

# **Tragverhalten und Bemessung von Befestigungen unter beliebiger Querbelastung in ungerissenem Beton**

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

vorgelegt von

**Jan E. Hofmann**  
aus Ruit auf den Fildern

Hauptberichter: Prof. Dr.-Ing. R. Eligehausen  
Mitberichter: Prof. Dr.-Ing. U. Kuhlmann  
Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Dr.phil. K. Bergmeister MSc.

Tag der mündlichen Prüfung: 04.10 2004

Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart,  
Oktober 2004



## **Vorwort**

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

Meinem Doktorvater Prof. Dr.-Ing. R. Eligehausen danke ich herzlich für die fruchtbare und lehrreiche Zusammenarbeit, die Betreuung dieser Arbeit sowie seine wertvollen Ratschläge und Anregungen.

Frau Prof. Dr.-Ing. U. Kuhlmann und Herrn Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Dr.phil. K. Bergmeister MSc. gilt mein aufrichtiger Dank für die Bereitschaft, den Mitbericht zu übernehmen und für die sorgfältige und kritische Durchsicht der Arbeit.

Zum Gelingen dieser Arbeit trugen auch meine ehemaligen Kollegen und Freunde vom Institut für Werkstoffe im Bauwesen durch Ihre Bereitschaft zur Diskussion bei. Diese kreative und hilfsbereite Arbeitsumgebung hat die Arbeit in großem Maße geprägt und beeinflusst. Besonders möchte ich Frau Dipl.-Ing. Karin Rüdinger und die Herren Dipl.-Ing. Steffen Lettow, Dipl.-Ing. Jörg Appl und Dipl.-Ing. Markus Bruckner hervorheben, die jederzeit für fachliche und nicht-fachliche Fragen, Diskussionen und Anregungen bereit waren.

Letztlich wäre der erfolgreiche Abschluss dieser Arbeit nicht ohne die immerwährende Unterstützung und Geduld meiner Familie möglich gewesen. Insbesondere meiner Frau Cornelia, meinen Eltern und meinem Bruder möchte ich dafür von ganzem Herzen danken.

Finanziell wurde die Arbeit von der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) unterstützt. Für diese Unterstützung möchte ich mich bedanken.

Stuttgart, im Juli 2005

Jan Hofmann



# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>EINFÜHRUNG .....</b>	<b>1</b>
1.1	Ausgangssituation und Problemstellung .....	1
1.2	Zielsetzung und Themenbereich.....	1
<b>2</b>	<b>KENNTNISSTAND .....</b>	<b>3</b>
2.1	Allgemeines.....	3
2.2	<b>Untersuchungen im Bereich des Verbundbaus.....</b>	<b>3</b>
2.2.1	Johnson, Greenwood und Dalen .....	3
2.2.2	Ollgaard, Slutter, Fischer .....	4
2.2.3	Jayas und Hosain .....	5
2.2.4	De Poli, Prisco und Gambarova.....	5
2.2.5	Scheele .....	6
2.2.6	Lungershausen .....	6
2.2.7	Breuninger .....	7
2.3	<b>Untersuchungen im Bereich der Befestigungstechnik.....</b>	<b>7</b>
2.3.1	Stichting Bouwresearch .....	7
2.3.2	Klingner, Mendonca und Malik .....	8
2.3.3	Skaikh und Whayong.....	9
2.3.4	Hawkins .....	9
2.3.5	Ueda, Stitmannathum, Matupayont .....	9
2.3.6	Fuchs.....	10
2.3.7	Kummerow und Lehr.....	11
2.3.8	Randl und John .....	11
2.3.9	Cook und Klingner.....	11
2.3.10	Lotze und Klingner .....	11
2.3.11	Anderson und Meinheit.....	12
2.3.12	Wüstholtz .....	12
2.3.13	Zhao .....	13
2.3.14	Balogh und Eligehausen.....	13
2.4	<b>Berechnung der Bruchlasten von Verbunddübeln nach der CC - Methode.....</b>	<b>14</b>
2.4.1	Allgemeines .....	14
2.4.1.1	Versagensarten bei Verbunddübeln.....	14
2.4.1.2	Verbundverhalten .....	15
2.4.2	Einflussfaktoren auf das Verbundverhalten.....	15
2.4.2.1	Betondruckfestigkeit .....	15
2.4.2.2	Bohrlochreinigung.....	16
2.4.2.3	Umwelteinflüsse.....	16
2.4.3	Berechnung der Bruchlasten unter zentrischer Zugbelastung.....	17
2.4.3.1	Einzelbefestigungen .....	17
2.4.3.2	Gruppenbefestigungen .....	18
2.4.4	Berechnung der Bruchlasten unter Querbelastung.....	19
2.4.4.1	Versagen infolge Betonkantenbruch .....	19
2.4.4.2	Versagen infolge Biegung des Dübels .....	20
2.4.4.3	Einfluss Lochspiel und Verteilung der Lasten .....	21
2.4.5	Berechnung der Bruchlasten von Befestigungen in der Bauteilfläche.....	21
2.4.5.1	Versagen durch Ausbruch in der Fläche .....	21
2.4.5.2	Versagen durch lokales Betonabplatzen vor dem Bolzen .....	24
2.4.6	Befestigungen unter Torsionsbeanspruchung.....	26

<b>3</b>	<b>VERSUCHSDATENBANK UND FORSCHUNGSBEDARF .....</b>	<b>28</b>
3.1	Allgemeines.....	28
3.2	<b>Inhalt und Struktur der Datenbank .....</b>	<b>28</b>
3.2.1	Datenauswahl.....	28
3.2.2	Datenstruktur .....	28
3.2.2.1	Aufschlüsselung nach Einzel- und Gruppenbefestigungen.....	28
3.2.2.2	Aufschlüsselung nach Dübeltypen .....	28
3.2.2.3	Aufschlüsselung nach Dübeltypen .....	29
3.2.2.4	Aufschlüsselung nach den Verhältnissen $c/d$ und $h_{ef}/d$ .....	29
3.2.2.5	Aufschlüsselung nach Belastungsrichtung.....	30
3.3	<b>Zusammenfassung und Forschungsbedarf.....</b>	<b>30</b>
<b>4</b>	<b>ENTWICKLUNG EINES BRUCHMECHANISCHEN MODELLS .....</b>	<b>31</b>
4.1	Allgemeines.....	31
4.2	<b>Grundlagen des Modells.....</b>	<b>31</b>
4.2.1	Allgemeines .....	31
4.2.2	Vereinfachung der dreidimensionalen Problemstellung .....	31
4.2.3	Modellalgorithmus.....	31
4.3	<b>Grundlagen der elastischen Bettung.....</b>	<b>32</b>
4.3.1	Grundlagen zur Berechnung eines elastisch gebetteten Balkens .....	32
4.3.2	Bestimmung der Bettungsbedingungen in Beton.....	34
4.3.2.1	Grundlagen der Teilflächenpressung.....	34
4.3.2.2	Bestimmung der Bettungsziffer.....	34
4.3.2.3	Bestimmung der Lagerungssteife .....	35
4.3.2.4	Bestimmung der Lagerungssteife einer Verankerung im Beton.....	35
4.3.3	Methoden zur Lösung der Differentialgleichung der elastischen Bettung.....	36
4.3.3.1	Iterative Lösung der Differentialgleichung bei beliebigem Bettungsverlauf .....	36
4.3.3.2	Differentialgleichung bei konstantem Bettungsverlauf.....	36
4.3.4	Berechnung der Spannungsverteilung und der Rissbelastung .....	37
4.3.4.1	Allgemeines.....	37
4.3.4.2	Einfluss der Steifigkeit der Verankerung auf die Spannungsverteilung.....	37
4.3.4.3	Einfluss des Einspanngrades der Verankerung auf die Spannungsverteilung.....	38
4.4	<b>Grundlagen der linearen Bruchmechanik.....</b>	<b>39</b>
4.4.1	Allgemeines .....	39
4.4.1.1	Brucharten .....	39
4.4.1.2	Rissspitzenfeld.....	39
4.4.2	Bruchmechanische Problemstellungen von querbelasteten Befestigungen .....	40
4.4.3	Allgemeines ebenes Rissproblem .....	40
4.4.4	Konzept der Spannungsintensitätsfaktoren.....	42
4.4.4.1	Allgemeines.....	42
4.4.4.2	Anwendbarkeit auf Befestigungen .....	42
4.4.4.3	Bestimmung der $K_i$ – Faktoren mittels ebenen Rissproblemen.....	43
4.4.4.4	Berechnung der $K_i$ – Faktoren mit der Finiten-Element-Methode .....	44
4.4.5	Transformation auf die Hauptachsen der Rissspitzenspannung.....	47
4.4.6	Iterative Lösung des Modellansatzes .....	48
4.4.7	Kritischer Spannungsintensitätsfaktor von Beton.....	48
4.4.8	Berechnung der kritischen Rissspannung .....	49
4.5	<b>Grundlagen der Querpressung.....</b>	<b>49</b>
4.5.1	Allgemeines .....	49
4.5.2	Berechnung der vorhandenen Rissspannung .....	51

4.5.2.1	Belastung senkrecht zum Bauteilrand .....	51
4.5.2.2	Belastung unter einem beliebigen Winkel $\alpha \leq 90^\circ$ zum Bauteilrand .....	52
<b>4.6</b>	<b>Berechnung der Bruchlasten .....</b>	<b>53</b>
4.6.1	Versagenskriterium .....	53
4.6.2	Berechnung der Bruchlasten für Betonkantenbruch .....	53
4.6.3	Idealisiertes Last-Verschiebungsverhalten von Befestigungen .....	54
4.6.4	Programm zur Berechnung der Bruchlasten, Rissbilder und LV-Kurven .....	55
<b>4.7</b>	<b>Vergleich der Bruchlasten mit den Versuchen aus der Datenbank .....</b>	<b>56</b>
<b>5</b>	<b>NUMERISCHE UNTERSUCHUNGEN .....</b>	<b>58</b>
<b>5.1</b>	<b>Allgemeines.....</b>	<b>58</b>
<b>5.2</b>	<b>Beschreibung des Finite Elemente Programms .....</b>	<b>58</b>
5.2.1	Konstitutives Gesetz des Microplane - Modells .....	58
5.2.2	Lokalisierungsbegrenzer .....	59
<b>5.3</b>	<b>Beschreibung der Finite-Elemente-Modellierung.....</b>	<b>60</b>
5.3.1	Modellaufbau und Modelldetails .....	60
5.3.2	Untersuchung verschiedener Lagerungsarten .....	61
5.3.3	Untersuchung verschiedener Modellierungsarten.....	62
<b>5.4</b>	<b>Beschreibung der verwendeten Materialparameter.....</b>	<b>62</b>
<b>5.5</b>	<b>Simulationen zu Einzelbefestigungen am Bauteilrand.....</b>	<b>63</b>
5.5.1	Durchgeführte Berechnungen .....	63
5.5.2	Tragverhalten und Rissentwicklung .....	63
5.5.2.1	Last-Verschiebungsverhalten .....	63
5.5.2.2	Rissentwicklung .....	65
5.5.3	Auswertung der Parameterstudie .....	67
5.5.3.1	Einfluss des Einspanngrades .....	67
5.5.3.2	Einfluss des Durchmessers .....	69
5.5.3.3	Einfluss der Verankerungstiefe .....	70
5.5.3.4	Einfluss der Belastungsrichtung .....	71
5.5.4	Verifizierung des Modells.....	72
<b>5.6</b>	<b>Simulationen zu Einzelbefestigungen in der Bauteilecke.....</b>	<b>73</b>
5.6.1	Durchgeführte Berechnungen .....	73
5.6.2	Tragverhalten und Rissentwicklung .....	73
5.6.2.1	Last-Verschiebungsverhalten .....	73
5.6.2.2	Rissentwicklung .....	74
5.6.3	Auswertung der Parameterstudie .....	75
5.6.3.1	Einfluss Eckabstand .....	75
5.6.3.2	Einfluss der Belastungsrichtung .....	75
5.6.4	Verifizierung des Modells.....	77
<b>5.7</b>	<b>Simulationen zu Gruppenbefestigungen am Bauteilrand.....</b>	<b>79</b>
5.7.1	Durchgeführte Berechnungen .....	79
5.7.2	Tragverhalten und Rissentwicklung .....	79
5.7.2.1	Last-Verschiebungsverhalten .....	79
5.7.2.2	Rissentwicklung .....	83
5.7.2.3	Lastverteilung auf die einzelnen Anker.....	85
5.7.3	Auswertung der Parameterstudie .....	87
5.7.3.1	Einfluss des Randabstandes.....	87
5.7.3.2	Einfluss der Achsabstände.....	88
5.7.3.3	Einfluss der Belastungsrichtung .....	89

5.7.4	Verifizierung des Modells.....	91
<b>5.8</b>	<b>Simulationen zu Gruppenbefestigungen in der Bauteilecke.....</b>	<b>93</b>
5.8.1	Durchgeführte Berechnungen.....	93
5.8.2	Tragverhalten und Rissentwicklung.....	94
5.8.2.1	Last-Verschiebungsverhalten.....	94
5.8.2.2	Rissentwicklung.....	96
5.8.2.3	Lastverteilung auf die einzelnen Anker.....	98
5.8.3	Auswertung der Parameterstudie.....	99
5.8.3.1	Einfluss des Eckabstandes.....	99
5.8.3.2	Einfluss der Achsabstände.....	100
5.8.3.3	Einfluss der Belastungsrichtung.....	101
5.8.4	Verifizierung des Modells.....	103
<b>5.9</b>	<b>Simulationen zu 2fach Befestigungen unter reiner Torsionsbeanspruchung.....</b>	<b>105</b>
5.9.1	Last-Verschiebungsverhalten.....	105
5.9.2	Rissentwicklung.....	106
5.9.3	Auswertung der Parameterstudie.....	108
<b>5.10</b>	<b>Simulationen zu 2fach Befestigungen unter exzentrischer Querbelastung.....</b>	<b>108</b>
5.10.1	Last-Verschiebungsverhalten und Rissentwicklung.....	109
5.10.2	Auswertung der Parameterstudie.....	110
<b>6</b>	<b>EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN.....</b>	<b>112</b>
<b>6.1</b>	<b>Allgemeines.....</b>	<b>112</b>
<b>6.2</b>	<b>Ausbildung und Herstellung der Versuchskörper.....</b>	<b>112</b>
6.2.1	Herstellung und Abmessungen der Versuchskörper.....	112
6.2.2	Betoneigenschaften.....	113
6.2.2.1	Betonzusammensetzung.....	113
6.2.2.2	Materialparameter des Betons.....	113
6.2.3	Verwendete Befestigungsmittel und Setzen der Befestigungsmittel.....	114
<b>6.3</b>	<b>Versuchsaufbau.....</b>	<b>115</b>
6.3.1	Versuchsaufbau für eine Belastung senkrecht zum Bauteilrand.....	115
6.3.2	Versuchsaufbau für eine beliebige Belastungsrichtung.....	116
<b>6.4</b>	<b>Versuchsdurchführung.....</b>	<b>116</b>
6.4.1	Versuchsablauf.....	116
6.4.2	Messeinrichtung und Messdaten.....	117
6.4.2.1	Bestimmung der Lastverteilung.....	117
<b>6.5</b>	<b>Versuche mit Einzelbefestigungen am Bauteilrand.....</b>	<b>118</b>
6.5.1	Durchgeführte Versuche.....	118
6.5.1.1	Einfluss des Dübeltyps.....	119
6.5.1.2	Einfluss der Abstützung im Versuch.....	120
6.5.1.3	Einfluss des Einspanngrades am Anbauteil.....	121
6.5.1.4	Einfluss der Bettungsbedingungen.....	123
6.5.2	Tragverhalten und Rissentwicklung.....	124
6.5.2.1	Last-Verschiebungsverhalten.....	124
6.5.2.2	Rissentwicklung und Bruchkegelbildung.....	128
6.5.3	Auswertung der Parameterstudie.....	133
6.5.3.1	Einfluss des Randabstandes.....	133
6.5.3.2	Einfluss des Durchmessers.....	134
6.5.3.3	Einfluss der Verankerungstiefe.....	135
6.5.3.4	Einfluss der Belastungsrichtung.....	136
6.5.4	Verifizierung des Modells für Einzelbefestigungen am Bauteilrand.....	137



<b>6.6</b>	<b>Versuche mit Einzelbefestigungen in der Bauteilecke.....</b>	<b>139</b>
6.6.1	Durchgeführte Versuche .....	139
6.6.2	Tragverhalten und Rissentwicklung .....	139
6.6.2.1	Last- Verschiebungsverhalten .....	139
6.6.2.2	Rissentwicklung .....	140
6.6.3	Auswertung der Parameterstudie .....	140
6.6.3.1	Einfluss des Eckabstandes.....	140
6.6.3.2	Einfluss der Belastungsrichtung.....	141
<b>6.7</b>	<b>Versuche mit Gruppenbefestigungen am Bauteilrand.....</b>	<b>141</b>
6.7.1	Durchgeführte Versuche .....	141
6.7.2	Tragverhalten und Rissentwicklung .....	142
6.7.2.1	Last-Verschiebungsverhalten .....	142
6.7.2.2	Rissentwicklung .....	144
6.7.2.3	Lastverteilung auf die einzelnen Anker.....	150
6.7.3	Auswertung der Parameterstudie .....	154
6.7.3.1	Einfluss Randabstand .....	154
6.7.3.2	Einfluss Achsabstände.....	155
6.7.3.3	Einfluss Belastungsrichtung.....	156
6.7.4	Verifizierung des Modells.....	158
<b>6.8</b>	<b>Versuche mit Gruppenbefestigungen in der Bauteilecke.....</b>	<b>160</b>
6.8.1	Durchgeführte Versuche .....	160
6.8.2	Tragverhalten und Rissentwicklung .....	160
6.8.2.1	Last- Verschiebungsverhalten .....	160
6.8.2.2	Rissentwicklung .....	162
6.8.2.3	Lastverteilung auf die einzelnen Anker.....	168
6.8.3	Auswertung der Parameterstudie .....	170
6.8.3.1	Einfluss des Eckabstandes.....	170
6.8.3.2	Einfluss der Achsabstände.....	171
6.8.3.3	Einfluss der Belastungsrichtung.....	172
6.8.4	Verifizierung des Modells.....	173
<b>7</b>	<b>PARAMETERSTUDIE UND ANALYSE DER ERGEBNISSE.....</b>	<b>176</b>
<b>7.1</b>	<b>Allgemeines.....</b>	<b>176</b>
<b>7.2</b>	<b>Parameterstudie und Analyse der Ergebnisse bei Einzelbefestigungen.....</b>	<b>176</b>
7.2.1	Einfluss Bettungsziffer.....	176
7.2.2	Einfluss Einspanngrad .....	177
7.2.3	Einfluss Randabstand.....	178
7.2.4	Einfluss Dübeldurchmesser .....	179
7.2.5	Einfluss Verankerungstiefe.....	181
7.2.6	Einfluss Eckabstand.....	182
7.2.7	Einfluss Belastungsrichtung.....	183
<b>7.3</b>	<b>Parameterstudie und Analyse der Ergebnisse bei Zweifachbefestigungen .....</b>	<b>184</b>
7.3.1	Einfluss Dübeldurchmesser .....	184
7.3.2	Einfluss Verankerungstiefe.....	185
7.3.3	Einfluss Achsabstand $s_2$ .....	185
7.3.4	Einfluss Achsabstand $s_1$ .....	187
7.3.5	Einfluss Belastungsrichtung.....	188
7.3.6	Last- Verschiebungsverhalten.....	189
<b>7.4</b>	<b>Parameterstudie und Analyse der Ergebnisse bei Vierfachbefestigungen .....</b>	<b>190</b>
7.4.1	Einfluss Dübeldurchmesser .....	190
7.4.2	Einfluss Verankerungstiefe.....	190
7.4.3	Einfluss Eckabstand .....	190

7.4.4	Einfluss Achsabstand $s_2$ .....	191
7.4.5	Einfluss Achsabstand $s_1$ .....	192
7.4.6	Einfluss Belastungsrichtung .....	194
<b>8</b>	<b>BEMESSUNG VON BEFESTIGUNGEN UNTER QUERLAST .....</b>	<b>195</b>
<b>8.1</b>	<b>Allgemeines.....</b>	<b>195</b>
<b>8.2</b>	<b>Berechnung von Befestigungen .....</b>	<b>196</b>
8.2.1	Definitionen und Bezeichnungen.....	196
8.2.1.1	Definition der Abstände und Richtungen.....	196
8.2.1.2	Definition der Anzahl mitwirkender Dübel.....	196
8.2.2	Berechnung bei Versagen infolge Betonkantenbruch.....	197
8.2.2.1	Mittlere Bruchlast für eine Belastung senkrecht zum Rand .....	197
8.2.2.2	Mittlere Bruchlast für eine Belastung parallel zum Rand .....	206
8.2.2.3	Mittleres Torsionsbruchmoment .....	208
8.2.3	Berechnung bei Versagen infolge Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite .....	211
8.2.3.1	Mittlere Bruchlast.....	211
8.2.3.2	Mittleres Torsionsbruchmoment .....	211
8.2.4	Berechnung bei Versagen infolge Stahlscherbruch .....	212
8.2.4.1	Mittlere Bruchlast.....	212
8.2.4.2	Mittleres Torsionsbruchmoment .....	213
8.2.5	Vergleich mit den Versuchsergebnissen .....	213
<b>8.3</b>	<b>Bemessung von Befestigungen .....</b>	<b>217</b>
8.3.1	Bemessungswert der Einwirkung .....	217
8.3.1.1	Allgemeines.....	217
8.3.1.2	Bestimmung der Bemessungswerte.....	217
8.3.2	Bemessungswert des Widerstandes .....	218
8.3.2.1	Allgemeines.....	218
8.3.2.2	Bestimmung der Bemessungswerte.....	218
8.3.3	Nachweis der Tragfähigkeit.....	220
8.3.3.1	Nachweis für reine Querbelastung .....	220
8.3.3.2	Nachweis für reine Zugbelastung.....	220
8.3.3.3	Nachweis für reine Torsionsbelastung .....	221
8.3.3.4	Nachweis bei beliebiger Belastung .....	221
<b>9</b>	<b>ZUSAMMENFASSUNG .....</b>	<b>222</b>
<b>10</b>	<b>LITERATUR.....</b>	<b>226</b>

## Abkürzungen

### Indizes

c	Beton, Betonkantenbruch
cb	lokaler Betonausbruch (Zuglast)
cp	Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite
d	Bemessungswert
k	charakteristischer Wert
p	Herausziehen
s	Stahl, Stahlversagen
u	Bruch
y	Fliessen
D	Druck
M	Werkstoff, Material
R	Widerstand
S	Einwirkung
Z	Zug

### Geometrische Größen

$A_{c,N}$	vorhandene Fläche des idealisierten Ausbruchkörpers auf der Betonoberfläche bei Zuglast	[mm <sup>2</sup> ]
$A^{\circ}_{c,N}$	Fläche des idealisierten Ausbruchkörpers einer Einzelbefestigung mit großem Achs- und Randabstand auf der Betonoberfläche bei Zuglast	[mm <sup>2</sup> ]
$A_{c,V}$	vorhandene Einflußfläche des idealisierten Ausbruchkörpers auf der seitlichen Betonoberfläche bei Querlast	[mm <sup>2</sup> ]
$A^{\circ}_{c,V}$	Fläche des idealisierten Ausbruchkörpers einer Einzelbefestigung auf der seitlichen Betonoberfläche ohne Einfluss von Rändern parallel zur Lastrichtung, der Bauteildicke oder benachbarter Befestigungselemente bei Querlast	[mm <sup>2</sup> ]
$A_h$	Aufstandsfläche eines Kopfbolzens	[mm <sup>2</sup> ]
b	Bauteilbreite eines schmalen Bauteils	[mm]
c	Randabstand	[mm]
$c_1$	Randabstand in Richtung 1, bei Querlasten senkrecht zum Bauteilrand	[mm]
$c_2$	Randabstand in Richtung 2, bei Querlasten Abstand zum lastparallelen Rand	[mm]
$c_{cr}$	charakteristischer Randabstand	[mm]
$c_{min}$	minimaler Randabstand	[mm]
d	Bolzendurchmesser eines Kopfbolzens oder Gewindedurchmesser	[mm]
$d_h$	Kopfdurchmesser eines Kopfbolzens	[mm]
$d_{nom}$	Außendurchmesser des Befestigungselements	[mm]
$d_0$	Bohrlochdurchmesser	[mm]
e	Exzentrizität der äußeren Last	[mm]
$e_N$	Exzentrizität der Resultierenden der Zugkräfte in den Befestigungselementen in Bezug auf den Schwerpunkt der zugbeanspruchten Befestigungselemente	[mm]
$e_V$	Exzentrizität der Resultierenden der Querkräfte in den Befestigungselementen in Bezug auf den Schwerpunkt der durch Querlasten beanspruchten Befestigungselemente	[mm]

$h$	Bauteildicke	[mm]
$h_{ef}$	Verankerungstiefe des Befestigungselements	[mm]
$h_{min}$	Mindestbauteildicke	[mm]
$h_0$	Bohrlochtiefe	[mm]
$l_f$	wirksame Länge des Befestigungselements bei Querlast	[mm]
$n$	Anzahl der Befestigungselemente	[-]
$s$	Achsabstand zwischen den Befestigungselementen einer Gruppe	[mm]
$s_1$	Achsabstand zwischen den Befestigungselementen einer Gruppe in Richtung 1	[mm]
$s_2$	Achsabstand zwischen den Befestigungselementen einer Gruppe in Richtung 2	[mm]
$s_{cr,N}$	charakteristischer Achsabstand bei Zuglast	[mm]
$s_{cr,V}$	charakteristischer Achsabstand bei Querlast	[mm]
$s_{min}$	minimaler Achsabstand	[mm]
$z$	Hebelarm der inneren Kräfte	[mm]

### Materialkenngrößen

$A_s$	Spannungsquerschnitt	[mm <sup>2</sup> ]
$E_c$	E-Modul des Betons	[N/mm <sup>2</sup> ]
$E_s$	E-Modul des Stahls	[N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{ck}$	charakteristische Betondruckfestigkeit	[N/mm <sup>2</sup> ]
$f_t$	zentrische Zugfestigkeit	[N/mm <sup>2</sup> ]
$f_u$	Zugfestigkeit des Stahls	[N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{uk}$	charakteristische Zugfestigkeit des Stahls	[N/mm <sup>2</sup> ]
$f_y$	Streckgrenze des Stahls	[N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{yk}$	charakteristische Streckgrenze des Stahls	[N/mm <sup>2</sup> ]
$G$	Bruchenergie	[N/mm]
$\beta_c (f_c)$	Betondruckfestigkeit, gemessen an Zylindern	[N/mm <sup>2</sup> ]
$\beta_w (f_{cc})$	Betondruckfestigkeit, gemessen an Würfeln mit einer Kantenlänge von 200mm	[N/mm <sup>2</sup> ]
$\beta_z (f_t)$	Zugfestigkeit des Betons	[N/mm <sup>2</sup> ]
$\mu$	Querdehnzahl des Betons	[-]
$\kappa$	„Kolvoltsche“ Zahl	[-]

### Bruchmechanische Größen

$EI$	Biegesteifigkeit	[N/mm <sup>2</sup> ]
$E_s$	Betonsteifezahl, Bodensteifigkeit	[N/mm <sup>2</sup> ]
$F_{i,k}^{(I,II,III)}$	Winkelfunktion für Modi I,II,III	[-]
$K_B$	Steifigkeitsmatrix der elastischen Bettung	[N/mm <sup>1,5</sup> ]
$K_E$	Elementsteifigkeitsmatrix	[N/mm <sup>1,5</sup> ]
$K_P$	Steifigkeitsmatrix der Befestigung	[N/mm <sup>1,5</sup> ]
$K_c$	Bruchzähigkeit, kritischer Spannungsintensitätsfaktor	[N/mm <sup>1,5</sup> ]

$K_{I,II,III}$	Spannungsintensitätsfaktoren für die Modi I, II, III	$[N/mm^{1.5}]$
$a$	halbe Risslänge des ebenen Rissproblems	$[mm]$
$b$	Breite des Balkens	$[mm]$
$c$	Bettungsziffer	$[N/mm^3]$
$d_k$	Stempeldurchmesser	$[mm]$
$k$	Lagerungssteife	$[N/mm^2]$
$k_s$	Bettungsziffer	$[N/mm^3]$
$l_{riss}$	Risslänge	$[mm]$
$l_{ch}$	charakteristische Länge eines Werkstoffes (hier: Beton)	$[mm]$
$p$	Pressung	$[N/mm^2]$
$p_w$	Bodenpressung	$[N/mm^2]$
$s$	Verschiebung bei Teilflächenbelastung	$[mm]$
$w$	Verschiebung, Durchbiegung	$[mm]$
$\alpha$	Weiterreißwinkel	$[^\circ]$
$\varphi$	Winkel Rissspitzenöffnung	$[^\circ]$
$\sigma_R$	Rissspannung	$[N/mm^2]$
$\Theta$	Knickwinkel an der Rissspitze	$[^\circ]$
$\Pi$	Elastisches Potential	$[-]$
$\Pi_{min}$	Minimales elastisches Potential	$[-]$

### Einwirkungen und Widerstände

$D$	resultierende Druckkraft	$[N]$
$F$	Kraft	$[N]$
$F_{Spa}$	Spalkraft	$[N]$
$M$	Biegemoment	$[Nmm]$
$M_{Rd}$	Bemessungswert des Widerstandes eines Befestigungselements bei Biegung	$[Nmm]$
$M_{Rk}$	Charakteristischer Wert des Widerstandes eines Befestigungselements bei Biegung	$[Nmm]$
$M_{Sd}$	Bemessungswert des einwirkenden Biegemoments	$[Nmm]$
$M_{Rd}^T$	Bemessungswert des Widerstandes eines Befestigungselements bei Torsion	$[Nmm]$
$M_{Rk}^T$	Charakteristischer Wert des Widerstandes eines Befestigungselements bei Torsion	$[Nmm]$
$M_{Sd}^T$	Bemessungswert des einwirkenden Torsionsmoments	$[Nmm]$
$N$	Zugkraft im Befestigungselement	$[N]$
$N_u$	Bruchlast bei Zuglast	$[N]$
$N_{Rd}$	Bemessungswert des Widerstandes unter Zuglast	$[N]$
$N_{Rd,c}$	Bemessungswert des Widerstandes unter Zuglast bei Betonausbruch	$[N]$
$N_{Rd,p}$	Bemessungswert des Widerstandes unter Zuglast bei Herausziehen	$[N]$
$N_{Rd,s}$	Bemessungswert des Widerstandes unter Zuglast bei Stahlverlagen	$[N]$
$N_{Rd,sp}$	Bemessungswert des Widerstandes unter Zuglast bei Spalten	$[N]$
$N_{Rk,c}$	charakteristischer Widerstand unter Zuglast bei Betonausbruch	$[N]$

$N_{Rk,p}$	charakteristischer Widerstand unter Zuglast bei Herausziehen	[N]
$N_{Rk,s}$	charakteristischer Widerstand unter Zuglast bei Stahlversagen	[N]
$N_{Rk,sp}$	charakteristischer Widerstand unter Zuglast bei Spalten	[N]
$N_{Sd}$	Bemessungswert der einwirkenden Zuglast	[N]
$R_d$	Bemessungswert der Tragfähigkeit	[N]
$R_k$	charakteristische Tragfähigkeit	[N]
$V$	Querlast	[N]
$V_u$	Bruchlast bei Querlast	[N]
$V_{Rd}$	Bemessungswert des Widerstandes unter Querlast	[N]
$V_{Rd,c}$	Bemessungswert des Widerstandes unter Querlast bei Betonkantenbruch	[N]
$V_{Rd,cp}$	Bemessungswert des Widerstandes unter Querlast bei Betonversagen auf der lastabgewandten Seite	[N]
$V_{Rd,s}$	Bemessungswert des Widerstandes unter Querlast bei Stahlversagen	[N]
$V_{Rk,c}$	charakteristischer Widerstand unter Querlast bei Betonkantenbruch	[N]
$V_{Rk,cp}$	charakteristischer Widerstand unter Querlast bei Betonversagen auf der lastabgewandten Seite	[N]
$V_{Rk,s}$	charakteristischer Widerstand unter Querlast bei Stahlversagen	[N]
$V_{Sd}$	Bemessungswert der einwirkenden Querlast	[N]

### Spannungen und Verzerrungen

$\varepsilon$	Dehnung	[‰]
$\sigma$	Spannung	[N/mm <sup>2</sup> ]
$\varphi$	Verdrehung	[°]
$\tau$	Verbundspannung	[N/mm <sup>2</sup> ]
$\tau_0$	Schubspannung	[N/mm <sup>2</sup> ]
$\tau_u$	mittlere Bruchverbundspannung	[N/mm <sup>2</sup> ]
$\Delta, \delta$	Verschiebung	[mm]
$\Delta_N, \delta_N$	Verschiebung unter Zuglast	[mm]
$\Delta_V, \delta_V$	Verschiebung unter Querlast	[mm]

### Sicherheitsbeiwerte

$\gamma$	globaler Sicherheitsbeiwert
$\gamma_c$	Teilsicherheitsbeiwert für Beton auf Druck
$\gamma_F$	Teilsicherheitsbeiwert der Last
$\gamma_G$	Teilsicherheitsbeiwert für ständige Lasten
$\gamma_Q$	Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Lasten
$\gamma_{Mc}$	Teilsicherheitsbeiwert für das Material bei Betonversagen
$\gamma_{Mp}$	Teilsicherheitsbeiwert für das Material bei Herausziehen
$\gamma_{Ms}$	Teilsicherheitsbeiwert für das Material bei Stahlversagen

## Sonstige Bezeichnungen

$e$	Eulersche Zahl	[-]
$v$	Variationskoeffizient	[%]
$w$	Rissbreite	[mm]
$w_{95\%}$	95% - Fraktile der Rissbreiten	[-]
$\psi_{ec}$	Einflussfaktor zur Berücksichtigung einer Exzentrizität	[-]
$\psi_{ucr}$	Einflussfaktor zur Berücksichtigung der Lage einer Verankerung im ungerissenen oder im gerissenen Beton	[-]
$\psi_s$	Einflussfaktor zur Berücksichtigung der Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustandes im Beton durch Bauteilränder	[-]
$\psi_{re,N}$	Einflussfaktor zur Berücksichtigung einer dichten Bewehrung (Schalenabplatzen)	[-]
$\psi_{h,V}$	Einflussfaktor zur Berücksichtigung einer zur Bauteildicke nicht proportionalen Abnahme der Quertragfähigkeit	[-]
$\psi_{\alpha,V}$	Einflussfaktor zur Berücksichtigung des Winkels $\alpha$ den die angreifende Querlast mit der Richtung senkrecht zur freien Kante bildet	[-]
$\alpha$	Winkel	[°]
$\alpha_V$	Winkel zwischen der Querlast und der Lotrechten zum Bauteilrand	[°]





# 1 Einführung

## 1.1 Ausgangssituation und Problemstellung

Die heutige Bauweise ist durch anspruchsvolle, filigrane Konstruktionen geprägt, bei denen zunehmend nachträgliche Befestigungen für die Lastabtragung oder Verbindung einzelner Bauteile eingesetzt werden. Eine genaue Kenntnis des Bruchverhaltens solcher Befestigungen ist in diesem Falle unabdingbar, um wirtschaftliche Lösungen gewährleisten zu können. In der Regel werden Befestigungen sowohl auf Zug als auch auf Schub beansprucht. Die Berechnungen solcher Befestigungen erfolgt mit dem CC-Verfahren, das 1993 vom Deutschen Institut für Bautechnik eingeführt wurde.

Die Annahmen des CC-Verfahrens für Querlast beruhen weitgehend auf Analogiebetrachtungen zu Verankerungen unter zentrischer Zugbelastung. Bisher liegen nur wenige Versuche für die Verifizierung der im CC-Verfahren angegebenen Einflussfaktoren vor. Für eine beliebige Belastungsrichtung zeigen erste Untersuchungen, dass die getroffenen Annahmen meist stark auf der sicheren Seite liegen.

Weiterhin unterliegt das CC-Verfahren einigen Anwendungsgrenzen bezüglich Dübeldurchmesser  $d$  und Dübelsteifigkeit  $h_{ef} / d$  und überschätzt für bestimmte Randbedingungen die Bruchlasten für große Randabstände um bis zu 30%.

In der Praxis werden jedoch zunehmend Verankerungen eingesetzt, für die das CC-Verfahren in der bisherigen Form nur bedingt oder nicht anwendbar ist. Eine entsprechende Modifizierung und Erweiterung, ist für die Berechnung und Bemessung von Verankerungen daher von großem Interesse.

## 1.2 Zielsetzung und Themenbereich

Ziel dieser Arbeit ist die Analyse des Tragverhaltens von Befestigungen mit Verbunddübeln am Bauteilrand und in der Bauteilecke unter beliebiger Lastrichtung. Ein wichtiger Punkt hierbei ist die Entwicklung eines theoretischen Modells, das auf der linearen Bruchmechanik basiert und für die Analyse und Berechnung des Tragverhaltens querbelasteter Befestigungen herangezogen werden kann. Das Modell soll in der Lage sein, die Bruchlasten, die Erstrisslasten und den Rissverlauf anhand der vorgegebenen Randbedingungen zu berechnen. Darüber hinaus soll ein Ansatz für die Berechnung eines idealisierten Last-Verschiebungsverhaltens entwickelt werden.

Um das theoretische Modell zu verifizieren sollen umfangreiche numerische und experimentelle Untersuchungen durchgeführt werden. Abschließend werden die Ergebnisse in einem ingenieurmäßigen, auf dem CC-Verfahren basierenden Bemessungsansatz zusammengeführt. Es wird hierfür folgende Vorgehensweise gewählt:

- Anhand theoretischer Überlegungen und bruchmechanischer Betrachtungen soll ein allgemeingültiges Modell zur Berechnung des Trag- und Verschiebungsverhaltens entwickelt werden.
- Mit Hilfe umfangreicher dreidimensionaler nichtlinearer FE - Berechnungen sollen das entwickelte Modell überprüft und das Tragverhalten von Befestigungen unter beliebiger Belastungsrichtung analysiert werden. Zu diesem Zweck wird eine Parameterstudie durchgeführt, in der die wichtigsten Einflussparameter quantifiziert und überprüft werden.
- Querlastversuche in ungerissenem Beton sollen detaillierte Einblicke in das Tragverhalten ermöglichen, um das entwickelte bruchmechanische Modell zu verifizieren.

- Mit Hilfe einer ausführlichen Parameterstudie und den Ergebnissen der numerischen und experimentellen Untersuchungen wird ein Bemessungsvorschlag erarbeitet, der die wichtigsten Einflussparameter berücksichtigt und die bestehenden Anwendungsgrenzen deutlich erweitert.

Die aufgezeigte Vorgehensweise erfordert eine Beschränkung des Themenbereiches. So wird das theoretische Modell nur für die Versagensart Betonkantenbruch und Befestigungen ohne Lochspiel entwickelt. Weiterhin werden Befestigungen in bewehrtem oder gerissenem Beton nicht behandelt. Hierbei sei auf bereits bestehenden Annahmen und Rechenmodelle verwiesen.

## 2 Kenntnisstand

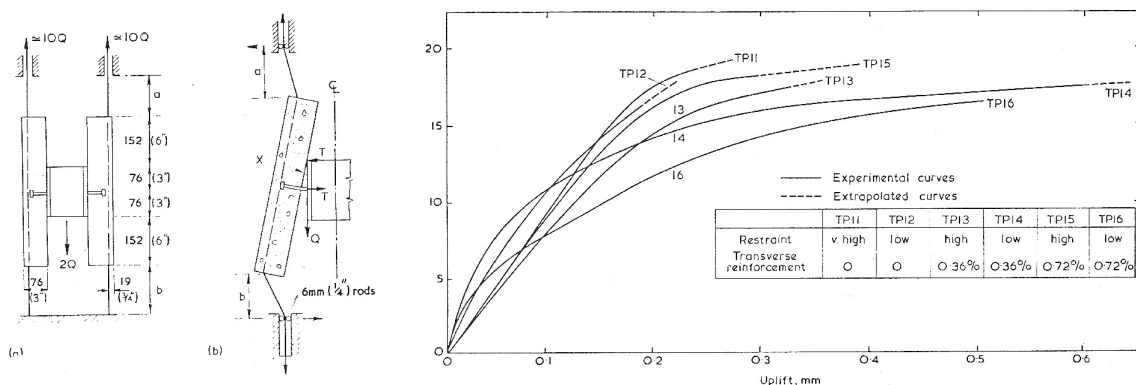
### 2.1 Allgemeines

Das Tragverhalten von Befestigungen unter Querlast wurde bereits anhand zahlreicher Versuche und numerischen Berechnungen untersucht. Die experimentellen und numerischen Untersuchungen können jeweils den Bereichen „Verbundbau“ und „Befestigungstechnik“ zugeordnet werden. Die Versuchskörper, die üblicherweise im Verbundbau verwendet werden, sind fast immer bewehrt und die vorhandene Reibung zwischen Einbauteil und Beton wird planmäßig für das Abtragen der Lasten herangezogen. Die auf dieser Grundlage ermittelten Ergebnisse können daher nur begrenzt auf den Bereich „Befestigungstechnik“ übertragen werden. In der Literatur werden für beide Bereiche zahlreiche Vorschläge für die Berechnung von randnahen und randfernen Verankerungen im Beton angegeben, die auf verschiedensten mechanischen bzw. empirischen Modellen basieren. Die wichtigsten Erkenntnisse werden daher in den Abschnitten 2.2 und 2.3 zusammengefasst.

### 2.2 Untersuchungen im Bereich des Verbundbaus

#### 2.2.1 Johnson, Greenwood und Dalen

Die Versuche von *Johnson, Greenwood und Dalen (1969)* wurden mit an Stahlplatten angeschweißten Kopfbolzen durchgeführt um den Einfluss einer Plattenaufbiegung bei Querlast zu ermitteln. Die Versuchsergebnisse zeigen, dass im Fall einer Plattenaufbiegung die Verschiebungen zunehmen und die aufnehmbare Querlast bis zu 20% geringer ist. In Abbildung 2-1 sind der Versuchsaufbau sowie die ermittelten Last- Verschiebungskurven dargestellt.



a) b) **Abbildung 2-1: a) Versuchsaufbau und b) ermittelte Last- Verschiebungskurven für die einzelnen Versuche mit und ohne Plattenaufbiegung aus Johnson, Greenwood und Dalen (1996).**

In der vorliegenden Arbeit wird in Abschnitt 5.5.3.1 und 6.5.1.3 der Einfluss des vorhandenen Einspanngrades zwischen Dübel und Anbauteil untersucht. Die Ergebnisse zeigen, dass die Bruchlasten bei Verankerungen mit voller Einspannung<sup>1</sup> ca. 20% bis 50% höher sind als bei den entsprechenden Verankerungen mit geringer Einspannung<sup>2</sup>. Die durchgeführten numerischen Simulationen zeigen, dass die Bruchverschiebung ebenfalls vom Einspanngrad zwischen Dübel und Anbauteil abhängt. Die Verschiebungen nehmen mit zunehmendem Einspanngrad ab. Die Versuche von *Johnson, Greenwood und Dalen (1969)* bestätigen somit qualitativ die ermittelten Zusammenhänge zwischen Einspanngrad und Bruchlast bzw. Bruchverschiebung.

<sup>1</sup> Entspricht Versuchen ohne Plattenaufbiegung  
<sup>2</sup> Entspricht Versuchen mit Plattenaufbiegung

### 2.2.2 Ollgaard, Slutter, Fischer

In den Versuchen von *Ollgaard, Slutter und Fischer (1971)* wird eine im Verbundbau übliche Schubverdübelung für unterschiedliche Betone (Normalbeton und Leichtbeton) untersucht. Die Versuchsergebnisse zeigen, dass die Tragfähigkeit einer Schubverdübelung in Leichtbeton ca. 15% – 25% geringer ist als in Normalbeton (Abbildung 2-2a).

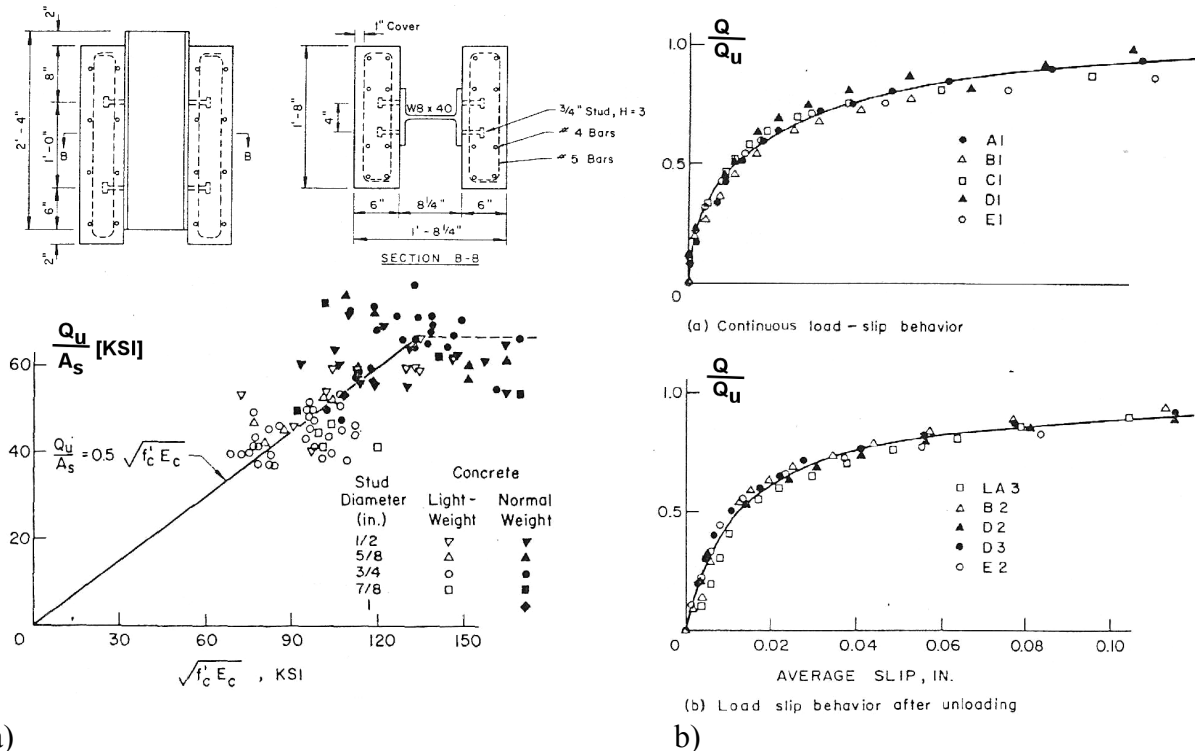


Abbildung 2-2: Versuchsaufbau und Versuchsergebnisse mit Schubverdübelungen in Normal- und Leichtbeton aus *Ollgaard, Slutter und Fischer (1971)*.

Die Verformungen der Schubverdübelungen unter Last zeigen, dass die Einspannwirkung in Normalbeton größer ist als in Leichtbeton, jedoch das gleiche nichtelastische Nachbruchverhalten auftritt. Ein Einfluss des Bolzendurchmessers auf die Bruchlast kann nicht festgestellt werden. Das vorgeschlagene Modell zur Berechnung solcher Schubverdübelungen basiert daher hauptsächlich auf den Betoneigenschaften  $f_c$ ,  $f_{sp}$ ,  $E_c$ , und  $\rho_\chi$ . Für die Berechnung wird von *Ollgaard, Slutter und Fischer (1971)* Gleichung (2.1) vorgeschlagen.

$$V_u = 0,5 \cdot A_s \cdot \sqrt{f_c \cdot E_c} \quad (2.1)$$

Zusätzlich geben *Ollgaard, Slutter und Fischer (1971)* Gleichung (2.2) an, mit der die Verschiebung für ein bestimmtes Lastniveau abgeschätzt werden kann (Abbildung 2-2b).

$$V = V_u (1 - e^{-18 \Delta})^{0,4} \quad (2.2)$$

In Abschnitt 7.1.1 wird der Einfluss der Bettungsziffer auf die Bruchlast untersucht. Die Versuche von *Ollgaard, Slutter und Fischer (1971)* bestätigen qualitativ, dass die Bruchlasten mit kleiner werdendem Bettungsmodul abnehmen, da Leichtbeton in der Regel ein geringeres Bettungsmodul als Normalbeton aufweist.

### 2.2.3 *Jayas und Hosain*

*Jayas und Hosain (1987)* untersuchten den Einfluss von Stahlprofilblechen auf das Tragverhalten von Schubverbindungen. In den Versuchen traten die Versagensarten Stahlbruch, Betonbruch sowie Abscheren der Betonrippen<sup>3</sup> auf. Letztere tritt nur dann auf, wenn die Rand- und Achsabstände groß waren. Aufgrund der Versuchsergebnisse wird Gleichung (2.3) für die Berechnung von Betonversagen bei Schubverbindungen mit Profilblechen vorgeschlagen.

$$V_u = \alpha \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot A_c \leq Q_u \quad (2.3)$$

$a = 0,35$  für Profilbeche mit einer Höhe von 76 mm

$a = 0,60$  für Profilbeche mit einer Höhe von 38 mm

$\lambda = 1,0$  für Normalbeton

$\lambda = 0,75$  für Leichtbeton

### 2.2.4 *De Poli, Prisco und Gambarova*

In den Versuchen von *Di Poli, Prisco und Gambarova (1993)* wurde das Tragverhalten von Bewehrungsanschlussstäben unter Querlast untersucht. Es werden folgende Einflüsse auf das Tragverhalten zusammengefasst:

- Rückhängebewehrung
- Randabstand
- Stabdurchmesser
- Belastungsrichtung

Die Versuchsergebnisse zeigen, dass bei einer Belastung entgegen den Rand die Rückhängebewehrung und der Randabstand (Betondeckung) nahezu keinen Einfluss auf die Bruchlast haben. Es kommt in diesem Fall zu einem lokalen Betonversagen vor dem Stabdübel. *Di Poli, Prisco und Gambarova (1993)* gehen davon aus, dass das Tragverhalten durch das BFE<sup>4</sup> Modell beschrieben werden kann (Abbildung 2-3a). Das beobachtete Verschiebungsverhalten bestätigt diese Annahme, so dass für die Berechnung Gleichung (2.4) vorgeschlagen wird.

$$w_1 = \frac{V}{2 \cdot \alpha_c^3 \cdot E_s \cdot J_B} \quad \text{mit} \quad \alpha = \sqrt[4]{\frac{k_c \cdot d_b}{4 \cdot E_s \cdot J_B}} \quad \text{und} \quad k_c = \frac{127 \cdot \sqrt{f_c}}{d_b} \quad (2.4)$$

Die Berechnungen ergeben eine gute Übereinstimmung mit den Versuchen, wenn die normalisierte Verschiebung in Abhängigkeit des Verhältnisses von Last zu Bruchlast aufgetragen wird (Abbildung 2-3b).

Die Versuche mit einer Belastung zum Rand zeigen, dass die Rückhängebewehrung und der Randabstand einen Einfluss auf das Tragverhalten haben. Die Bruchlasten steigen umso stärker an, je näher die Bewehrungsschleife in der Scherebene des Dübels liegt und je größer der Randabstand ist. Der Einfluss des Randabstandes ist zudem von der Art der Rückhängebewehrung abhängig, jedoch geringer als bei den Versuchen ohne Rückhängebewehrung, da der von der Rückhängebewehrung übertragene Lastanteil unabhängig vom Randabstand ist. Dieses Verhalten bestätigen neuere Untersuchungen von *Randel und John (2001)*<sup>5</sup>.

<sup>3</sup> bei den Versuchen mit eingelegten Stahlprofilblechen

<sup>4</sup> Beam Resisting of Elastic Foundation

<sup>5</sup> siehe Abschnitt 2.3.8

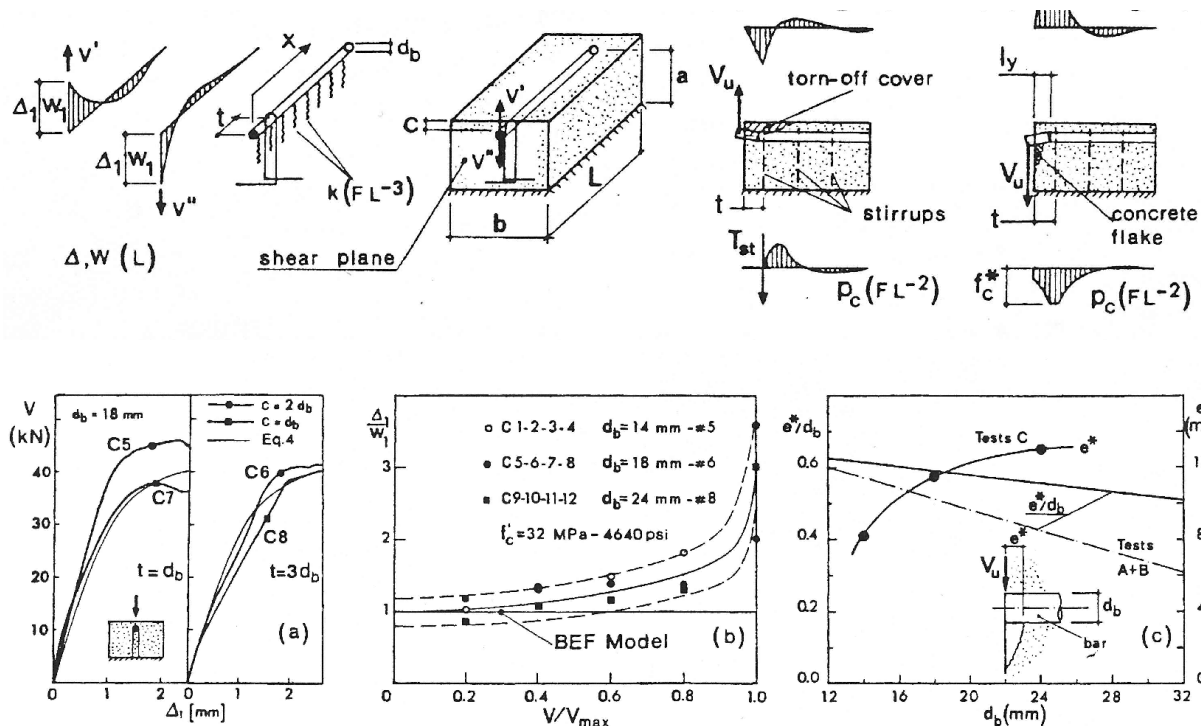


Abbildung 2-3: a) Schematische Darstellung des angenommenen Tragmodells von querbelasteten Bewehrungsstäben am Bauteilrand und b) Ergebnisse der Untersuchungen aus Jayas und Hosain (1987) für Bewehrungsstäbe am Bauteilrand mit und ohne Rückhängebewehrung.

Die Ergebnisse zeigen, dass die Bruchverschiebungen überproportional zunehmen und ca. das 3fache des Rechenwertes nach dem BFE Modell betragen. Diese überproportionale Zunahme ist auf eine lokale Schädigung vor dem Bolzen zurückzuführen (Abbildung 2-3c), deren Tiefe in den Versuchen ca. 40% bis 60% des Dübeldurchmessers<sup>6</sup> beträgt.

## 2.2.5 Scheele

Scheele (1991) untersuchte das Tragverhalten von Kopfbolzen unter formschlüssiger Belastung um deren Verschiebungsverhalten zu verbessern<sup>7</sup>. Scheele stellt die Einflüsse von Zugkraft, Bolzensteifigkeit und Zwängung dar. Das Last- Verschiebungsverhalten kann demnach durch eine Fußpunktverstärkung günstiger werden<sup>8</sup>. Die Versuche zeigen, dass der Schweißwulst am Kopfbolzen einen Grossteil der gesamten Scherkraft in den Beton weiterleitet, so dass durch gezieltes Anordnen verschiedener Materialien in der Umgebung des Bolzens eine weitreichende Beeinflussung des Last- Verschiebungsverhaltens möglich ist.

## 2.2.6 Lungershausen

Das Last- Verschiebungsverhalten einer Schubverdübelung wurde von Lungershausen (1988) anhand verschiedener Federmodelle beschrieben. Die Last wird zunächst durch Teilflächenpressung entlang des Bolzenschaftes in den umgebenden Beton eingeleitet. Mit zunehmender Belastung wird der Beton geschädigt<sup>9</sup> und der Bolzen auf Biegung beansprucht, wodurch eine Zugkraft im Bolzen und eine resultierende Druckkraft vor dem Bolzen entstehen.

<sup>6</sup> Vergleiche Fuchs 1990, bzw. Abschnitt 2.3.6

<sup>7</sup> in den Untersuchungen von Scheele soll die Duktilität der Kopfbolzen verbessert werden ohne dabei die Bruchlast zu reduzieren.

<sup>8</sup> Laststeigerung um ca. 75% bis 300%

<sup>9</sup> Diese Schädigung konnte auch in Untersuchungen mit Verankerungen in der Bauteilfläche (Abschnitt 2.4.4.2) beobachtet werden

Die von *Lungershausen (1988)* angegebene Gleichung (2.5) beschreibt die Schubtragfähigkeit von Kopfbolzen innerhalb einer Betonrippe ohne Verjüngung ( $w_0 = w_u = c$ ).

$$\vec{a} = \begin{pmatrix} 1 \\ \tan(\Theta) \\ 0 \end{pmatrix}; \quad \vec{b} = \begin{pmatrix} \cos(\beta) \cdot \sin(90) / \sin(\delta) \\ 0 \\ \sin \beta / \sin \delta \end{pmatrix} \quad \text{mit } \delta = 90^\circ - \beta \quad (2.5)$$

### 2.2.7 Breuninger

Von *Breuninger (2000)* wurden experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten „liegender“ Kopfbolzendübel durchgeführt. Die Ergebnisse zeigen, dass die Tragfähigkeit der Verbundfuge mit wachsendem Randabstand ansteigt. Die obere Grenze der Tragfähigkeit kann analog zu „stehenden“ Kopfbolzendübel mit Gleichung (2.6) berechnet werden. Der Einfluss des Achsabstandes auf die Gesamtbruchlast wird vernachlässigt.

$$P_u \left\{ \begin{array}{l} \leq 0,36 \cdot d_s \cdot \sqrt{f_c \cdot E_c} \\ \leq 0,85 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \end{array} \right\} \quad (2.6)$$

Die numerischen Untersuchungen zeigen, dass das Versagen der Verbundfuge durch Spalten des Betons erfolgt. Für die Berechnung der Spalttragfähigkeit liegender Kopfbolzendübel wird Gleichung (2.7) vorgeschlagen:

$$P_{u,sp} = \alpha \cdot (f_c \cdot d_{nom} \cdot c_1)^{0,4} \cdot \left(\frac{a}{a_{Bu}}\right)^{0,3} \cdot A \cdot B \quad (2.7)$$

Der Beiwert  $\alpha = 1,67$  wurde empirisch aus den Versuchsergebnissen ermittelt. Faktor A berücksichtigt die Lage der Verbundfuge, Faktor B den Unterschied zwischen Längsdruck und Längszug in der Betonplatte. Für die einzelnen Parameter werden Anwendungsgrenzen angegeben, die die Anwendbarkeit von Gleichung (2.7) einschränken. Die Gesamtheit der Ergebnisse ist ausführlich in *Breuninger (2000)* beschrieben.

## 2.3 Untersuchungen im Bereich der Befestigungstechnik

### 2.3.1 Stichting Bouwresearch

Das Tragverhalten von Dübeln (Ankern) im Montagebau wurde 1971 ausführlich untersucht und die Ergebnisse in einem Forschungsbericht (*Stichting Bouwresearch 1971*) zusammengefasst. Für die Berechnung einer querbelasteten Verankerung in Beton werden drei Gleichungen angegeben (Gleichung (2.8) bis Gleichung (2.10)) Für das Versagen des Ankers ist demnach zwischen Stahlbruch, Betonkantenbruch und Verformung zu unterscheiden.

$$\text{Stahlbruch : } \sqrt{3 \cdot T_a^2 + N_a^2} = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \cdot \sigma_e \quad (2.8)$$

$$\text{Betonbruch : } \sqrt{T_s^2 + N_s^2} = 1,8 \cdot \frac{x \cdot d^2}{x^2 + d^2} \cdot \sigma_t \quad (2.9)$$

$$\text{Verschiebung : } v = k \cdot \phi_k \cdot \phi \cdot \sigma_k \quad (2.10)$$

In Gleichung (2.9) ist für den Abstand  $x$  je nach Belastungsrichtung der tatsächliche Randabstand (Belastung senkrecht zum Rand) bzw. der 2fache Randabstand (bei Belastung parallel zum Rand) einzusetzen.

Die Tragfähigkeit einer Gruppenverankerung wird durch die Überlagerung der sich bildenden Bruchkegel abgemindert. Der kritische Achsabstand  $s_2$  entspricht dem ca. 6fachen Randabstand, so dass die Tragfähigkeit nach Gleichung (2.11) berechnet werden kann.

$$\bar{T} = \left(0,5 + \frac{c}{6 \cdot a}\right) \cdot T_0 \quad (2.11)$$

Die maßgebende Bruchlast zweier hintereinander liegender Anker berechnet sich aus:

- der doppelten Bruchlast des vorderen Ankers oder
- der Summe der Bruchlasten des vorderen und des hinteren Ankers<sup>10</sup>.

Ein Vergleich der rechnerischen Bruchlasten mit den insgesamt 117 Versuchsergebnissen zeigt eine brauchbare Übereinstimmung.

### 2.3.2 Klingner, Mendonca und Malik

Klingner, Mendonca, Malik (1982) untersuchten ab welchen Randabständen die volle Stahltragfähigkeit von Kopfbolzen gewährleistet ist. Für die Berechnung werden die Gleichung (2.12) und (2.13) herangezogen:

$$\text{Betonbruch: } V_c = 0,65 \cdot 2 \cdot \pi \cdot c_1^2 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (2.12)$$

$$\text{Stahlbruch: } V_s = 0,90 \cdot A_s \cdot (0,75 \cdot f_{ut}) \quad (2.13)$$

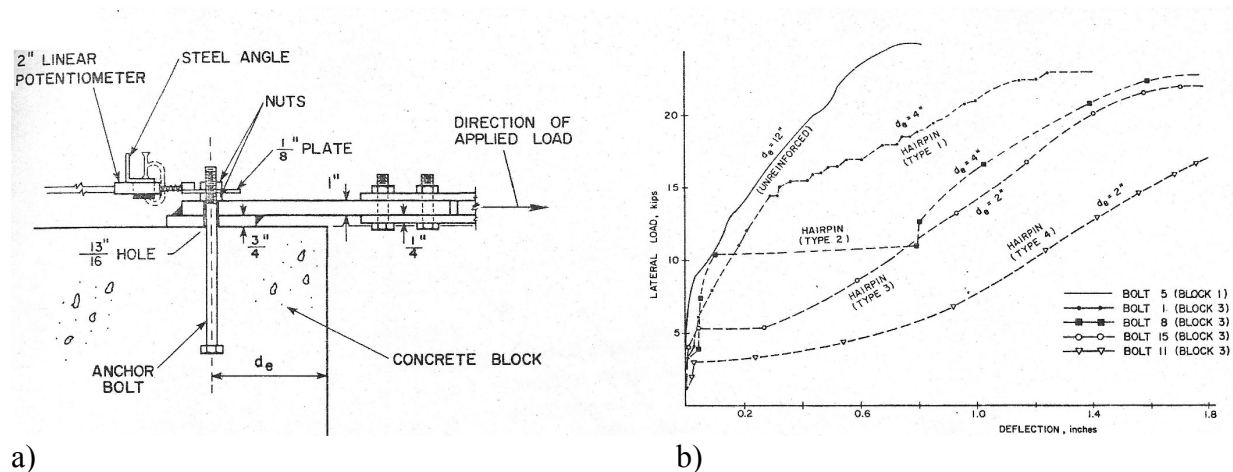


Abbildung 2-4: a) Versuchsaufbau und b) Last-Verschiebungskurven von Verankerungen am Bauteilrand mit und ohne Rückhängebewehrung aus Klingner, Mendonca und Malik (1982).

Die Versuche zeigen, dass Verankerungen mit Rückhängebewehrung in der Regel durch eine lokale Schädigung vor dem Bolzen versagen, die Stahltragfähigkeit des Bolzens jedoch erreicht wird. Eine Auswertung der unterschiedlich angeordneten Rückhängeschlaufen zeigt, dass eine direkt am Bolzen anliegende Schlaufe die Tragfähigkeit der Verankerung deutlich verbessert

<sup>10</sup> Im Gegensatz hierzu wird nach den CC-Verfahren entweder die doppelte Bruchlast der vorderen Dübel oder die einfache Bruchlast der hinteren Dübel maßgebend.



(Abbildung 2-4). Dieses zeigen auch die Versuche von *Die Poli, di Prisco und Gambarova (1993)* sowie *Randl und John (2001)*.

Bei einer dynamischen Belastung versagen die Bolzen meist durch Stahlscherbruch infolge Ermüdung. Der Beton vor den Kopfbolzen wird dabei so stark geschädigt, dass die Verschiebungen überproportional ansteigen.<sup>11</sup>

### 2.3.3 *Skaikh und Whayong*

Die Versuche von *Shaikh und Whayong (1985)* wurden mit querbelasteten Einzel- und Gruppenverankerungen am Bauteilrand durchgeführt. Für Einzelbefestigungen werden, basierend auf den Versuchsergebnissen, die Gleichungen (2.14) und (2.15) zur Berechnung der Betonbruchlast vorgeschlagen.

$$V_c = 12,5 \cdot c_1^{1,5} \cdot \sqrt{f'_c} \quad \text{mit } d_e < 10 \quad (2.14)$$

$$V_c = 800 \cdot \frac{\pi \cdot c_1^2}{4} \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \quad \text{mit } d_e > 10 \quad (2.15)$$

Für Gruppenverankerungen sind folgende Fälle zu unterscheiden:

- Wird die Tragfähigkeit durch Gleichung (2.15) begrenzt, so beträgt die Tragfähigkeit der Gruppe das n-fache des Einzeldübel (n entspricht der Anzahl der in der Gruppe befindlichen Dübel).
- Wird die Tragfähigkeit durch Gleichung (2.14) begrenzt, so berechnet sich die Tragfähigkeit der Gruppe aus dem Maximum der doppelten Tragfähigkeit der vorderen Dübelreihe und der Tragfähigkeit der hinteren Dübelreihe<sup>12</sup>.

Dies entspricht einer modifizierten Empfehlung nach *Stichting Bouwresearch (1971)* (Abschnitt 2.3.1) für hintereinander angeordnete Dübel am Bauteilrand.

### 2.3.4 *Hawkins*

*Hawkins (1987)* untersuchte einbetonierte Kopfbolzen mit und ohne Kopfplatte. In den Versuchen versagen die Verankerungen durch Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite oder radiales Spalten des Probekörpers. Die Versuchsergebnisse zeigen, dass die Bruchlasten mit und ohne Kopfplatte nahezu identisch sind, die Steifigkeit der Verankerung mit angeschweißter Kopfplatte jedoch größer ist. Ein Versagen infolge Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite kann für Verhältnisse  $d / h_{ef} > 4$  ausgeschlossen werden. Die Bruchlast einer solchen Kopfbolzenverankerung berechnet sich nach Gleichung (2.16).

$$V_c = 18,2 \cdot \sqrt[3]{d} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot (15 + 1,1 \cdot l_e + d_w) \quad (2.16)$$

### 2.3.5 *Ueda, Stitmannaitum, Matupayont*

*Ueda, Stitmannaitum, Matupayont (1991)* untersuchten das Tragverhalten von Einzel- und Gruppenbefestigungen mit Kopfbolzen am Bauteilrand. Die Ergebnisse zeigen, dass eine Abstützweite größer als das 4fache des Randabstandes keinen Einfluss auf die Tragfähigkeit hat.<sup>13</sup> In den Versuchen zu 2fach und 4fach Befestigungen beträgt der kritische Achsabstand das

<sup>11</sup> siehe auch Ozbolt, Hofmann, Eligehausen (2001)

<sup>12</sup> diese Vorgehensweise entspricht weitgehend dem Ansatz nach dem CC-Verfahren.

<sup>13</sup> Dieses Ergebnis deckt sich mit den Untersuchungen nach *Fuchs 1990* (Abschnitt 2.3.6) zur Abstützweite

8fache des Randabstandes ( $s_{cr} = 8c_1$ ). Demnach muss für kleinere Achsabstände die Bruchlast reduziert werden.

Für die Berechnung der Bruchlasten werden die Gleichungen (2.17) bis (2.19) vorgeschlagen.

$$V_{od} = K_{sa} \cdot K_{sb} \cdot V_{os} \quad (2.17)$$

$$K_{sa} = \begin{cases} 0,393 \cdot s_a^3 - 0,38 \cdot s_a^2 + 1,221 \cdot s_a + 1 \leq 2,3 & \text{für } c = 50 \text{ mm} \\ 0,219 \cdot s_a^3 - 0,254 \cdot s_a^2 + 0,93 \cdot s_a + 1 \leq 2,1 & \text{für } c = 100 \text{ mm} \end{cases} \quad (2.18)$$

$$K_{sb} = 0,001545 \cdot s_a^3 - 0,0403 \cdot s_a^2 + 0,349 \cdot s_a + 1 \leq 2,0 \quad (2.19)$$

### 2.3.6 Fuchs

In *Fuchs (1995)* sind Versuchsergebnisse zum Tragverhalten von querbelasteten Verankerungen zusammengefasst und diskutiert. In den Versuchen und numerischen Untersuchungen<sup>14</sup> wurden die folgenden Einflüsse untersucht:

- Abstützweite
- Randabstand
- Achsabstand
- Bauteildicke
- Bauteilecke

Die numerischen Berechnungen zum Einfluss der Abstützweite zeigen, dass die Bruchlasten erst ab einer Abstützweite kleiner als das 2fache des Randabstandes deutlich ansteigen. Der mittlere Risswinkel beträgt dabei 30° bis 40° und nimmt tendenziell mit größer werdendem Randabstand zu.<sup>15</sup>

Gruppenverankerungen verhalten sich in Anhängigkeit des Achsabstandes wie eine Einzelbefestigung (kleine Achsabstände) oder zwei unabhängige Einzelbefestigungen (große Achsabstände). Der kritische Achsabstand beträgt das 2,5fache des Randabstandes.<sup>16</sup>

Der Einfluss geringer Bauteildicken ist ab einer kritischen Bauteilhöhe von ca. 1,4  $c_1$  zu berücksichtigen.

Versuche mit Verankerungen in der Bauteilecke ( $c_1 = c_2$ ) zeigen, dass die Bruchlast ca. 25% geringer ist als am Bauteilrand. In einem schmalen Bauteil ( $c_1 = c_2 = c_3$ ) ist die Bruchlast dementsprechend ca. 50% geringer als am Bauteilrand.

Aufgrund der Versuchsergebnisse wird vorgeschlagen Gleichung (2.20) für die Berechnung der Betonkantenbruchlast querbelasteter Verankerungen anzuwenden.

$$F_{ur} = \chi_d \cdot \chi_{ar} \cdot \chi_a \cdot 0,6 \cdot \sqrt{d_a} \cdot \sqrt{\beta_w} \cdot a_r^{0,85} \cdot (a_r + 2 \cdot d_a)^{0,75} \quad (2.20)$$

Die unterschiedlichen Einflussparameter wie Achs- und Eckabstand oder Bauteildicke werden über die Faktoren nach Gleichung (2.21) bis (2.23) berücksichtigt:

$$\chi_d = d / (a_r + 2 \cdot d_a)^{0,75} \leq 1 \quad (\text{Einfluss Bauteildicke}) \quad (2.21)$$

$$\chi_{ar} = 0,65 + 0,6 \cdot \text{arsh}(a_{r2} / a_{r1} - 0,625) \leq 1 \quad (\text{Einfluss Bauteilecke}) \quad (2.22)$$

$$\chi_a = 2 \cdot [0,75 + 0,25 \cdot \text{arsh}(a / a_{r1} - 1,25)] \leq 1 \quad (\text{Einfluss Achsabstand}) \quad (2.23)$$

<sup>14</sup> Die numerischen Untersuchungen wurden mit dem Programm SBETA durchgeführt.

<sup>15</sup> Dieses Verhalten zeigt sich auch in der durchgeführten Parameterstudie (Abschnitt 7.1.2)

<sup>16</sup> Dies stimmt mit den im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten numerischen Untersuchungen (Kapitel 5) überein.

### 2.3.7 Kummerow und Lehr

Die Untersuchungen von *Kummerow 1996* und *Lehr 1993* wurden mit querbelasteten Verbunddübeln am Bauteilrand durchgeführt. Die Versuchsergebnisse stimmen bei kleinen Randabständen (kleiner 120 mm) brauchbar mit den Rechenwerten des CC-Verfahren überein. Für große Randabstände werden die Versuchsbruchlasten jedoch überschätzt. *Kummerow 1996* und *Lehr 1993* schlagen daher Gleichung (2.24) für die Berechnung der Betonkantenbruchlast eines Einzelbolzens am Bauteilrand vor.

$$V_c = 7 \cdot \left( \frac{h_{ef}}{d_{nom}} \right)^{0,3} \cdot \sqrt{d_{nom}} \cdot \sqrt{f_{cc}} \cdot c^{1,1} \quad (2.24)$$

Der Einfluss des Randabstandes wird geringer als nach dem CC-Verfahren angenommen, allerdings wurden in den Untersuchungen der Einfluss der Verankerungstiefe und der Einfluss des Durchmessers nicht hinreichend variiert.

### 2.3.8 Randl und John

In den Versuchen von *Randl und John (2001)* wurden nachträgliche Befestigungen mit Rückhängebewehrung für Brückeninstallationen untersucht. Im Vergleich zu Befestigungen ohne Rückhängebewehrung steigen die Bruchlasten je nach Art der Rückhängebewehrung deutlich an. Auf Grund der Versuchsergebnisse wird vorgeschlagen Gleichung (2.25) für die Berechnung der Bruchlast nachträglicher Verankerungen mit Rückhängebewehrung zu verwenden.

$$V_{um} = V_{um,c} \cdot \kappa \cdot A_{s,h} \cdot f_{y,h} \cdot (1 - f_1(l_{proj}, c, h_{ef})) \cdot \left( \frac{d_{nom}}{k_1 \cdot c_{so} + d_s} \right)^{k_2} \leq V_{um,s} \quad (2.25)$$

In Gleichung (2.24) ist der Faktor  $\kappa$  mit 0,4 anzunehmen und berücksichtig, dass der Beton vor Erreichen der Stahltragfähigkeit der Rückhängebewehrung geschädigt wird (siehe auch Abschnitt 2.3.2). Die Konstanten  $k_1 = 1,2$  und  $k_2 = 1,5$  wurden empirisch aus den Versuchen abgeleitet. Gleiches gilt für die Funktion  $f_1$  nach Gleichung (2.26).

$$f_1(c_1, l_{proj}, h_{ef}) = 0,5 \cdot \frac{l_{proj}^{0,5} \cdot c_1^{0,5}}{h_{ef}} \quad (2.26)$$

### 2.3.9 Cook und Klingner

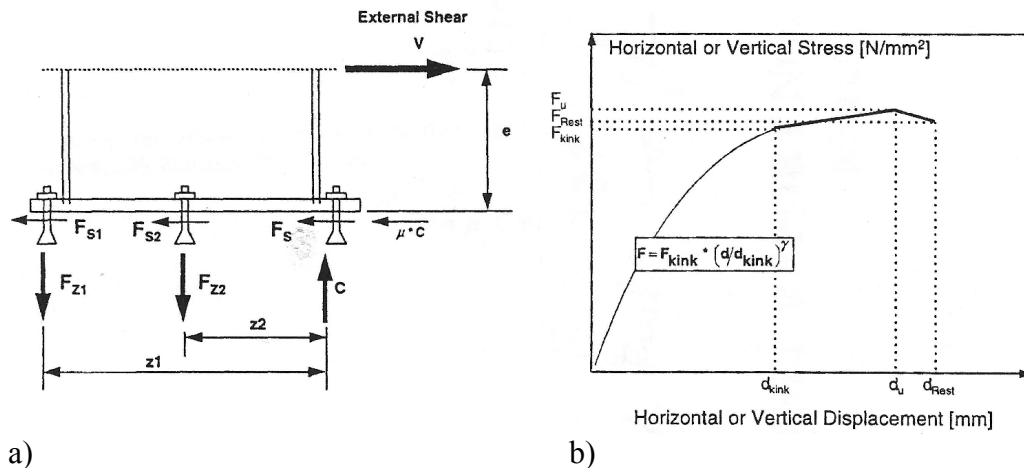
*Cook, Klingner (1989)* und *Cook, Klingner (1991)* untersuchten das Tragverhalten von Gruppenbefestigungen mit Kopfbolzen bei duktilem Stahlversagen. Die Untersuchungen zeigen, dass der Reibungskoeffizient zwischen Beton und Anbauteil 0,4 bis 0,45 beträgt und nahezu unabhängig von der Oberflächenbeschaffenheit des Betons ist. Bei kombinierter Zug- und Schubbeanspruchung kann eine quadratische Interaktion für die Berechnung der Bruchlast verwendet werden, wobei die Schubtragfähigkeit 50% (Verbunddübel) bis 60% (Kopfbolzen) der zentrischen Zugtragfähigkeit beträgt. Aufbauend auf diesen Untersuchungen wird ein theoretisches Modell zur Berechnung der Tragfähigkeit von Mehrfachbefestigungen entwickelt, das in *Cook und Klingner (1991)* ausführlich beschrieben ist.

### 2.3.10 Lotze und Klingner

Von *Lotze und Klingner (1997)* wurden Versuche durchgeführt um zu zeigen, dass Mehrfachbefestigungen mit Hilfe der Plastizitätstheorie bemessen werden können (Abbildung 2-5a).

Die Ergebnisse zeigen, dass bei einer Querbelastung mit überlagerter Biegung die Schädigung des Betons vor den zugbeanspruchten Dübeln größer ist als vor den nicht zugbeanspruchten Dü-

beln. Der Bolzendurchmesser beeinflusst die Tiefe der lokalen Schädigung so, dass mit zunehmendem Durchmesser auch die Tiefe der Schädigung zunimmt.<sup>17</sup> Die Verformung der Dübel ist bei Querbelastung geringer als bei zentrischer Zugbelastung, wenn das Versagen durch Stahlscherbruch der Bolzen erfolgt. Für große Exzentrizitäten ergibt sich eine brauchbare Übereinstimmung von Versuchsergebnissen und den mit Hilfe der Plastizitätstheorie berechneten Bruchlasten.



a)

b)

**Abbildung 2-5: Schematische Darstellung a) der untersuchten Verankerung und b) des Lastabtragmechanismus für Gruppenverankerungen mit Ankerplatte aus Lotze/Klingner 1997.**

Zusammenfassend zeigen die Ergebnisse, dass die Gruppentragfähigkeit mit Hilfe der Plastizitätstheorie überschätzt wird, selbst wenn die Einzelanker ein wie in Abbildung 2-5b dargestelltes duktileres Versagen aufweisen.

### 2.3.11 Anderson und Meinheit

Anderson und Meinheit (2000) untersuchten das Tragverhalten von Einlegeteilen mit Kopfbolzen unter Querlast. Die Versuche werden in der Bauteilfläche und am Bauteilrand durchgeführt, wobei die Belastung vom Bauteilrand weg erfolgt. Der kleinste Randabstand in den Versuchen beträgt ca.  $4d_{nom}$ .

Die Versuche zeigen, dass bei Stahlversagen der Achsabstand keinen Einfluss auf die Bruchlast hat und eine Mindestdicke der Ankerplatte von  $0,37 \cdot d$  ausreicht, um Stahlversagen zu gewährleisten. Werden Gruppenbefestigungen nicht ausreichend tief verankert erfolgt das Versagen infolge Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite. Der Übergang hierzu erfolgt ab einem Verhältnis  $h_{ef}/d = 4,5$ .

### 2.3.12 Wüstholtz

In den Versuchen von Wüstholtz (1999) wurden Einzelverankerungen am Bauteilrand untersucht, indem der Durchmesser, der Randabstand und die Verankerungstiefe variiert werden. Um den Einfluss unterschiedlicher Lagerungen des Probekörpers zu quantifizieren, wurden fünf verschiedene Arten der Lagerung untersucht (siehe Kapitel 6). Die Versuchsergebnisse zum Einfluss des Durchmessers und der Verankerungstiefe zeigen, dass die Bruchlasten für große Randabstände durch das CC-Verfahren überschätzt werden. Wüstholtz (1999) schlägt Gleichung (2.27) für die Berechnung der Betonkantenbruchlast einer Einzelverankerung am Bauteilrand vor.

$$V_u = 1,4 \cdot \psi \cdot d_{nom}^{0,34} \cdot \left( \frac{l}{d_{nom}} \right)^{0,23} \cdot \sqrt{\beta_w} \cdot c_1^{1,5} \quad (2.27)$$

<sup>17</sup> siehe Abschnitt 2.4.4.2

$$\psi = \left\{ \begin{array}{l} 1 \text{ für } c \leq 160 \text{ mm} \\ 1 - 0,22 \times \tan\left(\frac{c_1}{80} - 2\right) \text{ für } c > 160 \text{ mm} \end{array} \right\} \quad (2.28)$$

Die weiteren Versuchsergebnisse werden in Kapitel 6 ausführlich beschrieben und diskutiert, da die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuche an die Versuche von *Wüstholtz (1999)* anknüpfen.

### 2.3.13 Zhao

*Zhao (1991)* und *Zhao (1994)* untersuchte das Tragverhalten randferner Kopfbolzenverankerung unter Querlast. Die Versuche wurden mit Einzel- und Gruppenbefestigungen durchgeführt, wobei das Verhältnis von Verankerungstiefe zu Dübeldurchmesser so gewählt wurde, dass die Verankerungen in der Fläche durch Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite versagen.

Bei Versuchen mit exzentrischer Belastung wird zudem der Einfluss des Achsabstandes untersucht. Die Ergebnisse zeigen, dass mit zunehmender Lastexzentrizität und abnehmendem Achsabstand die aufnehmbaren Querlasten geringer werden. Verschiebungsmessungen an der Ankerplatte zeigen, dass sich diese während der Belastung verdreht und von der Betonoberfläche abhebt. In *Zhao (1994)* wird ein analytisches Modell zur Bestimmung der Betonbruchlasten randnaher und randferner Verankerungen aufgezeigt. Demnach sind der Bruchkegel und die Neigung des Bruchkegels von der Verankerungstiefe abhängig. Die projizierte Ausbruchfläche wird von *Zhao (1994)* wie folgt abgeschätzt.

$$A_{pEV} = \left( \frac{h_{ef}}{\tan(\alpha_V)} \right)^2 = \frac{h_{ef}^{1,5}}{0,125} = 64 \cdot h_{ef}^{1,5} \quad (2.29)$$

Untersuchungen von *Fuchs (1986/1)* und *Zhao (1991)* zeigen, dass das Umsetzungsverhältnis von Querlast in Zuglast 0,3 bis 0,4 beträgt. Somit ergibt sich Gleichung (2.30) für die Bruchlast einer Einzelverankerung in der Bauteilfläche.

$$V_{uE} = \frac{9,6 \cdot h_{ef}^{1,5} \cdot \sqrt{\beta_W}}{\eta_{NV}} \approx 30 \cdot \sqrt{\beta_W} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad (2.30)$$

Die Bruchlast einer Gruppenbefestigung ergibt sich unter Berücksichtigung der Spannungsüberlagerung nach Gleichung (2.31).

$$V_{uG} = 0,47 \cdot \sqrt{\beta_W} \cdot (s + 8 \cdot h_{ef}^{0,75})^2 \cdot \Phi(s/s_{k,V}) \quad (2.31)$$

### 2.3.14 Balogh und Eligehausen

*Balogh und Eligehausen (1992)* untersuchten Gruppenverankerungen mit sechs Dübeln. Zur Bestimmung des minimalen Randabstandes bei dem ein Versagen infolge Betonkantenbruchs nicht maßgebend wird werden die Gleichungen (2.32) bis (2.34) verwendet.

$$V_{u,c} = A_{c,V} / A_{c,V}^0 \cdot 1,3 \cdot d_{nom}^{0,5} \cdot \beta_w^{0,5} \cdot c_1^{1,5} \cdot \psi_h \quad (\text{Betonkantenbruch}) \quad (2.32)$$

$$V_{u,s} = A_s \cdot f_u \cdot 0,6 \cdot n \quad (\text{Stahlversagen}) \quad (2.33)$$

$$V_{u,cp} = 30 \cdot \beta_w^{0,5} \cdot h_{ef}^{1,5} \cdot A_{c,N} / A_{c,N}^0 \quad (\text{Betonausbruch lastabgew. Seite}) \quad (2.34)$$

In einem ausreichend dicken Bauteil beträgt demnach der erforderliche Randabstand  $4,5 \cdot h_{ef}$  bis  $6 \cdot h_{ef}$ . Im dünnen Bauteil (z.B.  $h = 2 \cdot h_{ef}$ ) vergrößert sich der erforderliche Randabstand auf  $13 \cdot h_{ef}$ .

bis  $21 \cdot h_{ef}$ . Die Versuche zeigen, dass der erforderliche Randabstand bei dem ein Versagen infolge Betonkantenbruch nicht mehr maßgebend wird, vom Dübeldurchmesser und der Stahlzugfestigkeit des Dübels abhängt.

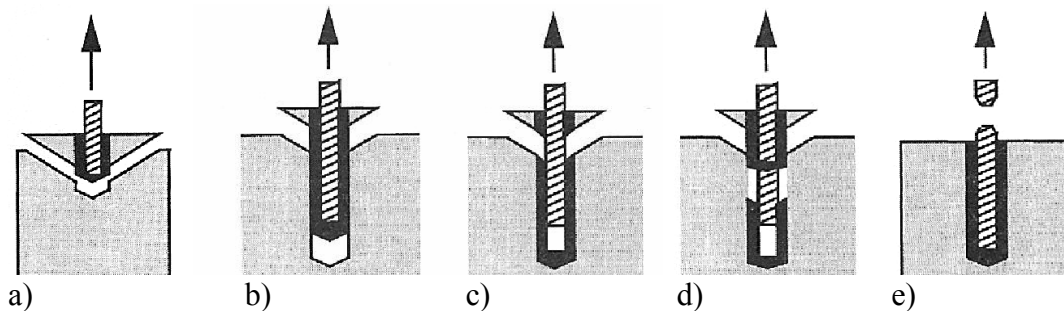
## 2.4 Berechnung der Bruchlasten von Verbunddübeln nach der CC - Methode

### 2.4.1 Allgemeines

Die Bruchlasten von zentrisch- und querbelasteten Verbunddübeln können mit dem CC-Verfahren berechnet werden. Das Tragverhalten einer Verankerung bei zentrischer Belastung am Bauteilrand und in der Bauteilfläche wurde ausführlich von *Meszaros (2002)* und *Lehr (2003)* untersucht. Die wichtigsten Ergebnisse werden im Folgenden zusammengefasst.

#### 2.4.1.1 Versagensarten bei Verbunddübeln

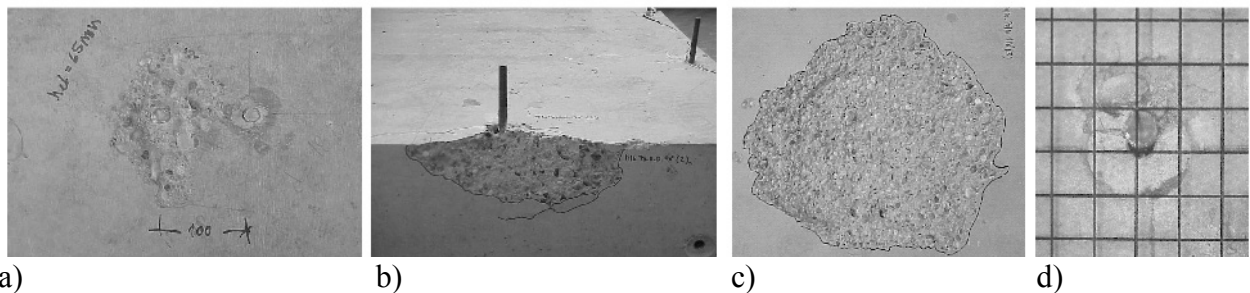
Das Versagen von zentrisch belasteten Verbunddübeln lässt sich in vier verschiedene Arten einteilen. Dies sind die Versagensarten Betonausbruch, Verbundversagen, Mischbruchversagen und Stahlversagen. Bei Verbundversagen kann das Versagen zudem sowohl zwischen Mörtel und Bohrloch als auch zwischen Mörtel und Ankerstange unterschieden werden (Abbildung 2-6).



**Abbildung 2-6:** Versagensarten von zentrisch belasteten Verbunddübeln nach *Cook, Kunz, Fuchs, Konz (1998)*: a) kegelförmiger Betonausbruch, b) Versagen des Mörtels an der Bohrlochwandung, c) Versagen des Mörtels an der Gewindestange, d) Mischbruchversagen, e) Stahlbruch der Gewindestange.

Die Versagensarten bei einer Querbelastung unterscheiden sich von denen bei Zugbelastung. Es kann zu folgenden Versagensarten kommen:

- lokale Betonschädigung vor dem Bolzen (Abbildung 2-7a)
- Betonkantenbruch (Abbildung 2-7b)
- Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite (Abbildung 2-7c)
- Stahlscherbruch (Abbildung 2-7d)

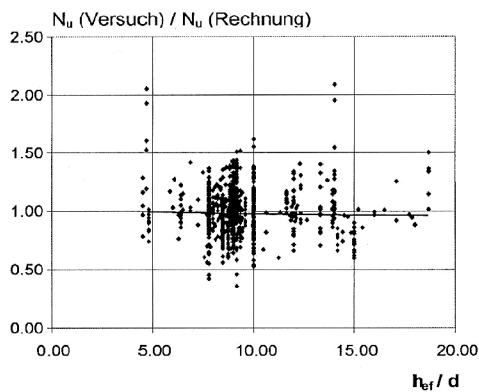


**Abbildung 2-7:** Versagensarten von querbelasteten Verbunddübeln, a) lokales Versagen vor dem Bolzen, b) Versagen infolge Betonkantenbruch, c) Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite („Pry-out“) sowie d) Stahlscherbruch.

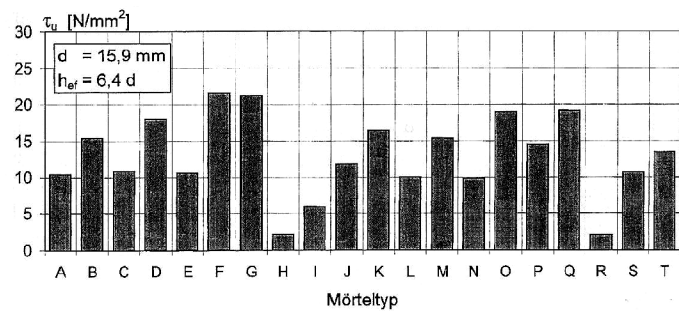
### 2.4.1.2 Verbundverhalten

Die Verteilung der Verbundspannungen entlang der Verankerungstiefe hängt maßgeblich von der Verbundsteifigkeit des verwendeten Mörtels ab. In der Regel ist diese entlang der Einbinde-tiefe ungleichmäßig, da die aufgebrachte Last zunächst im oberen Bereich der Verankerung ein-geleitet wird. Erst mit zunehmender Belastung können die tiefer liegenden Bereiche aktiviert werden. Vereinfachend wird bei der Berechnung der Bruchlasten eine über die gesamte Veran-kerungstiefe gleichmäßig verteilte Verbundspannung  $\tau_u$  angenommen. Untersuchungen von *Cook, Kunz, Fuchs, Konz (1989)* zeigen dass diese Annahme für Verankerungstiefen zwischen  $4,5d_s$  und  $25d_s$  gültig ist (Abbildung 2-8a).

Für die Berechnung der Bruchlasten müssten die Verbundfestigkeiten auf die Bruchfläche bezo-gen werden. Diese ist jedoch in der Regel nicht bekannt, so dass die Verbundfestigkeit auf die Dübelmantelfläche bezogen werden muss, was nur für Verbunddübel mit kleinem Ringspalt mög-lich ist. In den von *Cook, Kunz, Fuchs, Konz (1989)* ausgewerteten Versuchen beträgt das Ver-hältnis von Ringspalt zu Durchmesser 1,1 bis 1,3 und in Einzelfällen 1,8. Die Annahme einer gleichmäßigen Spannungsverteilung ist daher bis zu einem Verhältnis von 1,5 gültig. Die in Ka-pitel 6 beschriebenen Versuche wurden mit einem Verhältnis von Ringspalt zu Durchmesser von ca. 1,2 durchgeführt.



a)



b)

**Abbildung 2-8:** a) Verhältnis von gemessener zu rechnerischer Bruchlast von Verbunddübeln in Ab-hängigkeit des Verhältnisses  $h_{ef} / d$  aus *Cook, Kunz, Fuchs, Konz (1998)* und b) mittlere Verbundfes-tigkeiten in Beton ( $25 \text{ N/mm}^2$ ) für unterschiedliche Mörteltypen aus *Cook, Bishop, Hagedorn, Sikes, Adams (1994)*.

Wie die Versuche zeigen, ist die Verbundfestigkeit stark produktabhängig und kann zwischen  $2 \text{ N/mm}^2$  und  $20 \text{ N/mm}^2$  variieren (Abbildung 2-8b).

## 2.4.2 Einflussfaktoren auf das Verbundverhalten

### 2.4.2.1 Betondruckfestigkeit

Die Betondruckfestigkeit hat auf die Verbundfestigkeit des Mörtels nur dann einen Einfluss, wenn das Versagen zwischen Mörtel und Bohrlochwand erfolgt (Abbildung 2-6b). Grundsätzlich nimmt mit ansteigender Betondruckfestigkeit auch die Verbundspannung zu. Dieser Effekt wird jedoch abgeschwächt, da mit zunehmender Betondruckfestigkeit die Bohrlochwandung „glatter“ ist. In bestimmten Fällen (z.B. Betondruckfestigkeiten größer  $55 \text{ N/mm}^2$ ) kann dies zu geringe-ren Verbundspannungen führen, selbst wenn eine höhere Betondruckfestigkeit vorliegt.

### 2.4.2.2 Bohrlochreinigung

Die Bohrlochreinigung beeinflusst die Verbundfestigkeit sehr unterschiedlich und ist hauptsächlich vom verwendeten Mörtelsystem bzw. Mörteltyp abhängig. In der Regel kann davon ausgegangen werden, dass Patronensysteme, bei denen die Gewindestange mit dem Bohrer eingedreht wird, weniger empfindlich auf die Bohrlochreinigung reagieren als Injektionssysteme, da das im Bohrloch verbliebene Bohrmehl von den Zuschlagstoffen von der Lochwand abgerieben wird.

Bei Injektionssystemen hängt der Einfluss von der Art des verwendeten Mörtelharzes ab. Der Unterschied zwischen der Verbundfestigkeit in einem ungereinigten und gereinigten Bohrloch kann nach *Meszaros und Eligehausen (1996/1)* bis zu 50% betragen (Abbildung 2-9a). Dies gilt besonders für eine Bohrlochreinigung im nassen Beton (Abbildung 2-9b), da in diesem Fall das Bohrmehl durch die vorhandene Feuchtigkeit fest an der Bohrlochwand klebt (*Meszaros und Eligehausen (1996/2)*). Die in Abschnitt 6 beschriebenen Versuche wurden daher stets mit einer gründlichen Bohrlochreinigung (Reinigungsart 1) durchgeführt.

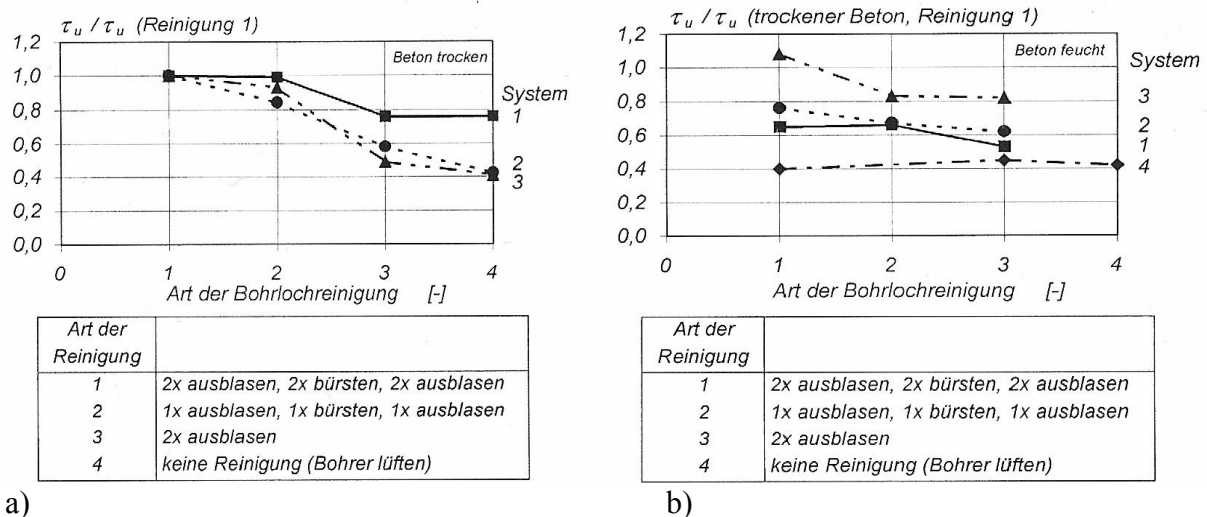


Abbildung 2-9: Einfluss der Reinigungsart auf die Bruchlast von Verbunddübeln (Injektionssystem M12) in a) trockenem Beton und b) nassem Beton aus *Meszaros und Eligehausen (1998)*.

### 2.4.2.3 Umwelteinflüsse

Die typischen Umwelteinflüsse können in drei verschiedene Arten eingeteilt werden. Die wichtigsten sind hygrische, thermische und chemische Umwelteinflüsse.

Einer der wichtigsten hygrischen Einflussparameter ist die Betonfeuchte beim Setzen des Dübels, da diese die Effektivität der Bohrlochreinigung beeinflusst. Bei ausreichend guter Bohrlochreinigung ist in der Regel die gleiche Verbundfestigkeit zu erwarten, wie in trockenem Zustand. Da das Verhalten sehr produktabhängig ist, können hier jedoch keine allgemeingültigen Aussagen getroffen werden. In der Regel nehmen die zu erwartenden Verbundfestigkeiten jedoch mit zunehmender Betonfeuchte ab.

Als thermische Einflussparameter sind die Temperatur und der Frost- und Tauwechsel zu nennen. Wie Versuche zeigen, nimmt die Verbundfestigkeit mit zunehmender Temperatur deutlich ab, wobei die Abnahme von der Art des Mörtels abhängt. Für Verbundmörtel auf Polyesterharzbasis beträgt die Verbundfestigkeit bei 100°C nur noch ca. 20% der entsprechenden Verbundfestigkeit bei 20°C.

Für Verbundmörtel auf Vinylesterbasis beträgt die Abnahme der Verbundfestigkeit bei hohen Temperaturen um 100°C zwischen 20% und 40%. Einzelne Versuche zeigen, dass für Temperaturen größer 80°C die Verbundfestigkeit wieder ansteigt, was auf eine Nacherhärtung der Zementmatrix zurückzuführen ist.



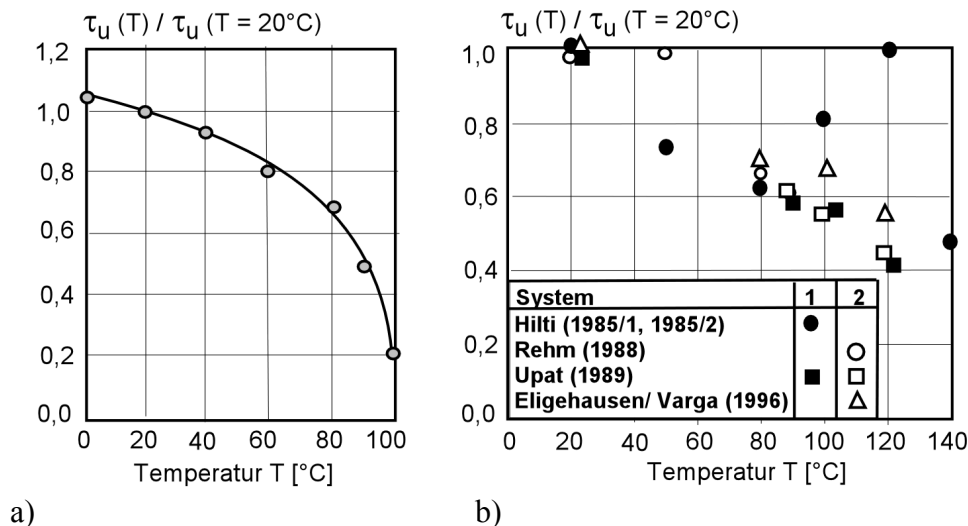


Abbildung 2-10: Verbundfestigkeit von Verbunddübeln in Abhängigkeit der Ankergrundtemperatur mit a) ungesättigtes Polyesterharz aus Sell (1973) und b) Vinylesterharz aus verschiedenen Quellen.

Für Verbundmörtel auf Epoxydharzbasis sinkt die Verbundfestigkeit stärker ab als bei den oben genannten Systemen. Da dieser Einfluss stark von der Harzformulierung abhängt kann hier keine allgemeingültige Aussage getroffen werden. Bei den in Abschnitt 6 beschriebenen Versuchen können thermische und chemische Einflüsse ausgeschlossen werden.

### 2.4.3 Berechnung der Bruchlasten unter zentrischer Zugbelastung

#### 2.4.3.1 Einzelbefestigungen

Die Gleichungen zur Berechnung der Bruchlast zentrische belasteter Verankerungen wurden auf der Grundlage zahlreicher Versuche mit Verbunddübeln empirisch hergeleitet (Eligehausen, Malleé, Rehm (1997)). Die Verankerungstiefe betrug in den Versuchen ca. das 9fache des Ankerstangendurchmessers, die Betondruckfestigkeiten zwischen 15 N/mm<sup>2</sup> und 40 N/mm<sup>2</sup>. Es wird Gleichung (2.35) für die Berechnung der Bruchlast vorgeschlagen:

$$N_u^o = 0.85 \cdot h_{ef}^2 \cdot \sqrt{\beta_w} \tag{2.35}$$

Die Versuche zeigen, dass der Durchmesser keinen wesentlichen Einfluss auf die Ausbruchlast hat. Eligehausen, Malleé, Rehm (1997) gehen von einem Versagen infolge Betonausbruch aus, weisen jedoch darauf hin, dass für Verankerungstiefen  $h_{ef} > 9d_s$  das Versagen durch Herausziehen erfolgt und die Bruchlast somit proportional zu  $h_{ef}$  ansteigt.

Cook, Doerr und Klingner (1993) berechnen die Bruchlast von Verbunddübeln unter der Annahme eines elastischen Verhaltens. In dem von Cook (1993) vorgeschlagenen Modell wird von einem oberflächennahen Betonausbruch mit anschließendem Herausziehen des Verbunddübels ausgegangen. Ist die Verankerungstiefe kleiner als der zu erwartende oberflächennahe Ausbruchkegel, muss die Bruchlast nach Gleichung (2.35) berechnet werden. Ist die Verankerungstiefe größer als der oberflächennahe Ausbruchkegel muss die Bruchlast hingegen mit Gleichung (2.36) berechnet werden:

$$N_u^o = 0.85 \cdot h_{ef}^2 \cdot \sqrt{\beta_w} + \pi \cdot d \cdot (h_{ef} - h_c) \cdot \tau_u \tag{2.36}$$

Die Höhe des oberflächennahen Ausbruchkegels bestimmt *Cook (1993)* in Abhängigkeit der Verbundfestigkeit und des Dübeldurchmessers mit Gleichung (2.37).

$$h_c = (\pi \cdot \tau_u \cdot d) / (1,65 \cdot \sqrt{\beta_w}) \quad (2.37)$$

Weitergehende Untersuchungen von *Cook, Kunz, Fuchs, Konz (1998)* zeigen, dass die Annahme einer konstanten Spannungsverteilung für Verankerungstiefe  $4,5 \leq h_{ef} / d \leq 25$  ausreichend genau ist. Die Bruchlast für die Versagensart Herausziehen kann unter dieser Annahme nach Gleichung (2.38) berechnet werden.

$$N_u^o = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot \tau_u \quad (2.38)$$

#### 2.4.3.2 Gruppenbefestigungen

Gruppen oder Verankerungen am Bauteilrand können ebenfalls durch Herausziehen versagen. Ist der Achsabstand kleiner als der kritische Abstand, reduziert sich die Gesamtbruchlast der Dübelgruppe. Mit Hilfe nichtlinearer numerischer Berechnungen wurde dieser Sachverhalt von *Ozbolt (1995)* geklärt. Die Abnahme der Bruchlast ist auf eine Veränderung der Verbundspannungsverteilung zurückzuführen, da durch die gegenseitige Beeinflussung geringe Verbundspannungen übertragen werden können. Dies ist nach *Pukl, Ozbolt (1998), Eligehausen, Mallée (2000)* auf die vorhandene Zugspannung zwischen den Dübeln zurückzuführen. Weitere Untersuchungen von *Li, Ozbolt, Eligehausen, Lehr (2002)* zeigen, dass zwischen den Dübeln ein horizontaler Riss entsteht, der die Spannungsverteilung zusätzlich beeinflusst und den oben beschriebenen Effekt verstärkt. Wird der Achs- oder Randabstand weiter verringert versagt die Gruppe infolge Betonausbruch, was zu einer weiteren Abnahme der Bruchlast führt. Die Berechnung der Bruchlast erfolgt in Anlehnung an das CC-Verfahren nach *Lehr, Eligehausen (1998)* mit Gleichung (2.39):

$$N_u = (A_{c,N} / A_{c,N}^0) \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot N_u^o \quad (2.39)$$

Das Verhältnis der vorhandenen projizierten Fläche  $A_{c,N}$  zur projizierten Fläche eines randfernen Einzeldübelns  $A_{c,N}^0$  berücksichtigt die tatsächlich vorhandene Bruchfläche. Die projizierte Fläche eines randfernen Einzeldübelns  $A_{c,N}^0$  kann mit Gleichung (2.40) berechnet werden.

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N}^2 \quad (2.40)$$

Zur Berücksichtigung des gestörten rotationssymmetrischen Zugspannungszustandes am Bauteilrand muss die Bruchlast mit Gleichung (2.41) abgemindert werden.

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot (c / c_{cr,N}) \leq 1,0 \quad (2.41)$$

Bei einer exzentrischen Belastung verteilen sich die Lasten ungleichmäßig auf die einzelnen Dübel. Dies kann durch den Abminderungsfaktor nach Gleichung (2.42) berücksichtigt werden.

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + 2 \cdot e_N / s_{cr,N}} \leq 1,0 \quad (2.42)$$

Die kritischen Rand- und Achsabstände bei Verbunddübeln unterscheiden sich von anderen Befestigungssystemen.<sup>18</sup> Der kritische Achsabstand beträgt nach *Lehr, Eligehausen (1998)* und *Lehr (2003)* ca. das 2fache der effektiven Verankerungstiefe ( $2c_{cr} = s_{cr} = 2h_{ef}$ ) bzw.  $16d$ .

Die berechneten Bruchlasten stimmen ausreichend genau mit den Versuchsergebnissen überein, wenn die Verankerungstiefe mehr als  $8d$  bis  $10d$  beträgt. Für Verankerungen mit  $h_{ef} < 8d$  werden die Bruchlasten überschätzt. In *Lehr (2003)* wird für den kritischen Achsabstand  $s_{cr} = 16d$  angegeben, neuere Untersuchungen von *Appl, Eligehausen (2004)* zeigen jedoch, dass der kritische Achsabstand nicht von der Verankerungstiefe sondern von der Verbundfestigkeit und dem Dübeldurchmesser abhängt.

#### 2.4.4 Berechnung der Bruchlasten unter Querbelastung

##### 2.4.4.1 Versagen infolge Betonkantenbruch

Die CC-Methode wird in *Eligehausen, Mallée (2000)* ausführlich beschrieben und berücksichtigt die Versagensarten Stahlscherbruch, Betonkantenbruch, Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite und Herausziehen. Das Berechnungsverfahren wurde 1993 vom Deutschen Institut für Bautechnik als Bemessungsverfahren für Dübel zur Verankerung in Beton veröffentlicht. Die Bruchlasten von Einzelbefestigungen unter Querlast bei vollständiger Ausbildung des Ausbruchkörpers können mit Gleichung (2.43) berechnet werden:

$$V_{u,c}^o = 0.9 \cdot (l/d_{nom})^{0.2} \cdot d_{nom}^{0.5} \cdot \sqrt{\beta_w} \cdot c_1^{1.5} \quad \text{für } d_{nom} \leq 25 \text{ mm und } l/d_{nom} \leq 8 \quad (2.43)$$

Für die Berechnung wird der Ausbruchkörper durch eine rechteckige Pyramide idealisiert. Für eine vollständige Ausbildung des Ausbruchkörpers ist ein seitlicher Randabstand und eine Bauteildicke von mindestens dem 1,5fachen Randabstand in Belastungsrichtung notwendig. Somit ergibt sich ein kritischer Achsabstand der dem 3fachen Randabstand entspricht. Kommt es zu einer Interaktion oder Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustandes, muss die Bruchlast abgemindert werden. Die Berechnung erfolgt mit dem CC-Verfahren (Gleichungen (2.44) bis (2.47)).

$$V_{u,c} = \left( A_{c,v} / A_{c,v}^o \right) \cdot \psi_{s,v} \cdot \psi_{h,v} \cdot \psi_{ec,v} \cdot \psi_{\alpha,v} \cdot V_{u,c}^o \quad (2.44)$$

$$\psi_{ec,v} = \frac{1}{1 + 2 \cdot e_v / (3 \cdot c_1)} \leq 1 \quad (\text{Einfluss Exzentrizität}) \quad (2.45)$$

$$\psi_{s,v} = 0,7 + 0,3 \cdot c_2 / (1,5 \cdot c_1) \leq 1 \quad (\text{Einfluss Ecke}) \quad (2.46)$$

$$\psi_{h,v} = (1,5 \cdot c_1 / h)^{1/3} \geq 1 \quad (\text{Einfluss Bauteilhöhe}) \quad (2.47)$$

Einen Sonderfall stellt das schmale dünne Bauteil dar, wenn beide seitlichen Randabstände  $c_2 / c_3$  kleiner als das 1,5fache des Randabstandes  $c_1$  sind. Die tatsächliche Bruchfläche bleibt mit größer werdendem Randabstand konstant. Gleichung (2.43) berücksichtigt diesen Sonderfall nicht, es muss daher ein bezogener Randabstand  $c'$  eingeführt werden. Der bezogene Randabstand  $c'$  ist definiert als der Randabstand, bei dem einer der seitlichen Randabstände größer oder gleich dem 1,5fachen des bezogenen Randabstandes  $c'$  in Belastungsrichtung wird.

Eine in beliebiger Richtung wirkende Last wird mit dem Ansatz nach *Riemann (1985)* berücksichtigt. Es wird angenommen, dass die senkrecht zur Belastungsrichtung wirkende Lastkomponente halb so groß ist wie die aufgebrachte Last. Bei einer parallel zum Rand belasteten Veran-

<sup>18</sup> Kopfbolzen, Hinterschnittdübel oder Metallspreizdübel

kerung ergibt sich somit eine doppelt so große Bruchlast. Der Ansatz für die Berechnung bei beliebiger Belastungsrichtung ist in Gleichung (2.48) angegeben.

$$\psi_{\alpha,V} = \left\{ \begin{array}{ll} 1,0 & \text{für } 0^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ \\ 1/[\cos(\alpha) + 0,5 \cdot \sin(\alpha)] & \text{für } 55^\circ < \alpha \leq 90^\circ \\ 2,0 & \text{für } 90^\circ < \alpha \leq 180^\circ \end{array} \right\} \quad (2.48)$$

Die von *Riemann (1985)* getroffenen Annahmen wurden nur an sehr wenigen Versuchen überprüft. Die rechnerisch ermittelten Werte liegen daher für übliche Verankerungen weit auf der sicheren Seite. Ein zentraler Punkt dieser Arbeit ist es, den Einfluss der Belastungsrichtung von Einzel- und Gruppenbefestigungen zu untersuchen und einen verbesserten Ansatz zu entwickeln.

#### 2.4.4.2 Versagen infolge Biegung des Dübels

Bei so genannten Abstandsmontagen wie Fassaden werden die Dübel durch ein Biegemoment beansprucht. Bei großen Randabständen tritt Stahlversagen infolge Biegung auf. Das mittlere Biegebruchmoment kann nach *Scheer, Peil, Nölle (1987)* und *Sheer (1991)* nach Gleichung (2.49) berechnet werden.

$$M_{u,s}^0 = 1,7 \cdot W_{x,y,z} \cdot f_y \quad (2.49)$$

Als Versagenskriterium wird eine Verdrehung des Schaftes um  $10^\circ$  definiert. Versuche von *Varga, Eligehausen (1993)* zeigen, dass dieser Ansatz für Dübelbefestigungen angewendet werden kann. Der Hebelarm einer Dübelbefestigung ist der Abstand von der Stelle der festen Einspannung bis zur Mitte des Anbauteils (Abbildung 2-11a/b). Dabei muss die Einspannung nicht zwangsläufig an der Betonoberfläche liegen, sondern muss durch Bohrungsabplatzungen oder schlechte Betoneigenschaften weiter im Inneren des Bauteils angenommen werden

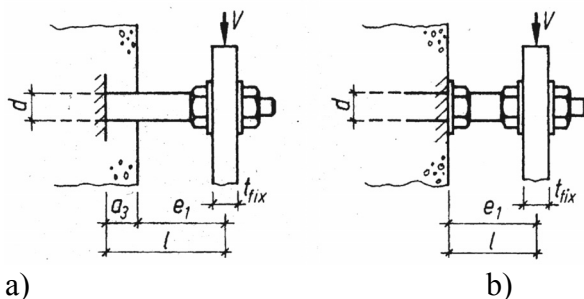


Abbildung 2-11: Definition des Hebelarms der Querlast bei Abstandsmontage nach Comité Euro-International du Béton (1995).

Die Hebelarmlänge ist daher mit Gleichung (2.50) zu berechnen. Die zugehörige Stahlbruchlast wird mit Gleichung (2.51) berechnet.

$$l = e_1 + 0,5 \cdot d \quad (2.50)$$

$$V_{u,s} = \frac{\alpha_M \cdot M_{u,s}}{l} \quad (2.51)$$

Der Korrekturfaktor  $\alpha$  berücksichtigt die Einspannsituation des Bauteils. Für ein frei drehbares Anbauteil ist dieser mit 1,0, für ein voll eingespanntes Anbauteil mit 2,0 anzunehmen. Die Berechnung der Bruchlasten für randnahe Befestigungen erfolgt mit Hilfe eines Korrekturfaktors.

Nach *Paschen und Schönhoff (1983)* ergibt sich die nach Gleichung (2.52) beschriebene bruchauslösende Querkraft.

$$V_{u,s} = \psi_M \cdot V_{u,c}^0 \quad \text{mit } 0,3 \leq \psi_M = (110 - e_1) / 90 \leq 1,0 \quad (2.52)$$

#### 2.4.4.3 Einfluss Lochspiel und Verteilung der Lasten

Von *Fuchs (1999)* wurden zahlreiche Untersuchungen zum Einfluss des Lochspiels von Gruppenbefestigungen durchgeführt. Die Ergebnisse zeigen, dass bei Stahlversagen und einem Lochspiel von 2 mm die Gesamttragfähigkeit nur geringfügig beeinflusst wird (*Fuchs/Eligehausen (1986)*). Eine Vergrößerung des Lochspiels auf 4 mm reduziert die mittlere Bruchlast um ca. 20% bis 30%. Für diesen Fall werden die beiden Dübel nicht voll zur Lastabtragung herangezogen.

Die Versuche mit randnahen Befestigungen und sehr großem Lochspiel zeigen, dass die Bruchlast durch den hinteren Dübel bestimmt wird. In der Regel kann bei einem ausreichenden Achsabstand davon ausgegangen werden, dass die Resttragfähigkeit des hinteren Dübels durch den vorderen Ausbruchkegel nicht beeinflusst wird. Für eine volle Umlagerung der Last auf die hinteren Dübel muss das Verhältnis  $s_1 / c_1 > 1,5$  betragen (*Fuchs (1983) und Fuchs (1984)*).

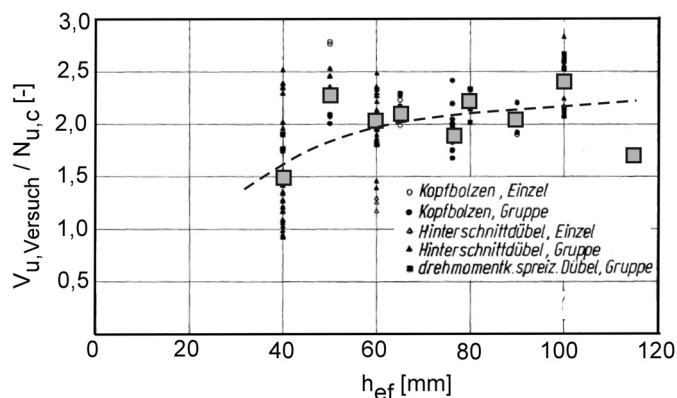
### 2.4.5 Berechnung der Bruchlasten von Befestigungen in der Bauteilfläche

#### 2.4.5.1 Versagen durch Ausbruch in der Fläche

Die Tragfähigkeit von querbelasteten Befestigungen in der Bauteilfläche wurde von *Zhao (1991)* und *Eligehausen, Lehr (1993)* untersucht. Es können die folgenden Versagensarten (*Eligehausen, Graf, Fuchs (1997)*) auftreten:

- muschelförmiger Betonausbruch vor dem Bolzen
- Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite
- Stahlscherbruch des Bolzens

Bei einer Verankerung in der Bauteilfläche treten in der Regel so hohe Pressungen vor dem Bolzen auf, dass der Beton zunächst muschelförmig abplatzt. Wenn die eingeleitete Last nicht in tiefere Schichten umgelagert werden kann, ist die Tragfähigkeit der Verankerung erreicht. Ist eine Umlagerung möglich, wird der Bolzen zunehmend auf Biegung beansprucht, wodurch im Bolzen eine Zugkraft und vor dem Bolzen eine Druckkraft entstehen.



a)

b)

**Abbildung 2-12:** a) Verhältnisse der gemessenen Bruchlasten zu den rechnerischen Bruchlasten bei zentrischer Zugbelastung in Abhängigkeit der Verankerungstiefe aus *Eligehausen, Graf, Fuchs (1997)*.

Der Hebelarm zwischen beiden Kräften wird durch die Steifigkeit der Ankerplatte bestimmt. Bei ausreichend steifen Ankerplatten wird der Abstand zum vorderen Rand maßgebend. Im CC-Verfahren wird vereinfachend angenommen, dass das Verhältnis von Zugkraft zu Querkraft ca. 0,35 beträgt. Der Widerstand gegen Betonausbruch muss jedoch, bezogen auf eine zentrische Belastung, um 30 % abgemindert werden. Es ergibt sich somit ein Umsetzungsverhältnis  $k_1 = V_u / N_u$  von 1,7 bis 2,0. Die Ausführungen hierzu basieren auf einer analytischen Herleitung von *Zhao (1991)*.

Versuche von *Lehr (2003)* zeigen, dass das Umsetzungsverhältnis  $k_1$  bis auf 1,0 absinken kann und tendenziell mit kleiner werdender Verankerungstiefe abnimmt (Abbildung 2-12). Da bisher keine Versuchsergebnisse mit Verbunddübeln vorliegen wurden von *Hofmann (2002)* 4fach Befestigungen und 6fach Befestigungen ( $d = 16 \text{ mm}$ ,  $h_{ef} = 65 \text{ mm}$  und  $h_{ef} = 85 \text{ mm}$ ) in der Bauteilfläche untersucht.

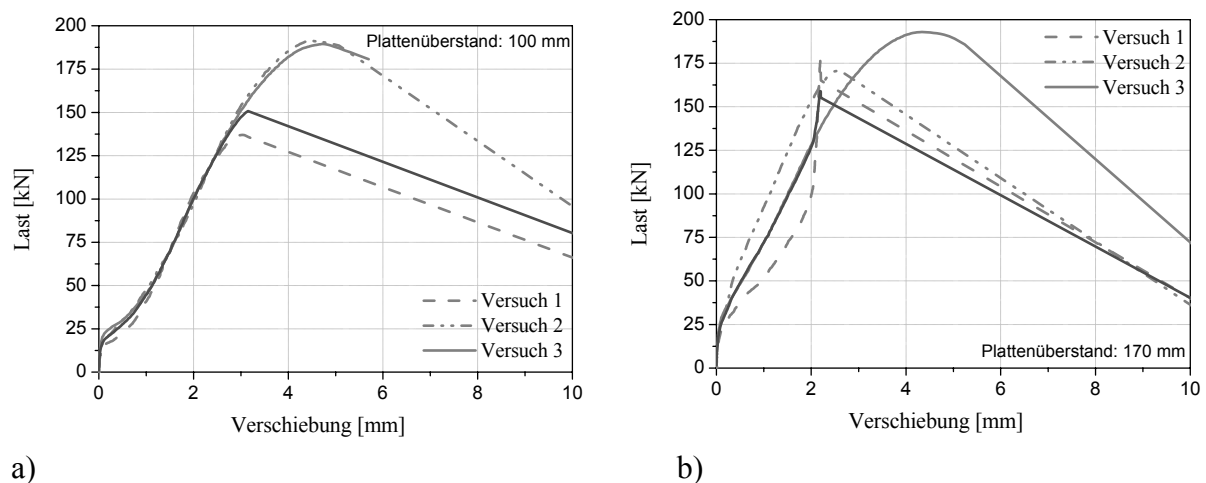


Abbildung 2-13: a) Last- Verschiebungskurven der Versuche mit einem Ankerplattenüberstand von  $\bar{u} = 100 \text{ mm}$  und b)  $\bar{u} = 170 \text{ mm}$ .

An zwei Versuchsserien wurde der Einfluss des Ankerplattenüberstandes  $\bar{u}$  untersucht. Die Auswertung zeigt, dass die Lastverschiebungskurven für die beiden Ankerplattenüberstände  $\bar{u} = 100 \text{ mm}$  und  $\bar{u} = 170 \text{ mm}$  (Abbildung 2-13b und c) nahezu identisch sind. Die mittlere Bruchlast liegt in beiden Fällen bei ca. 175 kN. Die in den Versuchen beobachteten Bruchkegel sind in Abbildung 2-14a ( $\bar{u} = 100 \text{ m}$ ) und Abbildung 2-14b ( $\bar{u} = 170 \text{ m}$ ) dargestellt.

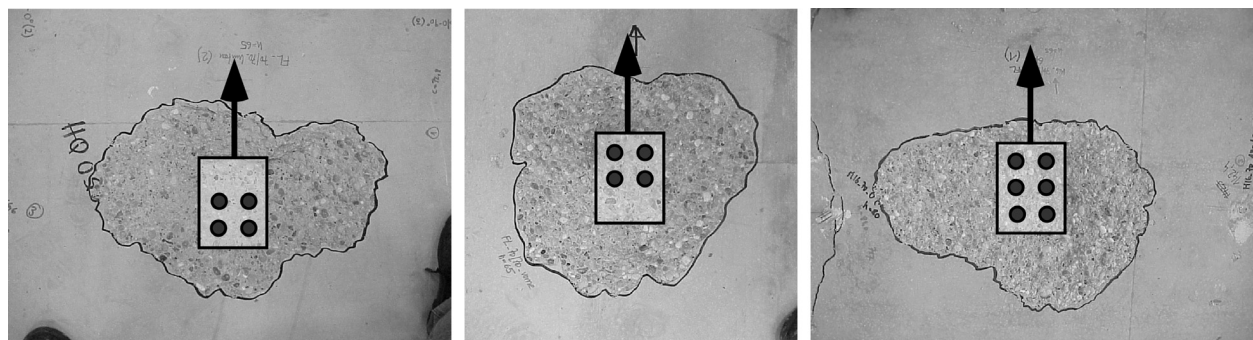


Abbildung 2-14: Ausbruchkörper einer 4fach Befestigung in der Bauteilfläche ( $d = 16 \text{ mm}$ ,  $s_1 = 70 \text{ mm}$ ,  $s_2 = 70 \text{ mm}$ ) mit a) großem Ankerplattenüberstand und b) kleinem Plattenüberstand sowie c) einer 6fach Befestigung in der Bauteilfläche.

Die Bruchlast der 6fach Befestigung liegt mit 200 kN geringfügig höher als die der 4fach Befestigungen. Nach dem CC-Verfahren müsste aufgrund der vergrößerten Bruchfläche die Bruchlast

um 25% bis 35% ansteigen. In den Versuchen beträgt die Lastzunahme ca. 15%. Grund hierfür dürfte eine ungleichmäßige Lastverteilung auf die einzelnen Anker sein.

Alle bisherigen Untersuchungen zum Versagen infolge eines Betonausbruchs auf der lastabgewandten Seite wurden in der Bauteilfläche durchgeführt.<sup>19</sup> Für Gruppen am Bauteilrand oder in der Bauteilecke kann es jedoch ebenfalls zu Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite kommen. In diesem Fall wird der Ausbruchkörper durch den Rand (Abbildung 2-15a) bzw. die Ecke (Abbildung 2-15b) begrenzt. Die durchgeführten Versuche zeigen, dass die Bruchlasten bezogen auf eine entsprechende Verankerung in der Bauteilfläche geringer sind.

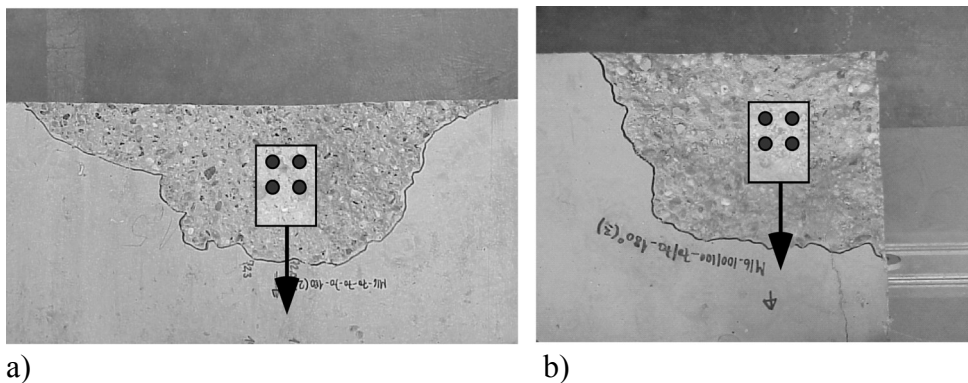


Abbildung 2-15: Ausbruchkörper auf der lastabgewandten Seite einer a) 4fach Befestigung mit  $c_1 = 140 \text{ mm}$ ,  $s_1 = 70 \text{ mm}$ ,  $s_2 = 70 \text{ mm}$  am Bauteilrand und b) einer 4fach Befestigung mit  $c_1 = 70 \text{ mm}$ ,  $c_2 = 70 \text{ mm}$ ,  $s_1 = 70 \text{ mm}$ ,  $s_2 = 70 \text{ mm}$  in der Bauteilecke.

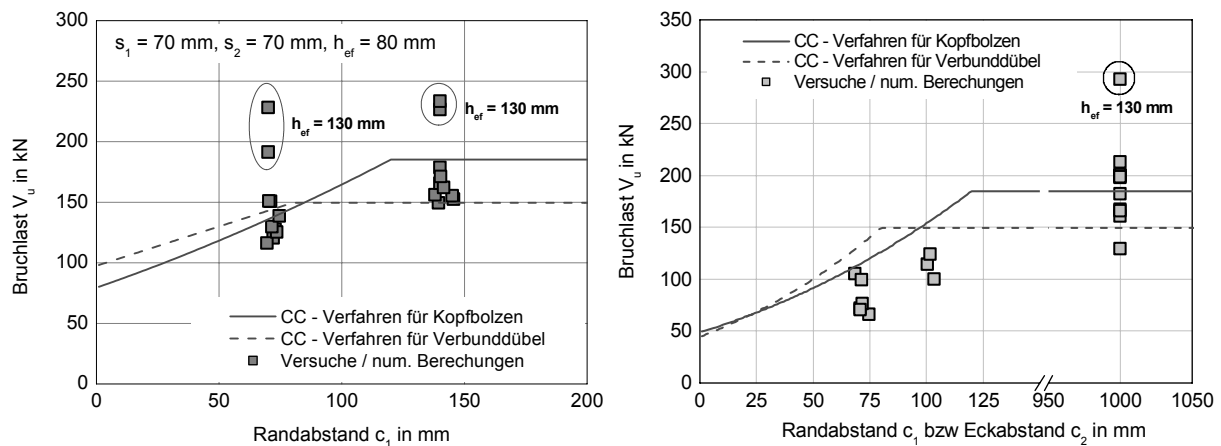
Nach dem CC-Verfahren wird die zentrische Zugtragfähigkeit von Gruppen am Bauteilrand oder in der Bauteilecke über den Ansatz der projizierten Flächen und dem Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung des gestörten rotationssymmetrischen Spannungszustandes reduziert (Abschnitt 2.4.2.2). Die Bruchlast einer randnahen Verankerung bei Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite kann mit Gleichung (2.53) berechnet werden.

$$V_{u,cp} = k_1 \cdot N_{u,c}^0 \quad \begin{array}{l} \text{mit } k = 1,6 \quad (\text{Eckbereich}) \\ \text{mit } k = 2,0 \quad (\text{Randbereich}) \end{array} \quad (2.53)$$

In Abbildung 2-16a sind die Versuchsbruchlasten für Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite in Abhängigkeit des Randabstandes  $c_1$  aufgetragen. Die Ergebnisse zeigen, dass die Bruchlasten für kleiner werdende Randabstände abnehmen. In Abbildung 2-16b sind die in den Versuchen ermittelten Bruchlasten in Abhängigkeit des Randabstandes  $c_1$  bzw. des Eckabstandes  $c_2$  aufgetragen<sup>20</sup>. Die Ergebnisse zeigen, dass die Bruchlasten mit abnehmenden Rand- bzw. Eckabstand geringer werden. Bei einem Rand- bzw. Eckabstand  $c_1 = c_2 = 70 \text{ mm}$  beträgt die Tragfähigkeit ca. 50% einer entsprechenden Verankerung in der Bauteilfläche. Die Bruchlasten stimmen brauchbar mit den rechnerischen Bruchlasten nach Gleichung (2.53) überein. Lediglich das Umsetzungsverhältnis  $k_1 = 2,0$  muss für Verankerungen in der Bauteilecke auf  $k_1 = 1,6$  abgemindert werden.

<sup>19</sup> Im Bereich eines Randes oder einer Ecke liegen für Gruppenverankerung bisher keine Versuche vor.

<sup>20</sup> In den durchgeführten Versuchen sind der vorhandene Randabstand  $c_1$  und Eckabstand  $c_2$  gleich.



a)

b)

**Abbildung 2-16: a) Versuchsbruchlasten und rechnerische Bruchlasten in Abhängigkeit a) des Randabstandes und b) in Abhängigkeit der Bauteilecke bei einem Versagen infolge Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite.**

#### 2.4.5.2 Versagen durch lokales Betonabplatzen vor dem Bolzen

##### 2.4.5.2.1 Untersuchungen nach Basler Witta

Lokales Versagen vor dem Bolzen tritt auf, wenn die Spannungen an der Betonoberfläche zu groß werden. *Basler und Witta (1967)* entwickeln eine Gleichung für lokales Versagen vor dem Bolzen auf der Grundlage der elastischen Bettung. Durch Lösen der Differentialgleichung für den elastisch gebetteten Balken, können die Pressungen vor dem Bolzen berechnet und mit einer kritischen Spannung verglichen werden. Die zugehörige Bruchlast kann mit Gleichung (2.54) berechnet werden.<sup>21</sup>

$$V_{l,c} = \frac{1}{c} \cdot \frac{2 \cdot k^3 \cdot EI \cdot \sigma_{krit,Rand}}{1 + k \cdot e} \quad \text{mit} \quad k = \sqrt[4]{\frac{c \cdot d}{EI}} \quad (2.54)$$

Der „Hebelarm“ der Verankerung geht maßgeblich in die Berechnung ein, da dieser zu einer erhöhten Pressung vor dem Bolzen führt. Die Verankerung wird bei der Berechnung mit Gleichung (2.54) als unendlich lang angenommen, so dass die Spannungen vor Erreichen der Einbindtiefe null werden. Diese Annahme trifft zu, wenn die Einbindtiefe ca. dem 6fachen des Bolzendurchmessers entspricht. Für die Berechnung wird von *Basler und Witta (1967)* eine Bettungsziffer von 500 N/mm<sup>2</sup>, sowie eine zulässige kritische Randspannung in Höhe der 2fachen Betondruckfestigkeit angenommen. Untersuchungen nach *Friberg (1940)* zeigen, dass die kritische Randspannung mit wachsendem Bolzendurchmesser abnimmt und mit Gleichung (2.55) berechnet werden kann.<sup>22</sup>

$$\sigma_{krit,Rand} = \frac{25 \cdot (\beta_w - 4,8) + 13,5 \cdot d}{0,9 \cdot d + 24} \quad (2.55)$$

<sup>21</sup> Dieses Prinzip wird auch bei der Entwicklung des bruchmechanischen Ansatzes angewandt. Die kritische Spannung ergibt sich jedoch im Gegensatz zu den hier durchgeführten Untersuchungen für lokales Versagen vor dem Bolzen aus dem ebenen Rissproblem.

<sup>22</sup> Versuche mit einer Verankerungsteige  $h_{ef} = 8d$  und  $h_{ef} = 11d$



### 2.4.5.2.2 Untersuchungen nach Wiedenroth

Für die Untersuchungen von *Wiedenroth (1971)* wird davon ausgegangen, dass die Spannungsverteilung unabhängig von der Verankerungstiefe ist. Dies ist jedoch nur für sehr große Verankerungstiefen zutreffend und wenn von einem biegesteifen Bolzen ausgegangen wird, so dass sich eine lineare Spannungsverteilung entlang der Verankerungstiefe einstellt. Mit Hilfe einer zulässigen Stahlspannung wird von *Wiedenroth (1971)* Gleichung (2.56) für die Berechnung der Bruchlast vorgeschlagen. Ein Vergleich der rechnerischen Bruchlasten mit den Versuchsergebnissen zeigt, dass die Versuchsbruchlasten deutlich unterschätzt werden.

$$V_{l,c} = 0,41 \cdot \sqrt{\sigma_{sd} / \sigma_{krit,Rand}} \cdot d^2 \cdot \chi \quad (2.56)$$

Es wird von folgenden Systemparametern ausgegangen:

$$\sigma_{krit,Rand} = 2 \cdot \beta_w \quad (2.57)$$

$$\chi = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,5 \cdot e / h_{ef}} + \sqrt{\alpha}} \quad (2.58)$$

$$\alpha = \left(1 + \frac{e}{2 \cdot e + h_{ef}}\right)^2 \cdot (3 + 9 \cdot e / h_{ef} - \left(1 + \frac{e}{2 \cdot e + h_{ef}}\right) \cdot (2 + 4 \cdot e / h_{ef})) \quad (2.59)$$

### 2.4.5.2.3 Untersuchungen nach Cziesielski und Friedmann

*Cziesielski und Friedmann (1983)* führen numerische Untersuchungen zum Versagen infolge einer lokalen Schädigung vor dem Bolzen durch. Die Berechnungen basieren auf der Grundlage linear elastischer Werkstoffgesetze. In Kombination mit den Ergebnissen aus der Bettungszifferntheorie wird mittels Regressionsanalyse Gleichung (2.60) hergeleitet, die lediglich von der Betondruckfestigkeit, dem Bolzendurchmesser und Hebelarm abhängt.

$$V_{l,c} = \frac{d^{2,1} \cdot \sigma_{krit,Rand}}{333 + 12,2 \cdot e} \quad (2.60)$$

Da Gleichung (2.60) empirisch ermittelt wurde, unterliegt sie einigen Anwendungsgrenzen, die ausführlich in *Cziesielski, Friedmann (1983)* beschrieben sind.

### 2.4.5.2.4 Untersuchungen nach Rasmussen

Bei dem von *Rasmussen (1963)* entwickelten Modell wird die Bruchlast unabhängig von der Spannungsverteilung vor dem Bolzen ermittelt. *Rasmussen (1963)* geht von einer unabhängigen Schädigung des Betons und einer Fließgelenkbildung im Dübel aus. In einem Abstand  $z$  von der Betonoberfläche wird nach *Rasmussen (1963)* eine Reaktionskraft aktiviert, die der einwirkenden Kraft entgegenwirkt. Die zugehörige Bruchlast kann nach Gleichung (2.61) berechnet werden.

$$V_{l,c} = 2,5 \cdot d^2 \cdot \sqrt{R_e \cdot \beta_c} \cdot (\sqrt{1 + (3 \cdot e / d)^2} \cdot \sqrt{\beta_c / R_e} - 2,5 \cdot 3 \cdot e / d \cdot \sqrt{\beta_c / R_e}) \quad (2.61)$$

Der Anwendungsbereich dieser Gleichung ist stark eingeschränkt, da die Verankerungstiefe mehr als das 6fache des Bolzendurchmessers und der Hebelarm  $e$  kleiner als 13 mm betragen muss. Weiterhin sind der Bolzendurchmesser (16mm bis 25 mm) und die Streckgrenze ( $220 \text{ N/mm}^2 < f_y < 440 \text{ N/mm}^2$  mit  $f_y / f_u < 0,7$ ) beschränkt.

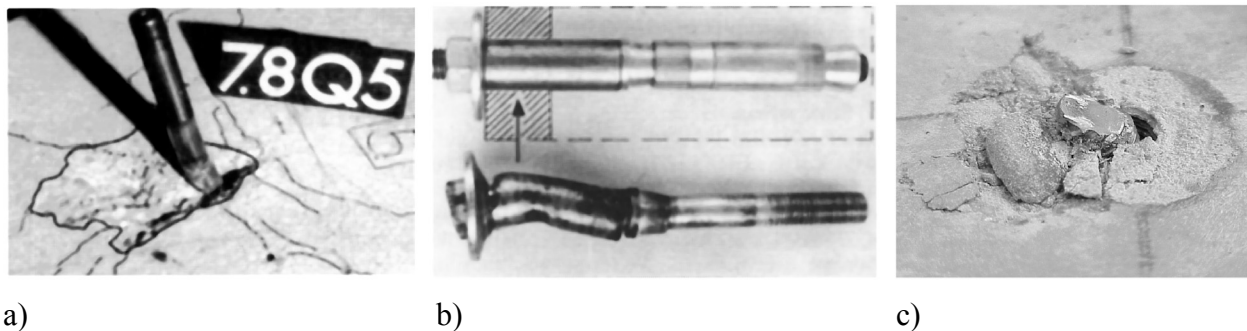
#### 2.4.5.2.5 Untersuchungen nach Vintzeleou

Das Tragmodell von *Vintzeleou (1987)* ist ähnlich dem von Rasmussen. Bezüglich der Spannungsverteilungen wird jedoch eine Analogie zu Ansätzen aus dem Grundbau hergestellt.<sup>23</sup> Infolge der Fließgelenkwirkung wird örtlich die Druckfestigkeit überschritten, wobei von einer rechteckförmigen Spannungsverteilung ausgegangen wird. Die zulässige Spannung wird mit dem 5fachen Wert der Betondruckfestigkeit angenommen. Für den Fall einer Verankerung mit kleinem Hebelarm kann die Bruchlast mit Gleichung (2.62) berechnet werden.

$$V_{1,c} = \sqrt{(10 \cdot \beta_c \cdot e \cdot d)^2 / 4 + 1,7 \cdot d^4 \beta_c \cdot R_e} - 10 \cdot e \cdot d / 2 \cdot \beta_c \quad (2.62)$$

#### 2.4.5.2.6 Untersuchungen nach Fuchs

Von *Fuchs (1990)* wurde auf Grundlage numerischer Untersuchungen ein geometrisches Rechenmodell entwickelt. Die Ergebnisse zeigen, dass sich die Pressungen auf eine Länge von 2,0d vor dem Bolzen verteilen und in einem Bereich von 0,5d unterhalb der Betonoberfläche eine Spannungskonzentration stattfindet. Frühere Untersuchungen zeigen, dass die Pressung bei Erreichen der Bruchlast vor dem Dübel zwischen 3,5  $\beta_w$  und 4,2  $\beta_w$  beträgt.



**Abbildung 2-17:** a) Muschelförmige Betonabplatzung vor der Verankerung aus *Fuchs (1990)*, b) verformter Dübel nach einem Querlastversuch aus *Eligehausen, Pussil-Wachtsmuth (1982)* und c) muschelförmige Betonabplatzung vor einem Verbunddübel nach Stahlversagen.

Bei lokalem Betonversagen vor dem Bolzen ergibt sich die Bruchlast durch die Gleichgewichtsbedingung bei Fließgelenkbildung des Bolzens. Die Bruchlast kann für ausreichend tief verankerte Bolzen ( $h_{ef} > 5d_b$ ) mit Gleichung (2.63) berechnet werden.

$$F_{uR} = \frac{d_b^3}{2 \cdot d_b + e} \cdot (0,17 \cdot R_e + 4,5 \cdot \beta_w) \quad (2.63)$$

Ist das Verhältnis  $h_{ef} / d$  kleiner 5,0 muss die Bruchlast abgemindert werden. Ausgehend von den numerischen Untersuchungen (*Fuchs (1990)*) verringert sich die Bruchlast für  $h_{ef} / d_b = 3,0$  auf ca. 60%.

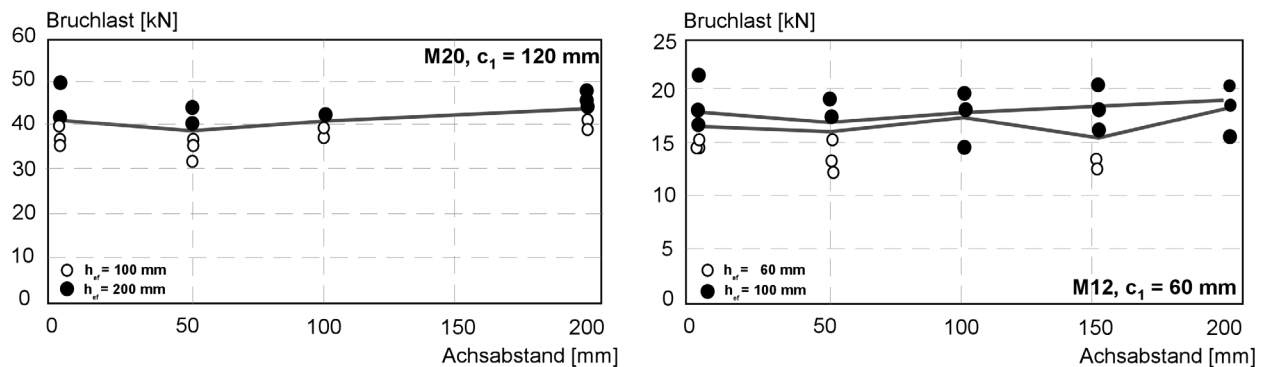
#### 2.4.6 Befestigungen unter Torsionsbeanspruchung

Bei der Bemessung von Gruppenbefestigungen am Bauteilrand wird davon ausgegangen, dass die einzelnen Anker gleichgerichtet belastet werden. Das CC-Verfahren schließt Befestigungen explizit aus, wenn die Dübel einer Gruppe in entgegengesetzter Richtung belastet werden. *Mal-lée (2002)* untersuchte das Tragverhalten von 2fach Befestigungen am Bauteilrand unter reiner Torsionsbelastung mit Verbunddübeln (M12 bzw. M20).

<sup>23</sup> Die Spannungsverteilung basiert auf dem Berechnungsansatz zur Bemessung von Pfahlgründungen im Grundbau.

Insgesamt wurden 49 Versuche mit jeweils 3 Versuchen pro Serie durchgeführt. Variiert wurde die Verankerungstiefe ( $h_{ef} = 50\text{ mm}$ ,  $h_{ef} = 100\text{ mm}$  und  $h_{ef} = 200\text{ mm}$ ), der Dübelndurchmesser ( $d = 12\text{ mm}$  und  $d = 20\text{ mm}$ ) sowie der Achsabstand ( $s_2 = 50\text{ mm}$  bis  $s_2 = 200\text{ mm}$ ). Die Versuche mit einem Durchmesser  $d = 12\text{ mm}$  wurden bei einem Randabstand  $c_1 = 60\text{ mm}$ , die Versuche mit einem Dübelndurchmesser  $d = 20\text{ mm}$  bei einem Randabstand  $c_1 = 120\text{ mm}$  geprüft.

Die Versuche zeigen, dass die Bruchlasten innerhalb einer Serie für alle Achsabstände nahezu identisch sind, selbst wenn es zu einem gemeinsamen Ausbruchkegel der beiden Dübel kommt (Abbildung 2-18). Der Achsabstand hat demnach keinen Einfluss auf die zu erwartende Bruchlast einer 2fach Befestigung unter Torsionsbeanspruchung. Für die Bruchlast wird jeweils nur der zum Rand belastete Dübel maßgebend.



**Abbildung 2-18: Ergebnisse der Untersuchungen zu 2fach Befestigungen am Bauteilrand unter reiner Torsionsbeanspruchung zum Einfluss des Achsabstandes einer 2fach Befestigung mit a)  $s_1 = 120\text{ mm}$  und b) mit  $c_1 = 60\text{ mm}$  nach Mallée (2002).**

### 3 Versuchsdatenbank und Forschungsbedarf

#### 3.1 Allgemeines

Die Berechnung der Bruchlasten von querbelasteten Befestigungen erfolgt mit dem CC-Verfahren, dessen Gültigkeit jedoch hinsichtlich der Einflussparameter Durchmesser und Dübelsteifigkeit  $h_{ef} / d$  eingeschränkt ist (vgl. Abschnitt 2.4.3.1, Gleichung 2.42). Eine Modifizierung und Erweiterung des bestehenden Ansatzes ist nur dann zweckmäßig, wenn die vorhandene Datenbasis hinsichtlich der einzelnen Einflussparameter ergänzt wird. Hierzu ist eine Zusammenstellung der bereits vorhandenen Untersuchungen und deren Ergebnisse erforderlich. Daher wurden die zur Verfügung stehenden Versuchsergebnisse zu Einzel- und Gruppenbefestigungen in einer Datenbank zusammengefasst.

#### 3.2 Inhalt und Struktur der Datenbank

##### 3.2.1 Datenauswahl

Der Inhalt der Datenbank basiert auf Versuchsergebnissen verschiedener Autoren. Untersuchungen deren Reproduzierbarkeit nicht gegeben ist oder die unvollständig dokumentiert sind, wurden nicht in die Datenbank aufgenommen. Zusätzlich zu den Messgrößen wie Last und Verschiebung wurden alle notwendigen Randbedingungen (Rand- und Achsabstände, Verankerungstiefe, Versuchsaufbau, etc.) in die Datenbank aufgenommen.

##### 3.2.2 Datenstruktur

###### 3.2.2.1 Aufschlüsselung nach Einzel- und Gruppenbefestigungen

Die Auswertung der Datensätze zeigt, dass der überwiegende Teil der Versuche mit Einzelbefestigungen am Bauteilrand durchgeführt wurde (Abbildung 3-1a). Vergleichsweise gibt es nur wenige Versuche mit Gruppenverankerungen am Bauteilrand (79 Versuche) und nahezu keine Versuche in der Bauteilecke (4 Versuche)

###### 3.2.2.2 Aufschlüsselung nach Dübeltypen

Die Aufschlüsselung der Datensätze hinsichtlich Dübeltypen ist in Abbildung 3-1b dargestellt. Für 2fach und 4fach Befestigungen sind kaum Versuche vorhanden. Insgesamt können nur 61 Versuche mit Kopfbolzen, Hinterschnittdübeln oder Metallspreizdübeln ausgewertet werden.

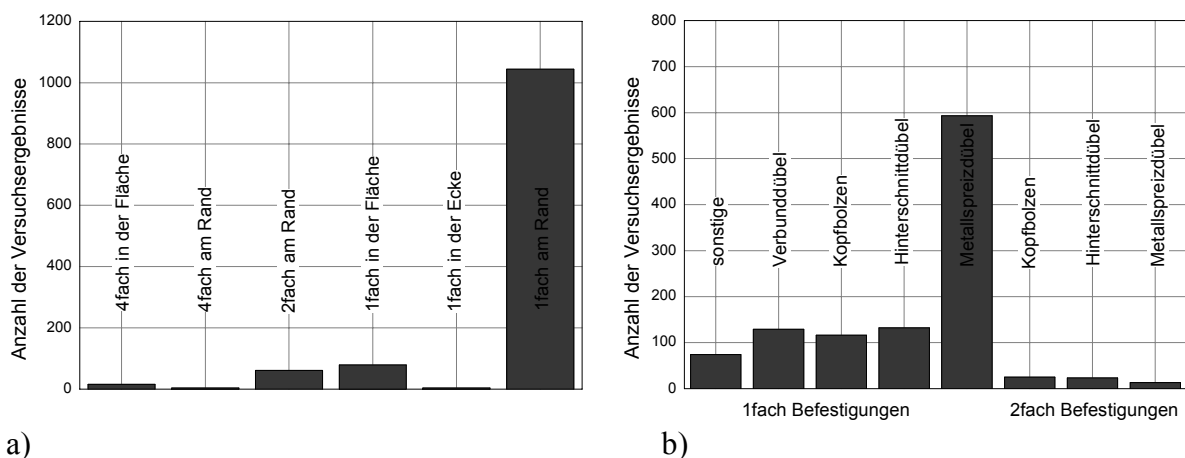
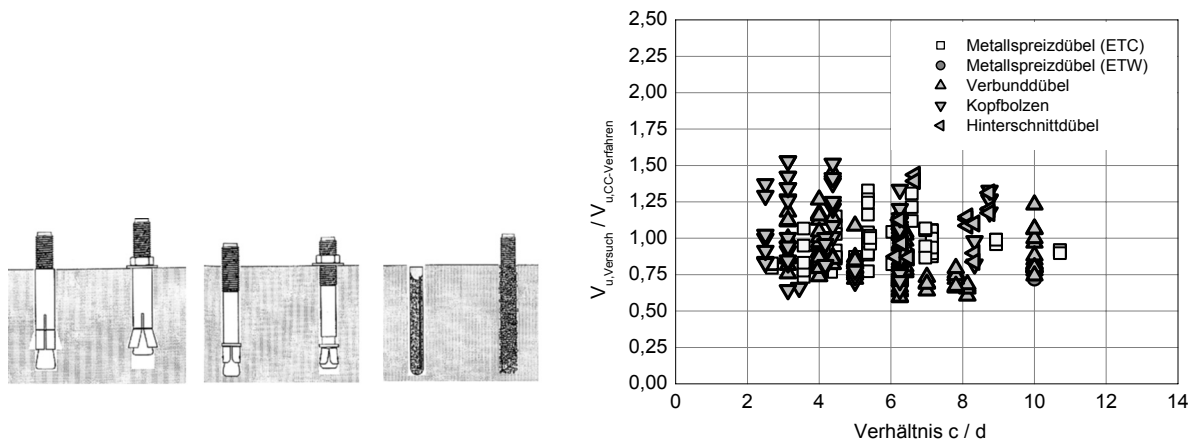


Abbildung 3-1: a) Aufschlüsselung der Datensätze bezüglich Einzel- und Gruppenbefestigungen am Rand und in der Ecke und b) bezüglich unterschiedlichen Dübeltypen.

### 3.2.2.3 Aufschlüsselung nach Dübeltypen

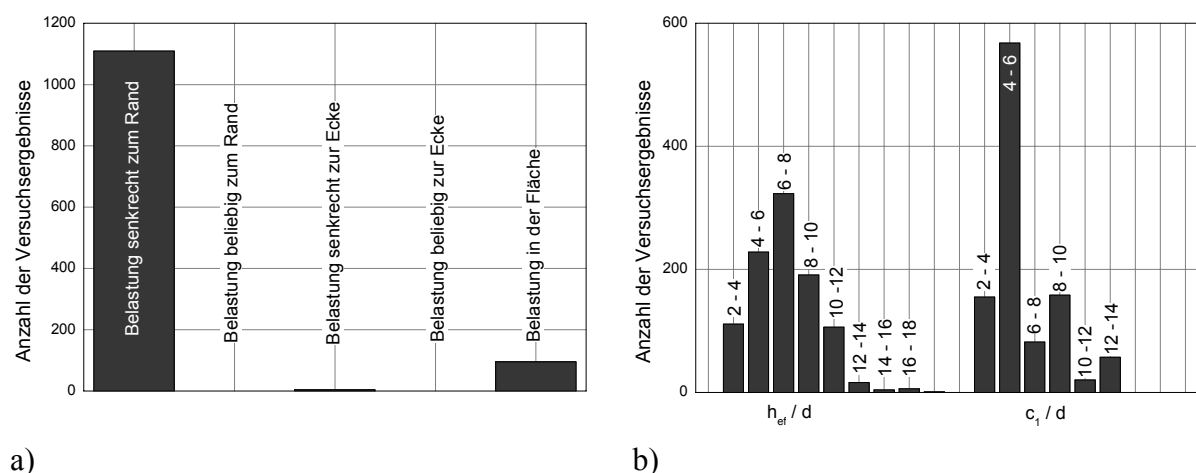
In Abbildung 3-2b sind die Bruchlasten (bezogen auf die rechnerische Bruchlast des CC-Verfahrens) für unterschiedliche Lastabtragungsmechanismen (Abbildung 3-2a) in Abhängigkeit des Randabstandes aufgetragen. Die Darstellung zeigt, dass das CC-Verfahren brauchbare Ergebnisse liefert, wenn die angegebenen Anwendungsgrenzen nicht oder nur geringfügig überschritten werden und der Lastabtragmechanismus keinen nennenswerten Einfluss auf die Bruchlasten besitzt. Untersuchungen von *Pregartner (2003)* zeigen jedoch, dass für Kunststoffdübel geringfügig kleinere Bruchlasten zu erwarten sind als für Verbunddübel (Abschnitt 6.5.1.3).



**Abbildung 3-2:** a) Schematische Darstellung unterschiedlicher Lastabtragmechanismen (Formschluss, Reibschluss und Verbund) und b) Vergleich der rechnerischen Bruchlasten nach dem CC-Verfahren mit den Versuchsbruchlasten in Abhängigkeit des Verhältnisses  $c/d$  für verschiedene Dübeltypen.

### 3.2.2.4 Aufschlüsselung nach den Verhältnissen $c/d$ und $h_{ef}/d$

In Abbildung 3-3b werden die Datensätze hinsichtlich der bezogenen Parameter  $c_1/d$  und  $h_{ef}/d$  aufgeschlüsselt. Grundsätzlich weisen die Versuche in der Datenbank eine ausreichende Abdeckung der Einflussparameter  $d$ ,  $h_{ef}$ , und  $c_1$  auf, Verankerungen mit großen Durchmessern und kleinen Randabständen (z.B.  $d_{nom} > 32$  mm mit  $c_1 = 50$  mm) sowie Verankerungen mit großen Verankerungstiefen und kleinen Durchmessern (z.B.  $d_{nom} > 8$  mm mit  $h_{ef} = 260$  mm) wurden jedoch nahezu nicht untersucht.



a)

b)

**Abbildung 3-3:** a) Aufschlüsselung der Datensätze bezüglich Belastungsrichtung am Bauteilrand und in der Bauteilecke und b) Aufschlüsselung der Datensätze bezüglich der bezogenen Parameter  $h_{ef}/d$  und  $c/d$ .

### 3.2.2.5 Aufschlüsselung nach Belastungsrichtung

Die Aufschlüsselung der Datensätze nach Belastungsrichtung zeigt, dass keine Versuche mit beliebiger Belastungsrichtung bezogen auf den freien Bauteilrand vorliegen (Abbildung 3-3a). Zwar wurden einige Vorversuche verschiedenster Autoren zum Einfluss der Belastungsrichtung durchgeführt, diese genügen jedoch nicht den Anforderungen nach Abschnitt 3.2.1 und können daher nicht detailliert ausgewertet werden.

## 3.3 Zusammenfassung und Forschungsbedarf

Die Aufschlüsselung der vorhandenen Datensätze ergibt folgenden Forschungsbedarf:

- **Einzelbefestigungen am Bauteilrand** wurden bisher nur für Belastungsrichtungen senkrecht zum Bauteilrand bzw. zur Bauteilecke untersucht. Ergebnisse unter beliebiger Belastungsrichtung am Bauteilrand liegen nicht vor (Abbildung 3-3). Experimentelle und numerische Untersuchungen mit großen Durchmessern und kleinen Randabständen sowie großen Verankerungstiefen und kleinen Durchmessern müssen zur Vervollständigung der Datenbasis noch durchgeführt werden.
- **Gruppenbefestigungen am Bauteilrand** wurden bisher nicht systematisch untersucht. Es liegen nur wenige Versuche mit Gruppenverankerungen vor. Ergebnisse für beliebige Belastungsrichtungen am Bauteilrand liegen bisher nicht vor.
- **Einzelbefestigungen in der Bauteilecke** wurden bisher nur für eine Belastung senkrecht zum Bauteilrand untersucht. Ergebnisse für beliebige Belastungsrichtungen in der Bauteilecke liegen bisher nicht vor.
- **Gruppenbefestigungen in der Bauteilecke** wurde bisher nicht systematisch untersucht. Es liegen nur wenige Versuche mit Gruppenverankerungen vor. Ergebnisse für beliebige Belastungsrichtungen in der Bauteilecke liegen bisher nicht vor.

Die Auswertung zeigt, dass die Art des Lastabtragmechanismus (Formschluss, Reibschluss oder Verbund) keinen nennenswerten Einfluss auf die Bruchlast hat. Für Verbunddübel ist tendenziell eine geringere Bruchlast zu erwarten als für andere Dübeltypen. Die einzelnen Einflussparameter (Durchmesser, Verankerungstiefe und Randabstand) wurden für Verbunddübel am ausführlichsten untersucht, so dass hier eine Ergänzung der Datenbasis sinnvoll erscheint. Die im Rahmen dieser Arbeit dargestellten Ergebnisse basieren daher ausschließlich auf Versuchen mit Verbunddübeln.

## 4 Entwicklung eines bruchmechanischen Modells

### 4.1 Allgemeines

Für die Versagensart „Betonkantenbruch“ erfolgt das Versagen durch Überschreiten der aufnehmbaren Zugspannungen im Beton. Das Verhalten kann in der Regel nur durch die nichtlineare Bruchmechanik unter Ansatz entsprechender Versagenskriterien beschrieben werden. Analytisch geschlossene Lösungen gibt es hierfür nicht, so dass die Berechnung mit Hilfe nichtlinearer FE-Programme erfolgen muss. Mittels Analogiebetrachtungen und Vereinfachungen soll im Rahmen dieser Arbeit ein bruchmechanisches Modell zur Berechnung querbelasteter Befestigungen auf Basis der linear elastischen Bettung und der linearen Bruchmechanik vorgestellt werden, mit Hilfe dessen eine vereinfachte analytische Lösung möglich ist.

### 4.2 Grundlagen des Modells

#### 4.2.1 Allgemeines

Die Grundlagen des bruchmechanischen Modells querbelasteter Befestigungen sind drei verschiedene Ansätze, die der linearen Bruchmechanik, der linear elastischen Bettung und der Theorie der Querpressung. Alle drei Ansätze werden in einem Modell kombiniert und zusammengeführt. Als Eingangsgrößen gehen die geometrischen und systembedingten Randbedingungen der Verankerung ein. Die in Wirklichkeit von einander abhängigen Ansätze werden innerhalb des Modells voneinander getrennt betrachtet und anschließend durch eine Gleichgewichtsbedingung miteinander gekoppelt.

#### 4.2.2 Vereinfachung der dreidimensionalen Problemstellung

Grundprinzip des Modells ist die Vereinfachung der dreidimensionalen Problemstellung in zwei getrennte ebene Problemstellungen, das ebene Rissproblem an der Bauteiloberfläche und die Spannungsverteilung entlang eines elastisch gebetteten Bolzens (Abbildung 4-1). Die Belastungsrichtung wird mit Hilfe der Theorie der Querpressung berücksichtigt. Diese definiert in Abhängigkeit der Belastungsrichtung und der geometrischen Randbedingungen die senkrecht zum Bauteilrand wirkende Rissbelastung.

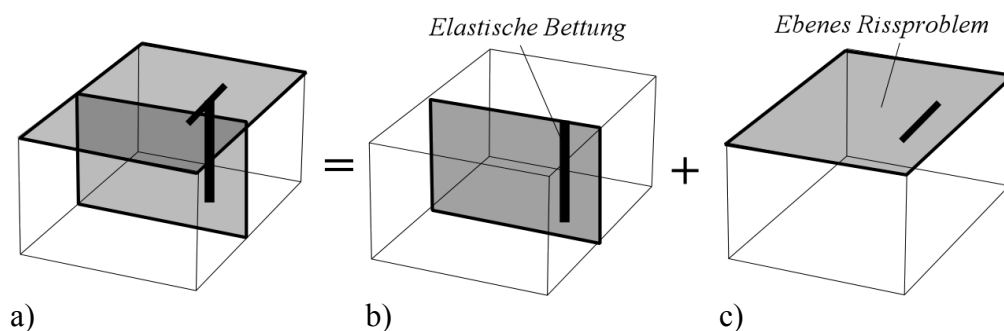


Abbildung 4-1: Vereinfachung der a) dreidimensionalen Problemstellung als zwei ebene Problemstellungen, b) dem elastisch gebetteten Balken und c) dem ebenen Rissproblem aus Hofmann, Eligehausen (2002).

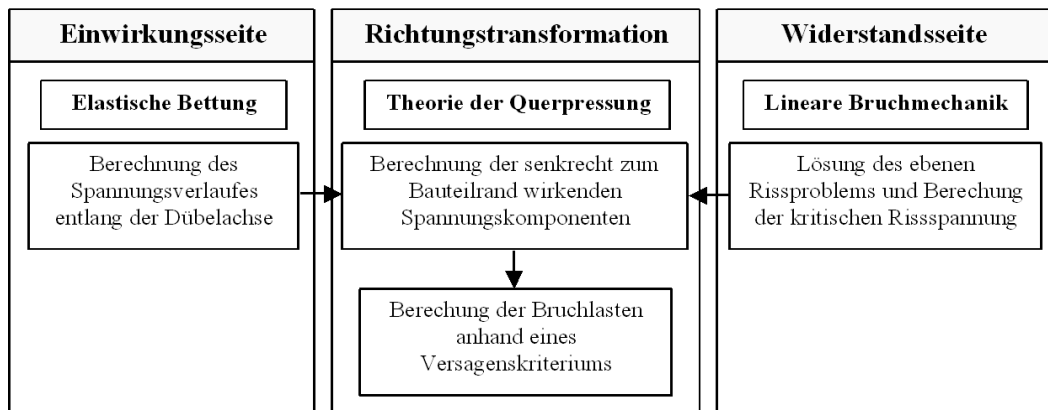
#### 4.2.3 Modellalgorithmus

Das Modell basiert auf der in Abschnitt 4.2.2 beschriebenen Vereinfachung der dreidimensionalen Problemstellung. Die Berechnung der Bruchlasten und Rissverläufe kann in einem Modellalgorithmus zusammengefasst werden.

- Zunächst wird mit Hilfe der elastischen Bettung die Spannungsverteilung entlang der Dübelachse bestimmt. Als Eingabeparameter zur Lösung der Differentialgleichung der

elastischen Bettung müssen das Bettungsmodul, die Ankersteifigkeit sowie die Einspannbedingung des Bolzens am belasteten Ende bekannt sein. Diese Eingangsparameter ermöglichen eine eindeutige Lösung der Differentialgleichung des elastisch gebetteten Balkens, aus der sich die Spannungsverteilung entlang des Dübelschaftes vor der Verankerung ergibt, die als Rissbelastung in das ebene Rissproblem übernommen wird.

- Mit Hilfe des linear elastischen ebenen Rissproblems kann eine kritische Rissspannung bei Einsetzen eines instabilen Risswachstums berechnet werden. Zur Lösung des ebenen Rissproblems müssen mehrere Eingangsgrößen bekannt sein. Dies sind zum einen alle geometrischen Einflussgrößen wie z.B. Randabstand, Achsabstand und Dübelgeometrie als auch die Betoneigenschaften in Form des kritischen Spannungsintensitätsfaktors. Die Lösung des ebenen Rissproblems führt zu einer kritischen Rissbelastung und charakterisiert damit die Widerstandsseite des Modells. Es wird davon ausgegangen, dass die Verankerung versagt, wenn ein instabiles Risswachstum einsetzt.
- Um beliebige Belastungsrichtungen berechnen zu können wird die Spannungsverteilung entlang der Verankerung in eine senkrecht zum Bauteilrand wirkende Spannungskomponente umgerechnet (Theorie der Querpressung).



**Abbildung 4-2: Modellalgorithmus des bruchmechanischen Modells zur Berechnung der Bruchlasten für querbelastete Befestigungen.**

Die Berechnung der Bruchlasten erfolgt anhand eines bruchmechanischen Versagenskriteriums, das die vorhandene Rissspannung (aus elastischer Bettung) mit der kritischen Rissbelastung (aus ebenem linear elastischem Rissproblem) koppelt. Das Versagen tritt ein, wenn ein instabiles Risswachstum vorhanden ist. Im Folgenden werden die Theorie der elastischen Bettung, der linearen Bruchmechanik, sowie die Theorie der Querpressung detailliert beschrieben.

## 4.3 Grundlagen der elastischen Bettung

### 4.3.1 Grundlagen zur Berechnung eines elastisch gebetteten Balkens

Zur Beschreibung der Wechselwirkung von Beton und Befestigung muss für den umgebenden Beton ein mechanisches Modell herangezogen werden. Da eine wirklichkeitsnahe und nichtlineare Beschreibung des Betonverhaltens sehr aufwendig ist, werden hier elastische Verfahren angewandt. Hierzu zählen das Bettungsziffernverfahren und das Steifezahlverfahren. Im Steifezahlverfahren wird zur Berechnung der Interaktionsreaktionen eine gekoppelte Flexibilitätsmatrix verwendet. Damit kann das umgebende Medium als isotroper elastischer Halbraum angenommen werden. Im Gegensatz hierzu wird beim Bettungszahlverfahren die Interaktion als entkoppeltes und voneinander unabhängiges Federsystem idealisiert (Abbildung 4-3).



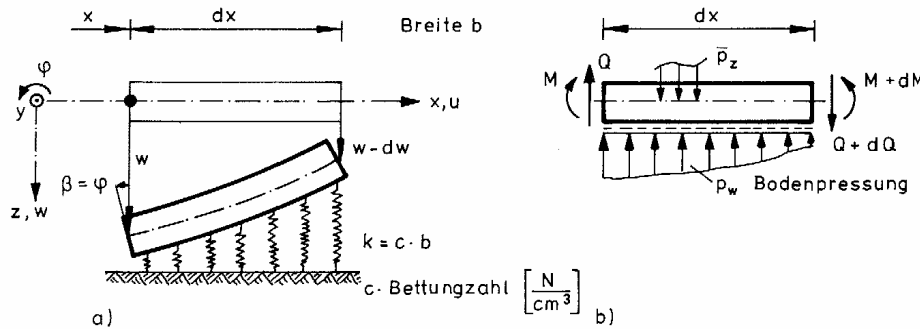


Abbildung 4-3: Elastisch gebetteter Biegebalken nach Bernoulli, a) Verschiebungsgrößen, b) Schnittgrößen.

Auf der Grundlage des Bettungszahlverfahrens lässt sich eine Differentialgleichung zur Beschreibung der Interaktion von Befestigung und Beton entwickeln. Die für den elastisch gebetteten Balken allgemeingültige Differentialgleichung ist in Gleichung (4.1) dargestellt.

$$\frac{\delta^4 w(x)}{\delta x^4} = \frac{q(x) - k(x) \cdot w(x)}{EI} \quad (4.1)$$

Die Lösung dieser Differentialgleichung hängt maßgeblich von den Randbedingungen ab. Für eine Befestigung in Beton werden folgende Randbedingungen festgelegt:

- Die Verschiebung  $w$  muss bis zu einer fiktiv unendlich ausgedehnten Verankerungstiefe auf den Wert null abnehmen ( $w(\infty) = 0$ ).
- Die Momenten- und Querkraftbedingung am belasteten Ende müssen erfüllt sein ( $EI \cdot w''(x) = M$ ;  $EI \cdot w'''(x) = V$ ).

Mit Hilfe dieser Randbedingungen lässt sich die folgende, allgemeingültige Lösung der Differentialgleichung ableiten.

$$w(x) = \frac{e^{\lambda \cdot x}}{2 \cdot \lambda^2 \cdot EI} \cdot [V \cdot \cos(\lambda \cdot x) + \lambda \cdot M \cdot (\cos(\lambda \cdot x) - \sin(\lambda \cdot x))] \quad (4.2)$$

Der Beiwert  $\lambda$  ist dabei nach Gleichung (4.2a) anzunehmen

$$\lambda = \sqrt[4]{C \cdot d / EI} \quad (4.2a)$$

Die Lösung der Differentialgleichung und die Bestimmung der Durchbiegung  $w(x)$  erfolgt in Abhängigkeit von  $Q(x)$  und  $M(x)$ . Die maximale Betonpressung ergibt sich an der Stelle der größten Durchbiegungen (entspricht dem Lastangriffspunkt). Wird auf Grundlage ingenieurmäßiger Vereinfachungen die Bettungsziffer  $k_s$  in Abhängigkeit des Dübel durchmessers  $d$  und der Betonsteifezahl  $E_s$  dargestellt, ergibt sich für die Bettungsziffer Gleichung (4.3).

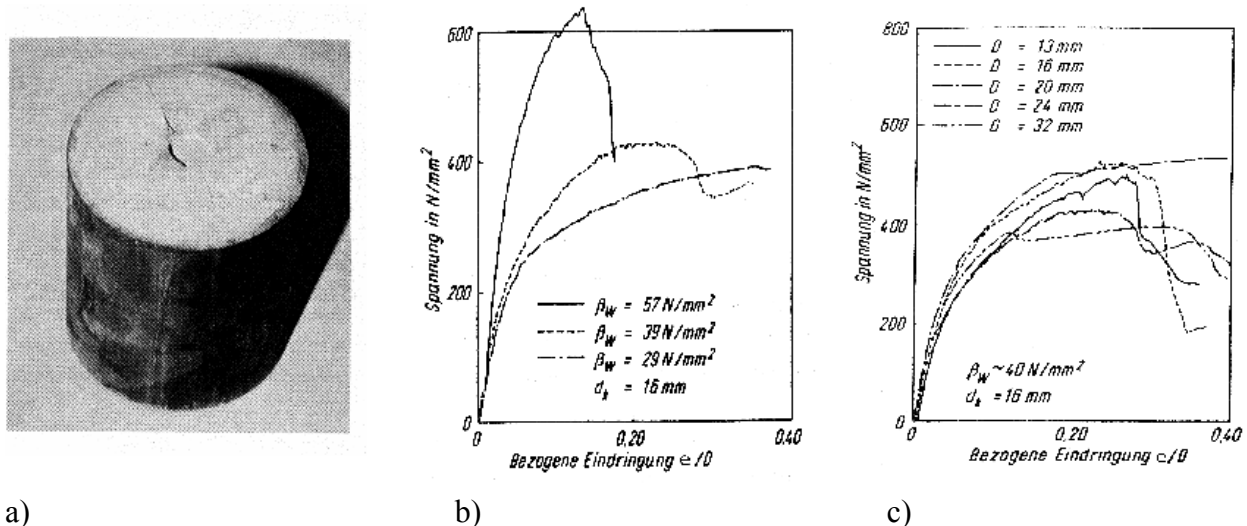
$$k_s(z) = E_s(z)/d. \quad (4.3)$$

Für die Berechnung der Spannungsverteilung entlang der Verankerungstiefe einer Befestigung ist die Betonsteifezahl wichtig. In der Literatur werden sehr unterschiedliche Angaben zur Steifezahl von Beton angegeben, so dass diese im Folgenden detaillierter betrachtet wird.

### 4.3.2 Bestimmung der Bettungsbedingungen in Beton

#### 4.3.2.1 Grundlagen der Teilflächenpressung

Um das Eindringverhalten in Beton zu untersuchen, wurden von *Liebrum (1987)* Eindrückversuche mit massiven Stahlstempeln an Betonzylindern<sup>24</sup> durchgeführt, (Abbildung 4-4a).



a) **Abbildung 4-4: Versuchskörper zur Bestimmung des Eindringverhaltens von Stempeln in Beton sowie Spannungs- Eindrückkurven für b) verschiedene Betondruckfestigkeiten und c) verschiedene Durchmesser aus Liebrum (1987)**

In den Versuchen erfolgt das Versagen zum einen durch Spalten des Zylinders zum anderen lokal durch seitliches Ausbrechen des Betons um den Stahlstempel, das mit einem bodenmechanischen Grundbruch vergleichbar ist. *Liebrum (1987)* bestimmt in den Versuchen den Einfluss der Betonfestigkeit, des Größtkorns und der Stempelfläche auf die Bruchlast. Die Ergebnisse können in Gleichung (4.4) zusammengefasst werden.

$$s = \frac{c \cdot \sigma}{\beta_w \cdot d_k} \quad (4.4)$$

Der Faktor  $c$  bestimmt die Steigung der Anfangsgeraden. Da die Eindringtiefe mit zunehmender Teilflächenpressung überproportional zunimmt kann  $c$  prinzipiell als eine Funktion von  $\sigma$  betrachtet werden. Zur einfacheren Berechnung der Bettungsziffer wird die Sekantensteigung bei Erreichen der maximalen Teilflächenpressung herangezogen. Die Ergebnisse zeigen, dass für Pressungen  $p < 125 \text{ N/mm}^2$  der Faktor  $c$  in Gleichung (4.4) ca. 0,0056 beträgt. Für Pressungen  $p > 500 \text{ N/mm}^2$  erhöht sich der Faktor  $c$  bis auf ca. 4,9 (Abbildung 4-4b, c).

#### 4.3.2.2 Bestimmung der Bettungsziffer

Im Bereich des Grundbaus wird die Bettungsziffer empirisch angenommen. Setzungsberechnungen zeigen, dass die Bodensteifigkeit  $E_s$  die Bettungsziffer maßgeblich beeinflusst. Im Gegensatz zu den mechanischen und bruchmechanischen Eigenschaften eines natürlichen Bodens, ist Beton ein relativ „homogener“ Baustoff. Ausgehend von den in der Literatur angegebenen Werten, hat Beton eine Bettungsziffer von ca.  $500 \text{ MN/m}^3$ . Eine überschlägige Bestimmung der Bettungsziffer ist mit Gleichung (4.5) möglich.

<sup>24</sup>  $d = 400 \text{ mm}$  und  $h = 450 \text{ mm}$

$$c = 1,50 \cdot E_s / \sqrt{F}^{25} \quad (4.5)$$

Wird Gleichung (4.5) zur Berechnung der Bettungsziffer auf Beton angewandt, muss die Steifzahl  $E_s$  bekannt sein. Diese kann anhand von Eindringversuchen hergeleitet und daraus die Lagerungssteife  $k$  berechnet werden.

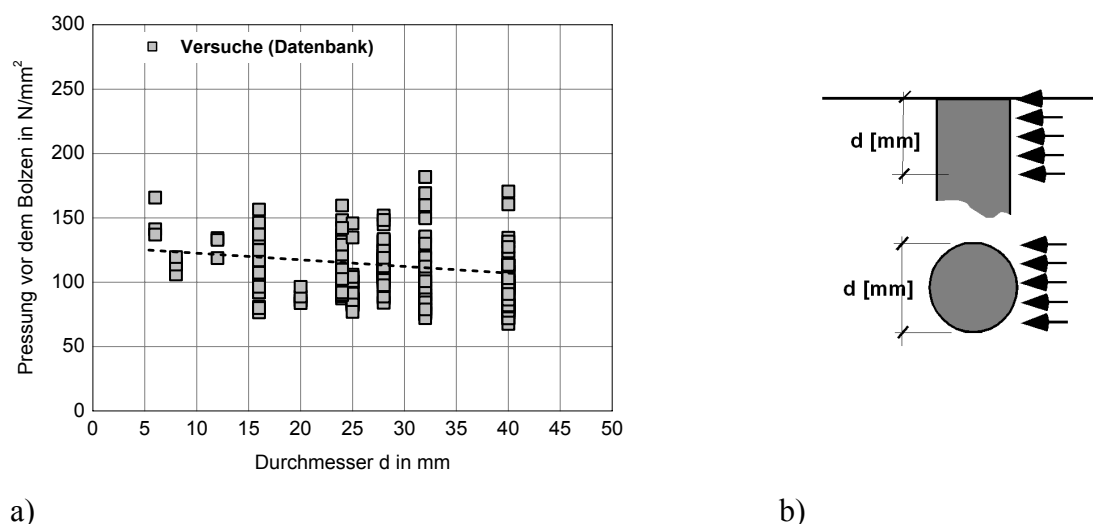
#### 4.3.2.3 Bestimmung der Lagerungssteife

Nach der Bettungsziffertheorie wachsen die Spannungen proportional mit der Verschiebung an. Die Bettungsziffer kann für Beton zwar bestimmt werden, unterliegt jedoch verschiedenen Einflussfaktoren. Dazu gehören das Lastniveau, die Lastverteilung, die Belastungsgeschwindigkeit und die Materialeigenschaften des Betons. Der in der Literatur angegebene Wert kann aufgrund dieser Einflussfaktoren deutlich von  $500 \text{ MN/m}^3$  abweichen und Werte zwischen  $40 \text{ N/mm}^2$  und  $2000 \text{ N/mm}^2$  annehmen. Für die Berechnung der Bettungsziffer nach Gleichung (4.5) wird zunächst das Steifemodul  $E_s$  mit Gleichung (4.6) berechnet:

$$E_s = \frac{F}{s} = \frac{F}{(s/d_k) \cdot d_k} = \frac{\sigma}{s/d_k} \cdot \frac{3,14 \cdot d_k}{4} \quad (4.6)$$

#### 4.3.2.4 Bestimmung der Lagerungssteife einer Verankerung im Beton

Die Werte nach *Liebrum (1987)* ergeben bei einer maximalen Teilflächenpressung von  $500 \text{ N/mm}^2$  einen auf den Stempeldurchmesser bezogenen Verschiebungswert  $s/d = 0,2$ . Für eine Teilflächenpressungen von  $200 \text{ N/mm}^2$  ergibt sich aus Abbildung 4-4c ein bezogener Verschiebungswert  $s/d = 0,03$ . Auf Grundlage dieser Werte ergibt sich mit dem Steifemodul nach Gleichung (4.6) eine Bettungsziffer nach Gleichung (4.5) zwischen  $80 \text{ MN/m}^3$  und  $450 \text{ MN/m}^3$ . Dies entspricht weitgehend den Literaturangaben.



a) *Abbildung 4-5: a) Auswertung der vorhandenen Pressungen von Versuchen aus der Datenbank bei Erreichen der Bruchlast und b) Annahme der Fläche für die Ermittlung der Pressung vor dem Bolzen.*

Um die Lagerungssteife für Verankerungen in Beton zu bestimmen, werden aus der Datenbank (Abschnitt 3) die Pressungen vor dem Bolzen bei Erreichen der Höchstlast ausgewertet. Die

<sup>25</sup> Annahme einer kreisrunden Platte mit unendlicher Eigensteife

Pressung vor der Verankerung errechnet sich aus der Versuchsbruchlast dividiert durch die lastübertragende wirksame Fläche. Vereinfachend wird eine konstante Höhe und Breite der Lasteinleitung von  $d$  angenommen (Abbildung 4-5b), obwohl diese vom vorhandenen Dübeldurchmesser, der Verankerungstiefe und den Betoneigenschaften abhängt. Die angenommene Fläche beträgt somit  $A = d^2$ .

Werden die Pressungen über dem vorhandenen Außendurchmesser (z.B. Hülsendurchmesser bei Hinterschnittankern und Metallspreizdübeln sowie  $d$  bei Verbunddübeln) der Verankerung aufgetragen ergibt sich Abbildung 4-5a.

Die Auswertung zeigt, dass bei Erreichen der Bruchlast die Pressung vor dem Bolzen ( $p = V_u / A$ ) zwischen  $75 \text{ N/mm}^2$  und  $175 \text{ N/mm}^2$  beträgt. Für diese Pressungen ergibt sich eine Lagerungssteife zwischen  $4000 \text{ N/mm}^2$  bis  $6000 \text{ N/mm}^2$ . Für die bruchmechanischen Berechnungen wird daher ein Wert von  $5000 \text{ N/mm}^2$  angenommen.

### 4.3.3 Methoden zur Lösung der Differentialgleichung der elastischen Bettung

#### 4.3.3.1 Iterative Lösung der Differentialgleichung bei beliebigem Bettungsverlauf

Mit Hilfe einer Polynomannäherung nach *Grießer (1991)* kann der Bettungsverlauf über die Einbindetiefe der Verankerung beschrieben werden. Somit steht eine Funktion des Bettungsmoduls entlang der Verankerungstiefe zur Verfügung, wenn die Anfangsbedingungen entsprechend festgelegt werden (Anfangsdurchbiegung und die Anfangsverdrehung am Lastangriffspunkt). Für die Berechnung kann das kommerzielle Programm MathCAD<sup>®</sup> verwendet werden. Der Vorteil dieser Methode liegt darin, dass eine lokale Schädigung an der Bauteiloberfläche durch ein Herabsetzen der Bettungsziffer berücksichtigt werden kann.

#### 4.3.3.2 Differentialgleichung bei konstantem Bettungsverlauf

Die Lösung der Differentialgleichung nach Gleichung (4.1) hängt direkt von den Parametern  $\varpi$  und  $c$  ab. Der Einfluss der Bettungsziffer  $c$  ist relativ gering, so dass bei dieser Methode die Bettungsziffer trotz der großen Streuungen mit  $5000 \text{ N/mm}^2$  angesetzt werden kann ohne die Genauigkeit der Ergebnisse wesentlich zu beeinflussen. Der Parameter  $\lambda$  wird mit Gleichung (4.7) berechnet.

$$\lambda = \sqrt[4]{C \cdot d / EI} \quad (4.7)$$

Zur Lösung der Differentialgleichung müssen die Integrationskonstanten über die Rand- bzw. Übergangsbedingungen bestimmt werden. Im Fall einer elastisch gebetteten Verankerung sind die Randbedingungen am Belastungspunkt durch die Belastung selbst vorgegeben. Die Randbedingungen am Verankerungsfuß werden so festgelegt, dass sowohl die Querkräfte als auch die Momente zu Null werden. Die Bestimmung der Integrationskonstanten erfolgt durch Lösen des Gleichungssystems mit den entsprechend festgelegten Randbedingungen. Die allgemeine Lösung der Differentialgleichung ist in Gleichung (4.8) angegeben.

$$w(x) = e^{k \cdot x} \cdot (A \cdot \cos(k \cdot x) + B \cdot \sin(k \cdot x)) + e^{-k \cdot x} \cdot (C \cdot \cos(k \cdot x) + D \cdot \sin(k \cdot x)) \quad (4.8)$$

Durch Differenzieren von Gleichung (4.8) kann die Verdrehung, die Querkraft und die Momentenverteilung entlang der Einbindetiefe der Verankerung bestimmt werden und auf die in den Beton eingeleiteten Druckspannungen geschlossen werden. Der Vorteil dieser analytisch geschlossenen Lösung liegt in der einfachen Implementierung in ein Berechnungsprogramm. Die allgemeine Lösung mittels finiter Element kann beispielsweise nach *Schmidt (1985)* erfolgen.

#### 4.3.4 Berechnung der Spannungsverteilung und der Rissbelastung

##### 4.3.4.1 Allgemeines

Im Folgenden wird die Differentialgleichung des elastisch gebetteten Balkens gelöst und die Spannungsverteilung entlang des Dübels in Abhängigkeit des Dübeldurchmessers und der Verankerungstiefe bestimmt. Durch Modifizieren der Randbedingungen kann der Einspanngrad der Verankerung an der Lasteinleitungsstelle variiert werden.

Von besonderem Interesse ist die Spannungsverteilung, die anhand einer aufgetragenen Einheitslast ermittelt wird. Die direkt am Lastangriffspunkt in den Beton eingeleitete Druckspannung berechnet sich mit Gleichung (4.9) aus der Verschiebung und Bettungsziffer am Lastangriffspunkt.

$$\sigma_{\text{Bettung}} = x \cdot \bar{1} \cdot w(h = 0 \text{ mm}) \cdot c \quad (4.9)$$

Die mittels Einheitslast erzeugte Randspannung entspricht der Initialrissspannung für das ebene Rissproblem und charakterisiert die Einheitsrisslast.

##### 4.3.4.2 Einfluss der Steifigkeit der Verankerung auf die Spannungsverteilung

Die Spannungsverteilung entlang der Verankerungstiefe kann mit Hilfe der elastischen Bettung ermittelt werden. Die Berechnungen zeigen, dass bei gleicher Verankerungstiefe und zunehmendem Durchmesser eine Linearisierung der Spannungsverteilung entlang der Einbindetiefe stattfindet, da die Spannungsverteilung von der Steifigkeit ( $h_{\text{ef}}/d$ ) des Befestigungsmittels abhängt. Kleine Verhältnisse  $h_{\text{ef}}/d$  charakterisieren eine „steife“ Befestigung, große Verhältnisse  $h_{\text{ef}}/d$  eine „weiche“ Verankerung. Der Verlauf der Druckspannungen ist in der Regel parabelförmig. Die maximalen Pressungen treten im Bereich der Betonoberfläche auf und werden mit abnehmendem Verhältnis  $h_{\text{ef}}/d$  geringer. Für eine „weiche“ Verankerung sind die Pressungen maximal.

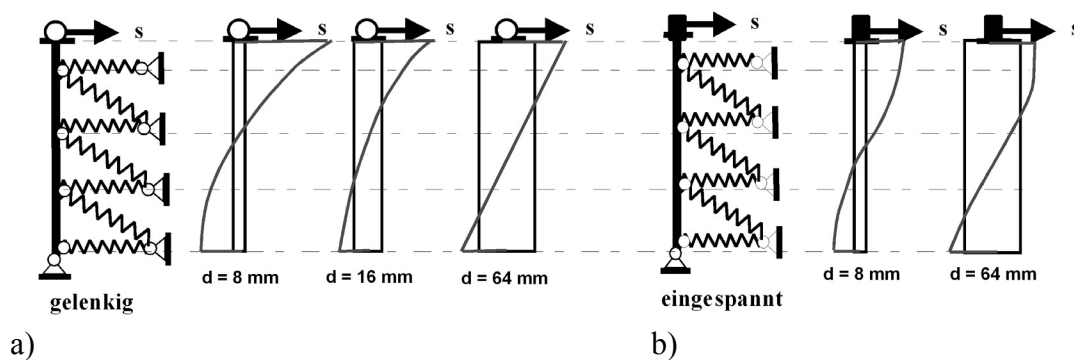
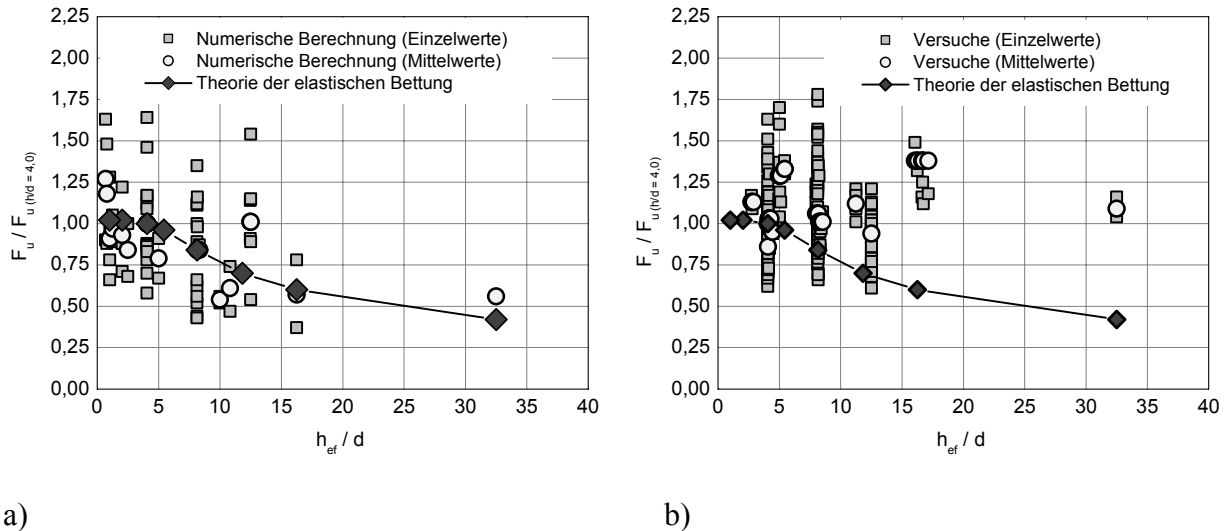


Abbildung 4-6: Verlauf der Betondruckspannungen entlang der Verankerungstiefe für unterschiedliche Verhältnisse  $h_{\text{ef}}/d$  bei a) gelenkiger und b) eingespannter Ausbildung des Lastangriffspunktes.

Dieses Verhalten ist dadurch bedingt, dass steife Verankerungen die Lasten gleichmäßiger und tiefer in den Beton einleiten, während bei weichen Verankerungen eine Spannungskonzentration im Bereich der Betonoberfläche stattfindet. Dies gilt jedoch nur für an der Lasteinleitungsstelle ideal gelenkig gelagerte Verankerungen.

In Abbildung 4-6 sind der Verlauf der Betondruckspannungen entlang der Verankerungstiefe für eine konstante Verankerungslänge  $h_{\text{ef}} = 130 \text{ mm}$  dargestellt. Der Dübeldurchmesser wird zwischen 8 mm und 64 mm variiert. Die Pressungen werden mit zunehmendem Dübeldurchmesser und damit abnehmendem Verhältnis  $h_{\text{ef}}/d$  deutlich geringer, wobei der Einspanngrad im Bereich der Lasteinleitungsstelle einen großen Einfluss auf die Spannungsverteilung hat.

Wird die aus der elastischen Bettung berechnete Randspannung als Kriterium für den Einfluss der Steifigkeit auf die Bruchlast betrachtet, nehmen die Bruchlasten mit abnehmender Steifigkeit bzw. zunehmenden Verhältnis  $h_{ef}/d$  ab. Dies gilt zumindest für ideal gelenkig gelagerte Verankerungen. Einige numerische Berechnungen zeigen ebenfalls, dass die bezogenen Bruchlasten mit zunehmendem Verhältnis  $h_{ef}/d$  tendenziell abnehmen. Als Bezugswert wird die mittlere Bruchlast der Verankerung mit einem Verhältnis  $h_{ef}/d = 4,0$  herangezogen (Abbildung 4-7a).



a)

b)

**Abbildung 4-7: Einfluss der Ankersteifigkeit  $h_{ef}/d$  auf die bezogene Bruchlast einer Verankerungen ( $h_{ef}/d = 4,0$ ) im Vergleich mit den a) numerische Berechnungen und b) mit den Versuchen.**

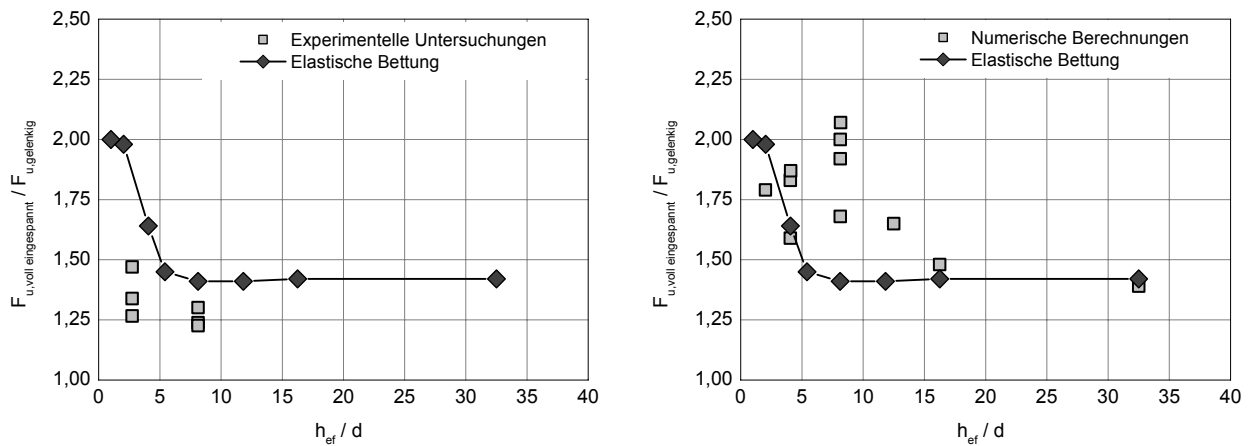
Werden die mittleren Bruchlasten der Versuche auf die Bruchlast einer Verankerung mit einem Verhältnis  $h_{ef}/d = 4,0$  normiert und über dem Verhältnis  $h_{ef}/d$  aufgetragen, so ergibt sich Abbildung 4-7b. Die Bruchlasten bleiben bis zu einem Verhältnis von  $h_{ef}/d = 32$  nahezu konstant. Dieses Verhalten konnte in den Versuchen nicht festgestellt werden. Grund hierfür könnte die Einspannsituation am Lastangriffspunkt sein. Bei den dargestellten Versuchen muss von einer teilweisen Einspannung der Verankerung am Lastangriffspunkt ausgegangen werden, zumal das Lochspiel möglichst klein gehalten wurde. Damit ist eine freie Verdrehung des „Dübelkopfes“ nicht mehr möglich, wodurch die Bruchverschiebungen mit größer werdendem Verhältnis  $h_{ef}/d$  zunehmen und sich der Einspanngrad erhöht.

#### 4.3.4.3 Einfluss des Einspanngrades der Verankerung auf die Spannungsverteilung

Durch eine Einspannung am Lasteinleitungsbereich steigen die Bruchlasten an. Dieses Verhalten kann in zahlreichen FE-Berechnungen beobachtet, aber auch mit Hilfe der elastischen Bettung theoretisch erklärt werden. In den durchgeführten Berechnungen wird eine gelenkige Lagerung durch eine volle Verdrehbarkeit und eine volle Einspannung durch eine starre Lagerung am Dübelkopf realisiert. Durch das Rückstellmoment werden die Pressungen vor der Verankerung reduziert. Die Bruchlasten nehmen folglich zu.

Die Abnahme der Pressung vor dem Bolzen hängt vor allem von der Steifigkeit der Verankerung ab (Abbildung 4-6b). Für sehr „steife“ Verankerung liegt dieses Verhältnis bei ca. 2,0, für „weiche“ Verankerung hingegen bei ca. 1,4.

Die Ergebnisse der numerischen Simulationen zeigen, dass die Bruchlasten bei voller Einspannung deutlich höher liegen, als bei denen mit gelenkiger Lagerung. Ein vergleichbares Verhalten zeigt sich in weniger ausgeprägter Form auch in den Versuchen. In diesem Fall ist eine volle Einspannung und eine rein gelenkige Lagerung nicht realisierbar und der Einfluss somit geringer. Der tatsächlich vorhandene Einspanngrad in den Versuchen liegt zwischen beiden Extremwerten.



a)

b)

**Abbildung 4-8:** Einfluss der Ankersteifigkeit  $h_{ef} / d$  auf die bezogene Bruchlast bei voller Einspannung (bezogen auf eine gelenkige Lagerung) verglichen mit den Ergebnissen aus a) den Versuchen und b) den numerischen Berechnungen.

## 4.4 Grundlagen der linearen Bruchmechanik

### 4.4.1 Allgemeines

Von zentraler Bedeutung bei einer kontinuummechanischen Beschreibung des Rissvorgangs ist die Rissprozesszone. Mit der Rissprozesszone wird im Allgemeinen der Bereich beschrieben in dem es an der Rissfront zu einer Bindungslösung auf Mikroebene kommt, die mit der klassischen Kontinuummechanik nicht mehr beschrieben werden kann. Für die Anwendung muss deshalb eine sehr starke Lokalisierung der Rissprozesszone vorliegen, wie z.B. in der Regel bei metallischen oder spröden Materialien. Bei Beton oder granulierten Materialien kann die Rissprozesszone jedoch eine erhebliche Größe annehmen, die bis in den mikroskopischen Bereich reicht.

#### 4.4.1.1 Brucharten

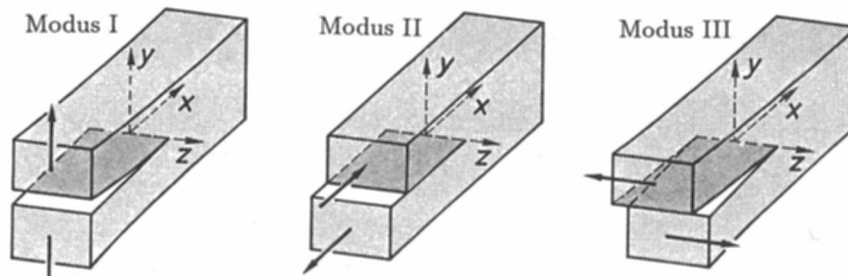
Als Bruch kann nach *Gross (1996)* die teilweise oder vollständige Durchtrennung von ganzen Körpern verstanden werden. Die Trennung erfolgt durch vorhandene Risse oder Inhomogenitäten an denen sich die Spannungen konzentrieren. Hierdurch kann es zu einem Risswachstum kommen, das letztlich zum Bruch des Bauteils führt. Der Bruchvorgang ist erst dann beendet, wenn das Risswachstum zum Stillstand kommt oder eine vollständige Durchtrennung des Körpers stattgefunden hat.

Bei den Brucharten kann zwischen einem Zähbruch und einem Spröbruch unterschieden werden. Bei einem Zähbruch kommt es im Bereich der Risspitze zu großen plastischen Deformationen und das Bruchverhalten ist sehr duktil wie z.B. bei Stahlwerkstoffen oder Kunststoffen. Im Gegensatz hierzu kommt es bei einem Spröbruch nur zu sehr kleinen plastischen Deformationen an der Risspitze. Das Bruchverhalten ist spröde und es kommt zu einem schlagartigen Versagen ohne Vorankündigung. Dieses Verhalten kann vor allem bei Materialien wie Beton oder Glas beobachtet werden.

#### 4.4.1.2 Rissspitzenfeld

Die lineare Bruchmechanik behandelt das Verhalten der Risse bei bestimmten geometrischen Randbedingungen und beliebigen Belastungen. Hierbei wird der Körper im gesamten Gebiet als

linear elastisch angesehen. Aus diesem Grund müssen nach *Gross (1996)* nichtelastische Vorgänge innerhalb oder außerhalb der Rissprozesszone auf sehr kleine Bereiche begrenzt werden. Die lineare Bruchmechanik ist daher in erster Linie zur Beschreibung eines Sprödbruches geeignet.



**Abbildung 4-9: Definition der Rissöffnungsarten (Modus I bis Modus III) aus Gross (1996)**

Meist setzt sich eine Problemstellung aus mehreren Rissöffnungsrichtungen zusammen, wobei drei Rissöffnungsarten unterschieden werden können. Dies ist Modus I, bei dem der Riss normal zu seiner Rissoberfläche geöffnet wird, sowie Modus II und Modus III bei denen die Rissöffnung infolge Schubverzerrungen erfolgt (Abbildung 4-9). Die Beschreibung des Spannungszustandes an der Rissspitze erfolgt zweckmäßigerweise mittels einer komplexen Funktion, wobei der Koordinatenursprung mit der Rissspitze zusammenfällt.

#### 4.4.2 Bruchmechanische Problemstellungen von querbelasteten Befestigungen

Da eine direkte bruchmechanische Lösung des Halbraums mit beliebig belasteten Hohlzylindern analytisch nicht möglich ist, soll die Problemstellung auf bekannte zweidimensionale Problemstellungen reduziert werden. Hierzu wird das räumliche Problem auf ein ebenes Problem projiziert und die Befestigungen in infinitesimale Scheiben unterteilt, so dass jede getrennt als ebenes Rissproblem behandelt werden kann. Es ergibt sich bei dieser Betrachtungsweise eine halbinfinitesimale Ebene mit rundem Loch im Abstand  $c$  zum Bauteilrand.

Trotz der vereinfachten Problemstellung gibt es nur bedingt geschlossene Lösungen. Im Folgenden werden Teilprobleme behandelt, die es ermöglichen eine halbinfinitesimale Ebene mit kreisförmigem Loch am Rand analytisch zu behandeln. Für die umfassende bruchmechanische Beschreibung querbelasteter Befestigung sind die folgenden ebenen Rissprobleme zu lösen, bzw. die entsprechenden Spannungsintensitätsfaktoren (SIFs) in Abhängigkeit der geometrischen Randbedingungen zu bestimmen.

- Ebenes Rissproblem in der unendlichen Scheibe
- Ebener Riss am freien Rand
- Zwei benachbarte ebene Risse am freien Rand
- Zwei hintereinanderliegende ebene Risse am freien Rand
- Ebener Riss in einer 4seitig endlichen Ebene

#### 4.4.3 Allgemeines ebenes Rissproblem

Als ein grundlegendes Problem gilt die Spannungskonzentration an einer elliptischen Öffnung in einer zugbelasteten Scheibe. Die Lösung des Problems erfolgt mittels analytischer Spannungsfunktionen einer komplexen Veränderlichen  $z = x + i \cdot y$ . Aus den komplexen Spannungsfunktionen lassen sich die Spannungskomponenten sowie die Verschiebungskomponenten direkt mit Hilfe der „*Kolosovschen*“ Formeln ableiten. Die Lösung der Spannungsfunktionen erfolgt anhand einer konformen Abbildung der  $z$ -Ebene auf den Einheitskreis der  $\xi$ -Ebene. Für eine elliptisch gelochte Scheibe mit der Ellipsenkontur  $x^2/a^2 + y^2/b^2 = 1$  ergibt sich folgende Funktion:



$$z(\xi) = \frac{a+b}{2} \cdot \left( \frac{1}{re^{i\varphi}} + \frac{a-b}{a+b} \cdot re^{i\varphi} \right) \quad (4.10)$$

Als Sonderfall der Ellipse kann der kreisförmige Einschluss behandelt werden, wenn  $a = b = r$  ist. Es ergibt sich dann die vereinfachte Funktion nach Gleichung (4.11):

$$z(\xi) = \frac{1}{e^{i\varphi}} \quad (4.11)$$

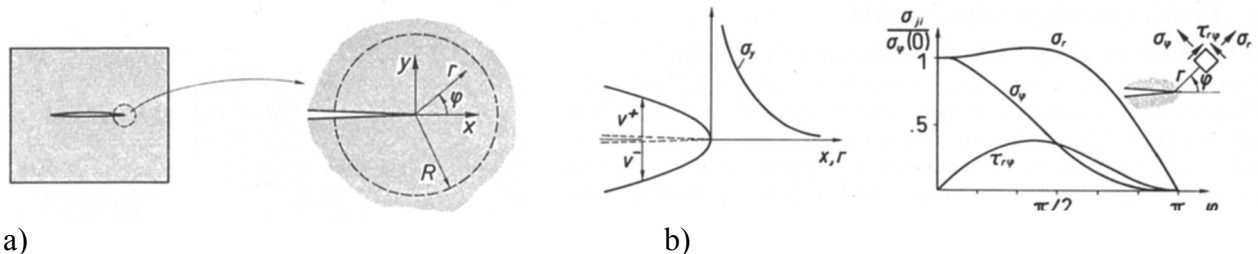
Die für einen kreisförmigen Riss existierenden Spannungsfunktionen können durch eine direkte Rücktransformation mit  $z = A/\xi$  in polaren Koordinaten ausgedrückt werden (Abbildung 4-10).

$$\phi(z) = \frac{\sigma}{4} \cdot \left( z + 2e^{2i\beta} \cdot \frac{a^2}{z} \right) \quad (4.12)$$

$$\psi(z) = -\frac{\sigma}{2} \cdot \left( z \cdot e^{2i\beta} + \frac{a^2}{z} - \frac{a^4}{z^3} e^{2i\beta} \right) \quad (4.13)$$

Wird diese Problemstellung weitergeführt, so können eine Formulierung und eine näherungsweise Lösung für eine abschnittsweise Belastung der Rissoberflächen erfolgen. Für eine abschnittsweise konstante Innendruckbelastung ergibt sich durch die konforme Abbildung die nach *Muschelivilli (1971)* gefundene Lösung.

Eine geschlossene Lösung der Spannungsfunktion eines beliebig belasteten Risses ist häufig nicht bekannt, so dass auf eine Näherungslösung im Bereich der Risspitze übergegangen werden muss. Dies erfolgt mit Hilfe von Spannungsintensitätsfaktoren, für deren Bestimmung die vollständige Lösung des vorhandenen Randwertproblems nicht erforderlich ist.



a) Umgebung und Definition der Koordinaten an der Risspitze und b) schematischer Verlauf der Rissspannung für Rissmodus I am Rissspitzenfeld nach Gross (1996).

Die Spannungsfelder können auch in komplizierten Rissanordnungen zumindest näherungsweise ermittelt werden. Die Berechnung der Spannungsintensitätsfaktoren mit Hilfe der Integraltransformation erfolgt für ebene Problemstellungen mit Gleichung (4.14).

$$K_I = \sqrt{2 \cdot \pi} \lim_{x \rightarrow y} \{ \sqrt{x-a} \cdot \sigma_y(x, 0) \} \quad (4.14)$$

Die Berechnung von räumlichen Rissproblemen erfolgt unter Verwendung von Zylinderkoordinaten. Für den Bruchmodus I kann der Spannungszustand in der Nähe der Risspitze direkt als Funktion des Spannungsintensitätsfaktors  $K_I$  mit Gleichung (4.15) bestimmt werden.

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = Const \cdot K_I \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{2}\right) \cdot \begin{Bmatrix} 1 - \sin\left(\frac{\varphi}{2}\right) \cdot \cos\left(3 \cdot \frac{\varphi}{2}\right) \\ 1 + \sin\left(\frac{\varphi}{2}\right) \cdot \cos\left(3 \cdot \frac{\varphi}{2}\right) \\ \sin\left(\frac{\varphi}{2}\right) \cdot \cos\left(3 \cdot \frac{\varphi}{2}\right) \end{Bmatrix} \quad (4.15)$$

#### 4.4.4 Konzept der Spannungsintensitätsfaktoren

##### 4.4.4.1 Allgemeines

Eine quantitative Beschreibung des Bruchverhaltens kann nur über eine Energiebilanz oder eine Analyse der Spannungsverteilung an der Risspitze erfolgen. Das zweite Verfahren erfordert die Ermittlung von Spannungsintensitätsfaktoren, die ein Maß für die Intensität des Spannungsfeldes in der Umgebung der Risspitze darstellen.

Der kritische Wert des Spannungsintensitätsfaktors  $K_c$  wird als Bruchzähigkeit bezeichnet. Er gibt die Spannungsintensität an, bei der ein instabiles Risswachstum einsetzt und kann für die Rissöffnungsmodi I, II und III angegeben werden. Die Spannungen an der Risspitze lassen sich mit Gleichung (4.16) mathematisch beschreiben.

$$\sigma_{i,k} = \frac{K_{(I,II,III)}}{\sqrt{2 \cdot \pi \cdot r}} \cdot F_{i,k}^{(I,II,III)}(\varphi) \quad (4.16)$$

$\sigma_{i,k}$  : Spannung in Richtung  $\{i,k\} = \{x,y,z\}$

$F_{i,k}^{(I,II,III)}(\varphi)$  : Winkelfunktion für die Modi I, II und III

$K_{(I,II,III)}$  : Spannungsintensitätsfaktoren für die Modi I, II und III

##### 4.4.4.2 Anwendbarkeit auf Befestigungen

Die Oberflächenspannung ist in der Regel kleiner als die Bruchenergie, da diese hauptsächlich durch den nichtlinearen Teil zustande kommt. Diese Nichtlinearität beeinflusst das Ergebnis einer bruchmechanischen Berechnung stark. Es wurde nachgewiesen, dass die lineare bruchmechanische Theorie erst gilt, wenn die Abmessungen größer als das 5fache der charakteristischen Länge  $l_{ch}$  sind. Für spröde Materialien mit einem geringen nichtlinearen Anteil kann näherungsweise die Oberflächenspannung als Maß für die Bruchenergie herangezogen werden, so dass die charakteristische Länge  $l_{ch}$  ein Maß für die Sprödigkeit eines Werkstoffes ist. Die charakteristische Länge  $l_{ch}$  wird mit abnehmender Bruchenergie und zunehmender Zugfestigkeit kleiner und berechnet sich nach Gleichung (4.17).

$$l_{ch} = \frac{G_f \cdot E}{\beta_z^2} \quad (4.17)$$

Für Beton mit einer Zugfestigkeit von  $3,0 \text{ N/mm}^2$ , einem E-Modul von  $20.000 \text{ N/mm}^2$  und einer Bruchenergie von  $0,06 \text{ N/mm}$  ergibt sich eine charakteristische Länge von  $l_{ch} = 133 \text{ mm}$ . Die Randabstände einer üblichen Verankerung betragen  $50 \text{ mm}$  bis  $300 \text{ mm}$ . Die lineare Bruchmechanik ist daher nur bedingt auf Befestigungen unter Querlast anwendbar. Aufgrund der starken Vereinfachung des Spannungsverlaufs entlang der Dübelachse und den gewählten Randbedingungen dürfte dieser Fehler jedoch vernachlässigbar sein. Die Genauigkeit der Berechnung wird jedoch mit kleiner werdenden Bauteilabmessungen geringer.

4.4.4.3 Bestimmung der  $K_I$  – Faktoren mittels ebenen Rissproblemen

Das ebene Rissproblem besteht meist aus mehreren Teilproblemen. Grundlage der einzelnen Teilprobleme ist eine unendlich ausgedehnte Scheibe unter Zugbelastung. Der „Griffith“ - Riss wird daher auf beiden Risseiten mit einer gleichmäßigen Spannung belastet, wodurch sich die folgenden Spannungsintensitätsfaktoren für Modus I und Modus II ergeben:

$$K_I = \sigma_R \cdot g_I(a, c) \cdot \sqrt{a \cdot \pi} \tag{4.18}$$

$$K_{II} = \sigma_R \cdot g_{II}(a, c) \cdot \sqrt{a \cdot \pi} \tag{4.19}$$

Die Rissspannung  $\sigma_R$  ermittelt sich aus der Last Q dividiert durch die Risslänge 2a. Wird die Last Q auf einer Risseite aufgebracht ergibt sich folgende Rissspannung:

$$\sigma_R = \frac{1}{2} \cdot \frac{V_S}{2a} \tag{4.20}$$

Die Funktion  $g_I(a, c_1)$  (Gleichung (4.21)) berücksichtigt das Verhältnis von Risslänge a zu Randabstand  $c_1$  und steigt mit wachsendem a an. Im Bereich  $a / c_1 < 0,1$  kann die Funktion näherungsweise mit konstant 1,0 angenommen werden.

$$g_I = \frac{0,23 \cdot 0,585 \cdot s + 0,185 \cdot s^6}{s^{1,5}} \text{ mit } s = \left(1 - \frac{a}{a + c_1}\right) \tag{4.21}$$

Da die Funktion  $g_I(a, c_1)$  vom Verhältnis  $a / c_1$  abhängt, müssen bei der Berechnung des Spannungsintensitätsfaktors die Randbedingungen als bekannt vorausgesetzt werden. Dies sind in der Regel der Randabstand c und der Bohrlochdurchmesser d. Wird c als bekannt vorausgesetzt, kann der Spannungsintensitätsfaktor in Abhängigkeit der vorhandenen Risslänge bestimmt werden (Abbildung 4-11a). Dieser muss für jeden Rissfortschritt  $\delta a$  neu berechnet werden, da sich das Verhältnis von  $a / c$  mit Fortschreiten des Risses ändert. Der zugehörige  $K_I$  - Wert erreicht für  $a \ll c$  den Wert 1 und für  $a \gg c$  eine Singularität. Mit zunehmender Risslänge wird der Rissfortschritt maßgeblich durch den Modus II bestimmt.

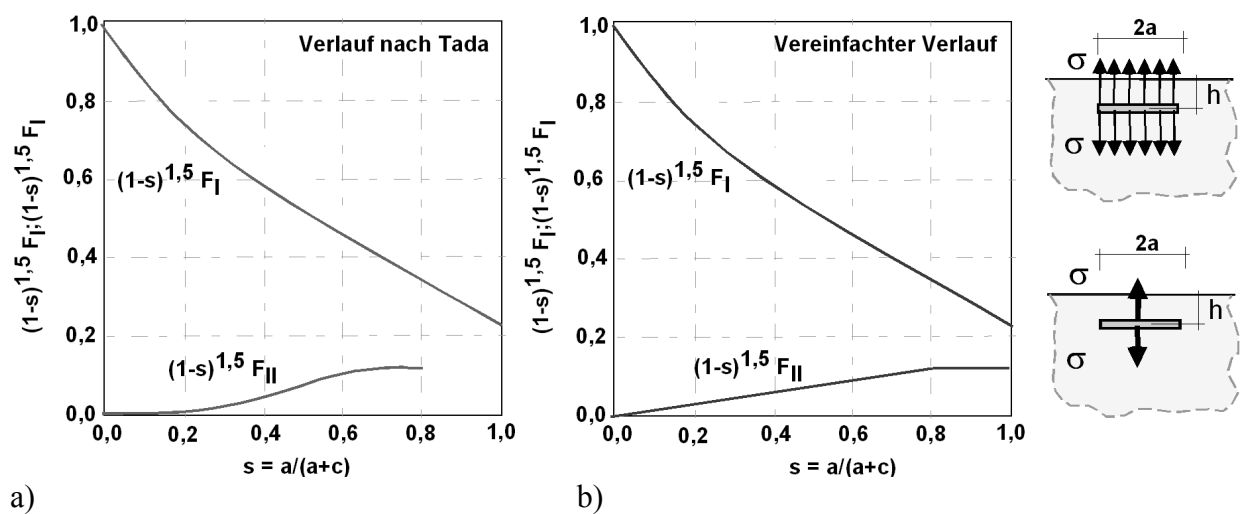


Abbildung 4-11: a) Berechnete Spannungsintensitätsfaktoren mit Hilfe einer Integral Gleichung. (Un- genauigkeit kleiner als 1%) aus Tada (1985) und b) als angenäherte Funktion.

Die Funktion  $g_{II}(a, c_1)$  wird im Bereich  $a / (a+c_1) < 0,8$  vereinfachend linearisiert und ab einem Verhältnis  $a / (a+c_1) > 0,8$  mit konstant 0,125 angenommen (Abbildung 4-11b). Die linearisierte Funktion  $g_{II}(a, c_1)$  kann dabei wie folgt definiert werden.

$$g_{II}(a, c) = 0,125 \cdot \frac{a}{a+c \left(\frac{c}{a+c}\right)^{1,5}} \quad \text{für } \frac{a}{a+c} \leq 0,8 \quad (4.22)$$

$$g_{II}(a, c) = 0,125 \quad \text{für } \frac{a}{a+c} > 0,8 \quad (4.23)$$

#### 4.4.4.4 Berechnung der $K_I$ – Faktoren mit der Finiten-Element-Methode

Die Spannungsintensitätsfaktoren können nicht für alle notwendigen ebenen Rissprobleme mit Hilfe der in der Literatur angegebenen Methoden gelöst werden. Zur Vervollständigung werden die nicht behandelten Rissprobleme mit Hilfe der COD-Methode (Crack Opening Displacement Method) berechnet und die zugehörigen ebenen Rissprobleme numerisch untersucht.

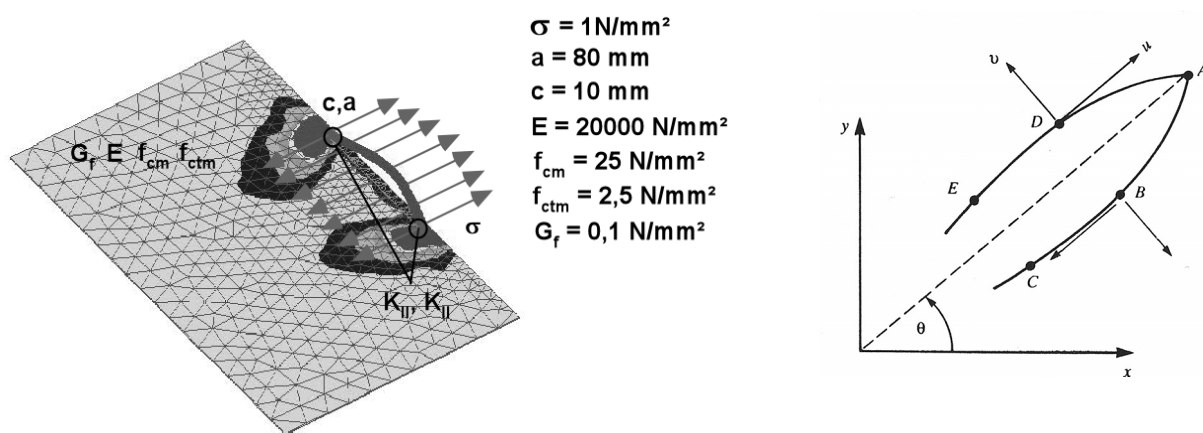
Die Berechnungen erfolgen linearelastisch an einer 1 mm dicken Scheibe. Die Materialparameter wie E – Modul und Querdehnzahl werden an die üblichen, in der Literatur angegebenen, Betonparameter angepasst (Abbildung 4-12a). Innerhalb von 10 Lastschritten wird eine mittlere Spannung von 1,0 N/mm<sup>2</sup> auf beiden Rissseiten aufgebracht.

Die Berechnung der Spannungsintensitätsfaktoren  $K_I$  und  $K_{II}$  erfolgt mit Hilfe der COD - Methode und den ermittelten Relativverschiebungen nach *Smith (1991)*:

$$K_I = 2 \cdot \frac{\mu}{\kappa+1} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \pi}{l}} \cdot (4v_{DB} - v_{EC}) \quad (4.24)$$

$$K_{II} = 2 \cdot \frac{\mu}{\kappa+1} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \pi}{l}} \cdot (4u_{DB} - u_{EC}) \quad (4.25)$$

Die zugehörigen Relativverschiebungen  $v$  und  $u$  werden in Rissmitte (Verschiebung  $v_{DB}$   $u_{DB}$ ) bzw. im Rissviertelsspunkt (Verschiebung  $v_{EC}$   $u_{EC}$ ) ermittelt (Abbildung 4-12b). Insgesamt werden 37 numerische Berechnungen durchgeführt, in denen der Einfluss der Risslänge, der Einfluss des Randabstandes, des Eckabstandes und der Einfluss der Achsabstände nebeneinander und hintereinander liegender Risse (Abbildung 4-14) untersucht wird.



a)

b)

**Abbildung 4-12: a) Finite Elemente Modell zur Bestimmung der Spannungsintensitätsfaktoren unterschiedlicher ebener Rissprobleme und b) Berechnung der SIFs mittels COD-Methode nach *Smith (1991)*.**

4.4.4.4.1 Einzelriss am Bauteilrand

In Abbildung 4-13a sind die bezogenen Spannungsintensitätsfaktoren über dem Verhältnis von  $a / (a + c_1)$  aufgetragen. Es zeigt sich, dass die berechneten Spannungsintensitätsfaktoren brauchbar mit den in der Literatur angegebenen Spannungsintensitätsfaktoren übereinstimmen.

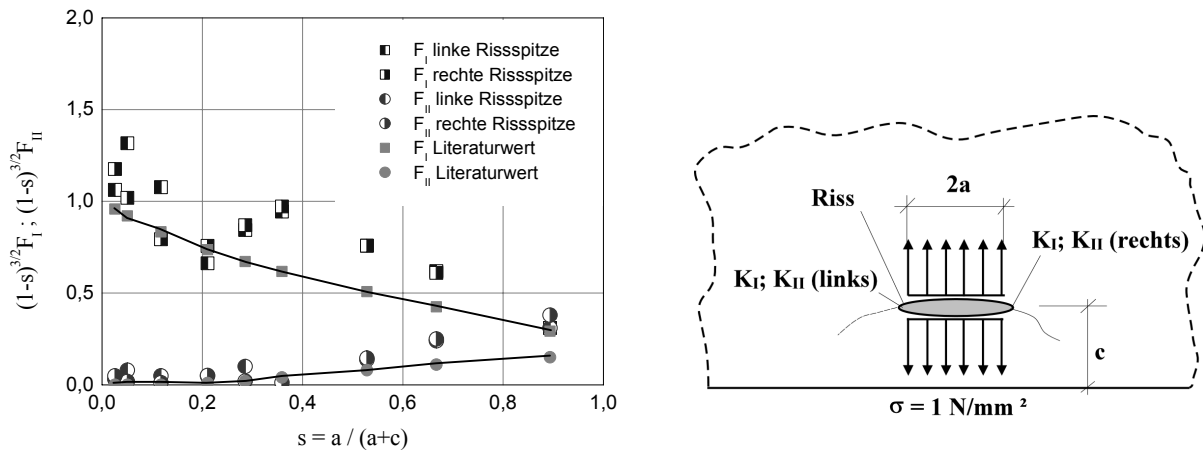


Abbildung 4-13 : a) Vergleich der numerisch berechneten Spannungsintensitätsfaktoren eines Einzelrisses am Bauteilrand mit den Werten aus Tada (1985) und b) Definition der zugehörigen Rissufer für die Berechnung der Spannungsintensitätsfaktoren.

Es wird im Folgenden daher davon ausgegangen, dass die numerisch berechneten und mittels COD - Methode ermittelten Spannungsintensitätsfaktoren auch für andere, in der Literatur nicht angegebene ebene Rissprobleme (Abbildung 4-14b bis g) richtig abschätzt werden. Um einzelnen Einflüsse wie Eck- und Achsabstand zu quantifizieren, werden die Spannungsintensitätsfaktoren auf den Spannungsintensitätsfaktor eines Einzelrisses am Bauteilrand bezogen (Abbildung 4-13b).

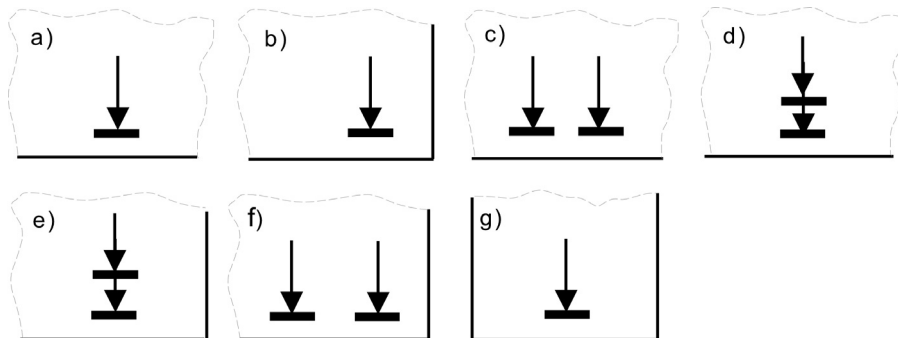
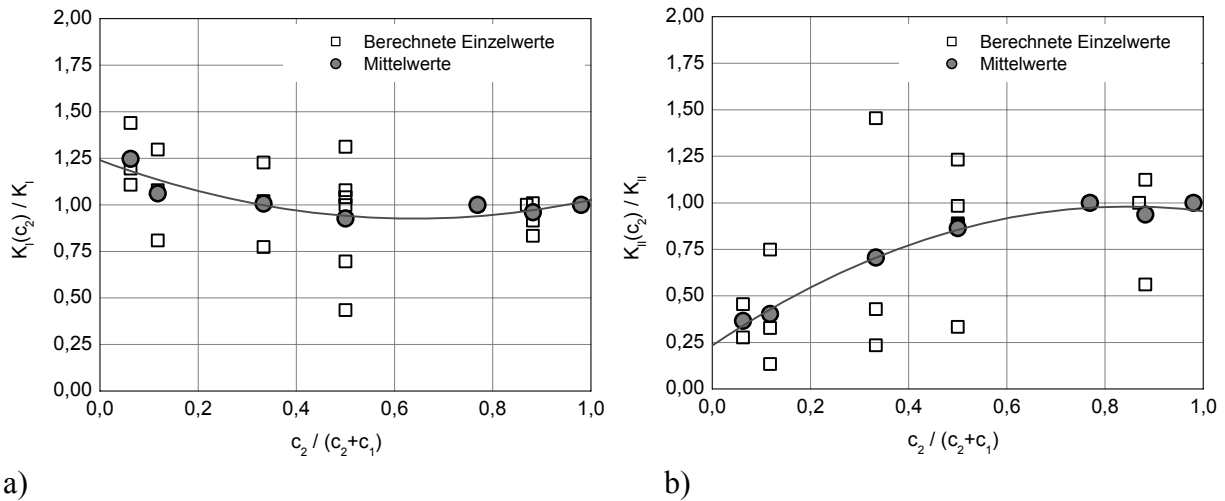


Abbildung 4-14: Schematische Darstellung der ebene Rissprobleme, a) Einzelriss am Bauteilrand, b) Einzelriss in der Bauteilecke, c) zwei nebeneinander liegende Risse am Bauteilrand, d) zwei hintereinander liegende Risse am Bauteilrand, e) zwei hintereinander liegende Risse in der Bauteilecke, f) zwei nebeneinander liegende Risse in der Bauteilecke, g) Einzelriss in einem schmalen Bauteil.

4.4.4.4.2 Einfluss Eckabstand

In Abbildung 4-15 wird der Einfluss einer Bauteilecke auf das Verhältnis von  $K_{I/II}$  zu  $K_{I/II}(c_2)$  über dem Verhältnis  $c_2 / (c_1+c_2)$  aufgetragen. Die Ergebnisse zeigen ein unterschiedliches Verhalten der Spannungsintensitätsfaktoren  $K_I(c_2)$  und  $K_{II}(c_2)$ . Wird das Verhältnis  $c_2 / (c_1+c_2)$  geringer (und damit der Einfluss der Ecke größer) nimmt der Spannungsintensitätsfaktor  $K_{II}$  stark ab. Für einen Verhältniswert  $c_2 / (c_1+c_2) = 0$  wird  $K_{II} = 0$ . Wird das Verhältnis  $c_2 / (c_1+c_2)$  größer steigt  $K_{II}$  so lange an bis der Einfluss der Ecke vernachlässigbar ist. Der Spannungsintensitäts-

faktor  $K_I$  hingegen bleibt für alle Verhältnisse  $c_2 / (c_1+c_2)$  konstant und steigt nur für sehr kleine Werte  $c_2 / (c_1+c_2)$  an (Abbildung 4-15).



a) **Abbildung 4-15: a) Einfluss des Eckabstandes  $c_2$  auf den Spannungsintensitätsfaktor  $K_I$  (Verhältnis  $K_I$  eines Risses im Eckbereich zu  $K_I$  eines Risses am Bauteilrand) und b) Einfluss des Eckabstandes  $c_2$  auf den Spannungsintensitätsfaktor  $K_{II}$  (Verhältnis  $K_{II}$  eines Risses im Eckbereich zu  $K_{II}$  eines Risses am Bauteilrand).**

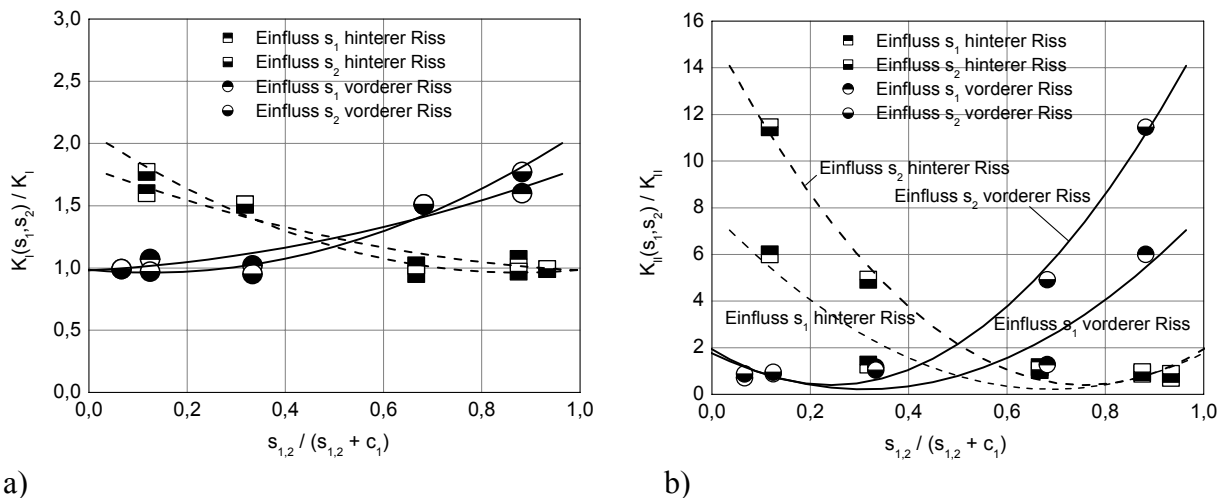
Der mittlere Einfluss des Eckabstandes auf die Spannungsintensitätsfaktoren kann mit Gleichung (4.26) und (4.27) beschreiben werden:

$$K_I(c_2) = 1,0 \cdot (c_2 / (c_1 + c_2))^{-0,75} \cdot K_I \tag{4.26}$$

$$K_{II}(c_2) = 1,0 \cdot (c_2 / (c_1 + c_2))^{0,40} \cdot K_{II} \tag{4.27}$$

#### 4.4.4.4.3 Einfluss Achsabstand

Um den Einfluss des Achsabstandes zweier benachbarter Risse zu bestimmen, muss zwischen hintereinander und nebeneinander liegenden Rissen unterschieden werden (Abbildung 4-14d bis f). Die Darstellung der Verhältnisse  $K_{I/II}$  (Einzelriss am Rand) zu  $K_{I/II}(s_2)$  zeigt, dass sich nebeneinander und hintereinander liegende Risse ähnlich verhalten. In Abbildung 4-16 sind die Verhältnismerte  $K_{I/II}$  (Einzelriss am Rand) zu  $K_{I/II}(s_2)$  in Abhängigkeit von  $s / (c_1+s)$  dargestellt, wobei für den Achsabstand  $s$  jeweils der Achsabstand  $s_1$  bzw. der Achsabstand  $s_2$  einzusetzen ist.



a) **Abbildung 4-16: a) Einfluss des Achsabstandes  $s_1$  und  $s_2$  auf den Spannungsintensitätsfaktor  $K_{I/II}$  und b) Einfluss des Achsabstandes  $s_1$  und  $s_2$  auf den Spannungsintensitätsfaktor  $K_{I/II}$  zwischen den Rissen.**

Die Berechnungen zeigen, dass der Einfluss benachbarter Risse vernachlässigt werden kann wenn der Achsabstand im Vergleich zum Randabstand  $c_1$  groß ist. Das Verhältnis von  $K_{I/II}$  zu  $K_{I/II}(s_2)$  beträgt dann 1,0. Ist der Achsabstand im Vergleich zum Randabstand  $c_1$  sehr klein, steigt das Verhältnis von  $K_{I/II}$  zu  $K_{I/II}(s_2)$  stark an.

Der Einfluss des Achsabstandes kann für nebeneinander ( $s_1$ ) und hintereinander ( $s_2$ ) liegende Risse mit den Gleichungen (4.28) bis (4.31) beschrieben werden:

$$K_I(s_1) = 1,0 \cdot (s_1 / (0,5 \cdot s_1 + c_1))^{-0,35} \cdot K_I \quad (4.28)$$

$$K_{II}(s_1) = 0,67 \cdot (s_1 / (0,5 \cdot s_1 + c_1))^{-0,92} \cdot K_{II} \quad (4.29)$$

$$K_I(s_2) = 0,93 \cdot (s_2 / (s_2 + c_1))^{-0,32} \cdot K_I \quad (4.30)$$

$$K_{II}(s_2) = 0,78 \cdot (s_2 / (s_2 + c_1))^{-1,32} \cdot K_{II} \quad (4.31)$$

Die obigen Gleichungen stellen eine grobe Annäherung des wirklichen Spannungsverhaltens an der Risspitze dar, was zwangsläufig zu einer starken Vereinfachung und damit zu Ungenauigkeiten der daraus resultierenden Ergebnisse führt. Im Rahmen der durchgeführten Untersuchungen dürfte die zu erwartende Genauigkeit jedoch ausreichend sein.

#### 4.4.4.4 Einfluss schmaler Bauteile

Verankerungen können nicht nur am Bauteilrand oder in der Bauteilecke, sondern auch in einem schmalen Bauteil angeordnet werden. Das ebene Rissproblem besteht in diesem Fall aus einer endlichen Scheibe mit mittigem Riss am Rand. Im Vergleich zu der Bauteilecke nimmt der Spannungsintensitätsfaktor  $K_I$  mit wachsendem Verhältnis von  $a / b$  deutlich stärker zu als im Bereich einer Ecke.

$$K_I\left(\frac{a}{b}\right) = \left( \frac{-1}{\left[ \frac{a}{b} \right]^{3(c/b)} - 1} \right)^2 \quad (4.32)$$

Der Spannungsintensitätsfaktor  $K_I$  hängt nicht nur vom Verhältnis  $a / b$ , sondern auch vom Verhältnis  $c / b$  ab. Für kleiner werdende Verhältnisse von  $c / b$  wird  $K_I$  bei gleichem Verhältnis  $a / b$  kleiner, da der Einfluss der Bauteilbreite auf die Spannungskonzentration an der Risspitze einen geringeren Einfluss hat.

#### 4.4.5 Transformation auf die Hauptachsen der Risspitzenspannung

In den Ausführungen von *Hayashi (1982)* wird eine Hauptachsentransformation angegeben mit der die Spannungsintensitätsfaktoren auf den Modus I und Modus II transformiert werden können, wenn ein infinitesimaler Knick am Ende des Risses vorhanden ist. Die Transformationsmatrix hängt dabei nur vom vorhandenen Knickwinkel  $\Theta$  ab und erfolgt mit Gleichung (4.33).

$$\begin{Bmatrix} K_I(\Theta) \\ K_{II}(\Theta) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} C_{11}(\Theta) & -C_{12}(\Theta) \\ C_{21}(\Theta) & -C_{22}(\Theta) \end{Bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} K_I \\ K_{II} \end{Bmatrix} \quad (4.33)$$

Die Transformationsfunktionen  $C_{ii}$  können näherungsweise für die Bereiche  $0 < \Theta < \pi / 2$  bestimmt und die Spannungsintensitätsfaktoren für den Modus I und den Modus II in Abhängigkeit des Risswinkels bezogen auf die Bauteilkante berechnet werden.

#### 4.4.6 Iterative Lösung des Modellansatzes

Im Folgenden wird ein Algorithmus zur Berechnung einer querbelastete Befestigung beschrieben. Vorausgesetzt wird, dass eine Vereinfachung auf die ebene Problemstellung möglich ist und die Verankerung als infinitesimale Scheiben mit der Dicke  $\delta t$  betrachtet werden kann. Die zugehörige Last ergibt sich aus der Querkraftverteilung ( $\delta Q$ ) bzw. der Pressung ( $\delta Q = \delta p \cdot \delta t$ ) vor der Befestigung. Anschließend wird das ebene Rissproblem betrachtet, wobei die in Abschnitt 4.4.4 ermittelten Funktionen für die Spannungsintensitätsfaktoren angewandt werden.

Als Risskriterium wird eingeführt, dass die Spannungsvektoren  $K_{II}(\Theta) = 0$  und  $K_I = (E \cdot G_F)^{0,5}$  werden müssen. Der Bruch tritt ein, wenn der vorhandene Spannungsintensitätsfaktor gleich dem kritischen Spannungsintensitätsfaktor ist ( $K_I(\Theta) = K_{IC}(\Theta)$ )<sup>26</sup>. Da der Winkel  $\Theta$  meist im Voraus nicht bekannt ist, wird ein iteratives Verfahren nach *Karihaloo (1996)* angewandt:

- (i) Die Risslänge wird um einen Betrag  $\Delta a = \Delta d \cdot \tan(\Theta)$  erhöht, wobei  $\Delta d$  möglichst klein zu wählen ist, da die Transformation der Spannungsintensitätsfaktoren bezüglich des Weiterreißwinkels nur für kleine Knickwinkel ausreichend genau ist.
- (ii) Mit  $\alpha = (a + \Delta a) / (d - \Delta d)$  wird iterativ der neue Weiterreißwinkel bestimmt bis  $K_{II}(\Theta) = 0$  ist. Anschließend wird die neue Risslänge  $a$  und der neue Randabstand  $c$  berechnet.
- (iii) Wiederholung der Schritte (i) und (ii) bis zum Erreichen eines freien Randes.

Zur Bestimmung des Weiterreißwinkels muss Gleichung (4.34) gelöst werden:

$$C_{21}(\alpha) \cdot K_I - C_{22}(\alpha) \cdot K_{II} = 0 \quad (4.34)$$

Mit diesen Bedingungen kann in Abhängigkeit der vorhandenen Risslänge, des Randabstandes, des Eckabstandes sowie der Achsabstände der Weiterreißwinkel bestimmt werden.

#### 4.4.7 Kritischer Spannungsintensitätsfaktor von Beton

Der kritische Spannungsintensitätsfaktor  $K_{IC}$  wird im Allgemeinen auch als Bruchzähigkeit des Werkstoffes bezeichnet. Die Bestimmung erfolgt in genormten Versuchen abhängig vom vorhandenen Spannungsintensitätsfaktor, der Belastung und der Risslänge nach *Aurich (1993)*. Es muss jedoch gewährleistet sein, dass die Proben die Bedingungen der linearen Bruchmechanik erfüllen (siehe Gleichung (4.35)).

$$a, W - a, B \geq 2,5 \cdot \left( \frac{K_{IC}}{\sigma_F} \right)^2 \quad (4.35)$$

Die Bruchzähigkeit von Beton ist von weiteren zahlreichen Einflussfaktoren abhängig, wie zum Beispiel der Mikrostruktur, der Korngröße, der Temperatur oder der Belastungsgeschichte des Betons. Die Bestimmung ist daher nur bedingt möglich, da die Zementart, die Größe und das E-Modul des Zuschlagkorns, der Porenanteils und weitere betonspezifischen Faktoren bekannt sein müssten. In der Literatur wird daher für Bruchzähigkeit von Beton ein Wert zwischen  $0,2 \text{ MN/mm}^{1,5}$  und  $1,0 \text{ MN/mm}^{1,5}$  vorgeschlagen (*Weiß (1978)*).

Untersuchungen von *Großmann (1987)* zeigen, dass bei bruchmechanischen Vorgängen in Normalbeton der kritische Spannungsintensitätsfaktor für Mörtel genauer angegeben werden kann als für den Werkstoff Beton. Die Angabe des kritischen Spannungsintensitätsfaktors erfolgt anhand der Rissgröße. Im Mittel beträgt die Bruchzähigkeit zwischen  $0,4 \text{ MN/mm}^{1,5}$  und  $0,6 \text{ MN/mm}^{1,5}$ . Für die Untersuchungen einer zugbelasteten Verankerung in der Bauteilfläche wird der kritische Spannungsintensitätsfaktor nach *Hayashi (1982)* mit  $0,5 \text{ MN/mm}^{1,5}$  angegeben

<sup>26</sup> siehe Abschnitt 4.4.7



und liegt damit in dem von *Großmann (1987)* angegebenen Bereich. Für die folgenden bruchmechanischen Berechnungen wird daher ein kritischer Spannungsintensitätsfaktor von  $0,5 \text{ MN/mm}^{1,5}$  angenommen.

#### 4.4.8 Berechnung der kritischen Rissspannung

Die Berechnung der kritischen Rissspannung, bei der es zu einem instabilen Risswachstum kommt, ergibt sich aus dem kritischen Spannungsintensitätsfaktor ( $K_{IC}$ ) und dem im Laufe des Rissfortschritts berechneten minimalen Spannungsintensitätsfaktors ( $K_{I,\min}$ ). Die Berechnung erfolgt anhand einer Einheitslast, die durch eine Gesamtrisslänge von  $4a$  dividiert wird um die mittlere Rissspannung zu erhalten. Die Spannung je Risseite entspricht somit der halben Einheitslast. Die aufnehmbare Rissspannung kann mit Gleichung (4.36) berechnet werden:

$$\sigma_{\max} = 2 \cdot \frac{K_{IC}}{K_{I,\min} \cdot (\sqrt{a}/\sqrt{\pi})} = 2 \cdot \frac{K_{IC} \cdot \sqrt{\pi}}{K_{I,\min} \cdot \sqrt{a}} \quad (4.36)$$

### 4.5 Grundlagen der Querpressung

#### 4.5.1 Allgemeines

Nach *Leonhardt (1962)* entstehen bei einer räumlichen Lasteinleitung Spaltkräfte. Die Größe dieser Spaltkräfte ist abhängig von der Lasteinleitungsfläche und der theoretisch anrechenbaren Auflagerfläche (Gleichung (4.37)).

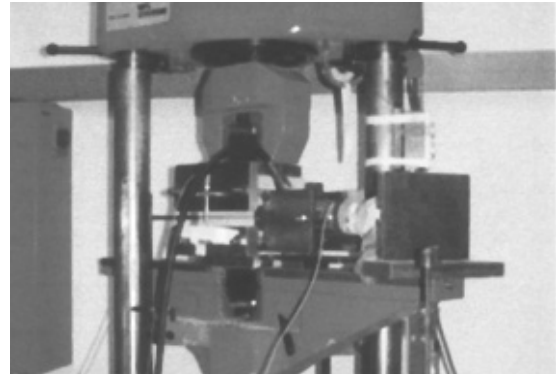
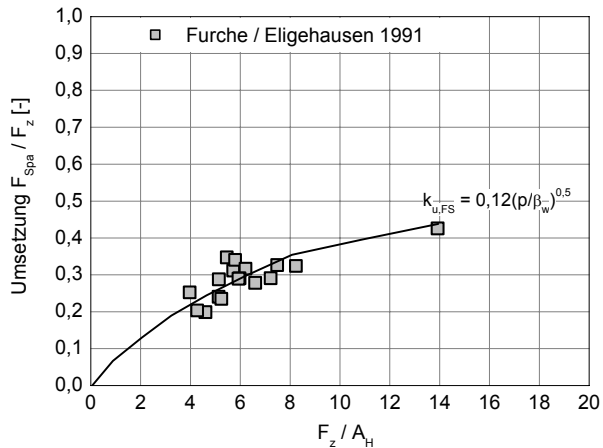
$$F_{Spa} = 0,25 \cdot F_D \cdot (1 - a/d) \quad (4.37)$$

Für eine sehr konzentrierte Lasteinleitung wird das Verhältnis  $a/d$  nahezu 1,0, so dass das Verhältnis von Spaltkraft zu Druckkraft ca. 0,25 beträgt. Versuche von *Faoro (1988)* haben gezeigt, dass bei Befestigungen die Pressungen ein Vielfaches der nominellen Betondruckfestigkeit erreichen können. In einigen Tastversuchen beträgt das Umsetzungsverhältnis ca. 0,35. In *Furche, Eligehausen (1991)* werden Versuche zum seitlichen lokalen Versagen beschreiben. Bei diesen Untersuchungen wird das Verhältnis von Spaltkraft zu Zugkraft der Verankerung berechnet, wobei sich die Zugkraft direkt aus dem Versuch ergibt und die Spaltkraft näherungsweise der Bruchlast einer Verankerung bei zentrischem Betonausbruch entspricht, wenn die Verankerungstiefe durch den vorhandenen Randabstand ersetzt wird (Abbildung 4-18b). Aufgrund dieser Untersuchungen wird von *Furche, Eligehausen (1991)* vorgeschlagen das Verhältnis von Spaltkraft zu Zugkraft nach Gleichung (4.38) zu berechnen.

$$k = \frac{F_{Spa}}{F_Z} = v_1 \cdot \left(\frac{p}{\beta_w}\right)^{0,5} \quad (4.38)$$

Nach *Furche, Eligehausen (1991)* beträgt der Faktor  $v_1$  ca. 0,12 (Abbildung 4-17a), nach *Asmus (1999)* ca. 0,15. Für kleine Pressungen ergibt sich ein Umsetzungsverhältnis von 0,25, für große bezogene Pressungen ein Umsetzungsverhältnis von 0,5.

Um Gleichung (4.38) zu überprüfen, werden alle Versuche bezüglich des Umsetzungsverhältnisses von Spaltkraft zu Zugkraft erneut ausgewertet. Bei den Versuchen von *Furche, Eligehausen (1991)* und *DeVries (1996)* wird für die Spaltkraft die maximal rechnerisch aufnehmbare Betonausbruchlast nach dem CC-Verfahren zugrunde gelegt. Die Zugkraft ergibt sich direkt aus den Versuchen und entspricht der gemessenen Höchstlast. In den Versuchen von *Asmus (1999)* (Abbildung 4-17b) wurden die Spaltkraft und die Zugkraft gemessen.



a)

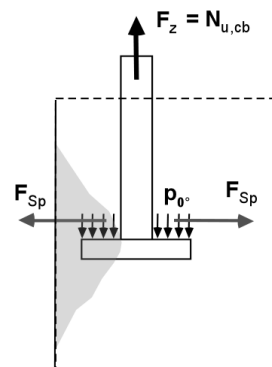
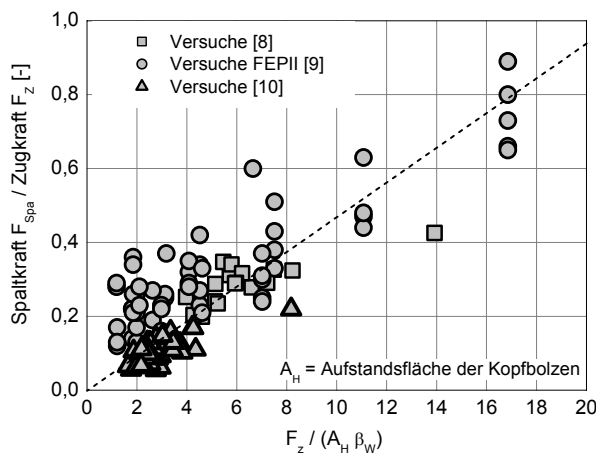
b)

Abbildung 4-17: a) Umsetzungsverhältnis von Spaltkraft zu Zugkraft in Abhängigkeit der bezogenen Pressung ( $p/\beta_w$ ) aus Furche, Eligehausen (1991) und b) Versuchsaufbau für die Funktionsersatzprüfungen (FEP II) zur Bestimmung des Umsetzungsverhältnisses von Spaltkraft zu Zugkraft aus Asmus (1999).

Der von Furche, Eligehausen (1991) vorgeschlagene Zusammenhang zwischen Spaltkraft und Zugkraft (Gleichung (4.38)) kann demnach nicht bestätigt werden. Die Auswertung der Versuche von Asmus (1999) und DeVries (1996) ergeben einen lineareren Zusammenhang von Unterkopfpressung und Umsetzungsverhältnis von Spaltkraft zu Zugkraft. Eine bessere Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen ergibt sich mit Gleichung (4.39).

$$k = \frac{F_{Spa}}{F_Z} = k_1 \cdot \left( \frac{F_Z}{A_H \beta_w} \right)^1 < 1,0 \quad (4.39)$$

Aufbauend auf Gleichung (4.39) können die Gleichungen für Spaltversagen (Asmus (1999)) und für lokales Betonversagen (Furche (1994)) verbessert werden. Mit dem bisherigen Ansatz von Furche (1994) ist keine theoretische Herleitung der Bruchlastgleichung für lokales Betonversagen möglich. Die neu vorgeschlagene Gleichung (4.39) ermöglicht hingegen eine theoretische Herleitung der Bruchlasten (Hofmann 2005). Weitere Untersuchungen zeigen, dass die mit Gleichung (4.39) theoretisch hergeleiteten Gleichungen gut mit den Versuchsergebnissen übereinstimmen (Hofmann, Eligehausen (2002)).



a)

b)

Abbildung 4-18: a) Umsetzungsverhältnis von Spaltkraft zu Zugkraft in Abhängigkeit der Unterkopfpressung  $p = F_Z / (A_H \cdot \beta_w)$  und b) schematische Darstellung der Umsetzung einer Zugkraft in eine Spaltkraft bei Kopfbolzen am Bauteilrand.

### 4.5.2 Berechnung der vorhandenen Rissspannung

#### 4.5.2.1 Belastung senkrecht zum Bauteilrand

Die Berechnung der zulässigen Rissspannung stellt aus bruchmechanischer Sicht die aufnehmbare Last einer Befestigung dar und ist von der elastischen Bettung und der Risslänge bei Beginn eines instabilen Risswachstums abhängig.

Die Spannungsverteilung vor dem Bolzen kann, wie in Abschnitt 4.3.4 beschrieben, berechnet werden. Das ebene Rissproblem geht von einer gleichmäßigen Rissbelastung aus. Für querbelastete Verankerungen ist dies in der Regel nicht der Fall. Die Last wird bei größer werdendem Riss weiterhin im Bereich des Bolzens eingeleitet. Die vorhandene Spannung im Bereich der Risspitze muss daher von der Risslänge abhängen.

Die tatsächliche Spannung nimmt mit zunehmendem Abstand von der Lasteinleitungsstelle ab (Abbildung 4-19a). Daher liefert eine Idealisierung des Spannungsverlaufes (Abbildung 4-19b) nur bedingt richtige Ergebnisse. In einigen Untersuchungen auf Grundlage der Elastizitätstheorie nach *Weyerhäuser (1984)* klingen die Spannungen mit zunehmender Entfernung von der Belastungsstelle überproportional ab. Es sollte daher entlang des Risses ein Spannungsverlauf wie in Abbildung 4-19c dargestellt angenommen werden.

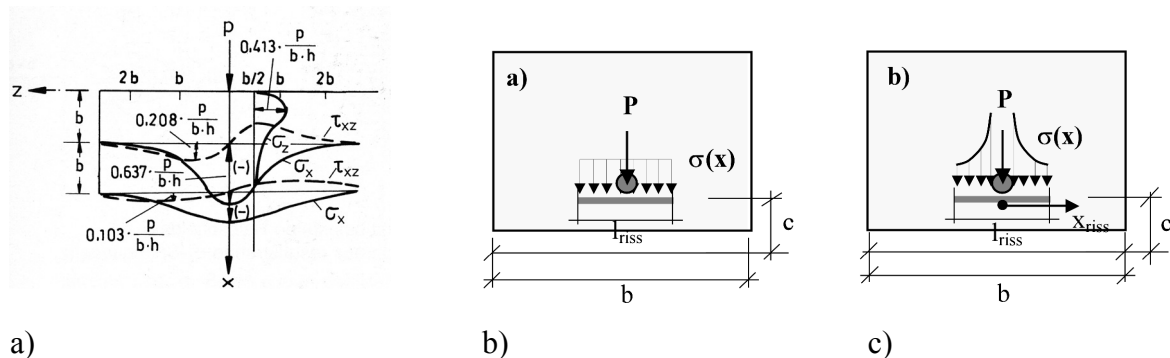


Abbildung 4-19: a) Spannungen in einer elastischen Halbscheibe infolge Einzellast aus Mehlhorn (1996) und Annahme eines b) gleichmäßigen Spannungsverlaufs entlang eines Risses sowie c) eines abklingenden Spannungsverlaufs.

Auf der Grundlage der Elastizitätstheorie nehmen bei einer punktförmigen Lasteinleitung im elastischen Halbraum die Spannungen ausgehend von der Lasteinleitungsstelle ab. Die Berechnung kann für ein kartesisches und ein polares Koordinatensystem mit Gleichung (4.40) berechnet werden.

$$\sigma_x = -\frac{2 \cdot P}{\pi \cdot dz} \cdot \frac{x^3}{(x^2 + z^2)^2} = \frac{2 \cdot P}{r \cdot \pi \cdot dz} \cdot \sin^3 \varphi \quad (4.40)$$

Wird die Lösung eines „elastischen Halbraums“ auf Verankerungen übertragen, kann die Spannung im Bereich der Risspitze berechnet werden indem vereinfachend angenommen wird, dass der Radius  $r$  in Gleichung (4.40) der Risslänge entspricht. Weitere Berechnungen zeigen, dass der mittlere Bruchwinkel bei Erreichen des instabilen Risswachstums ca.  $26^\circ$  beträgt. Es ergibt sich daraus folgende Spannung an der Risspitze in Abhängigkeit der elastischen Bettung und der Risslänge.

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{2 \cdot P \cdot \sin^3 \varphi}{\pi \cdot a_b} = \left[ \frac{2 \cdot \sigma_{\text{Bettung}}^{0,5} \cdot \sin^3 \varphi}{\pi \cdot a_b} \right] \approx \frac{\sigma_{\text{Bettung}}^{0,5}}{18,6 \cdot a_b} \quad (4.41)$$

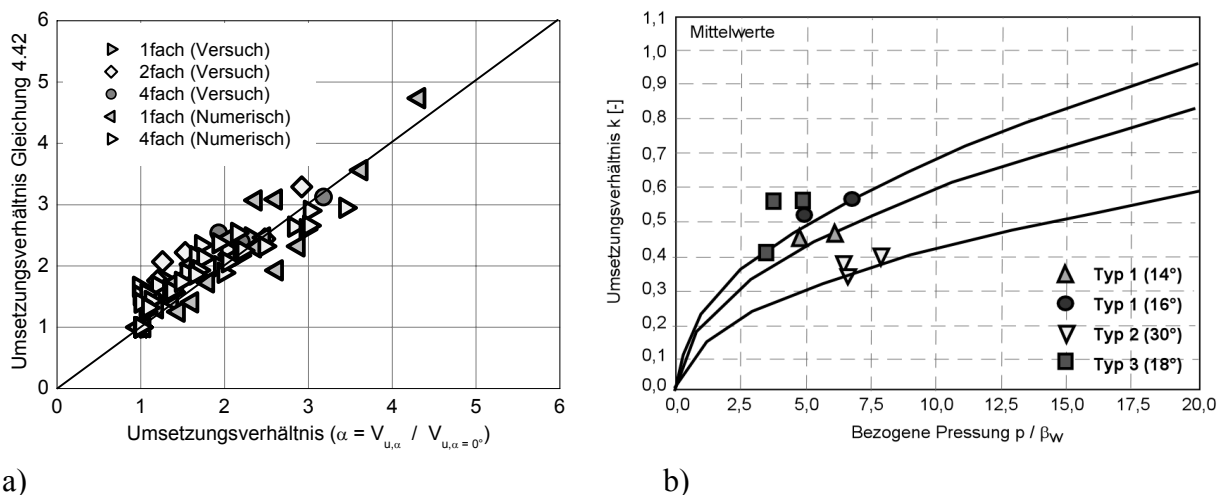
#### 4.5.2.2 Belastung unter einem beliebigen Winkel $\alpha \leq 90^\circ$ zum Bauteilrand

Bei beliebiger Belastungsrichtung zum Bauteilrand wird mit Hilfe der „Theorie der Querpresseung“ die senkrecht auf den Riss wirkende Last berechnet. Grundlage hierfür ist das Umsetzungsverhältnis nach Abschnitt 4.5.1. Hieraus lässt sich ein vom Belastungswinkel abhängiges Umsetzungsverhältnis ( $V_{u,\alpha} / V_{u,\alpha=0^\circ}$ ) nach Gleichung (4.42) ableiten.

$$k = (0,0637 \cdot \alpha + 1)^{-1} \left[ \frac{p}{\beta_w} \right]^{0,1 \cdot \alpha^{0,37}} \quad \text{mit } p = \frac{V_u(0^\circ)}{k_{const} \cdot d^2} \quad (4.42)$$

Die rechnerischen Umsetzungsverhältnisse werden in Abbildung 4-20a für die Belastungsrichtungen  $0^\circ$ ,  $30^\circ$ ,  $45^\circ$ ,  $60^\circ$  und  $90^\circ$  mit den in den numerischen und experimentellen Untersuchungen verglichen. Der Vergleich zeigt eine brauchbare Übereinstimmung.

Der Zusammenhang von Lastwinkel und Umsetzungsverhältnis kann qualitativ durch Versuche von *Asmus (1999)* belegt werden, in denen das Verhältnis von Spaltkraft zu Zugkraft für Hinterschnittdübel mit unterschiedlichen Konuswinkeln untersucht wurde. Abbildung 4-20b zeigt, dass das Umsetzungsverhältnis mit abnehmendem Konuswinkel zunimmt und somit das gleiche qualitative Verhalten aufweist, das Gleichung (4.42) beschreibt.



a) *Abbildung 4-20: a) Vergleich der Umsetzungsverhältnisse ( $V_{u,\alpha} / V_{u,\alpha=0^\circ}$ ) nach Gleichung (4.42) mit den in den Versuchen und numerischen Berechnungen ermittelten Umsetzungsverhältnissen ( $V_{u,\alpha} / V_{u,\alpha=0^\circ}$ ) und b) Versuchsergebnisse mit Hinterschnittdübeln zum Verhältnis von Spalt- zu Zugkraft in Abhängigkeit der bezogenen Pressung  $p/\beta_w$  für unterschiedliche Konuswinkel aus *Asmus (1999)*.*

Die Risslast für eine beliebige Belastungsrichtung berechnet sich unter Berücksichtigung des Umsetzungsverhältnisses  $k$  wie folgt:

$$\sigma_{vorh} = \left[ k \cdot \frac{2 \cdot \sigma_{Bettung}^{0,5} \cdot \sin^3 \varphi}{\pi \cdot a_b} \right] \approx k \cdot \frac{\sigma_{Bettung}^{0,5}}{18,6 \cdot a_b} \quad (4.43)$$

Die in Gleichung (4.43) berechnete Spannung entspricht der auf das Rissufer einwirkenden Last dividiert durch die Initialrisslänge.

## 4.6 Berechnung der Bruchlasten

### 4.6.1 Versagenskriterium

Über den Ansatz der Spannungsintensitätsfaktoren können in Abhängigkeit der geometrischen Randbedingungen die Einheitsspannungsintensitätsfaktoren ermittelt werden. Dabei wird eine Verankerung als ebene Problemstellung im Bereich der Betonoberfläche idealisiert. Die Verankerungen mit einem Durchmesser  $d$  werden als Anfangsrisse mit der Länge  $2a = d$  betrachtet. Bei der kritischen Randspannung, die der kritischen Spannung des elastisch gebetteten Balkens entspricht, kommt es zu einem Risswachstum. Die kritische Rissspannung berechnet sich mit Gleichung (4.44)

$$\sigma_{krit,Rand} = \frac{\sigma_{krit}}{dz} \quad (4.44)$$

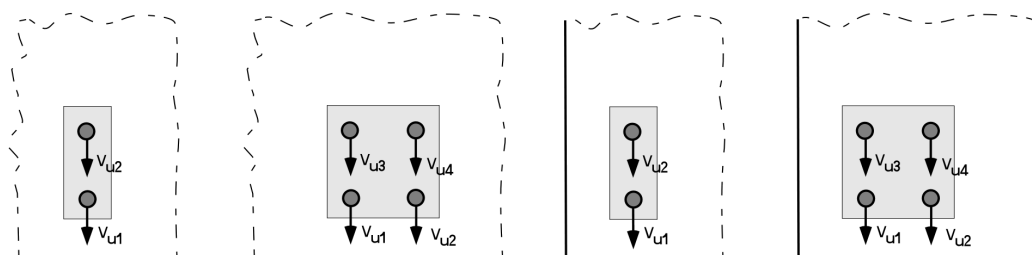
Anschließend wird die kritische Rissspannung mit der Spannung aus der elastischen Bettung gleichgesetzt und nach der  $x$ -fachen Einheitslast aufgelöst.

Somit ist die Bruchlast bei Erreichen der kritischen Bruchspannung<sup>27</sup> bekannt.

$$x \cdot \bar{1} = \frac{\sigma_{krit}}{dz \cdot w(h_{ef} = 0) \cdot c} = 2 \cdot \frac{K_{IC} \cdot \sqrt{\pi}}{K_{I,min} \cdot \sqrt{a}} \cdot \frac{18,6 \cdot a}{\sqrt{\sigma_{Bettung}}} \quad (4.45)$$

### 4.6.2 Berechnung der Bruchlasten für Betonkantenbruch

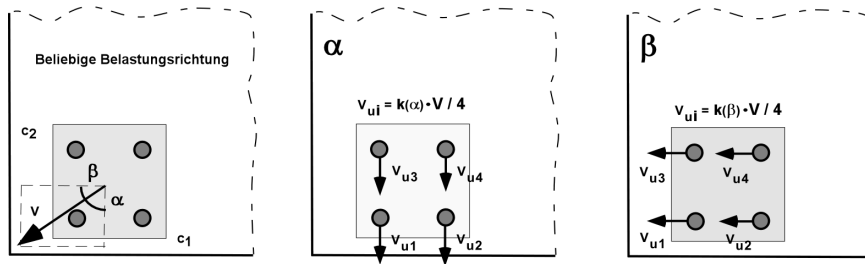
Die Berechnung der Bruchlast erfolgt mit dem oben dargestellten Verfahren. Bei Einzelbefestigungen entspricht die ermittelte Versagenslast der Höchstlast der Verankerung für Betonkantenbruch. Bei Gruppenbefestigungen kann eine Umlagerung der Lasten stattfinden, so dass die Versagenslasten der einzelnen Anker der Gruppe berechnet werden müssen. Es wird davon ausgegangen, dass die aufgebrachte Last nur dann umgelagert werden kann, wenn die Resttragfähigkeit der Verankerung größer ist als die  $n$ -fache Versagenslast des primär versagenden Ankers. Bei 2fach Verankerungen mit hintereinander liegenden Ankern bedeutet dies, dass die Verankerung bei der 2fachen Last des vorderen Dübels versagt, wenn die Versagenslast des hinteren Dübels kleiner ist. Ist die Versagenslast des hinteren Dübels größer als die 2fache Versagenslast des vorderen Dübels, so ist eine Umlagerung der Last auf den hinteren Dübel möglich und die Verankerung versagt erst, wenn die Versagenslast des hinteren Dübels erreicht wird (Abbildung 4-21).



**Abbildung 4-21: Berechnung der Bruchlasten von Gruppenverankerungen anhand der möglichen Versagenskombinationen der einzelnen Dübel bei Belastung senkrecht zum Bauteilrand.**

Wird die Belastungsrichtung variiert, werden die Lasten mit Hilfe der Theorie der Querpressung in eine Belastung senkrecht zum Bauteilrand umgerechnet. Im Bereich der Bauteilecke ergeben sich zwei maßgebende Belastungsrichtungen bezüglich der beiden Bauteilränder.

<sup>27</sup> Beginn des instabilen Risswachstums



**Abbildung 4-22: Berechnung der Bruchlasten bei Gruppenbefestigungen anhand der möglichen Versagenskombinationen für beliebige Belastungswinkel am Beispiel einer Bauteilecke.**

Zum einen wird die Bruchlast zum Rand  $c_1$  unter einem Winkel  $\alpha$  und zum anderen die Bruchlast zum Rand  $c_2$  mit einem Winkel  $\beta$  berechnet. Grundlage hierfür ist, dass alle Anker der Gruppe gleichmäßig belastet werden.<sup>28</sup> Für das Versagen ist der geringere der beiden Werte anzunehmen. Diese Vorgehensweise stellt eine Vereinfachung des wirklichen Tragverhaltens dar, da die Anker in Abhängigkeit des vorhandenen Lochspiels und der Steifigkeit unterschiedlich stark belastet werden. Daher wird im Folgenden das Last-Verschiebungsverhalten der einzelnen Anker detailliert untersucht.

#### 4.6.3 Idealisertes Last-Verschiebungsverhalten von Befestigungen

Die Berechnung der Verschiebung von Befestigungen ist nur bedingt möglich, da die Bruchverschiebungen in der Regel große Streuungen aufweisen und von der Betonbeschaffenheit vor dem Bolzen abhängt. Dieser kann durch das Herrstellen des Bohrlochs im Bereich der Lasteinleitung lokal geschädigt werden (*Fuchs (1990)*) wodurch es zu größeren Verschiebungen kommen kann. Diese Effekte können in einer Berechnung nicht berücksichtigt werden, so dass im Folgenden ein halbempirisches Modell vorgeschlagen wird, das eine näherungsweise Berechnung des Last-Verschiebungsverhaltens ermöglicht.

Die Verschiebung ist von der aufgetragenen Last (bzw. der Pressung  $p$  vor dem Dübel), dem Durchmesser  $d$  und der Verankerungstiefe  $h_{ef}$  abhängig. Die Regressionsanalyse ergibt, dass die Verschiebung proportional zur Quadratwurzel der Pressung und proportional zur 4ten Wurzel der Dübelsteifigkeit ansteigt. Der Einfluss der Betondruckfestigkeit wird indirekt durch die mittlere Versuchsbruchlast des Dübels  $V_{u,c}$  berücksichtigt.

Die Verschiebungen nehmen mit größer werdenden Verhältnis  $h_{ef} / d$  zu, da die Pressungen  $p$  sich stärker im Bereich der Betonoberfläche konzentrieren (Abschnitt 4.3.4.1). Es wird Gleichung (4.46) zur Berechnung der mittleren Bruchverschiebung vorgeschlagen:

$$v_u = k_p \cdot [p]^{0,5} \cdot [h_{ef}]^{0,25} = k_p \cdot \left[ \frac{V_{u,c}}{d^2} \right]^{0,5} \cdot [h_{ef}]^{0,25} \quad (4.46)$$

Da das Verschiebungsverhalten von der Art des Dübels abhängt, muss ein produktabhängiger Faktor  $k_p$  eingeführt werden. Dieser wird anhand der in der Datenbank enthaltenen Versuche für die unterschiedlichen Dübeltypen bestimmt. Die Auswertung zeigt, dass in erster Annäherung für Verbunddübel ein Faktor  $k_p$  von 3,5 und für Metaldübel und Kopfbolzen ein Faktor  $k_p$  von 7,0 angenommen werden kann. In Abbildung 4-23 sind die rechnerischen Bruchverschiebungen nach Gleichung (4.46) über den mittleren Bruchverschiebungen aus den Versuchen aufgetragen. Der Vergleich zeigt, dass die rechnerischen Bruchverschiebungen ausreichend genau mit den

<sup>28</sup> Dies stellt eine Vereinfachung des realen Verhaltens dar, kann aber angesichts der Resultate als ausreichend genau angenommen werden.

Bruchverschiebungen aus den Versuchen übereinstimmen. Es ergibt sich ein Mittelwert von 1,03 bei einem Variationskoeffizienten von ca. 50%.

Die großen Streuungen sind auf die oben genannten Effekte zurückzuführen. Hierdurch ergeben sich auch innerhalb einer Versuchsserie bei gleichen Randbedingungen (Dübeltyp, Randabstand, Verankerungstiefe, Durchmesser, etc.) Streuungen von ca. 40%.

Da das Tragverhalten von Gruppenverankerungen mit Lochspiel nicht nur von der Bruchverschiebung abhängt, sondern das gesamte Last-Verschiebungsverhalten berücksichtigt werden muss, wird eine Exponentialgleichung zur Idealisierung der Last-Verschiebungskurve vorgeschlagen. Als Parameter gehen die Verschiebung  $x$ , die Bruchlast  $V_{u,c}$  und die Bruchverschiebung  $v_u$  sowie ein Vorfaktor  $a$  in Gleichung (4.47) ein.

$$V(x) = a \cdot V_{u,c}^{0,5} \cdot x \cdot e^{-\left(\frac{0,75}{v_u} \cdot x\right)^2} \quad (4.47)$$

Um den empirisch hergeleiteten Ansatz zu verifizieren werden die mit Gleichung (4.47) berechneten Last-Verschiebungskurven mit experimentell ermittelten Last-Verschiebungskurven verglichen. Abbildung 4-23b zeigt den Vergleich für eine senkrecht zum Rand belastete Einzelbefestigung ( $d_{\text{nom}} = 16 \text{ mm}$ ,  $h_{\text{ef}} = 130 \text{ mm}$ ). Die Bruchverschiebung wird leicht überschätzt, liegt jedoch mit rd. 2,7 mm im Streubereich der Versuche. Das Nachbruchverhalten wird gut wiedergegeben, wohingegen die Anfangssteifigkeit unterschätzt wird.

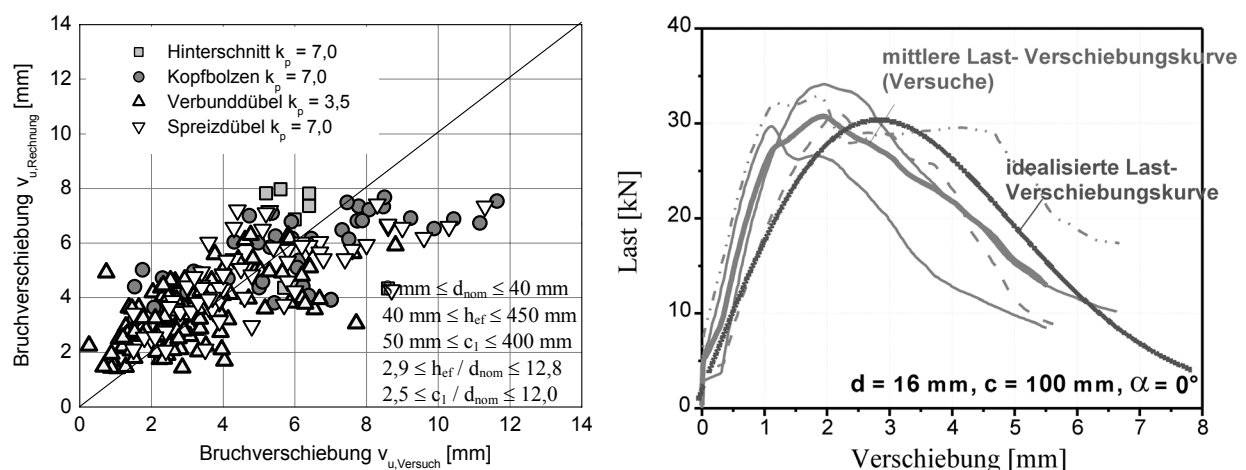


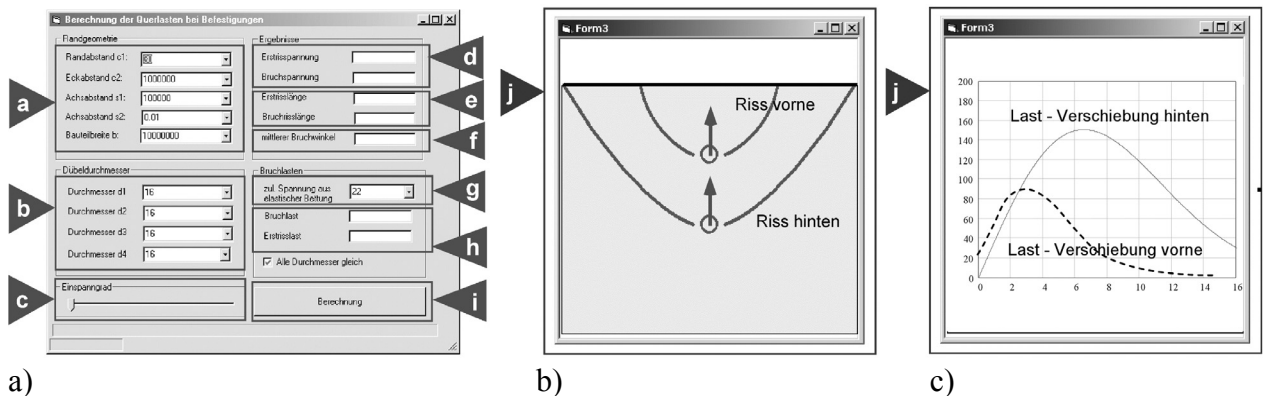
Abbildung 4-23: a) Vergleich der mittleren Bruchverschiebungen aus Versuchen mit den mittleren Bruchverschiebungen berechnet nach Gleichung (4.50) unterteilt nach Dübeltypen und b) Vergleich der berechneten Last-Verschiebungskurven (Gl. 4.51) mit den in den Versuchen aufgezeichneten Last-Verschiebungskurven von Einzelbefestigungen am Bauteilrand bei einer Belastung a) senkrecht und b) parallel zum Bauteilrand.

Auch für eine parallel und beliebig zum Rand belastete Verankerung ergibt sich eine brauchbare Übereinstimmung mit den Versuchen. Die Anfangssteifigkeit wird in der Regel gut erfasst.

#### 4.6.4 Programm zur Berechnung der Bruchlasten, Rissbilder und LV-Kurven

Der Berechnungsalgorithmus des bruchmechanischen Modells wurde in ein Visual Basic<sup>®</sup> Programm umgesetzt, um die Berechnung der Bruchlasten zu vereinfachen. Der Programmcode bezieht sich dabei auf die einzelnen Teilbereiche zur Lösung des ebenen Rissproblems. Das Programm wurde so entwickelt, dass nur die geometrischen Randbedingungen wie Randabstand, Eck-

abstand, Bauteilbreite sowie die Achsabstände eingegeben werden müssen (◀a). Als weitere Eingabeparameter werden die Dübeldurchmesser (◀b) und die aus der elastischen Bettung ermittelte Einheitsrissbelastung (◀g) eingegeben.

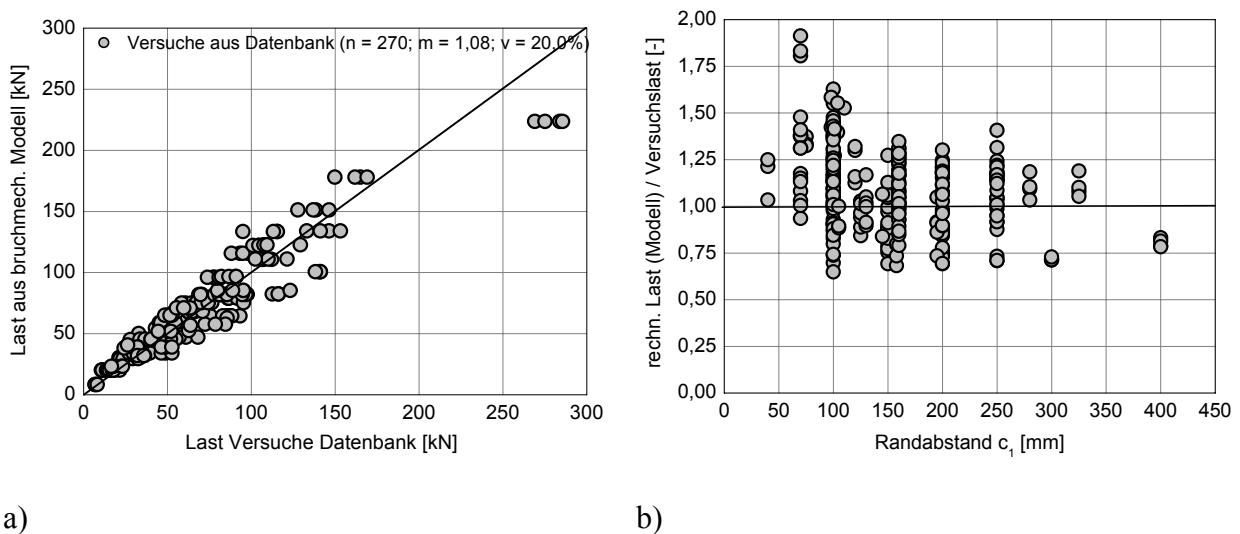


a) **Abbildung 4-24: a) Entwickeltes Ein- und Ausgabefenster zur bruchmechanischen Berechnung von Befestigungen unter Querlast, b) Ausgabefenster für den bruchmechanisch berechneten Rissverlauf und c) Ausgabefenster für die Last-Verschiebungskurven.**

Die Belastungsrichtung kann mit Hilfe eines Schiebereglers (◀c) festgelegt werden. Das Programm berechnet die Bruchrissspannung und die Rissspannung bei einem ersten Anriss (◀d) sowie die Bruchrisslänge und die Erstrisslänge (◀e) durch aktivieren des Berechnungsbuttons (◀i). Im Anschluss wird der mittlere Bruchwinkel bei Erreichen der Betonkante (◀f), die Bruchlast und die Erstrisslast berechnet (◀h). Der ausführliche Programmcode ist im Anhang dargestellt. Die Ausgabe des theoretischen Rissverlaufs und der Last-Verschiebungskurven erfolgt in einem separaten Grafikenfenster (◀j).

#### 4.7 Vergleich der Bruchlasten mit den Versuchen aus der Datenbank

Um zu zeigen, dass das entwickelte bruchmechanische Modell zur Berechnung querbelasteter Verankerungen realistische Ergebnisse liefert, werden die in der Datenbank enthaltenen und senkrecht zum Rand belasteten Einzelbefestigungen nachgerechnet (Abbildung 4-25).

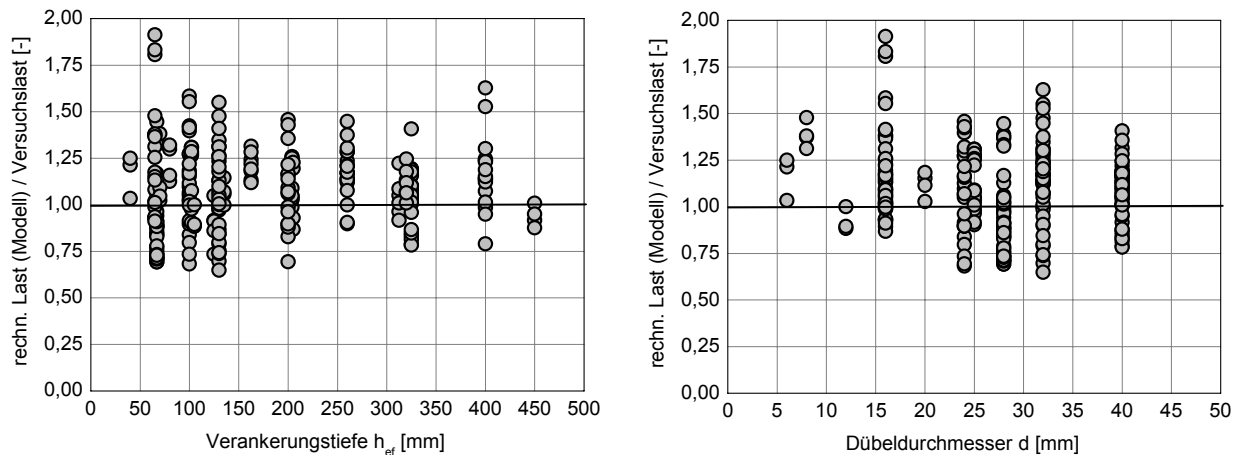


a) **Abbildung 4-25: a) Vergleich der bruchmechanisch berechneten Lasten mit den mittleren Versuchsbruchlasten und b) Verhältnis von  $V_{u,Rechnung} / V_{u,Versuch}$  in Abhängigkeit von  $c_1$ .**



Die rechnerischen Bruchlasten werden jeweils mit dem Mittelwert der jeweiligen Versuchserie verglichen. Der Vergleich der insgesamt 270 Versuchsserien ergibt eine brauchbare Übereinstimmung mit einem Mittelwert von 1,08 und einem Variationskoeffizienten von 20%. Abbildung 4-25 bis Abbildung 4-26 zeigen, dass auch der Einfluss der einzelnen geometrischen Parameter brauchbar erfasst wird.

Um das Modell auch für unterschiedliche Belastungsrichtungen für Einzel- und Gruppenbefestigungen am Bauteilrand und in der Bauteilecke zu verifizieren, werden numerische und experimentelle Untersuchungen durchgeführt, die in Kapitel 5 und Kapitel 6 ausführlich beschrieben sind.



a) **Abbildung 4-26: a) Verhältnis von  $V_{u,Rechnung} / V_{u,Versuch}$  in Abhängigkeit von a) der Verankerungstiefe  $h_{ef}$  und b) dem Dübeldurchmesser  $d$ .**

## 5 Numerische Untersuchungen

### 5.1 Allgemeines

Um das in Abschnitt 4 beschriebene bruchmechanische Modell für beliebig querbelastete Verankerungen zu verifizieren, werden umfangreiche numerische Berechnungen mit dem nichtlinearen dreidimensionalen Finite Elemente Programm MASA<sup>©</sup> durchgeführt. Die numerischen Untersuchungen ergänzen die vorhandenen Versuche hinsichtlich Belastungsrichtung und Randbedingungen (z.B. Bolzendurchmesser, Verankerungstiefe, Randabstand, etc.).

### 5.2 Beschreibung des Finite Elemente Programms

Das nichtlineare dreidimensionale Finite Elemente Programm MASA<sup>©</sup> basiert auf einem makroskopischen Materialmodell. Dieses Modell muss mikroskopische Vorgänge wie Kohäsion, Reibung einer Zement-Zuschlag-Matrix korrekt beschreiben und das makroskopische Materialmodell einem charakteristischen Volumen zuordnen.

Das „Microplane Model“ basiert auf Spannungs- Dehnungsbeziehungen verschieden orientierter Ebenen. Prinzipiell können diese Ebenen als Rissebenen zwischen den Zuschlagskörnern betrachtet werden. Durch Überlagerung der Ergebnisse einzelner Ebenen wird das Gleichgewicht ausreichend genau erfüllt. Das Prinzip des „Microplane“ Modell wurde in Grundzügen von Taylor (1938) entwickelt und später von Bazant, Ozbolt (1990) auf quasi spröde Materialien erweitert. Es bietet im Vergleich zu anderen Modellen den Vorteil einer einaxialen Spannungs- und Dehnungsbeziehung. Es ist uneingeschränkt im dreidimensionalen Bereich gültig und kann auf einfache Weise Anisotropie von Materialien berücksichtigen. Ein weiterentwickeltes „Microplane“ Model mit der so genannten „relaxed kinematic constrain“ bildet die Grundlage des Programms MASA<sup>©</sup>. Ausführliche Benchmark-Tests und umfangreiche Parameterstudien zeigen, dass sich das Programm MASA<sup>©</sup> zur Berechnung von Befestigungen in Beton sehr gut eignet.

#### 5.2.1 Konstitutives Gesetz des Microplane - Modells

Bei diesem verbesserten Modell des Programms MASA<sup>©</sup> wurde das einfache Konzept des ursprünglichen „Microplane“ Model beibehalten. Die Charakteristik des Modells kann wie folgt beschrieben werden (Ozbolt, Kozar 2001).

(1) Jede Mikroebene kann Normal- und Schubspannungen übertragen. Die Normalspannungen werden dabei in einen deviatorischen und volumetrischen Anteil aufgeteilt. Die resultierende Schubspannung wird somit in zwei orthogonale Spannungen aufgeteilt.

(2) Mit Ausnahme der volumetrischen Dehnungen können diese aus dem mikroskopischen Dehnungstensor wie folgt berechnet werden.

$$\vec{\varepsilon}_N = (\varepsilon_D + \varepsilon_V) \cdot \vec{n} \quad \text{mit } \varepsilon_V = \varepsilon_{KK} / 3 \quad \text{und } \varepsilon_D = (n_i \cdot n_j \cdot \varepsilon_{ij} - \varepsilon_V) \cdot \psi \quad (5.1)$$

$$\vec{\varepsilon}_T = (\varepsilon_M \vec{m} + \varepsilon_K \vec{k}) \quad \text{mit } \varepsilon_M = m_i \cdot n_j \cdot \varepsilon_{ij} \cdot \psi \quad \text{und } \varepsilon_K = k_i \cdot n_j \cdot \varepsilon_{ij} \cdot \psi \quad (5.2)$$

(3) Die Funktion  $\psi$  beschreibt die Diskontinuitätsgleichung an einem Riss. Die Diskontinuitätsgleichung wird für den Normal- und Schubdehnungsanteil einer Mikroebene definiert.

(4) Es wird angenommen, dass die Schubkomponenten von der volumetrischen Dehnung abhängen, wobei die Schubkomponenten voneinander unabhängig sind. Somit besteht keine coaxiale

Beziehung. Aus der Dehnungszunahme kann auf die Spannungen der Mikroebene geschlossen werden. Die Beziehungen hierfür lauten wie folgt:

$$\delta\sigma_V = E_V \cdot \delta\varepsilon_V \quad ; \quad \delta\sigma_D = E_D \cdot \delta\varepsilon_D \quad ; \quad \delta\sigma_M = E_M \cdot \delta\varepsilon_M \quad ; \quad \delta\sigma_K = E_K \cdot \delta\varepsilon_K \quad (5.3)$$

(5) Die Spannungen berechnen sich also aus den Dehnungen multipliziert mit den Tangentenmoduli, die sich aus der einaxialen Spannungs-Dehnungsbeziehung ergeben. Von *Ozbolt (1995)* und *Bazant (1992)* werden die Beziehungen zwischen Spannung und Dehnung nach Gleichung (5.4) vorgeschlagen.

$$\sigma_V = C_V \cdot \varepsilon_V \quad ; \quad \sigma_D = C_D \cdot \varepsilon_D \quad ; \quad \sigma_T = C_T \cdot \varepsilon_T \quad (5.4)$$

Mit Ausnahme des volumetrischen Drucks können die Sekantenmoduli wie folgt angegeben werden, wobei das Schubsekantenmodul  $C_T$  die Komponente M und K beschreibt.

$$C_V = E_{V,0} \cdot (1 + e^{-|\varepsilon_V/e_1|^m}) \quad ; \quad C_T = E_{T,0} \cdot (1 + \left\{ \begin{array}{l} e^{-|\varepsilon_D/e_1|^m} \quad \varepsilon_D \leq 0 \\ e^{-|\varepsilon_D/e_2|^m} \quad \varepsilon_D > 0 \end{array} \right\}) \quad ; \quad C_V = E_{V,0} \cdot (1 + e^{-|\varepsilon_T/e_3|^k}) \quad (5.5)$$

Da bei volumetrischem Druck keine Schädigung auftritt, kann das Sekantenmodul wie folgt beschrieben werden.

$$C_V = E_{V,0} \cdot \left[ \left( 1 + \left| \frac{\varepsilon_V}{a} \right| \right)^{-p} + \left( \left| \frac{\varepsilon_V}{b} \right| \right)^q \right] \quad (5.6)$$

(6) Mit den obigen Gleichungen sind die Spannungs-Dehnungsbeziehungen in Abhängigkeit der empirischen Materialkonstanten  $e_1, e_2, e_3, e_4$  und  $a, b, p, q$  gegeben. Mit Hilfe dieser Parameter kann das Materialverhalten an das wirkliche Verhalten angepasst werden.

Um einen Steifigkeitstensor bzw. Spannungstensor aus den Spannungs-Dehnungsbeziehungen der Mikroebenen zu erhalten, müssen die einaxialen Spannungs-Dehnungsbeziehungen über alle Mikroebenen so integriert werden, dass das Gleichgewicht zwischen den Spannungstensoren auf Makro- und Mikroebene erfüllt ist. Dies kann über den Gleichungsansatz der virtuellen Arbeit von *Bazant, Prat (1988)* erzwungen werden.

$$\frac{2 \cdot \pi}{3} \cdot \sigma_{ij} \cdot \delta_{ij} = \int_S (\sigma_N \cdot \delta\varepsilon_N + \sigma_M \cdot \delta\varepsilon_M + \sigma_K \cdot \delta\varepsilon_K) \cdot \Omega(\vec{n}) dS \quad (5.7)$$

Der Vektor  $n$  bezeichnet dabei den senkrecht auf der Mikroebene stehenden Einheitsvektor. Die Funktion  $\Omega(n)$  berücksichtigt eine Anfangsisotropie des Materialverhaltens. Für Normalbeton kann in der Regel von einem isotropen Materialverhalten ausgegangen und  $\Omega(n) = 1$  angenommen werden. Für eine numerische Berechnung muss die Integration über der Sphäre  $\delta S$  näherungsweise erfolgen. Dabei wird die Sphäre durch eine bestimmte Anzahl von diskreten Ebenen ersetzt. Weitergehende Untersuchungen zeigen, dass eine Annäherung mit 21 Integrationspunkten ausreichend genaue Ergebnisse liefert.

### 5.2.2 Lokalisierungsbegrenzer

Durch eine Zugbelastung entstehen im Beton Mikrorisse, die sich zu einem diskreten Riss ausbreiten. Wird die Dehnung größer, nimmt die gleichgerichtete Spannung bis auf den Wert null ab. In lateraler Richtung nehmen sowohl die Dehnung als auch die Spannung ab. Dieser Rückgang kann als nahezu elastisch angenommen werden. Als ein zuverlässiges Kriterium kann die volumetrische Dehnung sowie die Hauptspannung angesehen werden. Beide müssen positiv sein.

Die Abnahme der deviatorischen Dehnung wird dabei wie folgt beschrieben:

$$\sigma_D = C_D \cdot \psi \cdot \varepsilon_D \quad \text{mit } \psi = e^{-|\varepsilon_v / \varepsilon_1|^m} \quad \text{für } \varepsilon_v > 0 \text{ und } \sigma_1 > 0 \quad (5.8)$$

### 5.3 Beschreibung der Finite-Elemente-Modellierung

#### 5.3.1 Modellaufbau und Modelldetails

Für das Erstellen der Finiten Elemente Netze und die Auswertung der Ergebnisse wird das Programm *FEMAP*<sup>®</sup> verwendet. Die Übergabe der notwendigen Daten in das Programm *MASA*<sup>®</sup> erfolgt mit einer Übergaberoutine.

Die FE – Netze werden mit Hilfe eines automatischen Netzgenerators erstellt, wobei für die numerischen Berechnungen in der Regel Tetraederelemente verwendet werden.

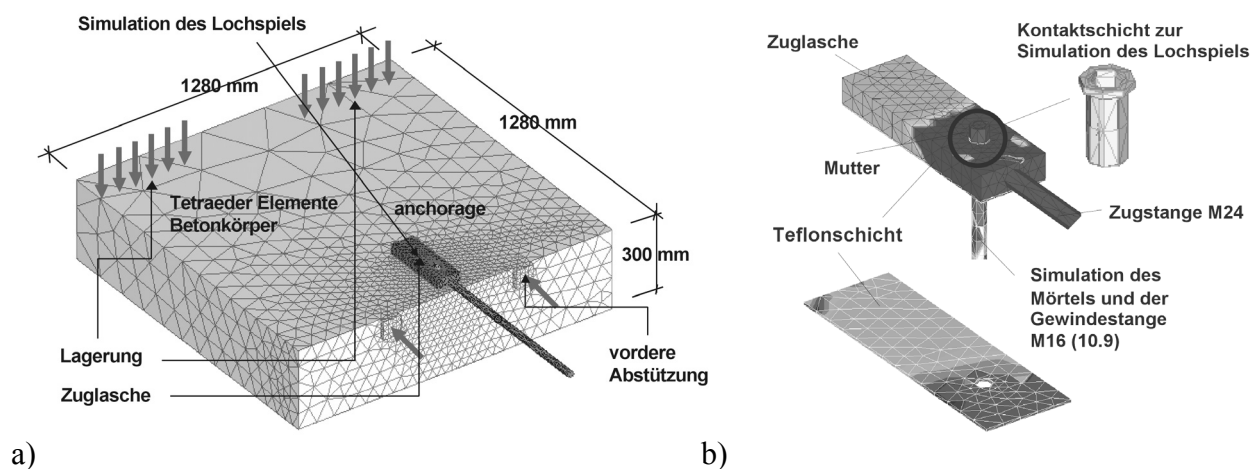


Abbildung 5-1: a) „Detailliertes“ Modell für die numerische Parameterstudie und b) Darstellung des Bolzens und Mörtels, der Teflonschicht und der Kontaktschicht zur Simulation des Lochspiels.

Die Abmessungen des numerischen Modells entsprechen Versuchskörpern (Abbildung 5-1a) mit den Standardgrößen 1650 mm x 1650 mm x 300 mm bzw. 1280 mm x 1280 mm x 300 mm (siehe Abschnitt 6.2.1).

Um realistische Ergebnisse zu erhalten, muss das Modell alle wichtigen Details (wie z.B. Anbauteil, Ankerstange, Teflonschicht, usw.) enthalten (Abbildung 5-1b) und die Materialeigenschaften anhand der im *ModelCode 90* vorgeschlagenen Gleichungen aus der Druckfestigkeit und dem E-Modul berechnet werden (Abschnitt 5.4).

Die in den Beton eingebetteten Verbunddübel sind von einer 1 mm starken Mörtelschicht umgeben und haben einen Durchmesser  $d = 16$  mm, sowie eine Verankerungstiefe  $h_{ef} = 130$  mm. Beide Parameter werden nur dann variiert, wenn deren Einfluss untersucht wird. Unterhalb der Zuglasche wird eine 3 mm starke Teflonschicht bestehend aus Volumen-<sup>29</sup> und Stabelementen angeordnet. Die integrierten Stabpendelelemente können nur Druckkräfte senkrecht zur Betonoberfläche übertragen, so dass die Schubkräfte zwischen Ankerplatte und Betonoberfläche vernachlässigt werden können. Die Zuglaschen haben Abmessungen von 275 mm x 90 mm x 34 mm (Einzelbefestigungen) und 295 mm x 160 mm x 34 mm (2fach und 4fach Befestigungen). Die angeschlossene Zugstange hat einen Durchmesser  $d = 24$  mm.

Die Belastung erfolgt an den Knoten der Bolzen und nicht am Ende der Zugstange um die Verteilung der Gesamtlast auf die einzelnen Anker einer Gruppenverankerung zu erhalten. Ver-

<sup>29</sup> Volumenelemente mit geringem E –Modul basierend auf dem „Microplane Modell“.

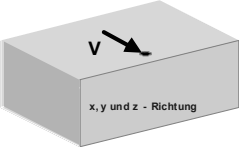
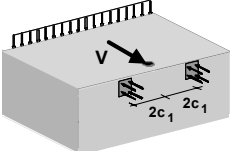
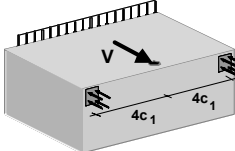
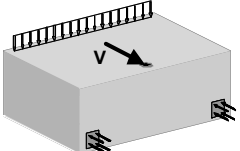
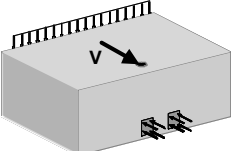
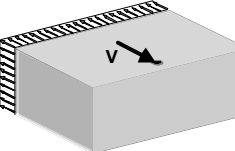
gleichsrechnungen mit einer Belastung am Ende der Zugstange zeigen, dass kein wesentlicher Einfluss auf die Bruchlast besteht.

### 5.3.2 Untersuchung verschiedener Lagerungsarten

Nach Abschnitt 6.5.1.2 hat die Abstützungsart der Dübel einen Einfluss auf die Betonkantenbruchlast. Um den Einfluss der Abstützung des Modells zu überprüfen werden sechs verschiedene Abstützarten untersucht.

- Bei Abstützung 1 werden die Knoten an der Unterseite des Betonkörpers in alle drei Richtungen unverschieblich gehalten. Auf eine Druckabstützung vor dem Bolzen, wird verzichtet.
- Bei Abstützung 2 wird der Betonkörper am hinteren Rand in vertikaler Richtung unverschieblich gehalten, um ein Kippen des Betonkörpers zu verhindern. Vor dem Bolzen befindet sich eine Druckabstützung mit einer Abstützweite von  $4c_1$ .
- Abstützung 3 ist identisch mit Abstützart 2, die Abstützweite der Druckabstützung beträgt jedoch  $8c_1$ .
- Bei Abstützung 4 und Abstützung 5 wird die Druckabstützung am unteren Plattenrand angebracht. Die Betonplatte wird in beiden Fällen am hinteren Rand in vertikaler Richtung unverschieblich gehalten.
- Bei Abstützung 6 wird die Betonplatte an der Rückseite in Richtung der wirkenden Querkraft verankert.

Die Ergebnisse der numerischen Berechnungen zeigen, dass die Bruchlasten und die Bruchverschiebungen je nach Abstützung variieren (Tabelle 5.1).

Lagerungsart	1	2	3
Schematische Darstellung			
Last $V_u$	15,65 kN	15,92 kN	15,53 kN
Verschiebung $v_u$	0,36 mm	0,34 mm	0,34 mm
Lagerungsart	4	5	6
Schematische Darstellung			
Last $V_u$	8,66 kN	5,55 kN	15,53 kN
Verschiebung $v_u$	0,26 mm	0,18 mm	0,34 mm

**Tabelle 5-1: Einfluss der unterschiedlichen Lagerungsarten auf die Höchstlast und die zugehörige Verschiebung bei Höchstlast.**

Für die Abstützungen 1,2,3 und 6 sind die Bruchlasten und Bruchverschiebungen nahezu gleich. Die Bruchlast beträgt ca. 15 kN bis 16 kN, die mittlere Bruchverschiebung ca. 0,35 mm. Für die Abstützung 4 und Abstützung 5 sind die Bruchlasten deutlich geringer.

Da die Ergebnisse der numerischen Berechnungen mit Abstützart 1 und der in den Versuchen umgesetzten Abstützart 2 praktisch identisch sind, wird in den folgenden numerischen Untersuchungen aufgrund der einfacheren Modellierung die Abstützart 1 verwendet.

### 5.3.3 Untersuchung verschiedener Modellierungsarten

Die Art der Modellierung beeinflusst in der Regel das Ergebnis der numerischen Berechnungen. Um diesen Einfluss zu eliminieren, werden Vergleichsrechnungen mit einem stark vereinfachten (Abbildung 5-2a) und einem sehr detaillierten Finite Element Modell durchgeführt (Abbildung 5-1a). Die Berechnungen werden mit einer Einzelbefestigung mit  $c_1 = 70$  mm und  $c_1 = 140$  mm durchgeführt.

Die Ergebnisse zeigen, dass für  $c_1 = 70$  mm die Bruchlasten für beide Modellierungsarten nahezu identisch sind (Abbildung 5-2b), da in beiden Fällen Betonkantenbruch auftritt. Für große Randabstände ist die Anfangssteifigkeit bei einer detaillierten Modellierung größer als für eine grobe Modellierung. Die Berechnungen mit  $c_1 = 140$  mm zeigen, dass die Bruchlast bei grober Modellierung deutlich geringer ist als bei einer detaillierten Modellierung (Abbildung 5-2b). In diesem Fall treten unterschiedliche Brucharten auf.

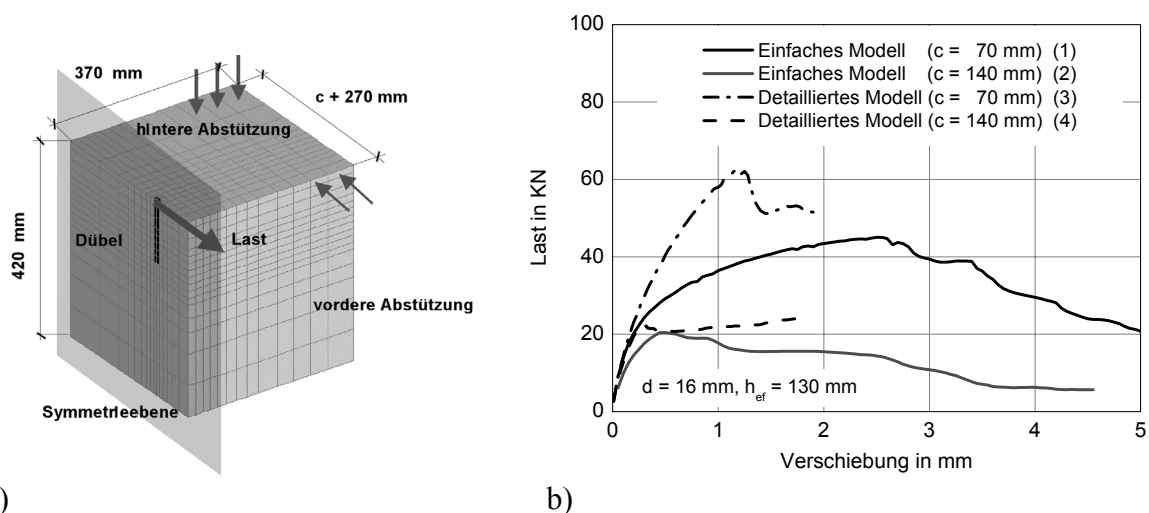


Abbildung 5-2: a) „Grobes“ Modell für die numerischen Berechnungen am Bauteilrand und b) berechnete Last-Verschiebungskurve einer Einzelverankerungen am Bauteilrand ( $c_1 = 70$  mm und  $c_1 = 140$  mm) mit „grobem“ und „detaillierten“ FE – Modell

Bei einer detaillierten Modellierung wird mit zunehmender Verschiebung der Einspanngrad zwischen Dübel und Ankerplatte größer. Hierdurch ist die Pressung vor dem Bolzen bei gleicher Verschiebung geringer als bei den Berechnungen ohne Ankerplatte. Bei der „groben“ Modellierung versagt die Verankerung daher durch lokales Abplatzen des Betons vor dem Bolzen. Die Berechnung mit dem in Abbildung 5-2a dargestellten Modell ergibt für große Randabstände keine realistischen Ergebnisse. Die Berechnungen für die Parameterstudie mit 2fach und 4fach Befestigungen werden daher mit dem in Abbildung 5-1a dargestellten Modell durchgeführt.

## 5.4 Beschreibung der verwendeten Materialparameter

Die Finite Elemente Modelle bestehen aus Tetraederelementen denen verschiedene Materialparameter zugewiesen werden. Die verwendeten Materialnummern und die zugehörigen Materialparameter sind in Tabelle 5-2 zusammengestellt.

Die Zugfestigkeit und die Bruchenergie von Beton stehen in einem funktionalen Zusammenhang mit der Betondruckfestigkeit. In den Versuchen wird die Würfeldruckfestigkeit zum Zeitpunkt der Prüfung ermittelt. Aus dieser werden mit den Angaben nach *ModelCode 90* die weiteren Materialparameter (zentrische Zugfestigkeit, Spaltzugfestigkeit, E - Modul und Bruchenergie) näherungsweise berechnet.

Material Nr.	Elastizitätsmodul		Querdehnzahl			zentrische Zugfestigkeit		Druckfestigkeit		Bruchenergie			Material
1.1	28.000		0,18			2,1		25		0,07			Normalbeton
1.2	35.000		0,18			3,7		48		0,11			Normalbeton
2	210.000		0,33			200.000							Stahl
3	50		0,18			-							Mikro Plane
4	2.000		0,18			-							Mikro Plane
5	10.000		0,33			200.000							Lochspiel
6	1.000		0,33			200.000							Kontaktstäbe
	a	b	p	q	V/D	e <sub>1</sub>	e <sub>2</sub>	e <sub>3</sub>	e <sub>4</sub>	n	m	k	Elementtyp
3.1	0,03	0,05	0,75	2,0	0,5	0,000002	0,002	0,0025	0,0	1,0	1,0	1,0	Kontaktvolumen
4.1	0,005	0,0435	0,75	2,0	2,0	0,00007	0,019	0,014	0,0	0,6	0,6	0,6	Mörtel

Tabelle 5-2: Verwendete Materialparameter für die numerischen Berechnungen.

## 5.5 Simulationen zu Einzelbefestigungen am Bauteilrand

### 5.5.1 Durchgeführte Berechnungen

Insgesamt werden 85 Finite Elemente Berechnungen mit Einzelbefestigungen am Bauteilrand durchgeführt. Der Dübeldurchmesser wird zwischen 8 mm und 190 mm, die Verankerungstiefe zwischen 65 mm und 400 mm und der Randabstand zwischen 50 mm und 150 mm variiert. Die Versuche werden für Belastungswinkel zwischen 0° und 90° untersucht. Eine Zusammenstellung der FE-Berechnungen ist in Tabelle 5-3 bzw. Anhang A gegeben.

Durchmesser d [mm]	Verankerungstiefe h <sub>ef</sub> [mm]	Randabstand c <sub>1</sub> [mm]	Eckabstand c <sub>2</sub> [mm]	Lastrichtung α [°]
8	65 - 260	50 - 100	-	0
12	130	50 - 150	-	0
16	65 - 260	50 - 160	70, 100, 140, Rand	0 - 330
24	200	100, 200	-	0
25	102 - 312	100 - 250	-	0
32	65 - 400	50 - 250	-	0 - 90
48	130	70, 100	-	90
64	65 - 260	50 - 150	-	0
128	130	100, 150	-	0
164	130	100, 150	-	0
190	130	100, 150	-	0

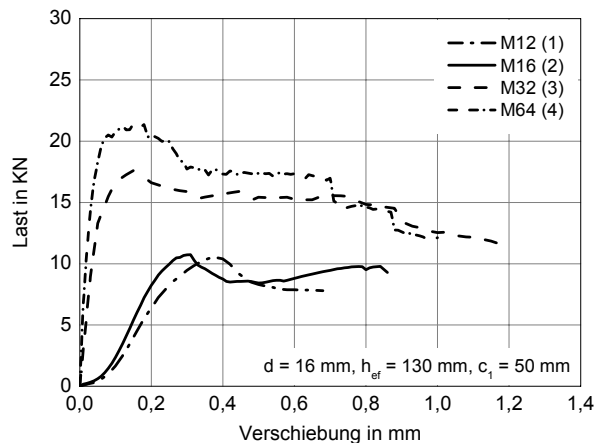
Tabelle 5-3: a) Tabellarische Darstellung der durchgeführten numerische Simulationen zu Einzelbefestigungen am Bauteilrand und in der Bauteilecke.

### 5.5.2 Tragverhalten und Rissentwicklung

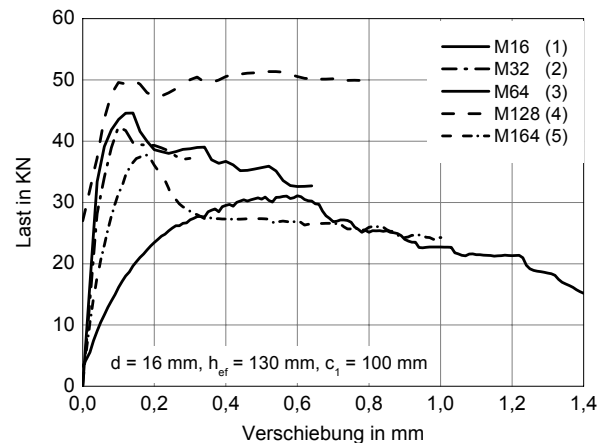
#### 5.5.2.1 Last-Verschiebungsverhalten

Aus Abbildung 5-3 wird ersichtlich, dass der Durchmesser und der Randabstand einen Einfluss auf das Verschiebungsverhalten und die Bruchlast haben. Die Verschiebung nimmt mit zunehmendem Durchmesser ab und mit größer werdendem Randabstand zu. Auch die Anfangssteifigkeit ist für große Durchmesser höher, da die Pressung vor dem Bolzen abnimmt (siehe Abschnitt 4.3.2.1). Auffällig ist, dass die Unterschiede im Last-Verschiebungsverhalten für kleine Randabstände ausgeprägter sind als für große Randabstände (Abbildung 5-3). Dieses Verhalten ist darauf zurückzuführen, dass die Bruchrisslänge für kleine Randabstände kürzer ist als für große.

In Abbildung 5-4a ist das Last-Verschiebungsverhalten einer Verankerungen mit  $d = 16$  mm und  $d = 32$  mm für unterschiedlichen Verankerungstiefen dargestellt. Die Anfangssteifigkeiten und Bruchverschiebungen sind trotz unterschiedlicher Verankerungstiefen nahezu identisch. Im Nachbruchbereich ist der Lastabfall bei Verankerungen mit kleinen Verankerungstiefen stärker ausgeprägt als bei Verankerungen mit großen Verankerungstiefen, da die Lasten nach der ersten Rissbildung entlang der Verankerungstiefe in den bis dahin ungeschädigten Beton umgelagert werden können.

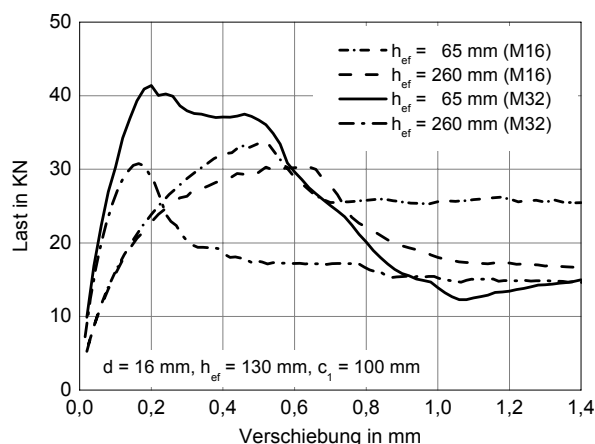


a)



b)

**Abbildung 5-3: Last-Verschiebungsverhalten von Einzelbefestigungen am Bauteilrand für unterschiedliche Durchmesser mit  $h_{ef} = 130$  mm und a)  $c_1 = 50$  mm, b)  $c_1 = 100$  mm**



**Abbildung 5-4: Einfluss der Verankerungstiefe auf das Last-Verschiebungsverhalten von Einzelbefestigungen am Bauteilrand mit  $c_1 = 100$  mm und  $d = 16$  mm bzw.  $d = 32$  mm.**

Die Last - Verschiebungskurven von Einzelbefestigungen am Bauteilrand für die Randabstände  $c_1 = 70$  mm (Abbildung 5-5a) und  $c_1 = 140$  mm (Abbildung 5-5b) zeigen, dass die Bruchverschiebungen und Bruchlasten mit zunehmendem Belastungswinkel ansteigen. Der Einfluss der Belastungsrichtung auf das Last-Verschiebungsverhalten ist für beide Randabstände ähnlich. Die Unterschiede in der Anfangssteifigkeit sind bei den unterschiedlichen Belastungsrichtungen für größere Randabstände ausgeprägter als für kleine Randabstände. In der Regel kann davon ausgegangen werden, dass mit zunehmendem Belastungswinkel die Anfangssteifigkeit ansteigt. Bedingt durch vorhandene Zuschlagskörner oder lokale Fehlstellen im Beton, kommt es in den Versuchen zu größeren Streuungen, was in den numerischen Untersuchungen nicht berücksich-



tigt werden kann. Die Analyse des Last-Verschiebungsverhaltens ist daher nur qualitativ anzusehen.

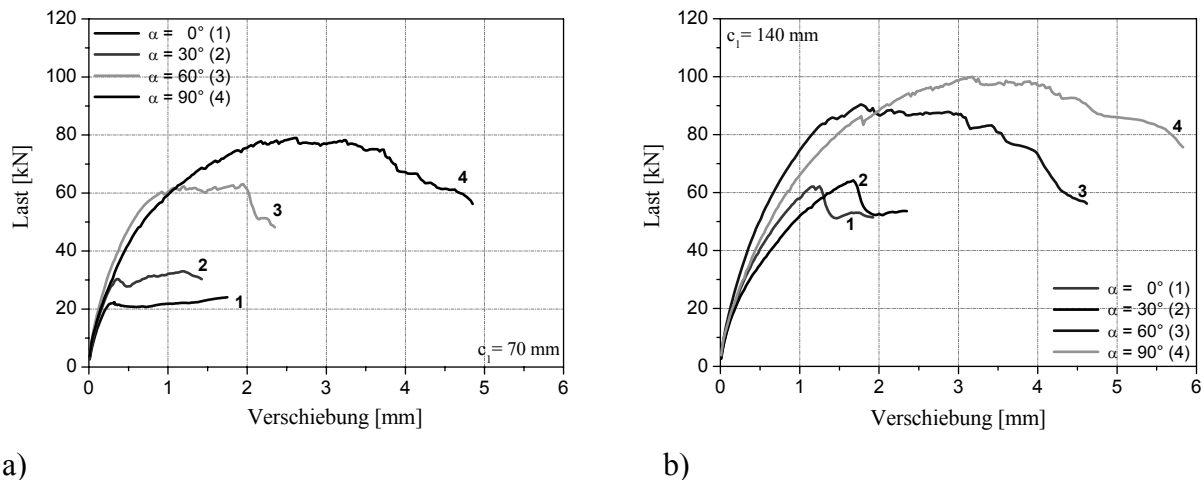


Abbildung 5-5: Einfluss der Lastrichtung auf das Last-Verschiebungsverhalten von Einzelbefestigungen am Bauteilrand für a)  $c_1 = 70$  mm und b)  $c_1 = 140$  mm.

### 5.5.2.2 Rissentwicklung

In den numerischen Berechnungen werden anstelle diskreter Risse Dehnungen des Betons berechnet. Im Folgenden wird die Rissentwicklung mit Hilfe der Hauptzugdehnungen  $\varepsilon_{11}$  dargestellt, so dass die Bereiche großer Dehnungen (dunkel) einer Rissbreite von ca. 0,1 mm entsprechen. In Abbildung 5-6 sind die Rissverläufe einer Verankerung mit  $d = 16$  mm und  $h_{ef} = 130$  mm für verschiedene Randabstände dargestellt. Die Hauptzugdehnungen zeigen, dass die Bruchkegel mit zunehmendem Randabstand größer werden.

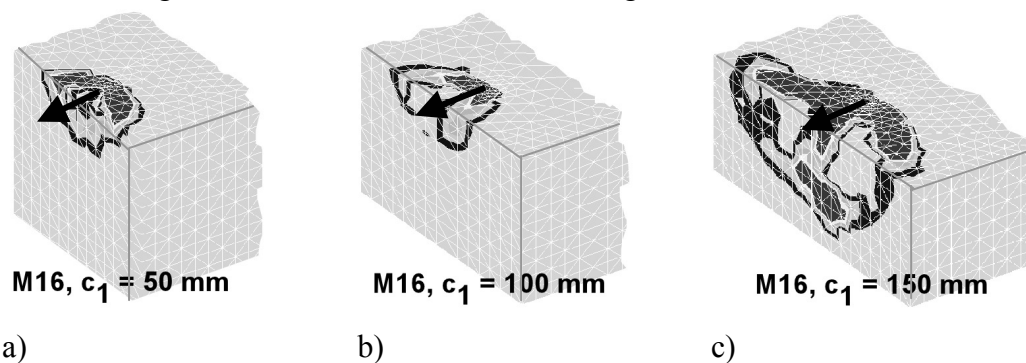


Abbildung 5-6: Berechnete Hauptzugdehnungen einer Einzelbefestigung ( $d = 16$  mm) am Bauteilrand für verschiedene Randabstände a)  $c_1 = 50$  mm, b)  $c_1 = 100$  mm und c)  $c_1 = 150$  mm.

In Abbildung 5-7 sind die Rissverläufe für unterschiedliche Durchmesser ( $c_1 = 100$  mm,  $h_{ef} = 130$  mm,  $d = 12$  mm bis  $d = 164$  mm) dargestellt. Die Breite des Ausbruchkörpers an der vorderen Bauteilkante beträgt im Mittel  $3c_1$ . Dies gilt auch für große Dübel Durchmesser, wenn die Breite des Ausbruchkörpers ausgehend von der Dübelachse ermittelt wird. Der mittlere Bruchwinkel bezogen auf die Bauteilkante beträgt ca.  $35^\circ$  (Abbildung 5-7).

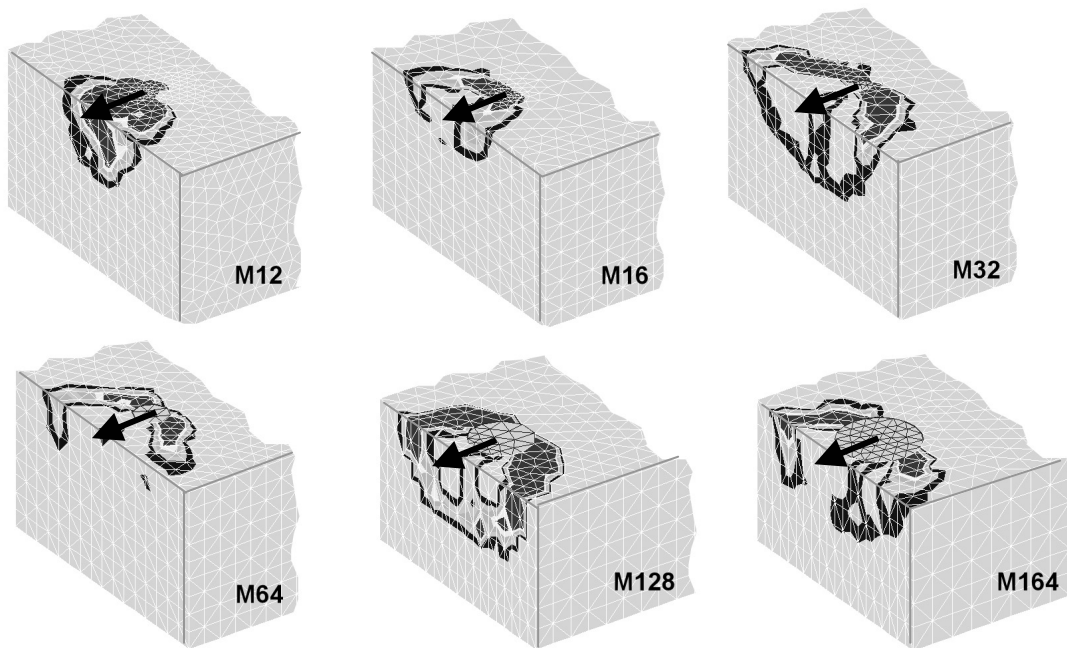


Abbildung 5-7: Berechnete Hauptzugdehnungen einer Einzelbefestigung am Bauteilrand mit Randabstand  $c_1 = 100 \text{ mm}$ ,  $h_{ef} = 130 \text{ mm}$ .

Weiterhin zeigen die Ergebnisse, dass die lokale Schädigung vor dem Bolzen mit zunehmendem Durchmesser geringer wird. Dieses Verhalten kann auch in Versuchen beobachtet werden (siehe Abschnitt 6.5.2.1.2). In Abbildung 5-8a sind die Rissbilder einer Einzelbefestigung mit einem Randabstand  $c_1 = 100 \text{ mm}$  und einer Lastrichtung  $0^\circ$ ,  $45^\circ$  und  $90^\circ$  dargestellt. In allen Berechnungen zeigt sich der für Betonkantenbruch typische Bruchkegel.

Wird die Rissentwicklung für verschiedene Belastungsrichtungen betrachtet zeigen die numerischen Berechnungen, dass die lokale Schädigung vor dem Bolzen mit zunehmender Belastungsrichtung größer wird. Zudem ist der mittlere Bruchwinkel bei einer Belastung parallel zum Rand steiler als bei einer Belastung senkrecht zum Rand (Abbildung 5-8a). Dies zeigen auch die Versuche.

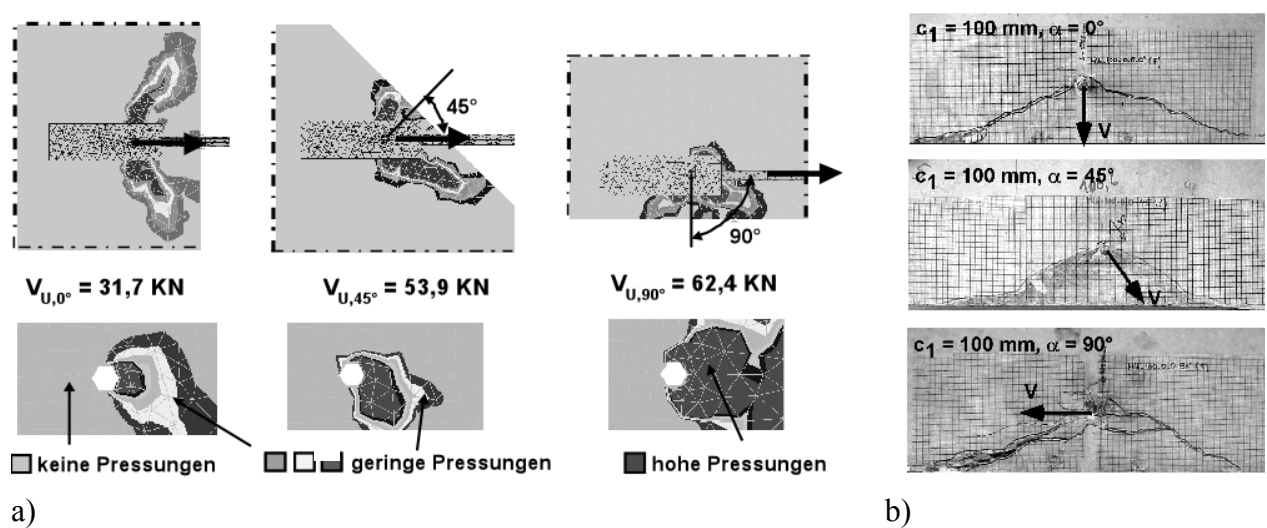


Abbildung 5-8: a) Berechnete Hauptzugdehnungen und Druckverteilungen unter dem Anbauteil einer Einzelbefestigung am Bauteilrand ( $c_1 = 100 \text{ mm}$ ,  $h_{ef} = 130 \text{ mm}$ ,  $d = 16 \text{ mm}$ ) bei einer Belastungsrichtungen  $\alpha = 0^\circ$ ,  $45^\circ$  und  $90^\circ$ , b) sowie die zugehörigen Rissverläufe aus den Versuchen.

Bei einer Belastungsrichtung  $\alpha = 45^\circ$  sind die mittleren Bruchwinkel nicht symmetrisch. Tendenziell kann dieses Verhalten auch in den Versuchen festgestellt werden (siehe Abschnitt 6.5.3.4). Die Unterschiede im Rissverlauf auf der lastzugewandten und lastabgewandten Seite sind jedoch weniger ausgeprägt als in den numerischen Berechnungen (Abbildung 5-8b).

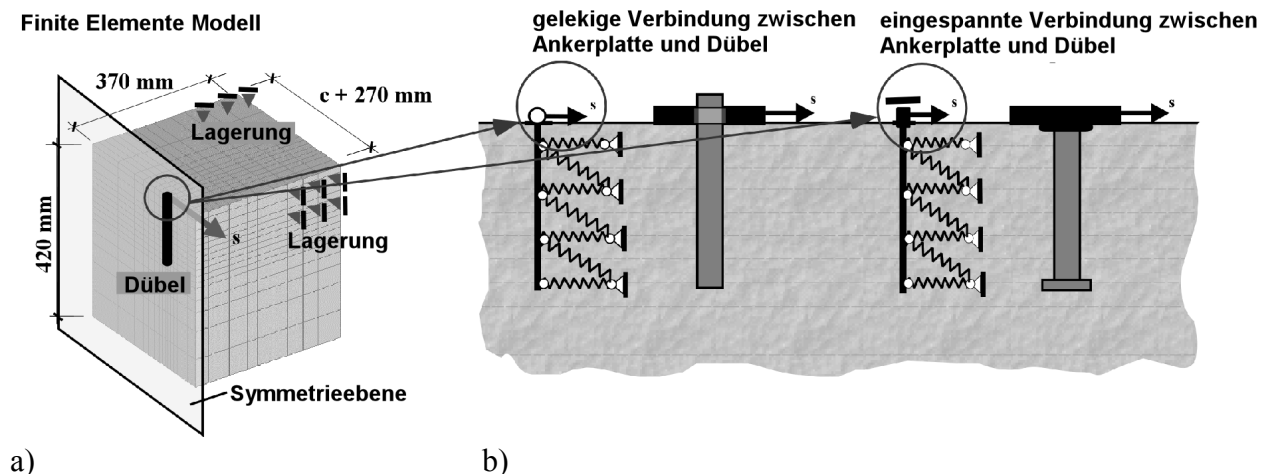
### 5.5.3 Auswertung der Parameterstudie

#### 5.5.3.1 Einfluss des Einspanngrades

Um den Einfluss des Einspanngrades zwischen Anbauteil und Dübel auf die Bruchlast zu erfassen werden, zusätzlich zu den in Abschnitt 4.3.4.2 aufgeführten Untersuchungen, numerische Berechnungen durchgeführt (Abbildung 5-9a).

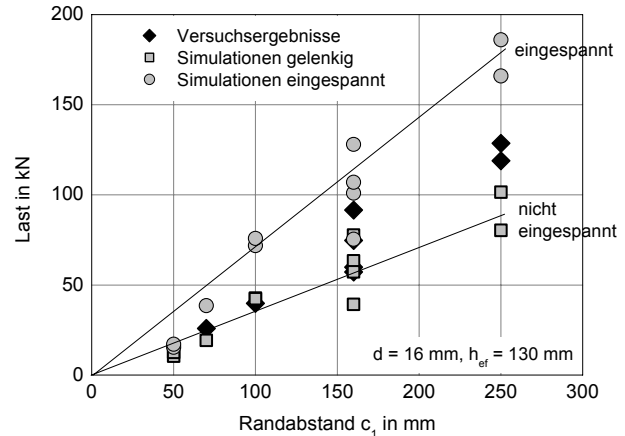
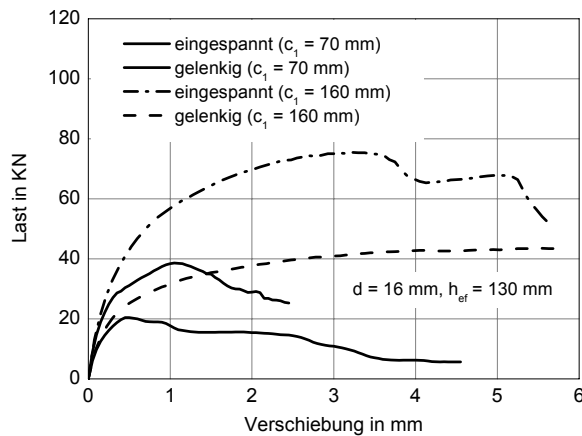
Ein unterschiedlicher Einspanngrad kommt dadurch zustande, dass der Anschluss des Dübels an das Anbauteil in der Regel unterschiedlich steif ist und sich im Laufe der Belastung ändern kann. Bei Kopfbolzen mit angeschweißter Ankerplatte ist der Einspanngrad beispielsweise deutlich höher als bei Anbauteilen die mittels Durchsteckmontage befestigt werden. In beiden Fälle ergeben sich unterschiedliche Lastabtragmechanismen (Abbildung 5-9b), da der Grad der Einspannung hauptsächlich durch das Lochspiel, die Ankerplattendicke und dem Dübeldurchmesser bestimmt wird.

Bei Befestigungen mit Lochspiel können sich die Dübel für kleine Verschiebungen zunächst frei verdrehen. Erst bei großen Verschiebungen entwickelt sich, abhängig vom vorhandenen Lochspiel, ein rückstellendes Moment. Für Befestigungen, die an ein Anbauteil angeschweißt sind oder bei denen kein Lochspiel vorhanden ist, können sich die Dübel nicht frei verdrehen. Das Einspannmoment hängt von der Situation am Lasteinleitungsbereich und der zu erwartenden Höchstlast ab. Im Folgenden werden die Ergebnisse der Finiten Elemente Berechnungen zum Einfluss des Einspanngrades dargestellt und diskutiert.



**Abbildung 5-9: Schematische Darstellung einer steifen und gelenkigen Verbindung zwischen Ankerplatte und Dübel.**

In den numerischen Simulationen wird eine volle Einspannung dadurch erzwungen, dass die belasteten Knoten vertikal unverschieblich gelagert werden. Hierdurch wird beim Aufbringen einer horizontalen Verschiebung die Verdrehung des Dübelkopfes verhindert. Bei gelenkiger Lagerung hingegen kann sich der Dübel am Dübelkopf frei verdrehen.

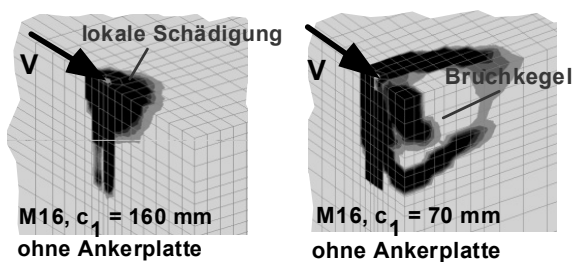


a)

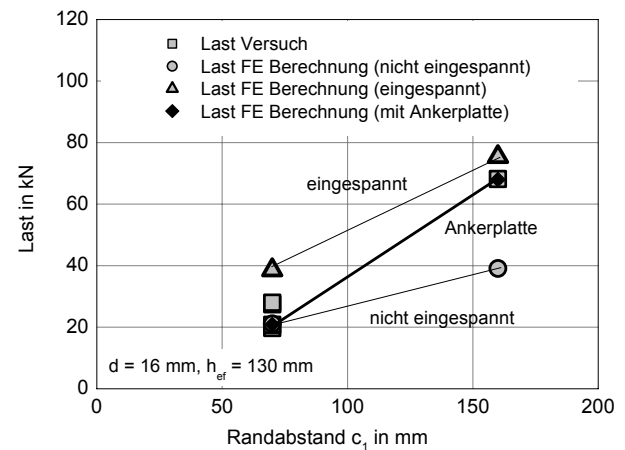
b)

**Abbildung 5-10:** a) Last-Verschiebungskurven einer nicht eingespannten und einer eingespannten Einzelbefestigung am Bauteilrand mit  $c_1 = 70$  mm und b) Vergleich der numerischen Berechnungen mit den Versuchsergebnissen.

Die Last-Verschiebungskurven der numerischen Berechnungen mit eingespannter und gelenkiger Lagerung sind in Abbildung 5-10a dargestellt. Die Ergebnisse zeigen, dass die Anfangssteifigkeit und die Bruchlast bei eingespannter Lagerung größer sind als bei gelenkiger Lagerung. Der Vergleich mit den Versuchsergebnissen zeigt, dass diese bei voller Einspannung in der Regel überschätzt werden. (Abbildung 5-10b). Bei gelenkiger Lagerung und großen Randabständen sind die berechneten Bruchlasten jedoch geringer als die Versuchsbruchlasten (Abbildung 5-11b). Dieses Verhalten lässt den Schluss zu, dass mit steigendem Randabstand und damit zunehmender Verschiebung der Einspanngrad in den Versuchen zunimmt.



a)



b)

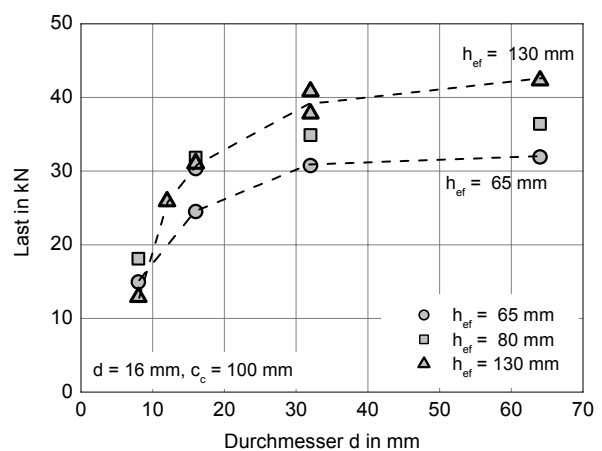
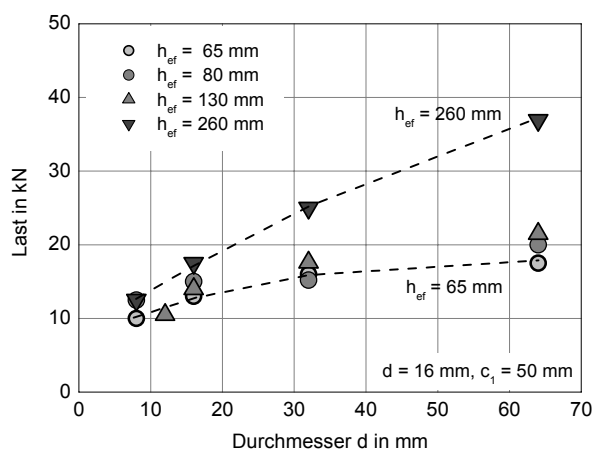
**Abbildung 5-11:** a) Einfluss des Einspanngrades auf die Rissbildung einer Einzelbefestigung mit  $c_1 = 70$  mm und  $c_1 = 160$  mm und b) Bruchlasten in Abhängigkeit des Randabstandes für nicht eingespannte, eingespannte und mit Ankerplatte simulierte Einzelbefestigungen.

In Abbildung 5-11a sind die Bruchbilder einer Verankerung mit  $c_1 = 70$  mm und  $c_1 = 160$  mm dargestellt. Bei einem Randabstand  $c_1 = 160$  mm und gelenkiger Lagerung entsteht kein typischer Ausbruchkegel, da die Verankerung infolge einer lokalen Schädigung vor dem Bolzen versagt.

### 5.5.3.2 Einfluss des Durchmessers

Um den Einfluss des Durchmessers einer Einzelbefestigung am Bauteilrand zu untersuchen, werden numerische Berechnungen durchgeführt, bei denen der Dübeldurchmesser für verschiedene Randabstände und Verankerungstiefen variiert wird.

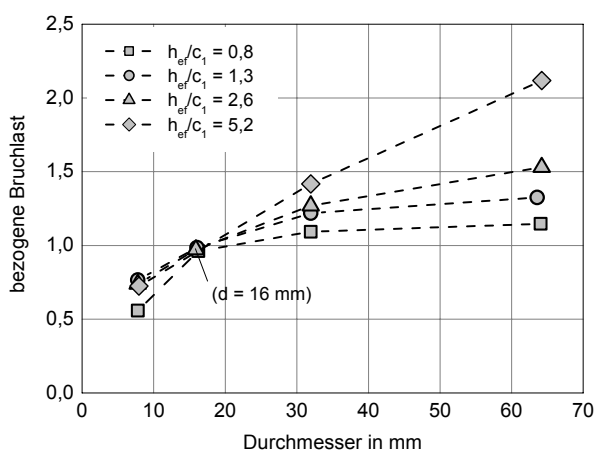
Ist der Randabstand  $c_1$  im Verhältnis zum Durchmesser  $d$  groß, erfolgt das Versagen durch lokalen Betonausbruch vor dem Bolzen. In der folgenden Auswertung werden nur Berechnungen berücksichtigt, bei denen die Verankerung durch Betonkantenbruch versagt. In Abbildung 5-12a und Abbildung 5-12b sind die Bruchlasten in Abhängigkeit des vorhandenen Dübeldurchmessers  $d$  dargestellt. Die Ergebnisse zeigen, dass die Bruchlasten mit zunehmendem Durchmesser ansteigen. Der Einfluss des Durchmessers nimmt mit größer werdender Verankerungstiefe zu. Für einen Randabstand  $c_1 = 50$  mm (Abbildung 5-12a) ist dieses Verhalten gut zu erkennen. Die Bruchlast beträgt für  $d = 64$  mm und  $h_{ef} = 260$  mm ca. 38 kN, für eine Verankerungstiefe  $h_{ef} = 65$  mm lediglich 19 kN. Für  $c_1 = 100$  mm steigen die Bruchlasten nur bis zu einem Durchmesser  $d = 32$  mm wesentlich an.



a)

b)

**Abbildung 5-12: Einfluss des Durchmessers auf die Bruchlast einer Einzelbefestigung am Bauteilrand für a)  $c_1 = 50$  mm und b)  $c_1 = 100$  mm.**



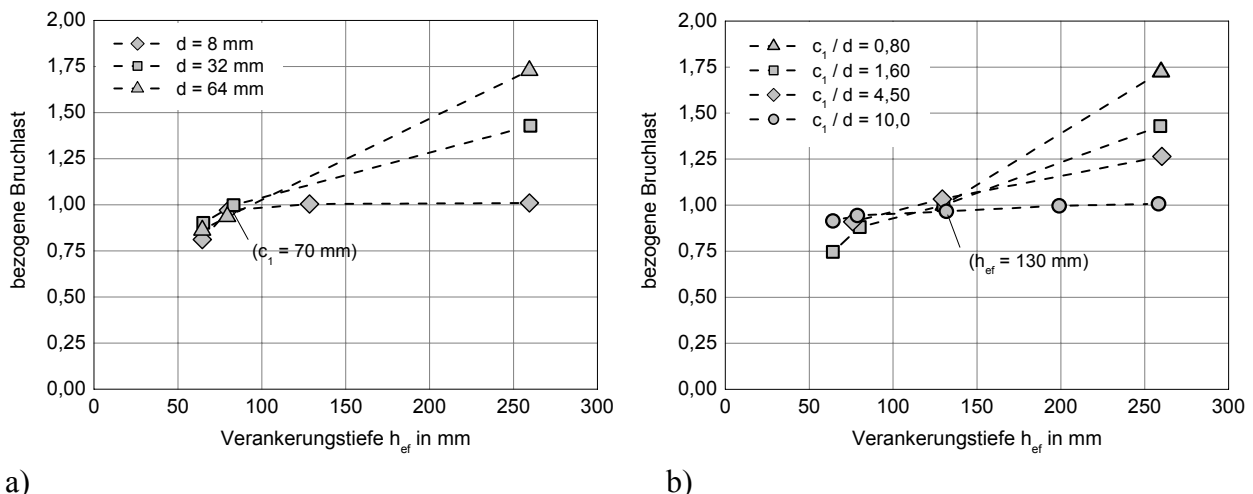
**Abbildung 5-13: Einfluss des Durchmessers auf die auf einen Durchmesser von  $d = 16$  mm bezogene Bruchlast für verschiedene Verhältnisse von  $h_{ef}/c$ .**

In Abbildung 5-13 sind die auf einen Durchmesser  $d = 16$  mm bezogenen Bruchlasten für verschiedene Verhältnisse  $h_{ef} / c_1$  in Abhängigkeit von  $d$  aufgetragen. Die Ergebnisse zeigen, dass der Einfluss des Durchmesser vom Verhältnis  $h_{ef} / c_1$  abhängt. Für kleine Verhältnisse  $h_{ef} / c_1$  steigen die Bruchlasten mit zunehmendem Durchmesser ( $d < 64$  mm) um ca. 20%, für große Verhältnisse  $h_{ef} / c_1$  um bis zu 100% an (Abbildung 5-13). Für sehr kleine Verhältnisse  $h_{ef} / c_1$  kommt es in Abhängigkeit vom Durchmesser  $d$  zu einem Versagen infolge lokalen Ausbruch vor dem Bolzen. Bei dieser Versagensart ist der Einfluss des Durchmessers geringer als bei der Versagensart Betonkantenbruch (Abschnitt 2.4.4.2). Der Einfluss des Durchmessers nimmt mit kleiner werdendem Verhältnis  $h_{ef} / c_1$  ab. Bei den durchgeführten numerischen Berechnungen findet der Übergang zu einem lokalen Versagen vor dem Bolzen für Verhältnisse  $h_{ef} / c_1$  zwischen 0,8 und 1,0 statt.

### 5.5.3.3 Einfluss der Verankerungstiefe

Um den Einfluss der Verankerungstiefe auf die Bruchlast zu untersuchen, wird die Verankerungstiefe bei unterschiedlichen Dübeldurchmessern und Randabständen variiert. In Abbildung 5-14a sind die auf eine Verankerungstiefe  $h_{ef} = 65$  mm bezogenen Bruchlasten einer Einzelverankerung am Bauteilrand mit  $c_1 = 50$  mm für verschiedene Durchmesser in Abhängigkeit der Verankerungstiefe aufgetragen. Die Ergebnisse der Berechnungen zeigen, dass die Bruchlasten mit zunehmender Verankerungstiefe ansteigen. Der Einfluss der Verankerungstiefe wird mit zunehmendem Durchmesser größer und mit zunehmendem Randabstand geringer. Die Zunahme der Bruchlast ist für  $d = 64$  mm größer als für  $d = 8$  mm bzw.  $d = 16$  mm. In Abbildung 5-14b sind die auf eine Verankerungstiefe  $h_{ef} = 130$  mm bezogenen Bruchlasten für verschiedene Verhältnisse  $c_1 / d$  aufgetragen. Die Ergebnisse zeigen, dass der Einfluss der Verankerungstiefe für große Verhältnisse  $c_1 / d$  relativ gering ist und für kleiner werdende Verhältnis  $c_1 / d$  größer wird. Für einen Randabstand  $c_1 = 100$  mm verhalten sich die Verankerungen vergleichbar.

Der Einfluss der Verankerungstiefe hängt vom Dübeldurchmesser und Randabstand ab. Der Einfluss der Verankerungstiefe nimmt mit kleiner werdendem Verhältnis  $c_1 / d$  zu. Für große Randabstände versagt die Verankerung infolge lokalen Betonversagens vor dem Bolzen, bzw. durch Stahlbruch. In diesen Fällen können die Lasten nicht beliebig entlang der Verankerungstiefe ungelagert werden, so dass der Einfluss der Verankerungstiefe begrenzt ist.

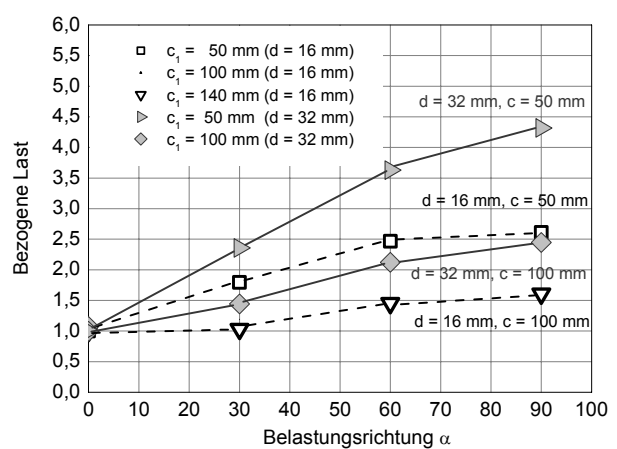
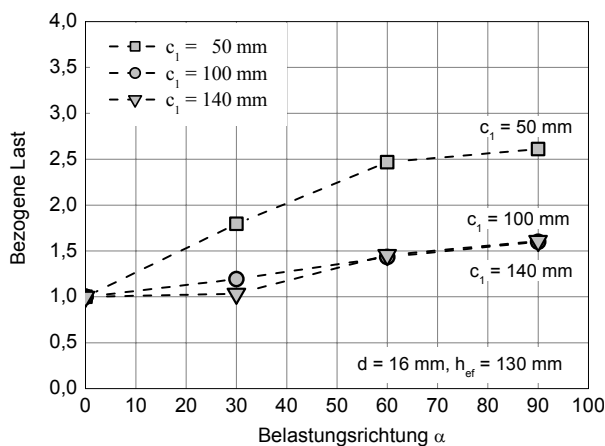


a) **Abbildung 5-14: Einfluss der Verankerungstiefe auf die auf eine Verankerungstiefe  $h_{ef} = 65$  mm bezogene Bruchlast einer Einzelbefestigung am Bauteilrand mit  $c_1 = 50$  mm für unterschiedliche a) Durchmesser und b) Verhältnisse  $c_1 / d$ .**

### 5.5.3.4 Einfluss der Belastungsrichtung

In den numerischen Berechnungen werden die Belastungsrichtungen  $0^\circ$ ,  $30^\circ$ ,  $60^\circ$  und  $90^\circ$  für unterschiedliche Randabstände und Dübeldurchmesser variiert. In den Berechnungen mit einer Belastung parallel zum Bauteilrand wird zusätzlich der Einfluss der Betondruckfestigkeit ( $25 \text{ N/mm}^2$  und  $50 \text{ N/mm}^2$ ) untersucht.

In Abbildung 5-15a sind die Berechnungen zum Einfluss der Belastungsrichtung dargestellt. Die Bruchlasten steigen mit zunehmendem Belastungswinkel für alle Durchmesser und Randabstände an. Die Ergebnisse zeigen jedoch, dass die Bruchlasten für eine Verankerung mit  $c_1 = 50 \text{ mm}$  stärker ansteigen als für eine Verankerung mit  $c_1 = 100 \text{ mm}$  bzw.  $c_1 = 140 \text{ mm}$ . Der Anstieg der Bruchlast bei einer Belastung parallel zum Bauteilrand beträgt für  $c_1 = 140 \text{ mm}$  ca. 50% (Abbildung 5-15b) und für  $c_1 = 50 \text{ mm}$  ca. 250 %. Die numerischen Berechnungen lassen erkennen, dass bei einer Belastungsrichtung  $\alpha = 90^\circ$  die Zunahme der Bruchlasten mit größer werdendem Randabstand geringer wird.



a)

b)

Abbildung 5-15: a) Einfluss der Belastungsrichtung bezogen auf eine Belastungsrichtung  $\alpha = 0^\circ$  für unterschiedliche Randabstände und b) unterschiedliche Randabstände und Dübeldurchmesser.

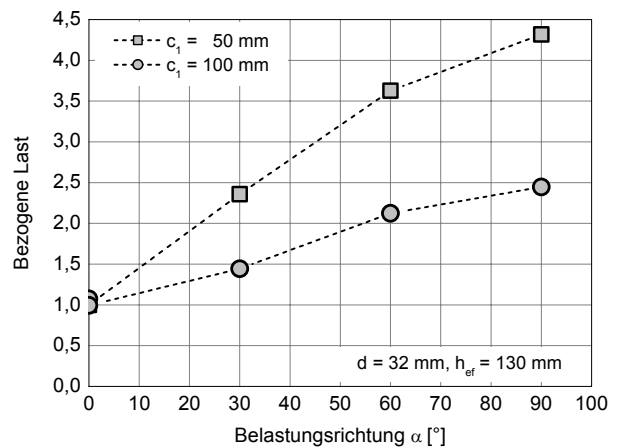
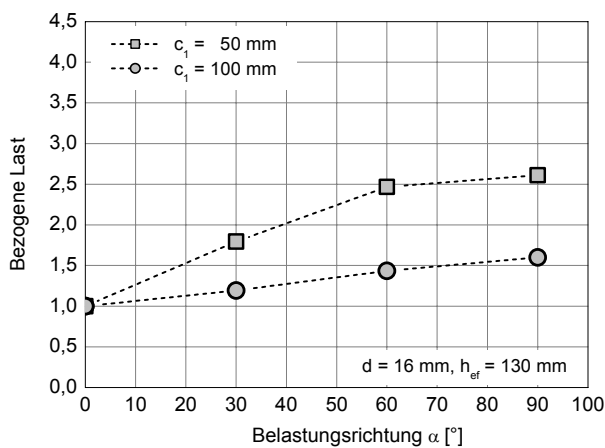


Abbildung 5-16: Einfluss der Belastungsrichtung auf die bezogene Bruchlast ( $\alpha = 0^\circ$ ) einer Verankerung mit a)  $d = 16 \text{ mm}$  und b)  $d = 32 \text{ mm}$  für unterschiedliche Randabstände.

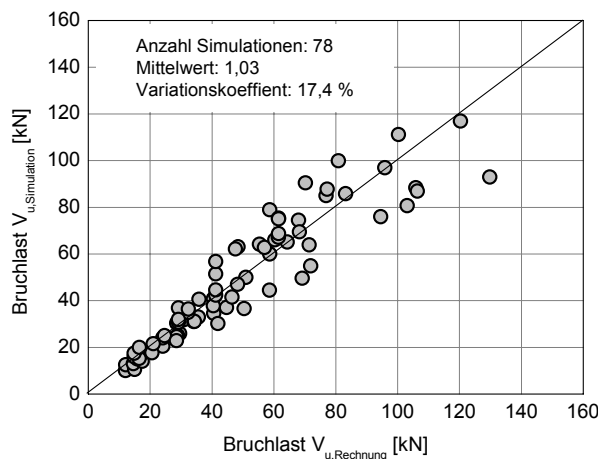
In Abbildung 5-16 sind die Ergebnisse der Berechnungen mit  $d = 16 \text{ mm}$  (Abbildung 5-16a) und  $d = 32 \text{ mm}$  (Abbildung 5-16b) aufgetragen. Der Einfluss der Belastungsrichtung ist für große Durchmesser ausgeprägter als für kleine Durchmesser. Der Anstieg bei einer Belastung parallel

zum Rand beträgt ca. 50% ( $c_1 = 100$  mm) bis 250% ( $c_1 = 50$  mm). Bei einem Durchmesser von  $d = 32$  mm beträgt der Anstieg hingegen 250% ( $c_1 = 100$  mm) bis 430% ( $c_1 = 50$  mm).

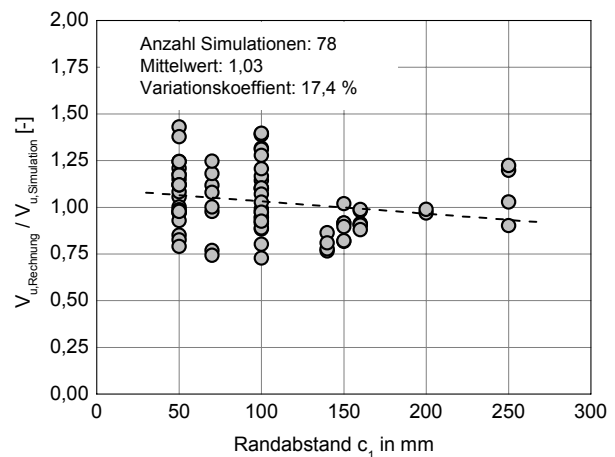
#### 5.5.4 Verifizierung des Modells

In Abbildung 5-17a sind die Bruchlasten der numerischen und bruchmechanisch Berechnungen gegenübergestellt. Der Vergleich zeigt, dass die bruchmechanisch berechneten Bruchlasten gut mit den numerischen übereinstimmen. Der Mittelwert beträgt 1,03 bei einem Variationskoeffizienten von 17,4%.

Abbildung 5-17b zeigt die Verhältniswerte der bruchmechanisch zu numerisch berechneten Bruchlasten in Abhängigkeit vom Randabstand. Demnach erfasst das bruchmechanische Modell den Einfluss des Randabstandes bis ca.  $c_1 = 250$  mm brauchbar.

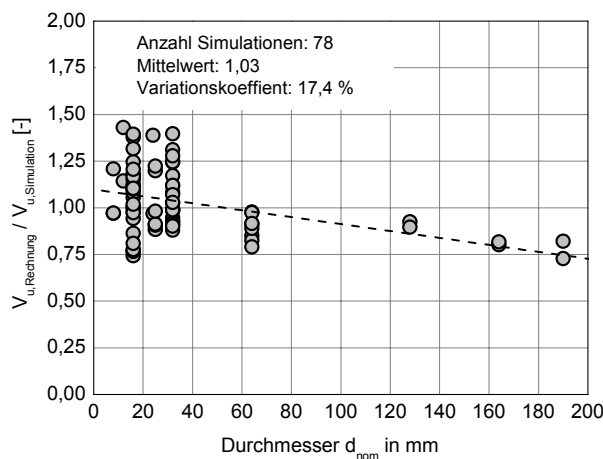


a)

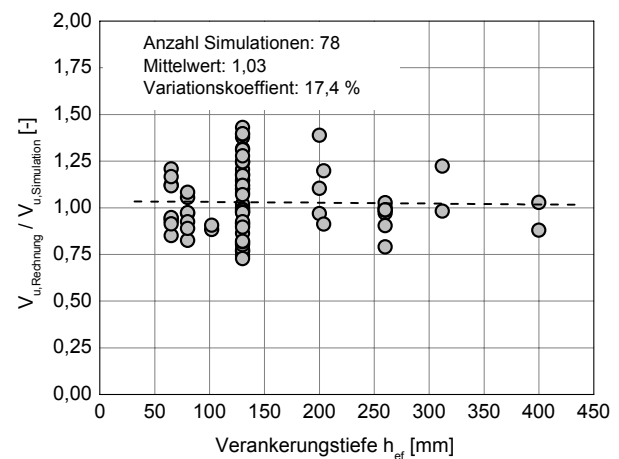


b)

**Abbildung 5-17: a) Vergleich der bruchmechanisch und numerisch berechneten Lasten und b) Verhältnis von rechnerischer Bruchlast zu numerischer Bruchlast in Abhängigkeit vom Randabstand.**



a)



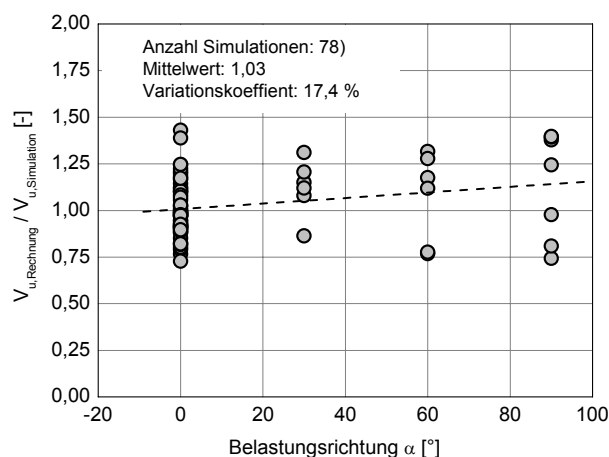
b)

**Abbildung 5-18: Verhältnis von rechnerischer Bruchlast zu numerischer Bruchlast in Abhängigkeit von a) Durchmesser und b) Verankerungstiefe.**

Gleiches gilt für den Einfluss des Durchmessers (Abbildung 5-18a), wobei die Bruchlasten für große Durchmesser leicht unterschätzt werden. Der Einfluss der Verankerungstiefe (Abbildung 5-18b) und der Belastungsrichtung (Abbildung 5-19) werden durch das bruchmechanische Mo-



dell ebenfalls brauchbar erfasst. Zusammenfassend zeigen Abbildung 5-17 bis Abbildung 5-19, dass die geometrischen Einflussparameter Randabstand, Dübeldurchmesser, Verankerungstiefe und Belastungsrichtung durch das bruchmechanische Modell ausreichend genau erfasst werden.



**Abbildung 5-19: Verhältnis von rechnerischer Bruchlast zu numerischer Bruchlast in Abhängigkeit der Belastungsrichtung.**

## 5.6 Simulationen zu Einzelbefestigungen in der Bauteilecke

### 5.6.1 Durchgeführte Berechnungen

Insgesamt werden 35 numerische Simulationen mit Einzelbefestigungen im Bereich einer Bauteilecke durchgeführt. In den Berechnungen werden der Randabstand, der Eckabstand und die Belastungsrichtung variiert (Tabelle 5-4). Alle Simulationen werden mit einem Dübeldurchmesser  $d = 16$  mm und einer Verankerungstiefe  $h_{ef} = 130$  mm durchgeführt.

Durchmesser $d$ [mm]	Verankerungstiefe $h_{ef}$ [mm]	Randabstand $c_1$ [mm]	Eckabstand $c_2$ [mm]	Lastrichtung $\alpha$ [°]
16	130	70, 100, 140	70	0, 45, 90, 135, 180
16	130	70, 100	100	0, 45, 90, 135, 180
16	130	70, 140	140	0, 45, 90, 135, 180

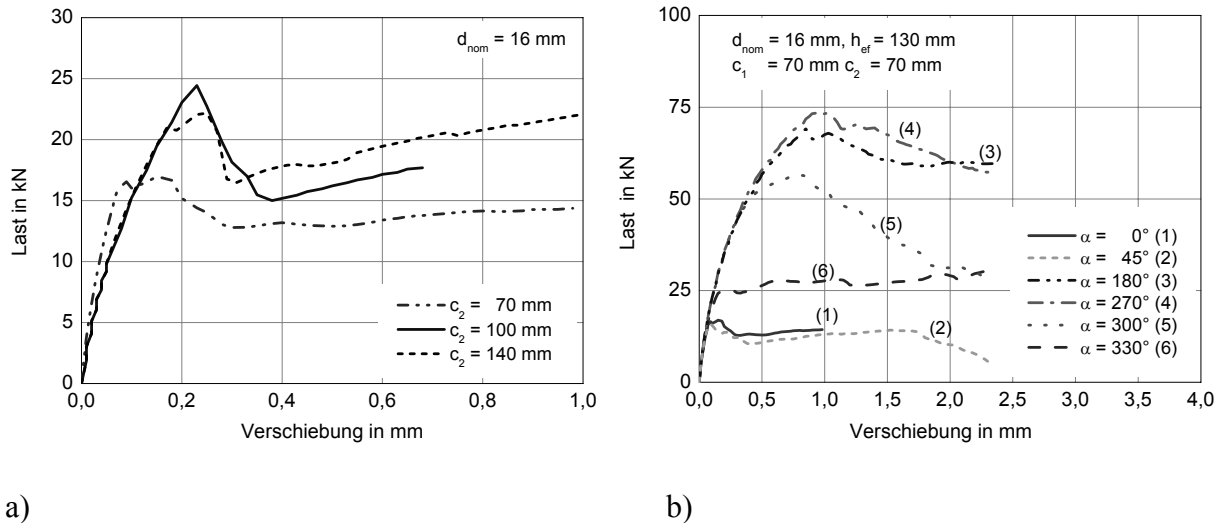
**Tabelle 5-4: Tabellarische Darstellung der numerischen Berechnungen zu Einzelbefestigungen in der Bauteilecke.**

### 5.6.2 Tragverhalten und Rissentwicklung

#### 5.6.2.1 Last-Verschiebungsverhalten

In Abbildung 5-20a sind die Last-Verschiebungskurven einer Verankerung mit  $c_1 = 70$  mm und den Eckabständen  $c_2 = 70$  mm,  $c_2 = 100$  mm und  $c_2 = 140$  mm dargestellt. Die Ergebnisse zeigen, dass die Bruchlasten mit zunehmendem Eckabstand  $c_2$  ansteigen, und die Verschiebung bei Erreichen der Höchstlast zunimmt. Die Bruchlasten und Bruchverschiebungen sind für eine Belastungsrichtung zwischen  $0^\circ$  und  $90^\circ$  nahezu identisch, wenn der Rand- und Eckabstand gleich sind.

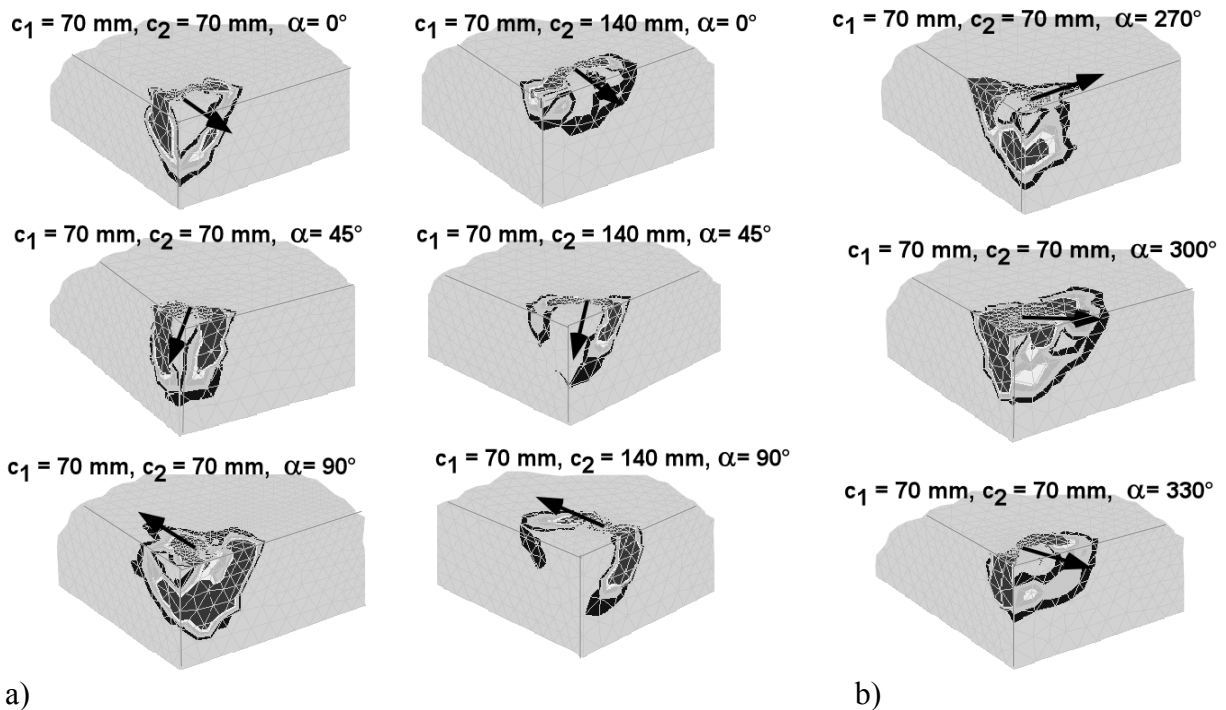
Bis zu einer Belastungsrichtung  $\alpha = 180^\circ$  nehmend die Bruchlasten und Bruchverschiebungen zu. Bei Einzelbefestigungen mit  $c_1 = 100$  mm und  $c_2 = 70$  mm unterscheiden sich die Bruchlasten für  $\alpha = 0^\circ$  und  $\alpha = 90^\circ$ , da der Eckabstand kleiner ist als der Randabstand. In allen Fällen sind die Bruchlasten für eine Belastungsrichtung zwischen  $180^\circ$  und  $270^\circ$  am größten.



a) b)  
**Abbildung 5-20: Last-Verschiebungskurven von Einzelbefestigung ( $d = 16 \text{ mm}$ ,  $c_1 = 70 \text{ mm}$ ) in der Bauteilecke mit a)  $c_2 = 70 \text{ mm}$ ,  $c_2 = 100 \text{ mm}$  und  $c_2 = 140 \text{ mm}$  sowie b) für unterschiedlichen Belastungsrichtungen ( $d = 16 \text{ mm}$ ,  $c_1 = 70 \text{ mm}$ ,  $c_1 = 70 \text{ mm}$ ,  $c_2 = 70 \text{ mm}$ ).**

### 5.6.2.2 Rissentwicklung

Die numerisch berechneten Hauptzugdehnungen  $\varepsilon_{11}$  verdeutlichen die Rissentwicklung von Einzelbefestigungen in der Bauteilecke. In Abbildung 5-21a ist die Rissentwicklung für einen Randabstand  $c_1 = 70 \text{ mm}$  und einen Eckabstand  $c_2 = 70 \text{ mm}$  bzw.  $c_2 = 140 \text{ mm}$  dargestellt. Die dargestellten Zugdehnungen zeigen, dass der Bruchkegel bei einem Eckabstand  $c_2 = 70 \text{ mm}$  durch die vorhandene Bauteilecke begrenzt wird.



a) b)  
**Abbildung 5-21: Rissverläufe von Einzelbefestigungen ( $d = 16 \text{ mm}$ ,  $c_1 = 70 \text{ mm}$ ) in der Bauteilecke mit a)  $c_2 = 70 \text{ mm}$  und b)  $c_2 = 140 \text{ mm}$  für unterschiedliche Belastungsrichtungen.**

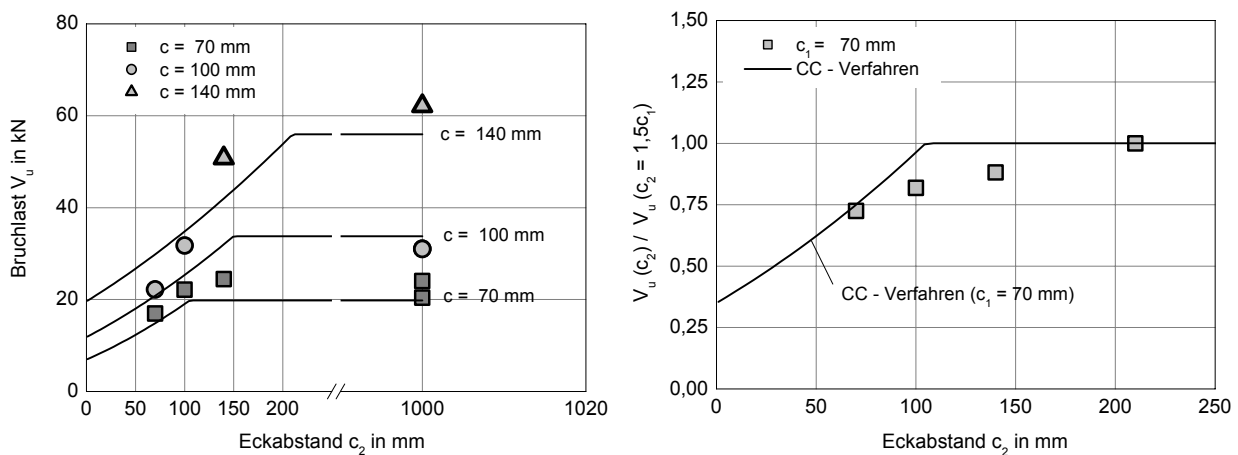
Bei einem Eckabstand  $c_2 = 140$  mm kann sich demgegenüber ein vollständiger Ausbruchkörper ausbilden (Abbildung 5-21a). In diesem Fall ist der vorhandene Eckabstand größer als das 1,5-fach des Randabstandes. In Abbildung 5-21a wird der Einfluss der Belastungsrichtung auf die Rissentwicklung einer Einzelbefestigung mit  $c_1 = 70$  mm und  $c_2 = 70$  mm aufgezeigt. Die Rissverläufe zeigen, dass für eine Belastungsrichtung zwischen  $0^\circ$  und  $45^\circ$  sowie  $300^\circ$  und  $360^\circ$  der Riss vom Dübel ausgeht und in allen Fällen ein typischer Bruchkegel beobachtet werden kann. Für einen Belastungswinkel zwischen  $90^\circ$  und  $270^\circ$  (Abbildung 5-21b) ist vor dem Bolzen eine ausgeprägte lokale Schädigung sowie eine Rissentwicklung im Bereich der Seitenflächen zu erkennen. Aufgrund der großen Bruchverschiebungen stützt sich das Anbauteil vor dem Bolzen ab und die hinteren Dübel werden auf Zug beansprucht. Durch Überschreiten der Betonzugtragfähigkeit kommt es zu einer Rissentwicklung auf der Seitenfläche des Bauteils. Der erste Riss entsteht im unteren Bereich der Verankerung (Abbildung 5-21,  $c_1 = 70$  mm,  $c_2 = 70$  mm,  $\alpha = 270^\circ$ ). Die Rissentwicklung im Bereich einer Bauteilecke wird daher nicht nur durch den vorhandene Rand- und Eckabstand, sondern auch durch die Belastungsrichtung beeinflusst.

### 5.6.3 Auswertung der Parameterstudie

#### 5.6.3.1 Einfluss Eckabstand

Abbildung 5-22a zeigt, dass die Bruchlasten mit zunehmendem Eckabstand ansteigen. Werden die in der Bauteilecke ermittelten Bruchlasten auf die Bruchlast einer Verankerung am Bauteilrand bezogen ergibt sich Abbildung 5-22b.

Zum Vergleich ist die Abminderung infolge einer Ecke nach dem CC-Verfahren mit eingetragen. Für Eckabstände zwischen  $c_2 = 70$  mm und  $c_2 = 150$  mm wird die Abminderung durch das CC-Verfahren leicht unterschätzt (Abbildung 5-22b). Der Einfluss der Ecke wird durch das CC-Verfahren ausreichend genau erfasst, so dass keine weiteren numerischen Simulationen zum Einfluss der Bauteilecke notwendig sind.



a)

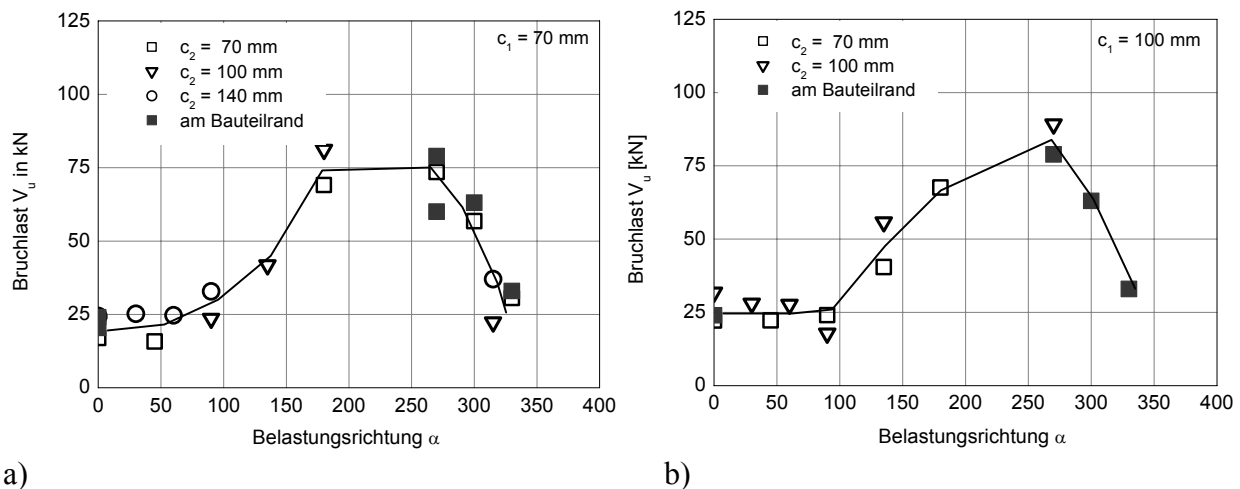
b)

**Abbildung 5-22:** a) Einfluss des Eckabstandes auf die Bruchlast einer Einzelbefestigung für verschiedene Randabstände  $c_1$  und b) die auf eine Einzelverankerung am Rand bezogene Betonkantenbruchlast einer Einzelbefestigung in der Ecke im Vergleich zum rechnerischen Wert des CC-Verfahrens.

#### 5.6.3.2 Einfluss der Belastungsrichtung

In Abbildung 5-23 sind die Bruchlasten für verschiedene Eckabstände  $c_2$  in Abhängigkeit des Belastungswinkels aufgetragen. Dargestellt sind die Ergebnisse für einen Randabstand

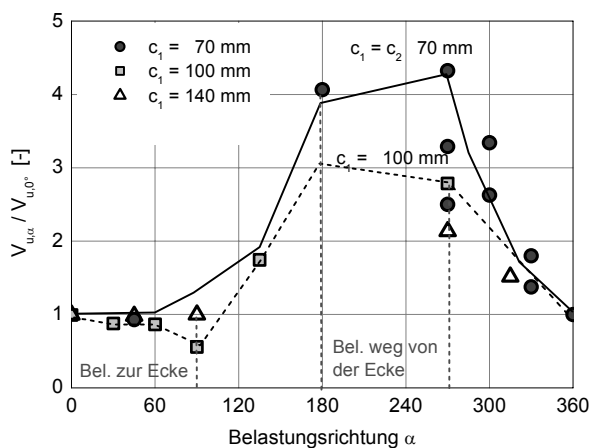
$c_1 = 70$  mm (Abbildung 5-23a) und  $c_1 = 100$  mm (Abbildung 5-23b). Der Einfluss der Belastungsrichtung ist demnach nahezu unabhängig vom vorhandenen Eckabstand.



**Abbildung 5-23: Einfluss der Belastungsrichtung auf die Bruchlast einer Einzelbefestigung im Bereich einer Bauteilecke für a)  $c_1 = 70$  mm und b)  $c_1 = 100$  mm sowie verschiedenen Eckabständen  $c_2$ .**

Abbildung 5-23 zeigt, dass die Bruchlast für eine Belastungsrichtung zwischen  $0^\circ$  und  $90^\circ$  nahezu konstant bleibt. Für eine Belastungsrichtung größer  $90^\circ$  steigen die Bruchlasten stark an und erreichen zwischen  $180^\circ$  und  $270^\circ$  ein Maximum. Die Bruchlasten nehmen bei größer werdendem Belastungswinkel wieder ab. In diesem Fall wird die Verankerung in Richtung des freien Randes belastet.

Werden die Bruchlasten auf die Bruchlast einer senkrecht zum Rand belasteten Verankerung bezogen und in Abhängigkeit des Belastungswinkels  $\alpha$  aufgetragen ergibt sich Abbildung 5-24. Die Darstellung zeigt, dass die Bruchlasten für kleine Randabstände stärker ansteigen als für große Randabstände. Dieses Verhalten deckt sich mit den Ergebnissen aus den Untersuchungen zu Einzelbefestigungen am Bauteilrand (Abschnitt 5.5.3.4). Für Verankerungen mit gleichem Rand- und Eckabstand ändert sich das Tragverhalten bei einer Belastung zur Bauteilecke hin nur unwesentlich. Für unterschiedliche Eck- und Randabstände findet ein kontinuierlicher Übergang statt.

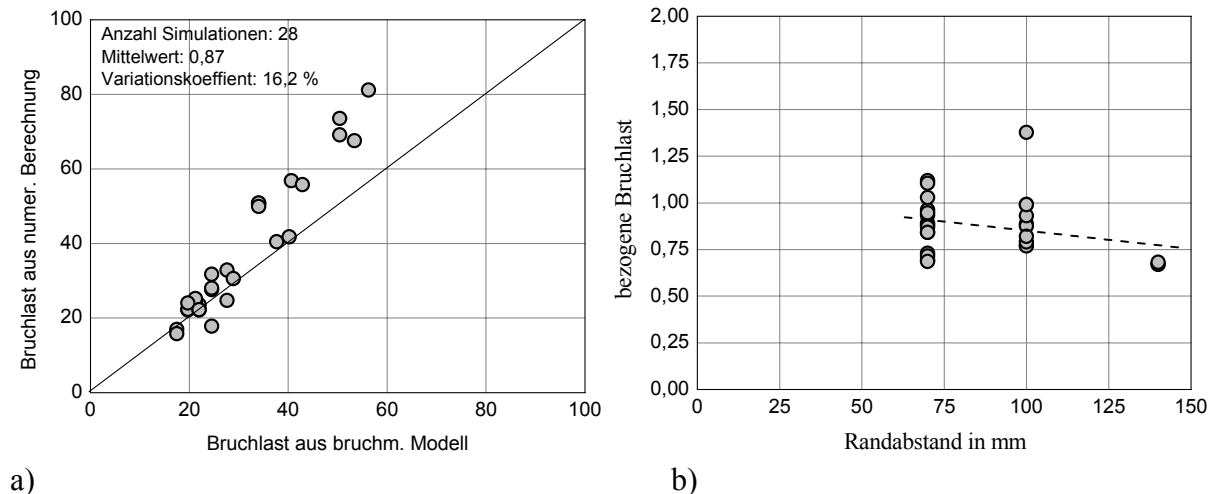


**Abbildung 5-24: Einfluss der Belastungsrichtung auf die Bruchlast einer Einzelbefestigung im Bereich einer Bauteilecke bei unterschiedlichen Rand- und Eckabständen.**

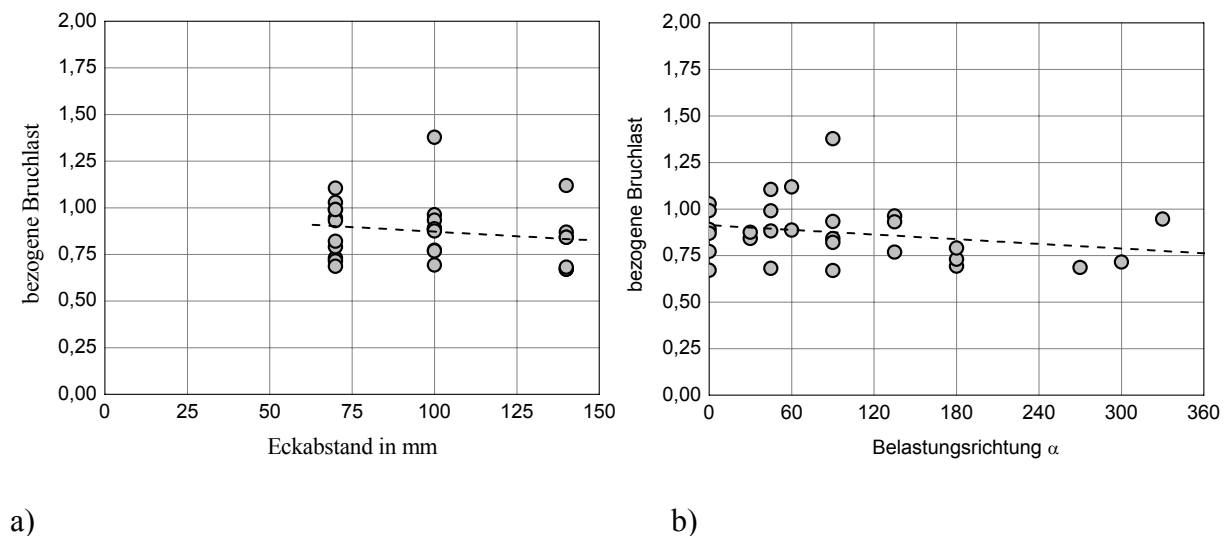
### 5.6.4 Verifizierung des Modells

In Abbildung 5-25a sind die numerisch berechneten Bruchlasten über den bruchmechanisch berechneten Bruchlasten aufgetragen. Der Vergleich ergibt eine zufrieden stellende Übereinstimmung mit einem Mittelwert von 0,87 bei einem Variationskoeffizienten von 18,6%.

In Abbildung 5-25b sind die Verhältniszerte von rechnerisch zu numerisch ermittelter Bruchlast in Abhängigkeit vom Randabstand aufgetragen. Die Ergebnisse zeigen, dass der Einfluss des Randabstandes brauchbar erfasst und lediglich für größere Randabstände leicht unterschätzt wird.



**Abbildung 5-25:** a) Vergleich der berechneten Höchstlasten mit den in den numerischen Simulationen berechneten Höchstlasten und b) Verhältnis der bruchmechanisch berechneten Bruchlasten zu den numerisch berechneten Bruchlasten in Abhängigkeit des Randabstandes.

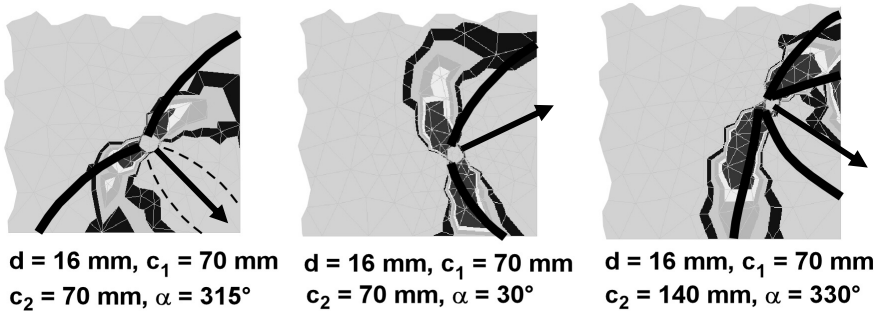


**Abbildung 5-26:** Verhältnis der bruchmechanisch zu numerisch berechneten Bruchlasten aufgetragen über a) dem Eckabstand und b) der Belastungsrichtung.

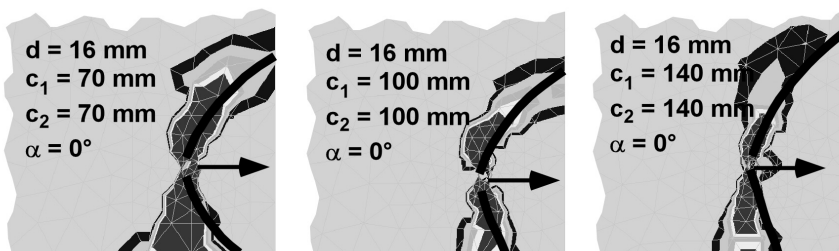
Werden die entsprechenden Verhältniszerte über dem Eckabstand  $c_2$  oder der Belastungsrichtung aufgetragen ergibt sich Abbildung 5-26. Der Einfluss der Bauteillecke und der Belastungsrichtung werden ausreichend genau erfasst. Das bruchmechanische Modell ist somit geeignet die Bruchlasten von Einzelbefestigungen in der Bauteillecke bei beliebiger Belastungsrichtung vorherzusagen. In Abbildung 5-27 bis Abbildung 5-29 ist der mit dem bruchmechanischen Modell berechnete Rissverlauf schwarz gekennzeichnet. Für eine Belastung zur Bauteillecke hin ergibt

sich eine brauchbare Übereinstimmung mit den numerisch berechneten Rissverläufen (Abbildung 5-27). Die Berechnungen ergeben zwei unterschiedliche Rissverläufe, da der Riss für beide Bauteilränder berechnet wird. Um abzuschätzen welcher der beiden Risse maßgeblich auftritt, müssen die zugehörigen Erstrisslasten ausgewertet werden.

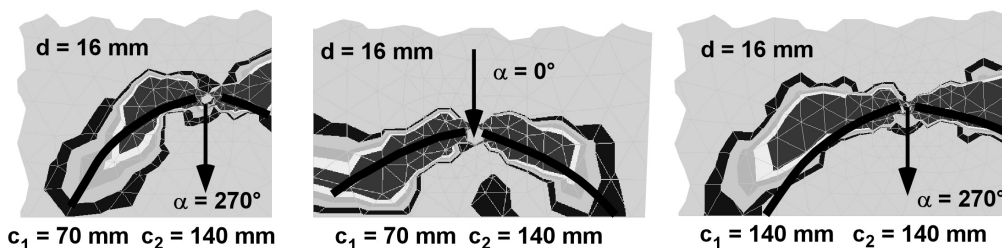
In Abbildung 5-28 ist der Vergleich der Rissbilder für Einzelbefestigungen mit unterschiedlichen Randabständen dargestellt. Er zeigt eine brauchbare Übereinstimmung des theoretisch und numerisch berechneten Rissverlaufs. In Abbildung 5-29 sind die Rissverläufe für unterschiedliche Eckabstände dargestellt. Auch in diesem Fall ergibt sich eine brauchbare Übereinstimmung mit den numerisch berechneten Rissverläufen.



**Abbildung 5-27:** Vergleich des theoretisch und numerisch berechneten Rissverlaufs von Einzelbefestigungen ( $d = 16 \text{ mm}$ ,  $h_{ef} = 130 \text{ mm}$ ) im Bereich einer Bauteilecke für unterschiedliche Belastungsrichtungen bzw. Eckabstände.



**Abbildung 5-28:** Vergleich des theoretisch und numerisch berechneten Rissverlaufs von Einzelbefestigungen ( $d = 16 \text{ mm}$ ,  $h_{ef} = 130 \text{ mm}$ ) im Bereich einer Bauteilecke für unterschiedliche Randabstände.



**Abbildung 5-29:** Vergleich des theoretisch und numerisch berechneten Rissverlaufs von Einzelbefestigungen ( $d = 16 \text{ mm}$ ,  $h_{ef} = 130 \text{ mm}$ ) im Bereich einer Bauteilecke.

## 5.7 Simulationen zu Gruppenbefestigungen am Bauteilrand

### 5.7.1 Durchgeführte Berechnungen

Um das Tragverhalten von Gruppenverankerungen zu untersuchen, werden numerische Berechnungen mit 2fach und 4fach Befestigungen am Bauteilrand durchgeführt. In den Untersuchungen wird der Randabstand  $c_1$ , der Achsabstand  $s_1$  und  $s_2$  sowie die Belastungsrichtung variiert. Eine Zusammenstellung der durchgeführten Versuche ist in Tabelle 5-5 gegeben.

Durchmesser d [mm]	Verankerungstiefe $h_{ef}$ [mm]	Randabstand $c_1$ [mm]	Achsabstand $s_1$ [mm]	Achsabstand $s_2$ [mm]	Lastrichtung $\alpha$ [°]
16	130	50	35-100	-	0
16	130	70	35-210	-	0, 45, 90
16 (mit Lochspiel)	130	70	35-210	-	0, 45, 90
16	130	140	35-140	-	0, 45
16	80	70	70, 100, 140	70- 140	0, 30, 45, 60, 90, 135, 180
16	80	100	70, 100, 140	70- 140	0, 30, 45, 60, 90, 135, 180
16	80	140	70, 100, 140	70- 140	0, 30, 45, 60, 90, 135, 180

**Tabelle 5-5: Tabellarische Darstellung der numerischen Simulationen zu 2fach und 4fach Befestigungen am Bauteilrand.**

Alle numerischen Berechnungen wurden mit einem Durchmesser  $d = 16$  mm durchgeführt. Die Verankerungstiefe beträgt für 2fach Befestigungen  $h_{ef} = 130$  mm und für 4fach Befestigungen  $h_{ef} = 80$  mm.

Zusätzlich zu den Verankerungen ohne Lochspiel werden für 2fach Befestigungen auch Verankerungen mit Lochspiel untersucht. Die Berechnungen zu 4fach Befestigungen wurden dagegen stets ohne Lochspiel durchgeführt.

### 5.7.2 Tragverhalten und Rissentwicklung

#### 5.7.2.1 Last-Verschiebungsverhalten

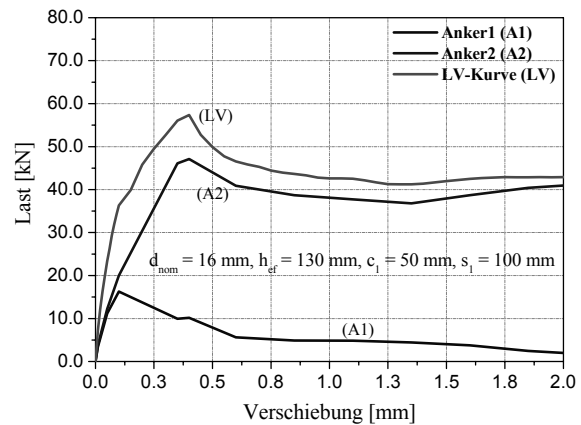
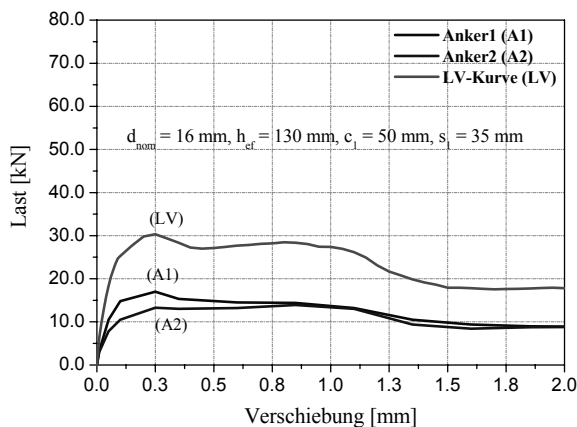
Das Last- Verschiebungsverhalten von Einzel- und Gruppenbefestigungen am Bauteilrand unterscheidet sich grundlegend, da die Verteilung der Lasten auf die einzelnen Dübel von mehreren Einflussparametern wie Randabstand, Achsabstand oder Belastungsrichtung abhängt. Hierdurch kann es zu unterschiedlichen Rissbildungen kommen, die das Tragverhalten beeinflussen.

##### 5.7.2.1.1 2fach Befestigungen ohne Lochspiel

Das Last-Verschiebungsverhalten von 2fach Befestigungen am Bauteilrand, bei denen die Dübel senkrecht zum Bauteilrand angeordnet sind, wird maßgeblich durch den Achsabstand  $s_1$  bestimmt. Das Gesamttragverhalten der Gruppe ergibt sich aus der Überlagerung der Last- Verschiebungskurve des vorderen und hinteren Dübels. Bei ausreichend steifem Anbauteil kann davon ausgegangen werden, dass die Verschiebung der beiden Anker gleich ist.

In Abbildung 5-30 sind die Last-Verschiebungskurven einer 2fach Befestigung ( $d = 16$  mm,  $h_{ef} = 130$  mm) mit einem Randabstand  $c_1 = 50$  mm für die Achsabstände  $s_1 = 35$  mm (Abbildung 5-30a) und  $s_1 = 100$  mm (Abbildung 5-30b) dargestellt. Es werden jeweils die Ankerlasten des vorderen (A1) und hinteren Dübels (A2) sowie die resultierende Last-Verschiebungskurve der Gruppe (LV) dargestellt.

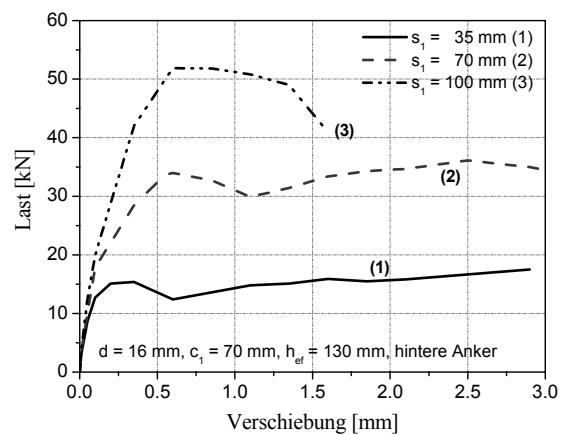
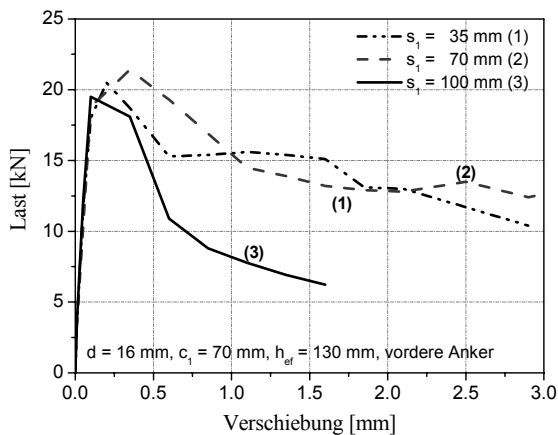
Die Ergebnisse zeigen, dass für kleine Achsabstände  $s_1 = 70$  mm beide Anker etwa gleich stark belastet werden. Die Höchstlast der Gruppe von 30 kN ist ca. doppelt so groß wie die Last der einzelnen Anker (ca. 15 kN). Bei Erreichen der Bruchverschiebung ist, die über den vorderen Anker übertragene Last geringfügig höher als die über den hinteren Anker übertragene Last. Grund hierfür ist der in Abschnitt 5.7.2.2 beschriebene Effekt. Für einen Achsabstand  $s_1 = 100$  mm werden die Anker unterschiedlich stark belastet. Der vordere Anker versagt bei einer Last von ca. 15 kN. Anschließend wird die aufgebrachte Last vorwiegend über den hinteren Anker abgetragen. Bei Erreichen der Höchstlast von 55 kN wird der vordere Anker mit ca. 10 kN und der hintere Anker mit ca. 45 kN belastet. Der Unterschied wird mit zunehmendem Achsabstand  $s_1$  größer. In Abbildung 5-31 sind die Last- Verschiebungskurven einer 2fach Befestigung mit  $c_1 = 70$  mm für unterschiedliche Achsabstände  $s_1$  dargestellt.



a)

b)

**Abbildung 5-30: Last-Verschiebungskurve der Gruppe (LV) sowie des vorderen (A1) und hinteren (A2) Ankers einer 2fach Befestigung am Bauteilrand mit  $d = 16$  mm,  $h_{ef} = 130$  mm,  $c_1 = 50$  mm und a)  $s_1 = 35$  mm sowie b)  $s_1 = 100$  mm.**



a)

b)

**Abbildung 5-31: Last-Verschiebungskurven des a) vorderen Ankers und b) hinteren Ankers einer 2fach Befestigung senkrecht zum Bauteilrand mit  $c_1 = 70$  mm,  $d = 16$  mm,  $h_{ef} = 130$  mm und unterschiedlichen Achsabständen  $s_1$ .**

Für kleine Achsabstände  $s_1 = 35$  mm trägt der hintere Anker lediglich 15 kN und damit weniger als der Einzeldübel mit vergleichbarem Randabstand. Dies ist darauf zurückzuführen, dass der Beton durch die Bruchkegelbildung am vorderen Dübel vorgeschädigt ist. Werden die Last-Verschiebungskurven beider Anker überlagert und die Gesamtlast der 2fach Befestigung am



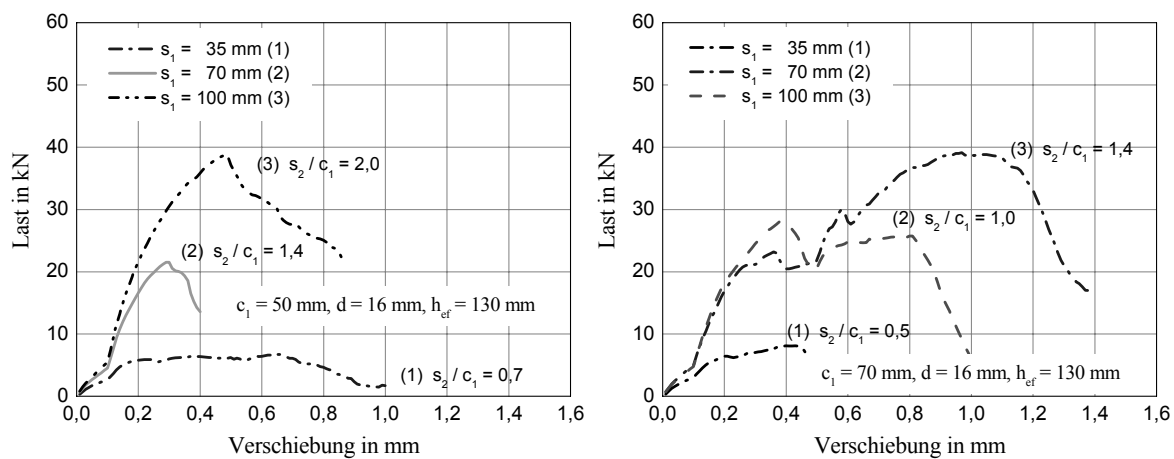
Bauteilrand mit der Bruchlast einer Einzelbefestigung mit Randabstand  $c_1 + s_1$  verglichen, so zeigt sich eine gute Übereinstimmung (Abschnitt 5.7.3.2). Für größere Achsabstände wirkt sich die Schädigung am vorderen Dübel nur geringfügig auf die Bruchlast des hinteren Dübel aus. Bei kleinen Achsabständen weisen der vordere und hintere Dübel ein ähnliches Last-Verschiebungsverhalten auf, so dass die Mitwirkung des vorderen Dübels die verringerte Bruchlast des hinteren Dübels kompensiert. Dies gilt allerdings nur für Befestigungen ohne Lochspiel. Für Befestigungen mit Lochspiel kommt es zu einem abweichenden Lastabtragmechanismus (Abschnitt 5.7.2.1.2).

#### 5.7.2.1.2 2fach Befestigungen mit Lochspiel

Das Last-Verschiebungsverhalten einer 2fach Befestigungen mit Lochspiel (ca. 2 mm) unterscheidet sich vom Last- Verschiebungsverhalten einer 2fach Befestigungen ohne Lochspiel, da sich die resultierende Verschiebung nicht durch eine direkte Überlagerung der einzelnen Last-Verschiebungskurven ergibt.

In Abbildung 5-32a und Abbildung 5-32b sind die Last-Verschiebungskurven des hinteren Dübels einer 2fach Befestigung für unterschiedliche Rand- und Achsabstände dargestellt. Die Ergebnisse zeigen, dass die Bruchlast des hinteren Dübels mit zunehmendem Verhältnis  $s_1 / c_1$  ansteigt.

Für Befestigungen mit einem Randabstand  $c_1 = 70$  mm liegen die Bruchlasten des hinteren Ankers ca. 8 kN unterhalb der Bruchlast einer entsprechenden Verankerung ohne Lochspiel (Abbildung 5-31a). In beiden Fällen zeigen die Berechnungen, dass bei Erreichen der Höchstlast der Gruppe der vordere Dübel keine Lasten mehr aufnimmt und somit die Bruchlast des hinteren Ankers maßgebend ist. Bei 2fach Befestigungen mit Lochspiel und kleinem Achsabstand muss daher davon ausgegangen werden, dass die Bruchlast der Gruppe geringer ist als Bruchlast einer Gruppe entsprechenden Einzelverankerung mit Randabstand  $c_1 + s_1$ . Der vordere Dübel trägt bei Erreichen der Höchstlast der Gruppe nicht mit, so dass in diesem Fall die verringerte Bruchlast des hinteren Ankers nicht kompensiert wird, wie dies bei Verankerungen ohne Lochspiel der Fall ist.



a)

b)

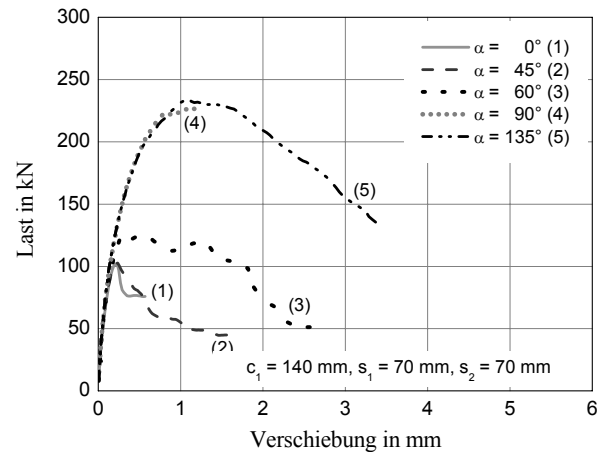
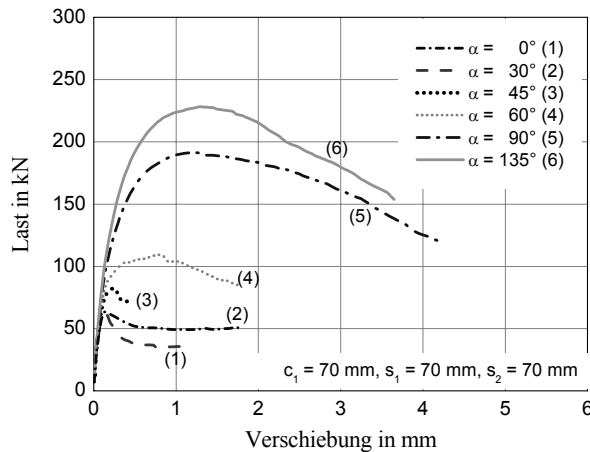
**Abbildung 5-32: Last-Verschiebungsverhalten des hinteren Dübels einer 2fach Befestigung mit a)  $c_1 = 50$  mm und b)  $c_1 = 70$  mm für verschiedene Achsabstände  $s_1$  am Bauteilrand mit Lochspiel.**

#### 5.7.2.1.3 4fach Befestigungen ohne Lochspiel

Abbildung 5-33 zeigt die Last-Verschiebungskurven einer 4fach Befestigungen mit  $s_1 = 70$  mm und  $s_2 = 70$  mm. Die Ergebnisse für den Randabstand  $c_1 = 70$  mm (Abbildung 5-33a) und  $c_1 = 140$  mm (Abbildung 5-33b) zeigen, dass sich beide Verankerungen ähnlich verhalten. Für

die Verankerung mit  $c_1 = 140$  mm sind die Bruchlasten und Verschiebungen ca. doppelt so groß wie für die Verankerung mit  $c_1 = 70$  mm.

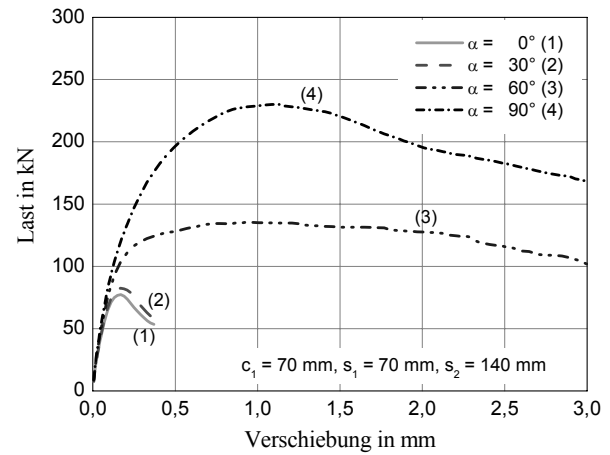
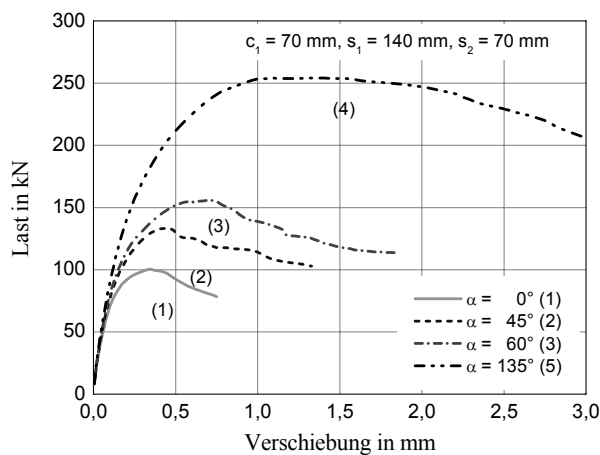
Für eine Belastungsrichtung zwischen  $0^\circ$  und  $45^\circ$  unterscheiden sich die Last-Verschiebungskurven nur geringfügig. Die Bruchlasten und Bruchverschiebungen nehmen zwischen  $\alpha = 45^\circ$  und  $\alpha = 90^\circ$  zu. Die numerisch berechneten Rissverläufe zeigen, dass die Verankerungen für  $\alpha > 90^\circ$  nicht infolge Betonkantenbruch versagen sondern infolge Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite (Abbildung 5-38e/f).



a)

b)

**Abbildung 5-33: Last-Verschiebungskurven von 4fach Befestigungen am Bauteilrand mit  $s_1 = 70$  mm und  $s_2 = 70$  mm für verschiedene Belastungsrichtungen a)  $c_1 = 70$  mm und b)  $c_1 = 140$  mm.**



a)

b)

**Abbildung 5-34: Last-Verschiebungskurven von 4fach Befestigungen am Bauteilrand mit a)  $c_1 = 70$  mm,  $s_1 = 70$  mm und  $s_2 = 140$  mm und b) mit  $c_1 = 70$  mm,  $s_1 = 140$  mm und  $s_2 = 70$  mm für verschiedene Belastungsrichtungen.**

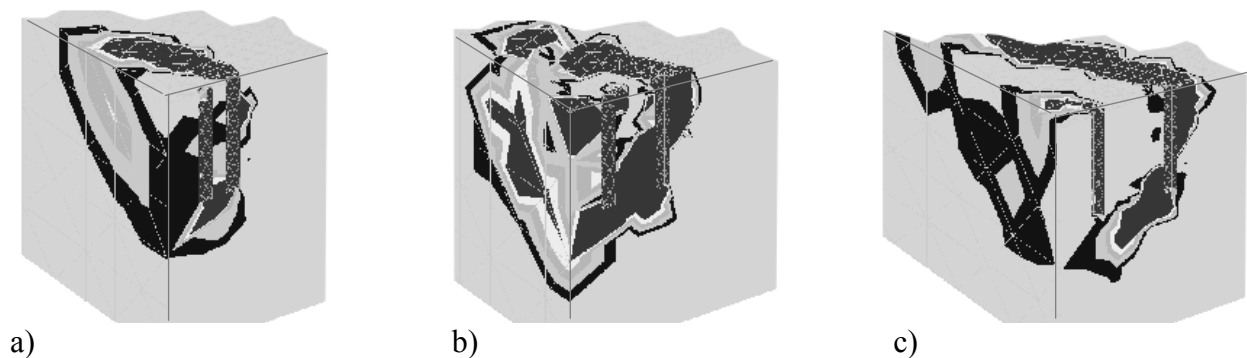
Die Last-Verschiebungskurven einer 4fach Befestigung am Bauteilrand mit  $c_1 = 70$  mm,  $s_1 = 70$  mm und  $s_2 = 140$  mm (Abbildung 5-34a) sind ähnlich dem der bereits diskutierten Verankerungen. Gleiches gilt auch für das Last-Verschiebungsverhalten einer 4fach Verankerung ( $c_1 = 70$  mm) mit  $s_1 = 140$  mm und  $s_2 = 70$  mm (Abbildung 5-34b).

### 5.7.2.2 Rissentwicklung

Um die Rissentwicklung von Gruppenbefestigungen am Bauteilrand darzustellen werden die Hauptzugdehnungen  $\varepsilon_{11}$  im Nachbruchbereich bei einem Lastniveau von ca. 60% der Höchstlast dargestellt. Die in den Dehnungsbildern dargestellten roten Bereiche entsprechen einem Riss mit einer Breite von 0,1 mm bis 0,3 mm.

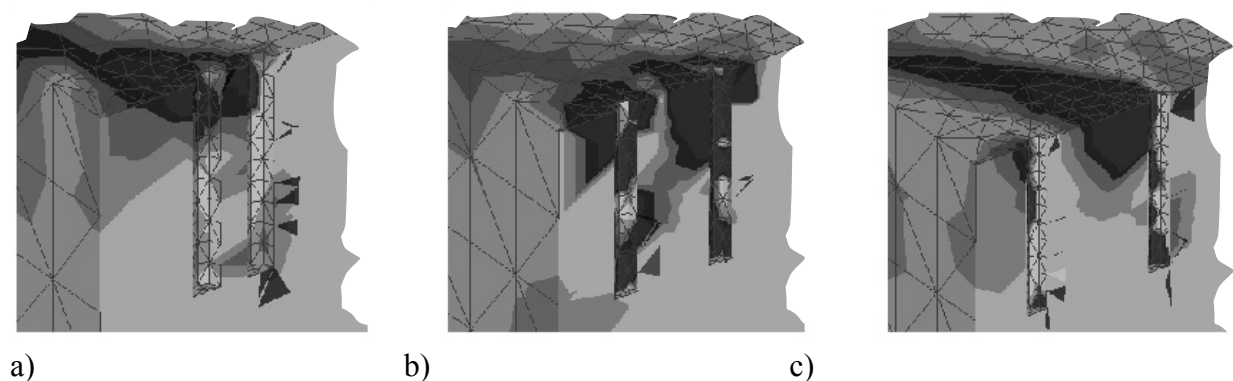
#### 5.7.2.2.1 2fach Befestigungen ohne Lochspiel

Insgesamt werden 12 numerische Berechnungen zu 2fach Befestigungen am Bauteilrand durchgeführt. In Abbildung 5-35 sind die Rissbilder der 2fach Befestigungen mit einem Randabstand  $c_1 = 50$  mm dargestellt. Abbildung 5-35a zeigt, dass für kleine Achsabstände  $s_1$  am vorderen Dübel kein Riss sichtbar wird. In diesem Fall erfolgt eine Bruchkegelbildung nur vom hinteren Dübel ausgehend. Für größere Achsabstände  $s_1$  ist auch im Bereich des vorderen Dübels ein Riss sichtbar. Besonders deutlich ist dies in Abbildung 5-35c zu erkennen, da hier das Verhältnis von Achsabstand  $s_1$  zu Randabstand  $c_1$  groß ist.



**Abbildung 5-35: Numerisch berechnete Hauptzugspannungen von 2fach Befestigungen ( $d = 16$  mm,  $h_{ef} = 130$  mm,  $c_1 = 50$  mm) mit den Achsabständen a)  $s_1 = 35$  mm, b)  $s_1 = 70$  mm und c)  $s_1 = 100$  mm.**

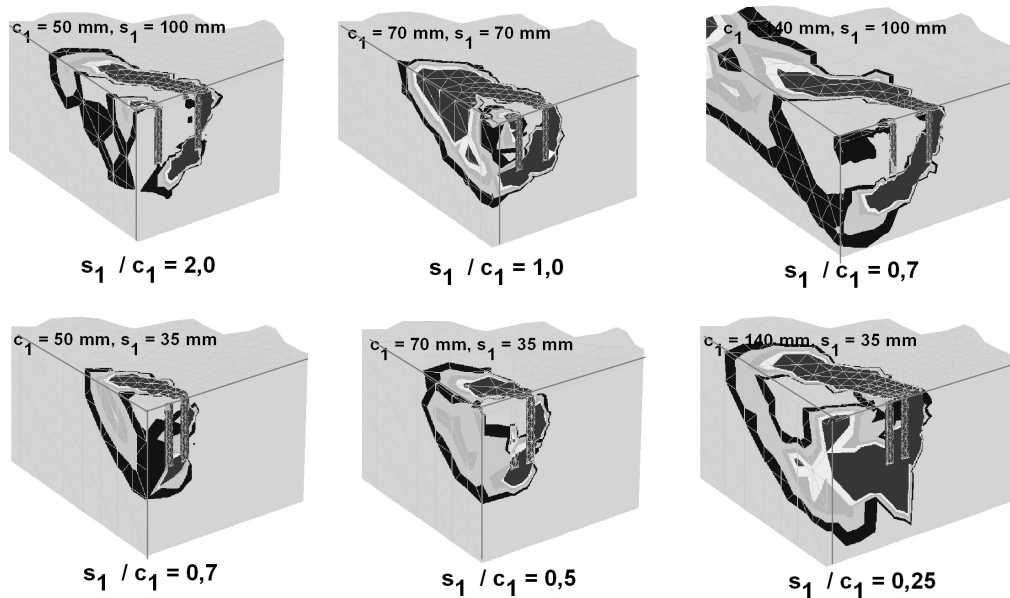
Abbildung 5-36 zeigt eine Auswertung der Hauptdruckspannungen für die in Abbildung 5-35 dargestellten Rissbilder. Für geringe Achsabstände  $s_1 = 35$  mm (Abbildung 5-36a) liegt der vordere Dübel im Druckspannungsbereich des hinteren Dübels, so dass in diesem Fall das Risswachstum am vorderen Dübel verzögert wird und es zunächst zu keiner Rissbildung kommt.



**Abbildung 5-36: Numerisch berechnete Hauptdruckspannungen von 2fach Befestigungen ( $d = 16$  mm,  $h_{ef} = 130$  mm,  $c_1 = 50$  mm) mit den Achsabständen a)  $s_1 = 35$  mm, b)  $s_1 = 70$  mm und c)  $s_1 = 100$  mm.**

Abbildung 5-35b zeigt, dass sich für einen Achsabstand  $s_1 = 70$  mm zwei getrennte Bruchkegel ausbilden, da am vorderen Dübel nur geringe Druckspannungen zu erkennen sind (Abbildung 5-36b). Bei einem Achsabstand  $s_1 = 100$  mm ist kein Einfluss auf den vorderen Dübel mehr vorhanden (Abbildung 5-36c). Die numerischen Untersuchungen zeigen somit, dass die Rissent-

wicklung bei Gruppenverankerungen mit senkrecht zum Rand angeordneten Dübeln maßgeblich durch das Verhältnis Achsabstand  $s_1$  zu Randabstand  $c_1$  beeinflusst wird. Abbildung 5-37 zeigt die Rissbilder von 2fach Befestigungen am Bauteilrand für Verhältnisse  $s_1 / c_1$  zwischen 0,25 und 2,0. Die Rissverläufe lassen erkennen, dass für Verhältnisse kleiner 0,7 am vorderen Dübel kein Riss sichtbar wird. Für Verhältnisse  $s_1 / c_1 > 0,7$  muss demgegenüber am vorderen Dübel mit einem Bruchkegel gerechnet werden.



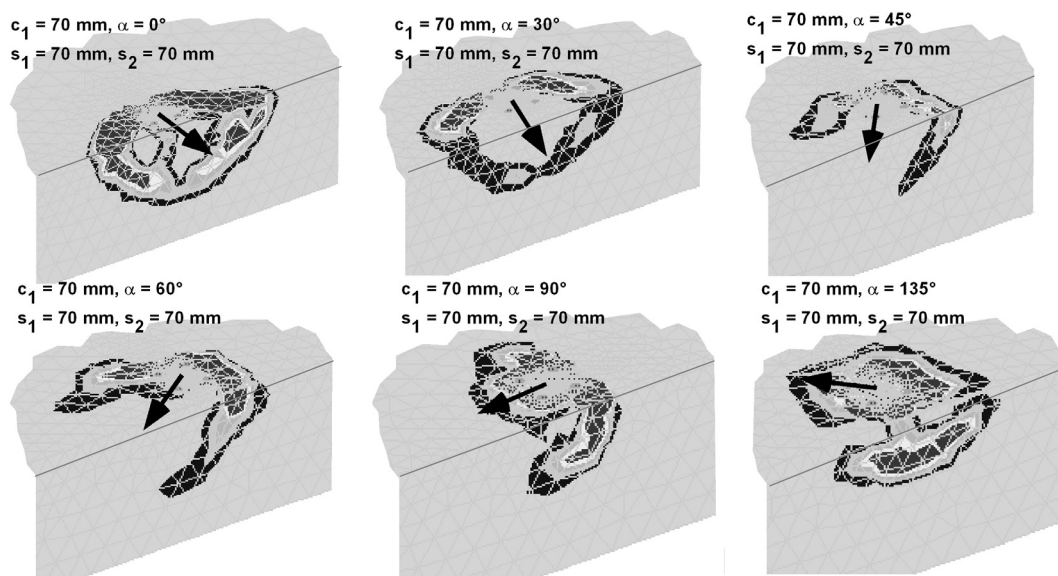
**Abbildung 5-37:** Rissverläufe von 2fach Befestigungen ( $d = 16 \text{ mm}$ ,  $h_{ef} = 130 \text{ mm}$ ) am Bauteilrand für verschiedene Verhältnisse  $s_1 / c_1$ .

#### 5.7.2.2.2 4fach Befestigungen

In Abbildung 5-38 ist die Rissbildung von 4fach Befestigungen ( $c_1 = 70 \text{ mm}$ ,  $s_1 = 70 \text{ mm}$  und  $s_2 = 70 \text{ mm}$ ) für unterschiedliche Belastungsrichtungen am Bauteilrand dargestellt. Die Bruchbilder zeigen, dass der Rissverlauf für eine Belastungsrichtung zwischen  $0^\circ$  und  $30^\circ$  auf beiden Seiten der Verankerung annähernd gleich ist. Für eine Belastungsrichtung zwischen  $45^\circ$  bzw.  $60^\circ$  bildet sich ein leicht unsymmetrischer Bruchkegel aus.

Für eine Belastungsrichtung zwischen  $90^\circ$  und  $135^\circ$  versagen die untersuchten 4fach Befestigungen infolge Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite (Abbildung 5-38). In diesem Fall entsteht auf der Bauteilseitenfläche ein Anriss wodurch sich im Weiteren ein Bruchkegel ausbildet, der durch den Rand begrenzt wird. Die Höchstlast ist daher im Vergleich zu einer entsprechenden Verankerung in der Bauteilfläche bei Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite geringer (siehe Abschnitt 2.4.4).

Abbildung 5-39a und Abbildung 5-39b zeigt die Rissverläufe einer 4fach Befestigung mit  $c_1 = 70 \text{ mm}$ , Abbildung 5-39c und Abbildung 5-39d die Rissverläufe einer 4fach Befestigung mit  $c_1 = 140 \text{ mm}$ . Die sich ausbildenden Bruchkegel gehen, mit Ausnahme der Verankerung mit  $s_1 = 140 \text{ mm}$  und  $s_2 = 70 \text{ mm}$ , von der hinteren Dübelreihe aus, da für diese Verankerung das Verhältnis  $s_1 / c_1$  größer als 0,7 ist. Die Berechnungen mit einem kleinen Achsabstand bzw. kleinem Verhältnis  $s_1 / c_1$  zeigen demgegenüber nur eine geringe lokale Schädigung des Betons vor dem randnahen Bolzen.



**Abbildung 5-38: Rissverläufe für 4fach Befestigungen am Bauteilrand mit  $c_1 = 70 \text{ mm}$ ,  $s_1 = 70 \text{ mm}$  und  $s_2 = 70 \text{ mm}$  für unterschiedliche Belastungsrichtungen.**

Aus den Rissverläufen ist zu erkennen, dass mit zunehmendem Belastungswinkel das Versagen infolge Betonkantenbruch in ein Versagen infolge Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite übergeht.

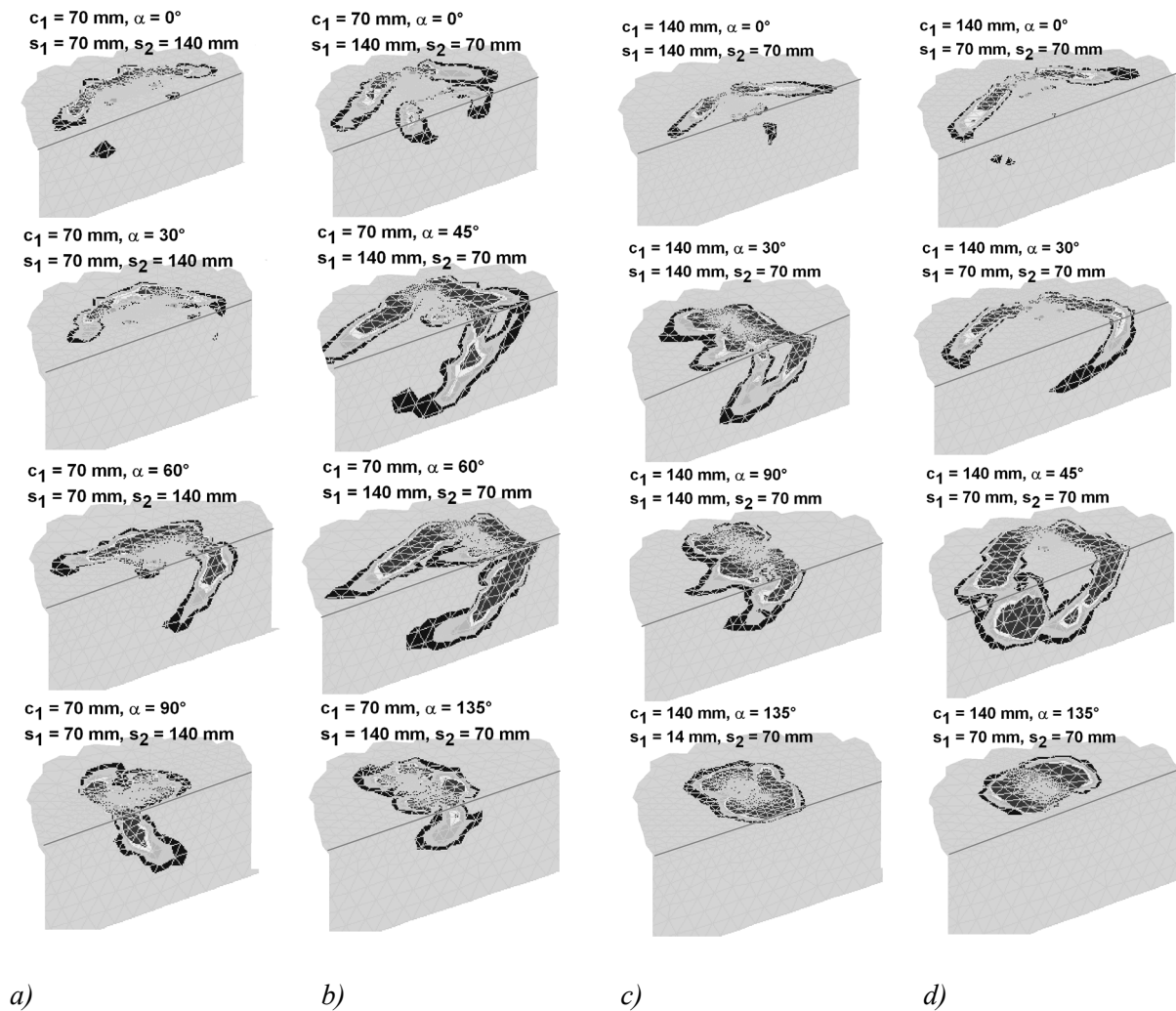
Die numerischen Berechnungen zeigen, dass sich bis zu einer Belastungsrichtung  $\alpha = 60^\circ$  ein typischer Bruchkegel ausbildet. Bei größer werdendem Belastungswinkel findet ein Übergang zu Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite statt. In allen Fällen ist an der vorderen Dübelreihe keine ausgeprägte Rissentwicklung festzustellen, wenn der Achsabstand  $s_1$  im Vergleich zum vorhandenen Randabstand  $c_1$  klein ist.

### 5.7.2.3 Lastverteilung auf die einzelnen Anker

In den numerischen Berechnungen werden die einzelnen Anker der Verankerung mit einer Einheitsverschiebung belastet. Für 4fach Befestigungen mit einer Belastung senkrecht zum Bauteilrand zeigt Abbildung 5-40a, dass die einzelnen Anker bis zu einem Verhältnis von  $s_1 / c_1 < 1,5$  gleich stark belastet werden.

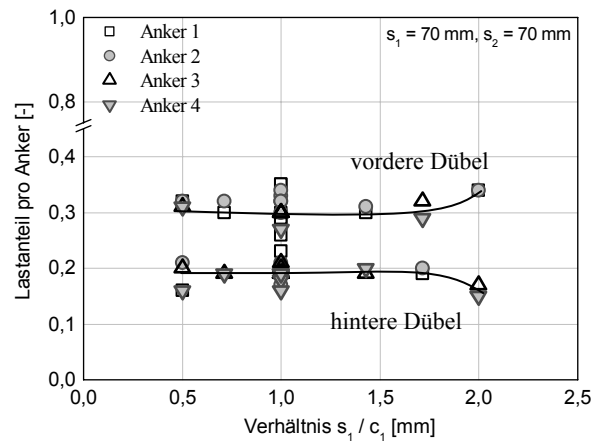
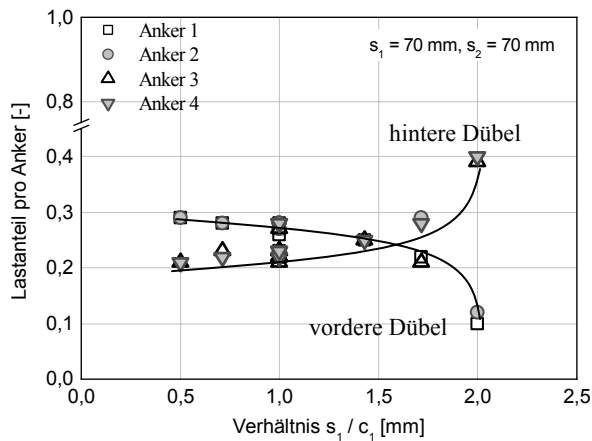
Für ein Verhältnis  $s_1 / c_1 = 2,0$  werden die beiden hinteren stärker belastet als die vorderen Anker. Bei Erreichen der Höchstlast trägt der vordere Anker ca. 20% und der hintere Anker ca. 80% der Last ab. An den vorderen Dübelreihen kann eine ausgeprägte Rissentwicklung beobachtet werden, wodurch die Last auf die hintere Dübelreihe umgelagert wird.

Für 4fach Befestigungen bei einer Belastung parallel zum Bauteilrand ist die Lastverteilung auf die einzelnen Anker für alle Verhältnisse  $s_1 / c_1$  ähnlich (Abbildung 5-40b). Die einzelnen Anker nehmen zwischen 15% und 30% der Gesamtlast auf. Die Unterschiede sind auf lokale Rissentwicklungen vor den Bolzen zurückzuführen.



**Abbildung 5-39:** Rissverläufe für 4fach Befestigungen am Bauteilrand mit a)  $c_1 = 70 \text{ mm}$ ,  $s_1 = 140$  und  $s_2 = 70 \text{ mm}$ , b)  $c_1 = 70 \text{ mm}$ ,  $s_1 = 70$  und  $s_2 = 140 \text{ mm}$ , c)  $c_1 = 140 \text{ mm}$ ,  $s_1 = 70$  und  $s_2 = 140 \text{ mm}$  und d)  $c_1 = 140 \text{ mm}$ ,  $s_1 = 70$  und  $s_2 = 70 \text{ mm}$  für verschiedene Belastungsrichtungen.

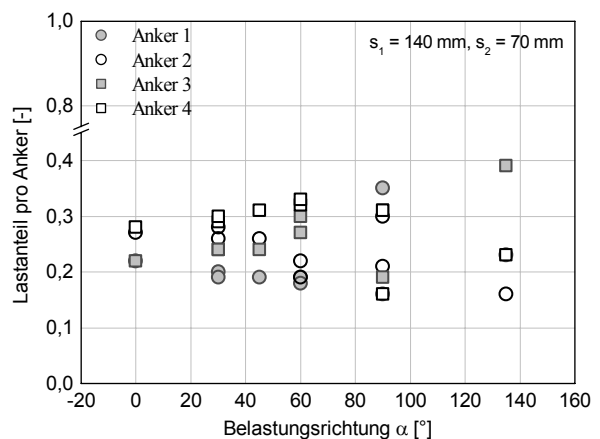
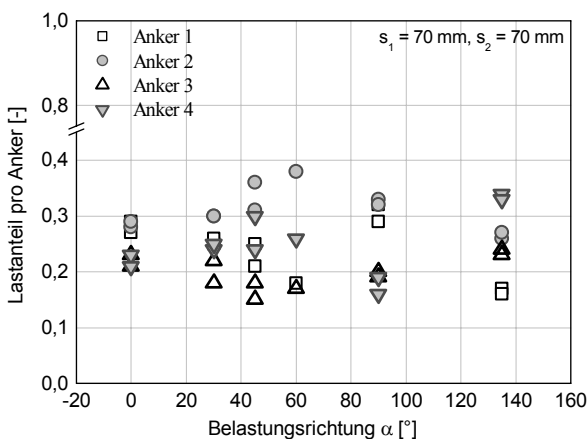
Wird die Lastverteilung bei Erreichen der Höchstlast in Abhängigkeit der Belastungsrichtung dargestellt, ergibt sich Abbildung 5-44a/b. Die Ergebnisse zeigen, dass mit zunehmender Belastungsrichtung Anker 2 und Anker 4 tendenziell stärker belastet werden als Anker 1 und Anker 3. Ein eindeutiger Zusammenhang zwischen Lastverteilung und Belastungsrichtung kann jedoch nicht festgestellt werden. Die Auswertung der zu erwartenden Bruchlasten zeigt, dass die leicht unterschiedliche Belastung der einzelnen Anker keinen Einfluss auf die rechnerische Bruchlast hat, wenn für diese eine gleichmäßige Belastung der Anker angenommen wird.



a)

b)

**Abbildung 5-40: Einfluss des Verhältnisses  $s_1 / c_1$  auf die Lastverteilung einer 4fach Verankerung am Bauteilrand für a) Belastung senkrecht zum Bauteilrand und b) Belastung parallel zum Bauteilrand (Anker 1,2 vorne, Anker 3,4 hinten).**



a)

b)

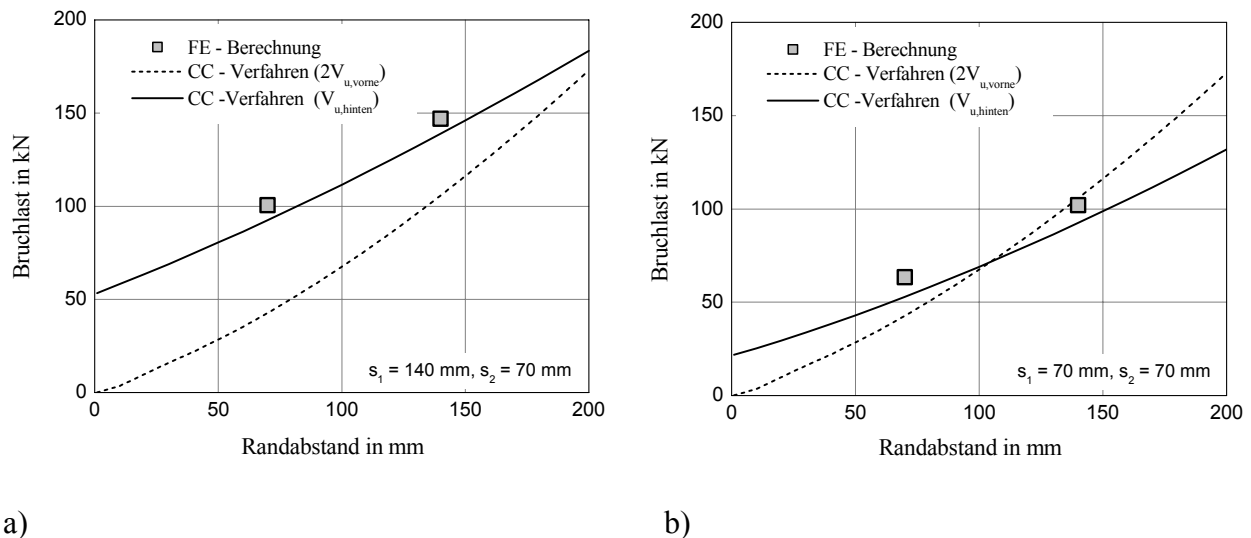
**Abbildung 5-41: Einfluss der Belastungsrichtung auf die Lastverteilung einer 4fach Verankerung am Bauteilrand für a)  $s_1 = s_2 = 70$  mm und b)  $s_1 = 140$  mm,  $s_2 = 70$  mm (Anker 1,2 vorne, Anker 3,4 hinten).**

### 5.7.3 Auswertung der Parameterstudie

#### 5.7.3.1 Einfluss des Randabstandes

Bei Gruppenbefestigungen ergibt sich im Vergleich zu den Einzelbefestigungen der Sonderfall, dass für das Versagen infolge Betonkantenbruch die vordere bzw. die hintere Dübelreihe maßgebend werden kann. Abbildung 5-42a zeigt, dass das CC-Verfahren gut mit den numerischen Berechnungen übereinstimmt, wenn für die Berechnung der Bruchlast die hintere Dübelreihe als maßgebend angenommen wird.

Abbildung 5-42b zeigt die Bruchlasten einer 4fach Befestigungen mit  $s_1 = 70$  mm und  $s_2 = 70$  mm in Abhängigkeit des Randabstandes  $c_1$ . Die in Abschnitt 5.7.2.2.2 dargestellten Rissverläufe zeigen, dass sich der Bruchkegel von der hinteren Dübelreihe aus entwickelt, und damit die hintere Dübelreihe für die Bruchlast als maßgebend anzunehmen ist.



**Abbildung 5-42: Vergleich der numerisch ermittelte Bruchlasten mit dem CC-Verfahren für senkrecht zum Rand belastete 4fach Befestigungen ( $d = 16 \text{ mm}$ ,  $h_{ef} = 130 \text{ mm}$ ) mit a)  $s_1 = 140 \text{ mm}$  und  $s_2 = 70 \text{ mm}$ , sowie b)  $s_1 = 70 \text{ mm}$  und  $s_2 = 70 \text{ mm}$  in Abhängigkeit des Randabstandes  $c_1$ .**

Zusammenfassend zeigen die Ergebnisse, dass der Einfluss des Randabstandes durch das CC-Verfahren gut erfasst wird. Für die Berechnung der Bruchlast kann die hintere Dübelreihe als maßgebend angenommen werden. Hierbei ist zu beachten, dass die in den numerischen Simulationen untersuchten Verankerungen kein Lochspiel aufweisen.<sup>30</sup>

### 5.7.3.2 Einfluss der Achsabstände

Abbildung 5-43 zeigt den Einfluss des Achsabstandes  $s_1$  und  $s_2$  für eine 4fach Befestigung am Bauteilrand mit  $c_1 = 70 \text{ mm}$  und  $s_1 = 70 \text{ mm}$  bzw.  $s_2 = 70 \text{ mm}$ . Die Ergebnisse zeigen, dass der kritische Achsabstand  $s_{cr} = 3c_1$  nach dem CC-Verfahren konservativ ist (Abbildung 5-43a). Die Rissverläufe zeigen, dass bei den dargestellten Verankerungen der Riss von der hinteren Dübelreihe ausgeht. Der kritische Achsabstand beträgt ca.  $420 \text{ mm}$ .

In Abbildung 5-43b sind die numerisch berechneten Bruchlasten einer 4fach Befestigung mit  $c_1 = 70 \text{ mm}$  und  $s_2 = 70 \text{ mm}$  und in Abbildung 5-44a die numerisch berechneten Bruchlasten einer 4fach Befestigung mit  $c_1 = 100 \text{ mm}$  und  $s_2 = 70 \text{ mm}$  in Abhängigkeit des Achsabstandes  $s_1$  aufgetragen und mit dem CC-Verfahren verglichen. Das CC-Verfahren stimmt demnach brauchbar mit den numerischen Simulationen überein. Dies zeigt auch Abbildung 5-44b, in der die Bruchlasten in Abhängigkeit des Achsabstandes  $s_1$  auf eine entsprechende 2fach Befestigung ( $s_1 = 0 \text{ mm}$ ) bezogen dargestellt sind.

Im Rahmen der numerischen Untersuchungen wurden keine kleinen Verhältnisse  $s_1/c_1$  untersucht. In diesem Zusammenhang muss auf die Untersuchungen zu 2fach Befestigungen am Bauteilrand (Abschnitt 5.7.2.1.1) verwiesen werden.

Zusammenfassend zeigen die Ergebnisse, dass das CC-Verfahren den Einfluss der Achsabstände  $s_1$  und  $s_2$  für 4fach Befestigungen am Bauteilrand ohne Lochspiel und ausreichend steifer Ankerplatte brauchbar erfasst.

<sup>30</sup> Dies kommt in der Regel nur bei Kopfbolzenverankerungen mit angeschweißter Ankerpatte vor. Für Gruppenverankerungen mit Dübeln ist das Lochspiel mit Hilfe von Spannringen oder Vergussmörtel auszuschließen.



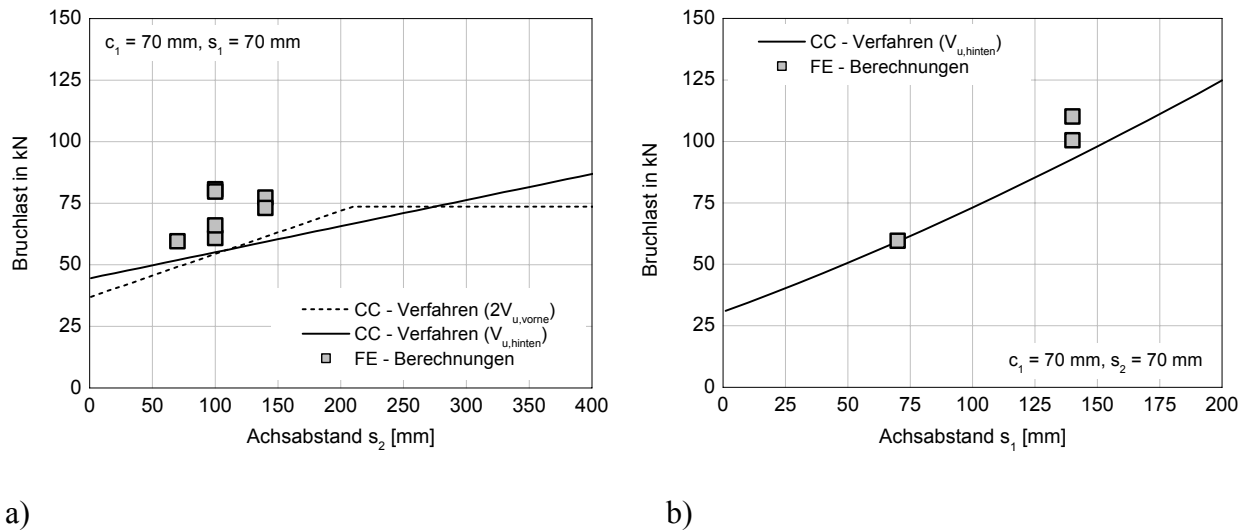


Abbildung 5-43: Einfluss des Achsabstandes  $s_2$  bzw.  $s_1$  auf die Bruchlast einer 4fach Befestigung mit Belastung senkrecht zum Bauteilrand und a)  $c_1 = 70$  mm,  $s_1 = 70$  mm und b)  $c_1 = 70$  mm,  $s_2 = 70$  mm.

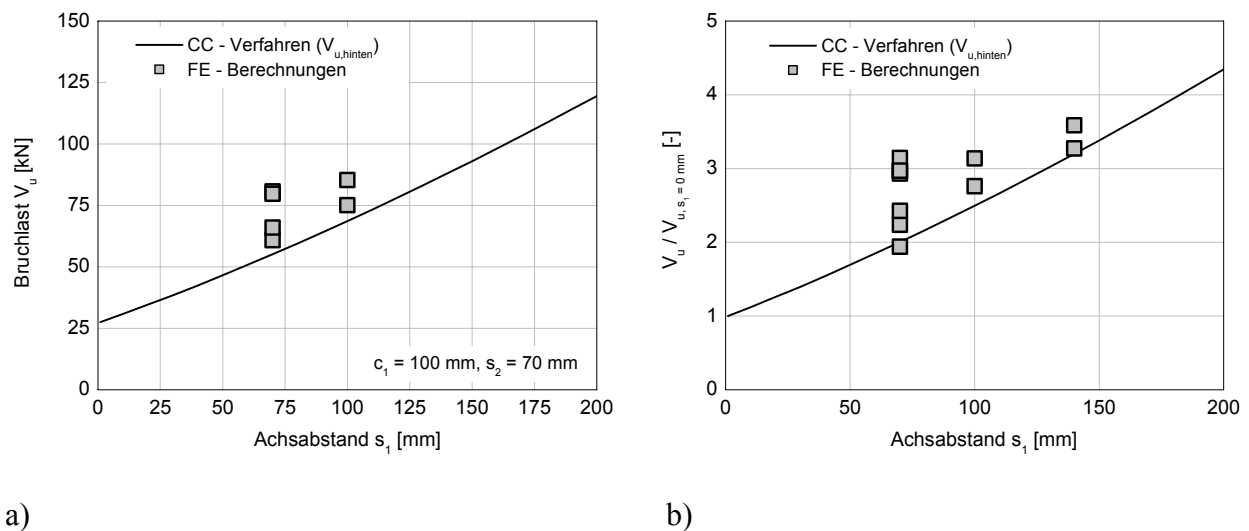


Abbildung 5-44: Einfluss des Achsabstandes  $s_1$  auf die Bruchlast einer 4fach Befestigung mit Belastung senkrecht zum Bauteilrand und a)  $c_1 = 100$  mm und  $s_2 = 70$  mm, b) Einfluss des Achsabstandes  $s_1$  bezogen auf eine 2fach Befestigung ( $s_2 = 0$  mm).

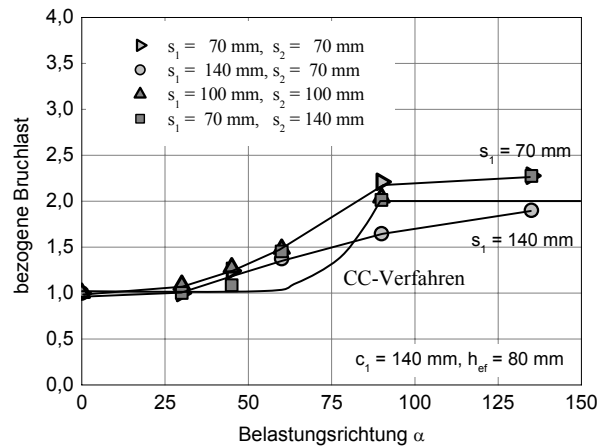
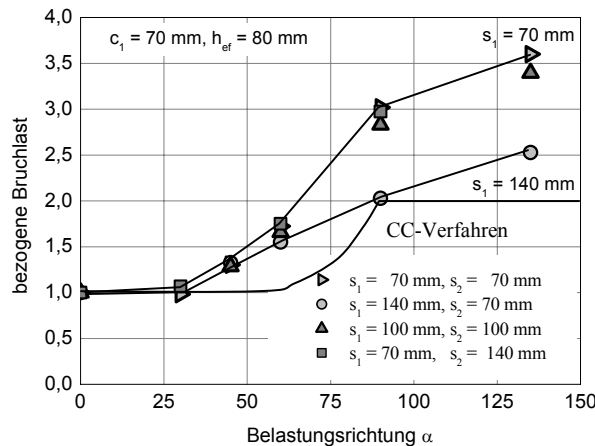
### 5.7.3.3 Einfluss der Belastungsrichtung

In Abbildung 5-45 sind die auf eine Belastungsrichtung  $\alpha = 0^\circ$  bezogenen Bruchlasten in Abhängigkeit des Belastungswinkels aufgetragen. Dargestellt sind 4fach Befestigungen mit  $c_1 = 70$  mm (Abbildung 5-45a) und  $c_1 = 140$  mm (Abbildung 5-45b) für unterschiedliche Achsabstände  $s_1$  und  $s_2$ . Die Bruchlasten nehmen mit größer werdendem Belastungswinkel zu, wobei die Zunahme bis  $\alpha = 30^\circ$  gering ist. Für eine Belastungsrichtung zwischen  $30^\circ$  und  $45^\circ$  steigen die Bruchlasten um ca. 25% an und werden bei einer Belastungsrichtung  $\alpha = 135^\circ$  maximal.

Die auf eine Belastungsrichtung  $\alpha = 0^\circ$  bezogenen Bruchlasten liegen für Verankerungen mit einem Randabstand  $c_1 = 70$  mm wesentlich höher als für Verankerungen mit einem Randabstand  $c_1 = 140$  mm.

Für eine Belastungsrichtung zwischen  $90^\circ$  und  $135^\circ$  liegen die Bruchlasten für Verankerungen mit  $h_{ef} = 130$  mm über den Bruchlasten einer entsprechenden Verankerungen mit  $h_{ef} = 80$  mm. Das Versagen erfolgt in beiden Fällen infolge Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite und

ist daher hauptsächlich von  $h_{ef}$  abhängig, so dass mit größerer Verankerungstiefe auch die Bruchlasten ansteigen.

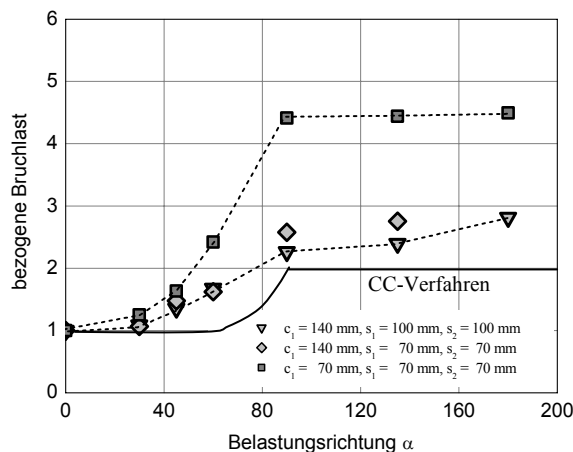


a)

b)

**Abbildung 5-45:** Einfluss des Belastungswinkels auf die auf  $\alpha = 0^\circ$  bezogene Bruchlast einer 4fach Befestigung mit a)  $c_1 = 70$  mm und b)  $c_1 = 140$  mm für unterschiedliche Achsabstände  $s_1$  und  $s_2$ .

Abbildung 5-46 zeigt die auf eine Belastungsrichtung  $\alpha = 0^\circ$  bezogenen Bruchlasten in Abhängigkeit des Belastungswinkels. Der Einfluss der Belastungsrichtung ist für kleine Rand- und Achsabstände ausgeprägter als für große. Die Bruchlasten sind für Belastungsrichtungen zwischen  $90^\circ$  und  $180^\circ$  nahezu gleich, da die Verankerungen infolge Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite versagen. Hierdurch wird die Bruchlast unabhängig von der Belastungsrichtung.



**Abbildung 5-46:** Einfluss des Belastungswinkels auf die auf  $\alpha = 0^\circ$  bezogene Bruchlast einer 4fach Befestigung mit unterschiedlichen Rand- und Achsabständen.

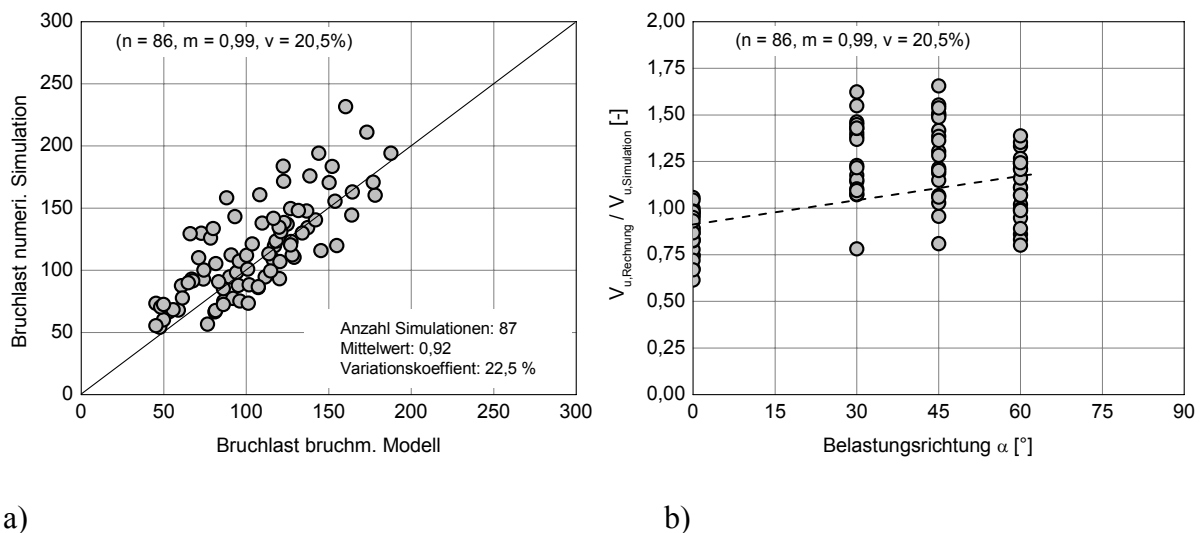
Ein Vergleich der Ergebnisse mit dem CC-Verfahren zeigt, dass der Einfluss der Belastungsrichtung nur unzureichend berücksichtigt wird. Nach dem CC-Verfahren steigen die Bruchlasten erst ab  $\alpha > 55^\circ$  an und erreichen  $\alpha = 90^\circ$  den 2fachen Wert einer zum Rand belasteten Verankerung. Nur für sehr große Rand- und Achsabstände ergeben sich für  $\alpha = 90^\circ$  Verhältniswerte die kleiner als die Werte nach dem CC-Verfahren sind.

### 5.7.4 Verifizierung des Modells

Im Folgenden werden die bruchmechanisch ermittelten Bruchlasten mit den numerisch ermittelten verglichen. (Abbildung 5-47a). Da das bruchmechanische Modell auf die Versagensart Betonkantenbruch beschränkt ist, werden numerische Simulationen, bei denen Versagen infolge Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite auftritt, nicht berücksichtigt. Der Vergleich der rechnerischen Bruchlasten mit den insgesamt 86 numerischen Berechnungsergebnissen ergibt einen Mittelwert von 0,99 bei einem Variationskoeffizienten von 20,5%.

In Abbildung 5-47b ist das Verhältnis der bruchmechanisch ermittelten Bruchlasten zu den numerisch ermittelten Werten in Abhängigkeit der Belastungsrichtung aufgetragen. Der Vergleich zeigt, dass die Bruchlasten für  $\alpha = 0^\circ$  durch das bruchmechanische Modell leicht unterschätzt werden. Für Belastungsrichtungen  $\alpha > 0^\circ$  liegen die numerisch ermittelten Bruchlasten im Bereich der bruchmechanisch ermittelten Werte. Es kann daher angenommen werden, dass der Einfluss der Belastungsrichtung durch das Modell brauchbar erfasst wird.

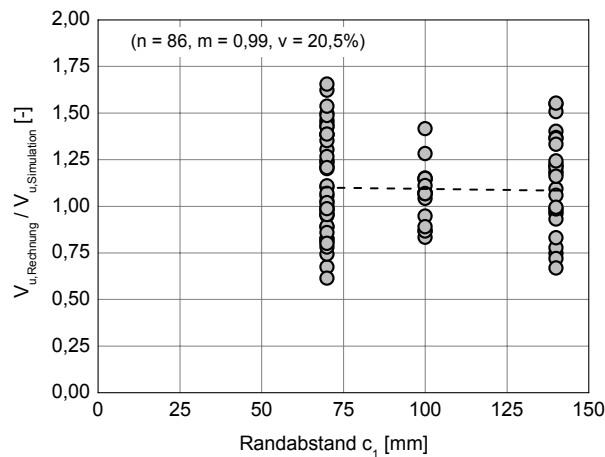
Werden die Verhältniswerte in Abhängigkeit des Randabstandes bzw. des Achsabstandes aufgetragen, lässt sich aus Abbildung 5-48a und Abbildung 5-49a erkennen, dass das bruchmechanische Modell beide Einflüsse brauchbar erfasst. Für große Achsabstände und Belastungswinkel  $\alpha > 0^\circ$  muss jedoch berücksichtigt werden, dass die Versagensart von Betonkantenbruch zu Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite übergeht, wodurch die Bruchlast leicht unterschätzt wird.



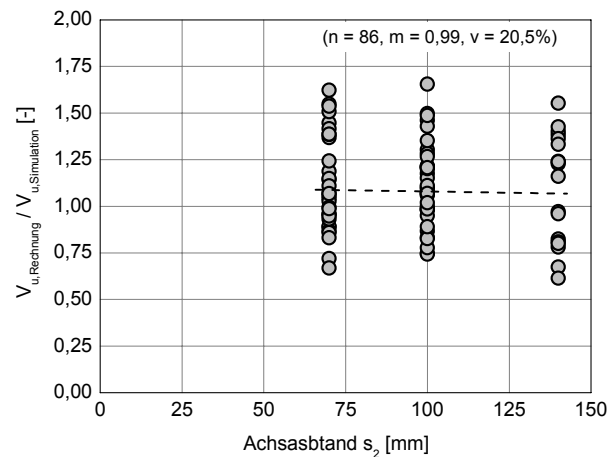
**Abbildung 5-47:** a) Vergleich der bruchmechanisch berechneten Bruchlasten mit den Bruchlasten der numerischen Simulationen und b) Verhältnis der bruchmechanisch berechneten Bruchlasten zu den numerisch ermittelten Bruchlasten in Abhängigkeit des Belastungswinkels.

Wird der Einfluss des Achsabstandes  $s_2$  nur für eine Belastungsrichtung senkrecht zum Bauteilrand betrachtet, zeigt Abbildung 5-49b eine brauchbare Übereinstimmung zwischen den numerisch und bruchmechanisch berechneten Lasten. Zusammenfassend ist festzustellen, dass das bruchmechanische Modell in der Lage ist, die Bruchlasten von 4fach Befestigungen am Bauteilrand für die Versagensart Betonkantenbruch abzuschätzen. Aufgrund der starken Vereinfachungen innerhalb des Modells kommt es, vor allem bei Belastungsrichtungen  $\alpha > 0^\circ$  zu großen Streuungen.

In Abbildung 5-50 werden die mit dem bruchmechanischen Modell berechneten Rissverläufe (schwarz) mit den Rissverläufen der numerischen Untersuchungen verglichen. Es zeigt sich eine brauchbare Übereinstimmung zwischen Versuche und Modell.

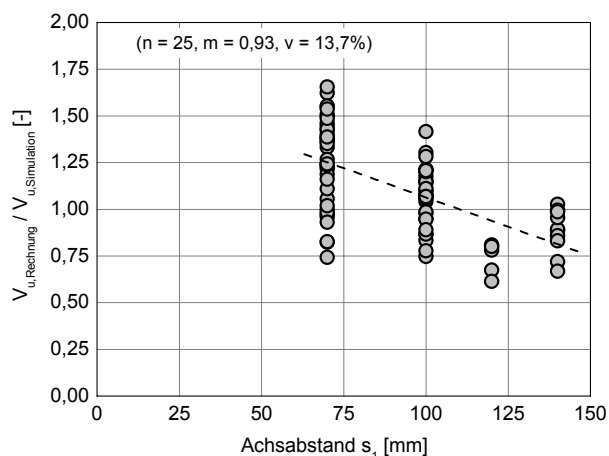


a)

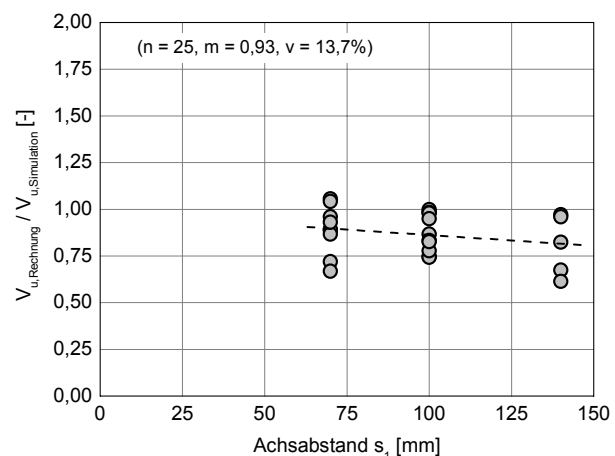


b)

**Abbildung 5-48:** Verhältnis der rechnerischen Bruchlasten aus dem mechanischen Modell zu den numerisch ermittelten Bruchlasten in Abhängigkeit des a) Randabstandes und b) in Abhängigkeit des Achsabstandes  $s_2$ .



a)



b)

**Abbildung 5-49:** Verhältnis der rechnerischen Bruchlasten aus dem mechanischen Modell zu den numerisch ermittelten Bruchlasten in Abhängigkeit des a) Achsabstandes  $s_1$  und b) in Abhängigkeit des Achsabstandes  $s_1$  bei einer Belastungsrichtung  $0^\circ$ .

Für senkrecht zum Rand belastete Verankerungen sind die bruchmechanisch berechneten Rissverläufe nahezu identisch mit den Rissverläufen aus den numerischen Simulationen. Für Belastungsrichtungen zwischen  $0^\circ$  und  $90^\circ$  sind geringe Unterschiede festzustellen, da das bruchmechanische Modell für alle Belastungsrichtungen die gleiche Rissentwicklung vorgibt.<sup>31</sup> Die numerischen Berechnungen zeigen, dass der Rissverlauf in Belastungsrichtung flacher und auf der gegenüberliegenden Seite steiler verläuft. Dies ist auf den veränderten Spannungszustand vor dem Dübel zurückzuführen, der durch das bruchmechanische Modell nicht berücksichtigt wird.

<sup>31</sup> Es wird davon ausgegangen, dass die senkrecht zum Rand wirkende Komponente die bruchauslösende und somit die rissbestimmende Last ist.

Angesichts der Vereinfachung die dem bruchmechanischen Modell zugrunde liegen zeigt der Vergleich, dass der Rissverlauf ausreichend genau für alle Belastungsrichtungen berechnet werden kann.

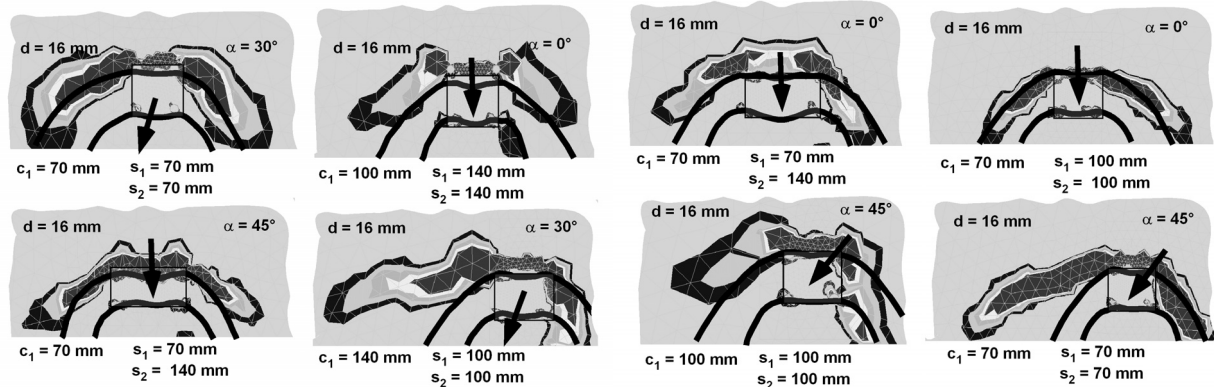


Abbildung 5-50: Vergleich der bruchmechanisch und numerisch berechneten Rissverläufe für verschiedene 4fach Befestigungen am Bauteilrand.

### 5.8 Simulationen zu Gruppenbefestigungen in der Bauteilecke

#### 5.8.1 Durchgeführte Berechnungen

Tabelle 5-6 und Tabelle 5-7 zeigen eine Zusammenstellung der durchgeführten Untersuchungen zu 2fach und 4fach Befestigungen im Bereich einer Bauteilecke. Alle Berechnungen wurden mit einem Durchmesser  $d = 16$  mm, einer Verankerungstiefe  $h_{ef} = 130$  mm und ohne Lochspiel durchgeführt. In den numerischen Berechnungen werden der Randabstand, der Eckabstand sowie die Achsabstände variiert und für verschiedene Belastungsrichtungen untersucht.

Durchmesser d [mm]	Randabstand $c_1$ [mm]	Eckabstand $c_1$ [mm]	Achsabstand $s_1$ [mm]	Achsabstand $s_2$ [mm]	Lastrichtung $\alpha$ [°]
16	70	70	70-140	-	0, 30, 45, 60, 90, 135
16	70	140	140	-	0, 30, 45, 60, 90, 135
16	100	70	70, 140	-	0, 30, 45, 60, 90, 135
16	100	100	70-140	-	0, 30, 45, 60, 90, 135
16	140	70	70-140	-	0, 30, 45, 60, 90, 135

Tabelle 5-6: Tabellarische Darstellung der durchgeführten numerischen Simulationen zu 2fach Befestigungen in der Bauteilecke.

Durchmesser d [mm]	Randabstand $c_1$ [mm]	Eckabstand $c_1$ [mm]	Achsabstand $s_1$ [mm]	Achsabstand $s_2$ [mm]	Lastrichtung $\alpha$ [°]
16	70	70	70, 140	70, 100	0, 45, 90, 135, 180, 270
16	70	100	100	100	0, 45, 90, 135, 180, 225, 270
16	70	140	70	70	0, 45, 60, 135, 180, 270
16	100	70	140	70	45, 90, 135, 180
16	100	100	70-100	100	0, 45, 135, 180, 225, 270

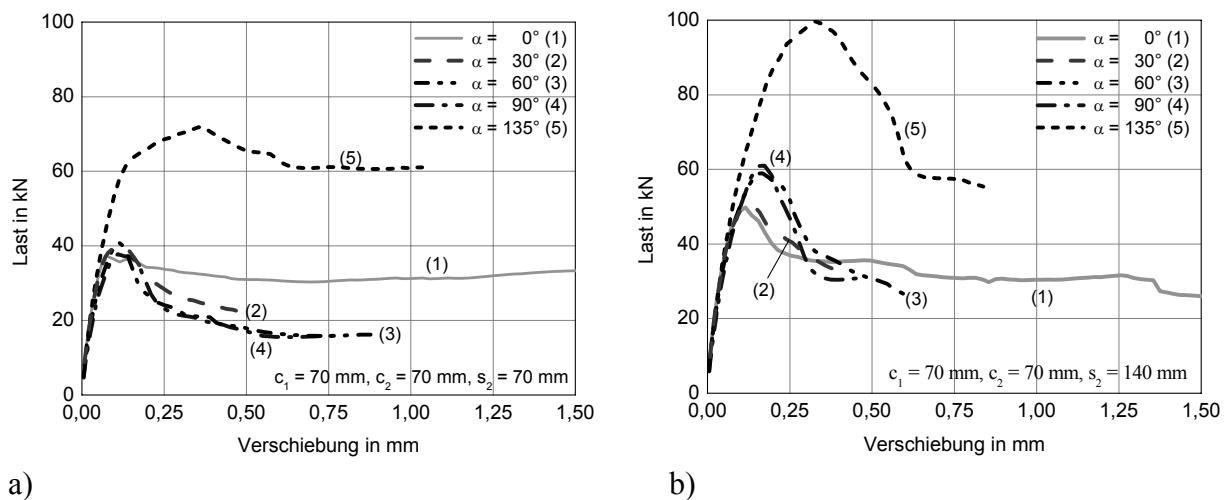
Tabelle 5-7: Tabellarische Darstellung der durchgeführten numerischen Simulationen zu 4fach Befestigungen in der Bauteilecke.

## 5.8.2 Tragverhalten und Rissentwicklung

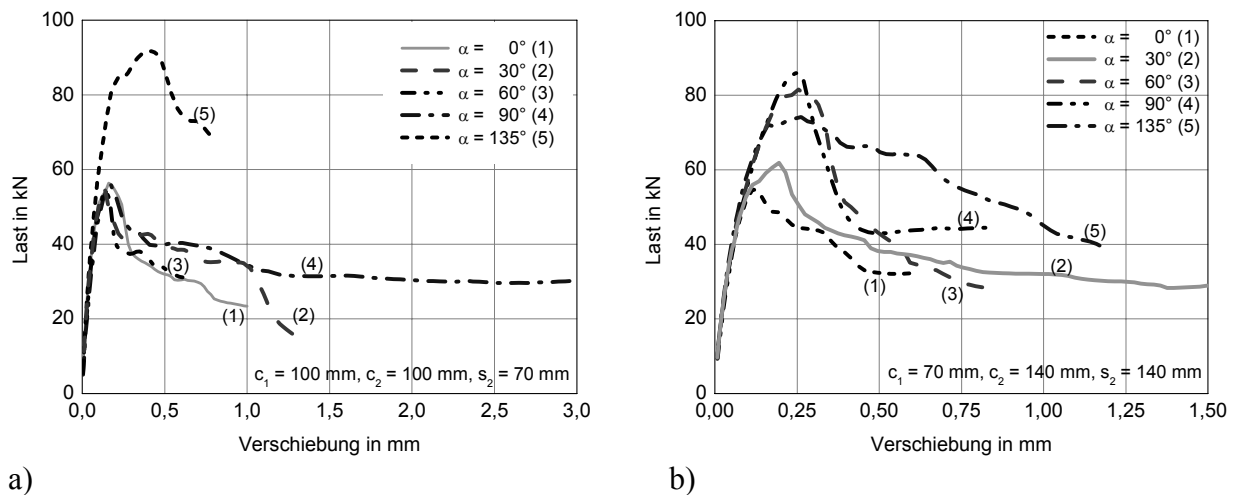
### 5.8.2.1 Last-Verschiebungsverhalten

#### 5.8.2.1.1 2fach Befestigungen ohne Lochspiel

In Abbildung 5-51a sind die Last-Verschiebungskurven einer 2fach Befestigung mit  $c_1 = 70$  mm,  $c_2 = 70$  mm und  $s_2 = 70$  mm dargestellt. Die Ergebnisse zeigen, dass das Last-Verschiebungsverhalten bei einer Belastung zur Bauteilecke hin für eine Belastungsrichtung zwischen  $0^\circ$  und  $90^\circ$  nahezu identisch ist. Dies gilt sowohl für die Bruchlast als auch die Bruchverschiebung. Demgegenüber sind bei einem Achsabstand  $s_2 = 140$  mm (Abbildung 5-51b) die Bruchlasten für eine Belastungsrichtung zwischen  $60^\circ$  und  $90^\circ$  größer als für eine Belastungsrichtung zwischen  $0^\circ$  und  $30^\circ$ . Für  $\alpha = 135^\circ$  (weg von der Ecke) sind die Bruchlasten ca. doppelt so groß wie für  $\alpha = 0^\circ$ .



**Abbildung 5-51: Last- Verschiebungskurven einer 2fach Befestigung mit  $c_1 = 70$  mm,  $c_2 = 70$  mm und a)  $s_2 = 70$  mm bzw. b)  $s_2 = 140$  mm in der Bauteilecke bei unterschiedlichen Belastungsrichtungen.**



**Abbildung 5-52: Last- Verschiebungskurven einer 2fach Befestigung mit a)  $c_1 = 100$  mm,  $c_2 = 100$  mm und  $s_2 = 70$  mm sowie b) mit  $c_1 = 70$  mm,  $c_2 = 140$  mm und  $s_2 = 140$  mm in der Bauteilecke für unterschiedliche Belastungsrichtungen.**

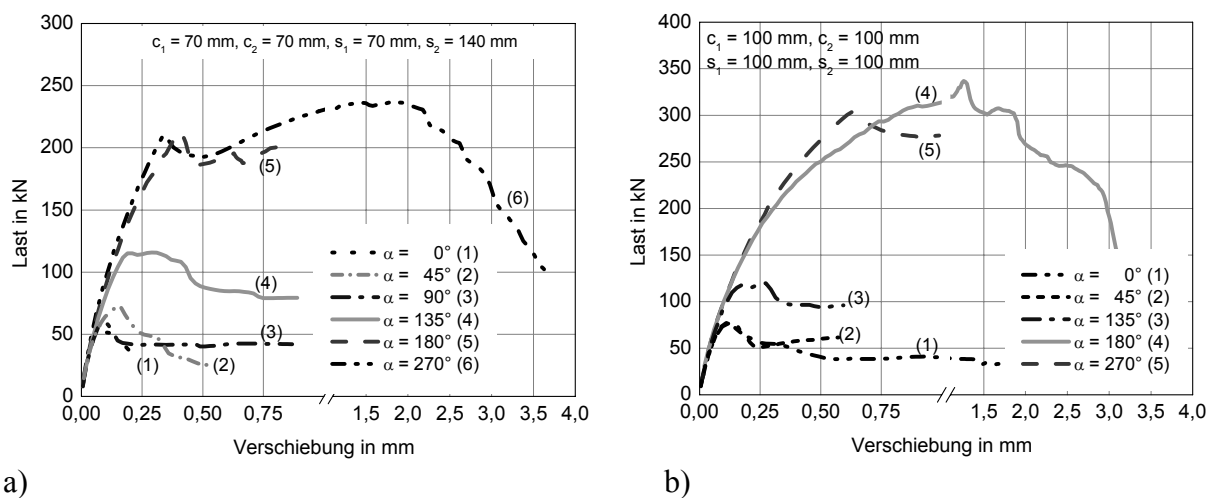
In Abbildung 5-52a sind die Last- Verschiebungskurven einer 2fach Befestigung mit  $c_1 = 100$  mm,  $c_2 = 100$  mm und  $s_1 = 70$  mm dargestellt. Die Bruchlasten und Bruchverschiebun-

gen sind größer als bei einer Verankerung mit  $c_1 = 70$  mm,  $c_2 = 70$  mm und  $s_2 = 70$  mm, das Verhalten bezüglich der Belastungsrichtung ist jedoch ähnlich (Abbildung 5-52a).

Ein davon abweichendes Verhalten ist bei einer 2fach Befestigung mit  $c_1 = 70$  mm,  $c_2 = 140$  mm und  $s_2 = 140$  mm festzustellen, da in diesem Fall der Eckabstand doppelt so groß wie der Randabstand ist. Daher sind die Lasten für eine Belastungsrichtung zwischen  $90^\circ$  und  $135^\circ$  ähnlich und ca. 50% höher als für eine Belastungsrichtung zwischen  $0^\circ$  und  $90^\circ$ .

#### 5.8.2.1.2 4fach Befestigungen ohne Lochspiel

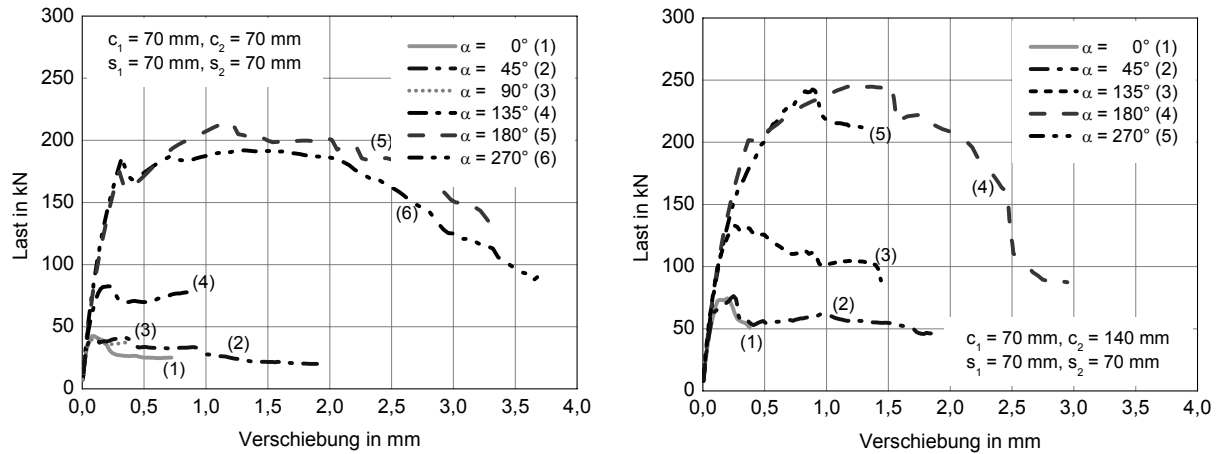
In Abbildung 5-53 und Abbildung 5-54 sind die Last-Verschiebungskurven einer 4fach Befestigung mit  $c_1 = 70$  mm,  $c_2 = 70$  mm,  $s_1 = 70$  mm und  $s_2 = 70$  mm bzw.  $c_1 = 100$  mm,  $c_2 = 100$  mm,  $s_1 = 100$  mm und  $s_2 = 100$  mm dargestellt. Die Verankerungen versagen bei einer Belastung entgegen der Ecke ( $\alpha = 270^\circ$ , parallel zum Bauteilrand) bzw. einer Belastung entgegen den Bauteilrand ( $\alpha = 180^\circ$ ) infolge Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite.



**Abbildung 5-53: Last- Verschiebungskurven von 4fach Befestigungen in der Bauteilecke mit a)  $c_1 = 70$  mm,  $c_2 = 70$  mm,  $s_1 = 70$  mm und  $s_2 = 140$  mm und b)  $c_1 = 100$  mm,  $c_2 = 100$  mm,  $s_1 = 100$  mm und  $s_2 = 100$  mm für unterschiedliche Belastungsrichtungen.**

Die Bruchlasten und die Bruchverschiebungen sind daher für eine Belastungsrichtung zwischen  $180^\circ$  und  $270^\circ$  identisch. In allen Fällen zeigt sich ein ausgeprägtes Lastplateau nach Erreichen der Höchstlast (Abbildung 5-54a). Werden die Rissverläufe betrachtet bestätigt sich, dass die Verankerungen infolge Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite versagen.

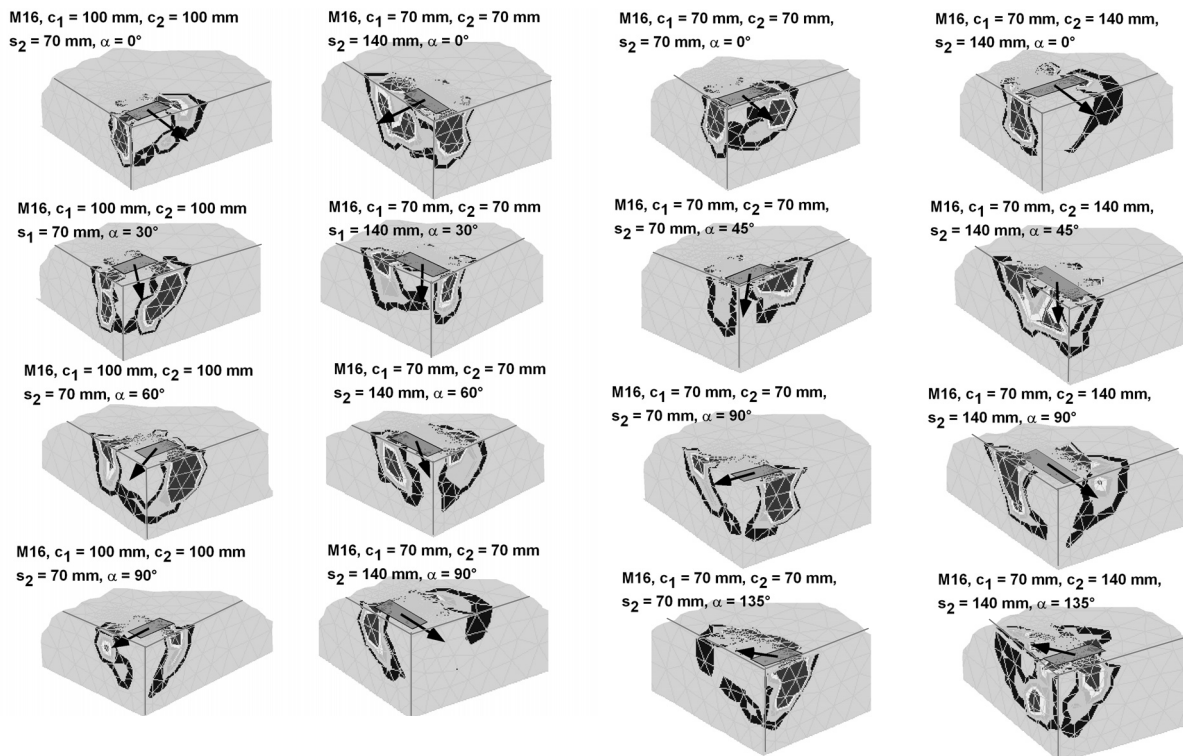
Zusammenfassend zeigen die Ergebnisse, dass die Bruchlasten mit zunehmendem Eckabstand ansteigen. Dies gilt in geringerem Maße auch für größer werdende Achsabstände. Bei einer Belastung hin zur Bauteilecke ( $0^\circ < \alpha < 90^\circ$ ) ist das Last-Verschiebungsverhalten nur dann unterschiedlich, wenn der Eckabstand deutlich kleiner oder größer als der Randabstand ist. Für Belastungsrichtungen zwischen  $180^\circ$  und  $270^\circ$  versagen die Verankerungen in der Regel infolge Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite (siehe Abschnitt 5.8.2.2).



a) b)  
**Abbildung 5-54: Last-Verschiebungskurven von 4fach Befestigungen in der Bauteilecke mit a)  $c_1 = 70 \text{ mm}$ ,  $c_2 = 70 \text{ mm}$ ,  $s_1 = 70 \text{ mm}$  und  $s_2 = 70 \text{ mm}$  und b)  $c_1 = 70 \text{ mm}$ ,  $c_2 = 140 \text{ mm}$ ,  $s_1 = 70 \text{ mm}$  und  $s_2 = 70 \text{ mm}$  für unterschiedliche Belastungsrichtungen.**

5.8.2.2 Rissentwicklung

In Abbildung 5-55a bis Abbildung 5-55d sind die Hauptzugdehnungen  $\epsilon_{11}$  der numerischen Simulationen zu 2fach Befestigungen in der Bauteilecke dargestellt. Die Rissverläufe zeigen, dass sich die Bruchkegel abhängig von der Belastrichtung ändern. Werden die Befestigungen zum Rand hin belastet ( $\alpha = 0^\circ$ ) zeigt sich ein vom Dübel ausgehender Bruchkegel.

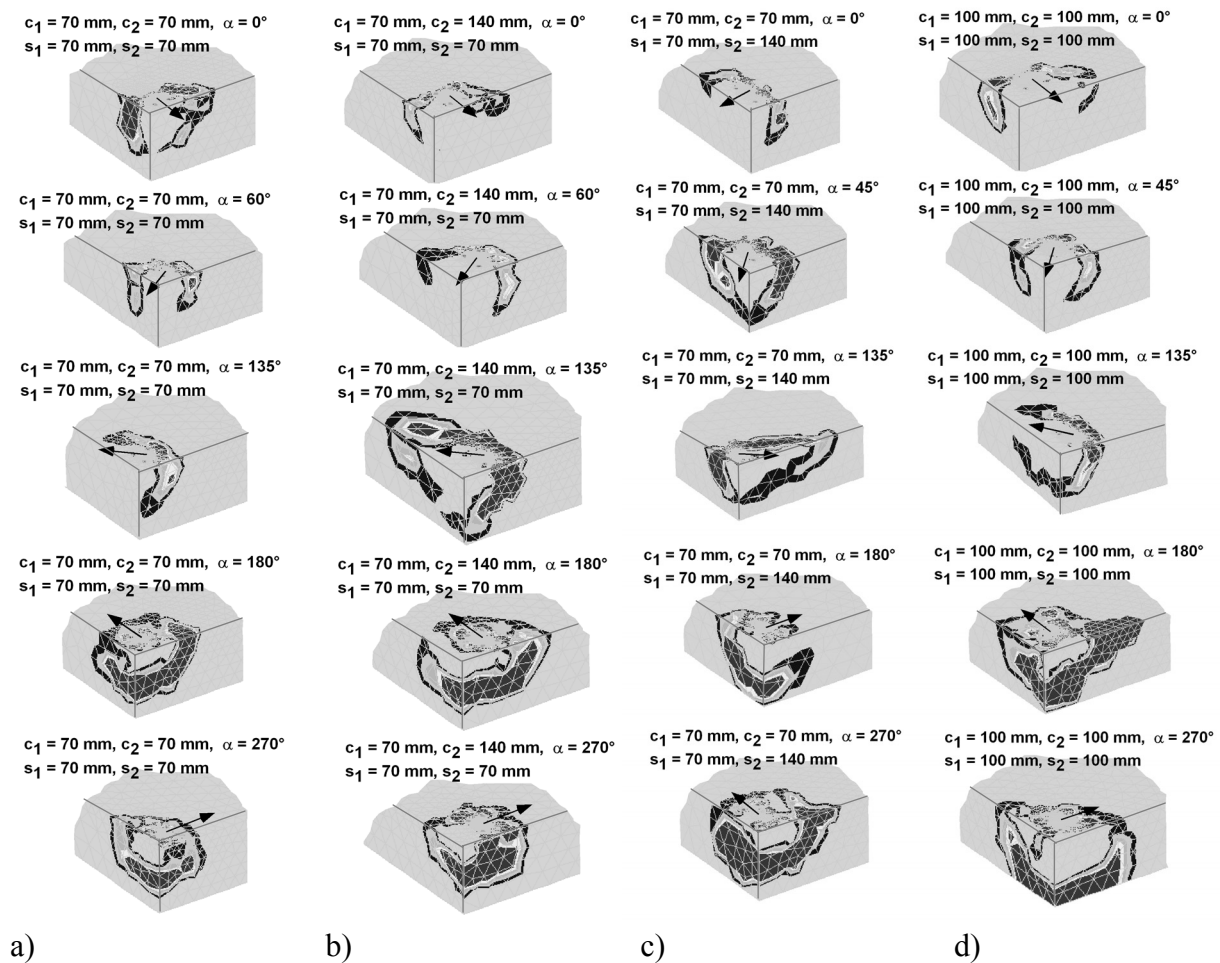


a) b) c) d)  
**Abbildung 5-55: Rissverläufe im Nachbruchbereich ( $V = 0,6V_u$ ) für verschiedene Lastrichtungen einer 2fach Befestigung in der Bauteilecke mit a)  $c_1 = 100 \text{ mm}$ ,  $c_2 = 100 \text{ mm}$  und  $s_2 = 70 \text{ mm}$ , b)  $c_1 = 70 \text{ mm}$ ,  $c_2 = 70 \text{ mm}$  und  $s_2 = 140 \text{ mm}$ , c)  $c_1 = 70 \text{ mm}$ ,  $c_2 = 70 \text{ mm}$  und  $s_2 = 70 \text{ mm}$  und d)  $c_1 = 70 \text{ mm}$ ,  $c_2 = 140 \text{ mm}$  und  $s_2 = 140 \text{ mm}$ .**



Aus Abbildung 5-55a und Abbildung 5-55c ist zu erkennen, dass für Achsabstände kleiner als dem 3fach Randabstand ein gemeinsamer Ausbruchkörper entsteht. Der Ausbruchkörper wird in allen Berechnungen durch die vorhandene Ecke begrenzt. Bei einer Belastungsrichtung zur Bauteilecke hin ( $\alpha = 90^\circ$ ) zeigen die Rissverläufe der numerischen Simulationen, dass der Bruchkegel stets vom hinteren Dübel ausgeht. Dieses Verhalten wird auch in den entsprechenden Versuchen beobachtet.

Abbildung 5-56 zeigt die Rissverläufe von 4fach Befestigungen in der Bauteilecke. Die Darstellung der Rissbilder zeigt, dass im Bereich der vorderen Dübel keine ausgeprägte Rissentwicklung festzustellen ist, da diese in der Regel von den hinteren Dübeln ausgeht. Dies gilt auch dann, wenn 4fach Befestigungen unter einem Winkel zwischen  $\alpha = 45^\circ$  und  $\alpha = 90^\circ$  (zur Ecke hin) belastet werden. Die Bruchkegel werden dabei mit zunehmendem Randabstand größer und sind in der Regel durch die vorhandene Ecke begrenzt.



**Abbildung 5-56: Rissverläufe im Nachbruchbereich ( $V = 0,6V_u$ ) für verschiedene Lastrichtungen einer 4fach Befestigung in der Bauteilecke mit**

- a)  $c_1 = 70 \text{ mm}, c_2 = 70 \text{ mm}, s_1 = 70 \text{ mm}$  und  $s_2 = 140 \text{ mm}$ ,  
 b)  $c_1 = 100 \text{ mm}, c_2 = 100 \text{ mm}$  und  $s_1 = 100 \text{ mm}$  und  $s_2 = 100 \text{ mm}$ ,  
 c)  $c_1 = 70 \text{ mm}, c_2 = 70 \text{ mm}$  und  $s_1 = 70 \text{ mm}$  und  $s_2 = 70 \text{ mm}$ ,  
 d)  $c_1 = 70 \text{ mm}, c_2 = 140 \text{ mm}$  und  $s_1 = 70 \text{ mm}$  und  $s_2 = 70 \text{ mm}$ .

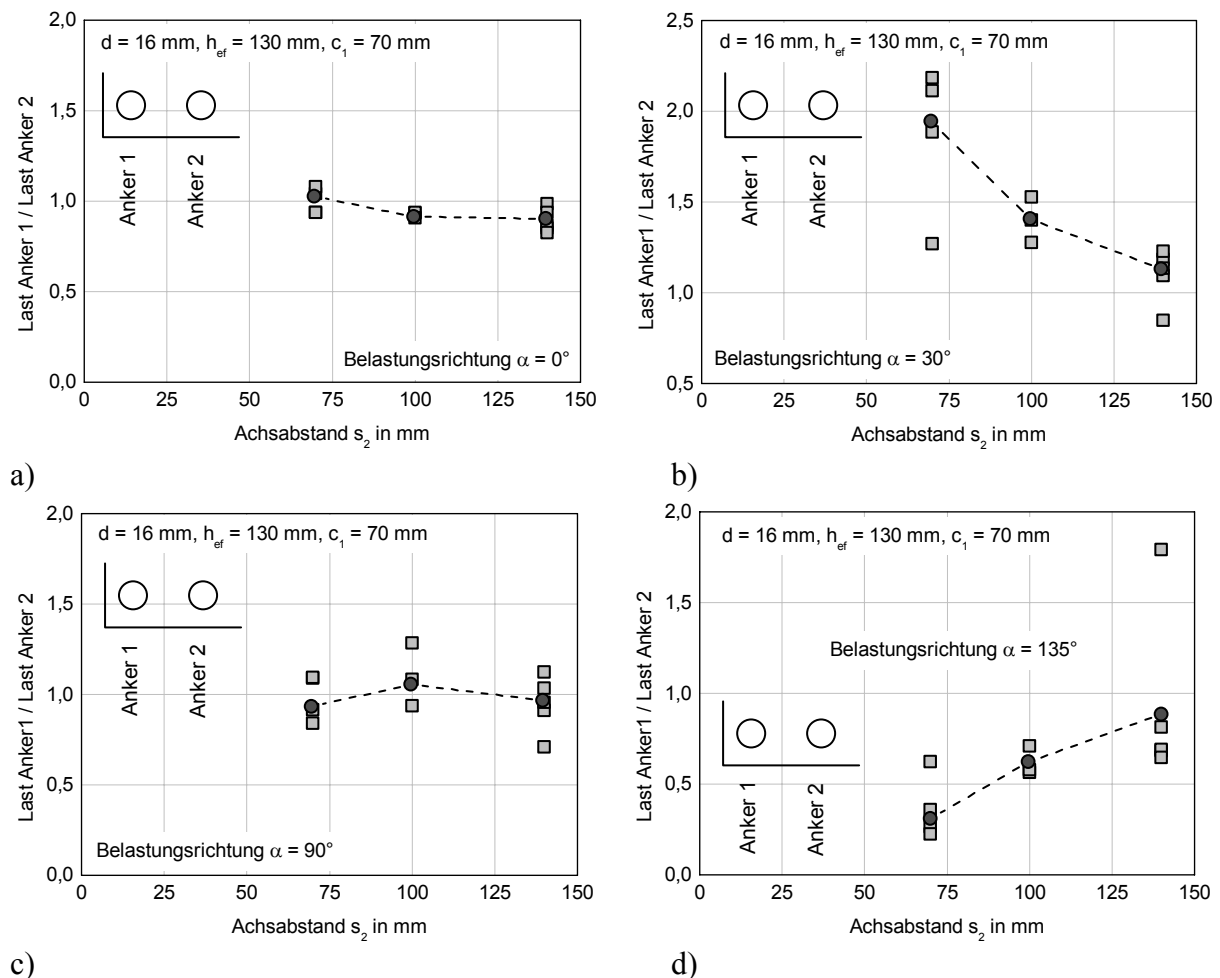
Für eine Belastungsrichtung  $\alpha = 135^\circ$  versagen die Verankerungen infolge Betonkantenbruch, wobei der Bruchkegel auf der eckabgewandten Seite leicht größer ist. Die Rissentwicklung geht auch in diesem Fall von den hinteren Dübeln aus.

Für eine Belastungsrichtung weg vom Rand bzw. weg von der Ecke ( $\alpha = 180^\circ$  bis  $\alpha = 270^\circ$ ), versagen die Verankerungen infolge Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite. Die Rissbildung beginnt dabei auf den Seitenflächen des Betonkörpers wobei der Beton vor den Bolzen lokal stark geschädigt wird. Dieses Verhalten konnte auch in entsprechenden Versuchen beobachtet werden

### 5.8.2.3 Lastverteilung auf die einzelnen Anker

Abbildung 5-57 zeigt die Lastverteilung die einzelnen Anker einer 2fach Befestigungen in der Bauteilecke ohne Lochspiel und ausreichend steifer Ankerplatte in Abhängigkeit des Achsabstandes  $s_2$ . Dargestellt sind die Verhältnisse der Lastanteile von Anker 1 zu Anker 2 bei Höchstlast der Gruppe. Anker 1 ist dabei der in der Ecke befindliche, Anker 2 der am Rand befindliche Dübel.

Die Auswertung zeigt, dass bei 2fach Befestigungen in der Bauteilecke und einer Belastung senkrecht zum Rand die Lastverteilung gleichmäßig ist. Dies gilt für alle Achsabstände zwischen  $s_2 = 70$  mm und  $s_2 = 140$  mm. Für eine Belastung hin zur Bauteilecke ( $\alpha = 45^\circ$ ) wird für kleine Achsabstände ( $s_2 = 70$  mm) Anker 1 stärker belastet als Anker 2.

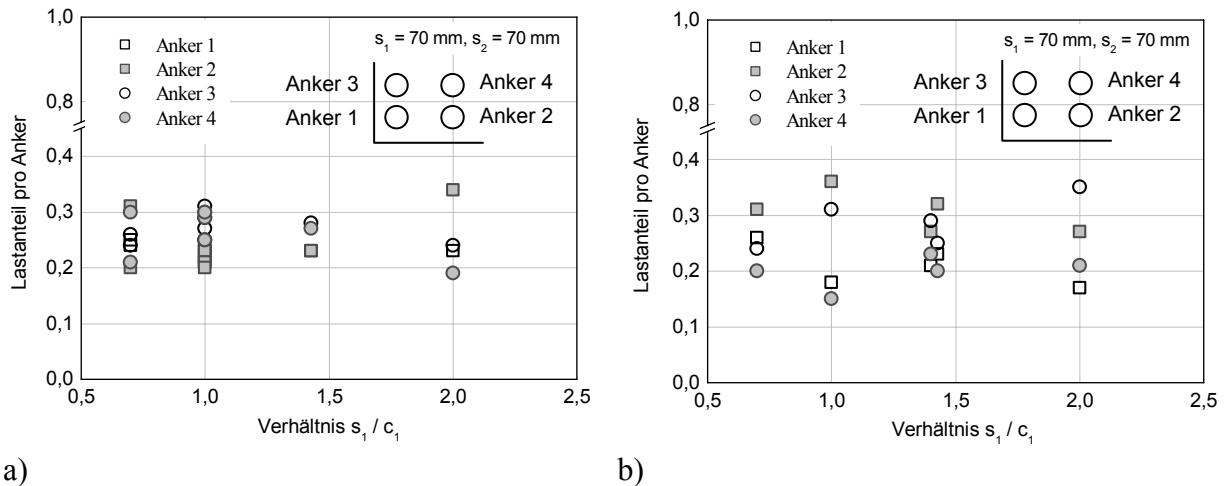


**Abbildung 5-57: Einfluss des Achsabstandes  $s_2$  auf die Lastverteilung bei Höchstlast einer 2fach Befestigungen in der Bauteilecke für eine Belastungsrichtung a)  $\alpha = 0^\circ$ , b)  $\alpha = 30^\circ$ , c)  $\alpha = 90^\circ$  und d)  $\alpha = 135^\circ$ .**

Für große Achsabstände ( $s_2 = 140$  mm) und einer Belastung zur Bauteilecke hin ( $\alpha = 90^\circ$ ) zeigt Abbildung 5-57, dass Anker 1 und Anker 2 nahezu gleich stark belastet werden. Für eine Belas-

tungsrichtung  $\alpha = 135^\circ$  und kleine Achsabstände wird hingegen Anker 2 stärker belastet als Anker 1. Mit größer werdenden Achsabständen wird die Lastverteilung gleichmäßiger. Die Streuung der Ergebnisse ist auf die Rissentwicklung im Bereich des Bohrlochs zurückzuführen, die je nach Elementanordnung in diesem Bereich unterschiedlich ausfällt.

Abbildung 5-58 zeigt die Lastverteilung einer 4fach Befestigungen in der Bauteilecke. Dargestellt ist der Lastanteil pro Anker bei Höchstlast der Verankerung in Abhängigkeit des Verhältnisses  $s_2 / c_1$ .



**Abbildung 5-58: Einfluss des Achsabstandes auf die Lastverteilung bei 2fach Befestigungen in der Bauteilecke mit  $d = 16 \text{ mm}$ ,  $h_{ef} = 130 \text{ mm}$ ,  $s_1 = 70 \text{ mm}$  und einer Belastungsrichtung a)  $\alpha = 0^\circ$  und b)  $\alpha = 90^\circ$ .**

Die Ergebnisse zeigen, dass der Lastanteil an der Gesamlast pro Anker zwischen 20% und 30% beträgt. Dies gilt für  $\alpha = 0^\circ$  und  $\alpha = 90^\circ$ . Für ein Verhältnis  $s_2 / c_1 = 1,0$  werden Anker 2 und Anker 3 tendenziell höher beansprucht, wenn die Verankerung in Richtung Bauteilecke ( $\alpha = 90^\circ$ ) belastet wird. Dieses Verhalten ist darauf zurückzuführen, dass Anker 1 die geringste Anfangssteifigkeit aufweist und eine Umlagerung der Last auf Anker 2 und Anker 3 stattfindet.

### 5.8.3 Auswertung der Parameterstudie

#### 5.8.3.1 Einfluss des Eckabstandes

Da der Bruchkegel durch die Ecke begrenzt wird, nimmt die Höchstlast mit kleiner werdendem Eckabstand ab. Nach dem CC-Verfahren wird die Bruchlast durch die verringerte projizierte Fläche und dem Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung des gestörten rotationssymmetrischen Spannungszustandes verringert.

In Abbildung 5-59a ist die Abminderung der Bruchlast einer 2fach Befestigung mit parallel zum Rand angeordneten Dübeln in Abhängigkeit des Verhältnisses  $c_1 / c_2$  dargestellt. Der Vergleich mit dem CC-Verfahren zeigt eine brauchbare Übereinstimmung. Gleiches gilt, wenn die Abminderung einer 2fach Befestigungen mit hintereinander angeordneten Dübel in Abhängigkeit des Verhältnisses  $c_1 / c_2$  aufgetragen wird (Abbildung 5-59b). Für die Berechnung der Bruchlast wird dabei jeweils der hintere Dübel als maßgebend angenommen, da die Rissentwicklung in den numerischen Berechnungen stets von dort ausgeht (Abschnitt 5.8.2.2). Die Ergebnisse zeigen, dass das CC-Verfahren den Einfluss einer Bauteilecke für 2fach Befestigungen mit nebeneinander und hintereinander liegenden Dübeln brauchbar beschreibt.

Der Einfluss einer Bauteilecke auf die Bruchlast einer 4fach Befestigung wurde nur anhand weniger numerischer Berechnungen untersucht. Es sei hier auf die durchgeführten Versuche mit

4fach Befestigungen in der Bauteilecke hingewiesen (Abschnitt 6.8.3). Zusammenfassend zeigen die Ergebnisse, dass der Einfluss einer Bauteilecke durch das CC-Verfahren brauchbar erfasst wird.

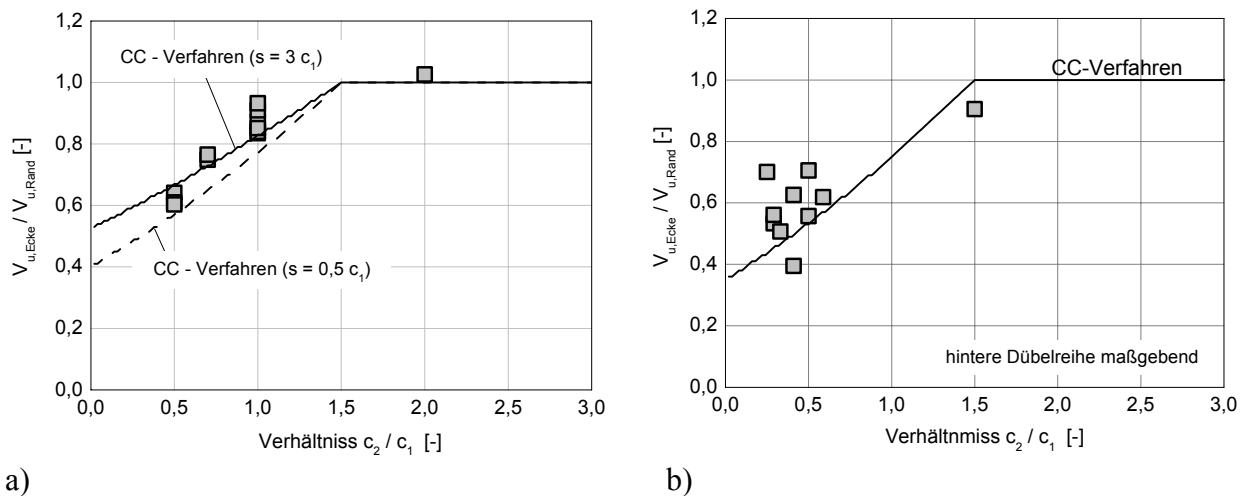


Abbildung 5-59: Einfluss der Ecke auf die Bruchlast einer 2fach Befestigung mit a) nebeneinander liegenden Dübeln und b) hintereinander liegenden Dübeln.

### 5.8.3.2 Einfluss der Achsabstände

#### 5.8.3.2.1 2fach Befestigungen in der Bauteilecke

In Abbildung 5-60a sind die auf eine Einzelbefestigung in der Bauteilecke bezogenen Bruchlasten einer 2fach Befestigung dargestellt. Der Vergleich mit dem CC-Verfahren lässt erkennen, dass der Einfluss des Achsabstandes  $s_2$  brauchbar erfasst wird.

Abbildung 5-60b zeigt den Einfluss des Achsabstandes  $s_1$  für 2fach Befestigungen mit  $c_1 = 100$  mm und  $c_2 = 100$  mm. Die Rissverläufe in den numerischen Berechnungen zeigen, dass die Verankerung stets von der hinteren Dübelreihe ausgeht. Bei der Berechnung der Bruchlasten mit dem CC-Verfahren wird daher die hintere Dübelreihe als maßgebend angenommen. Ein ähnliches Verhalten zeigt sich für die Verankerungen mit  $c_1 = 70$  mm und  $c_1 = 140$  mm.

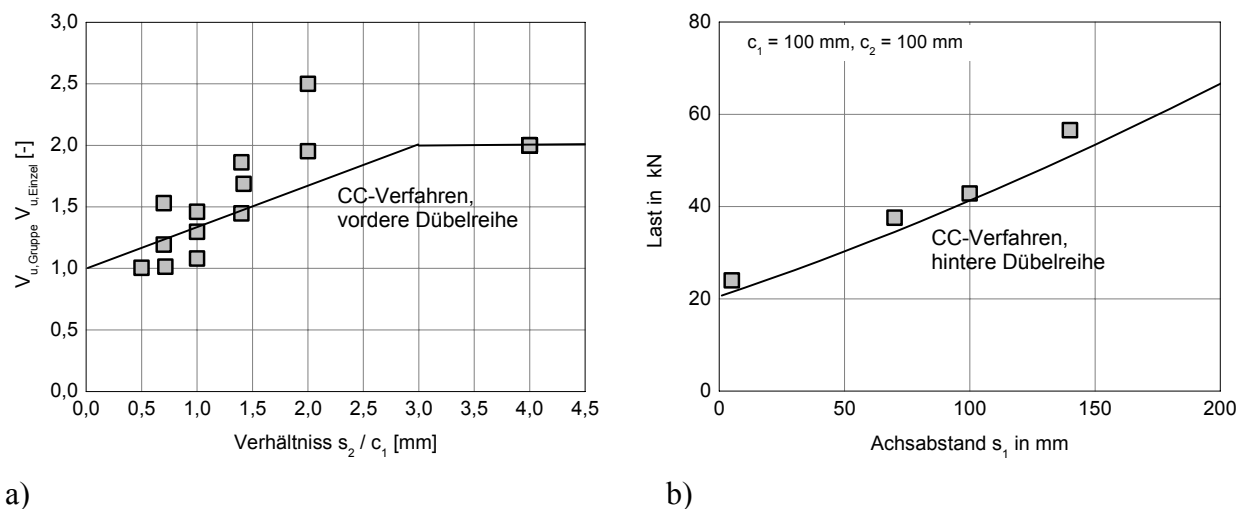


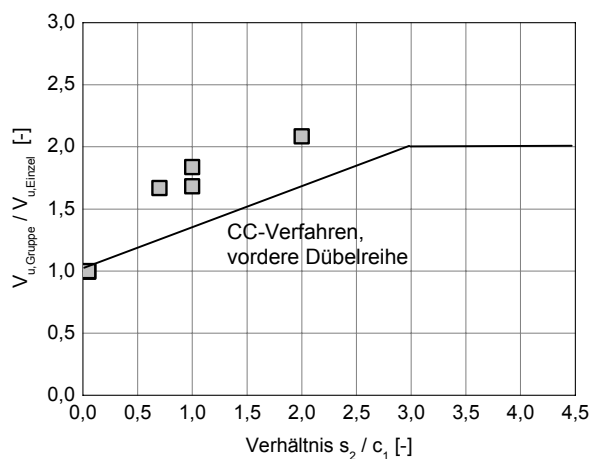
Abbildung 5-60: a) Einfluss des Achsabstandes  $s_2$  für 2fach Befestigungen in der Bauteilecke in Abhängigkeit des Verhältnisses  $s_2 / c_1$  und b) Einfluss des Achsabstandes  $s_1$  auf die Bruchlast einer 2fach Befestigung mit  $c_1 = 100$  mm und  $c_2 = 100$  mm in der Bauteilecke.

Der Vergleich der numerisch berechneten Bruchlasten mit den rechnerischen Lasten des CC-Verfahrens zeigt eine brauchbare Übereinstimmung, lediglich der kritische Achsabstand ist in den numerischen Berechnungen mit  $2c_1$  etwas geringer.

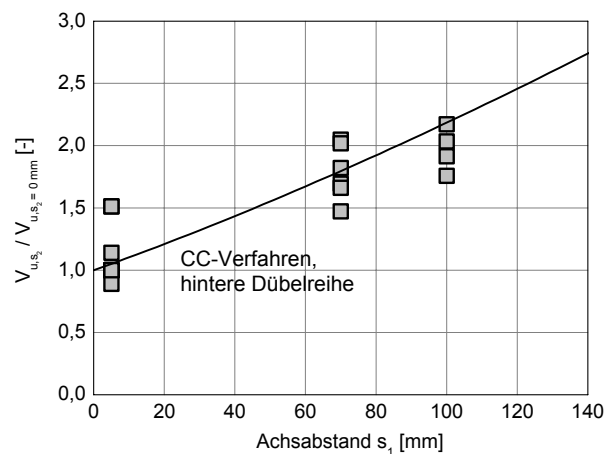
#### 5.8.3.2.2 4fach Befestigungen in der Bauteilecke

In Abbildung 5-61a ist der Einfluss des Achsabstandes  $s_2$  von 4fach Befestigungen in der Bauteilecke dargestellt indem die Bruchlast der Gruppe auf die Bruchlast einer Einzelbefestigung in der Bauteilecke bezogen wird. Die Ergebnisse zeigen, dass ab einem Verhältnis  $s_2 / c_1 = 2,0$  die doppelte Bruchlast einer Einzelbefestigung in der Bauteilecke erreicht wird.

In Abbildung 5-61b wird der Einfluss des Achsabstandes  $s_1$  einer 4fach Befestigung in der Bauteilecke dargestellt, indem die Bruchlast auf eine Einzelverankerung bezogen wird. Da die Rissentwicklung von den hinteren Dübeln ausgeht wird bei der Berechnung mit dem CC-Verfahren die hintere Dübelreihe als maßgebend angenommen. Diese Annahme entspricht nicht immer dem tatsächlichen Tragverhalten, da abhängig vom Rand- und Eckabstand auch die vordere Dübelreihe maßgebend werden kann. Der Vergleich der numerisch berechneten Bruchlasten mit den Rechenwerten des CC-Verfahrens zeigt jedoch eine brauchbare Übereinstimmung.



a)



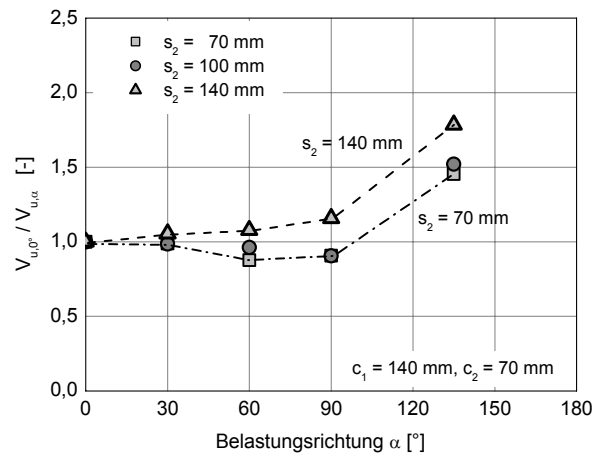
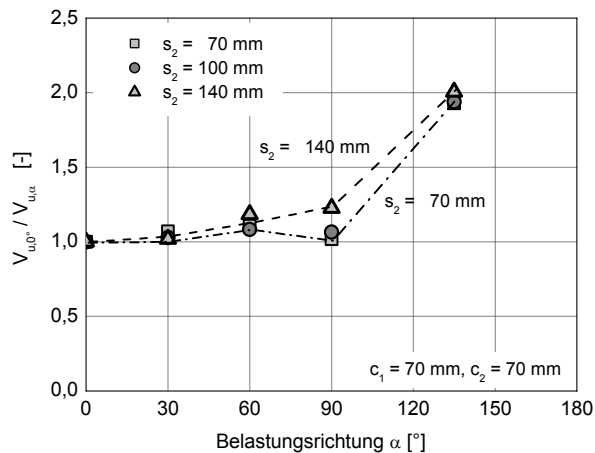
b)

**Abbildung 5-61: a) Einfluss des Achsabstandes  $s_2$  für 4fach Befestigungen in der Bauteilecke in Abhängigkeit des Verhältnisses  $s_2 / c_1$  und b) Einfluss des Achsabstandes  $s_1$  von 4fach Befestigungen in der Bauteilecke in Abhängigkeit des Achsabstandes  $s_1$ .**

#### 5.8.3.3 Einfluss der Belastungsrichtung

##### 5.8.3.3.1 2fach Befestigungen in der Bauteilecke

Abbildung 5-62 zeigt die auf eine Belastungsrichtung  $\alpha = 0^\circ$  bezogenen Bruchlasten in Abhängigkeit des Belastungswinkels  $\alpha$  für unterschiedliche Achsabstände. In Abbildung 5-62a sind die Ergebnisse einer 2fach Befestigung ( $c_1 = 70$  mm,  $c_2 = 70$  mm) mit  $s_2 = 70$  mm,  $s_2 = 100$  mm und  $s_2 = 140$  mm dargestellt. Die Ergebnisse zeigen, dass der Einfluss der Belastungsrichtung nahezu unabhängig vom vorhandenen Achsabstand  $s_2$  ist. Lediglich bei Verankerungen mit einem Achsabstand  $s_2 = 140$  mm und einer Belastungsrichtung  $\alpha = 60^\circ$  und  $\alpha = 90^\circ$  sind die Bruchlasten geringfügig größer. Für eine Belastungsrichtung  $\alpha = 135^\circ$  sind die Bruchlasten ca. doppelt so groß wie für eine Belastung zum Bauteilrand ( $\alpha = 0^\circ$ ). Dieses Verhalten kann in allen numerischen Berechnungen zu 2fach Befestigungen beobachtet werden.



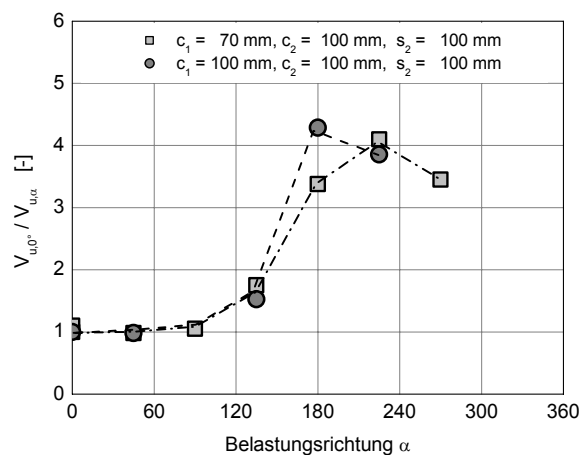
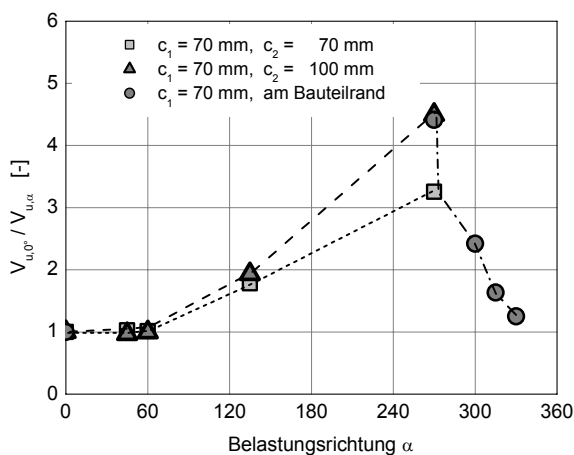
a)

b)

**Abbildung 5-62:** Einfluss des Belastungswinkels auf die bezogene Bruchlast ( $\alpha = 0^\circ$ ) in der Bauteilecke für a) eine 2fach Befestigungen mit  $d = 16$  mm,  $h_{ef} = 130$  mm,  $c_1 = 70$  mm und  $c_2 = 70$  mm sowie b) eine 4fach Befestigungen mit  $d = 16$  mm,  $h_{ef} = 130$  mm,  $c_1 = 140$  mm,  $c_2 = 70$  mm  $s_1 = 70$  mm für unterschiedliche Achsabstände  $s_2$ .

#### 5.8.3.3.2 4fach Befestigungen in der Bauteilecke

Abbildung 5-63a und Abbildung 5-63b zeigt den Einfluss der Belastungsrichtung einer 4fach Befestigung mit  $s_1 = 70$  mm und  $s_2 = 70$  mm für unterschiedliche Rand- und Eckabstände. Die Bruchlasten sind für eine Belastungsrichtung zwischen  $0^\circ$  und  $90^\circ$  nahezu unabhängig vom vorhandenen Eck- und Achsabstand. Dies gilt jedoch nur für doppelsymmetrische Verankerungen ( $c_1 = c_2$  und  $s_1 = s_2$ ) bzw. Verankerungen bei denen die Bruchlasten für eine Belastungsrichtung  $\alpha = 0^\circ$  und  $\alpha = 90^\circ$  identisch sind. Für eine Belastungsrichtung zwischen  $\alpha = 180^\circ$  und  $\alpha = 270^\circ$  sind die rechnerischen Bruchlasten höher, da das Versagen infolge Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite erfolgt.



a)

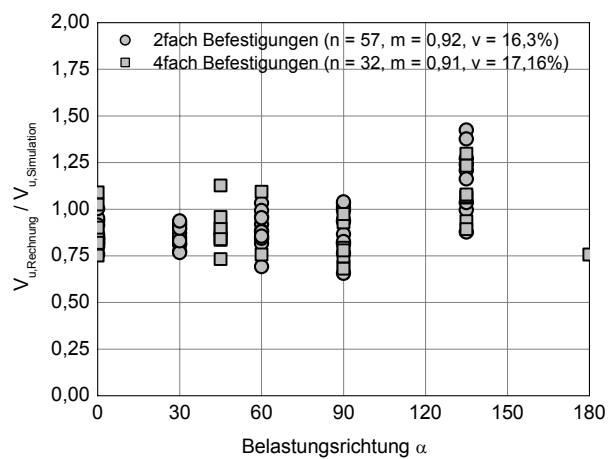
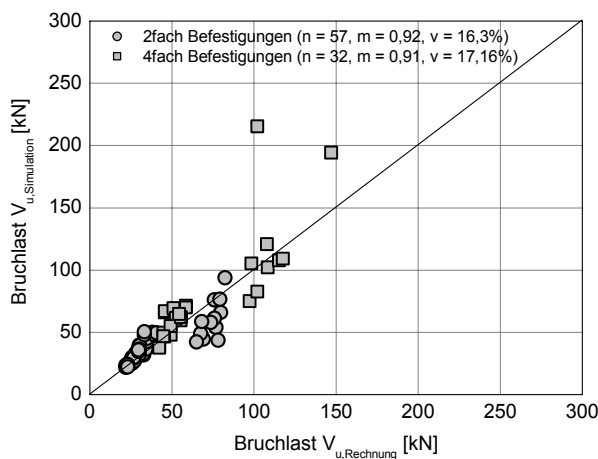
b)

**Abbildung 5-63:** Einfluss des Belastungswinkels auf die bezogene Bruchlast ( $\alpha = 0^\circ$ ) einer 4fach Befestigungen in der Bauteilecke für unterschiedliche Rand- und Eckabstände mit a)  $s_1 = 70$  mm,  $s_2 = 70$  mm und b)  $s_1 = 70$  mm,  $s_2 = 100$  mm.

### 5.8.4 Verifizierung des Modells

In Abbildung 5-64a sind die numerisch berechneten Bruchlasten über den bruchmechanisch berechneten Bruchlasten aufgetragen. Für die 2fach Befestigungen ergibt sich ein Mittelwert von 0,92 und ein Variationskoeffizient von 16,3%, für die 4fach Befestigungen ein Mittelwert von 0,91 und ein Variationskoeffizient von 17,16%.

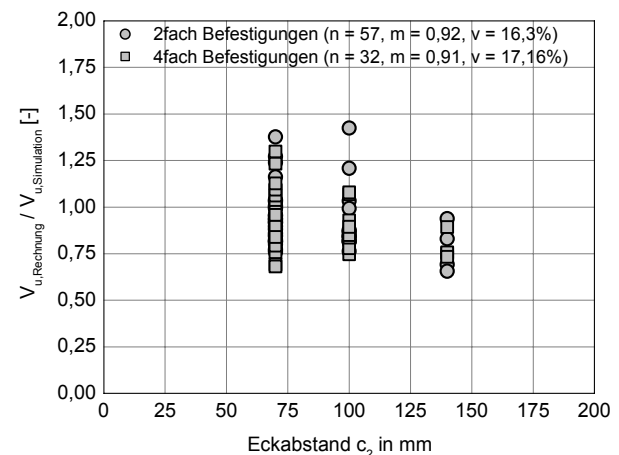
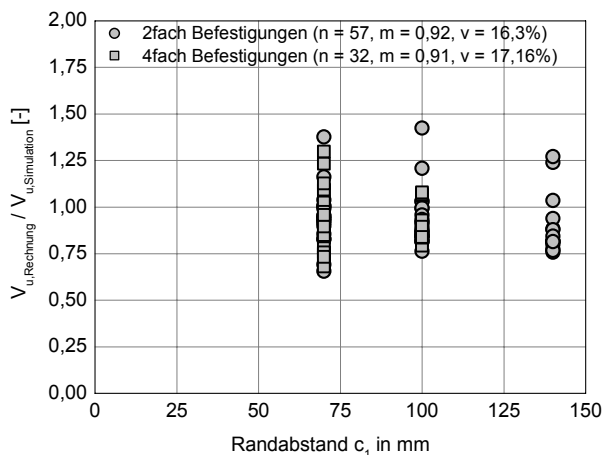
In Abbildung 5-64b ist das Verhältnis von bruchmechanisch zu numerisch berechneter Bruchlast in Abhängigkeit der Belastungsrichtung  $\alpha$  aufgetragen. Der Einfluss der Belastungsrichtung in der Bauteilecke wird durch den bruchmechanischen Ansatz für 2fach und 4fach Befestigungen brauchbar erfasst. In Abbildung 5-65a sind die Verhältnisse in Abhängigkeit des Randabstandes, in Abbildung 5-65b in Abhängigkeit des Eckabstandes aufgetragen. In beiden Fällen ist eine brauchbare Übereinstimmung vorhanden. Dies gilt auch für die Abhängigkeit von den Achsabständen  $s_1$  und  $s_2$  (Abbildung 5-66a und Abbildung 5-66b). In Abbildung 5-67 sind die mit dem bruchmechanischen Modell berechneten Rissverläufe von 2fach Befestigungen im Bereich einer Bauteilecke im Vergleich zu den numerisch berechneten Rissverläufen dargestellt. Der Vergleich zeigt, dass alle wichtigen Einflussparameter brauchbar abgeschätzt werden können.



a)

b)

Abbildung 5-64: a) Vergleich der bruchmechanisch berechneten Bruchlasten mit den numerisch berechneten Bruchlasten und b) Verhältnis von bruchmechanisch berechneter Bruchlast zu numerisch ermittelter Bruchlast in Abhängigkeit der Belastungsrichtung.

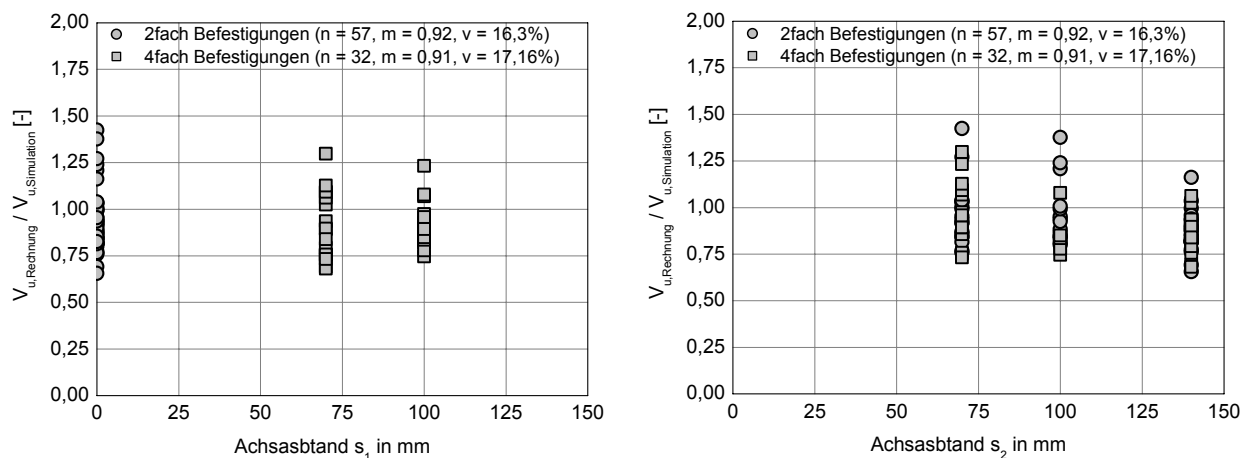


a)

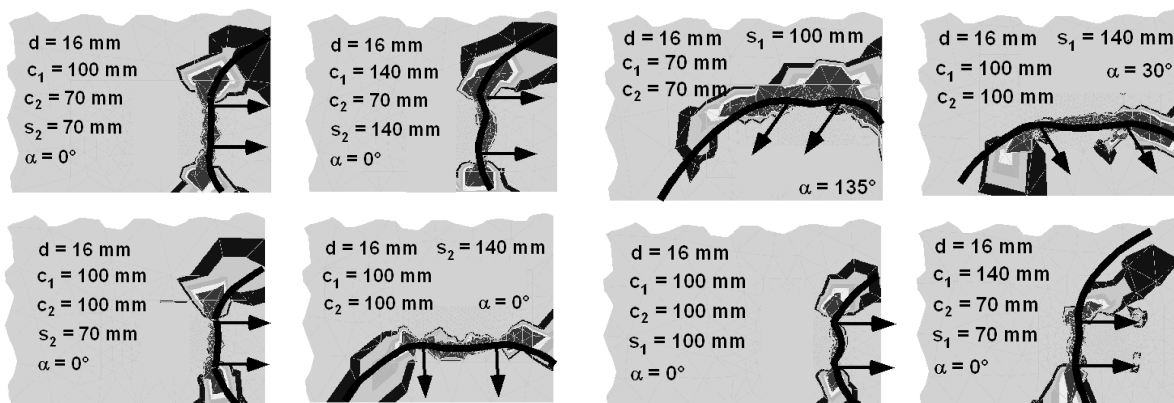
b)

Abbildung 5-65: Verhältnis von bruchmechanisch berechneter Bruchlast zu numerisch ermittelter Bruchlast in Abhängigkeit a) der Belastungsrichtung und b) des Eckabstandes  $c_2$ .

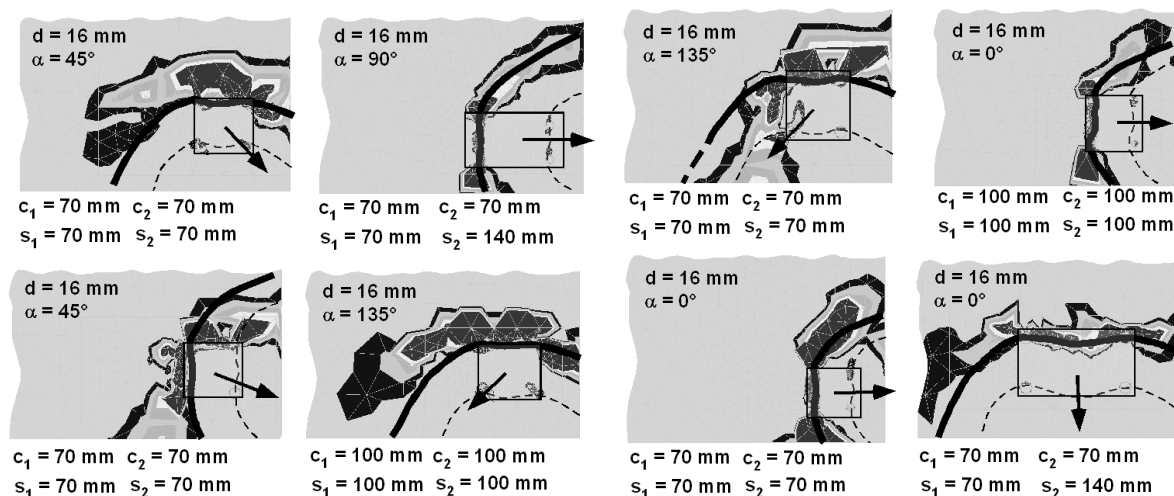
In Abbildung 5-68 sind die mit dem bruchmechanischen Modell berechneten Rissverläufe von 4fach Befestigungen im Bereich einer Bauteilecke im Vergleich zu den numerisch berechneten Rissverläufen dargestellt. Die Ergebnisse zeigen, dass auch in diesem Fall eine brauchbare Übereinstimmung mit numerisch berechneten Rissverläufen vorhanden ist.



a) **Abbildung 5-66: Verhältnis aus bruchmechanisch berechneter Bruchlast zu numerisch ermittelter Bruchlast in Abhängigkeit a) des Achsabstandes  $s_1$  und b) des Achsabstandes  $s_2$ .**



**Abbildung 5-67: Vergleich der theoretisch berechneten Rissverläufe mit den in den numerischen Simulationen berechneten Rissverläufen für 2fach Befestigungen im Bereich einer Bauteilecke.**



**Abbildung 5-68: Vergleich der theoretisch berechneten Rissverläufe mit den in den numerischen Simulationen berechneten Rissverläufe für 4fach Befestigungen in der Bauteilecke.**



Aus den bruchmechanischen Berechnungen ergibt sich jeweils ein Riss ausgehend von der vorderen und hinteren Dübelreihe. Weiterführende Untersuchungen zeigen, dass die Erstrisslast der vorderen Dübelreihe größer ist als die der hinteren Dübelreihe. Für die hier dargestellten 4fach Befestigungen ist daher mit einer Rissentwicklung ausgehend von den hinteren Dübeln zu erwarten.

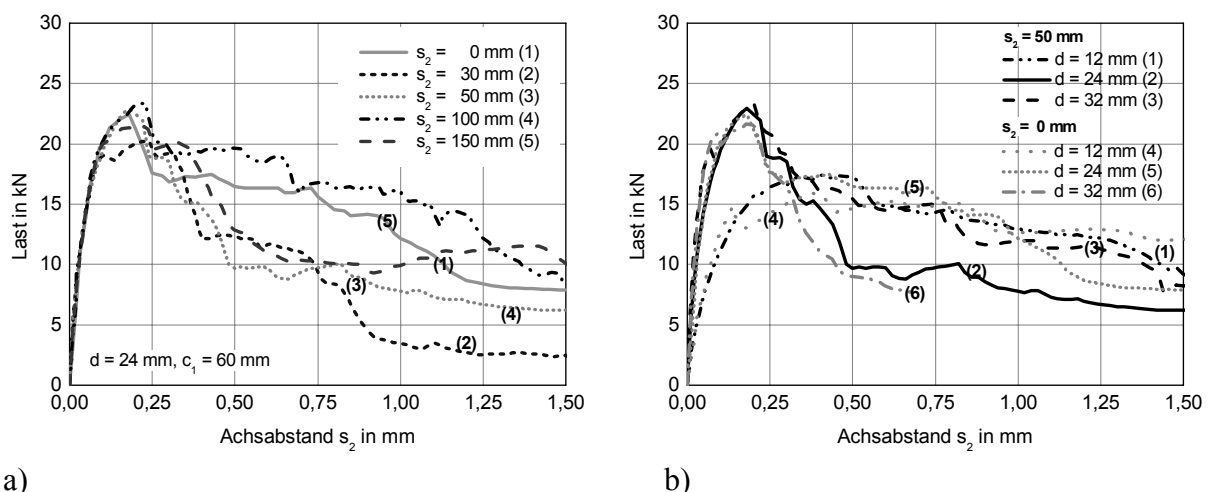
### 5.9 Simulationen zu 2fach Befestigungen unter reiner Torsionsbeanspruchung

Insgesamt werden 55 numerische Simulationen zum Tragverhalten von 2fach Befestigungen am Bauteilrand unter reiner Torsionsbelastung durchgeführt (Rüdinger 2003). In den numerischen Berechnungen wird der Randabstand ( $c_1 = 30$  mm,  $c_1 = 60$  mm,  $c_1 = 100$  mm), der Dübeldurchmesser ( $d = 12$  mm,  $d = 24$  mm,  $d = 32$  mm) sowie der Achsabstand ( $s_2 = 0$  mm bis  $s_2 = 200$  mm) variiert. In einigen ausgewählten Berechnungen wird zusätzlich die Verankerungstiefe ( $h_{ef} = 50$  mm,  $h_{ef} = 100$  mm) untersucht.

Die Belastung der Anker erfolgt verschiebungsgesteuert, wobei ein Dübel senkrecht zum Rand und der andere Dübel senkrecht weg vom Rand belastet wird. Hierdurch ist eine reine Torsionsbelastung nicht gegeben, da der vom Bauteilrand weg belastete Dübel bei gleicher Verschiebung ein steiferes Verhalten aufweist und damit höher belastet wird. Um den Unterschied bezüglich einer reinen Torsionsbelastung zu untersuchen wurden Tastrechnungen durchgeführt bei denen die Anker lastgesteuert belastet wurden.

#### 5.9.1 Last-Verschiebungsverhalten

Abbildung 5-69a zeigt die Last-Verschiebungskurve des zum Rand belasteten Ankers ( $d = 24$  mm,  $c_1 = 60$  mm) für unterschiedliche Achsabstände  $s_2$ . Das Verschiebungsverhalten ist demnach unabhängig vom vorhandenen Achsabstand, da für alle Achsabstände die Anfangssteifigkeiten und Bruchlasten annähernd gleich sind. Das Last-Verschiebungsverhalten entspricht in allen Fällen einer Einzelbefestigung (Abbildung 5-69a, LV-Kurve (1),  $s_2 = 0$  mm). In Abbildung 5-69b sind die Ergebnisse der 2fach Befestigungen mit  $c_1 = 60$  mm für die Dübeldurchmesser  $d = 12$  mm,  $d = 24$  mm und  $d = 32$  mm und unterschiedliche Achsabstände ( $s_2 = 0$  mm und  $s_2 = 50$  mm) dargestellt.



a)

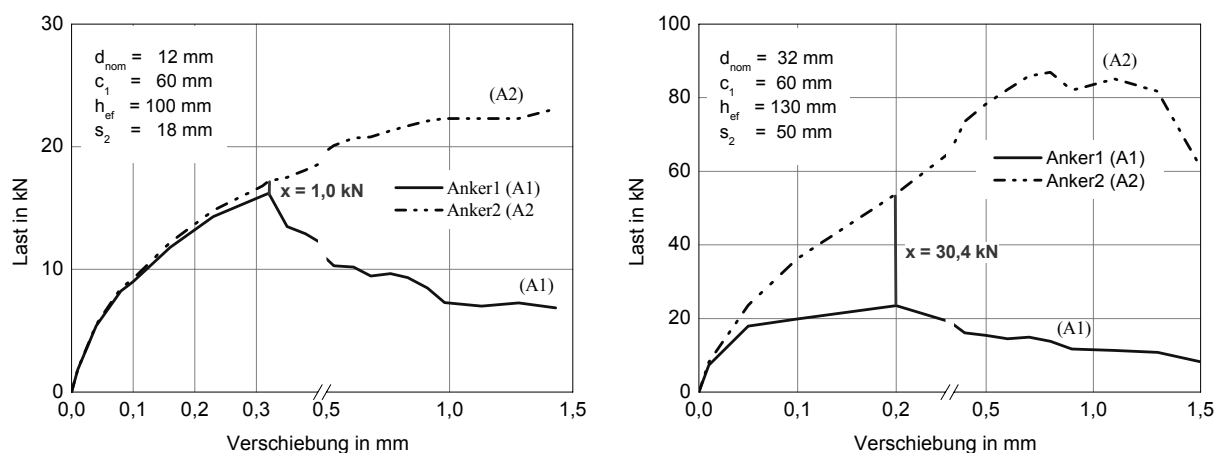
b)

Abbildung 5-69: a) Last-Verschiebungskurven des zum Rand belasteten Ankers einer 2fach Befestigung mit  $d = 24$  mm und  $c_1 = 60$  mm unter Torsionsbelastung für unterschiedliche Achsabstände  $s_2$  und b) für unterschiedliche Dübeldurchmesser ( $s_2 = 50$  mm bzw.  $s_2 = 0$  mm und  $c_1 = 60$  mm).

Die Ergebnisse zeigen, dass das Last-Verschiebungsverhalten auch für unterschiedliche Durchmesser unabhängig vom vorhandenen Achsabstand ist. Das Last-Verschiebungsverhalten entspricht dem von Einzelbefestigungen (Abbildung 5-69b, LV-Kurve (4) bis (6),  $s_2 = 0$  mm).

In den numerischen Berechnungen ergeben sich für den zum Rand und den weg vom Rand belasteten Dübel unterschiedliche Last-Verschiebungskurven. Da diese verschiebungsgesteuert berechnet sind, wird der weg vom Rand „verschobene“ Dübel deutlich stärker belastet. Die Berechnungen mit  $c_1 = 60$  mm zeigen, dass abhängig von der Anordnung der Dübel, der entgegen den Rand belastete Dübel doppelt so stark beansprucht wird.

Für kleine Achsabstände  $s_2 = 18$  mm ( $d = 12$  mm) ist das Last-Verschiebungsverhalten für beide Dübel bis zum Erreichen der Höchstlast identisch (Abbildung 5-70a). Anschließend wird die Last des zum Rand belasteten Dübels geringer, wohingegen der entgegen den Rand belastete Dübel weiter Last aufnimmt. Dieser versagt erst bei einem deutlich höheren Lastniveau infolge lokalem Betonversagen vor dem Bolzen oder Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite (Abbildung 5-70a). Im Gegensatz hierzu ist das Last-Verschiebungsverhalten bei einem Achsabstand  $s_2 = 50$  mm ( $d = 32$  mm) für den zum und den entgegen den Rand belasteten Dübel unterschiedlich. Der entgegen den Rand belastete Dübel verhält sich steifer, wodurch dessen Last ca. 30 kN höher ist (Abbildung 5-70d). Durch die unterschiedlich starke Belastung der Dübel ergibt sich eine Verankerung, die zum einem durch ein Torsionsmoment und zum anderen durch eine vom Rand weg gerichtete Querkraft belastet wird.



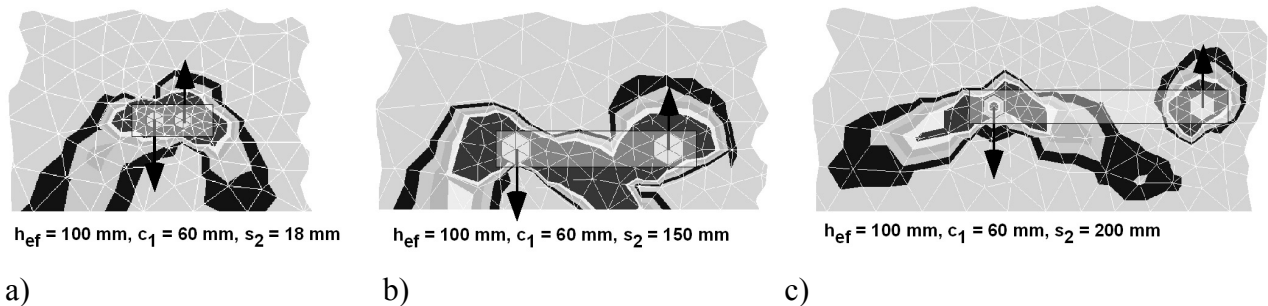
**Abbildung 5-70: Last-Verschiebungskurven der 2fach Befestigungen mit a)  $c_1 = 60$  mm,  $h_{ef} = 100$  mm,  $d = 12$  mm und  $s_2 = 18$  mm sowie b)  $c_1 = 60$  mm,  $h_{ef} = 130$  mm,  $d = 32$  mm und  $s_2 = 50$  mm (A1) ist der zum Rand belastete und (A2) der weg vom Rand belastete Anker.**

Die numerischen Berechnungen zeigen, dass der zum Rand belastete Anker für das Versagen der Gruppe unter Torsionsbelastung maßgebend wird und nur geringfügig durch den vom Rand weg belastete Anker beeinflusst wird. Dies gilt auch für den Fall, dass der entgegen den Rand belastete Dübel deutlich stärker beansprucht wird als der zum Rand belastete Dübel. Das Last-Verschiebungsverhalten des zum Rand belasteten Ankers ist daher unabhängig vom Achsabstand.

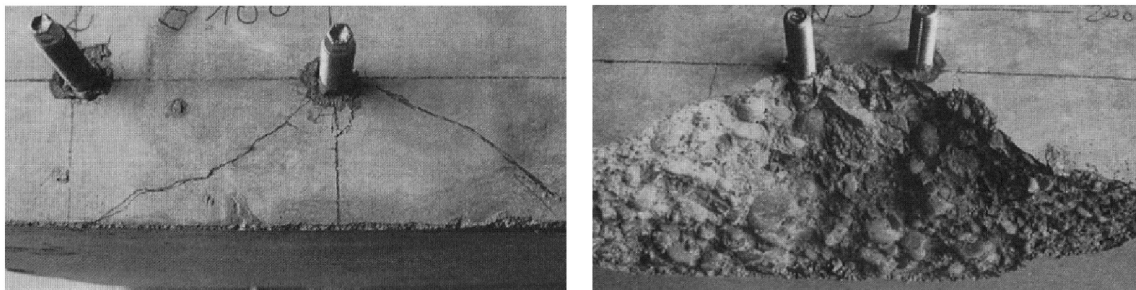
### 5.9.2 Rissentwicklung

In Abbildung 5-71 sind die Rissverläufe von 2fach Befestigungen am Bauteilrand unter Torsionsbelastung dargestellt. In den numerischen Berechnungen kommt es zu zwei unterschiedlichen Rissbildern. Für kleine Achsabstände bildet sich ein gemeinsamer Ausbruchkegel aus (Abbildung 5-71a), für große Achsabstände ist lediglich am dem zum Rand belasteten Anker ein Bruchkegel sichtbar (Abbildung 5-71c). In den numerischen Simulationen kann für bestimmte

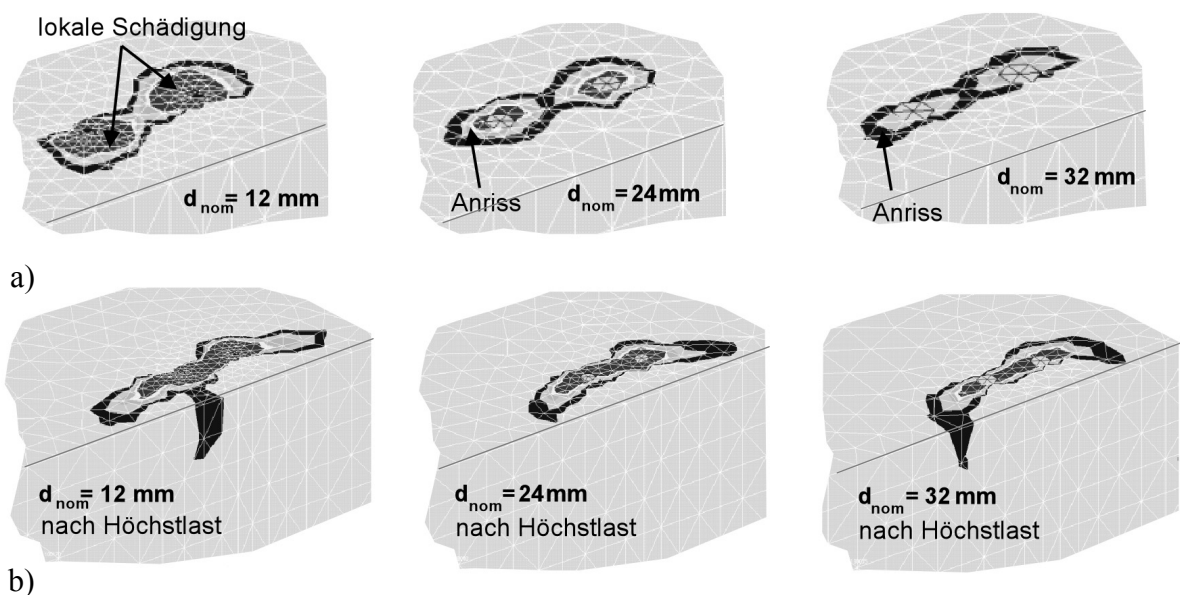
Achsabstände der Übergang der beiden Brucharten beobachtet werden (Abbildung 5-71b). Diese Art der Rissentwicklung kann abhängig vom Achsabstand auch in den experimentellen Untersuchungen beobachtet werden (Abbildung 5-72) und stimmt somit gut mit den numerischen Berechnungen überein.



**Abbildung 5-71: Numerisch berechneter Rissverlauf für eine torsionsbelastete 2fach Befestigung am Bauteilrand ( $c_1 = 60 \text{ mm}$ ,  $h_{ef} = 100 \text{ mm}$ ) für die Achsabstände a)  $s_2 = 18 \text{ mm}$ , b)  $s_2 = 150 \text{ mm}$  und c)  $s_2 = 200 \text{ mm}$ .**



**Abbildung 5-72: Rissentwicklung in Versuchen mit 2fach Verankerungen unter reiner Torsionsbelastung mit  $d = 12 \text{ mm}$ ,  $c_1 = 60 \text{ mm}$  und a)  $s_2 = 100 \text{ mm}$  bzw. b)  $s_2 = 50 \text{ mm}$ .**



**Abbildung 5-73: Rissentwicklung von 2fach Befestigungen ( $c_1 = 60 \text{ mm}$ ,  $s_2 = 50 \text{ mm}$ ) am Bauteilrand für die Durchmesser  $d = 12 \text{ mm}$ ,  $d = 24 \text{ mm}$  und  $d = 32 \text{ mm}$  a) bei Erreichen der Höchstlast sowie b) im Nachbruchbereich.**

Abbildung 5-72 zeigt die Rissentwicklung einer Verankerung mit  $d = 12$  mm,  $c_1 = 60$  mm und  $s_2 = 100$  mm (Abbildung 5-72a) bzw.  $s_2 = 50$  mm (Abbildung 5-72b). Der Vergleich ergibt eine brauchbare Übereinstimmung mit den Rissverläufen aus Abbildung 5-72a.

In Abbildung 5-73 ist die Rissentwicklung für unterschiedliche Durchmesser ( $d = 12$  mm,  $d = 24$  mm und  $d = 32$  mm) bei Erreichen der Höchstlast sowie im Nachbruchbereich dargestellt. Die lokale Schädigung bei Erreichen der Höchstlast ist für kleine Durchmesser deutlich ausgeprägter als für große Durchmesser. Im Nachbruchbereich bildet sich für diesen Achsabstand ( $s_2 = 50$  mm) jeweils ein gemeinsamer Ausbruchkegel.

### 5.9.3 Auswertung der Parameterstudie

In den numerischen Berechnungen werden die Randabstände  $c_1 = 30$  mm,  $c_1 = 60$  mm und  $c_1 = 100$  mm für die Durchmesser  $d = 12$  mm,  $d = 24$  mm und  $d = 32$  mm untersucht. Bei den Berechnungen mit  $c_1 = 60$  mm wird zusätzlich die Verankerungstiefe zwischen  $h_{ef} = 50$  mm und  $h_{ef} = 130$  mm variiert. In Abbildung 5-74 sind die Bruchlasten der numerischen Simulationen einer torsionsbeanspruchten 2fach Befestigung auf die Bruchlast einer zugehörigen Einzelverankerung bezogen und in Abhängigkeit des Achsabstandes  $s_2$  aufgetragen.

Die Darstellungen zeigen, dass die Bruchlast unabhängig vom vorhandenen Achsabstand ist und der einer senkrecht zum Rand belasteten Einzelverankerung entspricht. Für Achsabstände zwischen 25 mm und 200 mm versagt die Verankerung stets infolge des zum Rand belasteten Ankers. Dies gilt auch dann, wenn der vom Rand weg belastete Anker deutlich stärker beansprucht wird als der zum Rand belastete Anker. Dies zeigen die in Abschnitt 5.9.1 dargestellten Last-Verschiebungskurven.

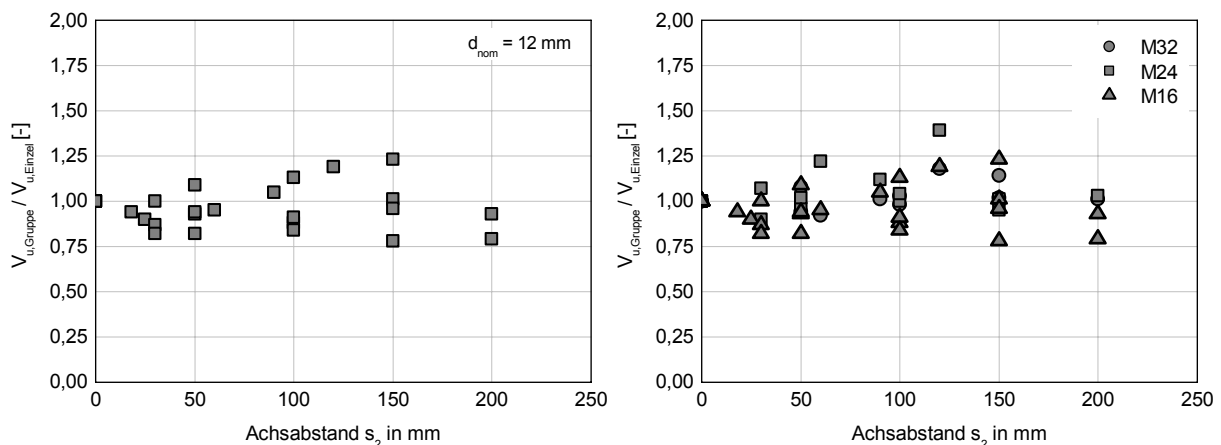


Abbildung 5-74: Einfluss des Achsabstandes  $s_2$  auf die Bruchlast von 2fach Befestigungen am Bauteilrand unter Torsionsbelastung für a)  $d = 32$  mm und b) alle numerischen Ergebnisse.

Zusammenfassend zeigen die Ergebnisse, dass das Versagen der Gruppe bei einer Torsionsbelastung bzw. einer kombinierten Quer- und Torsionsbelastung durch den zum Rand belasteten Anker erfolgt. Das Bruchtorsionsmoment kann somit als Produkt der Bruchlast einer Einzelverankerung und des Achsabstandes angesehen werden.

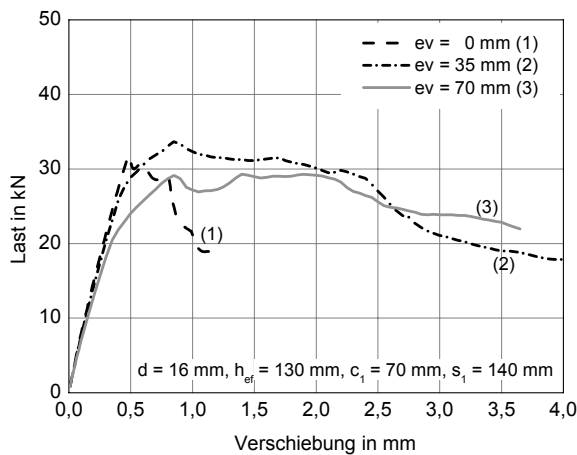
### 5.10 Simulationen zu 2fach Befestigungen unter exzentrischer Querbelastung

Um den Einfluss einer exzentrischen Belastung auf 2fach Befestigungen am Bauteilrand zu untersuchen werden numerische Simulationen durchgeführt, bei denen die Ausmitte des Lastangriffpunktes variiert. In den Berechnungen werden 2fach Befestigungen mit senkrecht und parallel zum Rand angeordneten Dübeln untersucht. Alle numerischen Untersuchungen zum Einfluss

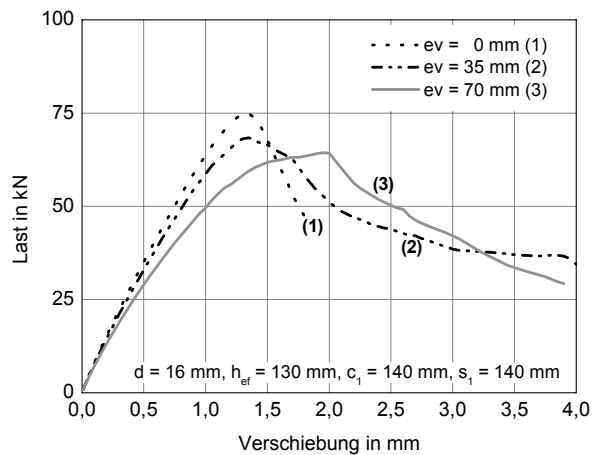
der Lastexzentrizität werden mit einem Dübeldurchmesser  $d = 16 \text{ mm}$  und einer Verankerungstiefe  $h_{ef} = 130 \text{ mm}$  durchgeführt.

**5.10.1 Last-Verschiebungsverhalten und Rissentwicklung**

Die Last- Verschiebungskurven zeigen, dass sich das Tragverhalten für kleine Lastexzentrizitäten im Vergleich zu einer zentrisch belasteten Verankerung nur geringfügig ändert. Die Bruchlast liegt für eine Exzentrizität  $e = 35 \text{ mm}$  ( $= 0,25s_2$ ) im Bereich der Bruchlast einer zentrisch belasteten 2fach Befestigung (Abbildung 5-75a und Abbildung 5-75b). In den Berechnungen ist die Zugstange für das Aufbringen der Belastung nicht gelenkig an das Anbauteil angeschlossen, wodurch es bei einem Steifigkeitsverlust des höher belasteten Ankers zu einer Umlagerung der Last auf den benachbarten Anker kommen kann.

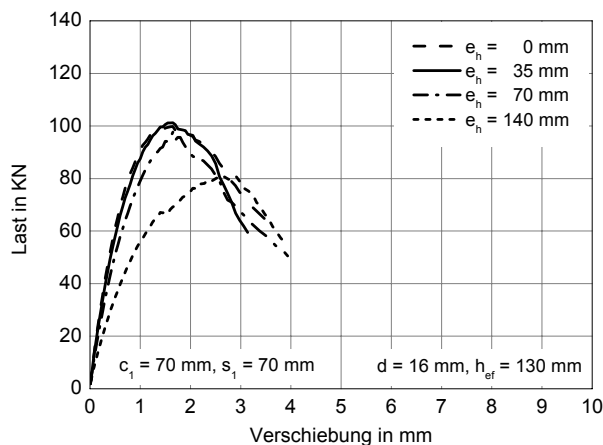


a)

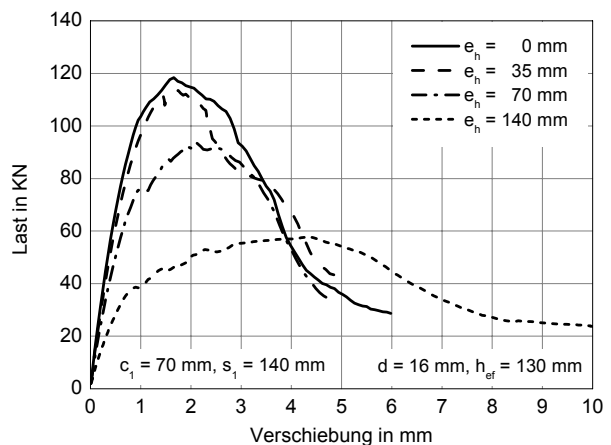


b)

**Abbildung 5-75: Last-Verschiebungskurven der exzentrisch senkrecht zum Rand belasteten 2fach Befestigungen mit a)  $d = 16 \text{ mm}$ ,  $h_{ef} = 130 \text{ mm}$ ,  $c_1 = 70 \text{ mm}$ ,  $s_1 = 140 \text{ mm}$  und b)  $d = 16 \text{ mm}$ ,  $h_{ef} = 130 \text{ mm}$ ,  $c_1 = 140 \text{ mm}$ ,  $s_1 = 140 \text{ mm}$ .**



a)



b)

**Abbildung 5-76: Last-Verschiebungskurven der exzentrisch parallel zum Rand belasteten 2fach Befestigungen mit a)  $d = 16 \text{ mm}$ ,  $h_{ef} = 130 \text{ mm}$ ,  $c_1 = 70 \text{ mm}$ ,  $s_1 = 140 \text{ mm}$  und b)  $d = 16 \text{ mm}$ ,  $h_{ef} = 130 \text{ mm}$ ,  $c_1 = 140 \text{ mm}$ ,  $s_1 = 140 \text{ mm}$ .**

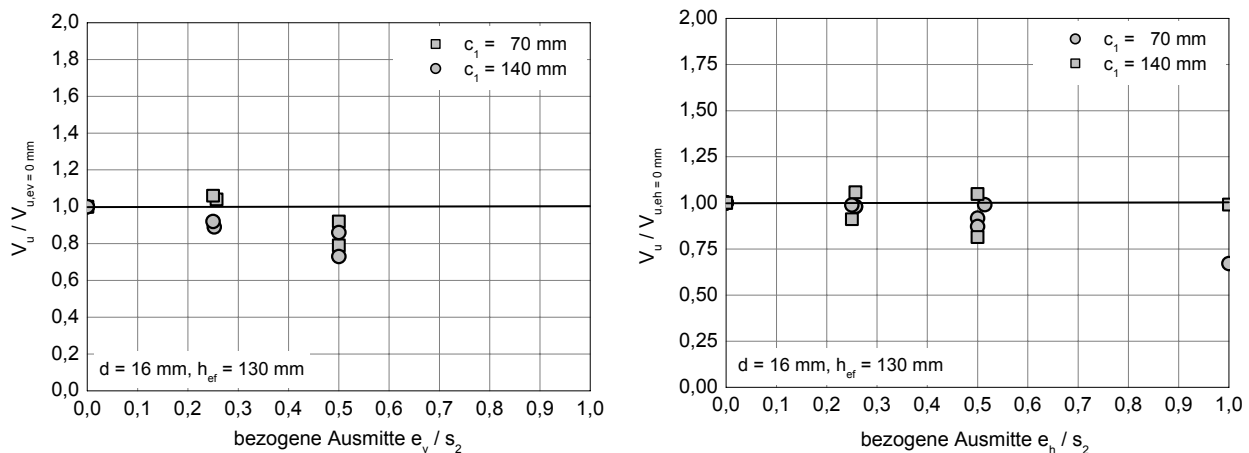
Die Rissverläufe der Verankerungen zeigen, dass bei kleinen Exzentrizitäten ein gemeinsamer Ausbruchkegel entsteht. In Versuchen und numerischen Simulationen mit zentrisch belasteten 2fach Befestigungen am Bauteilrand können infolge lokaler Effekte ebenfalls unterschiedlich stark belastete Dübel beobachtet werden. Die Ergebnisse lassen den Schluss zu, dass sich das Tragverhalten auch bei unterschiedlich starker Belastung der Dübel nur geringfügig ändert, wenn die Verankerung als Gruppe versagt.

Mit zunehmender Lastexzentrizität verlaufen die Last-Verschiebungskurven flacher und die zu erwartenden Bruchlasten werden geringer. Für große Exzentrizitäten versagt die Verankerung nicht mehr als Gruppe, sondern infolge des höchst belasteten Einzelankers. Dies gilt auch für 2fach Befestigungen bei einer Belastung parallel zum Bauteilrand (Abbildung 5-76a und Abbildung 5-76b).

### 5.10.2 Auswertung der Parameterstudie

In Abbildung 5-77a werden die Bruchlasten auf die Bruchlast einer zentrisch senkrecht zum Bauteilrand belasteten Verankerung bezogen. Abbildung 5-77b zeigt die entsprechenden Verhältniswerte für eine Belastung parallel zum Bauteilrand.

Die Ergebnisse zeigen, dass die Exzentrizität nur einen geringen Einfluss auf die Bruchlast hat. Für Lastexzentrizitäten  $e_v / s_2 < 0,25$  ergeben sich Höchstlasten im Bereich einer zentrisch belasteten 2fach Befestigung. Bei einer Lastexzentrizität  $e_v / s_2 = 0,5$  steht die angreifende Last direkt über einem der beiden Anker wodurch die Bruchlasten ca. 20% geringer sind als bei zentrischer Belastung. Die Last entspricht der einer Einzelverankerung.

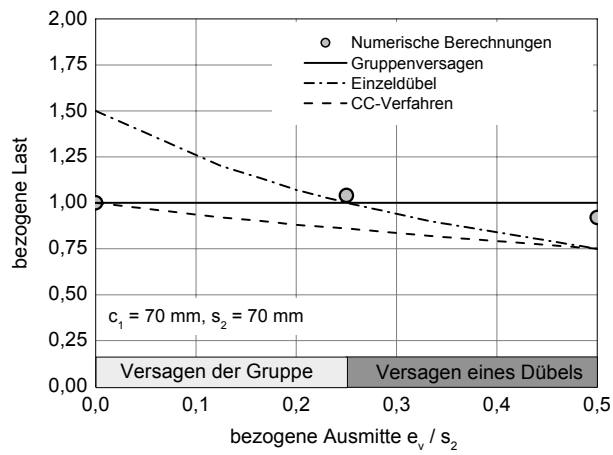


a)

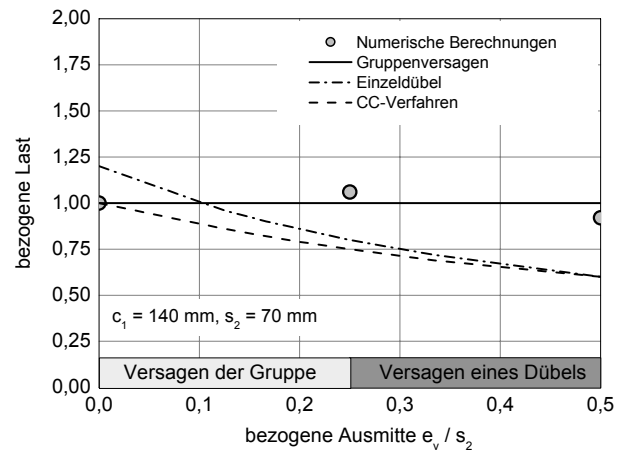
b)

**Abbildung 5-77: Einfluss der bezogenen Ausmitte auf die Bruchlast einer a) senkrecht zum Rand und b) parallel zum Rand belasteten 2fach Verankerung.**

Im Folgenden werden die numerischen Ergebnisse mit dem CC-Verfahren verglichen. In Abbildung 5-78a sind die Berechnungen mit  $c_1 = 70 \text{ mm}$  und  $s_1 = 70 \text{ mm}$ , in Abbildung 5-78b die Berechnungen mit  $c_1 = 140 \text{ mm}$  und  $s_1 = 210 \text{ mm}$  dargestellt. Die aufgetragenen Bruchlasten sind auf eine zentrisch belastete 2fach Befestigung am Bauteilrand bezogen. Mit eingetragen ist die rechnerische Bruchlast des CC-Verfahrens am Bauteilrand bezogen auf eine zentrisch belastete 2fach Verankerung. Der Vergleich zeigt, dass das CC-Verfahren auf der sicheren Seite liegt. Bei einer exzentrischen Belastung ( $e_v = 0,25s_2$ ) versagt die 2fach Verankerung je nach Randabstand als Gruppe (Abbildung 5-78a) oder infolge des höchstbelasteten Einzelankers (Abbildung 5-78b).



a)



b)

Abbildung 5-78: Vergleich der numerisch berechneten Bruchlasten mit dem Ansatz nach dem CC-Verfahren für a)  $c_1 = 70 \text{ mm}$ ,  $s_1 = 70 \text{ mm}$  und b)  $c_1 = 140 \text{ mm}$ ,  $s_1 = 210 \text{ mm}$ .

## 6 Experimentelle Untersuchungen

### 6.1 Allgemeines

Bisher veröffentlichte Versuche wurden hauptsächlich mit einer Belastungsrichtung senkrecht zum Bauteilrand durchgeführt. Für eine Belastung unter einem beliebigen Winkel liegen nahezu keine Versuchsergebnisse vor, so dass die Annahmen für die Berechnung auf der sicheren Seite liegen. Im folgenden werden die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuche sowie die Versuche aus *Wüstholtz (1999)* ausführlich beschrieben und ausgewertet.

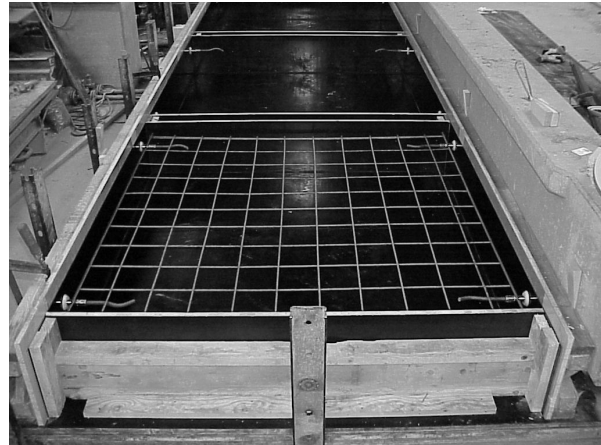
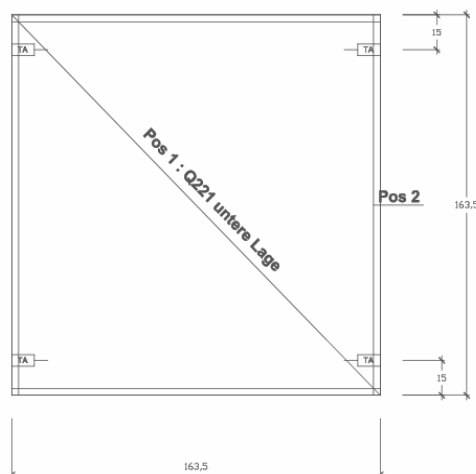
Um beliebige Anwendungsfälle berechnen zu können, wurde das in Kapitel 4 beschriebene bruchmechanische Modell entwickelt. Um dieses zu verifizieren und die numerischen Berechnungen zu überprüfen werden Versuche zu Einzel- und Gruppenbefestigungen am Bauteilrand und in der Bauteilecke durchgeführt.

In den folgenden Abschnitten werden die Versuchsdurchführung, der Versuchsaufbau sowie die wichtigsten Ergebnisse zusammengefasst. Die Gesamtheit der Ergebnisse sind in *Hofmann, Eli-gehausen (2004)* angegeben.

### 6.2 Ausbildung und Herstellung der Versuchskörper

#### 6.2.1 Herstellung und Abmessungen der Versuchskörper

Als Versuchskörper werden Betonplatten mit einer unteren Montagebewehrung aus niederfestem Beton (B15) verwendet. Die Versuchskörper werden gemäß den Richtlinien der *ETAG* betoniert und gelagert. Die Fertigung der Betonplatten erfolgt umgekehrt liegend in einer starren Holzschalung. Die Frischbetonmasse wird in die vorbereitete Schalform eingebracht und fachgerecht mit einer Rüttelflasche verdichtet.



a)

b)

**Abbildung 6.1:** a) Schematische Darstellung der Betonplatten und b) Foto der unteren Bewehrung der Betonplatten vor dem Betonieren.

Abbildung 6.1a zeigt eine schematische Bewehrungsskizze der verwendeten Versuchskörper und der darin angeordneten Montagebewehrung in Plattenunterseite. Abbildung 6.1b zeigt ein Foto der hergestellten Schalung. Die Feuchtlagerung der Betonkörper und Betonwürfel erfolgt in einer geschlossenen Halle und beginnt unmittelbar nach deren Fertigung gemäß *ETAG* Richtlinie für Prüfkörper. Die anschließende Lagerung aller Probekörper erfolgt lufttrocken in einer geschlossenen Halle bei einer Lufttemperatur von ca. 20°C bis 30°C.



Die Abmessungen der verwendeten Probekörper sind in Tabelle 6-1 zusammengestellt und an die zu erwartenden Ausbruchkörper angepasst. Als Versuchskörper werden Betonplatten mit den Abmessungen 163,5 cm auf 163,5 cm bzw. 128,5 cm auf 128,5 cm verwendet. Die Dicke der Versuchskörper beträgt 30 cm um den Einfluss der Bauteildicke in den Versuchen auszuschließen. Die ausgewerteten Versuche zum Einfluss von Durchmesser, Verankerungstiefe und Randabstand sind in *Wüstholtz (1999)* beschrieben. Die Angaben zu den verwendeten Probekörpern sind ebenfalls in *Wüstholtz (1999)* dargestellt

Pos. Nr.	a [cm]	b [cm]	h [cm]	Gewicht [kg]	e [cm]
H-Q-001-012	163,5	163,5	30	1990	15
H-Q-013-057	128,5	128,5	30	1238	15
Übrige Versuche	Variabel, siehe <i>Wüstholtz (1999)</i>				

**Tabelle 6-1: Zusammenstellung der Betonplattenabmessungen.**

## 6.2.2 Betoneigenschaften

### 6.2.2.1 Betonzusammensetzung

Der Frischbeton wird unter Berücksichtigung der Eigenfeuchte der Zuschlagstoffe gewichtsmäßig zusammengesetzt und fachgerecht nach *DIN 1045* und *DIN 1048* behandelt. Die Verarbeitung erfolgt mit einer Konsistenz KP (*DIN 1045, Ausgabe 7/88*). Die Zusammensetzung der Zuschlagstoffe wird so gewählt, dass eine Sieblinie zwischen den Regelsieblinien A16 und B16 in der Nähe von B16 nach *DIN 1045* zustande kommt. Tabelle 6-2 zeigt eine Zusammenstellung der Zuschlagstoffe in den für die Versuche verwendeten Betonprüfkörpern H-Q-001 bis H-Q-057.

Pos./ Bezeichnung	f <sub>c</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	Zement		Zuschlag			Wasser	
		Art	Menge [kg/m <sup>3</sup> ]	0-2 mm [kg/m <sup>3</sup> ]	2-8 mm [kg/m <sup>3</sup> ]	8-16 mm [kg/m <sup>3</sup> ]	Menge [kg/m <sup>3</sup> ]	W/Z
H-Q-001-004	B15	CEM I 32,5 R	203	656	408	651	122	0,60
H-Q-005-008	B15	CEM I 32,5 R	204	639	409	649	111	0,54
H-Q-009-012	B15	CEM I 32,5 R	204	657	408	650	123	0,60
H-Q-013-016	B15	CEM I 32,5 R	240	764	480	762	180	0,75
H-Q-017-020	B15	CEM I 32,5 R	240	769	481	761	177	0,73
H-Q-021-025	B15	CEM I 32,5 R	240	760	478	754	168	0,70
H-Q-026-030	B15	CEM I 32,5 R	240	768	477	754	147	0,61
H-Q-031-036	B15	CEM I 32,5 R	240	733	478	746	141	0,59
H-Q-037-041	B15	CEM I 32,5 R	240	748	478	753	141	0,59
H-Q-042-045	B15	CEM I 32,5 R	240	765	483	753	160	0,67
H-Q-046-049	B15	CEM I 32,5 R	240	763	481	755	165	0,69
H-Q-050-053	B15	CEM I 32,5 R	240	761	479	750	164	0,68
H-Q-054-057	B15	CEM I 32,5 R	240	765	483	753	161	0,67

**Tabelle 6-2: Zusammensetzung der verwendeten Betone.**

### 6.2.2.2 Materialparameter des Betons

Die Druckfestigkeit der verwendeten Betone zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung wird an je drei Probewürfeln mit einer Kantenlänge von 20 cm untersucht. Die Ergebnisse sind in Tabelle 6-3 zusammengefasst. Die Festigkeitsuntersuchungen werden normgerecht am IWB durchgeführt. Die Prüfung der Betondruckfestigkeit findet zu Beginn und am Ende jeder Versuchsserie statt. Wenn die Festigkeitsprüfungen nicht am selben Tag wie die Versuche stattfinden, wird die Betonfestigkeit mit Gleichung (6.1) extrapoliert:

$$f_{c,t} = f_{c,t_0} \cdot e^{\frac{1.49}{t_0^{0.55}} - \frac{1.49}{t^{0.55}}} \quad (6.1)$$

In dieser Gleichung bezeichnet  $t_0$  den Prüfzeitpunkt der Betonwürfel und  $t$  den Zeitpunkt der Prüfung.

Betonkörper	Betonierdatum	Versuchsdatum	Betonalter [d]	Würfel a = 20 cm		
				Rohdichte	Druckfestigkeit	
				[Kg/dm <sup>3</sup> ]	$\beta_{w200}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{c,iso}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
H-Q-001-004	14.3.2001	18.3.2001	35	18,6	25,5	22,1
H-Q-001-004	14.3.2001	23.04.2001	40	18,5	26,5	23,0
H-Q-005-008	19.3.2001	26.04.2001	38	18,7	24,7	21,5
H-Q-005-008	19.3.2001	27.04.2001	39	18,7	26,2	22,8
H-Q-009-012	26.3.2001	3.5.2001	38	18,3	28,4	24,7
H-Q-009-012	26.3.2001	8.5.2001	42	18,8	28,6	24,8
H-Q-013-016	6.8.2001	18.9.2001	42	18,6	26,3	22,8
H-Q-013-016	6.8.2001	20.9.2001	44	18,6	28,3	24,6
H-Q-017-020	9.8.2001	25.9.2001	46	18,6	24,3	21,2
H-Q-017-020	9.8.2001	8.10.2001	60	18,4	27,0	23,4
H-Q-021-025	15.8.2001	25.9.2001	40	18,6	24,4	21,2
H-Q-021-025	15.8.2001	8.10.2001	54	18,4	26,3	22,9
H-Q-026-030	20.12.2001	6.2.2002	47	18,4	25,4	22,1
H-Q-026-030	20.12.2001	27.2.2002	68	18,4	27,2	23,7
H-Q-031-036	17.1.2002	13.2.2002	26	18,3	21,7	18,9
H-Q-031-036	17.1.2002	27.2.2002	40	18,4	22,2	19,3
H-Q-037-041	22.1.2002	4.3.2002	40	18,5	24,5	21,3
H-Q-037-041	22.1.2002	13.3.2002	50	18,4	25,8	22,4
H-Q-042-045	03.07.2002	5.8.2002	33	18,5	23,2	20,2
H-Q-046-049	05.07.2002	21.08.2002	47	18,4	28,6	24,8
H-Q-050-053	08.07.2002	13.08.2002	36	18,5	24,7	21,5
H-Q-054-057	10.07.2002	13.08.2002	34	18,5	27,3	23,8

**Tabelle 6-3: Betoneigenschaften der Versuchskörper.**

Aus Tabelle 6-3 wird ersichtlich, dass in allen Versuchen eine Betonwürfeldruckfestigkeit zwischen 20 N/mm<sup>2</sup> und 30 N/mm<sup>2</sup> erreicht wurde. Das Betonalter zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung liegt zwischen 25 Tagen und 60 Tagen. Anhand der ermittelten Betondruckfestigkeiten werden die Versuchsergebnisse für die Auswertung auf eine Betondruckfestigkeit von 25 N/mm<sup>2</sup> normiert. Die Normierung der Versuchsergebnisse erfolgt mit Gleichung (6.2).

$$V_{u,25} = V_{u,test} \sqrt{\beta_w / 25} \quad (6.2)$$

### 6.2.3 Verwendete Befestigungsmittel und Setzen der Befestigungsmittel

Die in den Versuchen verwendeten Verankerungen bestehen aus Gewindestangen mit einem Durchmesser  $d_s = 8$  mm,  $d_s = 16$  mm und  $d_s = 24$  mm. Es wird jeweils eine zur Dübelgröße passende Unterlegscheibe und Sechskantmutter verwendet. Für die Versuche werden galvanisch verzinkte Gewindestangen aus Normalstahl mit einer Nennfestigkeit von 8.8 bzw. 10.9 verwendet. Die Gewindestangen besitzen ein genormtes metrisches Gewinde nach DIN 975.

Für die Installation der Gewindestangen im Bohrloch wird Injektionsmörtel mit der Bezeichnung Hilti Hit-HY 150 verwendet. Dieser Injektionsmörtel ist ein 2-Komponenten-System, das aus

einem organischen und anorganischen Bindemittel besteht. Das organische Bindemittel ist ein Urethanmethacrylatharz, das anorganische Bindemittel ist ein Tonerde-Schmelzzement. Die chemischen Bestandteile des Hybridmörtels HY 150 entsprechen den bereits zugelassenen Systemen HY 20 bzw. HVU. Die Zusammensetzung kann Tabelle 6-4 entnommen werden. Die Verarbeitungszeit beträgt bei Raumtemperatur (20°C) ca. 6 min, die Aushärtezeit ca. 50 min.

Eingesetzte Rohstoffe / Bezeichnung	Wirkungsweise	Menge in Gew. [%]
Urethan - Methacrylat harz, vorbeschleunigt	Harz	29,6
Tonerdezement	Bindemittel	15,4
Quarzsand	Füllstoff	28,0
Amorphes Silicumdioxid (pyrogene Kieselerde)	Verdicker / Füllstoff	2,3
Dibenzoylperoxid	Härter	9,3
Silicumoxid	Füllstoff	14,6
Amorphes Silicumdioxid / Polyethlen	Verdicker / Füllstoff	0,8

**Tabelle 6-4: Zusammensetzung des verwendeten Mörtels Hit HY-150**

Zur Montage der Dübel im Beton werden zunächst Bohrlöcher mit der erforderlichen Verankerungstiefe erzeugt. Hierzu wird ein Hartmetallbohrer mit einem nominellen Durchmesser  $d_s+2$  mm und eine Schlagbohrmaschine (Hilti TE 35) verwendet. Die Bohrmaschine wird in einem Bohrständer geführt, um die Bohrlöcher rechtwinklig zur Betonoberfläche erstellen zu können. Für die korrekte Einhaltung der Achsabstände bei Gruppenbefestigungen wird eine Bohrschablone verwendet.

Im Anschluss an das Bohren werden die Bohrlöcher gereinigt (1x saugen, 1x bürsten, 1x saugen). Die Tiefe des Bohrloches wird am Bohrlochrand gemessen und protokolliert. Anschließend wird der Mörtel mit einer Hand-Auspresspistole beginnend am Bohrlochgrund injiziert. Dabei wird der Statikmischer kontinuierlich bei gleichzeitigem Auspressen vom Bohrlochgrund zur Oberfläche gezogen um eine Blasenbildung zu vermeiden. Nach dem Verfüllen werden die Ankerstangen per Hand unter leichter Drehbewegung bis zum Bohrlochgrund eingedrückt und bei den Gruppenverankerungen mit der Setzschablone ausgerichtet. Der tatsächliche Rand- bzw. Eckabstand wird nach dem Aushärten des Mörtels gemessen und protokolliert (*Hofmann, Elighausen (2004)*).

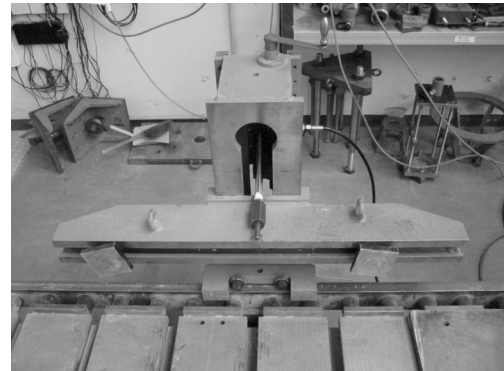
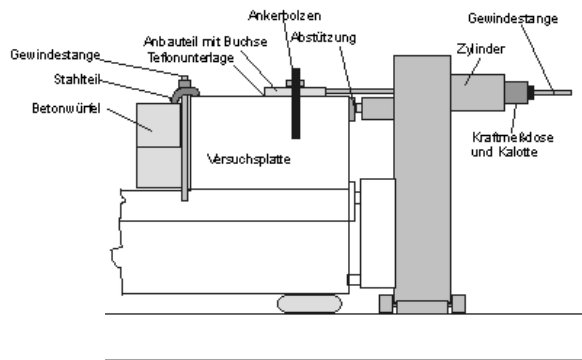
## 6.3 Versuchsaufbau

### 6.3.1 Versuchsaufbau für eine Belastung senkrecht zum Bauteilrand

Der Versuchsaufbau besteht aus einem Spannboden und einer Querkugelanlage. Der Spannboden wird auf Luftkissen gelagert, die eine horizontale Ausrichtung der gesamten Prüfeinrichtung gewährleisten. Die Querkugelanlage besteht aus einem geführten vertikalen Fahrgestell hinter dem Spannboden, an dem ein horizontales Querhaupt mit Abstützvorrichtung in Form von Stahlstempeln angebracht ist.

Die Abstützvorrichtung ist in Grenzen höhenverstellbar, um Versuchskörper unterschiedlicher Dicke einbauen zu können. Die Abstützung der Versuchskörper erfolgt an horizontal verstellbaren, quadratischen Abstützplatten und beträgt in der Regel  $4c_1$ .

Mittig hinter der Querkugelanlage ist ein 400 kN Hydraulikzylinder horizontal liegend eingebaut (Abbildung 6.2a). Ein Foto der Querkugelanlage ohne Versuchskörper ist in Abbildung 6.2b dargestellt. Um ein Verdrehen und Kippen der Versuchskörper zu verhindern, werden die Betonplatten auf der Rückseite mit Hilfe einer Abspannvorrichtung gesichert.



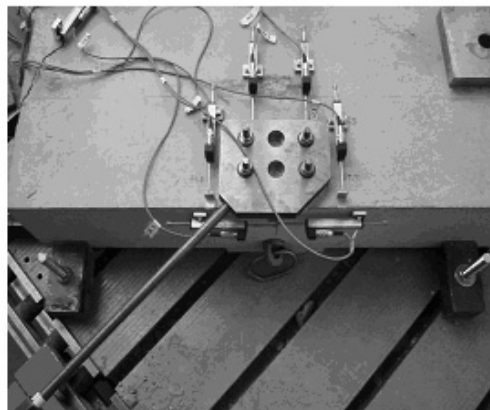
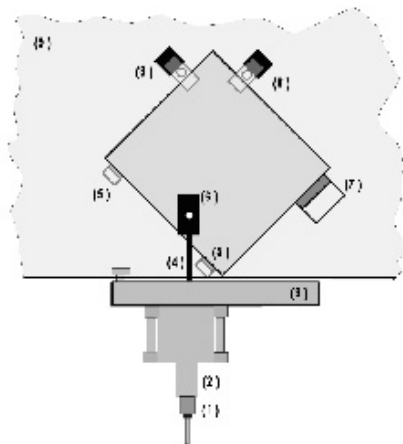
a)

b)

**Abbildung 6.2:** a) Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus und b) Foto der verwendeten Quereinrichtung

### 6.3.2 Versuchsaufbau für eine beliebige Belastungsrichtung

Der Versuchsaufbau für die Versuche mit beliebiger Belastungsrichtung unterscheidet sich nur geringfügig vom Versuchsaufbau für eine Belastung senkrecht zum Bauteilrand. Versuchstechnisch bedingt wird eine veränderte Abstützung der Versuchskörper gewählt (Abbildung 6.3a/b). Die Abstützung der Versuchskörper erfolgt nicht mit der Abstützeinrichtung am Querhaupt (Abbildung 6.2b), sondern durch Stahlwinkel im unteren Plattenbereich. Alle Abstützwinkel werden mit hochfesten Spannschrauben auf dem Spannboden fixiert. Diese Art der Abstützung wurde gewählt, um einen Einfluss auf den zu erwartenden Ausbruchkegel ausschließen zu können und entspricht einer Abstützweite größer  $6c_1$ . Die Betonkörper werden ebenfalls gegen Kippen durch eine Abspannvorrichtung hinter den Versuchskörpern gesichert.



a)

b)

**Abbildung 6.3:** a) Schematischer Versuchsaufbau für beliebige Belastungsrichtungen, b) Foto der vorderen Abstützung und der Zugeinrichtung.

## 6.4 Versuchsdurchführung

### 6.4.1 Versuchsablauf

Die vorbereiteten Prüfkörper werden entsprechend der Belastungsrichtung auf dem Spannboden ausgerichtet. Im Anschluss daran wird die Stahlzuglasche eingebaut. Unterhalb der Stahlzuglasche wird bei allen Versuchen eine Teflonfolie angebracht, um die Reibung zwischen Beton und Anbauteil zu minimieren. Aufgrund der passgenauen oberflächengehärteten Einsatzstücke in der Zuglasche und einer exakten Ausrichtung der Dübel (zu Beginn der Belastung liegen alle Dübel

an der Zuglasche an) kann in den Versuchen davon ausgegangen werden, dass kein Lochspiel vorhanden ist. Die Dübel werden bei allen Versuchen mit einem Drehmomentenschlüssel auf 60 Nm vorgespannt. Lediglich bei den Versuchen mit einem Dübeldurchmesser  $d_s = 8$  mm wird das Drehmoment auf 20 Nm reduziert. Nach der Installation der Zuglasche werden die DMS-Kabel (Abbildung 6.4a) an die Vergleichsdehnmessstreifen angeschlossen und mit den Messkanälen des verwendeten Signalumwandlers verbunden.

Vor der Belastung wird das Querzughaupt an der Verankerung ausgerichtet. Die Platte wird auf der hinteren Seite mit einer geeigneten Abspannvorrichtung gegen Verdrehen gesichert. Die Belastung wird mit einer Gewindestange M24 (Festigkeit 10.9) an der Ankerplatte zentrisch eingeleitet. Nach einer Überprüfung der Messeinrichtung wird die Belastung mit Hilfe des hydraulischen Zylinders weggeregelt aufgebracht. Der Kolbenweg des Hydraulikzylinders wird über den Ölzufluss so gesteuert, dass zwischen 60 Sekunden und 120 Sekunden die Höchstlast erreicht ist.

### 6.4.2 Messeinrichtung und Messdaten

Während der Versuchsdurchführung werden verschiedene Messdaten wie Kraft, Verschiebung und Rissöffnung erfasst. Die aufgebrachte Last wird mit Hilfe einer Kraftmessdose gemessen. Es wird je nach zu erwartender Bruchlast eine für diesen Bereich kalibrierte Kraftmessdose (0-50 kN und 50 - 400 kN) verwendet.

Die Verschiebung der Verankerungen wird mittels induktiver Wegaufnehmer gemessen, die hinter der Zuglasche auf die glatte Betonoberfläche geklebt werden (Abbildung 6.4b). Die Rissentwicklung wird mit mehreren Rissaufnehmern kontinuierlich aufgezeichnet. Die Lastverteilung auf die einzelnen Dübel einer Gruppe wird mit Dehnmessstreifen (DMS) ermittelt, die auf den Zuglaschen aufgeklebt sind. Diese messen die Lochleibungsspannungen und lassen damit einen Rückschluss auf die Belastung der einzelnen Dübel innerhalb der Gruppe zu (Abbildung 6.4a). Die Nummerierung der DMS beginnt von links vorne mit Nr.1.

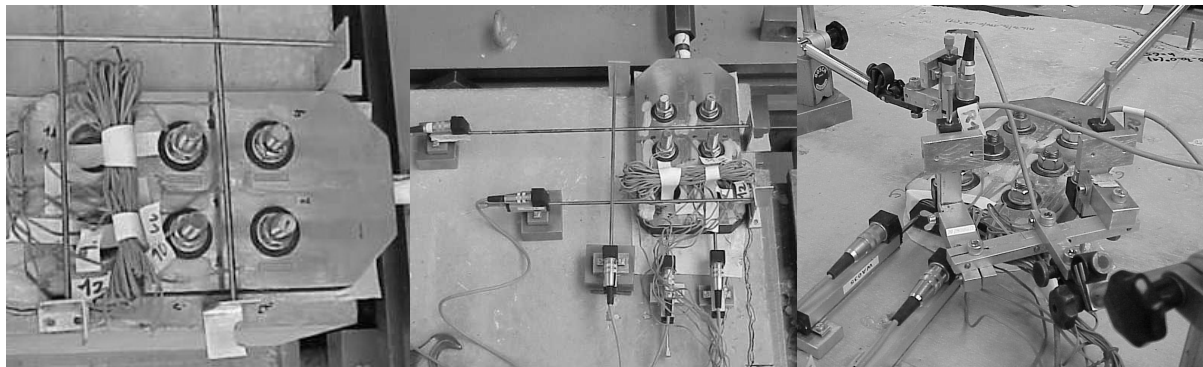


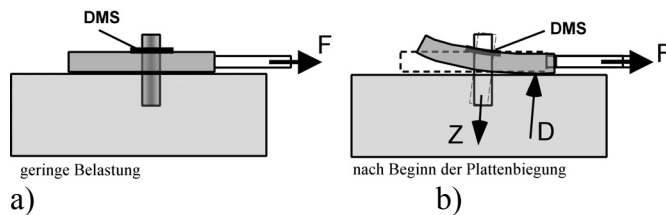
Abbildung 6.4: Foto a) der Querzuglasche mit Dehnmessstreifen zur Messung der Lochleibungsspannung, b) der Wegaufnehmer zur Messung der Rissentwicklung und c) der Anordnung der Wegaufnehmer zur Messung einer Verankerung in der Bauteilfläche.

Für jeden Anker der Befestigung werden zwei DMS ausgewertet und die Dehnungen über die Versuchsdauer hinweg aufgezeichnet. Die Messung hat im Vergleich zu den übrigen Messgrößen eine große Messunsicherheit, so dass die Ergebnisse nur in Kombination mit anderen Messergebnissen verwendet werden können.

#### 6.4.2.1 Bestimmung der Lastverteilung

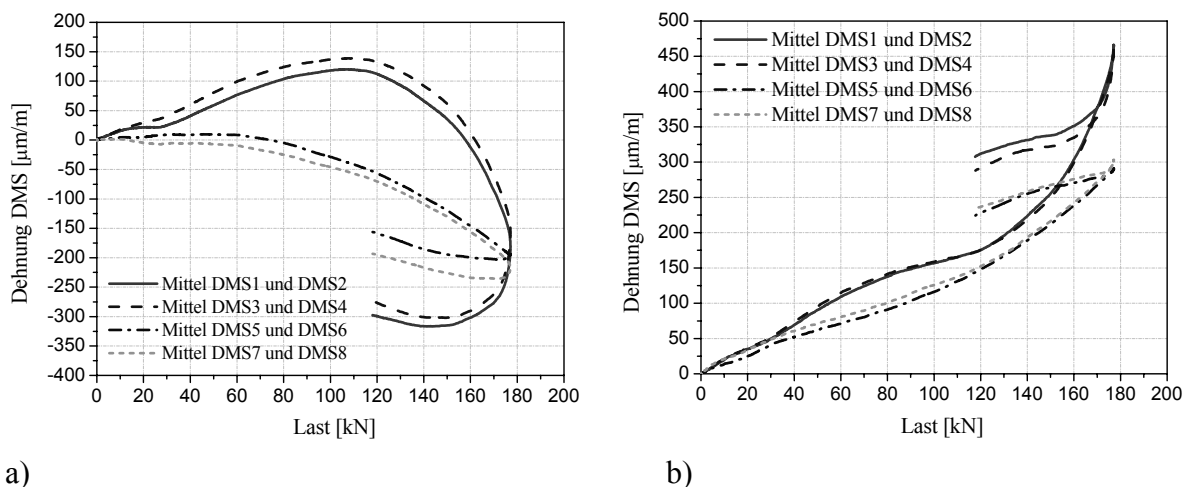
Eine Problematik bei der Messung der Lochleibungsdehnungen besteht darin, dass sich die Zuglaschen im Laufe der Belastung von der Betonoberfläche abheben und auf Biegung beansprucht werden. Wird ein entsprechendes Lastniveau erreicht, stützt sich die Zuglasche auf der Beton-

oberfläche ab und die hinteren Anker der Gruppenbefestigung werden auf Zug beansprucht (Abbildung 6.5a). Hierdurch kommt es zu einer konkaven Krümmung auf der Oberseite der Ankerplatte. Die Dehnung in den Dehnmessstreifen nimmt in diesem Fall trotz ansteigender Last ab.



**Abbildung 6.5:** Einfluss der Plattenbiegung auf die Dehnung der DMS zur Messung der Lochleibungsspannung.

Hierdurch ist eine direkte Auswertung der Messwerte nur qualitativ möglich. Im Weiteren wird davon ausgegangen, dass die Abnahme der Dehnung infolge Biegung proportional zur ansteigenden Last und damit auch proportional zur angreifenden Ankerlast ist. Unter dieser Annahme werden die Dehnungen infolge Biegung in eine Zugdehnungen umgerechnet. Dies erfolgt mit Hilfe des Differenzenverfahrens. Die Änderung der Dehnung  $\Delta\varepsilon$  wird bei ansteigender Last als stets positiv und bei abnehmender Last als stets negativ angenommen. Somit wird ein Abfallen der Dehnung bei ansteigender Last infolge Biegung eliminiert. Durch diese Umrechnung ergibt sich aus dem in Abbildung 6.6a dargestellten Originaldiagramm das in Abbildung 6.6b dargestellte Dehnungs- Last-Diagramm zur Auswertung der Lastverteilung.



**Abbildung 6.6:** a) Gemessene Dehnungen aufgetragen über der Versuchslast und b) hinsichtlich Ankerplattenbiegung korrigierte Dehnungen aufgetragen über der Versuchslast.

## 6.5 Versuche mit Einzelbefestigungen am Bauteilrand

### 6.5.1 Durchgeführte Versuche

Die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuche ergänzen die Untersuchungen von *Wüstholz (1999)* zum Einfluss des Durchmessers und der Verankerungstiefe von Einzelbefestigungen am Bauteilrand. Zusätzlich wurden Versuche mit einer Belastungsrichtung  $\alpha = 45^\circ$  und  $\alpha = 90^\circ$  durchgeführt, um den Einfluss des Belastungswinkels auf die Bruchlast zu erfassen.

Das in Kapitel 4 beschriebene bruchmechanische Modell berücksichtigt neben den geometrischen Randbedingungen auch systembedingte Einflussfaktoren. Dies ist beispielsweise der Einspanngrad am Lastangriffspunkt oder die Bettungsbedingungen entlang der Verankerungstiefe. Um zu zeigen, dass der Einspanngrad einen Einfluss auf die Bruchlast hat, werden Versuche mit

eingespanntem und gelenkigem Lasteinleitungsbereich ausgewertet. Die Versuche werden mit einem Durchmesser  $d = 16 \text{ mm}$  und  $d = 24 \text{ mm}$  sowie verschiedenen Verankerungstiefen durchgeführt. Der Einfluss der Bettungsbedingung im Bohrloch wird anhand von drei Vergleichsversuchen mit eingemörtelten sowie lose im Bohrloch liegenden Dübeln untersucht. Zur Ergänzung dieser Ergebnisse werden drei Versuche mit Kunststoffdübeln von *Pregartner (2003)* herangezogen.

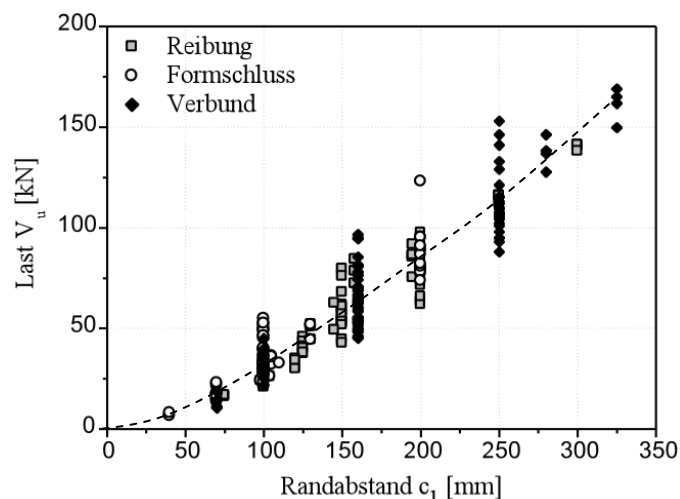
Durchmesser $d$ [mm]	Verankerungstiefe $h_{ef}$ [mm]	Randabstand $c_1$ [mm]	Eckabstand $c_2$ [mm]	Lastrichtung $\alpha$ [°]
8	65	70	-	0
8	130	70	-	0
8	260	70	-	0
16	65	70, 100	-	0
16	130	70, 100	-	0, 45, 90
16	260	70, 100	-	0 - 90
24	65	70	-	90
24	130	70	-	0

**Tabelle 6-5: Tabellarische Darstellung der Versuche zu Einzelbefestigungen am Bauteilrand ohne die Versuche aus *Wüstholtz (1999)*.**

Im Folgenden werden die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen mit Einzelbefestigungen am Bauteilrand sowie die Versuche von *Wüstholtz (1999)* dargestellt, ausgewertet und diskutiert.

#### 6.5.1.1 Einfluss des Dübeltyps

Der Einfluss des Dübeltyps auf die Bruchlasten bei Belastung senkrecht zum Bauteilrand wurde bereits in Abschnitt 3.3 dargestellt. In Abbildung 6.7a sind die Bruchlasten verschiedener Dübeltypen mit unterschiedlichen Lastabtragungsmechanismen aus der vorhandenen Datenbank (Abbildung 6.7b) in Abhängigkeit des Randabstandes aufgetragen und mit denen von Verbunddübeln verglichen. Die Ergebnisse zeigen, dass der Lastabtragungsmechanismus keinen Einfluss auf die zu Bruchlast hat.



a)

**Abbildung 6.7: a) Einfluss des Randabstandes auf die Bruchlast einer Einzelbefestigung am Bauteilrand für unterschiedliche Lastabtragungsmechanismen (Dübeltypen).**

Die Zunahme der Bruchlast mit größer werdendem Randabstand ist für die Lastabtragungsmechanismen Reibung, Formschluss und Verbund nahezu gleich. Es kann davon ausgegangen werden, dass die mit Verbunddübel erzielten Ergebnisse auch für andere Dübeltypen gelten. Für bestimmte Randbedingungen ergeben sich jedoch Unterschiede im Last-Verschiebungsverhalten.

### 6.5.1.2 Einfluss der Abstützung im Versuch

Von *Wüstholz (1999)* werden verschiedene Versuche zum Einfluss der Abstützung durchgeführt. Die Abstützung beeinflusst nicht nur die Bruchkegelbildung, sondern auch den inneren Spannungszustand des Versuchskörpers während der Belastung. Insgesamt werden vier unterschiedliche Versuchsaufbauten untersucht, um den Einfluss unterschiedlicher Lagerungen zu quantifizieren.

- Bei Versuchsaufbau I wird der Versuchskörper auf dem Spannboden gelagert und gegen die Querbewegung abgestützt (siehe Abschnitt 6.4.1) und am hinteren Ende nach unten abgespannt, um ein Abheben zu verhindern. Die vordere Abstützung erfolgt mit Metallstempeln (70 mm x 70 mm) die am Querschnitt angebracht sind (Abbildung 6.8a). Die Abstützweite beträgt  $4c_1$ .
- Mit Versuchsaufbau II wird untersucht, ob eine enge konzentrierte Druckabstützung unterhalb der Verankerung einen Einfluss auf die Bruchlast hat. Die punktförmige Abstützung erfolgt durch zwei direkt nebeneinander positionierte Schalungsstützen. Der Versuchskörper wird im hinteren Bereich mit einem Querträger gegen Abheben gesichert (Abbildung 6.9b).
- Mit Versuchsaufbau III wird der Einfluss einer weiten Druckabstützung am unteren Plattenrand untersucht. Hierzu werden die Versuchskörper mit Schalungsstützen am unteren Plattenrand im Bereich der Ecke abgestützt. Die Abstützweite beträgt ca.  $7c_1$ .
- Mit Versuchsaufbau IV wird der Einfluss einer Zugverankerung auf der gegenüberliegenden Seite der Belastung untersucht. Der Versuchskörper wird mit vier einbetonierten Gewindestangen (M16) zurückgehängt (Abbildung 6.9d), wodurch keine Druckabstützung notwendig ist.

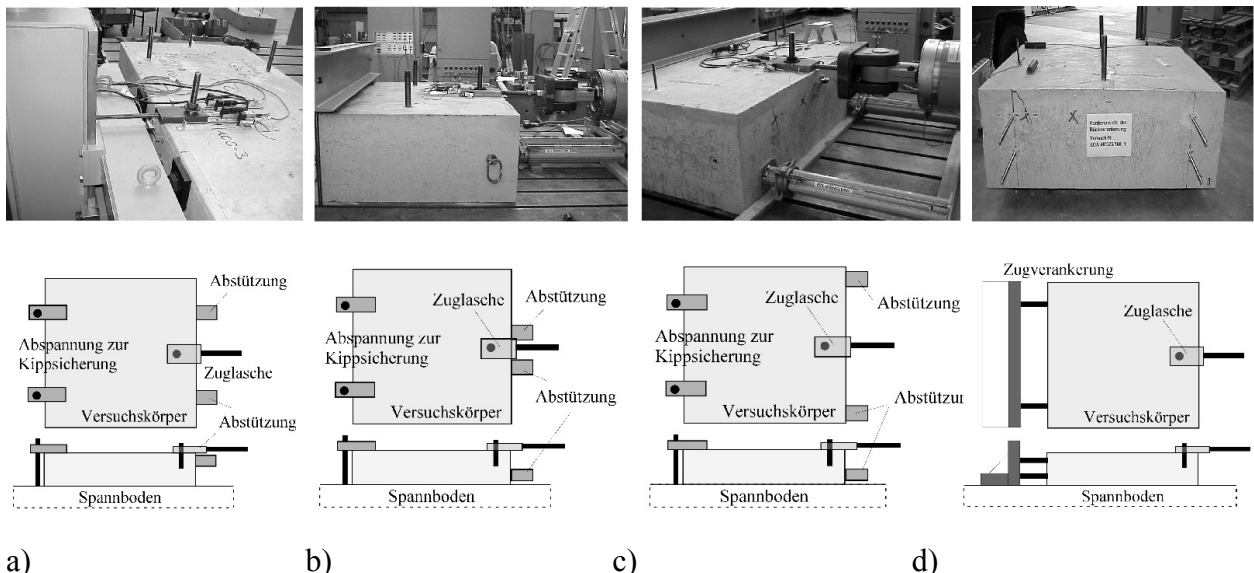


Abbildung 6.8: Darstellung der Versuchsaufbauten zum Einfluss der Abstützung, a) Versuchsaufbau I, b) Versuchsaufbau II, c) Versuchsaufbau III, d) Versuchsaufbau IV.

Die Art der Lasteinleitung zwischen Anbauteil und Dübel unterscheidet sich bei den einzelnen Versuchsaufbauten nur unwesentlich. Bei den Versuchsaufbauten II, III, IV wird der Hydraulik-



Zylinder gelenkig gelagert, bei Versuchsaufbau I wird eine Kalotte zwischen Zylinder und Gewindestange angebracht. In allen Fällen ist eine gelenkige Lagerung gewährleistet. Der Einfluss der Abstützung auf die Höchstlast kann für Versuchsaufbau III und IV nur tendenziell ausgewertet werden, da nur zwei Versuche vorliegen. Eine Zusammenstellung der Versuchsergebnisse von *Wüstholtz (1999)* ist in Tabelle 6-6 gegeben.

Versuchsbezeichnung	Aufbau des Versuchs	Spaltriss an Bauteilkannte vorhanden	Breite des Ausbruches		Höchstlast		
			$b$ [cm]		$V_{u,\beta v=25}$ [kN]	$V_{u,max,m}$ [kN]	$V_{u,max,m,\beta v=25}$ [kN]
40/325/160_1	I	ja	68,0	74,6	98,6	81,36	87,0
40/325/160_2	I	ja	73,5		76,0		
40/325/160_3	I	ja	91,0		85,1		
40/325/160_4	I	nein	67,0		88,2		
SE 40/325/160_1	II	nein	134,0	124,8	79,1	77,83	85,5
SE 40/325/160_2	II	nein	130,0		88,7		
SE 40/325/160_3	II	nein	123,0		89,0		
SE 40/325/160_4	II	nein	112,0		85,2		
SW 40/325/160_1	III	ja	130,0	120,0	91,6	90,04	96,4
SW 40/325/160_2	III	nein	111,0		101,3		
SO 40/325/160_1	IV	ja	106,0	116	73,5	69,50	74,4
SO 40/325/160_2	IV	ja	126,0		75,3		

**Tabelle 6-6: Zusammenstellung der Bruchlasten und Ausbruchkegelabmessungen für die Versuche mit unterschiedlichen Abstützungen (Versuchsaufbau I bis IV).**

Ein Vergleich der mittleren Bruchlasten für Versuchsaufbau I bis IV zeigt, dass die Art der Abstützung einen Einfluss auf die Bruchlasten hat. Tendenziell sind bei einem Zurückhängen des Versuchskörpers (Versuchsaufbau IV) die Bruchlasten am geringsten und für eine weite Druckabstützung (Versuchsaufbau III) am unteren Plattenrand am größten. Der Unterschied beträgt ca. 30% bezogen auf die mittlere Bruchlast. Die Lagerung mit einer konzentrierten Druckabstützung unterhalb der Verankerung (Versuchsaufbau II) einer Druckabstützung am oberen Plattenrand mit  $4c_1$  (Versuchsaufbau I) liefern in etwa gleiche Bruchlasten.

Die Ergebnisse zeigen, dass für Versuchsaufbau I ein Ausbruchkörper mit einer Größe von ca.  $4c_1$  zu erwarten ist. Für Versuchsaufbau II, III und IV ergeben sich deutlich größere Ausbruchkegel (ca.  $7c_1$  bis  $8c_1$ ), da keine nahe Druckabstützung im oberen Plattenrand vorhanden ist.

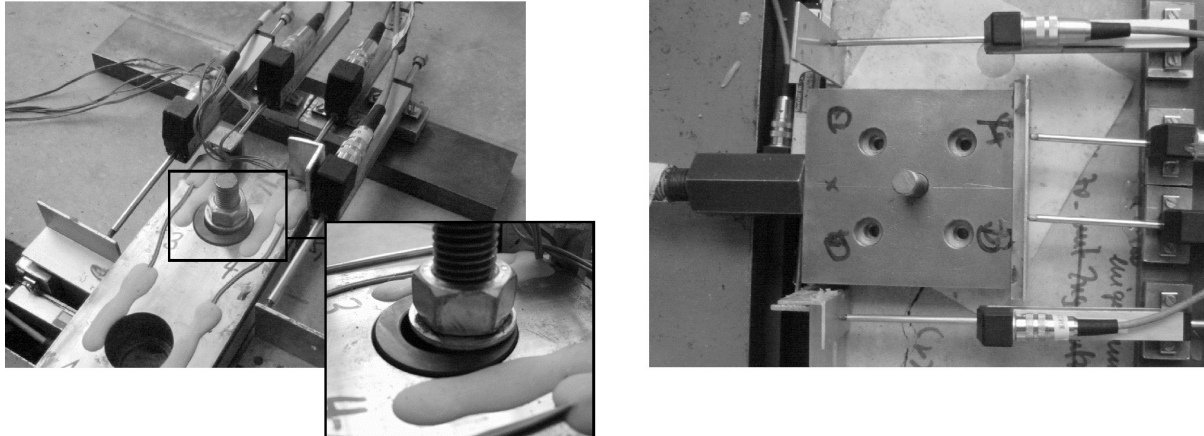
### 6.5.1.3 Einfluss des Einspanngrades am Anbauteil

Auf den Einfluss des vorhandenen Einspanngrades wurde bereits in Abschnitt 4.3.4.2 eingegangen. Ein hoher Einspanngrad im Bereich der Lasteinleitung zwischen Dübel und Ankerplatte ergibt nach der Theorie der elastischen Bettung eine geringere Pressung vor dem Bolzen und damit eine höhere Bruchlast. Um diesen Sachverhalt zu verifizieren, werden Einzelbefestigungen am Bauteilrand ( $c_1 = 70$  mm) mit unterschiedlicher Ausbildung des Lasteinleitungsbereiches experimentell untersucht. Die Versuche werden mit einem Dübeldurchmesser  $d = 16$  mm und  $d = 24$  mm sowie einer Verankerungstiefen  $h_{ef} = 65$  mm und  $h_{ef} = 130$  mm durchgeführt.

Bei gelenkiger Ausbildung des Lasteinleitungsbereiches ist in den Versuchen im Bereich der Ankerplatte ein Durchgangsloch vorhanden, so dass das vorhandene Lochspiel relativ groß ist. Der Dübel ist im Bereich der Lasteinleitung somit frei verdrehbar (Abbildung 6.9a). Für die Versuche mit fester Einspannung wird eine Zuglasche mit Innengewinde verwendet. Eine freie Verdrehung des Bolzens an der Ankerplatte ist daher nicht möglich (Abbildung 6.9b).

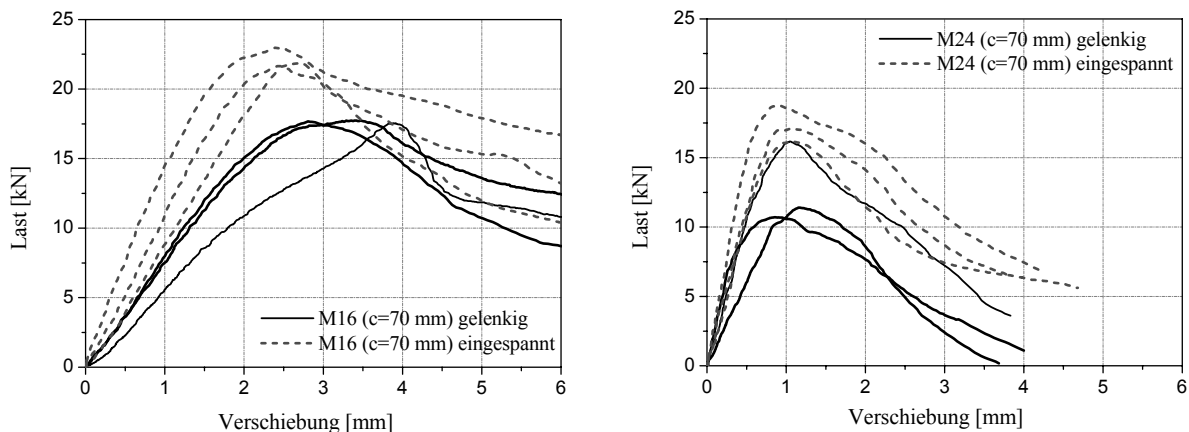
Die Ergebnisse der Versuche mit gelenkiger und eingespannter Lagerung zeigen, dass die Einspannung im Bereich der Lasteinleitung einen Einfluss auf das Last-Verschiebungsverhalten der

Verankerung hat (Abbildung 6.10). Eine eingespannte Verankerung verhält sich zu Beginn der Belastung steifer als eine Verankerung mit gelenkigem Anschluss des Dübels an die Ankerplatte. Die Versuche mit einem Bolzendurchmesser  $d = 16$  mm (Abbildung 6.10a) zeigen, dass die Bruchverschiebung für einen gelenkigen Anschluss in der Regel größer ist als für einen eingespannten Anschluss.



a) **Abbildung 6.9: a) Foto der Zuglasche für Befestigungen mit gelenkiger Ausbildung des Lasteinleitungsbereiches und b) Foto der Zuglasche für Befestigungen mit starrer Einspannung am Lasteinleitungsbereich.**

Dieses Verhalten kann in den Versuchen mit einem Bolzendurchmesser  $d = 24$  mm nicht festgestellt werden. Grund hierfür dürfte die bei diesem Durchmesser geringe Pressung vor dem Bolzen bei Erreichen der Höchstlast sein.



a) **Abbildung 6.10: Last-Verschiebungskurven von Einzelbefestigung am Bauteilrand ( $h_{ef} = 130$  mm) mit gelenkiger und eingespannter Lagerung des Dübels an der Zuglasche für a)  $c = 70$  mm,  $d = 16$  mm und b)  $c = 70$  mm,  $d = 24$  mm.**

Die Bruchlasten sind bei einer eingespannten Lagerung im Mittel höher als bei einer gelenkigen Ausbildung des Lasteinleitungsbereiches. Dieses Verhalten bestätigt tendenziell die Aussagen in Abschnitt 4. Allerdings wird der Einfluss durch den Ansatz der elastischen Bettung überschätzt. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Theorie der elastischen Bettung für das nichtlineare Betonverhalten nur Schätzwerte liefert. Weiterhin kann in Versuchen eine volle Einspannung oder rein gelenkige Ausbildung des Lasteinleitungsbereiches nicht realisiert werden. Tendenz

zeigen die Versuchsergebnisse jedoch, dass die zu erwartende Bruchlast vom vorhandenen Einspanngrad zwischen Dübel und Anbauteil abhängt.

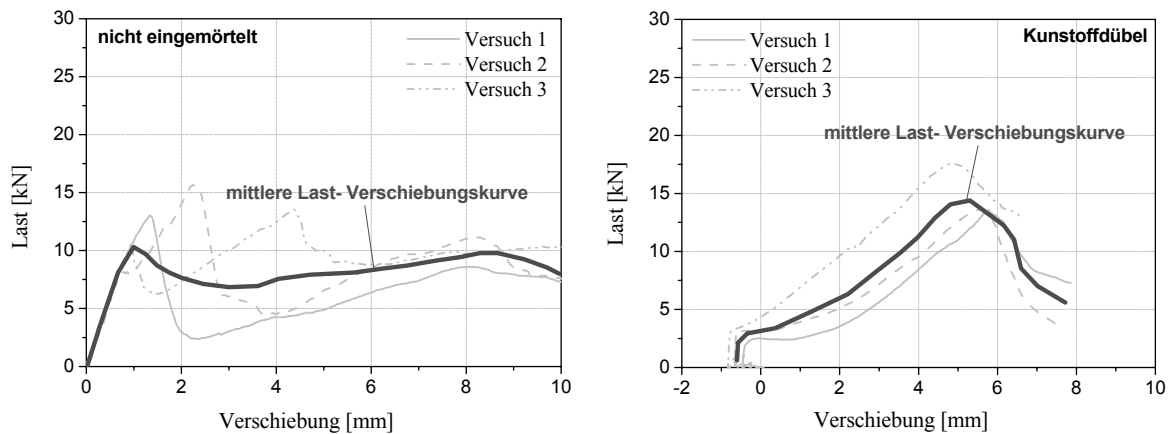
Die weiteren Versuche werden daher mit einem Lochspiel von weniger als 1 mm durchgeführt, wobei jedoch alle Dübel beim Setzen mit einer Schablone so ausgerichtet werden, dass diese zu Beginn der Belastung an der Ankerplatte anliegen. Der Einfluss eines Lochspiels auf die Lastverteilung kann in den Versuchen somit ausgeschlossen werden. Es ist in den Versuchen von einer teilweise eingespannten Verankerung auszugehen.

#### 6.5.1.4 Einfluss der Bettungsbedingungen

Um den Einfluss der Steifigkeit des umgebenden Materials zwischen Dübel und Bohrlochwandung auf die Bruchlast zu erfassen, werden Versuche mit eingemörtelten Verbunddübeln und einer lose in das Bohrloch eingesetzten Gewindestange durchgeführt. Zum Vergleich stehen weiterhin Versuche mit Kunststoffdübeln von *Pregartner (2003)* zur Verfügung.

Das den Dübel umgebende Material beeinflusst das Verformungsverhalten, da sich je nach Steifigkeit des Materials die Spannungsverteilung entlang der Verankerungstiefe ändert. Bei sehr steifen Materialien ist die Verschiebung unter Last gering und die Spannungsverteilung entlang der Verankerungslänge gleichmäßig. Bei den nicht eingemörtelten Dübeln findet zu Beginn der Belastung eine Schrägstellung des Dübels im Bohrloch statt. Dadurch wird der Bolzen am Dübelkopf und am Dübelfuß gegen das Bohrloch gedrückt. In geringerem Maße findet eine solche Schrägstellung auch bei Kunststoffdübeln statt, da das E-Modul des Kunststoffes mit  $E = 1000 \text{ N/mm}^2$  relativ gering ist. Es ist daher zu erwarten, dass Kunststoffdübel bezüglich des Last-Verschiebungsverhaltens zwischen eingemörtelten und den lose im Bohrloch eingebrachten Dübeln liegen.

Die Auswertung der Last-Verschiebungskurven zeigt, dass eingemörtelte Verbundanker die größte Anfangssteifigkeit und Kunststoffdübel die geringste Anfangssteifigkeit aufweisen. Die lose im Bohrloch eingebrachten Dübel haben eine ähnliche Anfangssteifigkeit wie die eingemörtelten Verbunddübel.



a)

b)

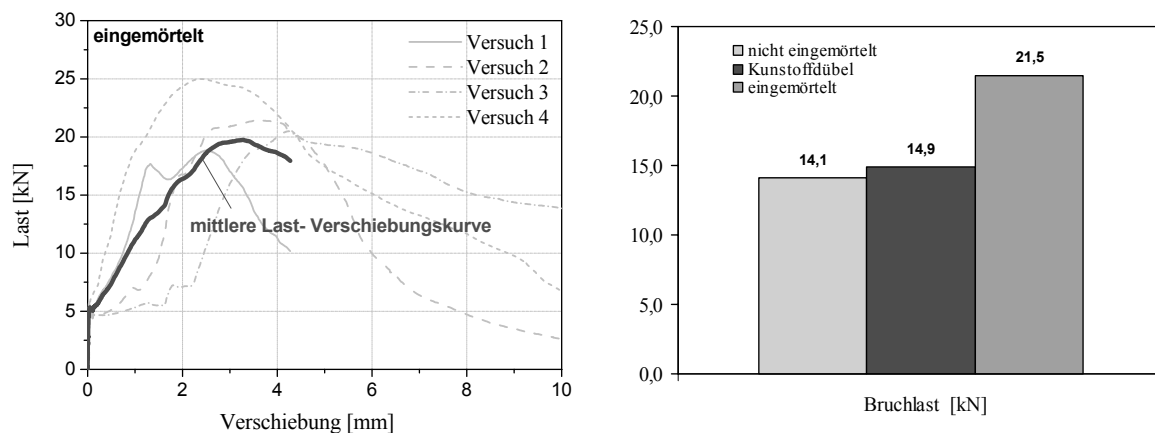
**Abbildung 6.11: Last-Verschiebungskurven von a) lose im Bohrloch eingebrachten Ankern ( $d = 16 \text{ mm}$ ) und b) von Kunststoffdübeln ( $d = 14 \text{ mm}$ ).**

Bei lose im Bohrloch eingebrachten Dübeln ändert sich die Steifigkeit bis zum Erreichen der Höchstlast kaum. Die Last fällt nach Erreichen der Höchstlast sehr schnell ab und steigt bei zunehmender Verschiebung wieder an. Dieses Last-Verschiebungsverhalten spricht für eine anfänglich sehr geringe Lastverteilung entlang der Verankerungstiefe. Die Kräfte können nach Erreichen der Höchstlast entlang der Verankerungstiefe in noch ungeschädigte Betonbereiche um-

gelagert werden. Dies führt im Nachbruchbereich zu einem ausgeprägten Lastplateau (Abbildung 6.11a).

Im Gegensatz hierzu nimmt bei eingemörtelten Verbunddübel die Steifigkeit kurz vor dem Erreichen der Höchstlast deutlich ab. Die Last fällt im anschließenden Nachbruchbereich langsam ab, was auf eine bessere Lastverteilung entlang der Verankerungstiefe schließen lässt (Abbildung 6.12a). Die Verschiebungen bei Höchstlast zeigen, dass Kunststoffdübel die größte und die lose im Bohrloch eingebrachten Dübel die kleinste Bruchverschiebung aufweisen.

Aus dem Ansatz der elastischen Bettung ist daher zu erwarten, dass die mittlere Bruchlast der Kunststoffdübel im Bereich der mittleren Bruchlast der lose im Bohrloch eingebrachten Dübel liegt. Die in den Versuchen beobachteten mittleren Bruchlasten bestätigen diese Annahme. Die mittlere Bruchlast der nicht eingemörtelten Verbunddübel liegt bei ca. 14 kN, die der Kunststoffdübel bei ca. 15 kN (Abbildung 6.12b). Die Bruchlast der eingemörtelten Dübel liegt hingegen bei ca. 21 kN.



a)

b)

**Abbildung 6.12:** a) Last-Verschiebungskurven von eingemörtelter Verbunddübel ( $d = 16 \text{ mm}$ ) und b) mittlere Bruchlast für unterschiedliche Bettungen im Bohrloch.

## 6.5.2 Tragverhalten und Rissentwicklung

### 6.5.2.1 Last-Verschiebungsverhalten

Das Last-Verschiebungsverhalten von Einzelbefestigungen wird durch den Randabstand, den Dübeldurchmesser, die Verankerungstiefe und die Belastungsrichtung beeinflusst. Im Folgenden soll das Last-Verschiebungsverhalten erläutert und für ausgewählte Versuche detailliert dargestellt werden. Die Gesamtheit der Versuchsergebnisse ist in *Hofmann, Eligehausen (2004)* zu finden.

#### 6.5.2.1.1 Entwicklung der Vorspannkraft

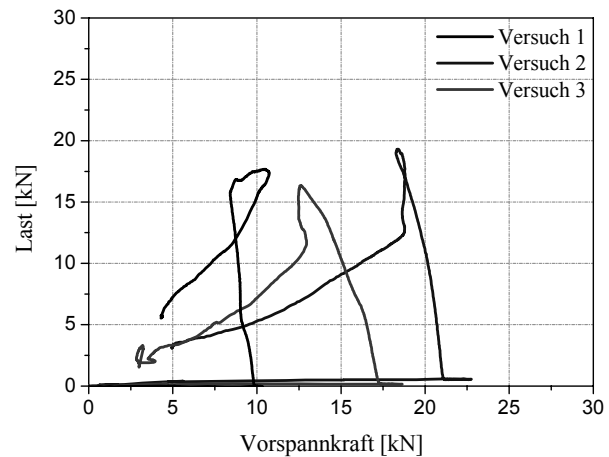
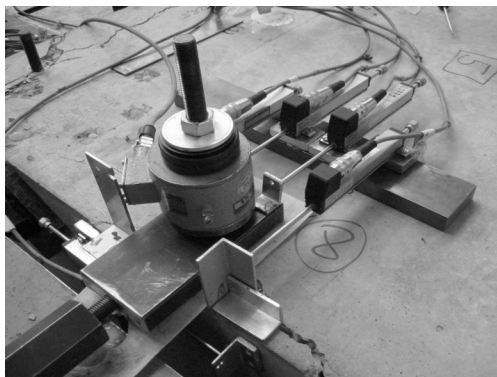
Befestigungen werden im Normalfall durch das Aufbringen eines definierten Drehmomentes gegen das Anbauteil und damit gegen den Ankergrund vorgespannt. Durch das Aufdrehen der Mutter auf das Gewinde mit einem definierten Moment entsteht eine Vorspannkraft, die gewährleistet, dass das Anbauteil unter Gebrauchslast nicht lose ist. Die Vorspannkraft kann in Abhängigkeit des Drehmomentes näherungsweise mit Gleichung (6.3) berechnet werden:

$$F_{\text{Vorspannung}} = \frac{M_D}{k \cdot d} \quad (6.3)$$

Um zu untersuchen ob sich die Vorspannkraft während der Belastung ändert, werden Versuche durchgeführt bei denen die Vorspannkraft während der gesamten Montage mit Hilfe einer über

dem Anbauteil angebrachten Kraftmessdose gemessen wird (Abbildung 6.13a). Im Anschluss daran wird die Befestigung senkrecht zum Bauteilrand belastet, ohne die Messung zu unterbrechen. Die Ergebnisse zeigen, dass die Vorspannkraft mit zunehmender Belastung leicht abgebaut wird (Abbildung 6.13b).

Die Vorspannkraft für ein Drehmoment von 60 Nm liegt zwischen 10 kN und 22 kN. Nach Gleichung 6.2 ergibt sich rechnerisch eine Vorspannkraft von ca. 10 kN, wenn für  $k$  der empfohlene Wert von 0,4 eingesetzt wird. In den durchgeführten Versuchen liegt  $k$  somit zwischen 0,4 und 0,2.



a)

b)

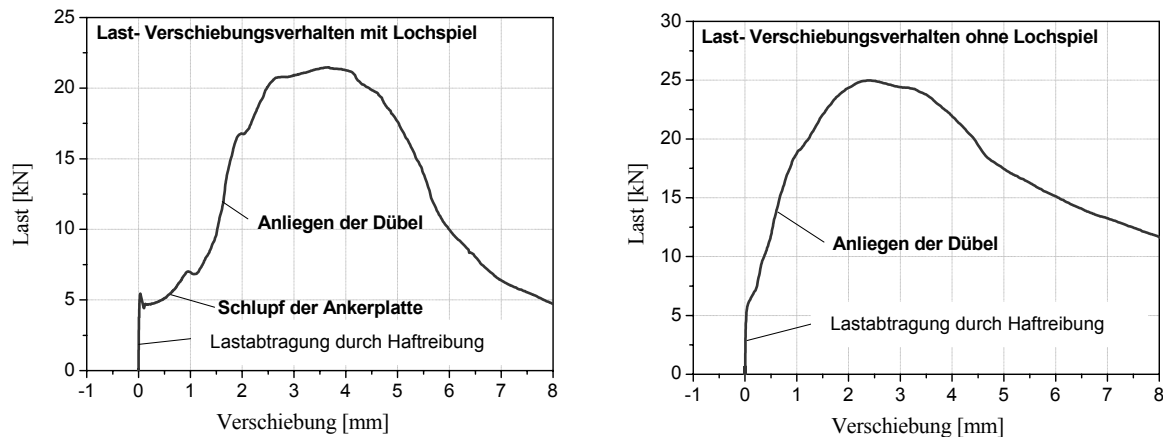
**Abbildung 6.13:** a) Abbildung der Versuchs- und Messeinrichtung für die Messungen zur Entwicklung der Vorspannkraft und b) Entwicklung der Vorspannkraft bei querbelasteten Einzelbefestigungen am Bauteilrand ( $c_1 = 70 \text{ mm}$ ,  $d = 16 \text{ mm}$ ).

#### 6.5.2.1.2 Last-Verschiebungsverhalten

Zu Beginn wird die aufgebrachte Last durch die vorhandene Reibung zwischen Lastplatte und Betonoberfläche übertragen. Die übertragbare Reibungskraft hängt dabei vom Reibungskoeffizienten und dem aufgebrachten der Vorspannkraft ab (siehe 6.5.2.1.1). Der Reibungskoeffizient zwischen Beton und Stahl kann ohne spezielle Oberflächenbehandlung des Betons mit ca.  $\mu = 0,4$  angenommen werden. Bei einer Belastung muss zunächst die Haftreibungskraft überwunden werden, bevor die Anker zur Lastabtragung aktiviert werden können. In diesem Lastbereich gibt es nahezu keine Verschiebung.

Bei zunehmender Belastung wird die Last über Gleitreibung übertragen, bis die Dübel, bedingt durch das vorhandene Lochspiel, an der Ankerplatte anliegen (Abbildung 6.14a). Für Einlegeteile mit angeschweißten Kopfbolzen oder Verankerungen mit sehr geringem Lochspiel werden die Dübel sofort nach dem Überwinden der Haftreibung aktiviert (Abbildung 6.14b).

Liegen die Dübel am Anbauteil an, wird die aufgebrachte Last in den Verankerungsgrund eingeleitet, bis es zu einem Versagen infolge Betonkantenbruch, Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite oder Stahlbruch kommt. Die Steifigkeit nimmt dabei mit zunehmender Belastung ab, da der Beton lokal vor dem Bolzen geschädigt wird und die gesamte Verankerung durch die zusätzlich einsetzende Rissentwicklung an Steifigkeit verliert. Nach Erreichen der Höchstlast beginnt ein instabiles Risswachstum, bei dem die Last schnell abfällt.

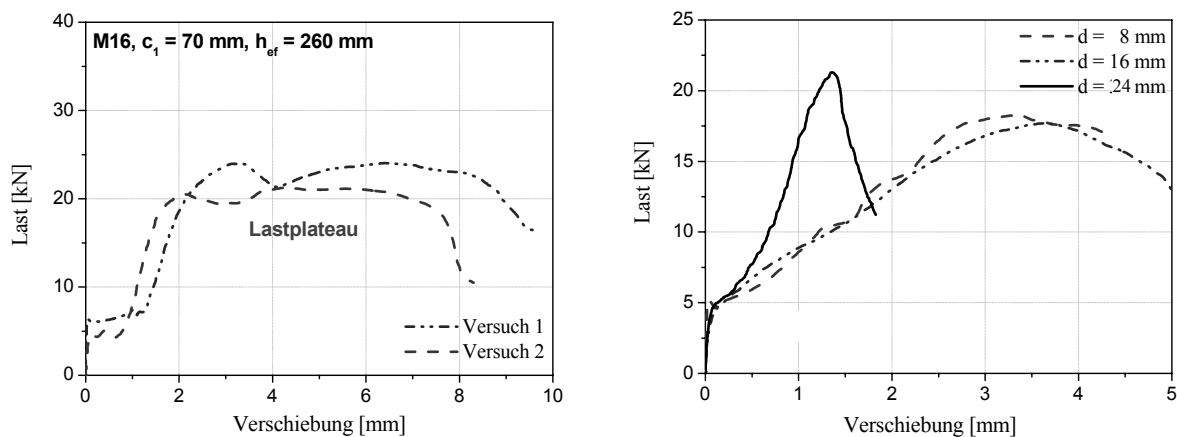


a)

b)

**Abbildung 6.14:** Last-Verschiebungsverhalten einer Einzelverankerung am Bauteilrand mit Lochspiel ( $d = 16 \text{ mm}$ ,  $c = 70 \text{ mm}$ ,  $h_{ef} = 130 \text{ mm}$ ) und b) Last-Verschiebungsverhalten einer Einzelverankerung am Bauteilrand ohne Lochspiel ( $d = 16 \text{ mm}$ ,  $c = 70 \text{ mm}$ ,  $h_{ef} = 130 \text{ mm}$ ).

Bei großen Verankerungstiefen kann die aufgebrachte Last geringfügig entlang des Dübelschaftes umgelagert werden, was zu einem ausgeprägten Plateau in der Last-Verschiebungskurve führt (Abbildung 6.15a). Die Verankerung verliert deutlich an Steifigkeit, da der Beton vor dem Anker stark geschädigt wird und die Rissbildung des Bruchkegels bereits weit fortgeschritten ist. Die aufgebrachte Last muss daher in Bereiche umgelagert werden, in denen der Beton ungeschädigt ist. Durch diese Umlagerung der Lasten entlang der Verankerungstiefe kann es nach Erreichen der Höchstlast sogar zu einer weiteren Laststeigerung kommen.



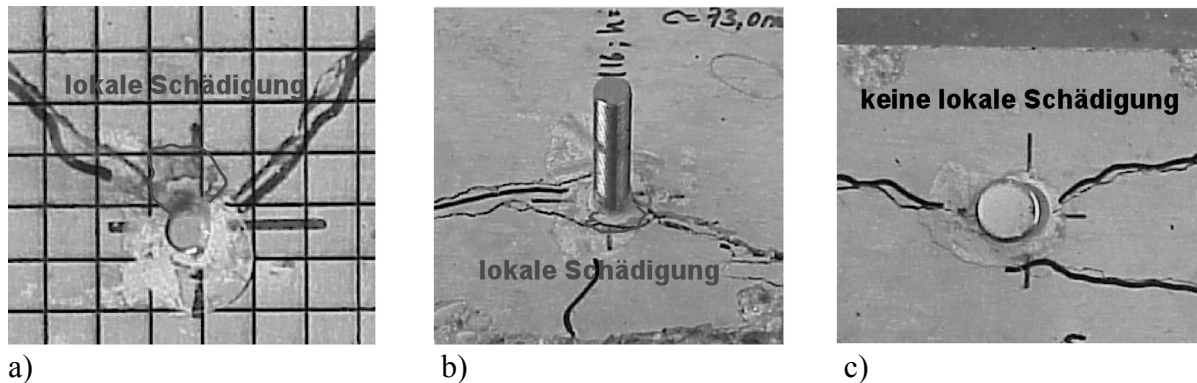
a)

b)

**Abbildung 6.15:** Last-Verschiebungskurven einer a) Einzelbefestigung ( $d = 16 \text{ mm}$ ,  $c_1 = 70 \text{ mm}$ ,  $h_{ef} = 260 \text{ mm}$ ) am Bauteilrand bei Belastung senkrecht zum Rand und b) einer Einzelbefestigung ( $c_1 = 70 \text{ mm}$ ,  $h_{ef} = 130 \text{ mm}$ ) für unterschiedliche Dübeldurchmesser.

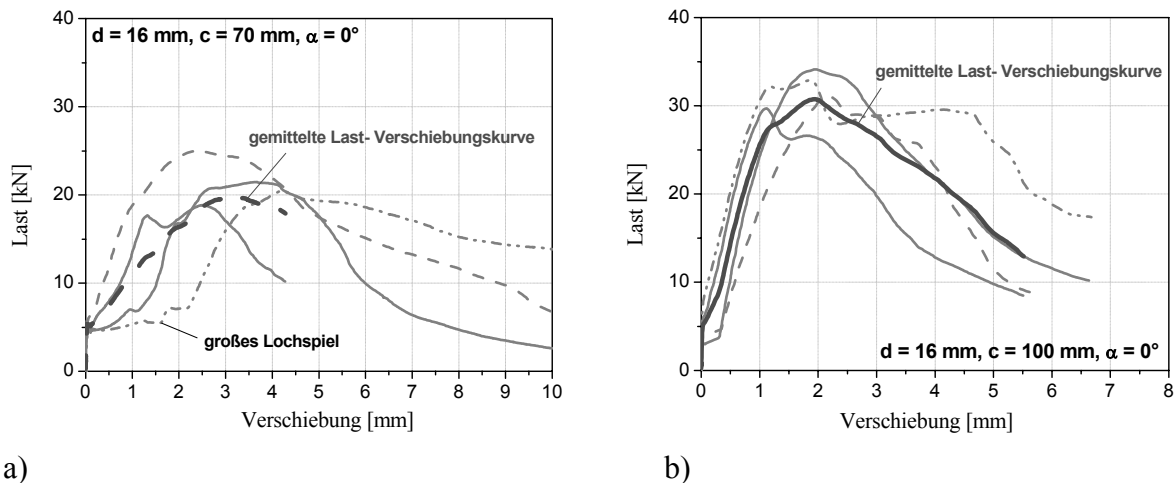
Der Einfluss des Durchmessers auf das Last-Verschiebungsverhalten von Befestigungen ist in Abbildung 6.15b dargestellt. Es zeigt sich, dass die Last-Verschiebungskurven für eine Verankerung mit einem Durchmesser  $d = 8 \text{ mm}$  und  $d = 16 \text{ mm}$  nahezu identisch sind. Die Verschiebung bei Erreichen der Höchstlast beträgt für beide Verankerungen ca.  $3,8 \text{ mm}$ . Die Last-Verschiebungskurve der Verankerung mit  $d = 24 \text{ mm}$  zeigt ein davon abweichendes Verhalten. Die Bruchverschiebung und die Steifigkeit sind deutlich geringer als bei den Verankerungen mit  $d = 8 \text{ mm}$  und  $d = 16 \text{ mm}$ . Die größere Anfangssteifigkeit und die geringere Verschiebung bei

Erreichen der Höchstlast sind auf die geringere Pressung vor dem Bolzen zurückzuführen. Die Schädigung vor dem Bolzen nimmt mit größer werdendem Durchmesser ab. Abbildung 6.16 zeigt die Schädigungen vor dem Bolzen für die Durchmesser  $d = 8 \text{ mm}$ ,  $d = 16 \text{ mm}$  und  $d = 24 \text{ mm}$ . Bei kleinen Durchmessern kommt es in den Versuchen zu einer deutlich größeren lokalen Schädigung als bei großen Durchmessern. In den Versuchen mit einem Durchmesser  $d = 24 \text{ mm}$  ist keine lokale Schädigung vor dem Bolzen sichtbar. Dieses zeigen auch die numerischen Untersuchungen zum Einfluss des Durchmessers (siehe Abschnitt 5).



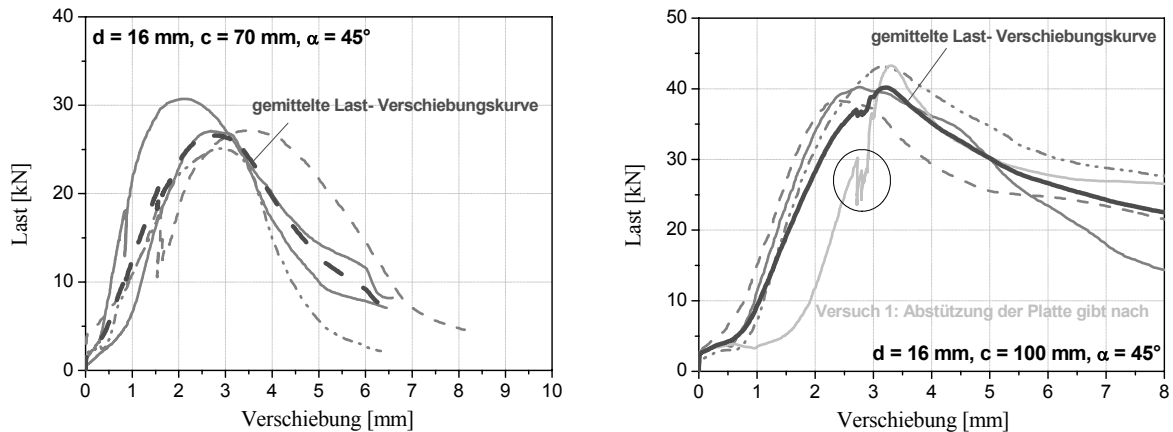
a) b) c)  
Abbildung 6.16: Darstellung der lokalen Schädigungen vor dem Bolzen für die Dübeldurchmesser a)  $d = 8 \text{ mm}$ , b)  $d = 16 \text{ mm}$  und c)  $d = 24 \text{ mm}$ .

Das Last-Verschiebungsverhalten wird maßgeblich vom Randabstand und der Belastungsrichtung beeinflusst. Abbildung 6.17 bis Abbildung 6.19 zeigen jeweils die mittleren Last-Verschiebungskurven für die Randabstände  $c_1 = 70 \text{ mm}$ ,  $c_1 = 100 \text{ mm}$  und die Belastungsrichtungen  $0^\circ$ ,  $45^\circ$  und  $90^\circ$ .



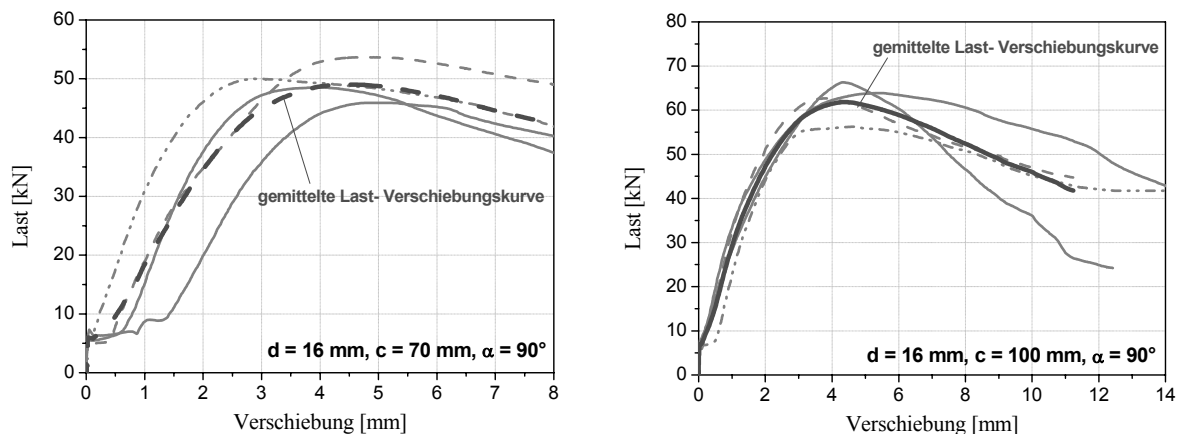
a) b)  
Abbildung 6.17: Mittlere Last-Verschiebungskurven einer Einzelbefestigung am Bauteilrand mit a)  $d = 16 \text{ mm}$ ,  $c_1 = 70 \text{ mm}$ ,  $h_{ef} = 130 \text{ mm}$  und b)  $d = 16 \text{ mm}$ ,  $c_1 = 100 \text{ mm}$ ,  $h_{ef} = 130 \text{ mm}$  für eine Belastungsrichtung  $\alpha = 0^\circ$ .

Bei einer Belastungsrichtung  $\alpha = 0^\circ$  variiert die Bruchverschiebung der einzelnen Versuche stark. Im Mittel liegt diese bei  $2 \text{ mm}$  ( $c_1 = 70 \text{ mm}$ ) bis  $3 \text{ mm}$  ( $c_1 = 100 \text{ mm}$ ). Mit zunehmendem Belastungswinkel nimmt die Bruchverschiebung zu. Die Zunahme ist für große Randabstände ausgeprägter als für kleine Randabstände.



a) b)  
**Abbildung 6.18: Mittlere Last-Verschiebungskurve einer Einzelbefestigung am Bauteilrand mit a)  $d = 16 \text{ mm}$ ,  $c_1 = 70 \text{ mm}$ ,  $h_{ef} = 130 \text{ mm}$  und b)  $d = 16 \text{ mm}$ ,  $c_1 = 100 \text{ mm}$ ,  $h_{ef} = 130 \text{ mm}$  für eine Belastungsrichtung  $\alpha = 45^\circ$ .**

Charakteristisch für die Versuche mit Einzelbefestigungen ist, dass die Streuung der Bruchlasten und die Unterschiede in den Last-Verschiebungskurven für kleinere Randabstände größer sind als für große Randabstände. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Betoneigenschaften in Randnähe inhomogener sind als in randfernen Bereichen. Weiterhin wirken sich vorhandene Fehlstellen bei kleinen Randabständen im Beton ungünstiger aus.



a) b)  
**Abbildung 6.19: Mittlere Last-Verschiebungskurve einer Einzelbefestigung am Bauteilrand mit a)  $d = 16 \text{ mm}$ ,  $c_1 = 70 \text{ mm}$ ,  $h_{ef} = 130 \text{ mm}$  und b)  $d = 16 \text{ mm}$ ,  $c_1 = 100 \text{ mm}$ ,  $h_{ef} = 130 \text{ mm}$  für eine Belastungsrichtung von  $90^\circ$ .**

Bei allen Last-Verschiebungskurven ist zu erkennen, dass die Verankerungen bis zu einem Lastniveau von ca. 5 kN nahezu keine Verschiebungen aufweisen. Dies ist auf den oben beschriebenen Haftreibungswiderstand zurückzuführen (Abschnitt 6.5.2.1.2).

## 6.5.2.2 Rissentwicklung und Bruchkegelbildung

### 6.5.2.2.1 Rissentwicklung

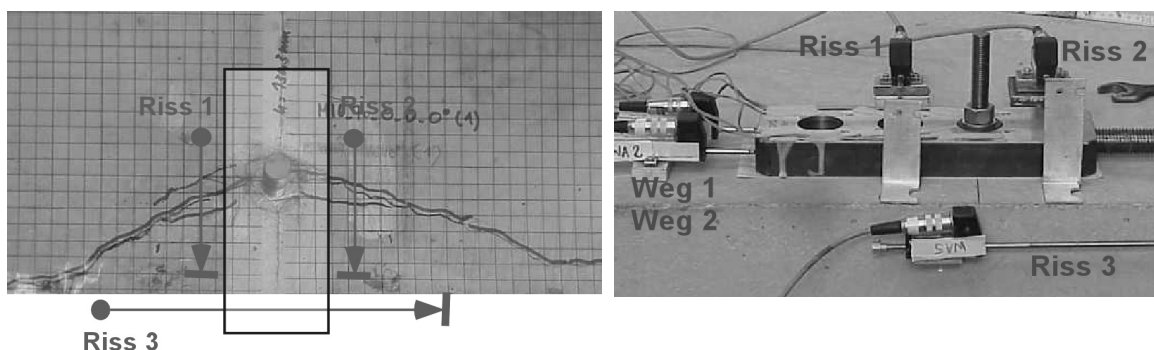
Während des Belastungsvorgangs werden die Rissöffnungen kontinuierlich mittels induktiver Wegaufnehmer gemessen. Abbildung 6.20 zeigt eine schematische Darstellung der Rissöffnungen. Die Rissaufnehmer mit den Bezeichnungen Riss 1 und Riss 2 messen die Rissbreiten des



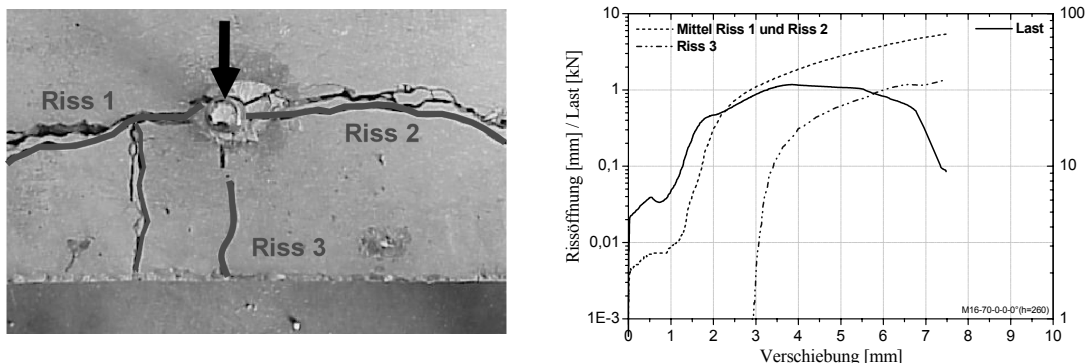
Bruchkegels bei einem Versagen infolge Betonkantenbruch und werden ca. 2 cm neben der Zuglasche auf den Beton aufgeklebt.

Der lichte Abstand zwischen beiden Rissaufnehmern beträgt ca. 140 mm. Der Rissaufnehmer mit der Bezeichnung Riss 3 erfasst den Spaltriss vor der Verankerung und ist an der vorderen Betonkante aufgeklebt. Die entstehenden Risse werden erst kurz vor der Höchstlast sichtbar, da die Rissbreite bis dahin relativ gering ist. Anschließend kommt es zu einem beschleunigten Risswachstum. Die Last-Rissöffnungskurven zeigen, dass Riss 1 bzw. Riss 2 für das Versagen der Verankerung maßgebend wird. Die Rissbreite von Riss 3 beträgt bis zur Höchstlast weniger als 0,3 mm. Die Rissbreite von Riss 1 und 2 beträgt in diesem Fall bereits 1,0 mm bis 1,5 mm (Abbildung 6.21 und Abbildung 6.22). Die Rissöffnungen von Riss 1 und 2 zeigen, dass ein Steifigkeitsverlust der Verankerung eine stark zunehmende Rissöffnungsgeschwindigkeit zur Folge hat. Dieses Verhalten konnte in allen Versuchen beobachtet werden.

In Versuchen, bei denen ein Spaltriss beobachtet wird (Abbildung 6.21a), bildet sich dieser im Nachbruchbereich aus. Abbildung 6.21b zeigt, dass die Rissentwicklung von Riss 3 erst bei einer Verschiebung von ca. 3 mm beginnt. Für diese Annahme spricht, dass sich der Riss nicht, wie bei einer Spaltrissbildung üblich, vom Bolzen ausgehend entwickelt. Dieses Verhalten kann in einigen Versuchen anhand des Rissbildes gezeigt werden. In diesen Fällen ist nur im Bereich des Randes ein sichtbarer Riss zu erkennen. Die durchgeführten numerischen Untersuchungen bestätigen diese Annahme (Abschnitt 5.5).



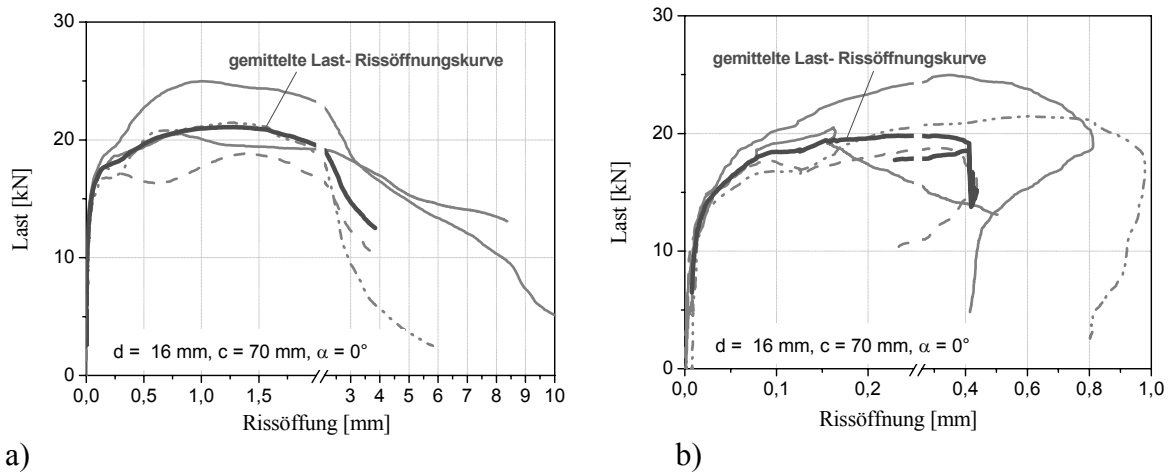
a) **Abbildung 6.20: Darstellung der Rissbreitenmessung und Bezeichnung der Risse für eine Einzelbefestigung am Bauteilrand bei a) einer Belastung senkrecht zum Bauteilrand und b) einer Belastung parallel zum Bauteilrand.**



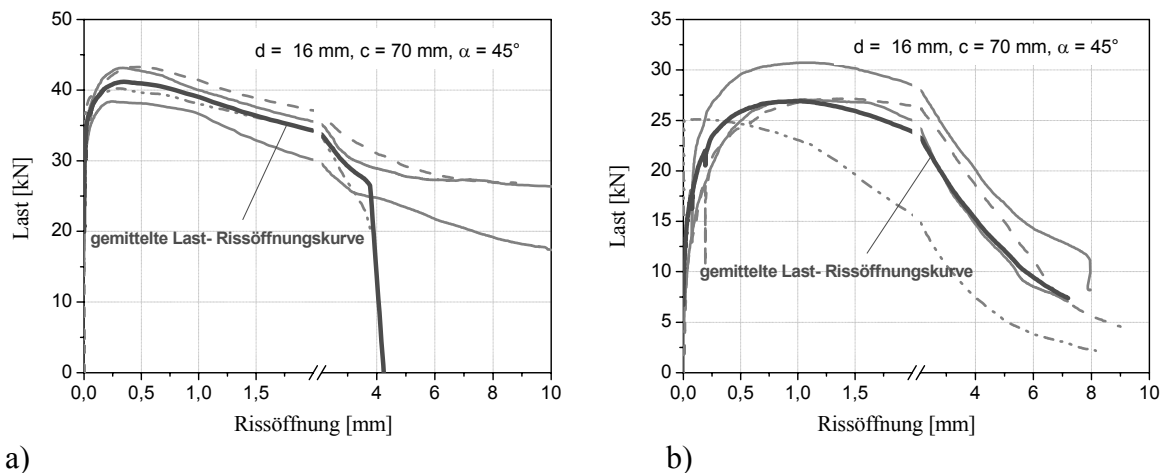
a) **Abbildung 6.21: a) Darstellung der Rissentwicklung von Riss 3 einer Einzelbefestigung ( $d = 16 \text{ mm}$ ,  $c_1 = 70 \text{ mm}$ ,  $h_{ef} = 260 \text{ mm}$ ) bei Belastung senkrecht zum Rand und b) zugehörige logarithmische Darstellung der Rissöffnung und Last.**

In Abbildung 6.22 bis Abbildung 6.24 sind die mittleren Last-Rissöffnungskurven für Einzelbefestigungen am Bauteilrand mit einem Randabstand von  $c_1 = 70$  mm bzw.  $c_1 = 100$  mm für die Belastungsrichtungen  $\alpha = 0^\circ$ ,  $45^\circ$  und  $90^\circ$  dargestellt.

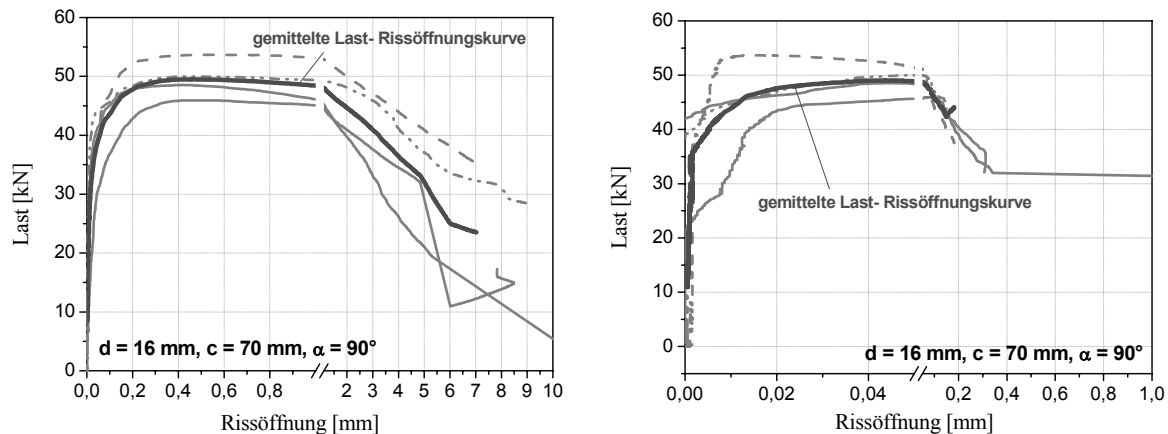
Die Darstellung für die Belastungsrichtungen  $\alpha = 45^\circ$  und  $\alpha = 90^\circ$  zeigt, dass die Rissentwicklung weitgehend der einer senkrecht zum Bauteilrand belasteten Verankerung entspricht. Die Rissöffnungen von Riss 1, 2 und 3 nimmt mit zunehmender Belastungsrichtung ab. Der Bruchvorgang wird für die Belastungsrichtungen  $\alpha = 0^\circ$ ,  $\alpha = 45^\circ$  und  $\alpha = 90^\circ$  eindeutig durch die Risse 1 und 2 hervorgerufen. Die Rissöffnungen nehmen tendenziell mit zunehmendem Randabstand ab und sind bei einem Randabstand  $c_1 = 70$  mm (Abbildung 6.23a) deutlich größer als bei einem Randabstand  $c_1 = 100$  mm (Abbildung 6.23b).



**Abbildung 6.22:** Darstellung der Rissentwicklung von a) Riss 1 und b) Riss 3 einer Einzelbefestigung am Bauteilrand mit  $c_1 = 70$  mm und  $h_{ef} = 130$  mm bei einer Belastungsrichtung senkrecht zum Bauteilrand.



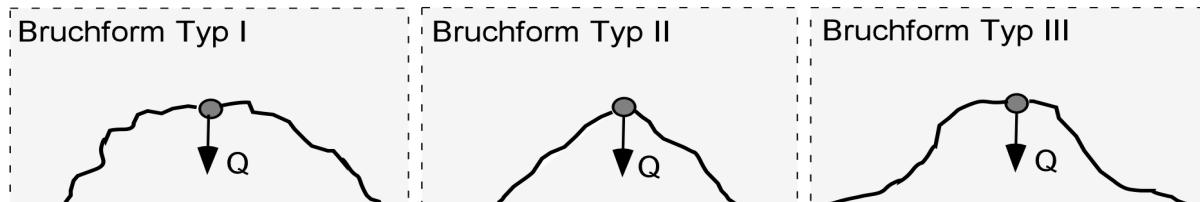
**Abbildung 6.23:** Darstellung der Rissentwicklung von a) Riss 1 und b) Riss 3 einer Einzelbefestigung am Bauteilrand mit  $c_1 = 70$  mm und  $h_{ef} = 130$  mm bei einer Belastungsrichtung  $\alpha = 45^\circ$  zum Bauteilrand.



a) b)  
**Abbildung 6.24:** Darstellung der Rissentwicklung von a) Riss 1 und b) Riss 3 einer Einzelbefestigung am Bauteilrand mit  $c_1 = 70 \text{ mm}$  und  $h_{ef} = 130 \text{ mm}$  bei einer Belastungsrichtung parallel zum Bauteilrand.

6.5.2.2.2 Bruchformen

In den Versuchen von *Wüstholz (1999)* treten unterschiedliche Bruchkegelformen auf. Der Rissverlauf kann in drei verschiedene schematische Rissverläufe (Typ I bis III) eingeteilt werden (Abbildung 6.25). Die Versuche zeigen, dass die einzelnen Bruchformen auch kombiniert auftreten können. Ein Zusammenhang zwischen Bruchform und geometrischen Parametern (Randabstand, Dübeldurchmesser, Verankerungstiefe) kann ausgeschlossen werden.



**Abbildung 6.25:** Schematische Darstellung der beobachteten Bruchformen in den Versuchen.

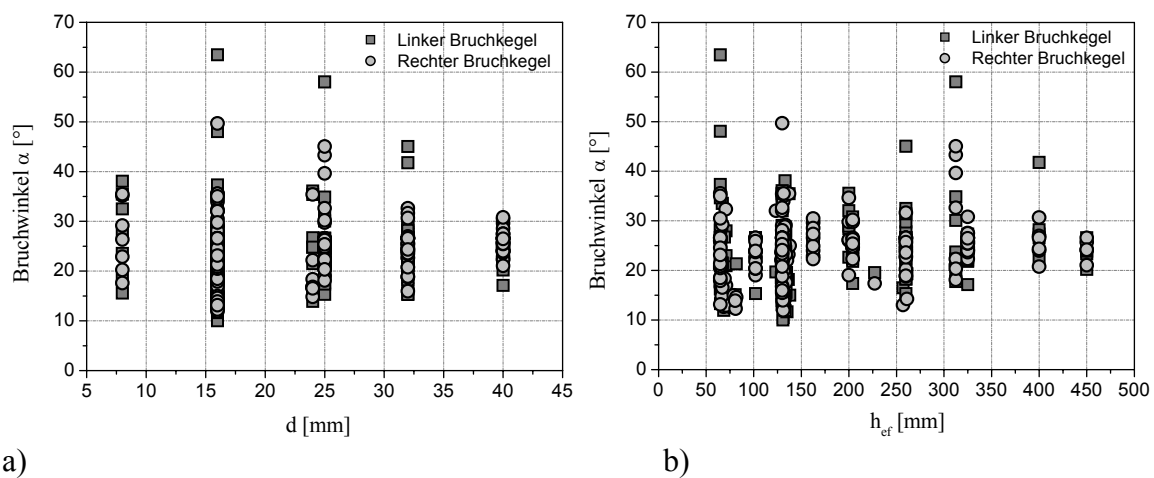
Der schematische Rissverlauf vom Typ I entspricht dem Rissverlauf, der sich aus der Berechnung mit dem bruchmechanischen Ansatz ergibt (Kapitel 4). Die Rissentwicklung ist vermutlich auf lokale Effekte wie z.B. Inhomogenitäten (Abschnitt 6.5.1.1) zurückzuführen. In Tabelle 6-7 sind die Brucharten nach der Häufigkeit ihres Auftretens dargestellt. Die Zusammenstellung zeigt, dass der nach dem bruchmechanischen Ansatz berechnete Rissverlauf (Typ I) in nahezu 60% aller Versuche beobachtet wird.

Größtkorndurchmesser $d_{agg} = 16 \text{ mm}$	Schaft- $\varnothing d_{nom} = 16 \text{ mm}$	
	[n]	[%]
Typ I	42	59
Typ II	25	35
Typ III	4	1
Gesamt	71	100

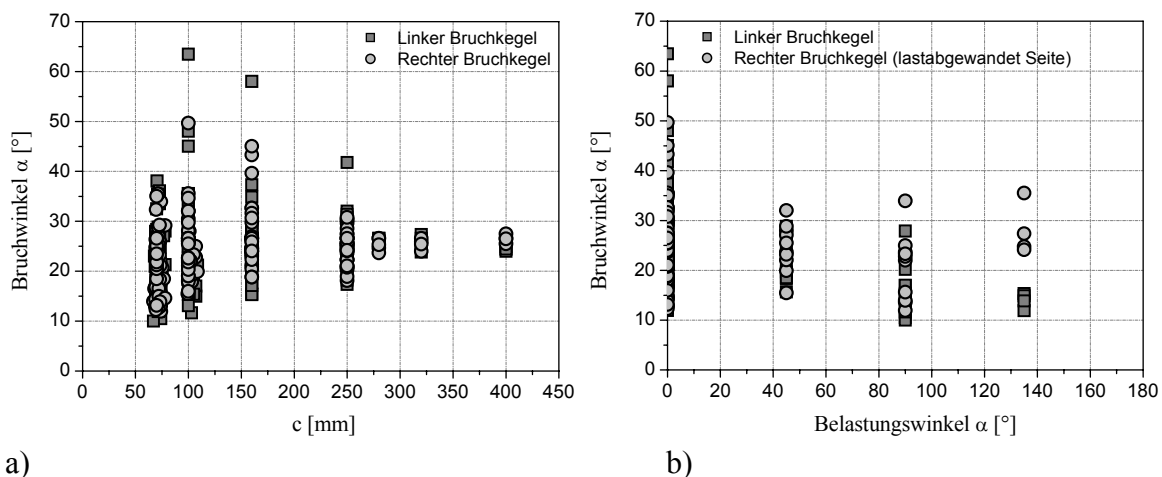
**Tabelle 6-7:** Zusammenstellung der Häufigkeiten der beobachteten Bruchformen.

## 6.5.2.2.3 Bruchwinkel

Die Auswertung der Versuche zeigt, dass der mittlere Bruchwinkel rechts und links der Verankerung zwischen  $10^\circ$  und  $40^\circ$  variiert und im Mittel ca.  $23^\circ$  beträgt. Wird der Bruchwinkel in Abhängigkeit verschiedener geometrischer Einflussfaktoren (Verankerungstiefe, Dübeldurchmesser) aufgetragen zeigt Abbildung 6.26, dass dieser unabhängig von den untersuchten Parametern ist. Lediglich mit zunehmendem Randabstand nimmt der Bruchwinkel tendenziell zu (Abbildung 6.27a) und mit zunehmender Belastungsrichtung ab (Abbildung 6.27b). Der Bruchwinkel des linken und rechten Ausbruchkörpers ist bis zu einer Belastungsrichtung  $\alpha = 90^\circ$  nahezu identisch. Für eine Belastung weg vom Bauteilrand ( $\alpha = 135^\circ$ ) weisen die Bruchkegel jedoch Unterschiede auf. Der mittlere Bruchwinkel auf der lastzugewandten Seite beträgt ca.  $12^\circ$ , der mittlere Bruchwinkel auf der lastabgewandte Seite ca.  $29^\circ$ . Dieses Verhalten ist darauf zurückzuführen, dass bei einer Belastung weg vom Bauteilrand der Rissverlauf auf der lastzugewandten Seite durch die hohen Pressungen vor dem Bolzen beeinflusst wird.



a) **Abbildung 6.26: Ermittelter Bruchwinkel bei Einzelverankerungen in Abhängigkeit a) des Dübeldurchmessers und b) der Verankerungstiefe.**



a) **Abbildung 6.27: Ermittelter Bruchwinkel bei Einzelbefestigungen in Abhängigkeit a) des Randabstandes und b) der Belastungsrichtung.**

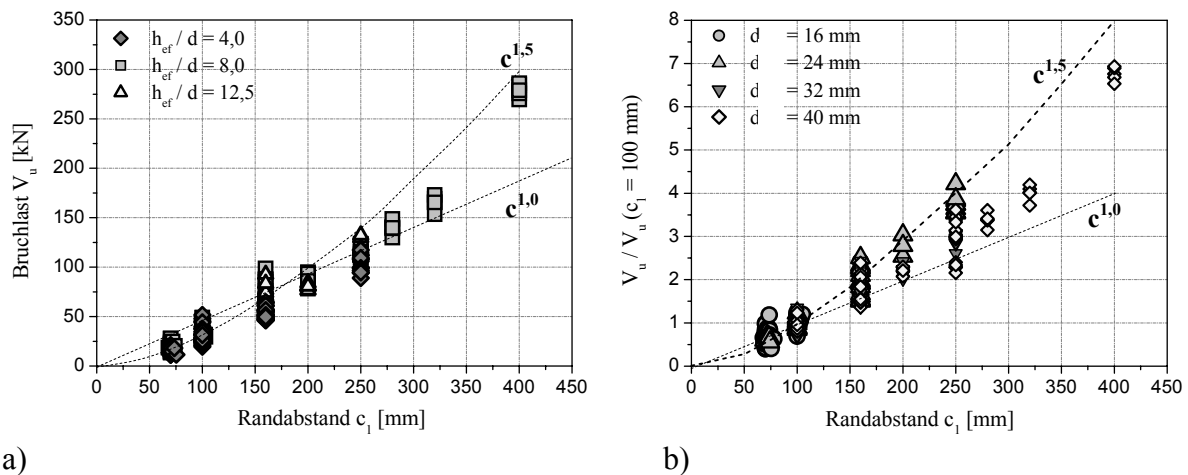
### 6.5.3 Auswertung der Parameterstudie

#### 6.5.3.1 Einfluss des Randabstandes

Der Randabstand beeinflusst das Tragverhalten und die Bruchlast einer Einzelbefestigung maßgeblich. Grundsätzlich gilt, dass der Ausbruchkörper mit zunehmendem Randabstand größer wird, wobei die Bruchfläche quadratisch mit dem Randabstand ansteigt. Aufgrund des „Size Effect“ steigen die Bruchlasten nicht proportional zur Ausbruchfläche an. Der „Size Effect“ berücksichtigt eine Schwächung des Gesamtquerschnittes durch die vorhandene Rissgesamtheit, die über den Querschnitt als verschmiert angenommen wird. Dies bedeutet, dass im Vergleich zu der vorhandenen Spannung die zulässige Spannung mit zunehmender Bauteilgröße abnimmt (Bazant, Xi (1990)).

Zunächst soll gezeigt werden, dass der Einfluss des Randabstandes von anderen geometrischen Einflussgrößen (z.B. Verankerungstiefe oder Dübeldurchmesser) nahezu unabhängig ist. Hierzu werden die Bruchlasten hinsichtlich verschiedener Einflussfaktoren ausgewertet.

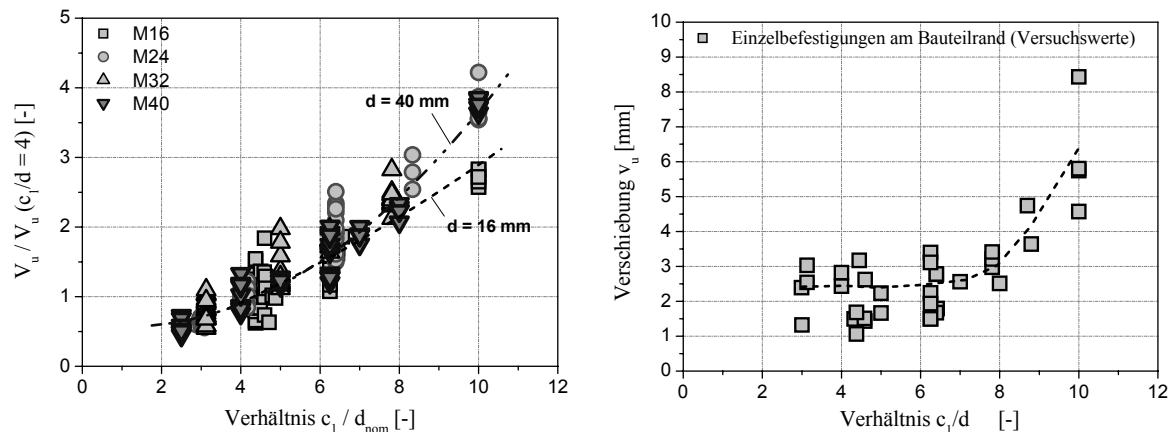
Wird der Randabstand unabhängig vom Dübeldurchmesser und der Verankerungstiefe betrachtet zeigen die Versuchsergebnisse, dass der Randabstand die Bruchlast mit einer Potenz kleiner als 1,5 beeinflusst. Abbildung 6.28a zeigt, dass die Zunahme der Bruchlast mit größer werdendem Randabstand für unterschiedliche Verhältnisse  $h_{ef}/d$  nahezu identisch ist. Der Einfluss des Randabstandes kann daher als nahezu unabhängig vom Verhältnis  $h_{ef}/d$  angenommen werden. In Abbildung 6.28b sind für verschiedene Durchmesser die auf einen Randabstand  $c_1 = 100$  mm bezogenen Bruchlasten in Abhängigkeit des Randabstandes dargestellt. Zum Vergleich ist die theoretische Zunahme der Bruchlast mit  $c^{1,5}$  eingetragen. Die Versuchsergebnisse zeigen, dass für Randabstände kleiner als  $c_1 = 160$  mm die Bruchlasten brauchbar erfasst werden. Für Randabstände größer als  $c_1 = 160$  mm wird der Einfluss des Randabstandes demgegenüber überschätzt. Dies gilt insbesondere für große Verhältnisse  $c_1/d$  zwischen 8,0 und 10,0 (Abbildung 6.28b). Dies ist darauf zurückzuführen, dass für große Randabstände und große Verhältnisse  $c_1/d$  das Versagen infolge Betonkantenbruch in ein Versagen infolge Stahlbruch übergeht.



a)

b)

Abbildung 6.28: a) Einfluss des Randabstandes auf die Bruchlast einer Einzelbefestigung am Bauteilrand für unterschiedliche Verhältnisse  $h_{ef}/d$  und b) die auf einen Randabstand  $c_1 = 100$  mm bezogenen Bruchlasten für unterschiedliche Verhältnisse  $c_1/d$ .



a)

b)

**Abbildung 6.29:** a) Einfluss des Verhältnisses  $c_1/d$  auf die auf ein Verhältnis von  $c_1/d = 4,0$  bezogene Bruchlast für unterschiedliche Durchmesser und b) Verschiebung bei Erreichen der Höchstlast in Abhängigkeit des Verhältnisses  $c/d$ .

Für große Randabstände und kleine Durchmesser steigen die Pressungen vor dem Bolzen stark an, so dass mit einer lokalen Schädigung vor dem Bolzen zu rechnen ist. Eine lokale Schädigung führt zu einem Steifigkeitsverlust der Verankerung und damit zu einem überproportionalen Anstieg der Verschiebung. Für große Verhältnisse  $c_1/d$  sind die bezogenen Bruchlasten bei einem Durchmesser  $d = 16$  mm daher geringer als bei einem Durchmesser  $d = 40$  mm (Abbildung 6.29a).

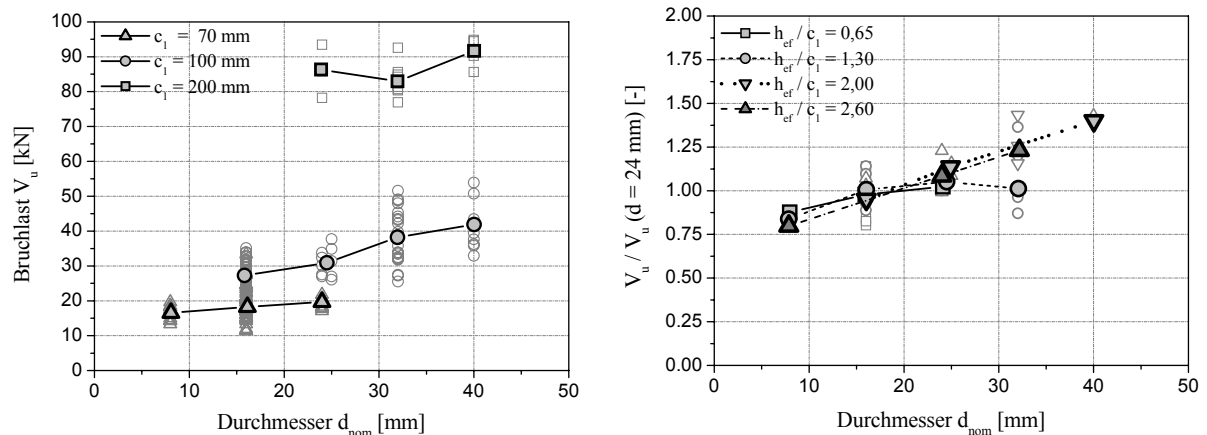
In Abbildung 6.29b sind die Bruchverschiebungen für verschiedene Verhältnisse  $c_1/d$  aufgetragen. Die Bruchverschiebungen nehmen für Verhältnisse  $c_1/d$  zwischen 3,0 und 8,0 nur leicht zu. Für Verhältnisse  $c_1/d$  größer 8,0 steigen die Verschiebungen deutlich überproportional an, was auf die oben beschriebene lokale Schädigung vor dem Bolzen zurückzuführen ist. Die numerischen Berechnungen bestätigen diese Annahme.

### 6.5.3.2 Einfluss des Durchmessers

Die Versuche zeigen, dass die Bruchlasten mit zunehmendem Durchmesser ansteigen, der Einfluss des Durchmessers auf die Bruchlast jedoch mit zunehmendem Randabstand abnimmt. Eine Vergrößerung des Dübeldurchmessers von  $d = 24$  mm auf  $d = 40$  mm erhöht bei einem Randabstand  $c_1 = 200$  mm die Last um ca. 5%. Bei einem Randabstand  $c_1 = 100$  mm erhöht sich die Last um 35% bis 40% (Abbildung 6.30a). Hierbei ist zu beachten, dass für kleine Randabstände hauptsächlich Verankerungen mit einem Durchmesser kleiner als  $d = 24$  mm, und für große Randabstände hauptsächlich Verankerungen mit einem Durchmesser größer als  $d = 24$  mm untersucht wurden.

Um zu zeigen, dass der Einfluss des Durchmessers vom Randabstand und der Verankerungstiefe abhängt, werden die in den Versuchen ermittelten Bruchlasten auf einen Randabstand  $c_1 = 100$  mm normiert.

In Abbildung 6.30b sind die auf einen Dübeldurchmesser  $d = 16$  mm bezogenen und auf  $c_1 = 100$  mm normierten Bruchlasten für verschiedene Verhältnisse von  $h_{ef}/c_1$  in Abhängigkeit des Durchmessers aufgetragen. Die Darstellung zeigt, dass der Einfluss des Dübeldurchmessers auf die Bruchlast für kleine Verhältnisse  $h_{ef}/c_1$  geringer ist als für große Verhältnisse  $h_{ef}/c_1$ .



a)

b)

**Abbildung 6.30:** a) Einfluss des Dübeldurchmessers auf die Bruchlast für unterschiedliche Randabstände und b) Einfluss des Dübeldurchmessers auf die bezogene Bruchlast ( $d = 16$  mm) für unterschiedliche Verhältnisse  $h_{ef} / c_1$ .

Für ein Verhältnis  $h_{ef} / c_1 = 0,65$  erhöht sich die Bruchlast um ca. 10% bis 15%, wenn der Dübeldurchmesser von  $d = 8$  mm auf  $d = 24$  mm vergrößert wird. Demgegenüber steigt die Bruchlast für Verhältnisse zwischen  $h_{ef} / c_1 = 2,0$  und  $h_{ef} / c_1 = 2,6$  um ca. 40% bis 50% an. Der Einfluss des Durchmessers ist demnach vom Verhältnis  $h_{ef} / c_1$  abhängig. Diese Abhängigkeit basiert darauf, dass sich bei größer werdendem Randabstand die Versagensart ändert und die Größe des Dübeldurchmessers im Vergleich zur Risslänge deutlich geringer ist als bei kleinen Randabständen.

### 6.5.3.3 Einfluss der Verankerungstiefe

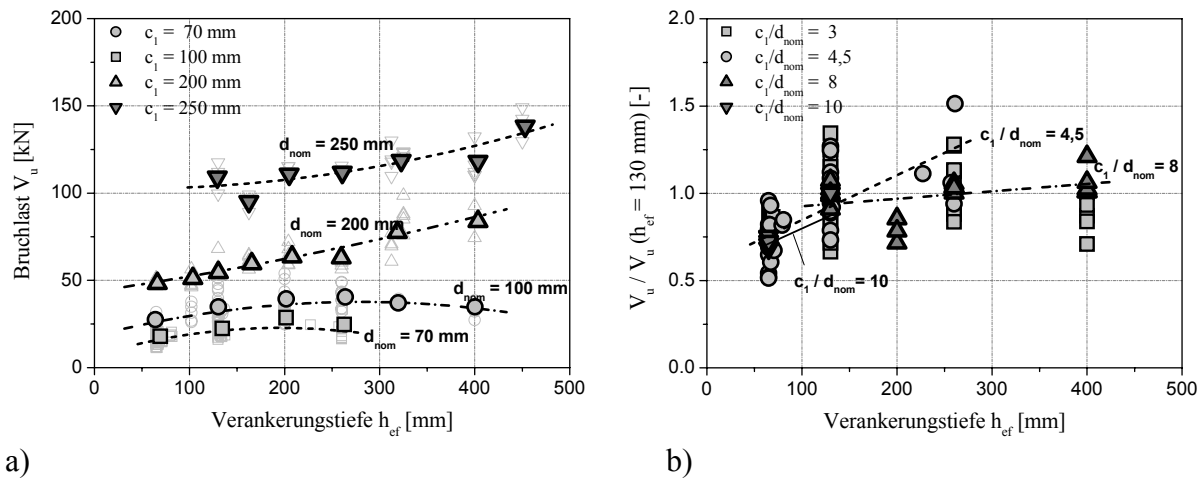
Die Versuchsergebnisse zeigen, dass die Bruchlasten mit größer werdender Verankerungstiefe zunehmen. Dies gilt für alle Randabstände geprüften Randabstände zwischen  $c_1 = 70$  mm und  $c_1 = 250$  mm (Abbildung 6.31a).

Bei kleinen Dübeldurchmessern und größer werdenden Randabständen wird die Bruchlast durch ein muschelförmiges Abplatzen des Betons vor dem Bolzen begrenzt. Der Einfluss der Verankerungstiefe ist für diese Bruchart gering. Der Einfluss der Verankerungstiefe muss somit bei zunehmendem Randabstand und gleichbleibendem Durchmesser abnehmen. Für größer werdende Dübeldurchmesser bei gleichem Randabstand erhöht sich die Steifigkeit der Verankerung und die Lastverteilung entlang der Verankerungstiefe wird gleichmäßiger. Die Versuche zeigen, dass bei einem Durchmesser  $d = 8$  mm die Bruchlast nur geringfügig ansteigt, wenn die Verankerungstiefe von 65 mm auf 260 mm erhöht wird. Bei einem Durchmesser  $d = 40$  mm beträgt die Lastzunahme demgegenüber ca. 50% und ist damit deutlich größer.

In Abbildung 6.31b sind die auf eine Verankerungstiefe  $h_{ef} = 130$  mm bezogenen Bruchlasten über der Verankerungstiefe aufgetragen. Aus der Darstellung ist zu erkennen, dass der Einfluss der Verankerungstiefe mit zunehmendem Verhältnis  $c_1 / d$  abnimmt. Für einen Randabstand  $c_1 = 250$  mm nimmt die Last um ca. 25% zu, wenn die Verankerungstiefe von  $h_{ef} = 130$  mm auf  $h_{ef} = 450$  mm erhöht wird. Für einen Randabstand  $c_1 = 70$  mm und  $c_1 = 100$  mm beträgt die Lastzunahme ca. 50%. Auffällig ist, dass die bezogenen Bruchlasten ab einer Verankerungstiefe  $h_{ef} = 250$  mm für Verhältnisse  $c_1 / d = 3,0$  leicht abnehmen.

Zusammenfassend zeigen die Ergebnisse, dass der Einfluss der Verankerungstiefe vom Verhältnis  $c_1 / d$  abhängt und für größer werdende Verhältnisse  $c_1 / d$  geringer wird. Dieses Verhalten ist darauf zurückzuführen, dass sich für große Randabstände die Versagensart ändert. Die Veranke-

rungen versagen dann in der Regel infolge Stahlbruch oder lokalen Ausbruch vor dem Bolzen. Diese Versagensarten hängen nahezu nicht von der Verankerungstiefe ab.

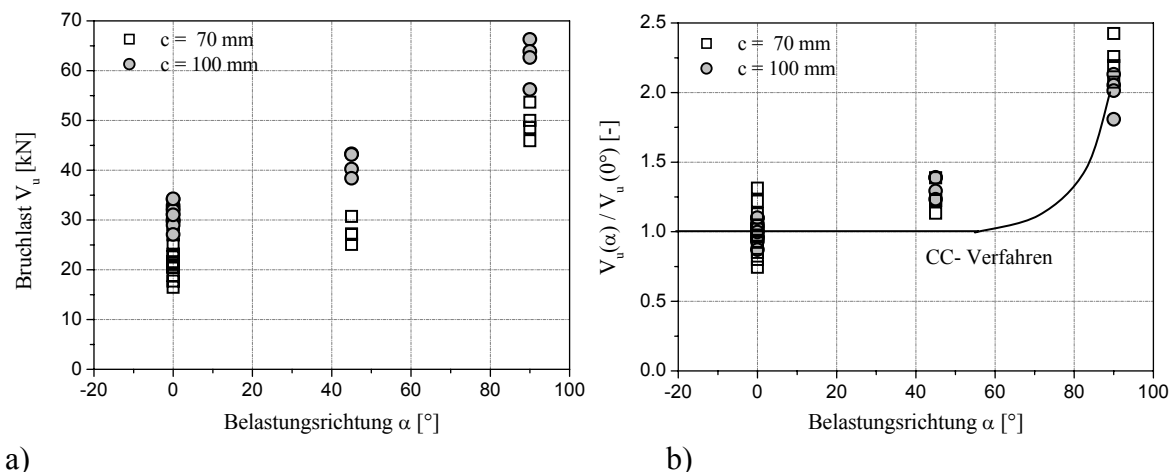


a) **Abbildung 6.31: Einfluss der Verankerungstiefe auf die Bruchlast für a) verschiedene Randabstände und b) Einfluss der Verankerungstiefe auf bezogene Bruchlast ( $h_{ef} = 130 \text{ mm}$ ) für verschiedene Verhältnisse  $c_1/d$ .**

#### 6.5.3.4 Einfluss der Belastungsrichtung

Um den Einfluss der Belastungsrichtung zu untersuchen, werden Versuche mit unterschiedlichen Belastungswinkeln und Randabständen durchgeführt. Hauptsächlich werden in den Versuchen die Lastrichtungen  $0^\circ$ ,  $45^\circ$  und  $90^\circ$  untersucht. Abbildung 6.32a zeigt, dass die Bruchlasten mit zunehmendem Belastungswinkel  $\alpha$  ansteigen. Nach dem CC-Verfahren steigen die Bruchlasten erst ab einem Belastungswinkel  $\alpha > 55^\circ$  an. In den Versuchen sind die Bruchlasten bereits bei einem Belastungswinkel  $\alpha = 45^\circ$  um 25% bis 40% größer als für eine Belastung senkrecht zum Rand.

In Abbildung 6.32b sind die auf eine Belastungsrichtung  $\alpha = 0^\circ$  bezogenen Bruchlasten dargestellt. Der Einfluss der Belastungsrichtung ist für große Randabstände geringer als für kleine Randabstände, da die Spaltkraft im Vergleich zur aufgebrachten Last geringer ist.

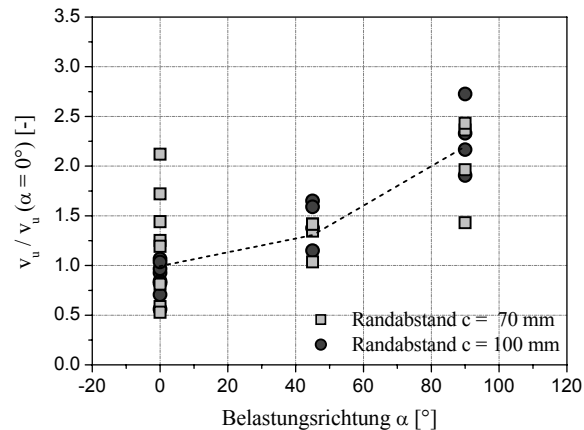
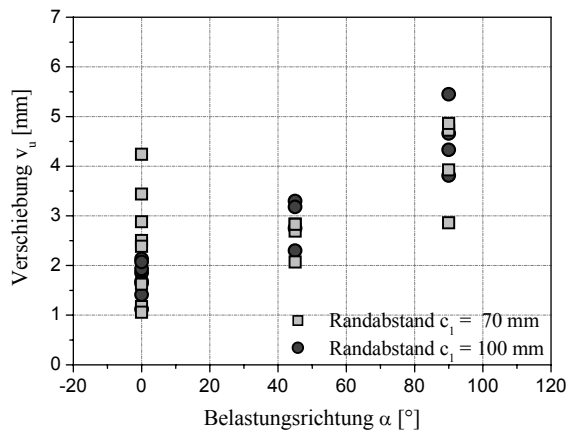


a) **Abbildung 6.32: Einfluss der Belastungsrichtung auf a) die zu erwartende Bruchlast und b) die auf bezogene Bruchlast ( $\alpha = 0^\circ$ ) für verschiedene Randabstände einer Einzelverankerung mit  $d = 16 \text{ mm}$  und  $h_{ef} = 130 \text{ mm}$ .**



Der Einfluss der Belastungsrichtung auf die Bruchlast wurde bereits ausführlich anhand der numerischen Untersuchungen dargestellt. Dieser ist in den Versuchen tendenziell geringer als in den numerischen Simulationen. Dies ist auf Faktoren wie die Einspannung oder Fehlstellen im Beton zurückzuführen.

In Abbildung 6.33a sind die Bruchverschiebungen in Abhängigkeit der Belastungsrichtung aufgetragen. Diese steigen mit zunehmendem Belastungswinkel an. Für eine Belastungsrichtung  $\alpha = 45^\circ$  sind die Bruchverschiebungen ca. 1,5fach, für eine Belastungsrichtung  $\alpha = 90^\circ$  ca. doppelt so groß wie für eine Belastungsrichtung  $\alpha = 0^\circ$  (Abbildung 6.33b).



a)

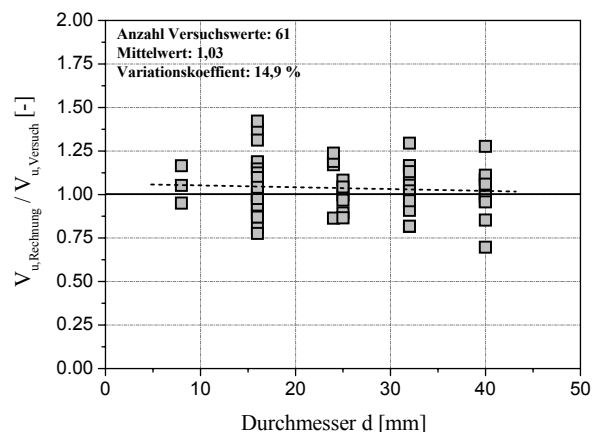
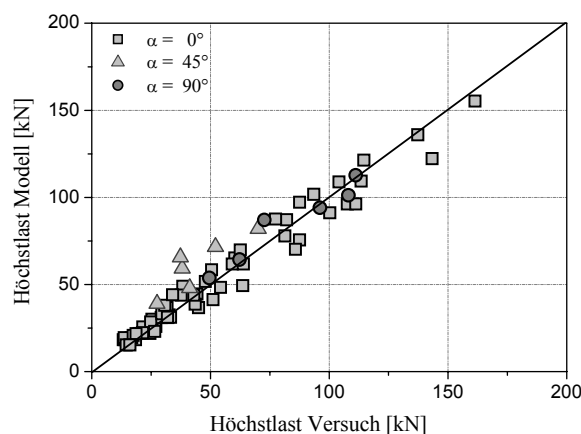
b)

Abbildung 6.33: Einfluss der Belastungsrichtung auf a) die Verschiebung bei Höchstlast und b) die bezogene Verschiebung.

### 6.5.4 Verifizierung des Modells für Einzelbefestigungen am Bauteilrand

Um zu zeigen, dass das bruchmechanische Modell ausreichend genaue Ergebnisse liefert, werden die bruchmechanisch und numerisch ermittelten Bruchlasten verglichen.

In Abbildung 6.34 sind die bruchmechanisch berechneten Bruchlasten über den Versuchsbruchlasten aufgetragen. Die Darstellung zeigt, dass die rechnerischen Bruchlasten für eine Belastung senkrecht zum Bauteilrand, sowie für die Belastungsrichtungen  $\alpha = 45^\circ$  und  $\alpha = 90^\circ$  brauchbar übereinstimmen. Der Vergleich ergibt einen Mittelwert von 1,03 und einen Variationskoeffizienten von ca. 15 %.

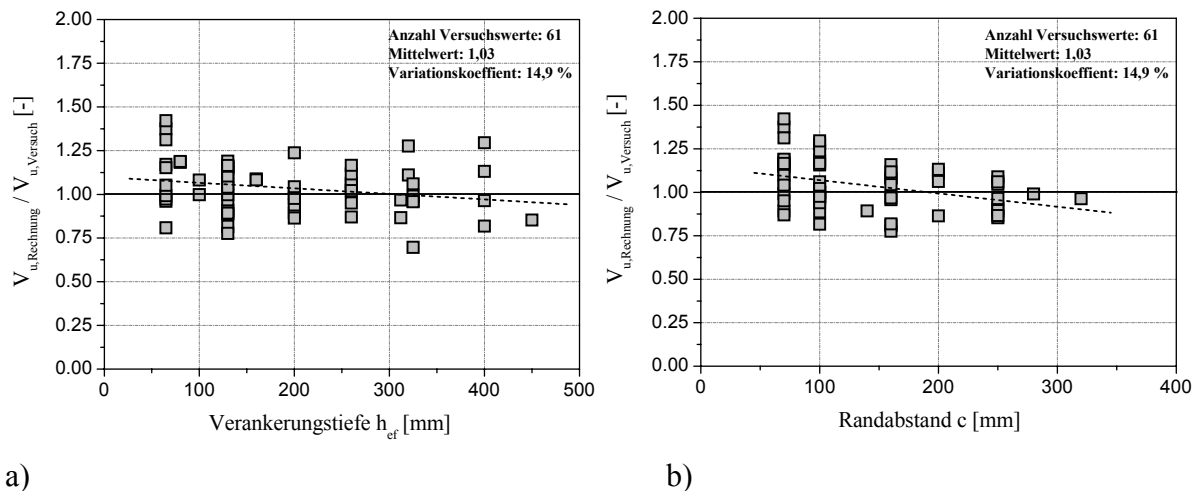


a)

b)

Abbildung 6.34: a) Vergleich der berechneten Bruchlasten mit den in den Versuchen gemessenen Bruchlasten für verschiedene Belastungsrichtungen und b) Verhältnis von rechnerischer Höchstlast zu der im Versuch gemessenen Höchstlast in Abhängigkeit des Dübeldurchmessers.

In Abbildung 6.34b und Abbildung 6.35 sind die Verhältnisse der rechnerischen und experimentellen Höchstlast in Abhängigkeit verschiedener Einflussparameter dargestellt. Abbildung 6.34b zeigt, dass der Einfluss des Durchmessers nahezu trendfrei berücksichtigt wird. Gleiches gilt für die Verankerungstiefe (Abbildung 6.35a) und den Randabstand (Abbildung 6.35b). Es kann somit davon ausgegangen werden, dass das in Abschnitt 4 beschriebene bruchmechanische Modell Einzelbefestigungen am Bauteilrand ausreichend erfasst.

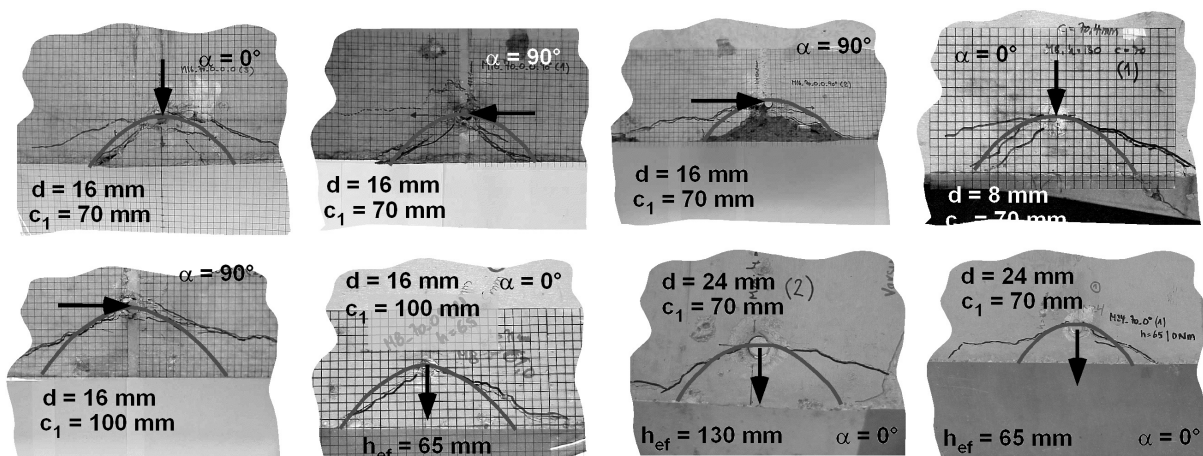


a)

b)

**Abbildung 6.35:** Verhältnis von rechnerischer Höchstlast zu der im Versuch gemessenen Höchstlast aufgetragen über a) der Verankerungstiefe und b) über dem Randabstand.

In Abbildung 6.36 sind die bruchmechanisch berechneten Rissverläufe mit den experimentell beobachteten Rissverläufen verglichen. Für Einzelbefestigungen am Bauteilrand zeigt sich bei einer Belastung senkrecht zum Bauteilrand ( $\alpha = 0^\circ$ ) und einer Belastung parallel zum Bauteilrand ( $\alpha = 90^\circ$ ) eine brauchbare Übereinstimmung. Der Rissverlauf wird für verschiedene Durchmesser  $d = 8$  mm bis  $d = 24$  mm durch das bruchmechanische Modell brauchbar erfasst (Abbildung 6.36). Die Rissneigung im Bereich des freien Randes ist für die berechneten Rissverläufe steiler als in den Versuchen. Dies ist auf die Druckabstützung mit einer Abstützweite von  $4c_1$  im Versuch zurückzuführen, die bei den bruchmechanischen Berechnungen nicht berücksichtigt wird.



**Abbildung 6.36:** Vergleich der bruchmechanisch berechneten Rissverläufe mit den in den Versuchen beobachteten Rissverläufen für Einzelbefestigungen am Bauteilrand mit unterschiedlichen Durchmessern, Randabständen und Belastungsrichtungen.

## 6.6 Versuche mit Einzelbefestigungen in der Bauteilecke

### 6.6.1 Durchgeführte Versuche

Um die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen und bruchmechanischen Berechnungen zu verifizieren werden Versuche zu Einzelbefestigungen in der Bauteilecke durchgeführt, in denen der Eckabstand  $c_2$  und die Belastungsrichtung  $\alpha$  variiert wird.

Durchmesser $d$ [mm]	Verankerungstiefe $h_{ef}$ [mm]	Randabstand $c_1$ [mm]	Eckabstand $c_2$ [mm]	Lastrichtung $\alpha$ [°]
16	130	70	70	0, 45, 90, 135
16	130	100	100	0, 45, 335
16	65	100	100	0, 45

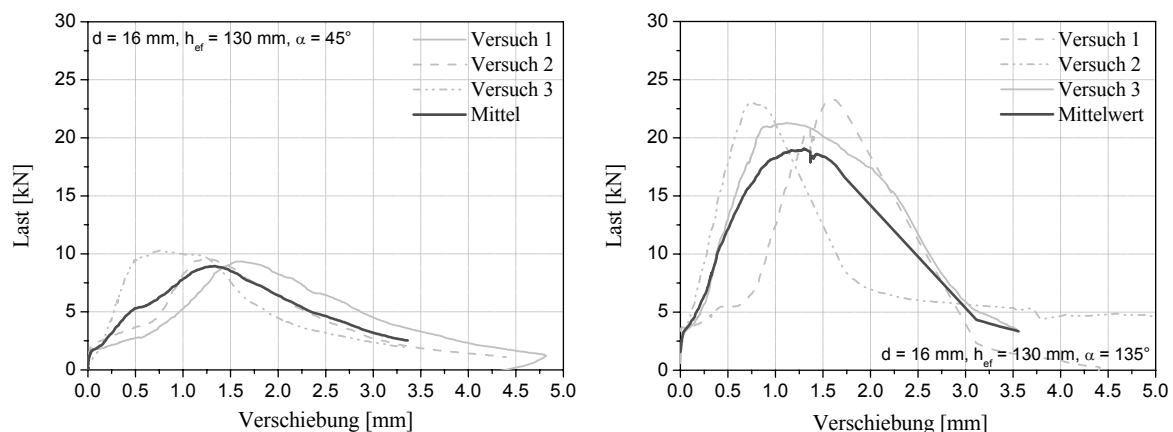
**Tabelle 6-8:** Tabellarische Darstellung der durchgeführten Versuche zu Einzelbefestigungen in der Bauteilecke.

Um die Versuche mit der durchführen zu können, werden die Betonplatten um den Belastungswinkel  $\alpha$  auf dem Spannboden gedreht. Die Abstützung der Betonplatten erfolgt an der Plattenunterseite mit Hilfe von Stahlstempeln (siehe Abschnitt 6.3.2) sowie einer Kippsicherung auf der Plattenrückseite.

### 6.6.2 Tragverhalten und Rissentwicklung

#### 6.6.2.1 Last- Verschiebungsverhalten

Die Last- Verschiebungskurven einer Einzelbefestigung ( $d = 16$  mm,  $h_{ef} = 130$  mm) in der Bauteilecke mit  $c_1 = 70$  mm und  $c_2 = 70$  mm und einer Belastungsrichtung  $\alpha = 45^\circ$  zur Ecke hin sind in Abbildung 6.37 dargestellt. Die Höchstlast einer entsprechenden Verankerung am Bauteilrand ist größer (vgl. Abbildung 6.18a), da der Ausbruchkegel nicht durch die Ecke begrenzt wird. In Abbildung 6.37b ist die gemittelte Last-Verschiebungskurve für  $\alpha = 135^\circ$  (weg von der Ecke) dargestellt. Die Bruchverschiebungen sind für die beiden Belastungsrichtungen  $\alpha = 45^\circ$  und  $\alpha = 135^\circ$  ähnlich, die Bruchlasten für eine Belastungsrichtung  $\alpha = 135^\circ$  jedoch deutlich größer. Werden die Last- Verschiebungskurven mit denen aus Versuchen in der Bauteilecke verglichen zeigt sich, dass im Gegensatz zu den Lasten das Verschiebungsverhalten von Befestigungen nur unwesentlich von der Ecke beeinflusst wird.



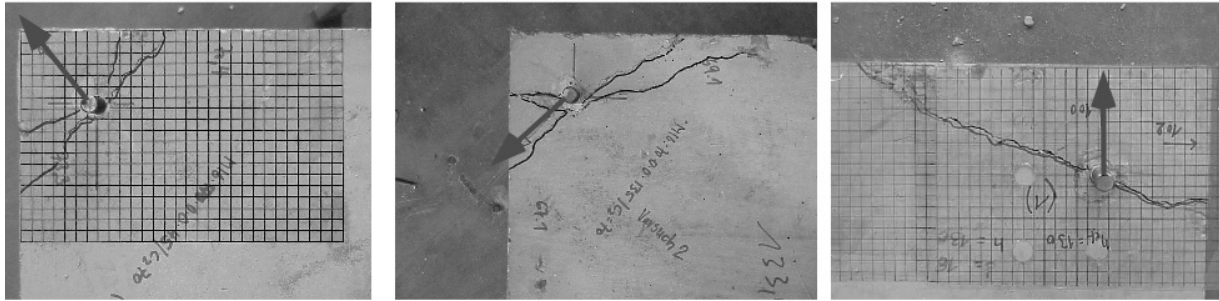
a)

b)

**Abbildung 6.37:** Last- Verschiebungskurve einer Einzelbefestigung in der Bauteilecke ( $d = 16$  mm,  $h_{ef} = 130$  mm und  $c_1 = 70$  mm,  $c_2 = 70$  mm) für a)  $\alpha = 45^\circ$  und b)  $\alpha = 135^\circ$  weg.

### 6.6.2.2 Rissentwicklung

Die Rissentwicklung von Einzelbefestigungen in der Bauteilecke hängt maßgeblich vom Rand- und Eckabstand sowie der Belastungsrichtung ab. Der Ausbruchkegel wird in allen Fällen durch die Ecke begrenzt (Abbildung 6.38).



a)  $c_1 = c_2 = 70 \text{ mm}$  und  $\alpha = 45^\circ$ , b)  $c_1 = c_2 = 70 \text{ mm}$  und  $\alpha = 135^\circ$  und c)  $c_1 = c_2 = 100 \text{ mm}$  und  $\alpha = 0^\circ$ .

Die Rissverläufe einer Einzelbefestigung mit  $c_1 = 70 \text{ mm}$  und  $c_2 = 70 \text{ mm}$  für  $\alpha = 45^\circ$  und  $\alpha = 135^\circ$  sind nahezu identisch. Bei beiden Verankerungen verläuft der Bruchriss diagonal zur Ecke (Abbildung 6.38a/b).

Wird die Verankerung mit  $c_1 = 100 \text{ mm}$  und  $c_2 = 100 \text{ mm}$  zum Bauteilrand hin belastet ( $\alpha = 0^\circ$ ) bildet sich ein üblicher Bruchkegel aus, der durch die Ecke begrenzt ist (Abbildung 6.38c). Der Bruchriss verläuft auch in diesem Fall leicht diagonal zur Ecke.

### 6.6.3 Auswertung der Parameterstudie

#### 6.6.3.1 Einfluss des Eckabstandes

Zum Einfluss des Eckabstandes wurden von *Fuchs (1990)* Versuche durchgeführt die zeigen, dass die Bruchlasten im Bereich einer Bauteilecke geringer sind am Bauteilrand. Dieses Verhalten wird bei der Berechnung mit dem CC-Verfahren durch eine verringerte projizierte Fläche und eine Abminderung infolge des gestörten rotationsymmetrischen Spannungszustandes berücksichtigt (Abschnitt 2.4.3.1).

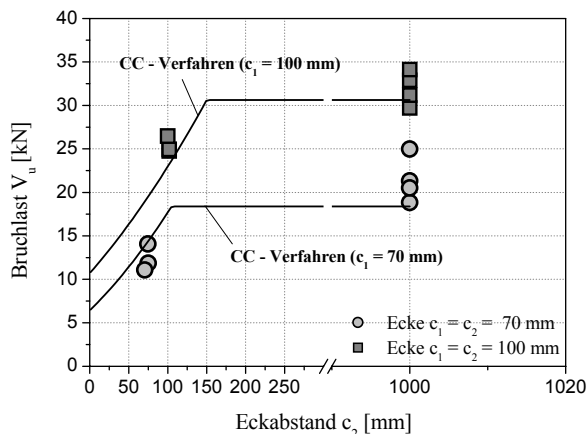


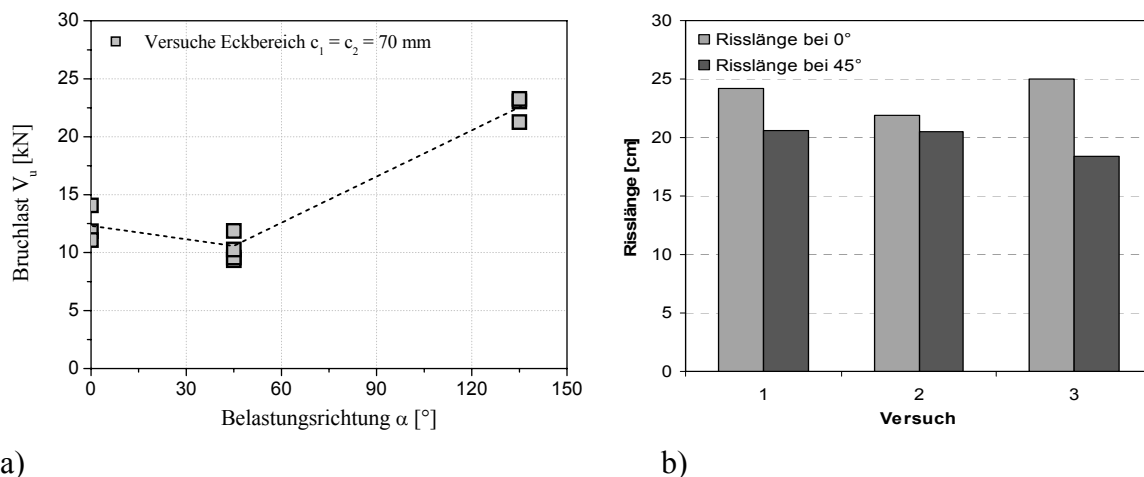
Abbildung 6.39: Einfluss der Bauteilecke auf die Bruchlast einer Einzelbefestigung ( $d = 16 \text{ mm}$ ,  $h_{ef} = 130 \text{ mm}$ ) im Vergleich zur rechnerischen Bruchlast mit dem CC-Verfahren.

In Abbildung 6.39 sind die Versuchsbruchlasten in Abhängigkeit des Eckabstandes für verschiedene Randabstände aufgetragen und mit den rechnerischen Bruchlasten des CC-Verfahrens für die Randabstände  $c_1 = 70$  mm und  $c_1 = 100$  mm verglichen. Die Darstellung zeigt eine brauchbare Übereinstimmung zwischen Versuch und Rechnung. Die Abminderung der Bruchlast aufgrund des ECKEINFLUSSES wird durch das CC-Verfahren ausreichend genau erfasst. Daher werden im Folgenden keine weiteren Untersuchungen zum Einfluss des Eckabstandes mit Einzelbefestigungen in der Bauteilecke durchgeführt.

### 6.6.3.2 Einfluss der Belastungsrichtung

Die Versuchsergebnisse zeigen, dass die Bruchlast für eine Belastungsrichtung  $\alpha = 45^\circ$  (Belastung zur Bauteilecke) geringfügig abnimmt, wenn Randabstand und Eckabstand gleich groß sind (Abbildung 6.40a). Dies ist auf die unterschiedlichen Rissverläufe zurückzuführen. Bei einer Belastungsrichtung  $\alpha = 0^\circ$  verläuft der Riss unter einem Winkel von ca.  $35^\circ$  zum Rand und nahezu parallel zur Ecke (Abbildung 6.38c). Bei einer Belastung  $\alpha = 45^\circ$  verläuft der Riss orthogonal zur Belastungsrichtung (Abbildung 6.38a). Die durchgeführten numerischen Untersuchungen (Abschnitt 5.6.3) bestätigen dieses Verhalten.

In Abbildung 6.40b sind die Risslängen für die Belastungsrichtung  $\alpha = 0^\circ$  und  $\alpha = 45^\circ$  aufgetragen. Die effektive Risslänge ist bei einer Belastungsrichtung  $\alpha = 45^\circ$  etwas geringer als bei einer Belastungsrichtung  $\alpha = 0^\circ$ .



a) **Abbildung 6.40:** a) Einfluss der Belastungsrichtung  $\alpha$  auf die Bruchlast und b) auf die gemessene Risslänge einer Einzelbefestigung ( $d = 16$  mm,  $h_{ef} = 130$  mm) in der Bauteilecke ( $c_1 = 70$  mm,  $c_2 = 70$  mm).

## 6.7 Versuche mit Gruppenbefestigungen am Bauteilrand

### 6.7.1 Durchgeführte Versuche

Insgesamt werden ca. 60 Versuche mit Zweifachbefestigungen, und 80 Versuche mit Vierfachbefestigungen am Bauteilrand durchgeführt. In den Versuchen mit Zweifachbefestigungen wird jeweils der Randabstand  $c_1$ , der Achsabstand  $s_1$  sowie die Belastungsrichtung  $\alpha$  variiert. Zusätzlich werden die beiden Anker parallel und senkrecht zum Bauteilrand angeordnet. In den Versuchen mit 4fach Befestigungen wird der Randabstand  $c_1$ , die Belastungsrichtung  $\alpha$  und Achsabstand  $s_2$  variiert. In Tabelle 6-9 ist eine Zusammenstellung der durchgeführten Versuche gegeben.

Durchmesser d [mm]	Verankerungstiefe $h_{ef}$ [mm]	Randabstand $c_1$ [mm]	Achsabstand $s_1$ [mm]	Achsabstand $s_2$ [mm]	Lastrichtung $\alpha$ [°]
16	130	70	-	70, 140	0, 45, 90
16	130	100	-	100	0, 45, 90
16	130	140	-	70	0, 45, 90
16	130	70	70 - 140	-	0, 45
16	80, 130	70	70, 140	70, 140	0 - 180
16	80, 130	100	70, 140	70, 140	0 - 180
16	80, 130	140	70, 140	70, 140	0 - 180

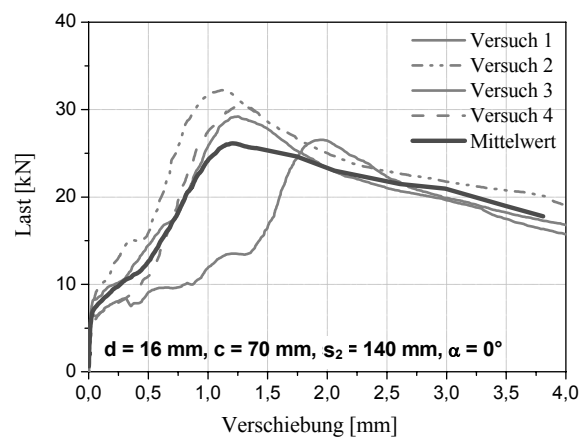
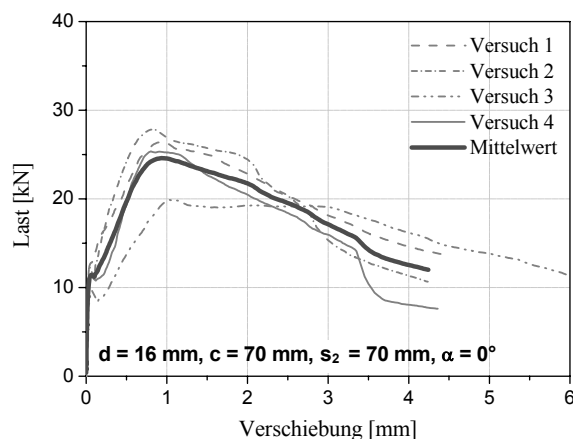
**Tabelle 6-9:** Tabellarische Darstellung der durchgeführten Versuche zu Gruppenbefestigungen am Bauteilrand.

## 6.7.2 Tragverhalten und Rissentwicklung

### 6.7.2.1 Last-Verschiebungsverhalten

#### 6.7.2.1.1 2fach Befestigungen mit parallel zum Rand angeordneten Dübeln

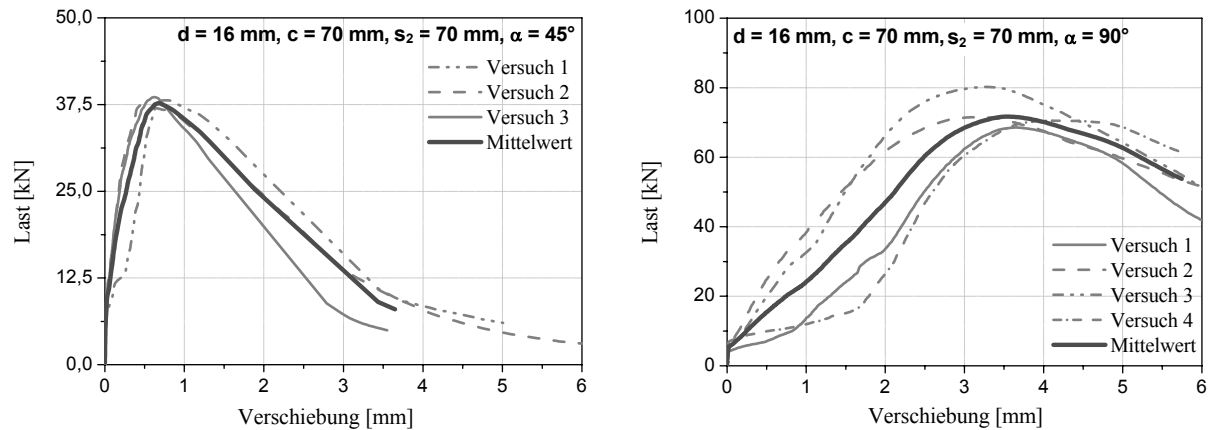
Bei Gruppenbefestigungen mit zwei parallel zum Rand angeordneten Dübeln nimmt die Bruchverschiebung mit zunehmendem Randabstand und damit größerer Pressung vor dem Bolzen zu. Der Achsabstand hat in den Versuchen mit einer Belastungsrichtung  $\alpha = 0^\circ$  nur einen geringen Einfluss auf die Bruchlast. Daher ist das Last-Verschiebungsverhalten für die Verankerungen mit  $s_2 = 70$  mm (Abbildung 6.41a) und  $s_2 = 140$  mm (Abbildung 6.41b) nahezu identisch. Tendenziell ergeben sich für einen Achsabstand  $s_2 = 140$  mm geringfügig höhere Bruchlasten und damit größere Bruchverschiebungen. Für eine Belastungsrichtung  $\alpha = 45^\circ$  (Abbildung 6.42a) steigt die Bruchlast um ca. 50%, die Bruchverschiebungen nehmen hingegen nicht zu. Für eine Belastungsrichtung  $\alpha = 90^\circ$  (Abbildung 6.42b) sind Bruchverschiebungen und Bruchlasten deutlich größer, da die bei einem höheren Lastniveau auftretenden lokalen Schädigungen vor dem Bolzen zu einem Steifigkeitsverlust der Verankerung führen.



a)

b)

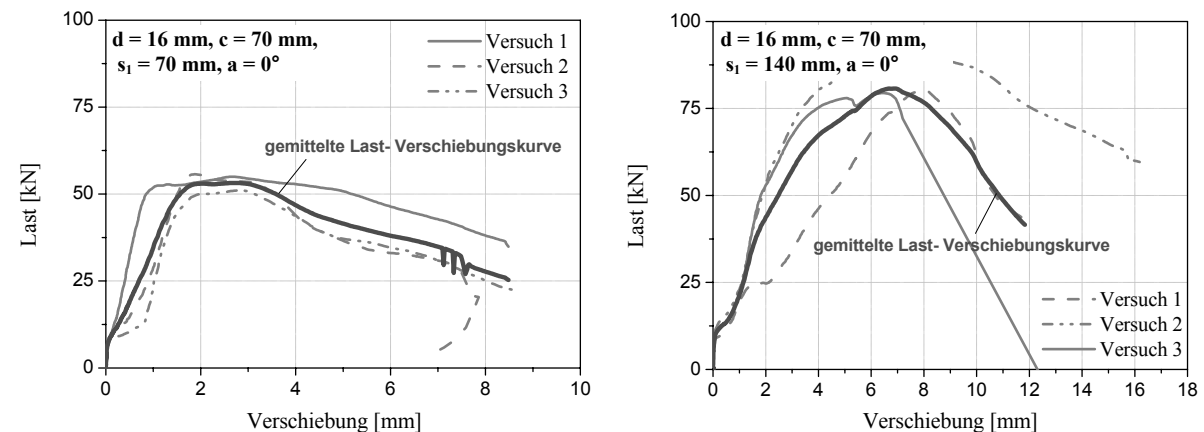
**Abbildung 6.41:** Last-Verschiebungskurven der Zweifachbefestigungen mit parallel zum Rand angeordneten Dübeln ( $d = 16$  mm,  $c_1 = 70$  mm,  $\alpha = 0^\circ$ ) und a) einem Achsabstand  $s_2 = 70$  mm bzw. b) einem Achsabstand  $s_2 = 140$  mm.



a) b)  
**Abbildung 6.42: Last-Verschiebungskurven der Zweifachbefestigungen mit parallel zum Rand angeordneten Dübeln ( $d = 16 \text{ mm}$ ,  $c_1 = 70 \text{ mm}$ ,  $s_2 = 70 \text{ mm}$ ) für eine Belastungsrichtung a)  $\alpha = 45^\circ$  und b)  $\alpha = 90^\circ$ .**

#### 6.7.2.1.2 2fach Befestigungen mit senkrecht zum Rand angeordneten Dübeln

In Abbildung 6.43 sind die Last-Verschiebungskurven von Zweifachbefestigungen mit senkrecht zum Rand angeordneten Dübeln dargestellt. Werden die Last-Verschiebungskurven von 2fach Befestigungen ( $d = 16 \text{ mm}$ ,  $h_{ef} = 130 \text{ mm}$ ,  $c_1 = 70 \text{ mm}$ ) mit parallel zum Rand (Abbildung 6.41a) und senkrecht zum Rand (Abbildung 6.43a) angeordneten Dübeln verglichen zeigen die Ergebnisse, dass die Bruchlasten und die Bruchverschiebungen bei einer senkrechten Anordnung der Dübel ca. doppelt so groß sind. Dies gilt auch für die hier nicht dargestellten Belastungsrichtungen  $\alpha = 45^\circ$  und  $\alpha = 90^\circ$ .

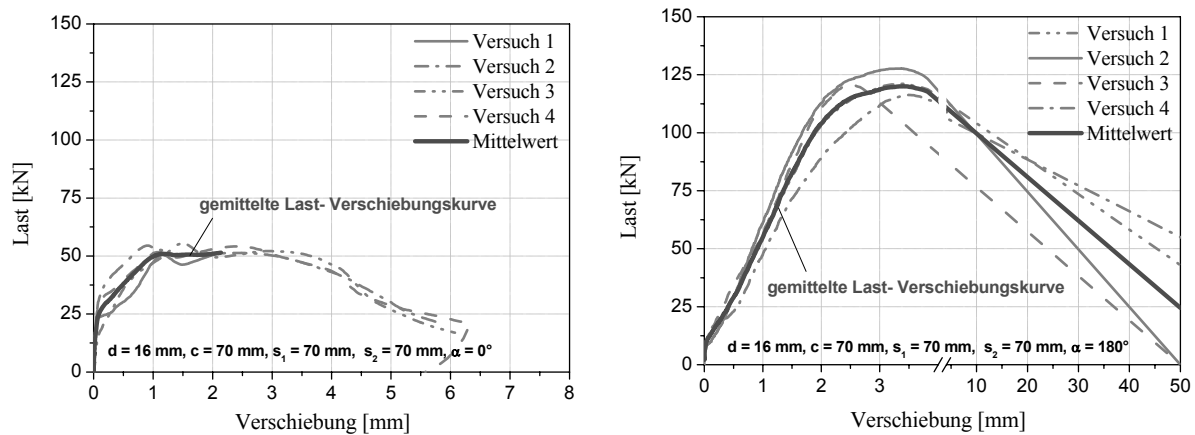


a) b)  
**Abbildung 6.43: Last-Verschiebungskurve von Zweifachbefestigungen mit senkrecht zum Rand angeordneten Dübeln ( $d = 16 \text{ mm}$ ,  $c_1 = 70 \text{ mm}$ , a) bei einer Belastungsrichtung  $\alpha = 0^\circ$  und den Achsabständen a)  $s_1 = 70 \text{ mm}$  bzw. b)  $s_1 = 140 \text{ mm}$ .**

#### 6.7.2.1.3 4fach Befestigungen

In den Versuchen zu 4fach Befestigungen am Bauteilrand, versagen die Verankerungen infolge Betonkantenbruch und Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite. Versagt eine Verankerung infolge Betonkantenbruch ergibt sich das in Abbildung 6.44a dargestellte Last-Verschiebungsverhalten. In der Regel bildet sich im Bereich der Höchstlast ein Lastplateau aus und die Lasten fallen mit zunehmender Verschiebung im Nachbruchbereich kontinuierlich ab.

Bei einer Verschiebung von ca. 5 mm beträgt die Bruchlast ca. 25 kN und damit ca. 50% der Höchstlast.

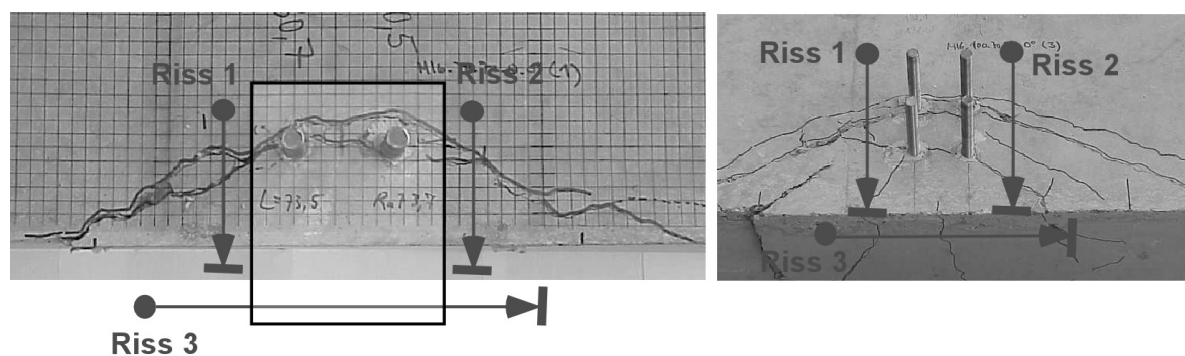


a) b)  
**Abbildung 6.44: Mittlere Last-Verschiebungskurve der Versuche mit  $d = 16 \text{ mm}$ ,  $c_1 = 70 \text{ mm}$ ,  $s_1 = s_2 = 70 \text{ mm}$  für eine Belastungsrichtung von a)  $0^\circ$  und b)  $180^\circ$ .**

Für eine Belastungsrichtung  $\alpha = 180^\circ$  versagt die Verankerung infolge Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite. In diesem Fall werden die Verschiebungen nach Erreichen der Höchstlast sehr groß (Abbildung 6.44b), da kein Widerstand mehr für die Wegregelung vorhanden ist und die Hydraulik der Versuchsrichtung zu träge ist.

#### 6.7.2.2 Rissentwicklung

Die Rissöffnungen werden mit induktiven Wegaufnehmern während der gesamten Belastungsdauer aufgezeichnet. Die Bezeichnung der Risse ist in Abbildung 6.45 dargestellt. Die Wegaufnehmer von Riss 1 und Riss 2 messen die Rissentwicklung des entstehenden Bruchkegels, Riss 3 zeigt den eventuell auftretenden Spaltriss vor den Bolzen (Abbildung 6.45).

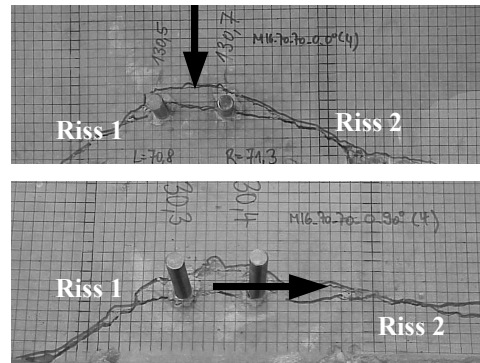
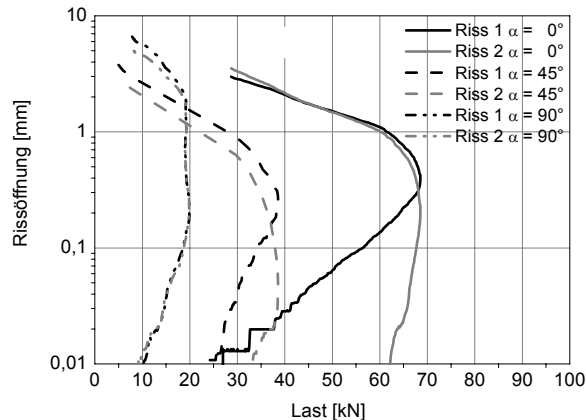


a) b)  
**Abbildung 6.45: Darstellung und Bezeichnung der Rissaufnehmer für eine a) 2fach und b) 4fach Befestigung am Bauteilrand.**

#### 6.7.2.2.1 2fach Befestigungen mit parallel zum Rand angeordneten Dübeln

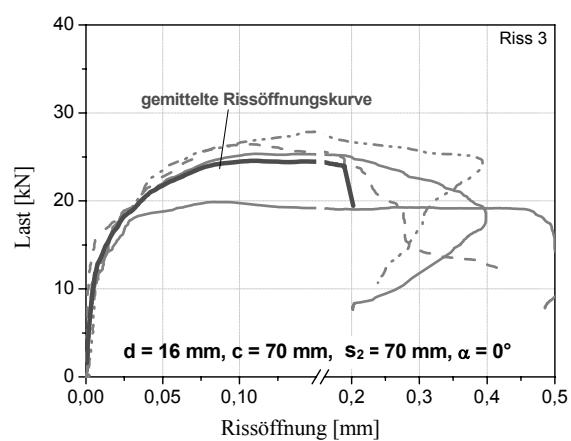
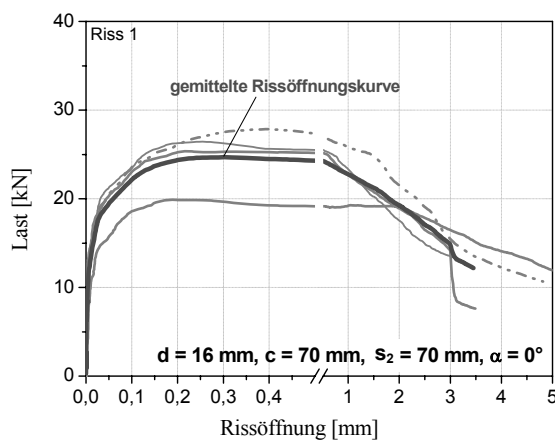
Für eine Belastungsrichtung  $\alpha = 0^\circ$  ist für Riss 1 und Riss 2 nahezu kein Unterschied in den Last-Rissöffnungskurven erkennbar, da sich diese in der Regel gleichmäßig öffnen. Dies gilt auch für die Belastungsrichtungen  $\alpha = 45^\circ$  und  $\alpha = 90^\circ$ , wenn das Versagen infolge Betonkantenbruch erfolgt. Es kann daher angenommen werden, dass der bruchauslösende Mechanismus bei Betonkantenbruch für die Belastungsrichtungen  $\alpha < 90^\circ$  ähnlich ist.





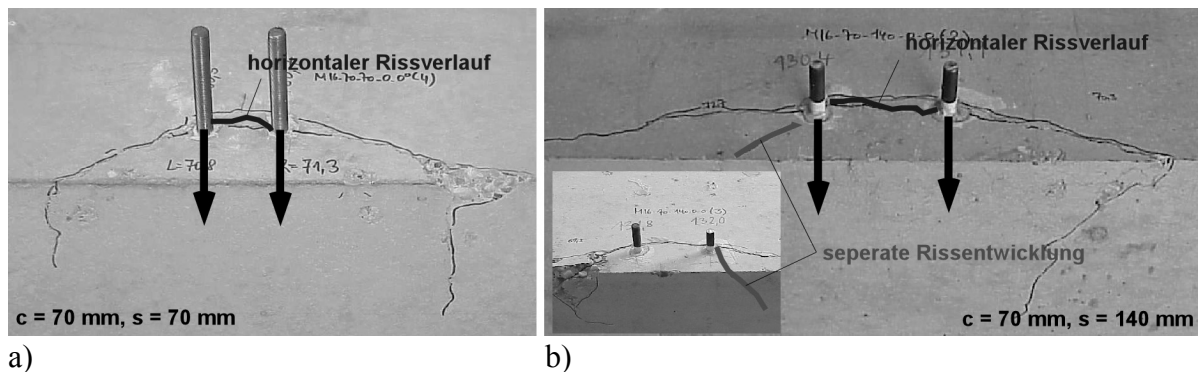
a) b)  
**Abbildung 6.46:** a) Rissöffnungskurven von Riss 1 und Riss 2 in Abhängigkeit der Last für  $\alpha = 0^\circ$ ,  $\alpha = 45^\circ$  und  $\alpha = 90^\circ$  und die in den Versuchen beobachteten Rissverläufe für  $\alpha = 0^\circ$  und  $\alpha = 90^\circ$ .

Die Last-Rissöffnungskurven der Verankerungen mit einer Belastungsrichtung  $\alpha = 0^\circ$  zeigen, dass die Rissbreite von Riss 1 und Riss 2 bei Erreichen der Höchstlast 0,2 mm bis 0,3 mm beträgt. Die Rissbreite von Riss 3 ist deutlich geringer und beträgt 0,05 mm und 0,15 mm. Die in Abbildung 6.47 dargestellten Last-Rissöffnungskurven zeigen die gemessenen Rissbreiten von Riss 1 und Riss 3. Für eine 2fach Befestigung mit  $d = 16$  mm,  $c_1 = 70$  mm und  $s_1 = 70$  mm öffnet sich Riss 1 ab einer Last von ca. 17 kN. Die Rissbreite beträgt bei Erreichen der Höchstlast (23 kN) 0,2 bis 0,3 mm. Riss 3 öffnet sich mit ansteigender Last kontinuierlich, wobei die Rissbreite ca. halb so groß ist wie die von Riss 1 bzw. Riss 2. Nach Erreichen der Höchstlast öffnet sich Riss 3 nahezu nicht mehr, Riss 1 und Riss 2 öffnen sich demgegenüber auch im Nachbruchbereich.



a) b)  
**Abbildung 6.47:** Mittlere Last-Rissöffnungskurve für a) Riss 1 und b) Riss 3 der Verankerung mit  $d=16$  mm,  $h_{ef} = 130$  mm,  $c_1 = 70$  mm und  $s_2 = 70$  mm.

Die in den Versuchen beobachteten Rissverläufe zeigen, dass bei 2fach Befestigung mit  $s_2 = 70$  mm und  $c_1 = 70$  mm (Abbildung 6.48a) sowie  $s_2 = 140$  mm und  $c_1 = 140$  mm (Abbildung 6.48b) ein gemeinsamer Bruchkegel entsteht und der Riss zwischen den Dübeln horizontal verläuft. Für die Verankerung mit einem Achsabstand  $s_2 = 140$  mm entstehen Risse, die von den einzelnen Dübeln ausgehen. Dies deutet darauf hin, dass bei noch größerem Achsabstand zwei getrennte Bruchkegel entstehen.



a)

b)

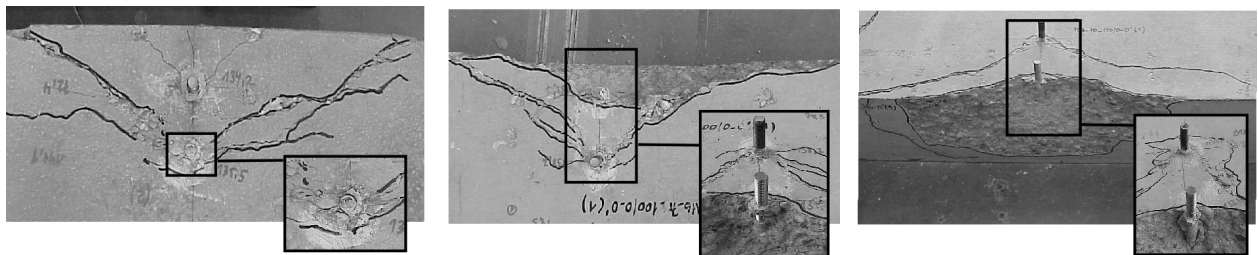
**Abbildung 6.48:** Rissverläufe einer 2fach Befestigungen mit parallel zum Rand angeordneten Dübeln ( $d = 16 \text{ mm}$ ,  $h_{ef} = 130 \text{ mm}$ ,  $c_1 = 70 \text{ mm}$ ) mit einem Achsabstand a)  $s_2 = 70 \text{ mm}$  und b)  $s_2 = 140 \text{ mm}$ .

#### 6.7.2.2.2 2fach Befestigungen mit senkrecht zum Rand angeordneten Dübeln

In Abbildung 6.49 sind die Rissverläufe der 2fach Befestigungen ( $d = 16 \text{ mm}$ ,  $h_{ef} = 130 \text{ mm}$ ,  $c_1 = 70 \text{ mm}$ ) mit senkrecht zum Rand angeordneten Dübeln für verschiedene Achsabstände  $s_1$  dargestellt. Für die Verankerung mit  $s_1 = 70 \text{ mm}$  entsteht in den Versuchen maßgeblich am hinteren Dübel ein Bruchkegel. Der am vorderen Dübel vorhandene Riss hat eine sehr geringe Breite und verläuft im Vergleich zu einer entsprechenden Einzelbefestigungen mit gleichem Randabstand steiler (Abbildung 6.49a). Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Rissentwicklung am vorderen Dübel durch die Belastung des hinteren Dübels beeinflusst wird. Die bruchmechanischen Untersuchungen verdeutlichen dieses Verhalten anhand der Spannungsintensitätsfaktoren für hintereinander liegende Risse (Abschnitt 4.4.4.4.3).

Für die Verankerung mit einem Achsabstand  $s_1 = 100 \text{ mm}$  bildet sich jeweils am vorderen und hinteren Dübel ein sichtbarer Bruchkegel aus. Die Risse beider Bruchkegel laufen vor Erreichen des freien Randes zusammen (Abbildung 6.49b).

Für die Verankerung mit einem Achsabstand  $s_1 = 140 \text{ mm}$  entstehen am vorderen und hinteren Dübel jeweils getrennte Bruchkegel. Der hintere Bruchkegel kann sich in diesem Fall vollständig ausbilden ohne dass die Risse ineinanderlaufen (Abbildung 6.49c).



a)

b)

c)

**Abbildung 6.49:** Rissverläufe der 2fach Befestigungen mit  $c_1 = 70 \text{ mm}$  und a) einem Achsabstand von  $s_1 = 70 \text{ mm}$ , b)  $s_1 = 100 \text{ mm}$  und c)  $s_1 = 140 \text{ mm}$ .

Die Rissaufnehmer werden in den Versuchen so angeordnet, dass es möglich ist die Beobachtungen des vorderen und hinteren Dübels getrennt zu erfassen (Abbildung 6.50a). Die Rissentwicklung im Versuch zeigt, dass für  $c_1 = 70 \text{ mm}$  und  $s_1 = 70 \text{ mm}$  zuerst am hinteren Dübel ein Riss entsteht. Bei einem Achsabstand  $s_1 = 140 \text{ mm}$  geht die Rissentwicklung demgegenüber vom vorderen Dübel aus.

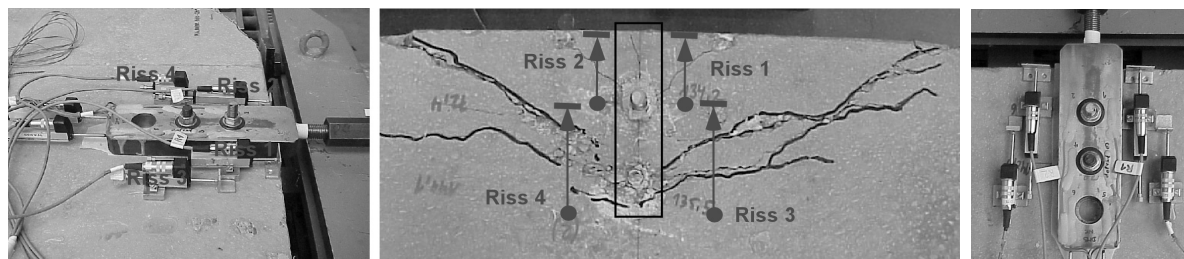
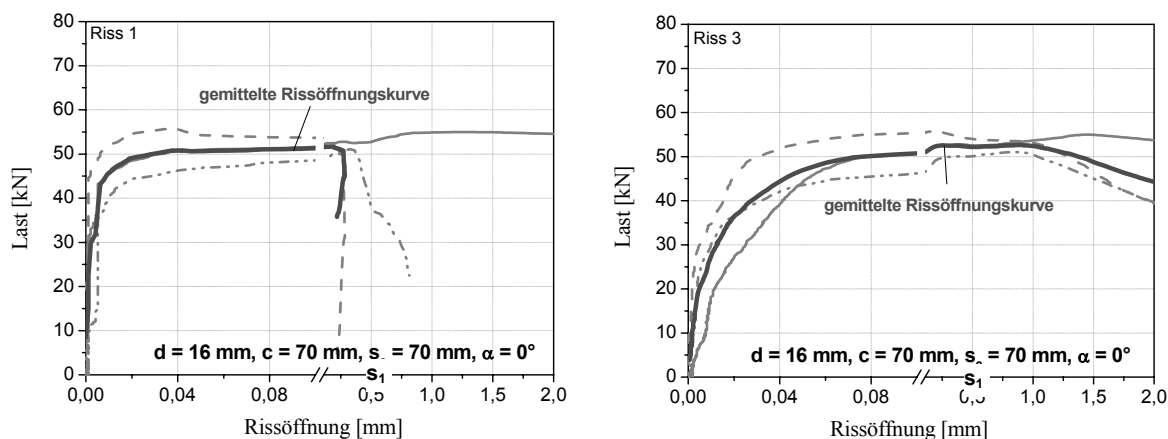
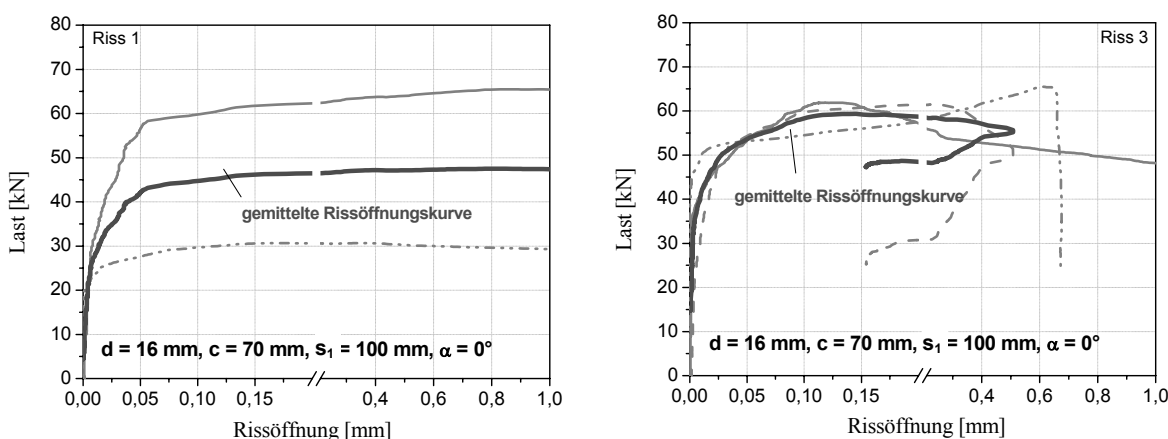


Abbildung 6.50: Exemplarische Darstellung der Rissmessung und der Bezeichnung der gemessenen Risse mit induktiven Wegaufnehmern für eine 2fach Befestigung am Bauteilrand mit senkrecht zum Rand angeordneten Dübeln.

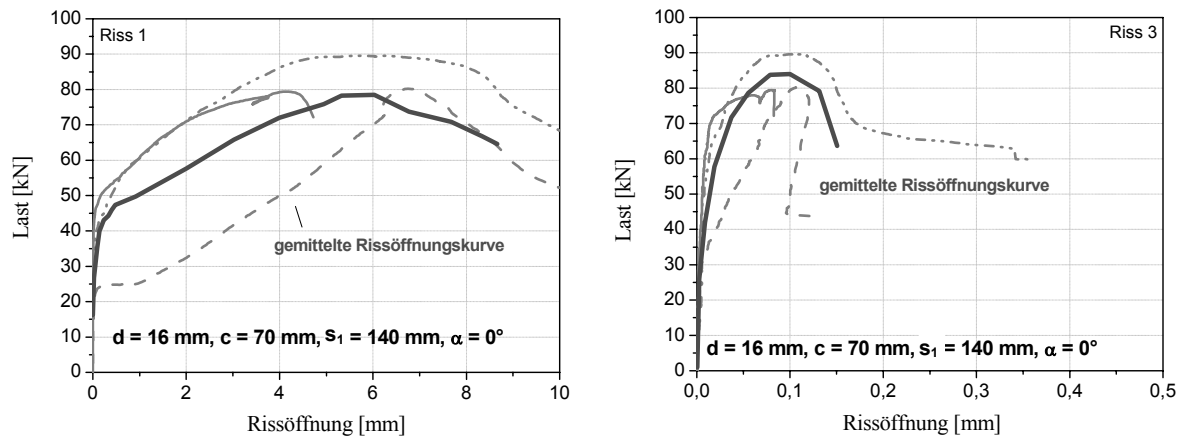
Die in den Versuchen gemessene Rissentwicklung wird durch den in den Versuchen beobachteten Bruchmechanismen bestätigt. Der Bruch beginnt jeweils am hinteren Dübel. In Abbildung 6.51 sind die Rissbreiten der 2fach Befestigung mit  $c_1 = 70$  mm und  $s_1 = 70$  mm dargestellt. Am hinteren Dübel beginnt die Rissöffnung (Riss 3) bei einem Lastniveau zwischen 7 kN und 10 kN. Am vorderen Dübel (Riss 1) beginnt das Risswachstum hingegen erst ab einem Lastniveau von ca. 30 kN. Riss 3 (hinten) öffnet sich somit deutlich schneller als Riss 1 (vorne).



a) b)  
Abbildung 6.51: Mittlere Last-Rissöffnungskurve für a) Riss 1 und b) Riss 3 der 2fach Verankerung mit  $d = 16$  mm,  $c_1 = 70$  mm und  $s_1 = 70$  mm.



a) b)  
Abbildung 6.52: Mittlere Last-Rissöffnungskurve für a) Riss 1 und b) Riss 3 der 2fach Verankerung mit  $d = 16$  mm,  $c_1 = 70$  mm und  $s_1 = 100$  mm.



a)

b)

**Abbildung 6.53: Mittlere Last-Rissöffnungskurve für a) Riss 1 und b) Riss 3 der 2fach Verankerung mit  $d = 16 \text{ mm}$ ,  $c_1 = 70 \text{ mm}$  und  $s_1 = 140 \text{ mm}$ .**

Für die 2fach Befestigung mit  $s_1 = 100 \text{ mm}$  zeigen die Last-Rissöffnungskurven ein ähnliches Verhalten, Riss 1 öffnet sich jedoch bei einem geringeren Lastniveau (ca. 25 kN). Auffällig ist, dass die Rissbreite von Riss 3 bei einer Verschiebung ab ca. 0,4 mm geringer wird und die von Riss 1 deutlich zunimmt. Dies ist für die Verankerung mit einem Achsabstand  $s_1 = 70 \text{ mm}$  umgekehrt (Abbildung 6.52).

Für Verankerung mit einem Achsabstand  $s_1 = 140 \text{ mm}$  öffnet sich Riss 1 im Vergleich zu Riss 3 schneller, so dass die Rissbreite von Riss 1 bei gleichem Lastniveau deutlich größer ist als von Riss 3. Der Bruch beginnt somit am vorderen Dübel (Abbildung 6.53).

#### 6.7.2.2.3 4fach Befestigungen

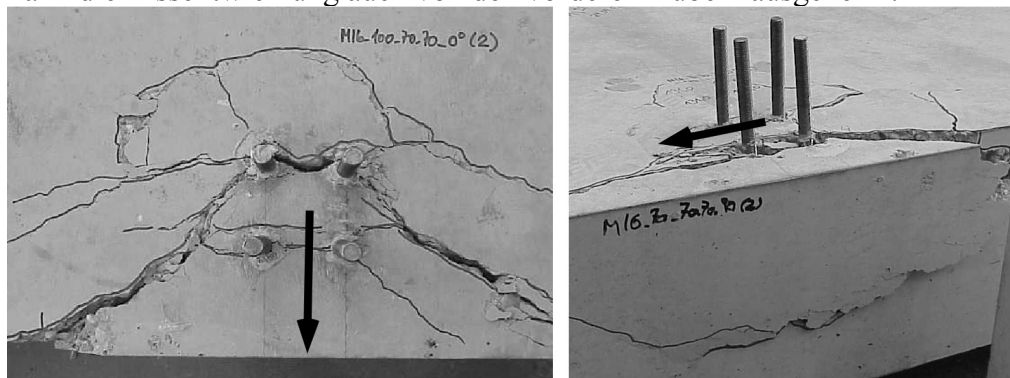
Die Rissentwicklung für 4fach Befestigungen ohne Lochspiel kann, bedingt durch die unterschiedlichen Brucharten, nicht mit dem Rissverhalten von Einzelbefestigungen oder 2fach Befestigungen verglichen werden. Bei 4fach Befestigungen kann es im Vergleich zu 2fach Befestigungen zu einem ausgeprägten Lastumlagerungsverhalten kommen. Abbildung 6.54 zeigt die Rissbilder von 4fach Verankerung am Bauteilrand für ein Versagen infolge Betonkantenbruch. In den Versuchen werden die Dübel von Beginn der Belastung an gleichmäßig beansprucht<sup>32</sup> (Abschnitt 6.7.2.3). Eine Umlagerung der Lasten findet in diesem Fall ausschließlich infolge einer lokalen Schädigung vor dem Bolzen statt, was zu einem Steifigkeitsverlust der einzelnen Dübel der Verankerung führt.

Bei einer Belastungsrichtung  $\alpha = 90^\circ$  kann nur in wenigen Versuchen mit 4fach Befestigungen ( $s_1 = s_2 = 70 \text{ mm}$ ) ein Versagen infolge Betonkantenbruch der vorderen Dübelreihe beobachtet werden (Abbildung 6.54b). Das Versagen erfolgt bei randparalleler Belastung in der Regel infolge Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite. 4fach Befestigungen mit einem Achsabstand  $s_2 = 140 \text{ mm}$ ,  $s_1 = 70 \text{ mm}$  und einer Belastungsrichtung  $\alpha = 90^\circ$  weisen ein kombiniertes Bruchbild aus Betonkantenbruch und Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite auf (Abbildung 6.55a).

Die entsprechenden 4fach Befestigungen versagen bei einer Belastungsrichtung  $\alpha = 0^\circ$  infolge Betonkantenbruch, wobei der Ausbruchkegel von den hinteren Dübeln der Befestigung ausgeht (Abbildung 6.55a). Dieser Rissverlauf kann in nahezu allen Versuchen und numerischen Simulationen beobachtet werden. Grund hierfür dürfte die herabgesetzte Rissneigung an der vorderen

<sup>32</sup> Das Lochspiel wurde in den Versuchen weitgehend ausgeschlossen.

Dübelreihe sein. Werden die einzelnen Anker der 4fach Befestigungen ungleichmäßig belastet, kann die Rissentwicklung auch von den vorderen Dübeln ausgehen<sup>33</sup>.

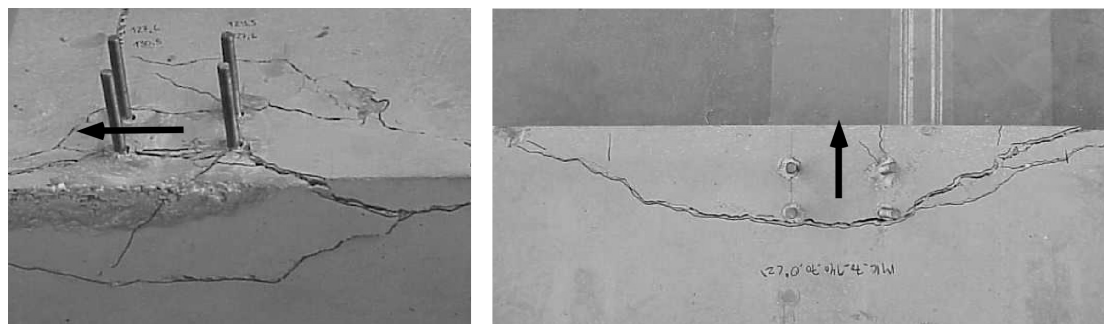


a)

b)

**Abbildung 6.54:** Darstellung des Rissverlaufs einer 4fach Befestigung am Bauteilrand mit  $d = 16 \text{ mm}$ ,  $c_1 = 70 \text{ mm}$ ,  $s_1 = s_2 = 70 \text{ mm}$  für eine Belastungsrichtung a)  $\alpha = 0^\circ$  und b)  $\alpha = 90^\circ$ .

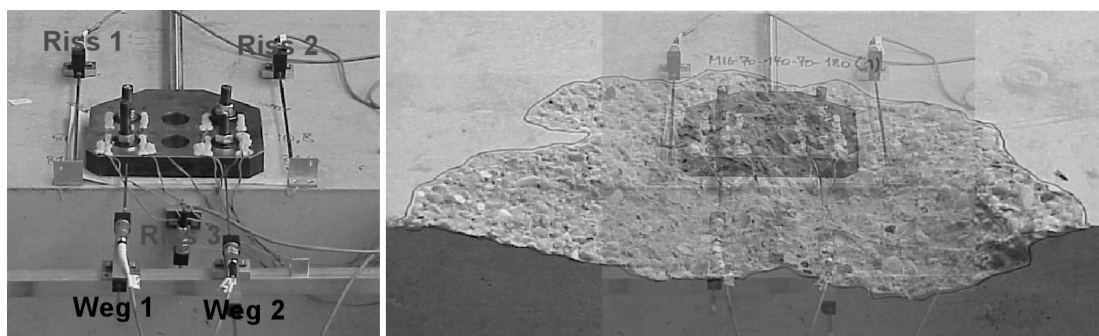
Für eine Belastungsrichtungen  $\alpha > 90^\circ$  versagen die 4fach Befestigungen in allen Fällen infolge Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite oder Stahlbruch. Während bei einer Belastungsrichtung  $\alpha = 90^\circ$  kein bzw. nur ein kleiner Riss im Bereich des freien Randes auftritt, kommt es für eine Belastungsrichtung  $\alpha = 180^\circ$  zu einer starken Rissbildung. Dies zeigen die Last-Rissöffnungscurven der entsprechenden Versuche (Abbildung 6.57 und Abbildung 6.58).



a)

b)

**Abbildung 6.55:** Beobachteter Rissverlauf einer 4fach Befestigung am Bauteilrand mit  $d = 16 \text{ mm}$ ,  $c_1 = 70 \text{ mm}$ ,  $s_1 = 70 \text{ mm}$ ,  $s_2 = 140 \text{ mm}$  bei einer Belastungsrichtung a)  $\alpha = 90^\circ$  und b)  $\alpha = 0^\circ$ .



a)

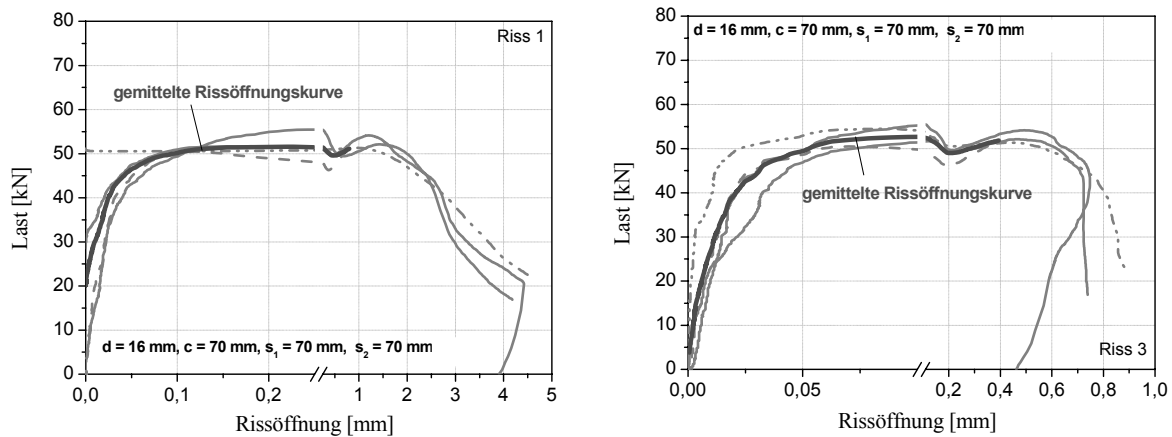
b)

**Abbildung 6.56:** Beobachteter Rissverlauf einer 4fach Befestigung am Bauteilrand mit  $d = 16 \text{ mm}$ ,  $c_1 = 70 \text{ mm}$ ,  $s_1 = 70 \text{ mm}$ ,  $s_2 = 140 \text{ mm}$  bei einer Belastungsrichtung  $\alpha = 180^\circ$ , a) Anordnung der Rissaufnehmer und b) Bruchkegel nach dem Versuch.

<sup>33</sup> z.B. durch ein vorhandenes Lochspiel.

Bei einer Belastungsrichtung  $\alpha = 90^\circ$  ist die Rissöffnung von Riss 1 deutlich größer als von Riss 3. Die Rissentwicklung beginnt somit im Bereich der Bauteiloberfläche. Demgegenüber öffnet sich Riss 3 bei einer Belastungsrichtung  $\alpha = 180^\circ$  deutlich stärker als für  $\alpha = 90^\circ$  (Abbildung 6.58b). In diesem Fall wird die Bauteilfläche im Bereich der Rissaufnehmer von Riss 1 überdrückt. Durch den sich im Bereich des freien Randes öffnenden Riss 3 wird die Bruchkegelbildung begünstigt.

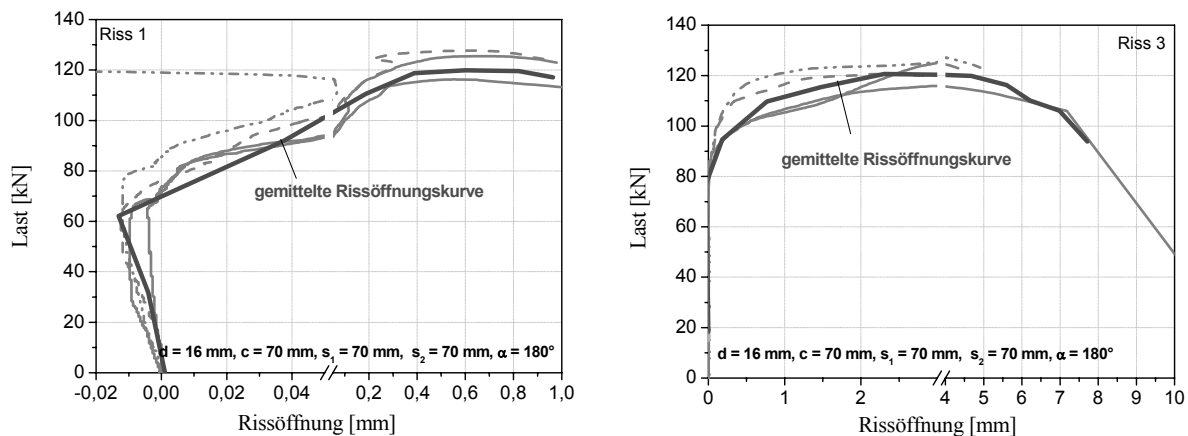
Bei einer Belastungsrichtung  $\alpha = 180^\circ$  wird Riss 1 mit zunehmender Verschiebung größer. Bei Erreichen der Höchstlast weist Riss 3 eine Breite von ca. 3 mm auf und ist damit wesentlich größer als Riss 1. Das Versagen tritt dadurch ein, dass sich am freien Rand auf der lastabgewandten Seite ein Riss bildet. Die Lasten bei einer Belastungsrichtung  $\alpha = 180^\circ$  bezogen auf eine Belastungsrichtung  $\alpha = 90^\circ$  betragen daher nur ca. 70%.



a)

b)

**Abbildung 6.57:** Mittlere Last-Rissöffnungskurve für a) Riss 1 und b) Riss 3 der Verankerung mit  $d = 16 \text{ mm}$ ,  $c_1 = 70 \text{ mm}$  und  $s_1 = s_2 = 70 \text{ mm}$  bei einer Belastungsrichtung  $\alpha = 90^\circ$ .



a)

b)

**Abbildung 6.58:** Mittlere Last-Rissöffnungskurve für a) Riss 1 und b) Riss 3 der Verankerung mit  $d = 16 \text{ mm}$ ,  $c_1 = 70 \text{ mm}$  und  $s_1 = s_2 = 70 \text{ mm}$  bei einer Belastungsrichtung  $\alpha = 180^\circ$ .

### 6.7.2.3 Lastverteilung auf die einzelnen Anker

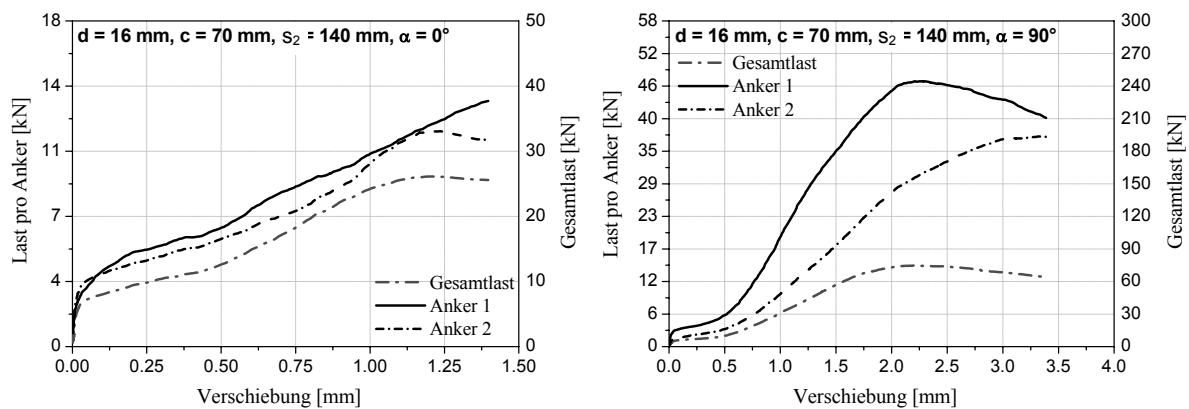
#### 6.7.2.3.1 2fach Befestigungen mit parallel zum Rand angeordneten Dübeln

In Abbildung 6.59 ist die Lastverteilung einer 2fach Befestigung mit  $c_1 = 70 \text{ mm}$ ,  $\alpha = 0^\circ$  und  $s_2 = 70 \text{ mm}$  bzw.  $s_2 = 140 \text{ mm}$  dargestellt. Die in den Versuchen gemessene Lastverteilung auf

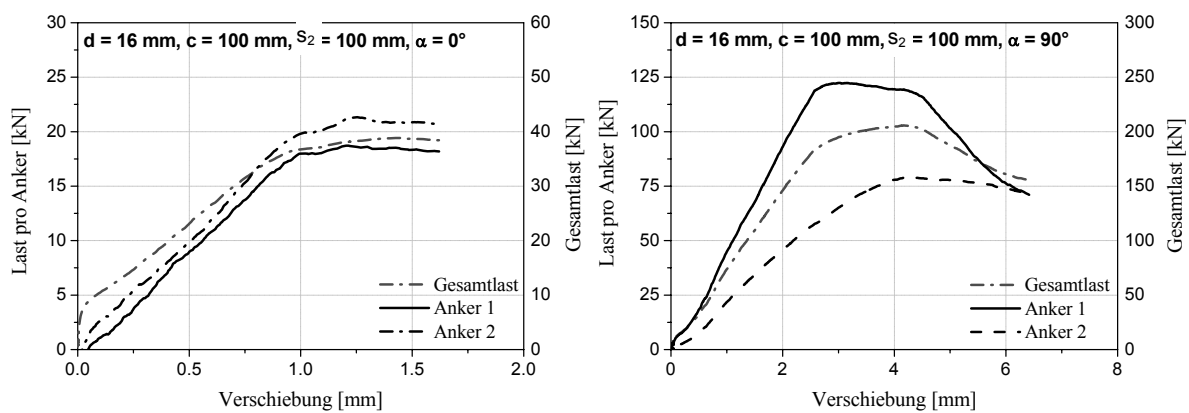
die einzelnen Dübel einer 2fach Befestigung mit parallel zum Rand angeordneten Dübeln zeigt, dass diese bei einer Belastungsrichtung  $\alpha = 0^\circ$  relativ gleichmäßig belastet werden (Abbildung 6.59a und Abbildung 6.60a).

Bei einer Belastungsrichtung  $\alpha = 90^\circ$  (Abbildung 6.59b und Abbildung 6.60b) werden bis zu einer Gesamtverschiebung von ca. 0,5 mm die beiden Dübel gleichmäßig belastet. Bei zunehmender Verschiebung wird Anker 1 stärker belastet als Anker 2. Nach Höchstlast wird Anker 1 entlastet und die aufgebrauchte Last so lange auf Anker 2 umgelagert, bis beide Anker gleich stark belastet sind.

In Abbildung 6.61 ist das Verhältnis von Ankerlast 2 zu Ankerlast 1 in Abhängigkeit des Achsabstandes  $s_2$  dargestellt. Die Auswertung der gemessenen Lastverteilung in Abbildung 6.61a zeigt, dass bei 2fach Befestigungen mit  $d = 16$  mm,  $h_{ef} = 130$  mm und einer Belastungsrichtung  $\alpha = 0^\circ$  die einzelnen Anker im Mittel zwar gleich stark belastet werden, die Werte der einzelnen Versuche jedoch bis zu 50% vom Verhältnis 1,0 abweichen. Ein Vergleich der Bruchlasten mit den rechnerischen Bruchlasten des CC-Verfahrens zeigt, dass trotz der ungleichmäßigen Belastung der einzelnen Dübel eine brauchbare Übereinstimmung vorhanden ist, selbst wenn für die Berechnung eine gleichmäßige Belastung der einzelnen Dübel angenommen wird (siehe Abschnitt 6.7.3).

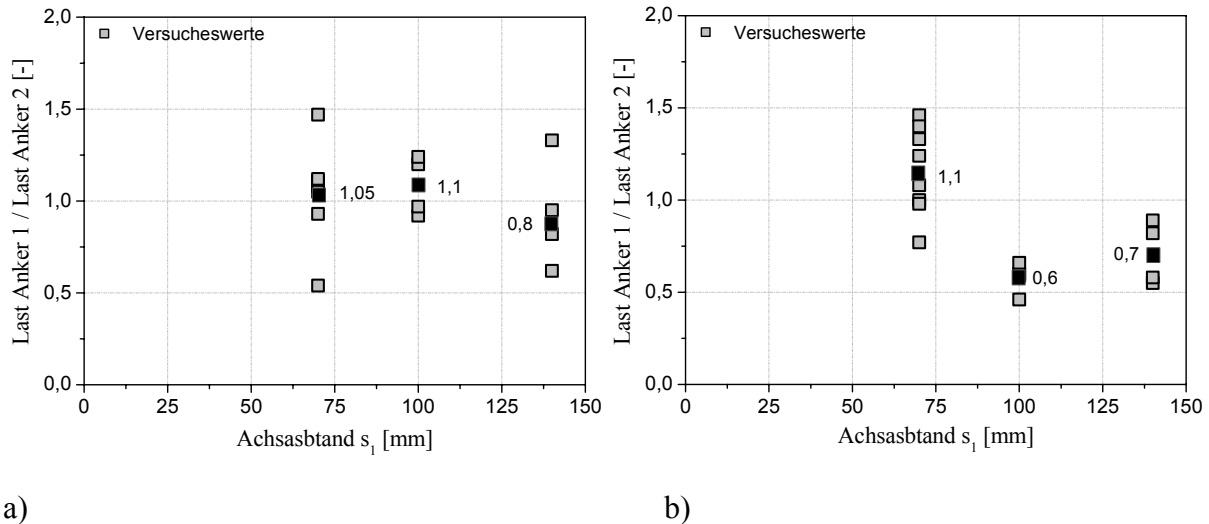


a) **Abbildung 6.59: Lastverteilung einer 2fach Verankerung mit  $d = 16$  mm,  $c_1 = 70$  mm und  $s_2 = 140$  mm bei einer Belastungsrichtung a)  $\alpha = 0^\circ$  und b)  $\alpha = 90^\circ$ .**



a) **Abbildung 6.60: Lastverteilung einer 2fach Verankerung mit  $d = 16$  mm,  $c_1 = 100$  mm und  $s_2 = 100$  mm bei einer Belastungsrichtung a)  $\alpha = 0^\circ$  und b)  $\alpha = 90^\circ$ .**

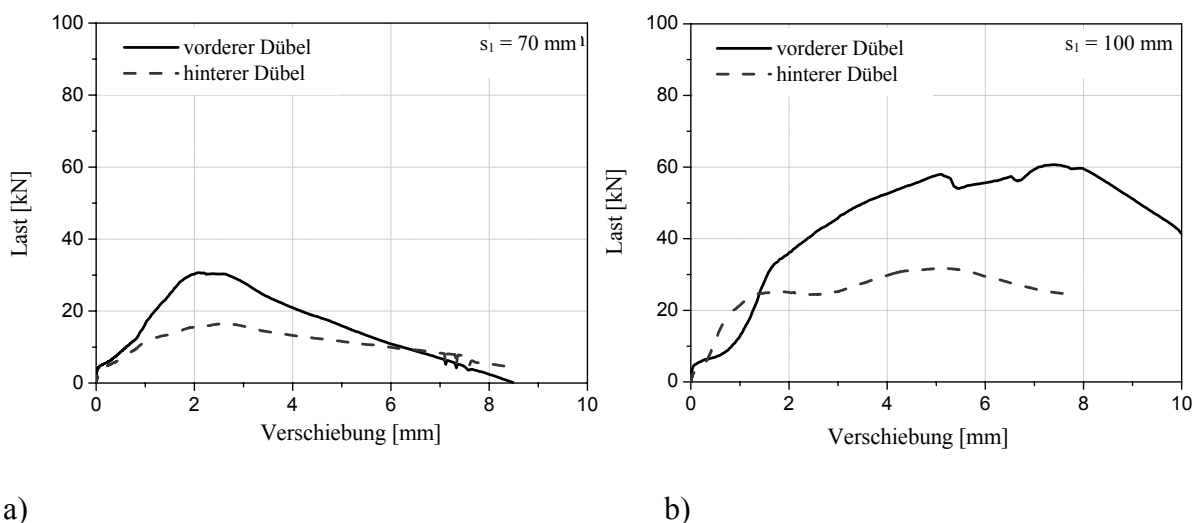
Die Versuche mit einer Belastungsrichtung  $\alpha = 90^\circ$  zeigen, dass die einzelnen Dübel ungleichmäßig stark belastet werden. Der Lastanteil pro Dübel wird ausgehend von der Lasteinleitung geringer. Bei 2fach Befestigungen wird der, bezogen auf die Lastrichtung, hintere Dübel ca. 30% geringer belastet als der vordere Dübel. Bei einer Reihenverankerung mit 5 hintereinander liegenden Dübeln dürfte der hinterste Anker nahezu unbelastet bleiben. Die maximale Anzahl der Anker pro Reihe sollte daher bei der Berechnung mit dem CC-Verfahren auf drei begrenzt werden.



a) b)  
Abbildung 6.61: Gemessene Lastverteilung auf die beiden Anker einer 2fach Befestigung am Bauteilrand für die Belastungsrichtung a)  $\alpha = 0^\circ$  und b)  $\alpha = 90^\circ$ .

#### 6.7.2.3.2 2fach Befestigungen mit senkrecht zum Rand angeordneten Dübeln

In Abbildung 6.62 und Abbildung 6.63 ist die Lastverteilungen für eine Befestigung mit  $s_1 = 70$  mm (Abbildung 6.62a),  $s_1 = 100$  mm (Abbildung 6.62b) und  $s_1 = 140$  mm (Abbildung 6.63a) sowie einem Randabstand  $c_1 = 70$  mm über der Gesamtverschiebung der Verankerung aufgetragen. Für hintereinander liegende Dübel ist demnach in Abhängigkeit des Rand- und Achsabstandes eine starke Umlagerung der Last auf die einzelnen Dübel zu erkennen.

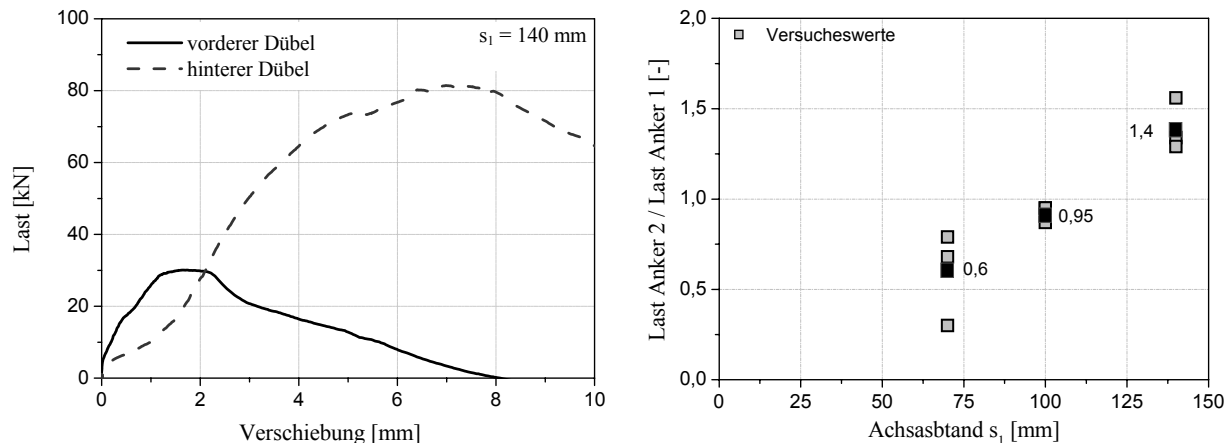


a) b)  
Abbildung 6.62: Lastverteilung einer 2fach Verankerung mit  $d = 16$  mm,  $c_1 = 70$  mm und einem Achsabstand von a)  $s_1 = 70$  mm, b)  $s_1 = 100$  mm..



Die Auswertung zeigt, dass für einen Achsabstand  $s_1 = 70$  mm der vordere Dübel (Anker 1) stärker belastet wird als der hintere (Anker 2). Kurz vor Erreichen der Höchstlast übernimmt der vordere Dübel ca. 2/3 und der hintere Dübel ca. 1/3 der Gesamtlast. Nach Erreichen der Höchstlast wird der vordere Dübel entlastet und die aufgebrachte Last auf den hinteren Dübel umgelagert.

Für einen Achsabstand  $s_1 = 100$  mm wird zu Beginn der Belastung der vordere Dübel stärker belastet. Bei ca. 50% der Höchstlast wird die aufgebrachte Last auf den hinteren Dübel umgelagert, bis dieser an Steifigkeit verliert. Anschließend wird die aufgebrachte Last so umgelagert, dass bei Erreichen der Höchstlast beide Dübel ungefähr gleich stark belastet werden.



a)

b)

**Abbildung 6.63: Lastverteilung einer 2fach Verankerung mit  $d=16$  mm,  $c_1=70$  mm und einem Achsabstand von a)  $s_1=140$  mm und b) Verhältnis der Lastanteile von Anker 1 (vorne) und Anker 2 (hinten) bei Höchstlast.**

Bei den Versuchen mit einem Achsabstand  $s_1 = 140$  mm wird zu Beginn der Belastung der vordere Anker stärker beansprucht. Nachdem sich am vorderen Dübel ein Bruchkegel gebildet hat, wird die aufgebrachte Last auf den hinteren Dübel umgelagert. Beim Erreichen der Höchstlast ist der vordere Dübel nahezu unbelastet.

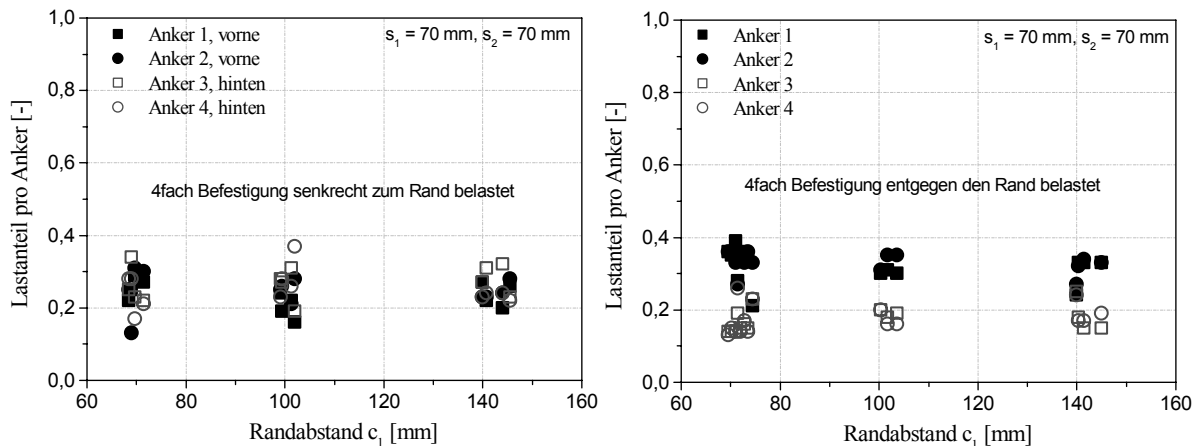
Abbildung 6.63b zeigt das Verhältnis der Dübellasten kurz vor Erreichen der Höchstlast in Abhängigkeit des Achsabstandes  $s_1$ . Die Darstellung bestätigt die beschriebenen Lastverteilungen und Versagensmechanismen für 2fach Befestigungen mit hintereinander angeordneten Dübeln.

#### 6.7.2.3.3 4fach Befestigungen

In Abbildung 6.64 ist die Lastverteilung von 4fach Befestigungen am Bauteilrand mit  $s_1 = 70$  mm und  $s_2 = 70$  mm dargestellt. Abbildung 6.64a zeigt, dass bei einer Belastungsrichtung  $\alpha = 0^\circ$  die vorderen und hinteren Dübel tendenziell gleich stark belastet werden. Die aufgebrachte Last wird mit zunehmender Verschiebung und größer werdendem Achsabstand auf die hinteren Dübel umgelagert. Es ist daher zu erwarten, dass die Rissentwicklung im Bereich der hinteren Dübel stärker ausgeprägt ist.

Für eine Belastungsrichtung  $\alpha = 180^\circ$  ist in Abbildung 6.64b zu erkennen, dass die vorderen Dübel stärker belastet werden als die hinteren. Dies ist darauf zurückzuführen, dass bei einer nicht kontinuierlichen Krafteinleitung die angreifende Last mit zunehmender Entfernung vom Lasteinleitungsbereich abgebaut wird. Bei Schraubenverbindungen nach *DIN 18800* dürfen daher in Krafrichtung nur 8 hintereinander liegende Schrauben berücksichtigt werden. Die Versuche mit 4fach Befestigungen am Bauteilrand und hintereinander angeordneten Dübeln zeigen, dass die Last pro Dübel zwischen 10% und 20% abnimmt. Für 2fach Befestigungen am Bauteilrand liegt die Abnahme der Last pro Dübel in einer vergleichbaren Größenordnung (Abschnitt

6.7.2.3.1). Die Lastunterschiede der einzelnen Dübellasten sind auch auf lokale Fehlstellen im Beton vor dem Bolzen zurückzuführen.



a)

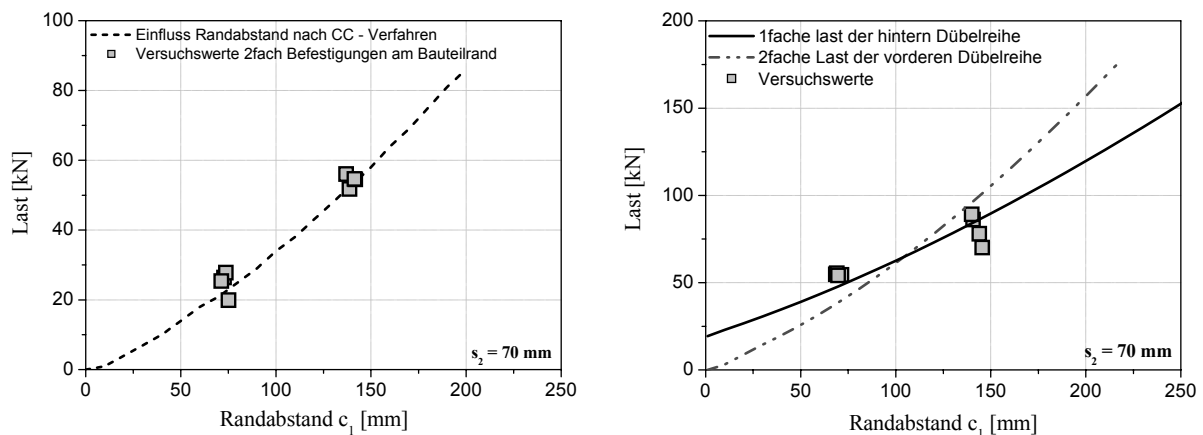
b)

Abbildung 6.64: Lastverteilung auf die einzelnen Dübel einer 4fach Befestigung am Bauteilrand in Abhängigkeit des Randabstandes für eine Belastungsrichtung a)  $\alpha = 0^\circ$  und b)  $\alpha = 180^\circ$ .

### 6.7.3 Auswertung der Parameterstudie

#### 6.7.3.1 Einfluss Randabstand

Abbildung 6.65 zeigt einen Vergleich der Versuchsbruchlasten mit 2fach (Abbildung 6.65a) und 4fach Befestigungen (Abbildung 6.65b) am Bauteilrand ( $s_1 = 70$  mm und  $s_2 = 70$  mm) mit den Rechenwerten des CC-Verfahrens. Die Versuchsergebnisse sind in Abhängigkeit des Randabstandes aufgetragen. Die mit dem CC-Verfahren berechneten Bruchlasten stimmen brauchbar mit den Versuchsergebnissen überein, wenn die hintere Dübelreihe für die Berechnung als maßgebend angenommen wird. Wird die doppelte Bruchlast der vorderen Dübelreihe bei der Berechnung der Bruchlasten angesetzt, zeigt der Vergleich, dass die Bruchlasten durch das CC-Verfahren überschätzt werden. Bei diesen Verankerungen beträgt das Verhältnis  $s_1 / c_1 = 0,5$ , wodurch die Bruchlast der Verankerung nicht mit der doppelten Bruchlast der vorderen Dübelreihe übereinstimmt (siehe Abschnitt 5.7.2). Mit zunehmendem Randabstand wird das Verhältnis  $s_1 / c_1$  geringer und die Bruchlast der Gruppe ist stets geringer als die 2fach Bruchlast der vorderen Dübelreihe.

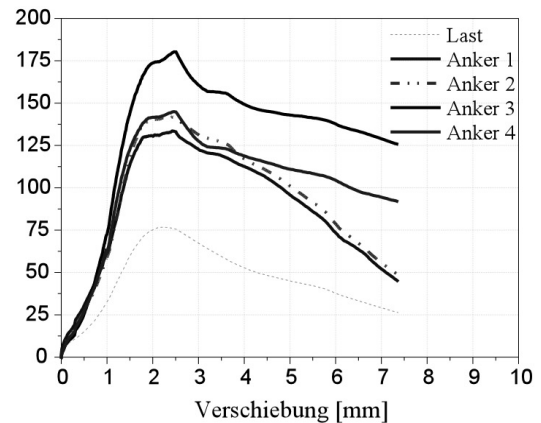
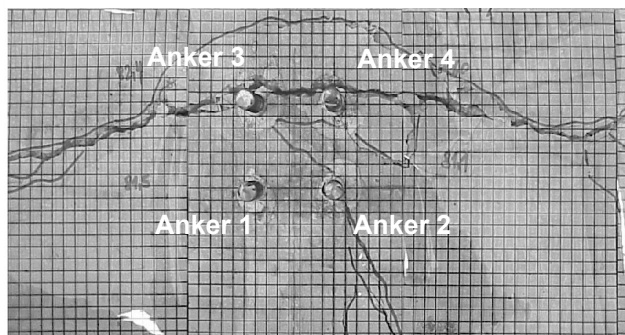


a)

b)

Abbildung 6.65: Einfluss des Randabstandes für a) 2fach Befestigungen mit  $s_2 = 70$  mm und b) 4fach Befestigungen am Bauteilrand mit Achsabstand  $s_1 = 70$  mm und  $s_2 = 70$  mm.

Werden die zugehörigen Lastverteilungskurven betrachtet zeigt sich, dass bei Erreichen der Bruchlast die hinteren Dübel der Befestigung nur geringfügig höher beansprucht werden als die vorderen Dübel. Dieses Verhalten kann anhand der Rissverläufe in den Versuchen bestätigt werden. In Abbildung 6.66 sind ein typischer Rissverlauf und die zugehörigen Last- Verschiebungskurven dargestellt. Die Rissentwicklung geht von der hinteren Dübelreihe aus, so dass an der vorderen Dübelreihe kein ausgeprägter Riss sichtbar ist.



**Abbildung 6.66: Bruchbild und Last-Verschiebungskurven der einzelnen Anker einer 4fach Befestigung ( $d = 16 \text{ mm}$ ,  $h_{ef} = 80 \text{ mm}$ ) mit  $c_1 = 140 \text{ mm}$ ,  $s_1 = 70 \text{ mm}$  und  $s_2 = 70 \text{ mm}$ .**

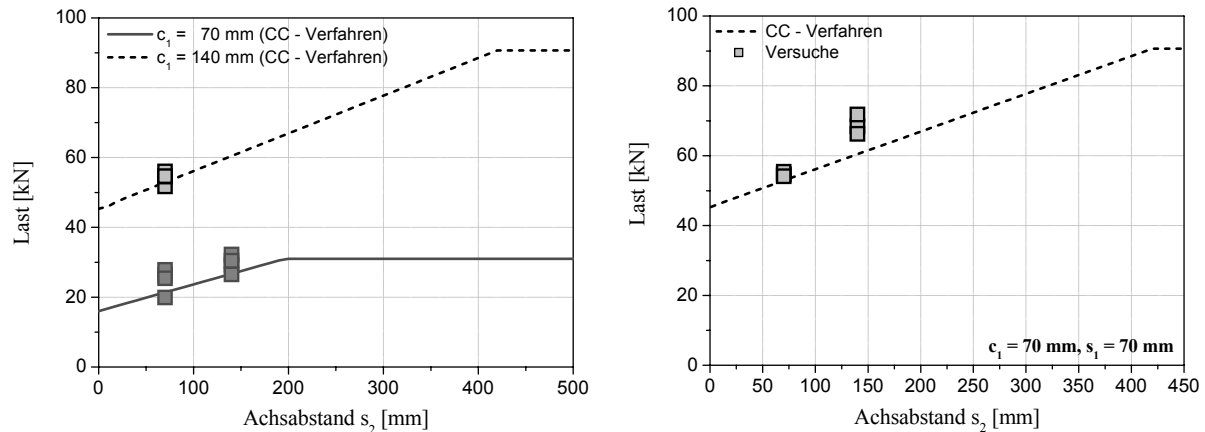
Die Last-Verschiebungskurven in Abbildung 6.66b zeigen, dass die Dübel bis zum Erreichen der Höchstlast relativ gleichmäßig belastet werden. Lediglich Anker 1 (vorne rechts) wird geringfügig stärker belastet, dennoch kann an diesem Anker keinerlei Rissbildung beobachtet werden (Abbildung 6.66a).

Zusammenfassend zeigen die Ergebnisse, wenn die doppelte Bruchlast der vorderen Dübelreihe als maßgebend angenommen wird, das Verhältnisse  $s_1 / c_1$  für die Berechnung der Bruchlast berücksichtigt und für Verhältnisse  $s_1 / c_1 < 0,7$  abgemindert werden muss.

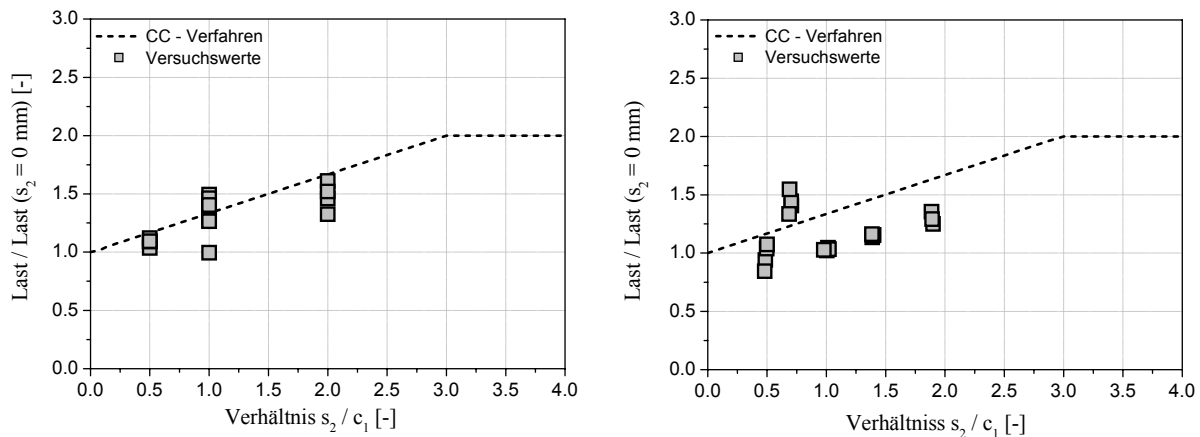
### 6.7.3.2 Einfluss Achsabstände

Die Bruchlast von Gruppenbefestigungen am Bauteilrand hängt neben dem Randabstand auch von den Achsabständen  $s_1$  und  $s_2$  ab. Um zu zeigen, dass der Einfluss des Achsabstandes durch das CC-Verfahren ausreichend genau berücksichtigt wird, werden Versuche mit unterschiedlichen Achsabständen  $s_1$  bzw.  $s_2$  durchgeführt. In Abbildung 6.67a (2fach Befestigungen) und Abbildung 6.67b (4fach Befestigungen) ist die Versuchsbruchlast jeweils in Abhängigkeit des Achsabstandes aufgetragen.

In Abbildung 6.68 sind die Bruchlasten auf eine Verankerung mit  $s_1 = 0 \text{ mm}$  bezogen und über dem Verhältnis  $s_2 / c_1$  aufgetragen. Für 2fach Befestigungen wird der Einfluss des Achsabstandes brauchbar erfasst (Abbildung 6.68a). Dies gilt in der Regel auch für 4fach Befestigungen, wobei für große Verhältnisse  $s_2 / c_1$  die rechnerischen Bruchlasten größer sind als in den Versuchen beobachtet (Abbildung 6.68b).



a) b)  
**Abbildung 6.67: a) Einfluss des Achsabstandes auf die Bruchlast von a) 2fach Befestigungen am Bauteilrand für die Randabstände  $c_1 = 70$  mm und  $c_1 = 140$  mm und b) von 4fach Befestigungen am Bauteilrand für die Randabstände  $c_1 = 70$  mm und  $c_1 = 140$  mm sowie den Achsabstand  $s_1 = 70$  mm.**



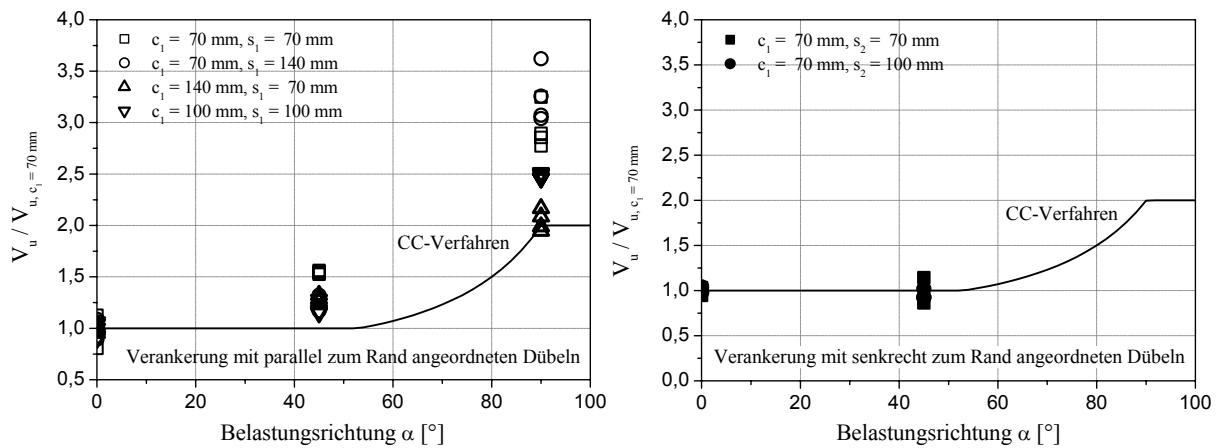
a) b)  
**Abbildung 6.68: Einfluss des Verhältnisses  $s_2 / c_1$  auf die bezogene Bruchlast ( $s_2 = 0$  mm) von a) 2fach Befestigungen und b) 4fach Befestigungen am Bauteilrand.**

### 6.7.3.3 Einfluss Belastungsrichtung

#### 6.7.3.3.1 2fach Befestigungen am Bauteilrand

Zunächst wird das Tragverhalten von 2fach Befestigungen am Bauteilrand mit parallel und senkrecht zum Rand angeordneten Dübeln untersucht. In den experimentellen Untersuchungen wird die Belastungsrichtung für verschiedene Rand- und Achsabstände variiert. Für parallel zum Rand angeordnete Dübel werden jeweils die Lastrichtungen  $0^\circ$ ,  $45^\circ$  und  $90^\circ$  (Abbildung 6.69a) und für senkrecht zum Rand angeordnete Dübel die Lastrichtungen  $0^\circ$ ,  $45^\circ$  (Abbildung 6.69b) untersucht.

Die Versuche zeigen, dass mit größer werdendem Belastungswinkel  $\alpha$  die Bruchlasten in der Regel ansteigen. Für 2fach Befestigungen mit großem Rand- und Achsabstand sowie parallel zum Rand angeordneten Dübeln ist der Einfluss der Lastrichtung geringer als bei entsprechenden Verankerungen mit kleinen Rand- und Achsabständen (Abbildung 6.69a). Die Bruchlasten steigen für  $\alpha = 45^\circ$  zwischen 25% und 50% und für  $\alpha = 90^\circ$  zwischen 100% und 200% an.

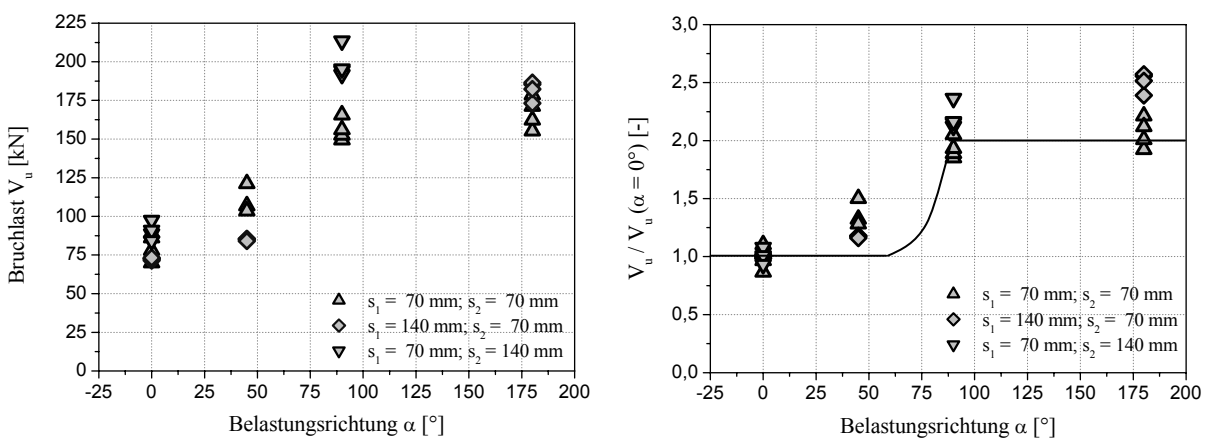


a) **Abbildung 6.69: Einfluss der Belastungsrichtung auf die bezogene Bruchlast ( $\alpha = 0^\circ$ ) von a) 2fach Befestigungen und b) 4fach Befestigungen am Bauteilrand für unterschiedliche Rand- und Achsabstände.**

Werden die Versuche mit senkrecht zum Rand angeordneten Dübeln ausgewertet ist in Abbildung 6.69b zu erkennen, dass die Bruchlasten bis zu einem Belastungswinkel  $\alpha = 45^\circ$  nicht ansteigen. Dies ist darauf zurückzuführen, dass bei einer Belastungsrichtung  $\alpha = 0^\circ$  die Gruppentragfähigkeit der doppelten Bruchlast der vorderen Dübelreihe bzw. der einfachen Bruchlast des hinteren Dübels entspricht und bei einer Belastungsrichtung  $\alpha = 45^\circ$  die Gruppentragfähigkeit lediglich der Bruchlast des vorderen Dübels entspricht.

### 6.7.3.3.2 4fach Befestigungen am Bauteilrand

In Abbildung 6.70a sind die Bruchlasten von 4fach Befestigungen in Abhängigkeit des Belastungswinkels aufgetragen. Die Versuchsergebnisse zeigen, dass die Bruchlasten bis zu einer Belastungsrichtung  $\alpha = 90^\circ$  ansteigen und anschließend konstant bleiben. In einigen Versuchen sind die Bruchlasten für eine Belastungsrichtung  $\alpha = 180^\circ$  geringer als für eine Belastungsrichtung  $\alpha = 90^\circ$ . Die Gründe hierfür wurden bereit in Abschnitt 6.7.2.2 ausführlich erläutert (Abbildung 6.70a).



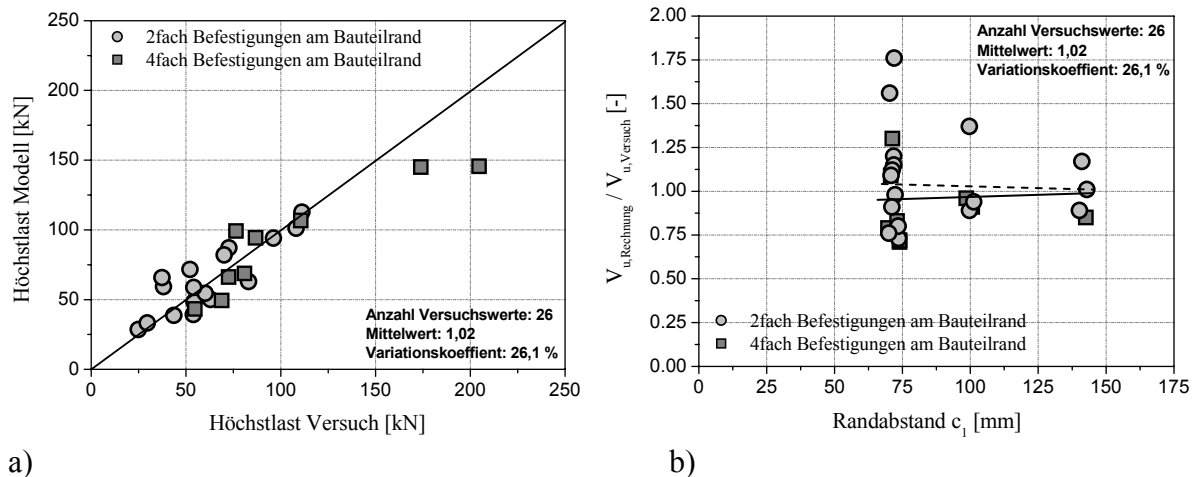
a) **Abbildung 6.70: Einfluss der Belastungsrichtung auf a) die Bruchlast und b) die bezogene Bruchlast ( $\alpha = 0^\circ$ ) einer 4fach Befestigungen am Bauteilrand für unterschiedliche Rand- und Achsabstände.**

In Abbildung 6.70b sind die auf eine Belastungsrichtung  $\alpha = 0^\circ$  bezogenen Bruchlasten in Abhängigkeit der Belastungsrichtung dargestellt. Die Bruchlasten erhöhen sich für eine Belastungsrichtung  $\alpha = 45^\circ$  im Mittel um 25%. Für eine Belastungsrichtung  $\alpha = 90^\circ$  und  $\alpha = 180^\circ$  sind die Bruchlasten doppelt so groß wie für eine Belastungsrichtung  $\alpha = 0^\circ$ . In diesen Fällen versagen die Verankerungen jedoch infolge Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite.

#### 6.7.4 Verifizierung des Modells

Um zu zeigen, dass das in Kapitel 4 beschriebene bruchmechanische Modell das Tragverhalten von querbelasteten Befestigungen ausreichend genau beschreibt, werden die Versuchsbruchlasten mit den bruchmechanisch berechneten Bruchlasten verglichen. Es werden im Folgenden nur Versuche verglichen, bei denen ein Versagen infolge Betonkantenbruch auftritt.

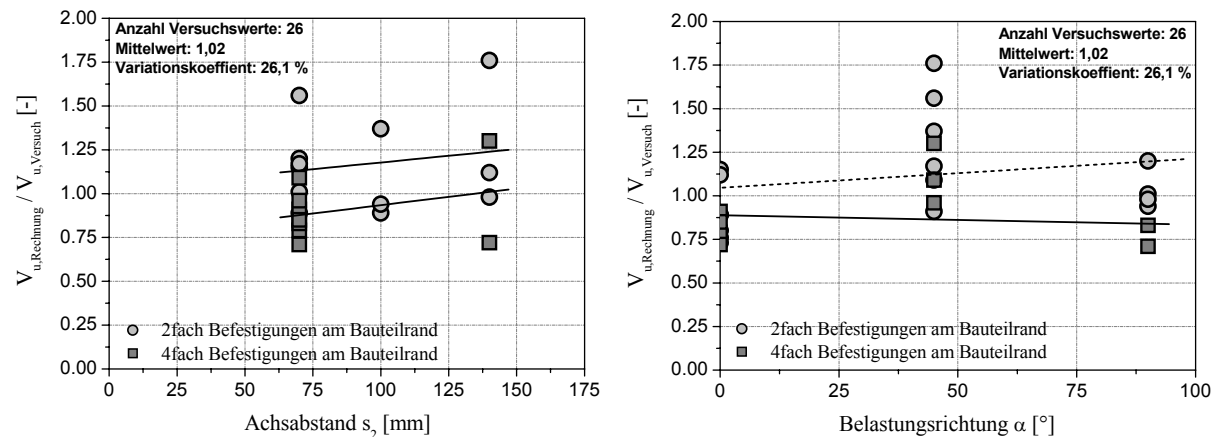
In Abbildung 6.71a sind die rechnerischen Bruchlasten in Abhängigkeit der Versuchsbruchlasten aufgetragen. Der Vergleich zeigt eine brauchbare Übereinstimmung bei einem Mittelwert von 1,02 und einem Variationskoeffizienten von 26,1%. Der im Vergleich zu Einzel- und 2fach Befestigungen hohe Variationskoeffizient ist auf Vereinfachungen innerhalb des bruchmechanischen Modells zurückzuführen, wodurch der tatsächliche Bruchmechanismus und das komplexe Lastumlagerungsverhalten von 4fach Befestigungen nur grob erfasst wird.



a)

b)

Abbildung 6.71: a) Vergleich der berechneten Bruchlasten mit den Versuchsbruchlasten und b) Verhältnis von rechnerischer Höchstlast zu Versuchsbruchlast aufgetragen über dem Randabstand.



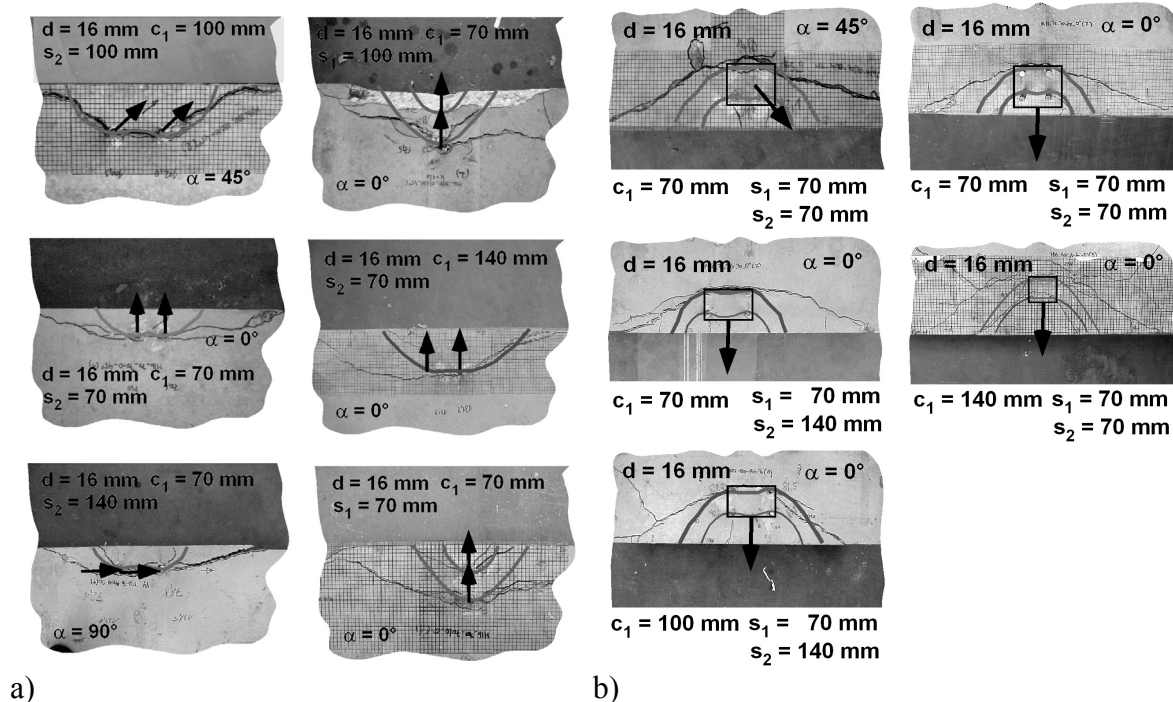
a)

b)

Abbildung 6.72: Verhältnis von rechnerischer Bruchlast zu Versuchsbruchlast aufgetragen über a) dem Achsabstand und b) dem Belastungswinkel.

Um zu zeigen, dass das Modell die einzelnen Einflussparameter brauchbar berücksichtigt, wird das Verhältnis von rechnerischer Bruchlast zu Versuchsbruchlast über den einzelnen Einflussparametern aufgetragen. In Abbildung 6.71b ist das Verhältnis in Abhängigkeit des Randabstandes aufgetragen. Der Einfluss des Randabstandes wird demnach ausreichend genau erfasst.

Werden die berechneten Verhältniswerte über dem Achsabstand (Abbildung 6.72a) und der Belastungsrichtung (Abbildung 6.72b) aufgetragen zeigt sich ebenfalls eine brauchbare Übereinstimmung mit den experimentell ermittelten Bruchlasten, lediglich der Einfluss des Achsabstandes wird für große Achsabstände leicht überschätzt. Für eine Belastungsrichtung  $\alpha = 45^\circ$  werden die Bruchlasten durch das bruchmechanische Modell ebenfalls leicht überschätzt.



**Abbildung 6.73: Vergleich der bruchmechanisch berechneten Rissverläufe mit den in den Versuchen beobachteten Rissverläufe für a) 2fach und b) 4fach Befestigungen mit unterschiedlichen Rand- und Achsabständen sowie unterschiedlichen Belastungsrichtungen.**

Für die Belastungsrichtungen  $\alpha = 0^\circ$  und  $\alpha = 90^\circ$  hingegen zeigt sich eine brauchbare Übereinstimmung. Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass das bruchmechanische Modell die Bruchlasten für 2fach und 4fach Befestigungen am Bauteilrand ausreichend genau beschreibt.

In Abbildung 6.73 werden die bruchmechanisch berechneten Rissverläufe mit den in den Versuchen beobachteten Rissverläufe verglichen. Es zeigt sich für 2fach Befestigungen (Abbildung 6.73a) und 4fach Befestigungen (Abbildung 6.73b) eine brauchbare Übereinstimmung. Dies gilt insbesondere für Verankerungen die senkrecht zum freien Rand belastet werden.

Bei den Versuchen mit einer Belastung parallel zum Bauteilrand verlaufen die Risse im Versuch geringfügig flacher als die berechneten Rissverläufe. Dies ist darauf zurückzuführen, dass bei weit fortgeschrittenem Rissverlauf die lineare Bruchmechanik zu ungenauen Ergebnissen liefert.

## 6.8 Versuche mit Gruppenbefestigungen in der Bauteilecke

### 6.8.1 Durchgeführte Versuche

Um den Einfluss des Eckabstandes, des Achsabstandes, sowie den Einfluss der Belastungsrichtung zu untersuchen werden Versuche mit 2fach und 4fach Befestigungen in der Bauteilecke durchgeführt. In den Untersuchungen werden der Rand- und Eckabstand, der Achsabstand sowie die Belastungsrichtung variiert.

Durchmesser d [mm]	Randabstand $c_1$ [mm]	Eckabstand $c_2$ [mm]	Achsabstand $s_1$ [mm]	Achsabstand $s_2$ [mm]	Lastrichtung $\alpha$ [°]
16	70	70, 100	-	70, 140	0, 45, 90, 135, 335
16	100	70, 100	-	70, 100	0, 45, 90, 135, 335
16	70	70, 100	70	70, 140	0, 45, 90, 180
16	100	100	70	70	0, 45, 180

**Tabelle 6-10: Tabellarische Zusammenstellung der durchgeführten Versuche mit 2fach und 4fach Befestigungen in der Bauteilecke.**

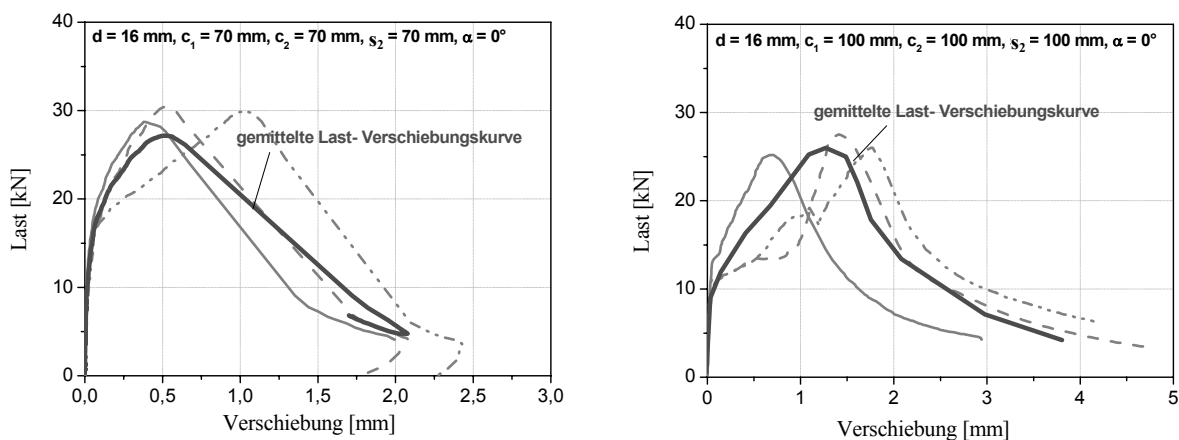
Alle Versuche werden mit einem Dübelndurchmesser  $d = 16$  mm durchgeführt. Die 2fach Befestigungen haben eine Verankerungstiefe  $h_{ef} = 130$  mm, die 4fach Befestigungen eine Verankerungstiefe  $h_{ef} = 80$  mm. Eine Zusammenstellung der durchgeführten Versuche ist in Tabelle 6-10 gegeben.

### 6.8.2 Tragverhalten und Rissentwicklung

#### 6.8.2.1 Last- Verschiebungsverhalten

##### 6.8.2.1.1 2fach Befestigungen

Bei einer Belastungsrichtung  $\alpha = 0^\circ$  werden beide Anker der Befestigung gleich stark belastet, so dass sich ein gemeinsamer Ausbruchkörper ausbilden kann. Die Anfangssteifigkeit ergibt sich aus der Pressung vor den Bolzen und wird maßgeblich durch den vorhandenen Randabstand beeinflusst (Abbildung 6.74).

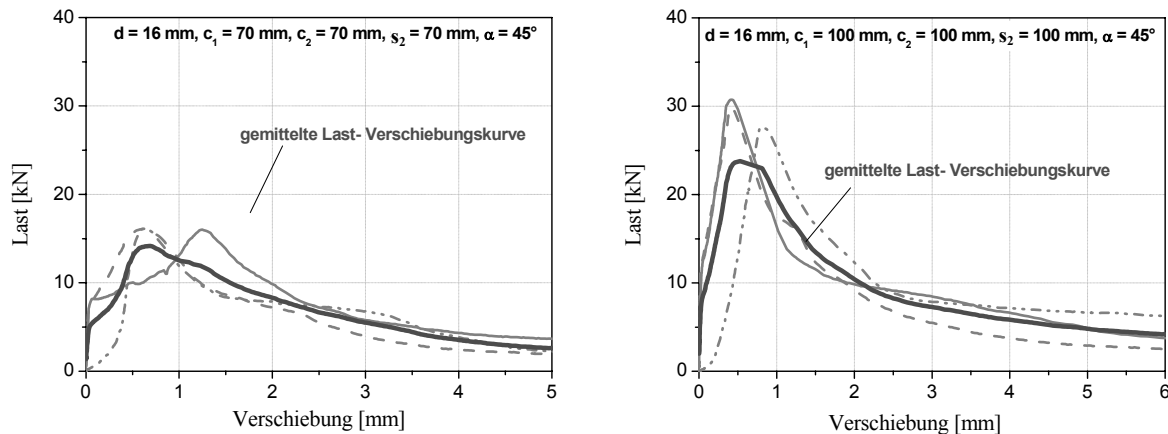


a)

b)

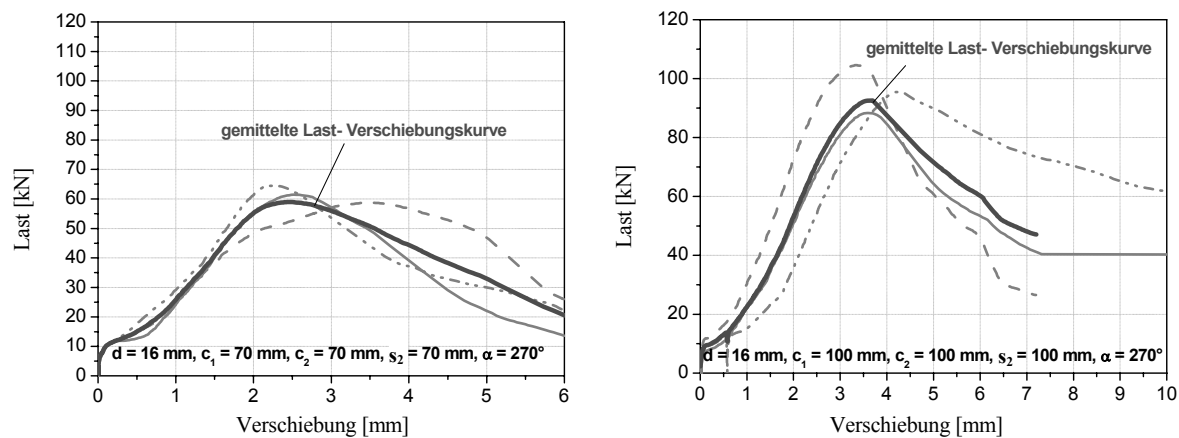
**Abbildung 6.74: Mittlere Last- Verschiebungskurve der Versuche mit a)  $d = 16$  mm,  $c_1 = 70$  mm,  $c_2 = 70$  mm und  $s_2 = 70$  und b) mit  $d = 16$  mm,  $c_1 = 100$  mm,  $c_2 = 100$  mm und  $s_2 = 100$  mm für eine Belastungsrichtung  $\alpha = 0^\circ$ .**





a) b)  
**Abbildung 6.75: Mittlere Last- Verschiebungskurve der Versuche mit a)  $d = 16 \text{ mm}$ ,  $c_1 = 70 \text{ mm}$ ,  $c_2 = 70 \text{ mm}$  und  $s_2 = 70$  und b)  $d = 16 \text{ mm}$ ,  $c_1 = 100 \text{ mm}$ ,  $c_2 = 100 \text{ mm}$  und  $s_2 = 100$  für eine Belastungsrichtung  $\alpha = 45^\circ$ .**

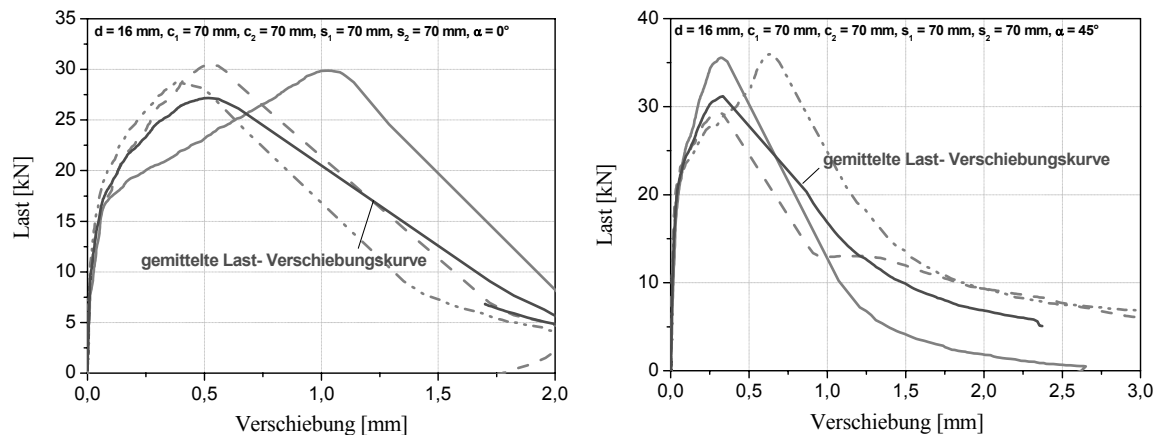
Bei einer Belastung hin zur Ecke ( $\alpha = 45^\circ$ ) werden die Dübel unterschiedlich stark belastet. Die Bruchlast nimmt im Vergleich zur Belastungsrichtung  $\alpha = 0^\circ$  ab, die Bruchverschiebung ändern sich hingegen nur unwesentlich (Abbildung 6.75). Werden die Verankerungen entgegen der Ecke belastet ( $\alpha = 270^\circ$ ), steigen die Bruchlasten und damit die Bruchverschiebungen stark an (Abbildung 6.76).



a) b)  
**Abbildung 6.76: Mittlere Last- Verschiebungskurve der Versuche mit a)  $d = 16 \text{ mm}$ ,  $c_1 = 70 \text{ mm}$ ,  $c_2 = 70 \text{ mm}$  und  $s_2 = 70$  und b) mit  $d = 16 \text{ mm}$ ,  $c_1 = 100 \text{ mm}$ ,  $c_2 = 100 \text{ mm}$  und  $s_2 = 100$  für eine Belastungsrichtung  $\alpha = 270^\circ$ .**

#### 6.8.2.1.2 4fach Befestigungen

In Abbildung 6.77 sind die Last- Verschiebungskurven von 4fach Befestigungen am Bauteilrand mit  $c_1 = 70 \text{ mm}$ ,  $c_2 = 70 \text{ mm}$ ,  $s_1 = 70 \text{ mm}$  und  $s_2 = 70 \text{ mm}$  für  $\alpha = 0^\circ$  und  $\alpha = 45^\circ$  dargestellt. Bei gleichem Rand- und Achsabstand ist das Last- Verschiebungsverhalten nahezu unabhängig von der Belastungsrichtung. Die Last- Verschiebungskurven der Verankerung mit  $c_1 = 100 \text{ mm}$ ,  $c_2 = 100 \text{ mm}$ ,  $s_1 = 70 \text{ mm}$  und  $s_2 = 70 \text{ mm}$  zeigen bei einer Belastungsrichtung  $\alpha = 335^\circ$  und  $\alpha = 180^\circ$  einen stärkeren Lastabfall im Nachbruchbereich als für  $\alpha = 0^\circ$ . Dieses Verhalten ist typisch für ein Versagen infolge Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite. Dies bestätigen die in den Versuchen beobachteten Bruchbilder (Abbildung 6.85).

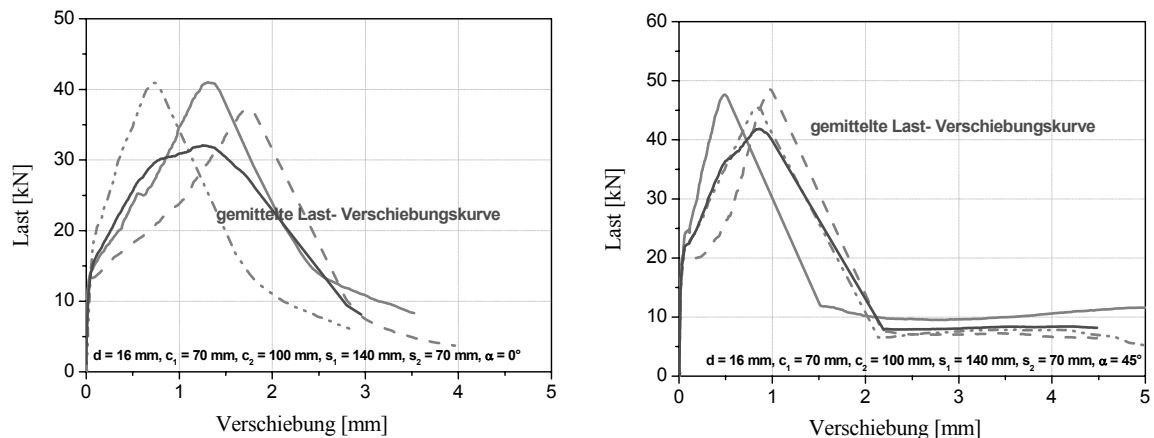


a)

b)

**Abbildung 6.77:** Mittlere Last- Verschiebungskurve der Versuche mit  $d = 16 \text{ mm}$ ,  $c_1 = 70 \text{ mm}$ ,  $c_2 = 70 \text{ mm}$ ,  $s_1 = 70 \text{ mm}$  und  $s_2 = 70 \text{ mm}$  für eine Belastungsrichtung von a)  $0^\circ$  und b)  $45^\circ$ .

Bei 4fach Befestigungen ist somit als weiterer Einflussparameter der Achsabstand  $s_1$  für das Tragverhalten der Gruppe zu berücksichtigen. Ebenso wie bei 2fach Befestigungen nehmen die Bruchverschiebungen mit größer werdendem Eckabstand  $c_2$  zu (vgl. Abbildung 6.77a/b mit Abbildung 6.78a/b).



a)

b)

**Abbildung 6.78:** Mittlere Last- Verschiebungskurve der Versuche mit  $d = 16 \text{ mm}$ ,  $c_1 = 70 \text{ mm}$ ,  $c_2 = 100 \text{ mm}$ ,  $s_2 = 140 \text{ mm}$  und  $s_1 = 70 \text{ mm}$  für eine Belastungsrichtung von a)  $0^\circ$  und b) von  $45^\circ$ .

### 6.8.2.2 Rissentwicklung

Die Rissentwicklung wurde mit induktiven Rissaufnehmern aufgezeichnet. Im Unterschied zum Bauteilrand wurden insgesamt 4 bis 5 Wegaufnehmer verwendet (Abbildung 6.79), da die Rissentwicklung in Bereich einer Bauteilecke für verschiedene Belastungsrichtungen sehr unterschiedlich ausfallen kann.

Die Rissaufnehmer 1 und 2 messen die Rissöffnungen des Bruchkegels zum Bauteilrand. Im Vergleich zu Befestigungen am Bauteilrand entwickeln sich Riss 1 und Riss 2 bei Befestigungen in der Bauteilecke unterschiedlich schnell. Der Rissaufnehmer 3 zeichnet die Rissentwicklung des Bruchkegels auf, der sich zur Bauteilecke hin ausbildet. Mit Rissaufnehmer 4 bzw. Rissaufnehmer 5 können mögliche Spaltrisse vor den Bolzen erfasst werden. Da sich die Risse auch teilweise außerhalb der Messbereiche entwickeln, kann nicht in allen Versuchen die Rissent-

wicklung optimal erfasst werden. Mit Hilfe der Last- Rissöffnungskurven soll im Folgenden der Bruchvorgang detailliert untersucht werden.

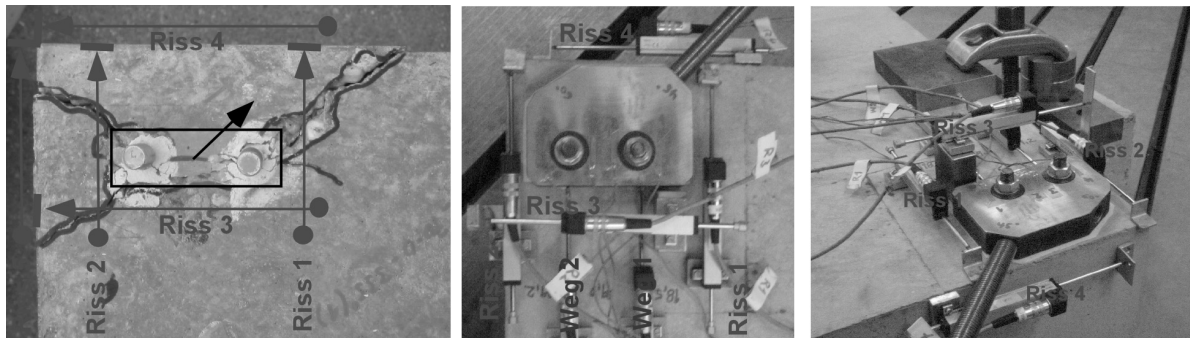


Abbildung 6.79: Darstellung der Rissaufnehmer und deren Bezeichnung für eine 2fach Verankerung in der Bauteilecke.

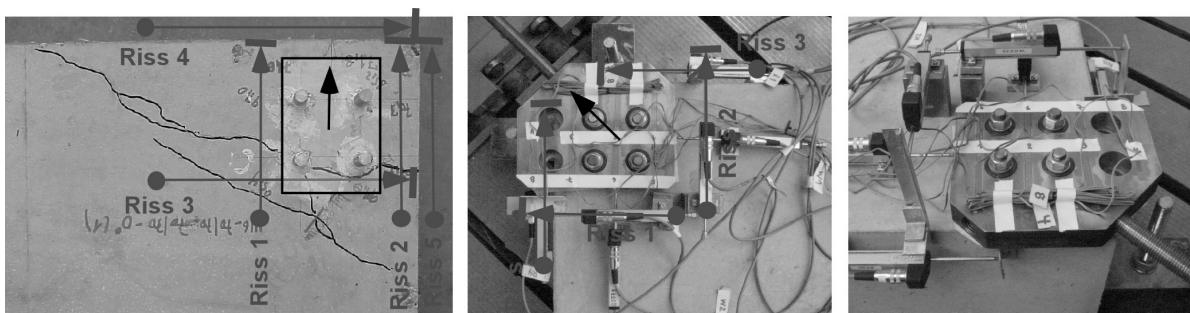


Abbildung 6.80: Darstellung der Rissaufnehmer und deren Bezeichnung für eine 4fach Befestigung in der Bauteilecke.

### 6.8.2.2.1 2fach Befestigungen

In Abbildung 6.81a ist die Rissentwicklung einer 2fach Befestigung in der Bauteilecke mit einem Rand- und Eckabstand  $c_1 = c_2 = 70$  mm, sowie einem Achsabstand  $s_2 = 140$  mm dargestellt. Bei einer Belastungsrichtung  $\alpha = 0^\circ$  bildet sich ein Bruchkegel aus, der durch die Bauteilecke begrenzt wird (Abbildung 6.81a). Hierdurch wird die Bruchlast im Vergleich zu einer entsprechenden 2fach Verankerung am Bauteilrand reduziert. Bei Erreichen der Höchstlast beträgt die Breite von Riss 2 ca. 0,2 mm, die von Riss 1 lediglich 0,03 mm (Abbildung 6.82). Das Last-Rissöffnungsverhalten zeigt somit, dass sich der Bruchkegel zunächst im Bereich der Ecke entwickelt und erst im Anschluss daran der Riss auf der eckabgewandten Seite entsteht.

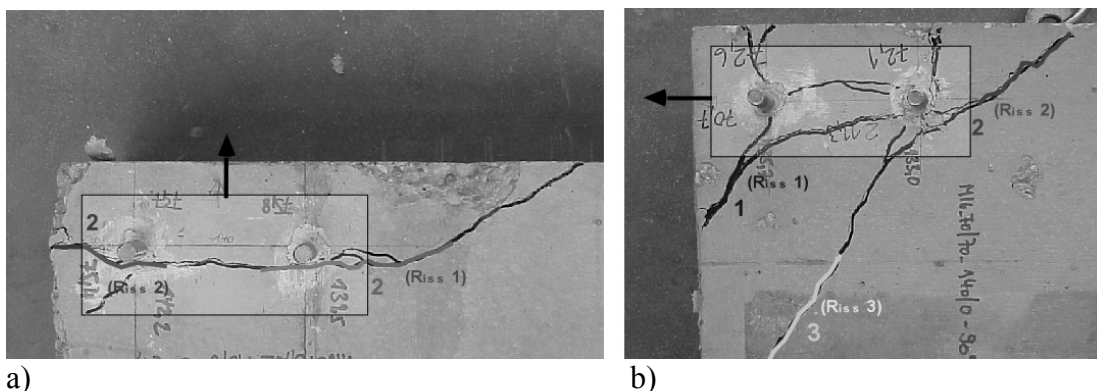
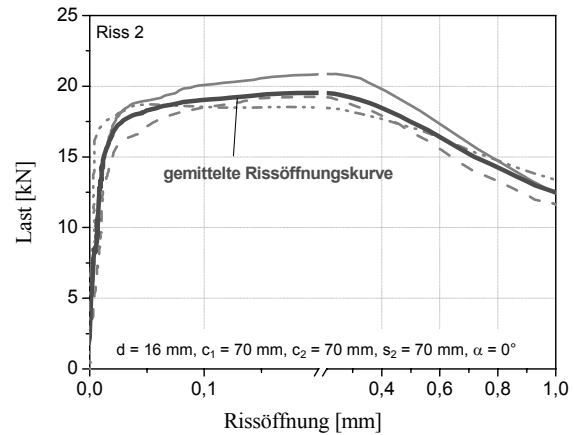
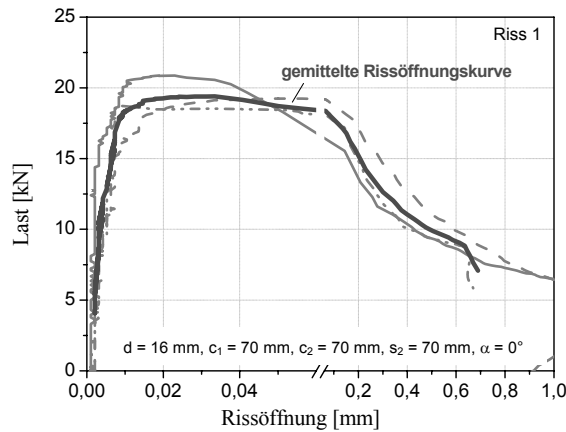


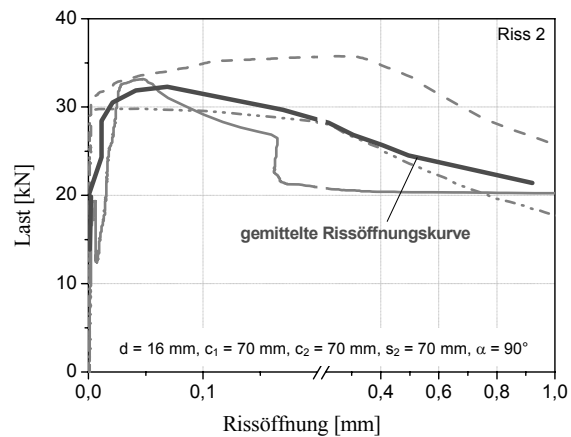
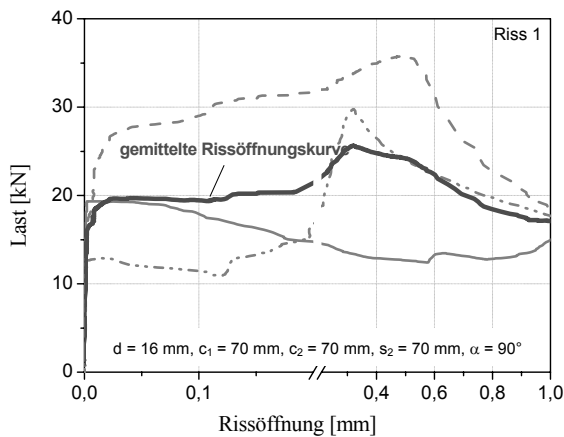
Abbildung 6.81: Rissverlauf einer 2fach Befestigungen in der Bauteilecke ( $d = 16$  mm,  $h_{ef} = 130$  mm,  $c_1 = 70$  mm,  $c_2 = 70$  mm und  $s_2 = 140$  mm) bei einer Belastungsrichtungen a)  $\alpha = 0^\circ$  und b)  $\alpha = 90^\circ$ .



a)

b)

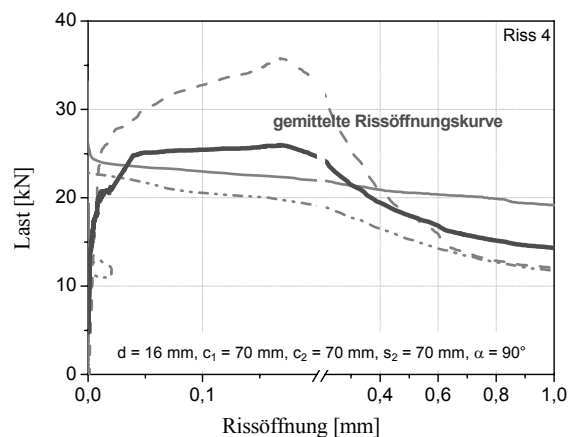
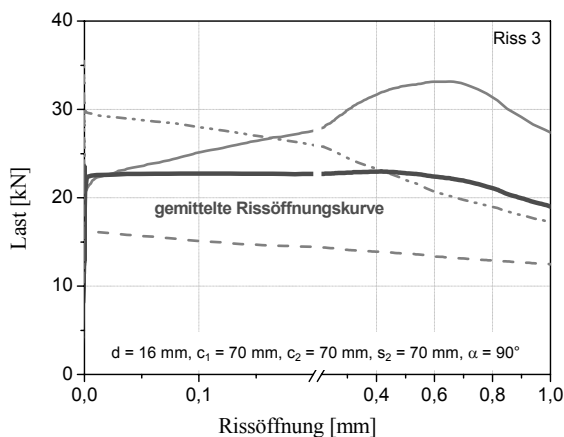
Abbildung 6.82: Mittlere Last- Rissöffnungskurve für a) Riss 1 und b) Riss 2 der 2fach Verankerung mit  $d = 16 \text{ mm}$ ,  $c_1 = 70 \text{ mm}$ ,  $c_2 = 70 \text{ mm}$  und  $s_1 = 140 \text{ mm}$  bei einer Belastungsrichtung  $\alpha = 0^\circ$ .



a)

b)

Abbildung 6.83: Mittlere Last- Rissöffnungskurve für a) Riss 1 und b) Riss 2 der 2fach Verankerung mit  $d = 16 \text{ mm}$ ,  $c_1 = 70 \text{ mm}$ ,  $c_2 = 70 \text{ mm}$  und  $s_2 = 140 \text{ mm}$  bei einer Belastungsrichtung  $\alpha = 90^\circ$ .



a)

b)

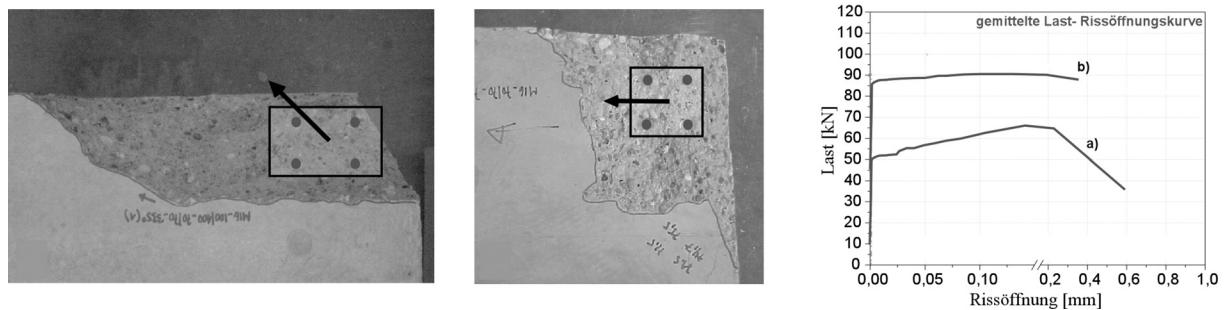
Abbildung 6.84: Mittlere Last- Rissöffnungskurve für a) Riss 3 und b) Riss 4 der 2fach Verankerung mit  $d = 16 \text{ mm}$ ,  $c_1 = 70 \text{ mm}$ ,  $c_2 = 70 \text{ mm}$  und  $s_2 = 140 \text{ mm}$  bei einer Belastungsrichtung  $\alpha = 90^\circ$ .

Bei einer Belastungsrichtung  $\alpha = 90^\circ$  kann anhand des Rissbildes nicht auf den Bruchvorgang geschlossen werden, da sich mehrere Bruchkegel ausbilden (Abbildung 6.81b). Um den Bruchvorgang zu klären, werden die zugehörigen Last-Rissöffnungskurven herangezogen (Abbildung 6.83 und Abbildung 6.84). Die Auswertung der Rissbreiten zeigt, dass Riss 1 vor Erreichen der Höchstlast stark anwächst, sich der Rissfortschritt bei Erreichen der Höchstlast jedoch verlangsamt. Bevor Riss 2 und Riss 3 breiter werden erreicht Riss 1 die freie Betonkante im Bereich der Bauteilecke.

#### 6.8.2.2.2 4fach Befestigungen

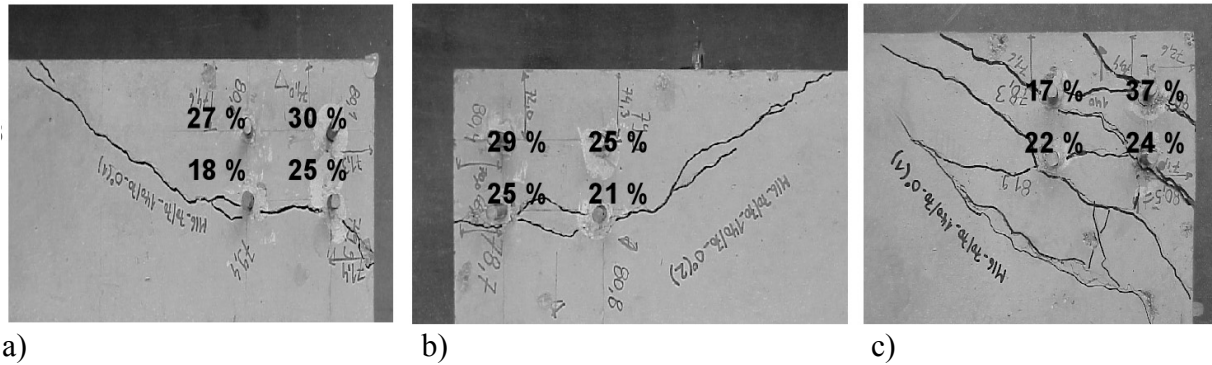
Die Rissentwicklung von 4fach Befestigungen am Bauteilrand ist im Vergleich zu den 2fach Befestigungen komplexer, da 4fach Verankerungen aufgrund der statischen Unbestimmtheit ein größeres Lastumlagerungsvermögen nach der ersten Rissbildung besitzen. Charakteristisch für 4fach Befestigungen im Bereich einer Bauteilecke ist, dass diese bei einer Belastungsrichtung weg vom Rand- oder Eckbereich infolge Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite versagen (Abbildung 6.85a und b). Die unterschiedlichen Versagensarten infolge Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite spiegeln sich in den Last- Rissöffnungskurven wieder. Versagt eine Verankerung infolge Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite ist die Rissöffnung bei Erreichen der Höchstlast relativ gering und im Nachbruchbereich findet ein beschleunigtes Risswachstum statt. Bei einem Versagen infolge Betonkantenbruch beträgt die Rissbreite kurz vor Erreichen der Höchstlast bereits ca. 0,2 mm (Abbildung 6.85c).

Die Versuche im Bereich einer Bauteilecke mit  $c_1 = c_2 = 70$  mm,  $s_1 = 70$  mm und  $s_2 = 140$  mm bei einer Belastungsrichtungen  $\alpha = 0^\circ$  weisen starke Unterschiede im Rissbild auf. Für Versuch 1 und Versuch 2 bildet sich von der hinteren Dübelreihe ausgehend ein typischer Bruchkegel aus. Im Bereich der vorderen Dübel ist hierbei keine Rissbildung zu beobachten (Abbildung 6.86a/b).



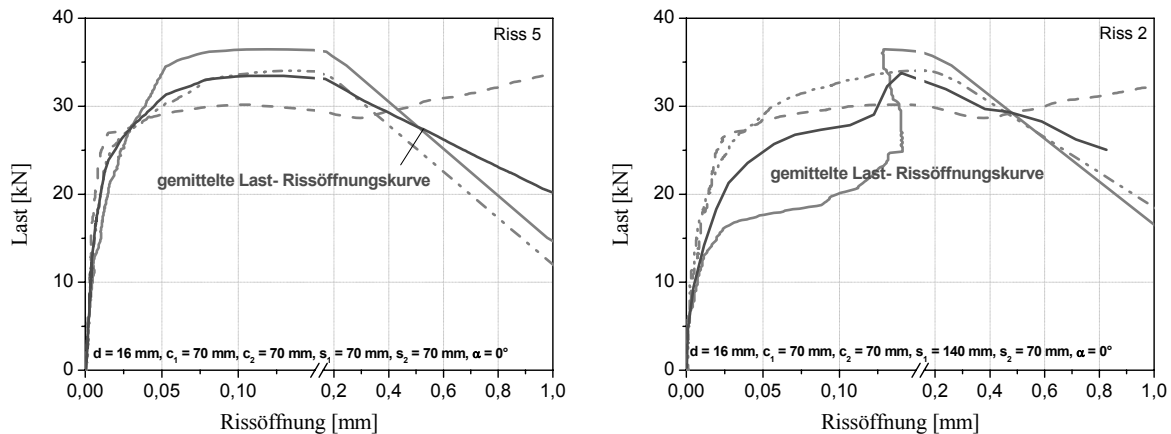
a) b) c)  
**Abbildung 6.85: Bruchbilder der 4fach Verankerung mit a)  $d = 16$  mm,  $c_1 = 100$  mm,  $c_2 = 100$  mm,  $s_1 = 140$ ,  $s_2 = 70$  mm und  $\alpha = 335^\circ$  sowie b)  $d = 16$  mm,  $c_1 = 70$  mm,  $c_2 = 70$  mm,  $s_1 = 70$ ,  $s_2 = 70$  mm und  $\alpha = 180^\circ$  mit c) den zugehörigen Last-Rissöffnungskurven.**

Dieses Verhalten zeigt sich auch in den Last-Rissöffnungskurven. Die Rissöffnung in Abhängigkeit der Last von Riss 5 ist in allen 3 Versuchen nahezu identisch (Abbildung 6.88a). Bei Riss 2 unterscheiden sich die Last- Rissöffnungskurven von Versuch 1 / 2 und Versuch 3 (Abbildung 6.88b). Riss 2 öffnet sich bei Versuch 1 / 2 bis zum Erreichen der Höchstlast kontinuierlich. Bei Versuch 3 stagniert die Rissöffnung von Riss 2 bei ca. 70 % der Höchstlast (25kN). Dieses Verhalten ist auf eine ungleichmäßige Belastung der einzelnen Dübel zurückzuführen. Die Auswertung der Lastverteilung zeigt, dass die Dübel in Versuch 1 und Versuch 2 nahezu gleich stark belastet werden. In Versuch 3 hingegen wird Anker 1 bei Erreichen der Höchstlast deutlich stärker (ca. 37% der Gesamtlast) und Anker 2 deutlich geringer (ca. 17% der Gesamtlast) beansprucht (Abbildung 6.86).



a) b) c)  
**Abbildung 6.86: Bruchbilder der Versuche mit 4fach Befestigung in der Ecke mit  $c_1 = c_2 = 70$  mm,  $s_1 = 70$  mm und  $s_2 = 140$  mm. a) Versuch 1, b) Versuch 2, c) Versuch 3.**

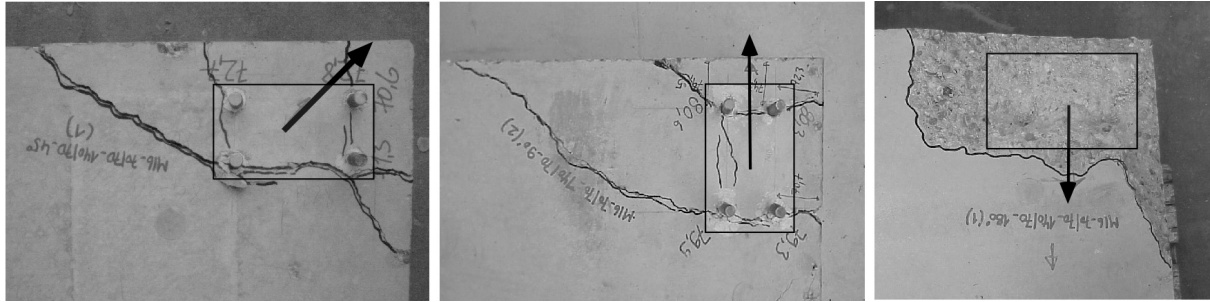
In Abbildung 6.88 sind die Rissverläufe von 4fach Befestigungen bei den Belastungsrichtungen  $\alpha = 45^\circ$ ,  $\alpha = 90^\circ$  und  $\alpha = 180^\circ$  dargestellt. Bei einer Belastungsrichtung  $\alpha = 45^\circ$  (hin zur Ecke) versagt die Verankerung infolge Betonkantenbruch ausgehend von der hinteren Dübelreihe (Abbildung 6.88a). Bei einer Belastungsrichtung  $\alpha = 90^\circ$  bilden sich zwei getrennte Bruchkegel aus (Abbildung 6.88b).



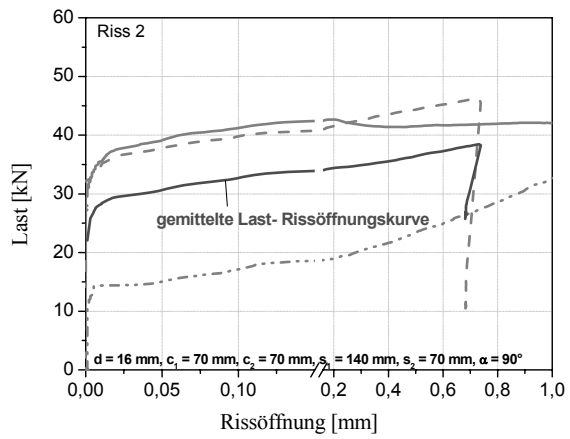
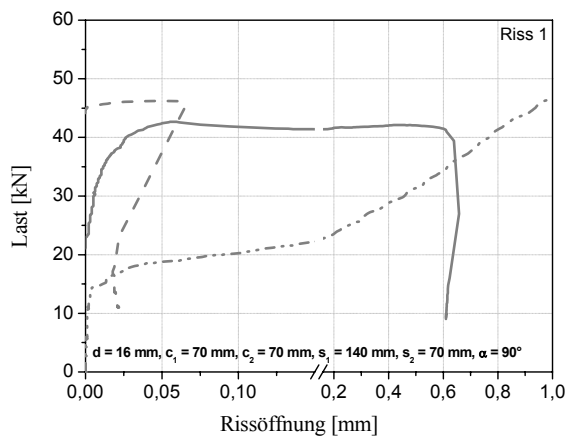
a) b)  
**Abbildung 6.87: Mittlere Last-Rissöffnungskurve für a) Riss 3 und b) Riss 4 der 2fach Verankerung mit  $d = 16$  mm,  $c_1 = 70$  mm,  $c_2 = 70$  mm,  $s_1 = 70$  mm und  $s_2 = 140$  mm bei einer Belastungsrichtung  $\alpha = 0^\circ$ .**

Für die Belastungsrichtung  $\alpha = 180^\circ$  versagt die Verankerung infolge Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite. Um die Rissentwicklung einer Verankerung bei einer Belastungsrichtung  $\alpha = 90^\circ$  zu klären, wird die Rissöffnung der vorderen und hinteren Dübelreihe getrennt aufgezeichnet. Rissaufnehmer 1 und 2 messen die Rissbreiten an den vorderen Dübeln, Rissaufnehmer 4 und 5 die entsprechenden Rissbreiten an den hinteren Dübeln.

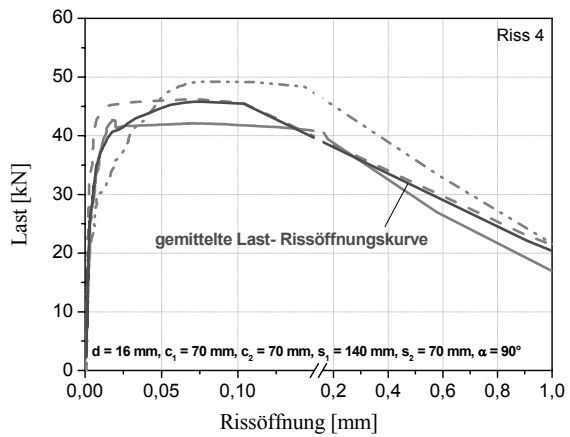
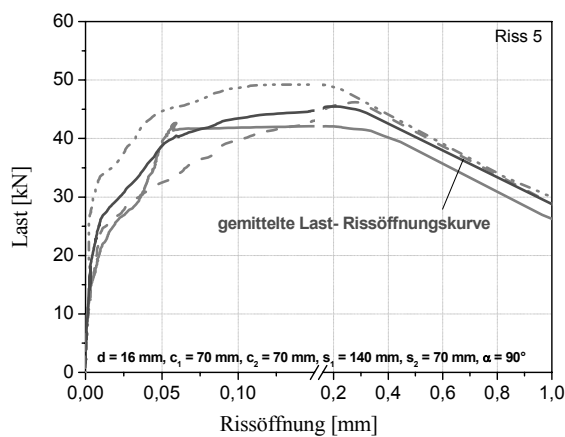
Die Last- Rissöffnungskurven zeigen, dass die Rissbreiten in Richtung Ecke doppelt so groß sind wie auf der gegenüberliegenden Seite. Die Rissentwicklung im Bereich der vorderen und hinteren Dübelreihe setzt bei ungefähr der gleichen Last ein, wobei sich Riss 2 deutlich schneller öffnet als Riss 5 (Abbildung 6.89 bis Abbildung 6.90). Die Rissbreiten bei Höchstlast betragen ca. 0,6 mm (Riss 2) und ca. 0,25 mm (Riss 5).



a) b) c)  
**Abbildung 6.88: Rissverläufe der 4fach Verankerungen mit  $c_1 = c_2 = 70$  mm,  $s_1 = 140$  mm und  $s_2 = 70$  mm für die Belastungsrichtungen a)  $\alpha = 45^\circ$ , b)  $\alpha = 90^\circ$  und c)  $\alpha = 180^\circ$ .**



a) b)  
**Abbildung 6.89: Mittlere Last- Rissöffnungskurve für a) Riss 1 und b) Riss 2 der 4fach Verankerung mit  $d = 16$  mm,  $c_1 = 70$  mm,  $c_2 = 70$  mm,  $s_2 = 70$  und  $s_1 = 140$  mm bei einer Belastungsrichtung  $\alpha = 90^\circ$ .**

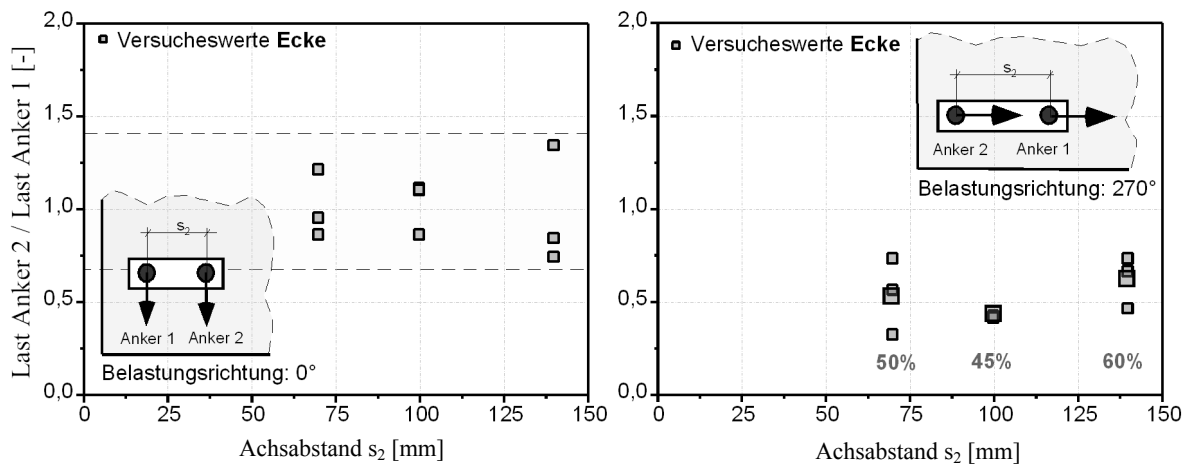


a) b)  
**Abbildung 6.90: Mittlere Last- Rissöffnungskurve für a) Riss 4 und b) Riss 5 der 4fach Verankerung mit  $d = 16$  mm,  $c_1 = 70$  mm,  $c_2 = 70$  mm,  $s_2 = 70$  und  $s_1 = 140$  mm bei einer Belastungsrichtung  $\alpha = 90^\circ$ .**

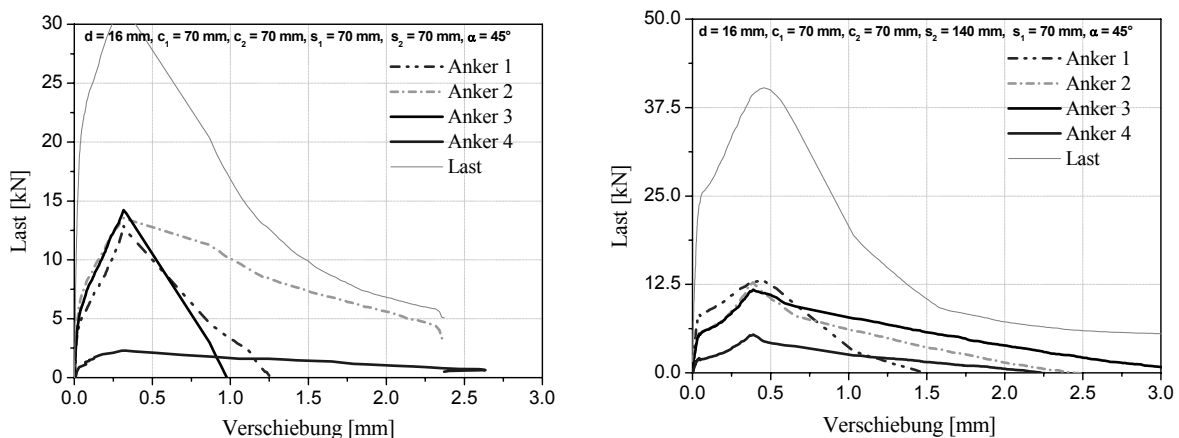
### 6.8.2.3 Lastverteilung auf die einzelnen Anker

Die Auswertung der Lastverteilung auf die einzelnen Anker zeigt, dass bei einer Belastungsrichtung weg von der Ecke die vorderen Dübel stärker belastet werden als die hinteren Dübel (Abbildung 6.91b). Dieses Verhalten stimmt mit der Lastverteilung bei 2fach Befestigungen am Bauteilrand überein, bei denen für diese Belastungsrichtungen ebenfalls der vordere Dübel stärker belastet wird.

Aus Abbildung 6.91b wird ersichtlich, dass dieses Verhalten nahezu unabhängig vom Randabstand ist. Im Vergleich hierzu werden bei 2fach Befestigungen am Bauteilrand für  $\alpha = 90^\circ$  und  $s_2 < 70$  mm die Dübel gleich stark belastet. Erst für größere Achsabstände wird der vordere Dübel bei Erreichen der Höchstlast stärker belastet. In Abbildung 6.92 ist die Lastverteilungen von 4fach Befestigungen im Bereich einer Bauteilecke dargestellt ( $c_1 = 70$  mm,  $c_2 = 70$  mm,  $s_1 = 70$  mm und  $\alpha = 45^\circ$ ). Abbildung 6.92a zeigt die Lastverteilung der Verankerung mit  $s_2 = 70$  mm, Abbildung 6.92b die Lastverteilung der Verankerung mit  $s_2 = 140$  mm. Auffällig ist, dass in beiden Fällen Dübel 4 geringer belastet wird als die restlichen Dübel.

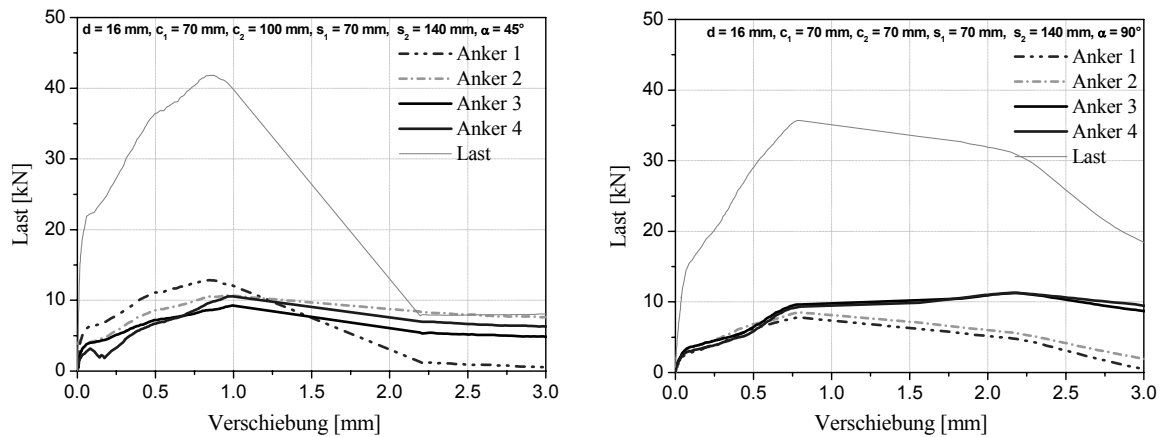


a) b)  
**Abbildung 6.91: Lastverteilung auf die einzelnen Dübel einer 2fach Befestigung in der Bauteilecke für die Belastungsrichtung a)  $\alpha = 0^\circ$  und b)  $\alpha = 270^\circ$ .**



a) b)  
**Abbildung 6.92: Last-Verschiebungskurven der einzelnen Anker einer 4fach Verankerung mit a)  $d=16$  mm,  $c_1=70$  mm,  $c_2=70$  mm,  $s_1=70$  mm und  $s_2=70$  mm und b)  $d=16$  mm,  $c_1=70$  mm,  $c_2=70$  mm,  $s_1=140$  mm und  $s_2=140$  mm für eine Belastungsrichtung  $\alpha=45^\circ$ .**

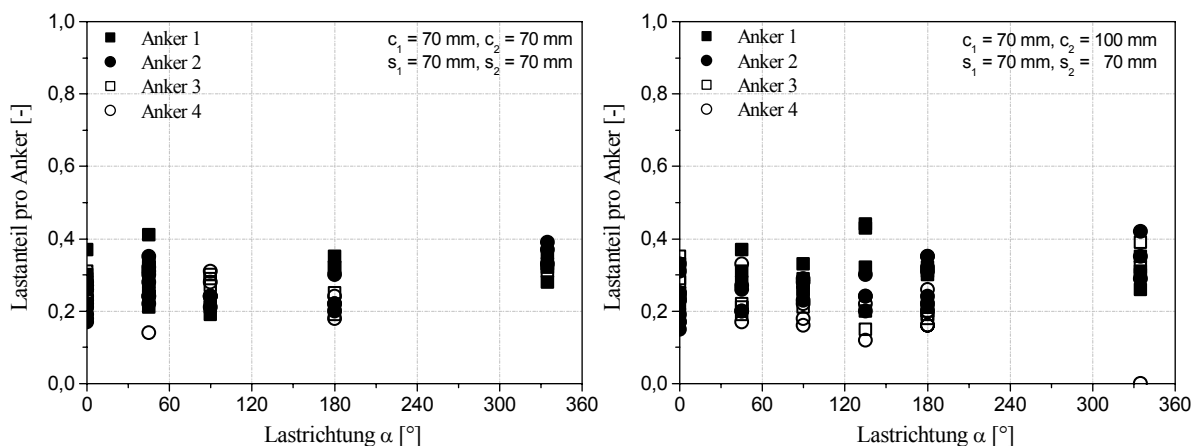




a) b)  
**Abbildung 6.93: Last-Verschiebungskurven der einzelnen Anker einer 4fach Verankerung mit a)  $d=16 \text{ mm}, c_1 = 70 \text{ mm}, c_2 = 100 \text{ mm}, s_1 = 70$  und  $s_2 = 140 \text{ mm}$  bei einer Belastungsrichtung  $\alpha = 45^\circ$  und b) mit  $d=16 \text{ mm}, c_1 = 70 \text{ mm}, c_2 = 70 \text{ mm}, s_1 = 70 \text{ mm}$  und  $s_2 = 140 \text{ mm}$  bei einer Belastungsrichtung  $\alpha = 90^\circ$ .**

Die ermittelten Last- Verschiebungskurven zeigen, dass zunächst die vorderen und hinteren Dübel (bezogen auf den Eckrand) gleich stark belastet werden. Kurz vor Erreichen der Höchstlast verlieren die vorderen Dübel an Steifigkeit und die Last wird auf die hinteren Dübel umgelagert. Nach Erreichen der Höchstlast werden die vorderen Dübel entlastet, wohingegen die Belastung der hinteren Dübel weiter ansteigt (Abbildung 6.93b).

Abbildung 6.94a und Abbildung 6.94b zeigt die Verteilung der Last auf die einzelnen Anker bei Erreichen der Höchstlast. Die einzelnen Dübel der Befestigungen ohne Lochspiel werden nahezu gleich stark belastet. Für eine Belastungsrichtung  $\alpha = 45^\circ$  zeigt die Auswertung, dass Anker 4 geringfügig weniger belastet wird als die restlichen Anker. Gleiches gilt auch für eine Belastungsrichtung  $\alpha = 90^\circ$ . Bei einer Belastungsrichtung  $\alpha = 270^\circ$  werden Anker 2 und Anker 4 stärker belastet als Anker 1 und 3. Dies deckt sich mit den Ergebnissen der Versuche zu 2fach Befestigungen in der Bauteilecke.



a) b)  
**Abbildung 6.94: Lastverteilung auf die einzelnen Anker a) einer 4fach Befestigung in der Bauteilecke mit  $c_1 = 70 \text{ mm}, c_2 = 70 \text{ mm}, s_1 = 70 \text{ mm}$  und  $s_2 = 70 \text{ mm}$  und b) einer 4fach Befestigung in der Bauteilecke mit  $c_1 = 70 \text{ mm}, c_2 = 100 \text{ mm}, s_1 = 70 \text{ mm}$  und  $s_2 = 70 \text{ mm}$  in Abhängigkeit der Belastungsrichtung  $\alpha$  bei Erreichen der Höchstlast.**

### 6.8.3 Auswertung der Parameterstudie

#### 6.8.3.1 Einfluss des Eckabstandes

Der Einfluss des Eckabstandes wird in den Versuchen für verschiedene Rand- und Achsabstände untersucht und mit den rechnerischen Bruchlasten des CC-Verfahrens verglichen. Bei der Auswertung kann zwischen 2fach und 4fach Befestigungen unterschieden werden.

##### 6.8.3.1.1 2fach Befestigungen

In Abbildung 6.95a sind die in den Versuchen ermittelten Bruchlasten einer Verankerungen mit  $c_1 = 70$  mm und  $s_2 = 70$  mm bzw.  $s_2 = 140$  mm in Abhängigkeit des Eckabstandes aufgetragen. Zum Vergleich sind die rechnerischen Bruchlasten nach dem CC-Verfahren mit eingetragen. Der Vergleich mit den Versuchsergebnissen zeigt, dass das CC-Verfahren den Einfluss der Bauteilecke brauchbar berücksichtigt.

In Abbildung 6.95b sind die Versuchsergebnisse der 2fach Befestigungen mit  $c_1 = 100$  mm bei verschiedenen Eckabständen mit dem CC-Verfahren verglichen. Der Einfluss der Ecke wird demnach durch das CC-Verfahren brauchbar berücksichtigt. Die Versuche zeigen, dass die Bruchlasten mit kleiner werdendem Eckabstand abnehmen. Die Abnahme ist in der Regel für größere Achsabstände geringer, da die Abnahme der projizierten Fläche ebenfalls geringer ist.

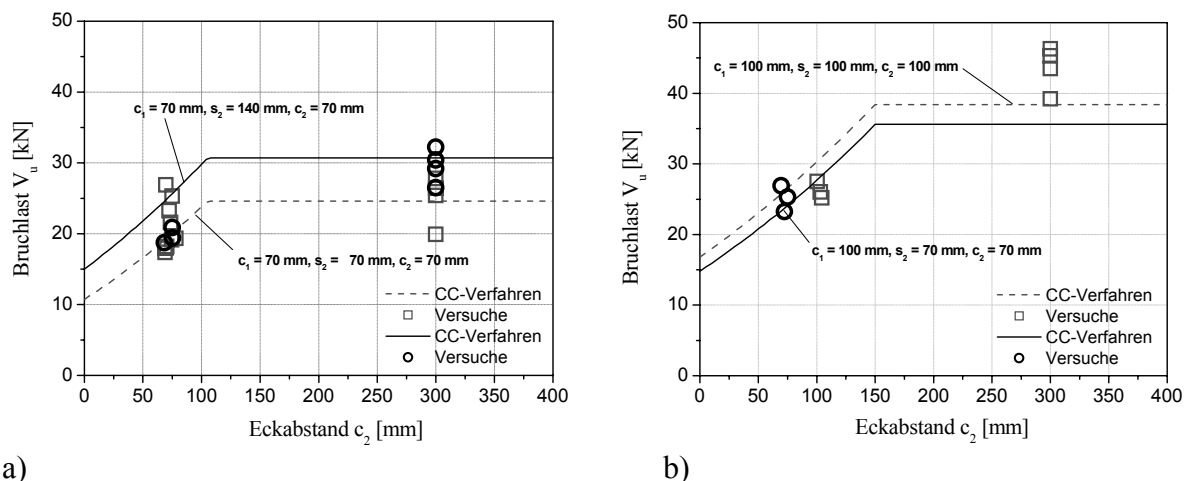
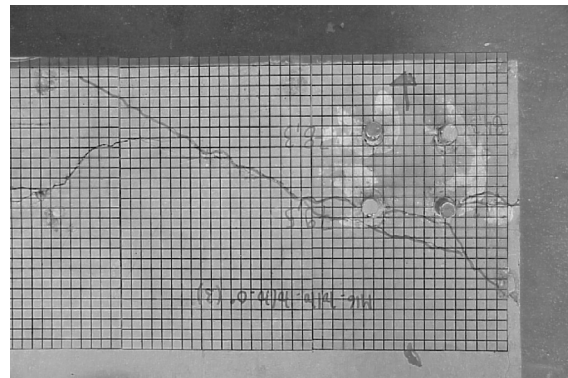
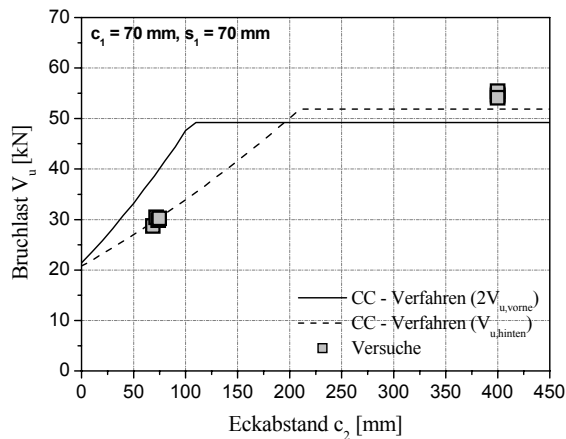


Abbildung 6.95: a) Einfluss der Ecke auf die Bruchlast einer 2fach Befestigung mit  $c_1 = 70$  mm für die Achsabstände  $s_2 = 70$  mm und  $s_2 = 140$  mm und b) einer 2fach Befestigung mit  $c_1 = 100$  mm für die Achsabstände  $s_2 = 70$  mm und  $s_2 = 100$  mm im Vergleich zum CC-Verfahren.

##### 6.8.3.1.2 4fach Befestigungen

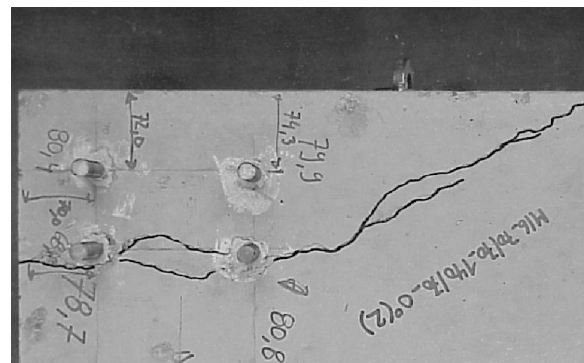
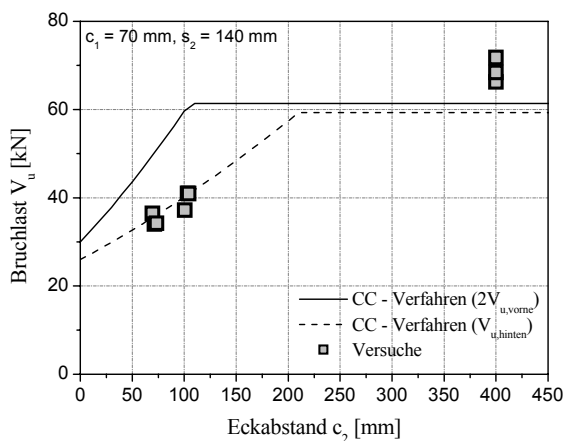
Bei 4fach Befestigungen kann sowohl die vordere Dübelreihe als auch die hintere Dübelreihe für die Tragfähigkeit der Gruppe maßgebend werden. Da der rechnerische Randabstand nach dem CC –Verfahren für die hintere Dübelreihe um den Achsabstand  $s_2$  erhöht wird, ändert sich für die hintere Dübelreihe der Einfluss der vorhandenen Bauteilecke. Der Vergleich mit dem CC-Verfahren zeigt, dass die Verankerungen rechnerisch von der hinteren Dübelreihe ausgehend versagen. Die Abminderung der Bauteilecke muss daher für die hintere Dübelreihe bestimmt werden. Dies gilt sowohl für 4fach Befestigungen mit einem Achsabstand  $s_1 = 70$  mm (Abbildung 6.96a) als auch für 4fach Befestigungen mit einem Achsabstand  $s_1 = 140$  mm (Abbildung 6.97a). Werden die Bruchbilder der Verankerungen betrachtet, zeigt sich, dass die Rissentwicklung in den Versuchen ausschließlich von der hinteren Dübelreihe ausgeht. Das CC-Verfahren berücksichtigt demnach den Einfluss einer vorhandenen Ecke brauchbar, wenn die hintere Dübelreihe als maßgebend angenommen wird (Abbildung 6.96 und Abbildung 6.97).



a)

b)

Abbildung 6.96: a) Einfluss der Bauteilecke auf die Bruchlast einer 4fach Befestigung ( $c_1 = 70$  mm,  $c_2 = 70$  mm,  $s_1 = 70$  mm und  $s_2 = 70$  mm) und b) zugehöriges Bruchbild (Versuch 3).



a)

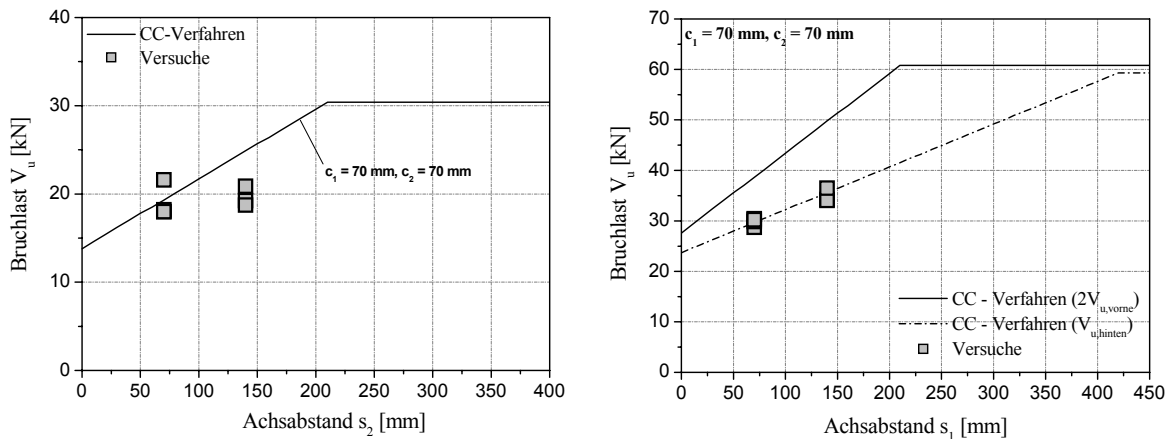
b)

Abbildung 6.97: Einfluss der Bauteilecke auf die Bruchlast einer 2fach Befestigung ( $c_1 = 70$  mm,  $c_2 = 70$  mm,  $s_1 = 140$  mm und  $s_2 = 70$  mm) und b) zugehöriges Bruchbild (Versuch 2).

Werden die Versuchsbruchlasten mit der doppelten rechnerischen Bruchlast der vorderen Dübelreihe verglichen, zeigen die Ergebnisse, dass das CC-Verfahren die Bruchlast überschätzt. Grund hierfür ist, dass die Dübel im vorderen Bereich vermutlich nicht voll zur Lastabtragung herangezogen werden und daher die aufgebrauchte Last direkt auf die hinteren Dübel umgelagert wird.

### 6.8.3.2 Einfluss der Achsabstände

Die Versuche zeigen, dass der Einfluss des Achsabstandes  $s_2$  im Bereich einer Bauteilecke für 2fach Befestigungen brauchbar erfasst wird. Lediglich für größere Achsabstände werden die Bruchlasten durch das CC-Verfahren unterschätzt (Abbildung 6.98a,  $s_1 = 140$  mm). Dies ergibt sich dadurch, dass bei einem großen Achsabstand die doppelte Bruchlast des in der Ecke befindlichen Dübels maßgebend ist. In diesem Fall wird die Bruchlast der Gruppe begrenzt, was im CC-Verfahren nicht berücksichtigt wird.



a)

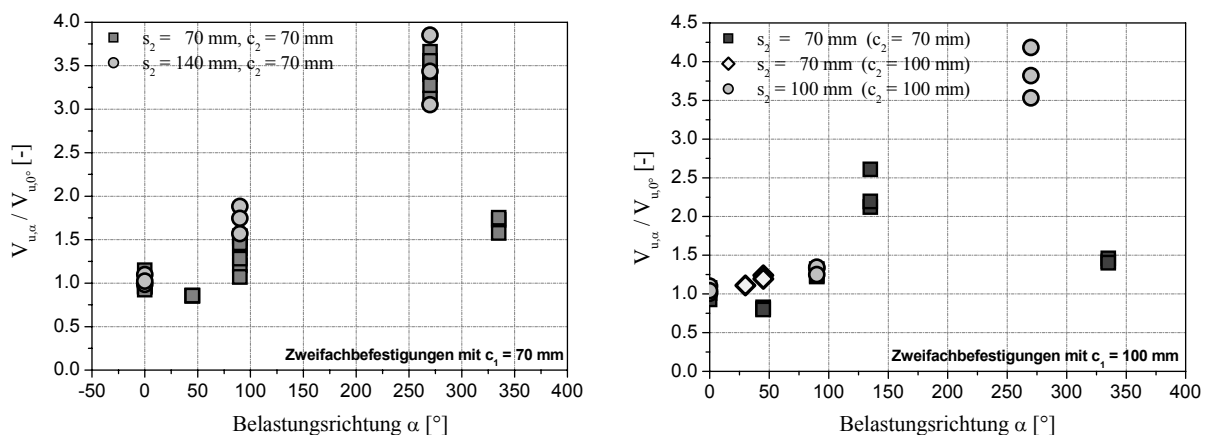
b)

**Abbildung 6.98:** Einfluss des Achsabstandes  $s_2$  einer a) 2fach Befestigungen ( $d = 16$  mm,  $h_{ef} = 130$  mm) und b) 4fach Befestigungen ( $d = 16$  mm,  $h_{ef} = 80$  mm) in der Bauteilecke ( $c_2 = 70$  mm) im Vergleich zum CC-Verfahren.

Für 4fach Befestigungen stimmen die Versuchsbruchlasten brauchbar mit den rechnerischen Bruchlasten des CC-Verfahrens überein (Abbildung 6.98b), wenn die hintere Dübelreihe als maßgebend angenommen wird. Werden die Versuchslasten mit der 2fach Last der vorderen Dübelreihe verglichen zeigt sich, dass die rechnerischen Bruchlasten höher liegen. Dies ergibt sich aus der Tatsache, dass der rechnerische Einfluss der Ecke für die hinteren Dübel größer ist als für die vorderen Dübel (Abbildung 6.98b). Das bedeutet, dass in der Bauteilecke nur dann die doppelte Bruchlast der vorderen Dübel angesetzt werden kann, wenn die Bruchlast der hinteren Dübelreihe größer ist. Für Verankerungen am Bauteilrand ist dies für Verhältnisse  $s_1 / c_1 > 0,7$  stets gewährleistet, bei Gruppen in der Bauteilecke jedoch nicht.

### 6.8.3.3 Einfluss der Belastungsrichtung

In Abbildung 6.99 sind die auf eine Belastungsrichtung  $\alpha = 0^\circ$  bezogenen Bruchlasten in Abhängigkeit des Belastungswinkels aufgetragen. Die Ergebnisse zeigen, dass die Bruchlasten für 2fach Befestigungen in der Bauteilecke mit zunehmendem Belastungswinkel ansteigen. Der Einfluss der Belastungsrichtung wird mit zunehmendem Achsabstand  $s_2$  größer.



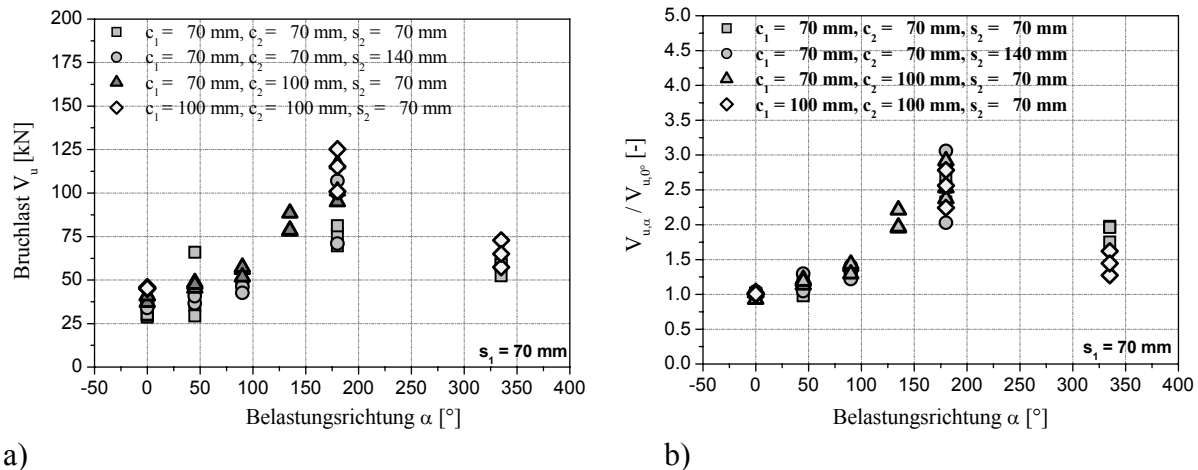
a)

b)

**Abbildung 6.99:** Einfluss der Belastungsrichtung für 2fach Befestigungen in der Bauteilecke für a) einen Randabstand  $c_1 = 70$  mm und b) einen Randabstand  $c_1 = 100$  mm bei verschiedenen Achsabständen  $s_2$ .

Für eine Belastungsrichtung  $\alpha = 90^\circ$  ergibt sich, bezogen auf die Bauteilecke, eine Verankerung mit hintereinander angeordneten Dübeln wodurch die Bruchlasten stark ansteigen.

Für eine Belastungsrichtung  $\alpha = 270^\circ$  betragen die Bruchlasten im Vergleich zu einer Belastungsrichtung  $\alpha = 0^\circ$  das ca. 3fache bis 4fache.



a)

b)

**Abbildung 6.100:** a) Einfluss des Belastungswinkels auf die Bruchlast einer 4fach Befestigung in der Bauteilecke und b) auf die bezogene Bruchlast ( $\alpha = 0^\circ$ ).

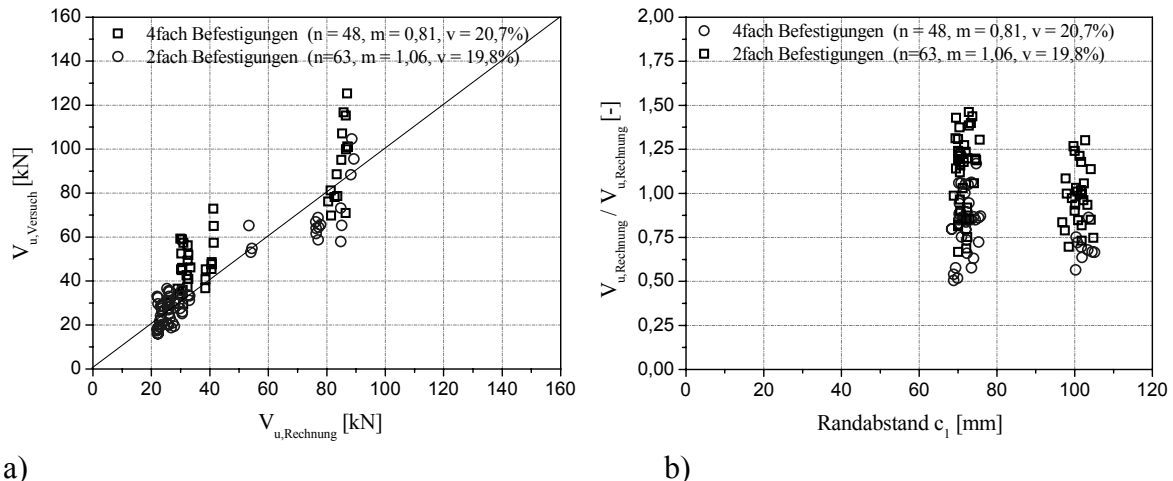
Um den Einfluss der Belastungsrichtung zu untersuchen werden neben 2fach Verankerungen auch 4fach Verankerungen im Bereich einer Bauteilecke untersucht. In den Versuchen werden der Randabstand, der Eckabstand und der Achsabstand variiert. Die Versuche zeigen, dass die Bruchlasten entsprechend den 2fach Befestigungen mit zunehmendem Belastungswinkel ansteigen (Abbildung 6.100a). Die größten Bruchlasten ergeben sich bei einer Belastungsrichtung  $\alpha = 180^\circ$  (Abbildung 6.100a/b). Grundsätzlich ist das Verhalten mit dem von 2fach Befestigungen zu vergleichen.

#### 6.8.4 Verifizierung des Modells

Um zu zeigen, dass das bruchmechanische Modell das Verhalten von Gruppenbefestigungen unter Querlast ausreichend genau beschreibt, werden im Folgenden die rechnerischen Bruchlasten mit den experimentellen Bruchlasten verglichen.

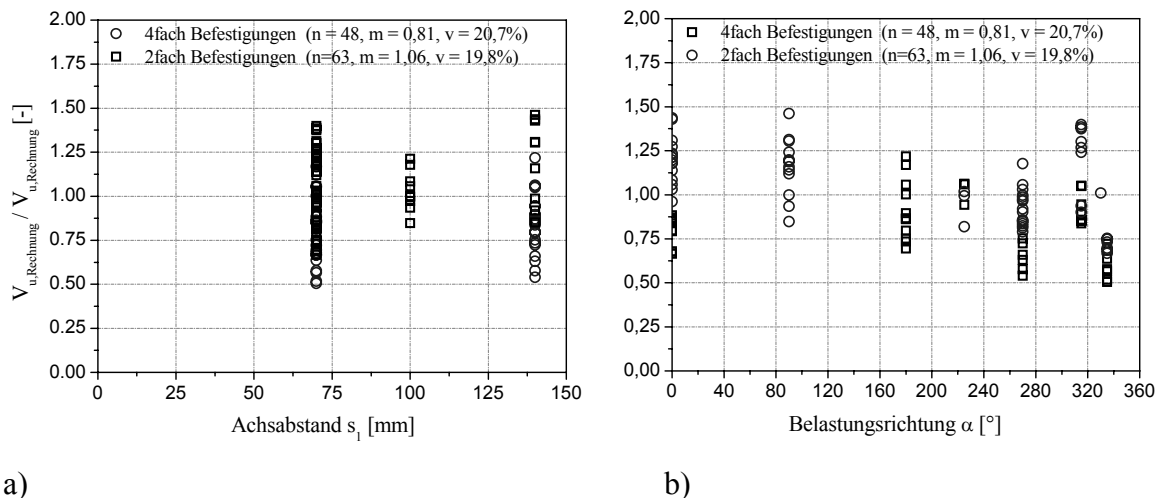
Abbildung 6.101a zeigt, dass die Versuchsbruchlasten geringfügig unterschätzt werden und die Übereinstimmung für 2fach Befestigungen im Bereich einer Bauteilecke besser als für 4fach Befestigungen ist. Dies ist auf das unterschiedliche Tragverhalten und den unterschiedlichen Bruchmechanismus zurückzuführen. Alle 2fach Befestigungen im Bereich einer Bauteilecke versagen infolge Betonkantenbruch. Bei einigen 4fach Befestigungen kommt es zu einem Mischbruch aus Betonkantenbruch und Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite. Dies gilt vor allem für Belastungsrichtungen zwischen  $180^\circ$  und  $270^\circ$ . Um zu zeigen, dass das entwickelte Modell die einzelnen Einflussparameter wie Randabstand, Achsabstand und Belastungsrichtung trendfrei berücksichtigt, werden im Folgenden die Verhältnisse von rechnerischer Bruchlast zu Versuchsbruchlast in Abhängigkeit der einzelnen Einflussparameter aufgetragen.

In Abbildung 6.101b sind die Verhältniszahlen in Abhängigkeit des Randabstandes  $c_1$  aufgetragen. Es zeigt sich, dass der Einfluss des Randabstandes trendfrei berücksichtigt wird. Weiterhin wird der Einfluss des Achsabstandes (Abbildung 6.102a) und der Einfluss der Belastungsrichtung (Abbildung 6.102b) brauchbar erfasst. Der Vergleich zeigt, dass die Bruchlasten durch das bruchmechanische Modell für 4fach Befestigungen leicht unterschätzt und für 2fach Befestigungen leicht überschätzt werden.



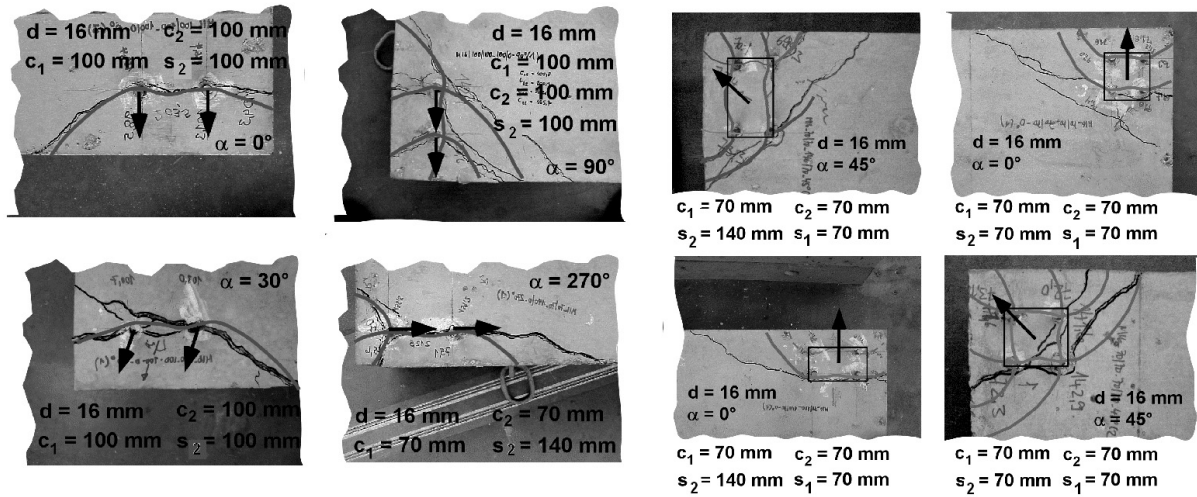
a) **Abbildung 6.101: a) Vergleich der berechneten Höchstlasten mit den Versuchsbruchlasten für unterschiedliche Belastungsrichtungen und b) Verhältnis von rechnerischer Höchstlast zu Versuchsbruchlast in Abhängigkeit des Randabstandes.**

Im Folgenden werden die theoretisch berechneten Rissverläufe mit den Rissverläufen aus den Versuchen verglichen. Abbildung 6.103 zeigt den Vergleich für ausgewählte 2fach Befestigungen (Abbildung 6.103a) und 4fach Befestigungen (Abbildung 6.103b) im Bereich einer Bauteilecke bei verschiedenen Rand- und Eckabständen sowie unterschiedlichen Achsabständen und Belastungsrichtungen.



a) **Abbildung 6.102: Verhältnis von rechnerischer Höchstlast zu Versuchsbruchlast in Abhängigkeit a) des Achsabstandes  $s_1$  und b) in Abhängigkeit des Belastungswinkels.**

Die berechneten Rissverläufe stimmen gut mit den Rissverläufen in den Versuchen überein. Im Bereich einer Bauteilecke müssen innerhalb des bruchmechanischen Modells die Rissverläufe für ein Versagen senkrecht zum Bauteilrand und für ein Versagen senkrecht zur Bauteilecke berechnet werden. Die Überlagerung der beiden berechneten theoretischen Rissverläufe ergibt den in Abbildung 6.103 dargestellten Rissverlauf. Sowohl für 2fach Befestigungen als auch 4fach Befestigungen zeigt sich eine brauchbare Übereinstimmung zwischen den bruchmechanisch berechneten und den in den Versuchen beobachteten Rissverläufen. Dies gilt sowohl für eine Belastung zum Bauteilrand bzw. zur Bauteilecke aber auch für beliebige Belastungsrichtung zur oder weg von der Ecke. Trotz der starken Vereinfachung ist das entwickelte Modell brauchbar in der Lage die zu erwartende Rissentwicklung vorherzusagen.



a) b)  
 Abbildung 6.103: Vergleich der bruchmechanisch berechneten Rissverläufe mit den Rissverläufen aus den Versuchen für a) 2fach und b) 4fach Befestigungen.

## 7 Parameterstudie und Analyse der Ergebnisse

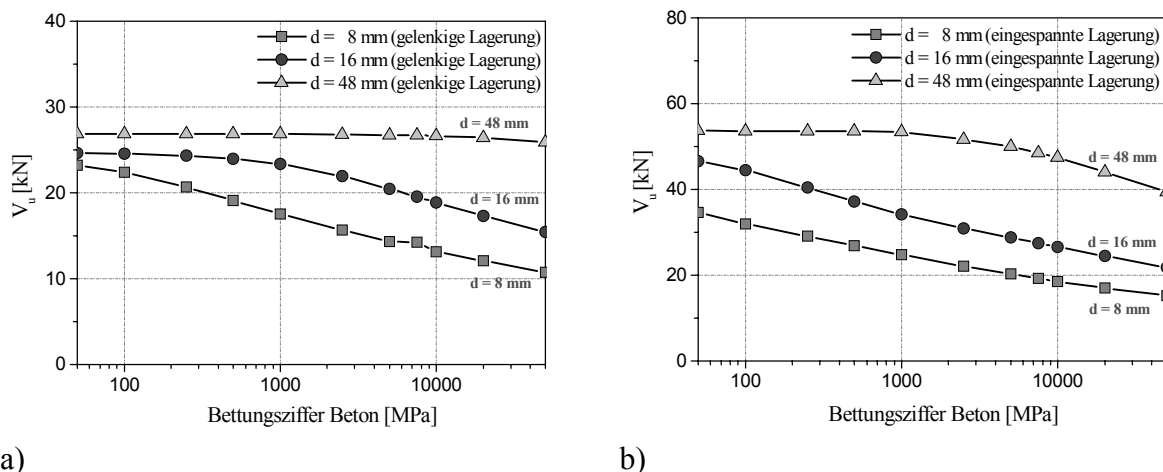
### 7.1 Allgemeines

In diesem Abschnitt werden die Bruchlasten von Befestigungen am Bauteilrand bei der Versagensart Betonkantenbruch mit Hilfe des in Abschnitt 4 beschriebenen und in Abschnitt 5 und 6 verifizierten bruchmechanischen Modells berechnet. Es werden alle maßgebenden Einflussparameter untersucht. Ziel ist es, vereinfachte Gleichungen abzuleiten, die die mittlere Bruchlast einer Verankerung ausreichend genau beschreiben.

### 7.2 Parameterstudie und Analyse der Ergebnisse bei Einzelbefestigungen

#### 7.2.1 Einfluss Bettungsziffer

Die Untersuchungen in Abschnitt 4.3.4.1 zeigen, dass die Bettungsbedingung des Dübels, bzw. der Einspanngrad im Bereich der Lasteinleitung einen Einfluss auf die zu erwartende Bruchlast hat. Um den Einfluss zu quantifizieren sind in Abbildung 7-1a die berechneten Bruchlasten einer Einzelbefestigung am Bauteilrand mit gelenkiger Lagerung am Lasteinleitungsbereich in Abhängigkeit der Bettungsziffer dargestellt. Die Ergebnisse zeigen, dass der Einfluss der Bettungsziffer für kleine Durchmesser ausgeprägter ist, als für große Durchmesser.



a)

b)

**Abbildung 7-1: Einfluss der Bettungsziffer auf die Bruchlast einer Einzelbefestigung ( $h_{ef} = 130 \text{ mm}$ ,  $c_1 = 70 \text{ mm}$ ) am Bauteilrand für  $d = 8 \text{ mm}$ ,  $d = 16 \text{ mm}$  und  $d = 48 \text{ mm}$  bei a) gelenkiger Lagerung und b) eingespannter Lagerung am Lasteinleitungsbereich.**

Werden die entsprechenden Verankerungen mit voller Einspannung am Lasteinleitungsbereich betrachtet ergibt sich Abbildung 7-1b. Die Bruchlasten sind im Vergleich zu einer gelenkigen Lagerung ca. doppelt so hoch, was auf die verringerte Pressung vor dem Bolzen zurückzuführen ist. Die Bruchlasten nehmen für alle Durchmesser mit zunehmender Bettungsziffer ab.

Wie in Abschnitt 4.3.2 dargestellt ergibt sich für Normalbeton eine Bettungsziffer von ca. 5000 MPa. In Abbildung 7-2a und Abbildung 7-2b ist der Einfluss der Bettungsziffer auf die Bruchlast einer Verankerung bezogen auf eine Bettungsziffer von 5000 MPa dargestellt. Die Ergebnisse zeigen, dass die Bruchlasten mit abnehmender Bettungsziffer ansteigen (was einer steifer werdender Verankerung entspricht).

Dieser Effekt ist für Verankerungen mit einer vollen Einspannung am Lasteinleitungsbereich ausgeprägter (Abbildung 7-2b). Die Ergebnisse zeigen, dass eine Bettungsziffer zwischen 2000 MPa und 10000 MPa nur einen geringen Einfluss auf die Bruchlast hat. Das bruchmecha-



nische Modell ist daher hinsichtlich der gewählten Bettungsziffer im Bereich von Normalbeton unempfindlich.

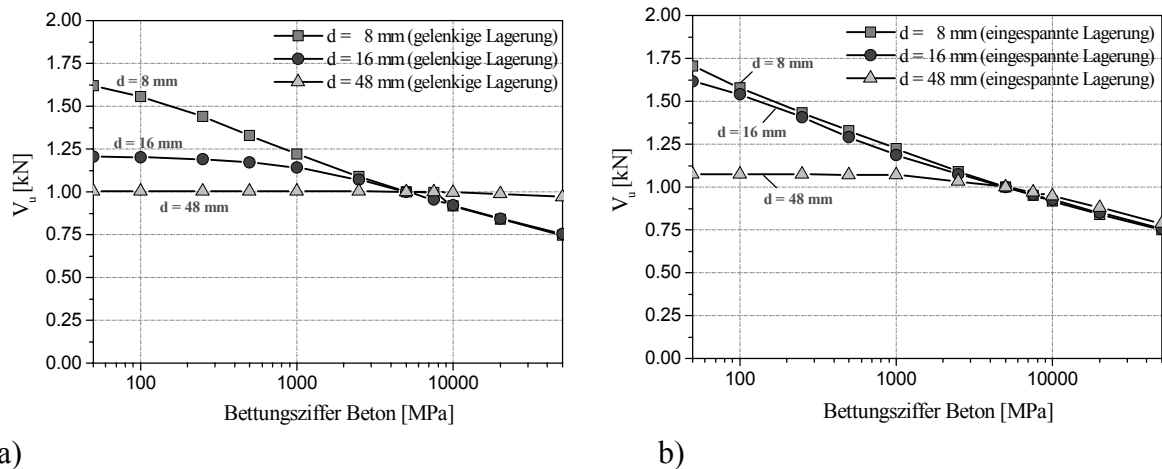


Abbildung 7-2: Einfluss der Bettungsziffer auf die Bruchlast von Einzelbefestigungen ( $h_{ef} = 130$  mm,  $c_1 = 70$  mm) am Bauteilrand für die Durchmesser  $d = 8$  mm,  $d = 16$  mm und  $d = 48$  mm bei a) gelenkiger Lagerung und b) eingespannter Lagerung am Lasteinleitungsbereich.

### 7.2.2 Einfluss Einspanngrad

Kopfbolzen mit angeschweißter Ankerplatte oder Dübel ohne Lochspiel weisen eine größere Einspannung im Bereich der Lasteinleitung auf als nachträglich installierte Dübel mit Lochspiel (z.B. Durchsteckmontage oder Vorsteckmontage). Für Verankerungen mit großem Lochspiel muss davon ausgegangen werden, dass keine Einspannung im Bereich des Lasteinleitungsbereiches existiert.

Abbildung 7-1 zeigt, dass „eingespannte“ Verankerungen eine höhere Bruchlast aufweisen als entsprechende Verankerungen mit gelenkig ausgebildetem Lasteinleitungsbereich. Tendenziell kann dieses Verhalten auch in Versuchen und numerischen Berechnungen festgestellt werden (Abbildung 7-3b). Für steife Verankerungen (kleines Verhältnis  $h_{ef} / d$ ) beträgt  $V_{u, \text{eingespannt}}$  zu  $V_{u, \text{gelenkig}}$  ca. 2,0 und für weiche Verankerungen (große Verhältnisse  $h_{ef} / d$ ) ca. 1,5.

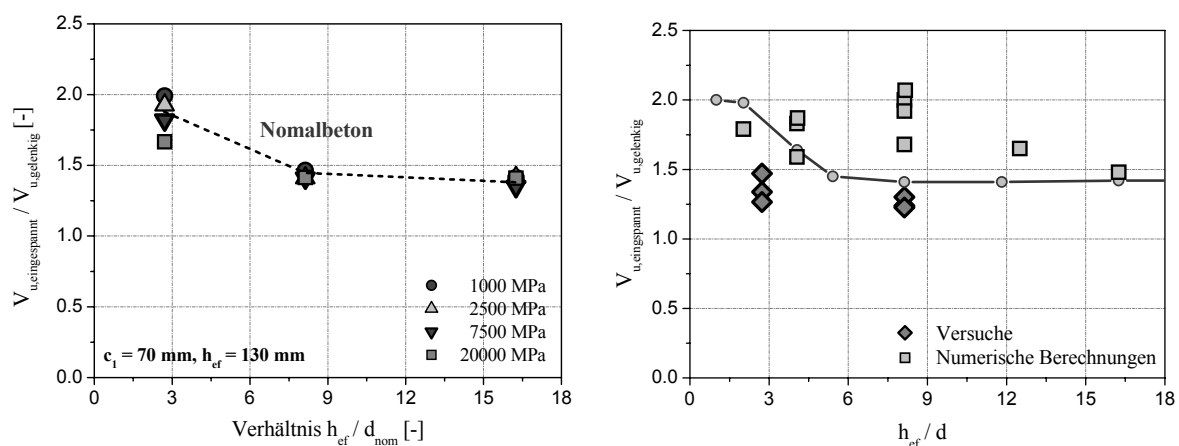


Abbildung 7-3: Verhältnis der Bruchlast einer Verankerung mit eingespannter zu gelenkiger Lagerung am Lasteinleitungsbereich in Abhängigkeit des Verhältnisses  $h_{ef} / d$  für verschiedene Bettungsziffern.

Zusammenfassend zeigen die Ergebnisse, dass die Ausbildung des Lasteinleitungsbereiches einen Einfluss auf die Bruchlast hat. Für Verankerungen ohne Lochspiel bei denen eine Verdre-

hung der Anker ausgeschlossen werden kann, liegen die Bruchlasten zwischen 25% und 50% über den Bruchlasten einer entsprechenden Verankerung mit Lochspiel. Dieses Verhalten kann durch einen Erhöhungsfaktor für Einlegeteile mit geringer „Verdrehbarkeit“ im Bemessungsmodell berücksichtigt werden (Abschnitt 8.5.2.1.7).

### 7.2.3 Einfluss Randabstand

Der Einfluss des Randabstandes wird an Einzelbefestigungen mit unterschiedlichen Verhältnissen  $h_{ef}/d$  untersucht. Das CC-Verfahren geht davon aus, dass der Randabstand mit einer Potenz von 1,5 in die Bruchlast eingeht, was durch die experimentellen Untersuchungen weitgehend bestätigt wird. Allerdings ist hier zu beachten, dass in allen Versuchen mit zunehmendem Randabstand auch der Einspanngrad zunimmt.

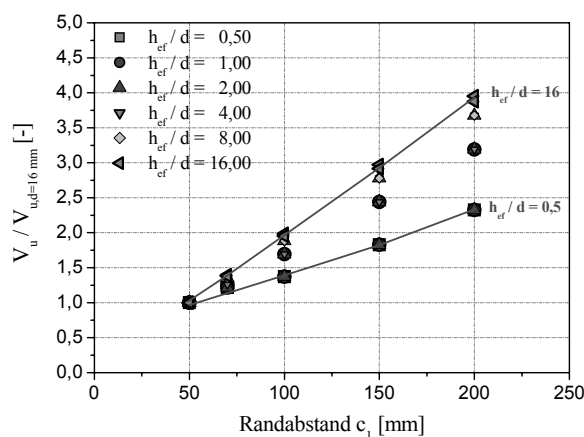
Bei den Berechnungen mit dem bruchmechanischen Modell geht der Randabstand hingegen mit einer Potenz zwischen 0,7 ( $h_{ef}/d = 0,5$ ) und 1,0 ( $h_{ef}/d = 16$ ) in die Bruchlast ein (Abbildung 7-4a).

Auf Grundlage der experimentellen und numerischen Ergebnisse wird daher eine multiple Regressionsanalyse durchgeführt aus der sich etwa zwei Lösungen für die Berechnungen der Bruchlast einer Einzelbefestigung am Bauteilrand ergeben. Diese sind in Gleichung (7.1) und (7.2) dargestellt.

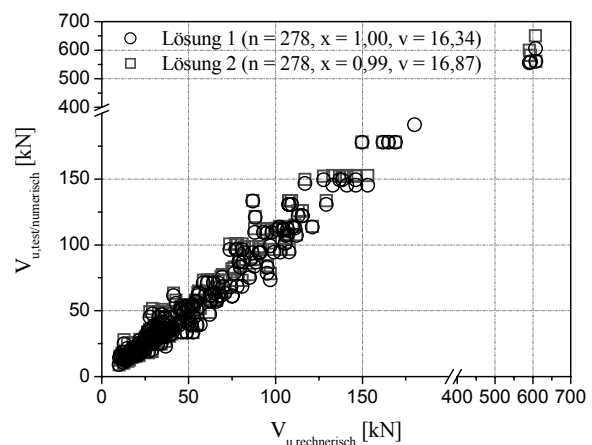
$$V_{u,c,0^\circ}^0 = 10,5 \cdot d_{nom}^\alpha \cdot l_f^\beta \cdot \beta_w^{0,5} \cdot c_1^{0,7} \quad \text{mit} \quad \alpha = 0,4 \cdot \left(\frac{d_{nom}}{c_1}\right)^{-0,30} \quad \text{und} \quad \beta = 0,3 \cdot \left(\frac{d_{nom}}{c_1}\right)^{0,12} \quad (7.1)$$

$$V_{u,c,0^\circ}^0 = 3,0 \cdot d_{nom}^\alpha \cdot l_f^\beta \cdot \beta_w^{0,5} \cdot c_1^{1,5} \quad \text{mit} \quad \alpha = 0,1 \cdot \left(\frac{l_f}{c_1}\right)^{0,55} \quad \text{und} \quad \beta = 0,1 \cdot \left(\frac{d_{nom}}{c_1}\right)^{0,2} \quad (7.2)$$

Beide Lösungen sind hinsichtlich der Übereinstimmung mit den numerischen und experimentellen Ergebnissen zu Einzelbefestigungen gleichwertig (Abbildung 7-4b). Der entwickelte bruchmechanische Ansatz beschreibt bezüglich der gegenseitigen Abhängigkeiten weitgehend Lösung 1 (Gleichung 7.1). In diesem Zusammenhang sei auf die Untersuchungen von Kürsner (2003) verwiesen, in denen der Randabstand ebenfalls mit einer Potenz von 0,7 in die Bruchlast eingeht, was teilweise jedoch auf die in den Versuchen vorhandene Rückhängebewehrung zurückzuführen ist.



a)

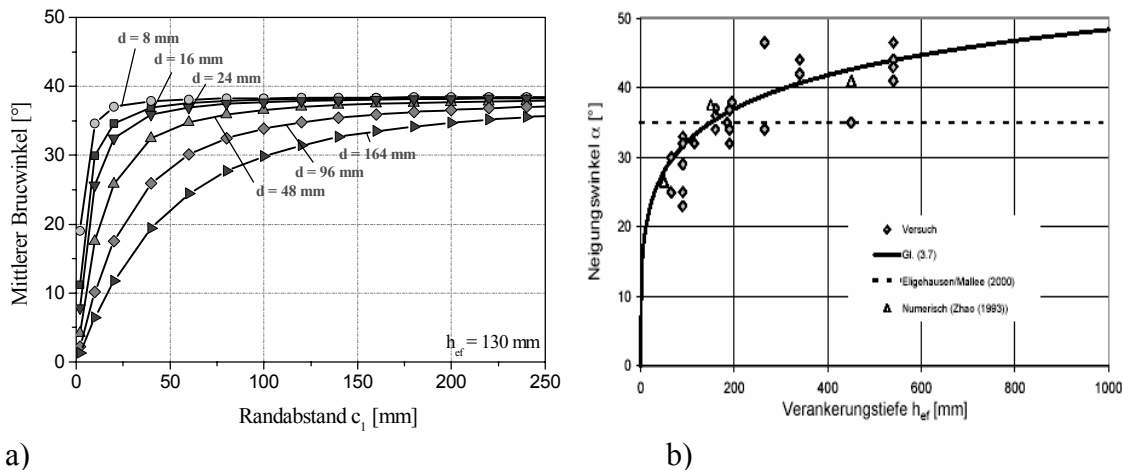


b)

**Abbildung 7-4:** a) Einfluss des Randabstandes auf die Bruchlast einer Einzelbefestigung am Bauteilrand für unterschiedliche Verhältnisse  $h_{ef}/d$ . und b) Vergleich der beiden Lösungsansätze zur Berechnung der Bruchlasten einer Einzelbefestigung am Bauteilrand.

In Abbildung 7-5a ist der berechnete mittlere Bruchwinkel in Abhängigkeit des Randabstandes für unterschiedliche Dübel Durchmesser ( $d = 8 \text{ mm}$  bis  $d = 164 \text{ mm}$ ) dargestellt. Für große Randabstände  $c_1 > 250 \text{ mm}$  beträgt der mittlere Bruchwinkel unabhängig vom vorhandenen Dübel Durchmesser  $35^\circ$  bis  $38^\circ$ . Für kleiner werdende Randabstände wird der mittlere Bruchwinkel kleiner und für kleiner werdende Durchmesser in der Regel größer.

Abhängig vom Durchmesser zeigt Abbildung 7-5a, dass der mittlere Bruchwinkel bei einem Randabstand zwischen  $c_1 = 50 \text{ mm}$  ( $d = 8 \text{ mm}$ ) und  $c_1 = 200 \text{ mm}$  ( $d = 48 \text{ mm}$ ) ca.  $35^\circ$  beträgt. Werden die mit dem bruchmechanischen Modell berechneten Ergebnisse mit den Untersuchungen von Zhao (1994) sowie den numerischen Untersuchungen von Kraus (2003) verglichen zeigt sich eine brauchbare Übereinstimmung.



a)

b)

**Abbildung 7-5: a) Mittlerer Bruchwinkel einer Einzelbefestigung ( $h_{ef} = 130 \text{ mm}$ ) am Bauteilrand für unterschiedliche Durchmesser in Abhängigkeit von Randabstand, b) mittlerem Bruchwinkel aus Zhao (1994) sowie numerisch verifiziert von Kraus (2003) in Abhängigkeit der Verankerungstiefe.**

Das Verhältnis von Erstrisslast zu Bruchlast ist hinsichtlich der Rissentwicklung von besonderem Interesse. Hierzu wurden von Fuchs (1990) experimentelle Untersuchungen durchgeführt. Die Versuchsergebnisse zeigen, dass das Verhältnis von Erstrisslast zu Bruchlast für Dübel ( $3,5 < c/d < 6,5$ ) zwischen 0,3 und 0,4 beträgt.

Die Ergebnisse der bruchmechanischen Berechnungen zeigen, dass das Verhältnis von Erstrisslast zu Bruchlast maßgeblich von  $c_1/d$  abhängt, und für zunehmende Verhältnisse abnimmt. Für Verankerungen mit einem Verhältnis  $c_1/d$  zwischen 4,0 und 8,0 bildet sich bei 20% bis 30% der Bruchlast ein erster Anriss am Bohrloch. Dies stimmt brauchbar mit den Versuchsergebnissen von Fuchs (1990) überein.

#### 7.2.4 Einfluss Dübel Durchmesser

In Abbildung 7-6 sind die Bruchlasten von Einzelverankerungen mit unterschiedlichen Randabständen in Abhängigkeit des Durchmessers aufgetragen. Abbildung 7-6a zeigt die Berechnungen mit einer Verankerungstiefe  $h_{ef} = 65 \text{ mm}$ , Abbildung 7-6b die Berechnungen mit einer Verankerungstiefe  $h_{ef} = 130 \text{ mm}$ .

Die Bruchlasten nehmen grundsätzlich mit größer werdendem Durchmesser zu, der Anstieg wird jedoch mit zunehmendem Randabstand geringer. Um dieses Verhalten zu verdeutlichen, werden die Bruchlasten auf eine Verankerung mit  $d = 16 \text{ mm}$  bezogen und für verschiedene Verhältnisse  $h_{ef}/c_1$  in Abhängigkeit des Durchmessers aufgetragen. Abbildung 7-7a zeigt, dass die Bruchlasten für ein Verhältnis von  $h_{ef}/c_1 = 5,2$  stark ansteigen und für ein Verhältnis von  $h_{ef}/c_1 = 0,33$  nahezu gleich bleiben, wenn der Durchmesser der Verankerung vergrößert wird.

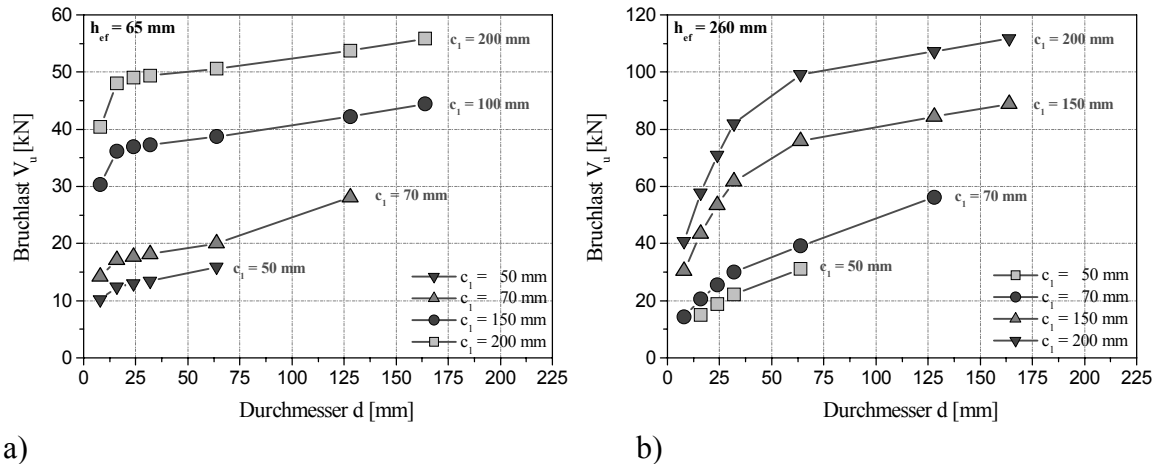


Abbildung 7-6: Einfluss des Dübeldurchmessers auf die Bruchlast einer Einzelverankerung für unterschiedliche Randabstände am Bauteilrand mit a)  $h_{ef} = 65$  mm und b)  $h_{ef} = 260$  mm.

In Abbildung 7-7b ist zu erkennen, dass der mittlere Bruchwinkel vom vorhandenen Randabstand abhängt. Für kleine Durchmesser ist der Bruchwinkel nahezu unabhängig vom Randabstand und beträgt ca.  $35^\circ$ . Für große Durchmesser und kleine Randabstände liegt der mittlere Bruchwinkel bei ca.  $25^\circ$ , für große Durchmesser und große Randabstände bei ca.  $30^\circ$  bis  $40^\circ$ . Abbildung 7-8a zeigt den mittleren Bruchwinkel in Abhängigkeit von  $c_1/d$ . Der mittlere Bruchwinkel ist demnach unabhängig von der Verankerungstiefe und beträgt für Verhältnisse  $c_1/d$  kleiner 1,0 ca.  $20^\circ$  bis  $30^\circ$ .

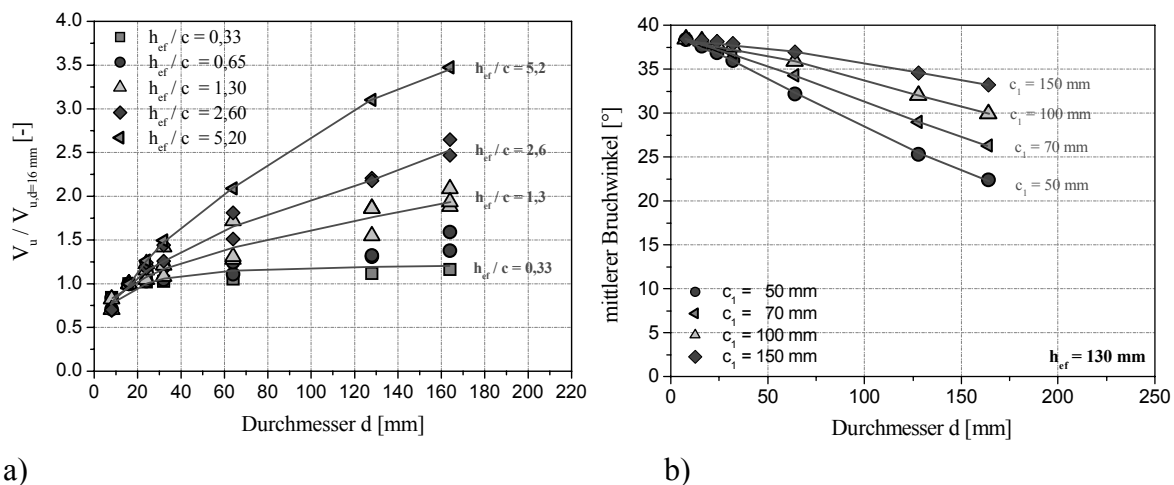


Abbildung 7-7: a) Einfluss des Durchmessers auf die bezogene Bruchlast ( $d = 16$  mm) einer Einzelverankerung am Bauteilrand in Abhängigkeit des Verhältnisses  $h_{ef}/c$  und b) mittlerer Bruchwinkel von Einzelbefestigungen am Bauteilrand ( $h_{ef} = 130$  mm) in Abhängigkeit des Durchmessers für verschiedene Randabstände.

Aus bruchmechanischer Sicht ist der Rissverlauf für kleine Verhältnisse  $c_1/d$  deutlich steiler, da der Rissfortschritt mit zunehmender Risslänge im Vergleich zum Randabstand durch den Bruchmodus II (siehe Abschnitt 4.4.1.2) bestimmt wird. Daher ist für die oben getroffene Aussage der vorhandene Dübeldurchmesser als Initialriss anzusehen.

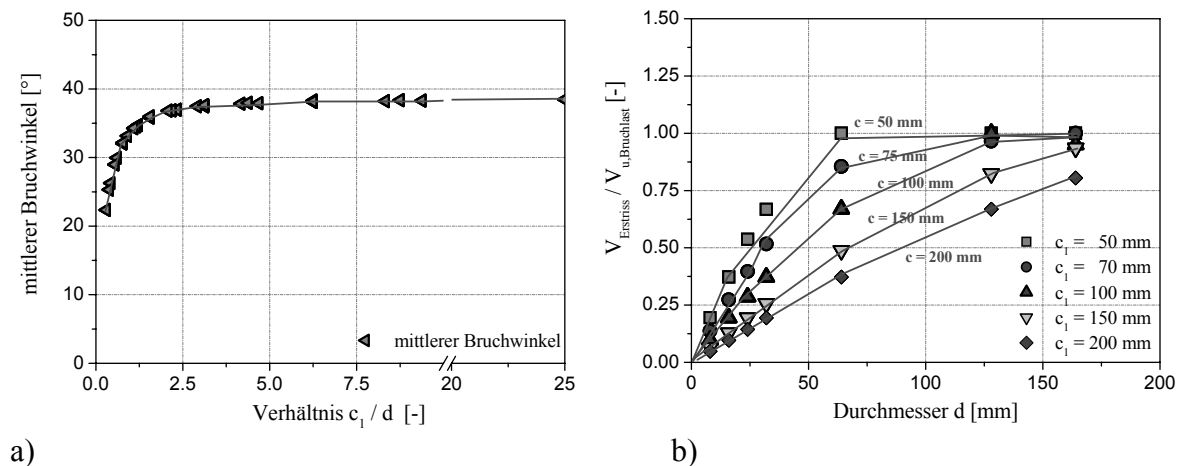


Abbildung 7-8: Einfluss des Durchmessers auf a) bezogene Bruchlast ( $d = 16 \text{ mm}$ ) einer Einzelverankerung am Bauteilrand in Abhängigkeit des Verhältnisses  $c_1/d$  und b) auf das Verhältnis von Erstrisslast zu Bruchlast für verschiedene Randabstände.

Wird die Erstrisslast auf die Bruchlast bezogen und in Abhängigkeit des Durchmessers aufgetragen ergibt sich Abbildung 7-8b. Die Darstellung zeigt, dass das Verhältnis von Erstrisslast zu Bruchlast maßgeblich vom Randabstand abhängt und mit zunehmendem Durchmesser das Verhältnis von Erstrisslast zu Bruchlast ansteigt. Wird das Verhältnis 1,0 so ist die Bruchlast erreicht, wenn sich im Bereich der Bohrlochwandung ein Anriss bildet.

### 7.2.5 Einfluss Verankerungstiefe

In Abbildung 7-9 ist der Einfluss der Verankerungstiefe in Abhängigkeit verschiedener Verhältnisse  $c_1/d$  aufgetragen. Dargestellt sind die auf eine Verankerungstiefe  $h_{ef} = 65 \text{ mm}$  bezogenen Lasten für ein Versagen infolge Betonkantenbruch. Die Berechnungen zeigen, dass für kleine Verhältnisse  $c_1/d < 2$  der Einfluss der Verankerungstiefe relativ groß ist. Für große Verhältnisse  $c_1/d > 12,5$  ist der Einfluss der Verankerungstiefe hingegen vernachlässigbar. Dies lässt den Schluss zu, dass der Einfluss der Verankerungstiefe vom Verhältnis  $c_1/d$  abhängt.

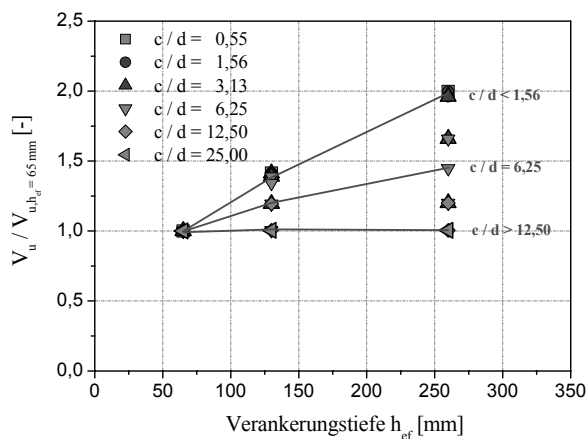


Abbildung 7-9: Einfluss der Verankerungstiefe auf die Bruchlast einer Einzelbefestigung am Bauteilrand in Abhängigkeit des Verhältnisses  $c_1/d$ .

### 7.2.6 Einfluss Eckabstand

Abbildung 7-10a zeigt die Bruchlasten einer Einzelbefestigung in der Bauteilecke abhängig vom Verhältnis  $c_1 / c_2$ . Dargestellt sind die Berechnungen für  $c_1 = 50$  mm,  $c_1 = 100$  mm und  $c_1 = 150$  mm. Der Einfluss der Bauteilecke auf die Bruchlast hängt bei einer Belastungsrichtung senkrecht zum Bauteilrand maßgeblich vom Verhältnis  $c_1 / c_2$  ab, da das Verhältnis der projizierten Flächen durch diese Parameter bestimmt wird. Werden die Bruchlasten auf die Bruchlast einer Einzelbefestigung am Bauteilrand bezogen ergibt sich Abbildung 7-10b. Die Darstellung zeigt, dass der Einfluss einer Bauteilecke für alle Randabstände identisch ist. Der kritische Eckabstand ist mit  $2c_1$  geringfügig größer als nach dem CC-Verfahren angenommen ( $c_{cr} = 1,5c_1$ ).

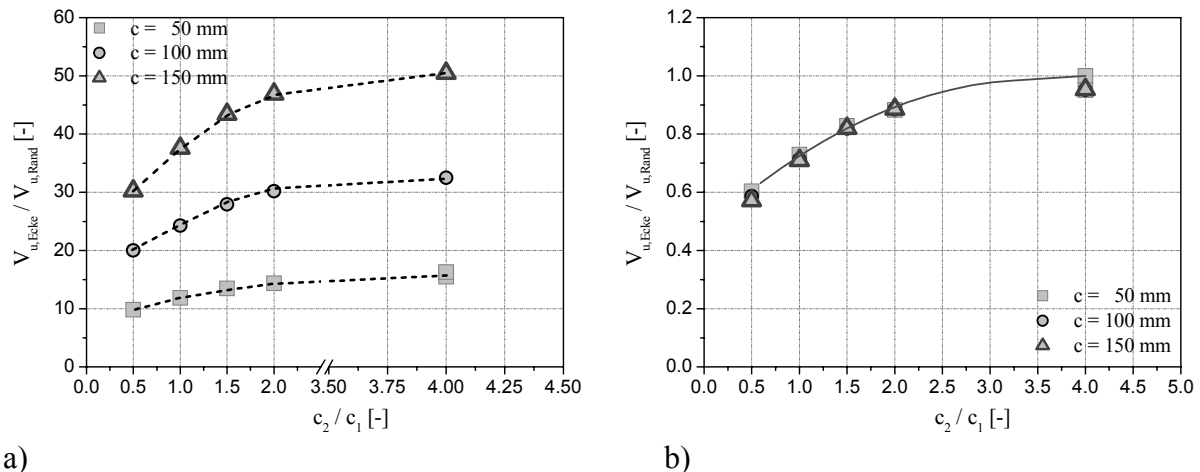


Abbildung 7-10: a) Einfluss des Eckabstandes auf a) die Bruchlast und b) die bezogene Bruchlast ( $c_2 / c_1 = 4,0$ ) einer Einzelbefestigung in Abhängigkeit des Verhältnisses  $c_2 / c_1$  für unterschiedliche Randabstände.

Abbildung 7-11a zeigt die mittleren Bruchwinkel in Abhängigkeit des Verhältnisses  $c_1 / d$  für unterschiedliche Eckabstände ( $c_2 = 50$  mm bis  $c_2 = 600$  mm). Der mittlere Bruchwinkel beträgt für Eckabstände  $c_2 > 200$  mm auf der eckabgewandten Seite ca.  $35^\circ$  und entspricht damit dem einer Einzelbefestigung am Bauteilrand. Auf der eckabgewandten Seite (Abbildung 7-11b) wird der Rissverlauf umso flacher je geringer der Eckabstand ist. Der mittlere Bruchwinkel beträgt in diesem Fall nur noch ca.  $10^\circ$  und verläuft fast parallel zum Bauteilrand.

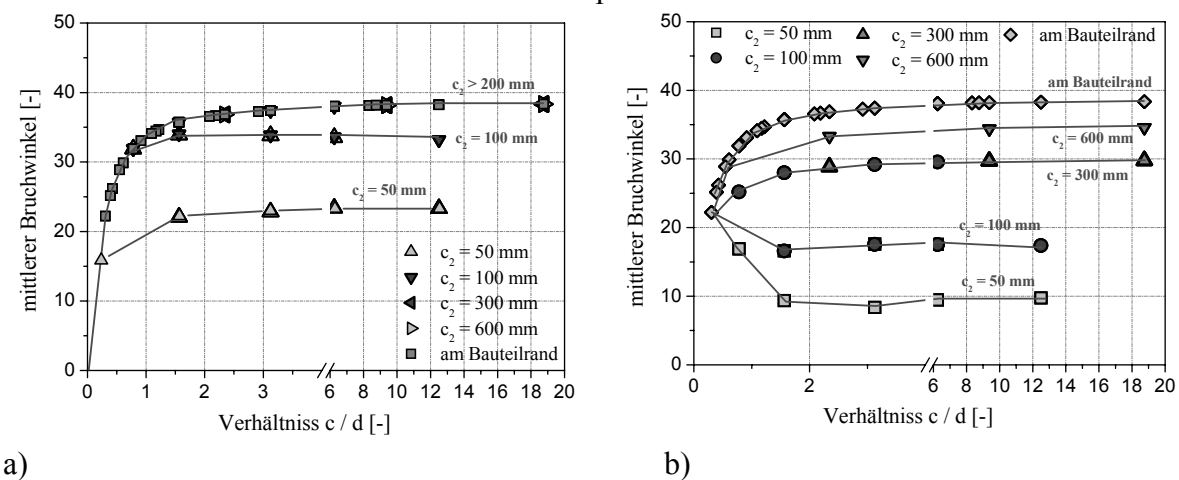
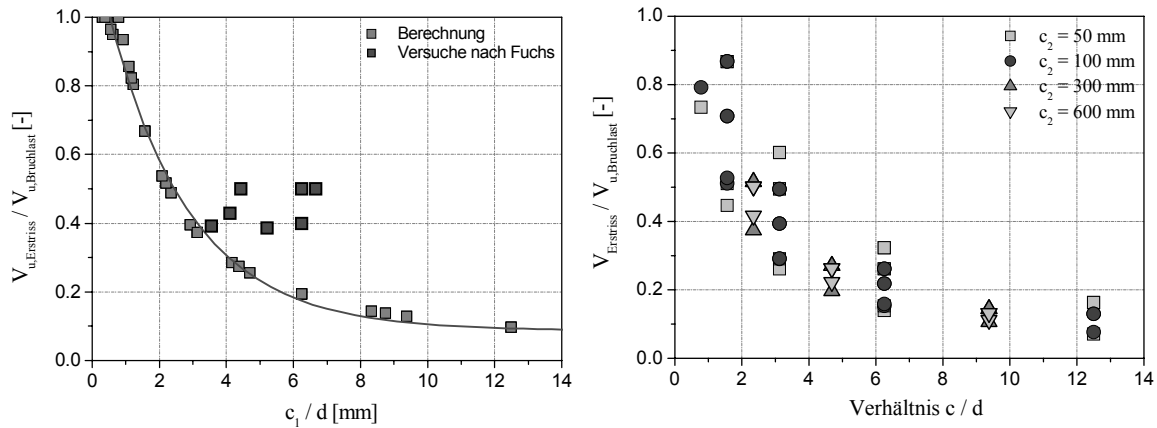


Abbildung 7-11: Mittlerer Bruchwinkel in Abhängigkeit des Verhältnisses  $c_1 / d$  für unterschiedliche Eckabstände  $c_2$  für a) die eckabgewandte Seite und b) die eckzugewandte Seite einer Einzelbefestigung.

Wird das Verhältnis von Erstrisslast zu Bruchlast in Abhängigkeit vom Verhältnis  $c_1 / d$  für die eckabgewandte (Abbildung 7-12a) und eckzugewandte Seite (Abbildung 7-12b) aufgetragen, dass das Verhältnis von Erstrisslast zu Bruchlast auf der eckzugewandten Seite vom Eckabstand  $c_2$  abhängt. Für kleine Eckabstände ( $c_1 < 50$  mm) sind die Verhältnisse von Erstrisslast zu Bruchlast höher als für große Eckabstände. In einer Bauteilecke ist somit die „Rissneigung“ umso höher, je geringer der vorhandene Eckabstand ist.



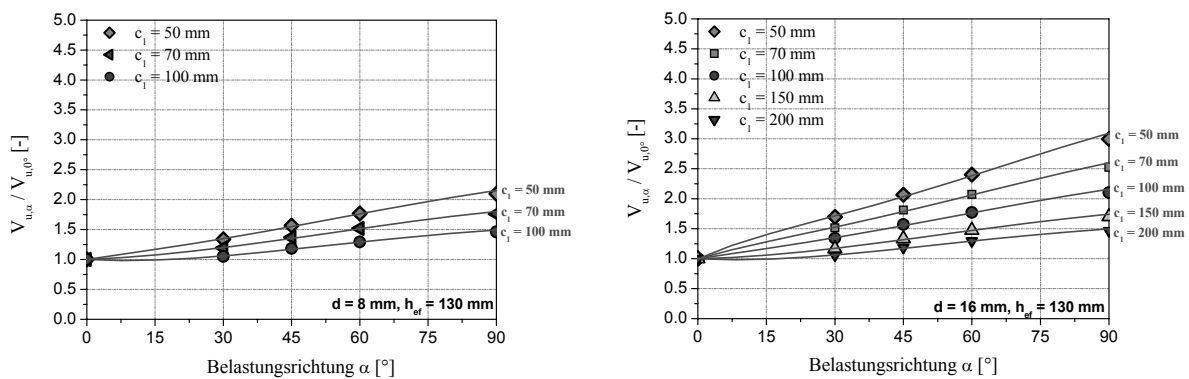
a)

b)

**Abbildung 7-12: Verhältnis von Erstrisslast zu Bruchlast in Abhängigkeit vom Verhältnis  $c_1 / d$  für unterschiedliche Eckabstände auf der a) eckabgewandten Seite und b) der eckzugewandten Seite.**

**7.2.7 Einfluss Belastungsrichtung**

In Abbildung 7-13a und Abbildung 7-13b ist der Einfluss der Belastungsrichtung einer Einzelbefestigung mit  $h_{ef} = 130$  mm am Bauteilrand für die Durchmesser  $d = 8$  mm und  $d = 16$  mm dargestellt. Abbildung 7-14 zeigt die Ergebnisse einer Verankerung mit  $d = 32$  mm. Die Berechnungen zeigen, dass der Einfluss der Belastungsrichtung für kleine Durchmesser geringer ist als für große und die Bruchlasten für kleine Randabstände stärker ansteigen als für große. Bei einer Belastungsrichtung  $\alpha = 90^\circ$  betragen die Bruchlasten ca. das 1,5fache bis 5fache der Bruchlast einer senkrecht zum Bauteilrand belasteten Verankerung.

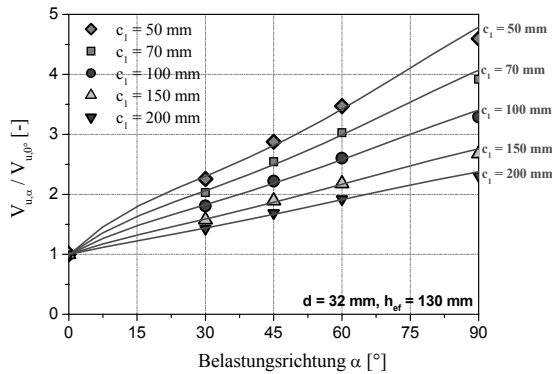


a)

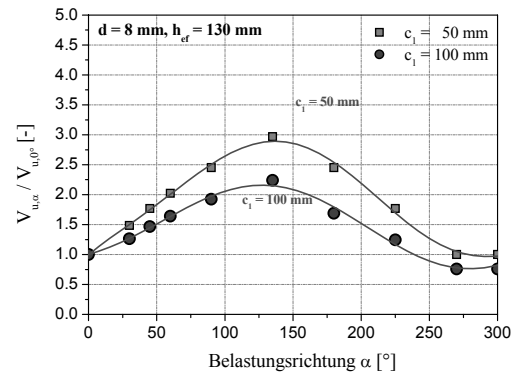
b)

**Abbildung 7-13: Einfluss der Belastungsrichtung auf die Bruchlast einer Einzelbefestigung in der Bauteilecke für unterschiedliche Randabstände mit a)  $d = 8$  mm,  $h_{ef} = 130$  mm und b)  $d = 16$  mm,  $h_{ef} = 130$  mm.**

Im Bereich einer Bauteilecke wird die Lastrichtung so definiert, dass bei einer Belastungsrichtung  $\alpha = 90^\circ$  die Last von der Ecke weg wirkt. Die Berechnungen zeigen, dass die Bruchlasten für  $\alpha = 135^\circ$  am größten sind. Für eine Belastungsrichtung zwischen  $270^\circ$  und  $360^\circ$  (Belastung zur Ecke) bleiben die Bruchlasten nahezu konstant und entsprechen einer senkrecht zum Rand belasteten Einzelbefestigung. Dies deckt sich gut mit den numerischen und experimentellen Untersuchungen.

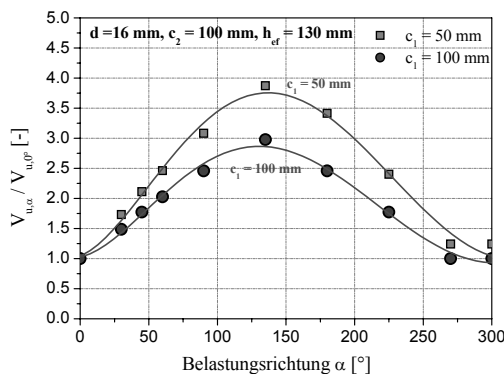


a)

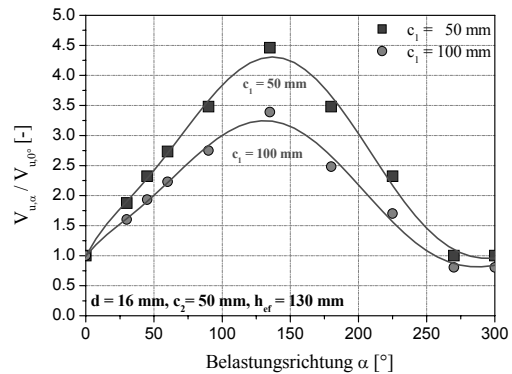


b)

Abbildung 7-14: Einfluss der Belastungsrichtung auf die Bruchlast einer Einzelbefestigung in der Bauteilecke für unterschiedliche Randabstände mit a)  $d = 64 \text{ mm}$ ,  $h_{ef} = 130 \text{ mm}$  und b) mit  $d = 8 \text{ mm}$ ,  $h_{ef} = 130 \text{ mm}$ .



a)



b)

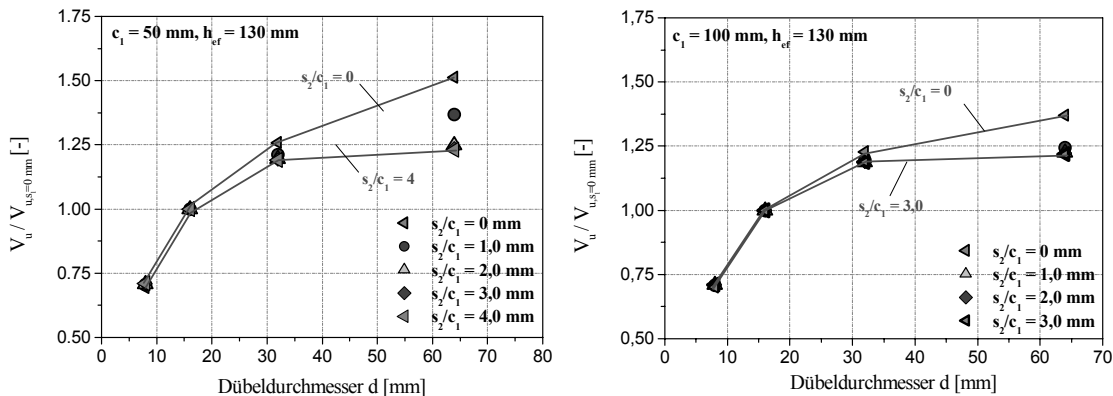
Abbildung 7-15: Einfluss der Belastungsrichtung auf die Bruchlast einer Einzelbefestigung in der Bauteilecke für unterschiedliche Randabstände mit a)  $d = 16 \text{ mm}$ ,  $h_{ef} = 130 \text{ mm}$  und b)  $d = 64 \text{ mm}$ ,  $h_{ef} = 130 \text{ mm}$ .

## 7.3 Parameterstudie und Analyse der Ergebnisse bei Zweifachbefestigungen

### 7.3.1 Einfluss Dübelndurchmesser

Abbildung 7-16a zeigt die auf einen Dübelndurchmesser  $d = 16 \text{ mm}$  bezogenen Bruchlasten für  $c_1 = 50 \text{ mm}$  und unterschiedliche Verhältnisse  $s_2 / c_1$ . Für kleine Verhältnisse  $s_2 / c_1$  ist der Einfluss des Dübelndurchmessers auf die Bruchlast stärker als für große Verhältnisse  $s_2 / c_1$ . Mit zunehmendem Randabstand wird die Abhängigkeit vom Verhältnis  $s_2 / c_1$  jedoch geringer (Abbildung 7-16).





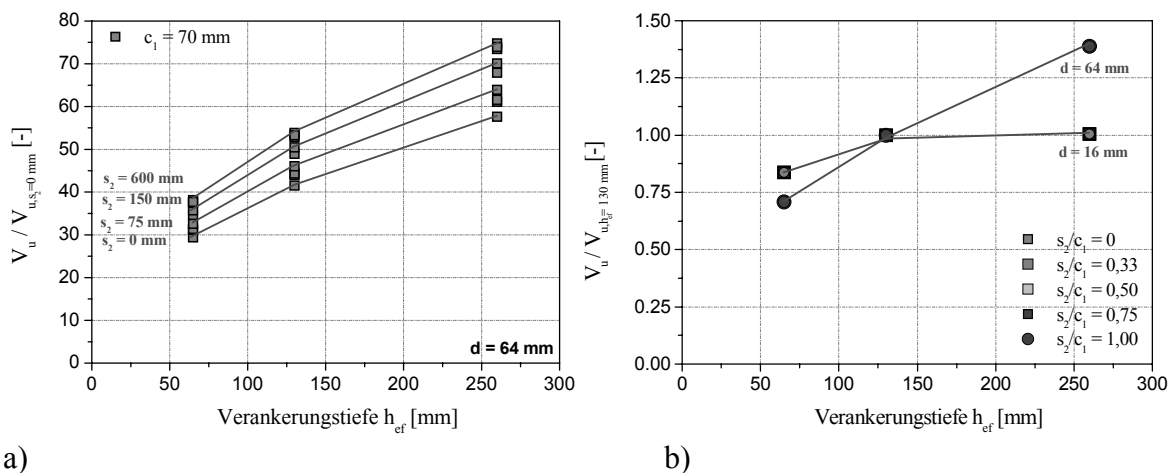
a)

b)

Abbildung 7-16: Einfluss des Dübeldurchmessers auf die bezogene Bruchlast einer 2fach Befestigung am Bauteilrand mit a)  $c_1 = 50 \text{ mm}$ ,  $h_{ef} = 130 \text{ mm}$  und b)  $c_1 = 100 \text{ mm}$ ,  $h_{ef} = 130 \text{ mm}$  für verschiedene Verhältnisse  $s_2/c_1$ .

### 7.3.2 Einfluss Verankerungstiefe

In Abbildung 7-17a ist der Einfluss der Verankerungstiefe auf die Bruchlast einer 2fach Befestigung mit  $c_1 = 70 \text{ mm}$  für unterschiedliche Achsabstände  $s_2$  dargestellt. Analog zu Einzelbefestigungen steigen die Bruchlasten mit zunehmender Verankerungstiefe an. Der Anstieg ist für Achsabstände zwischen  $s_1 = 0 \text{ mm}$  und  $s_1 = 600 \text{ mm}$  identisch. Dieses ist deutlich zu erkennen, wenn die Bruchlasten auf eine Verankerungstiefe  $h_{ef} = 130 \text{ mm}$  bezogen werden (Abbildung 7-17b). Die Berechnungen zeigen, dass auch bei 2fach Befestigungen der Einfluss der Verankerungstiefe mit zunehmendem Durchmesser größer wird.



a)

b)

Abbildung 7-17: Einfluss der Verankerungstiefe auf die a) Bruchlast und b) bezogene Bruchlast ( $h_{ef} = 130 \text{ mm}$ ) für verschiedene Verhältnisse  $s_2/c_1$  einer 2fach Befestigung am Bauteilrand ( $c_1 = 70 \text{ mm}$ ,  $d = 64 \text{ mm}$ ).

### 7.3.3 Einfluss Achsabstand s<sub>2</sub>

Abbildung 7-18a zeigt den Einfluss des Achsabstandes auf die bezogene Bruchlast einer 2fach Befestigung mit  $c_1 = 50 \text{ mm}$ . Die Bruchlasten sind jeweils auf die Bruchlast einer entsprechenden Einzelbefestigung am Bauteilrand bezogen. Die Ergebnisse zeigen, dass der kritische Achsabstand ca. 250 mm bis 300 mm beträgt und vom Dübeldurchmesser abhängt.

Für große Durchmesser steigen die Bruchlasten schneller an und erreichen bei einem Achsabstand  $s_2 = d$  die Bruchlast einer entsprechenden Einzelverankerung. Abbildung 7-18b zeigt den Einfluss des Achsabstandes auf die bezogene Bruchlast einer 2fach Befestigung mit  $c_1 = 150$  mm. Der kritische Achsabstand beträgt ca.  $4c_1$ .

Die Berechnungen des mittleren Bruchwinkels zeigen, dass dieser rechts und links der Verankerung ca.  $37^\circ$  beträgt und unabhängig vom vorhandenen Achsabstand ist. Zwischen beiden Dübeln laufen die Risse jedoch ineinander. Ab einem Achsabstand  $s_2 = 250$  mm stellt sich ein mittlerer Bruchwinkel von ca.  $30^\circ$  ein. In diesem Fall bilden sich zwei getrennte Bruchkegel aus.

Abbildung 7-19a zeigt den mittleren Bruchwinkel einer 2fach Befestigung mit  $c_1 = 50$  mm, Abbildung 7-19b mit  $c_1 = 100$  mm. Bis zu einem Achsabstand  $c_1 = 200$  mm ( $4c_1$ ) beträgt der mittlere Risswinkel zwischen beiden Dübeln weniger als  $10^\circ$  (Abbildung 7-19a). Der Riss verläuft somit nahezu parallel zum Bauteilrand.

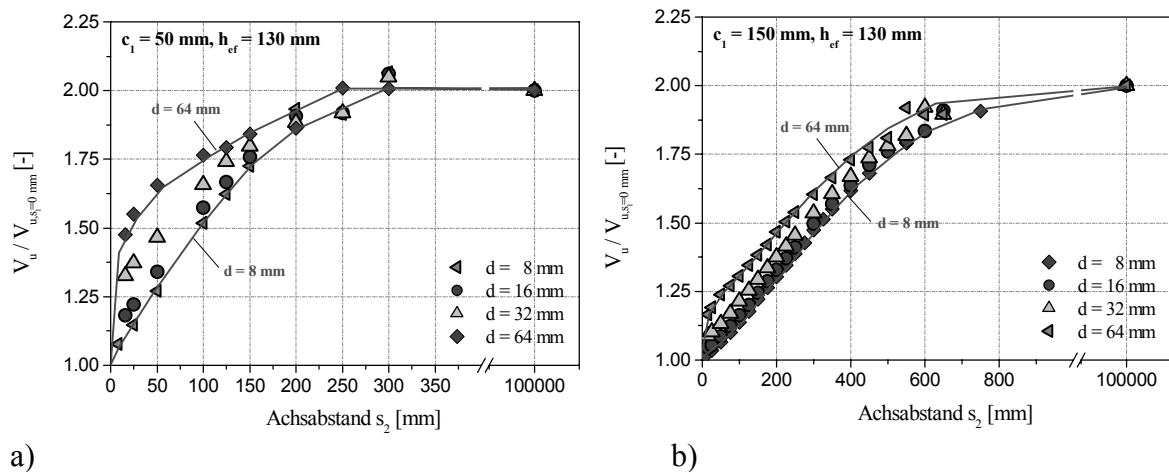


Abbildung 7-18: Einfluss des Achsabstandes auf die auf eine Einzelverankerung bezogene Bruchlast für verschiedene Durchmesser und a)  $c_1 = 50$  mm,  $h_{ef} = 130$  mm und b)  $c_1 = 150$  mm,  $h_{ef} = 130$  mm.

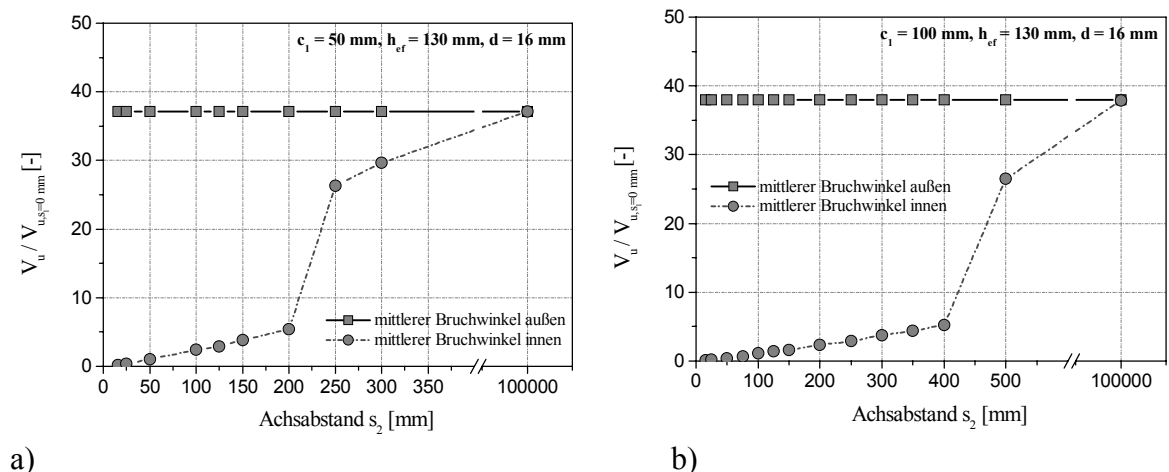


Abbildung 7-19: Mittlerer berechneter Bruchwinkel zwischen den beiden Anker und seitlich der Anker einer 2fach Befestigung am Bauteilrand mit a)  $c_1 = 50$  mm,  $h_{ef} = 130$  mm,  $d = 16$  mm und b)  $c_1 = 100$  mm,  $h_{ef} = 130$  mm,  $d = 16$  mm.

In Abbildung 7-20a und Abbildung 7-20b ist jeweils das mit dem bruchmechanischen Modell berechnete Verhältnis von Erstrisslast zu Bruchlast in Abhängigkeit des Achsabstandes  $s_2$  aufgetragen. Abbildung 7-20a zeigt die Rissneigung seitlich der 2fach Befestigung ( $h_{ef} = 130$  mm,  $d = 16$  mm,  $c_1 = 100$  mm) und Abbildung 7-20b die Rissneigung zwischen den beiden Anker.

Die Ergebnisse zeigen, dass die Rissneigungen am Rissufer 1 und Rissufer 2 ähnlich sind, wenn der Achsabstand  $s_2$  groß ist. Für kleine Achsabstände nimmt das Verhältnis von Erstrisslast zu Bruchlast am Rissufer 2 stark zu. Das Verhältnis beträgt für kleine Achsabstände der beiden Dübel am Rissufer (1) ca. 0,4 und 0,7 und am Rissufer (2) deutlich über 0,8. In diesem Fall kommt es zwischen den Anker stets zu einem instabilen Risswachstum und damit zu einem gemeinsamen Bruchkegel.

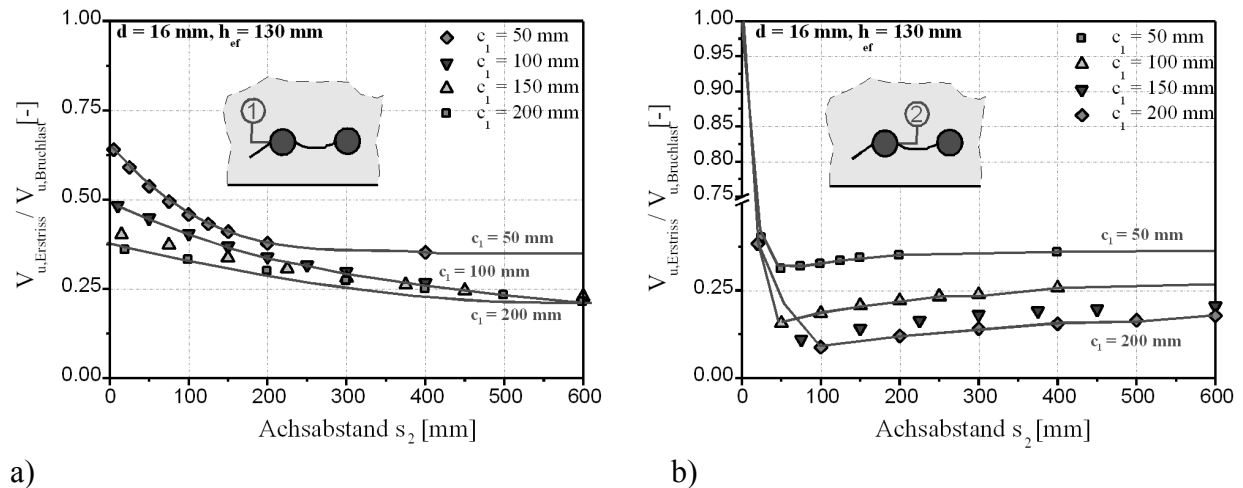


Abbildung 7-20: Verhältnis von Erstrisslast zu Bruchlast einer 2fach Befestigung ( $c_1 = 100$  mm,  $h_{ef} = 130$  mm,  $d = 16$  mm) am Bauteilrand, a) außerhalb und b) innerhalb der beiden Dübel.

### 7.3.4 Einfluss Achsabstand $s_1$

Abbildung 7-21 zeigt die Bruchlast des vorderen und hinteren Dübel einer 2fach Befestigung ( $d = 16$  mm) am Bauteilrand für die Verankerungstiefen  $h_{ef} = 65$  mm und  $h_{ef} = 130$  mm. Die Darstellung zeigt, dass mit wachsendem Achsabstand die Bruchlast des hinteren Dübel ansteigt und die des vorderen Dübel geringfügig abnimmt.

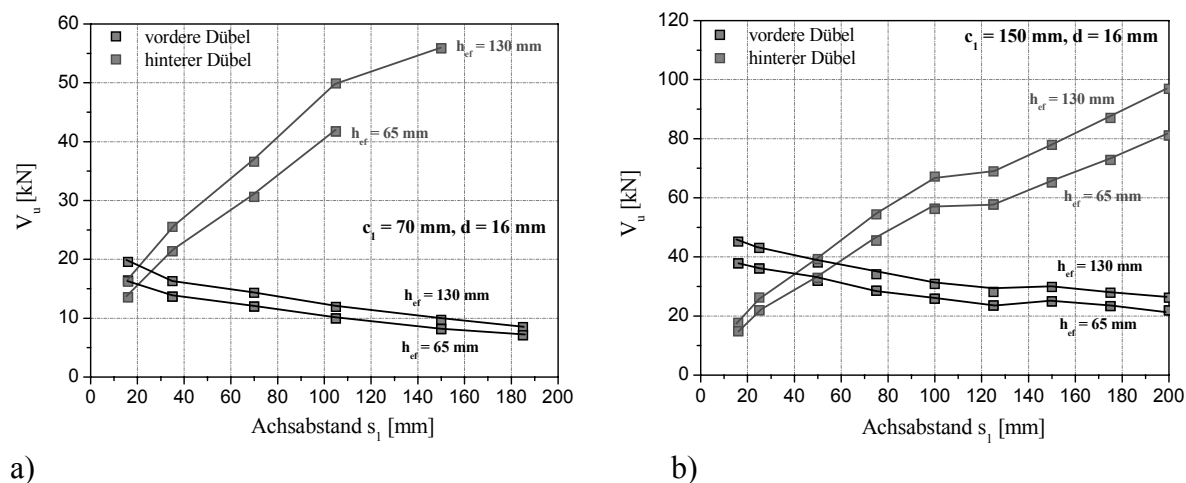


Abbildung 7-21: Einfluss des Achsabstandes  $s_1$  auf die Bruchlast des vorderen und hinteren Dübel einer 2fach Befestigung mit  $h_{ef} = 65$  mm und  $h_{ef} = 130$  mm am Bauteilrand mit a)  $c_1 = 70$  mm und b)  $c_1 = 150$  mm.

Die Abhängigkeit der Bruchlast des vorderen Dübel vom Achsabstand  $s_1$  ist darauf zurückzuführen, dass der vordere Dübel im Druckspannungsbereich des hinteren Dübel liegt und der

Riss „überdrückt“ wird. Dieses Verhalten wurde auch in den numerischen Untersuchungen beobachtet (Abschnitt 5.7).

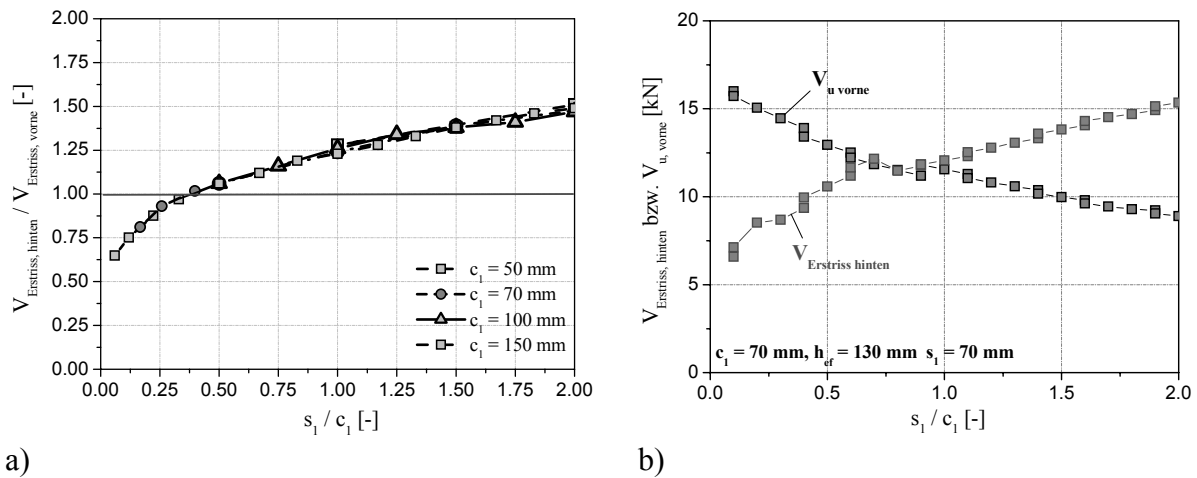


Abbildung 7-22: a) Verhältnis der Erstrisslast des hinteren Dübels zur Erstrisslast des vorderen Dübels in Abhängigkeit des Verhältnisses  $s_1 / c_1$  für verschiedene Randabstände und b) Erstrisslast des hinteren Dübels und Bruchlast des vorderen Dübels in Abhängigkeit des Verhältnisses  $s_1 / c_1$ .

In Abbildung 7-22a ist das Verhältnis von Erstrisslast des hinteren Dübels zur Erstrisslast des vorderen Dübels in Abhängigkeit von  $s_1 / c_1$  aufgetragen. Die Berechnungen zeigen, dass das Verhältnis für größer werdende Verhältnisse  $s_1 / c_1$  ansteigt und nahezu unabhängig vom Randabstand ist. Ab einem Verhältnis  $s_1 / c_1 > 0,4$  ist die Erstrisslast des hinteren Dübels größer als die Erstrisslast des vorderen Dübels, so dass sich zuerst am vorderen Dübel ein Anriss entwickelt. Für ein Verhältnis  $s_1 / c_1 < 0,4$  geht die Rissentwicklung vom hinteren Dübel aus, ohne dass am vorderen Dübel ein Anriss sichtbar wird.

### 7.3.5 Einfluss Belastungsrichtung

In Abbildung 7-23a sind die auf eine Belastungsrichtung  $\alpha = 0^\circ$  bezogenen Lasten einer 2fach Befestigung mit  $c_1 = 50 \text{ mm}$ ,  $d = 16 \text{ mm}$  und  $h_{\text{ef}} = 130 \text{ mm}$  in Abhängigkeit des Belastungswinkels für verschiedene Achsabstände  $s_2$  dargestellt.

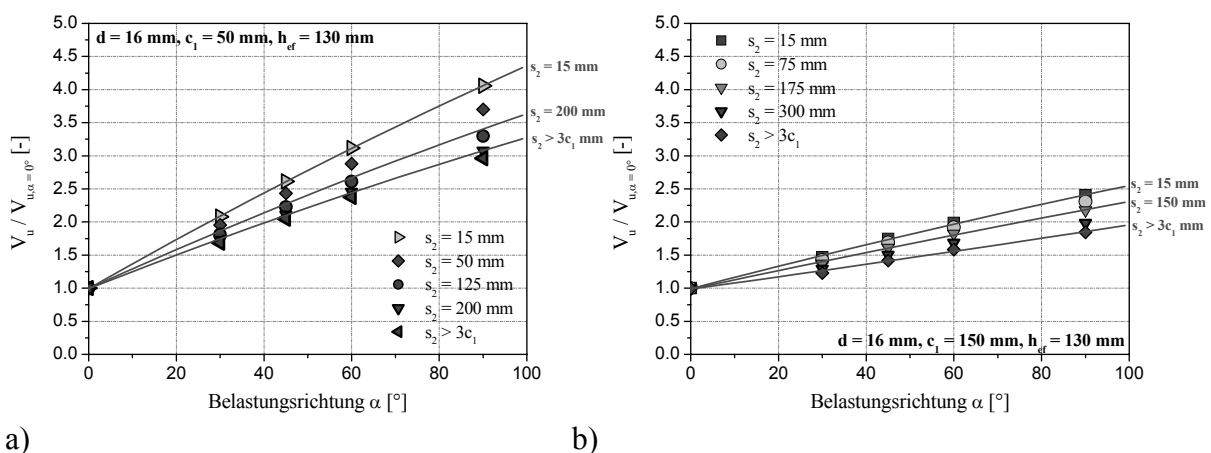


Abbildung 7-23: Einfluss der Belastungsrichtung auf die Bruchlast einer 2fach Befestigung am Bauteilrand für unterschiedliche Achsabstände  $s_2$ .

Zum Vergleich ist in Abbildung 7-23b die Zunahme der Bruchlasten für eine 2fach Befestigung mit  $c_1 = 150 \text{ mm}$ ,  $d = 16 \text{ mm}$  und  $h_{\text{ef}} = 130 \text{ mm}$  dargestellt. Die Bruchlasten steigen im Vergleich

zu einer 2fach Befestigung mit  $c_1 = 50$  mm weniger stark an und hängen damit nicht nur vom Belastungswinkel, sondern auch vom vorhandenen Rand- und Achsabstand ab. Das in Abbildung 7-23 dargestellte Verhalten kann in allen Berechnungen festgestellt werden, so dass die Ergebnisse sinngemäß auf beliebige 2fach Befestigungen übertragen werden können.

### 7.3.6 Last-Verschiebungsverhalten

In Abbildung 7-24a ist eine parallel zum Rand belastete 2fach Befestigung ( $d = 16$  mm,  $h_{ef} = 130$  mm) mit  $c_1 = 50$  mm und  $s_1 = 150$  mm dargestellt. Für Verankerungen ohne Lochspiel ergibt sich die Gesamtbruchlast durch eine direkte Überlagerung der Last Verschiebungskurven der einzelnen Anker. Wird ein Lochspiel von 2mm unterstellt, wird zunächst nur der vordere Anker belastet. Ab einer Gesamtverschiebung von mehr als 2mm wird der hintere Anker zur Lastabtragung herangezogen. Das Last- Verschiebungsverhalten der Gruppe kann durch die Überlagerung der Last- Verschiebungskurven des vorderen Ankers und der um 2 mm versetzten Last- Verschiebungskurve des hinteren Ankers (Abbildung 7-24a) abgeschätzt werden. Abbildung 7-24b zeigt die Berechnungen für verschiedene Lochspielgrößen.

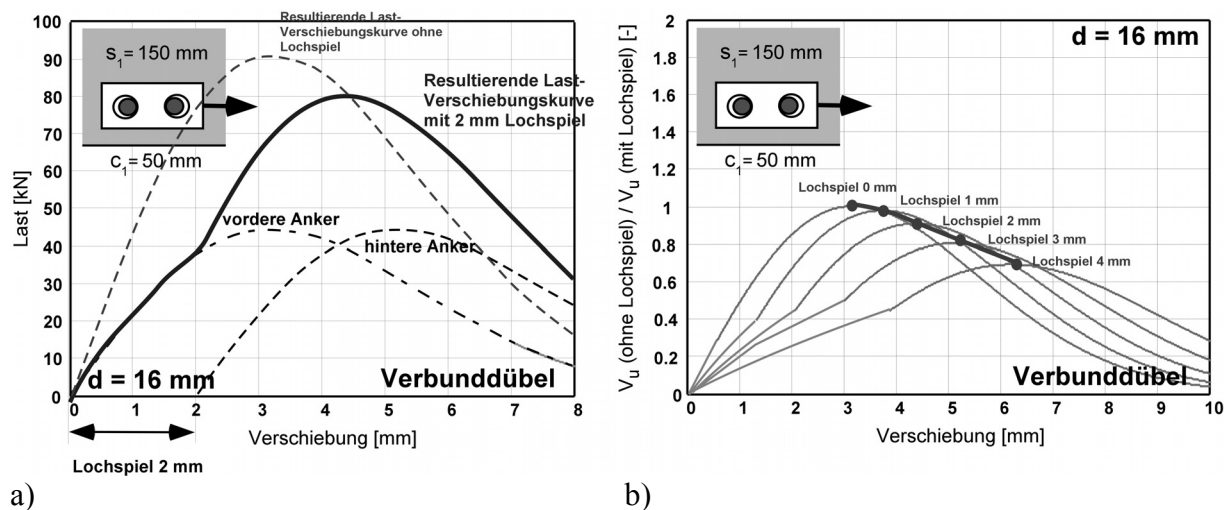


Abbildung 7-24: a) Überlagerung des Last- Verschiebungsverhaltens einer parallel zum Rand belasteten Verankerung und b) Einfluss des Lochspiels auf die Gruppentragfähigkeit einer parallel zum Rand belasteten 2fach Befestigung mit  $c_1 = 50$  mm,  $s_1 = 150$  mm und  $d = 16$  mm.

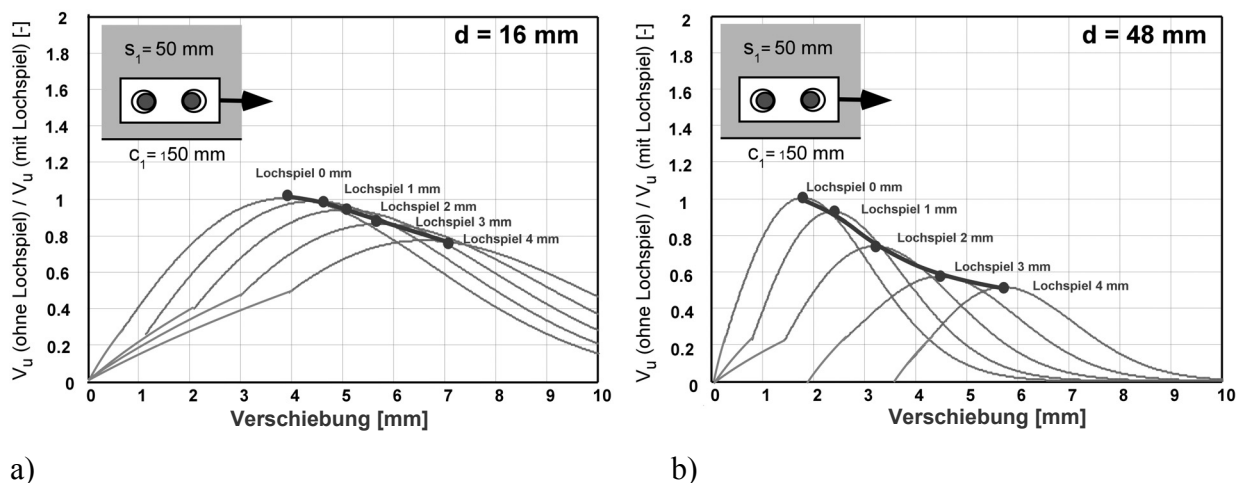


Abbildung 7-25: Einfluss des Lochspiels auf die Gruppentragfähigkeit einer parallel zum Rand belasteten 2fach Befestigung mit  $c_1 = 50$  mm,  $s_1 = 50$  mm für a)  $d = 16$  mm und b)  $d = 48$  mm.

Die Berechnungen zeigen, dass die Gesamtbruchlast einer Verankerung mit Lochspiel ca. 30% geringer ist als für eine Verankerung ohne Lochspiel. Ein ähnliches Verhalten zeigen auch die 2fach Verankerung mit  $s_2 = 50$  mm. In Abbildung 7-25a sind die Berechnungen mit einem Durchmesser  $d = 16$  mm, in Abbildung 7-25b mit einem Durchmesser  $d = 48$  mm dargestellt. Der Vergleich zeigt, dass die Bruchlasten bei einem Durchmesser  $d = 48$  mm aufgrund des steiferen Last- Verschiebungsverhaltens stärker abfallen, wenn das Lochspiel vergrößert wird.

## 7.4 Parameterstudie und Analyse der Ergebnisse bei Vierfachbefestigungen

### 7.4.1 Einfluss Dübeldurchmesser

In Abbildung 7-26a sind die Berechnungen für eine Verankerung mit  $c_1 = 50$  mm,  $h_{ef} = 130$  mm und  $s_2 = 25$  mm dargestellt. Aufgetragen sind die auf einen Dübeldurchmesser  $d = 8$  mm bezogenen Bruchlasten für unterschiedliche Achsabstände  $s_1$ . In Abbildung 7-26b sind die entsprechenden Ergebnisse für eine Verankerung mit  $c_1 = 150$  mm dargestellt. Die Berechnungen zeigen, dass der Einfluss des Dübeldurchmessers für alle Achsabstände  $s_1$  nahezu gleich ist. Für große Randabstände ist der Einfluss des Durchmessers in der Regel gering, so dass sich der Einfluss des Durchmessers kaum ändert.

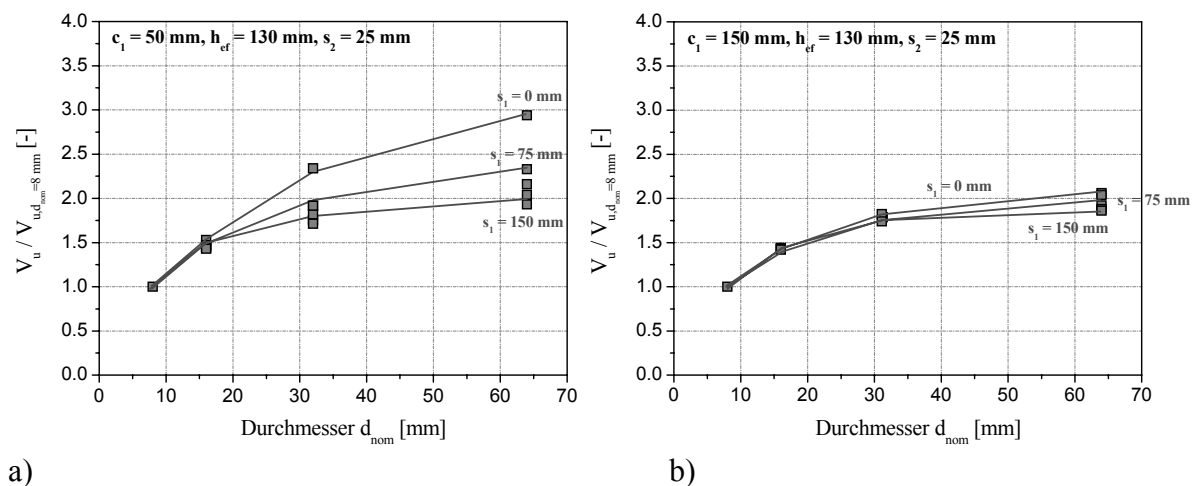


Abbildung 7-26: Einfluss des Dübeldurchmessers einer 4fach Befestigung ( $s_2 = 25$  mm  $h_{ef} = 130$  mm) für unterschiedliche Achsabstände  $s_1$  mit a)  $c_1 = 50$  mm, und b)  $c_1 = 150$  mm.

### 7.4.2 Einfluss Verankerungstiefe

In Abbildung 7-27a sind die Bruchlasten einer 4fach Befestigung am Bauteilrand mit  $c_1 = 50$  mm und  $s_1 = 100$  mm dargestellt. Die Bruchlasten steigen mit zunehmender Verankerungstiefe und zunehmendem Randabstand an. Bei einem Achsabstand  $s_2 = 100$  mm (Abbildung 7-27b) liegen die Bruchlasten über den Bruchlasten einer Verankerung mit  $s_2 = 50$  mm. Die Berechnungen zeigen, dass der Einfluss der Verankerungstiefe bei 4fach Befestigungen nahezu unabhängig vom Randabstand ist.

### 7.4.3 Einfluss Eckabstand

In Abbildung 7-28 sind die auf eine 4fach Befestigung ( $d = 16$  mm,  $h_{ef} = 130$  mm und  $s_2 = 50$  mm) am Bauteilrand bezogenen Bruchlasten in Abhängigkeit vom Verhältnis  $c_2 / c_1$  dargestellt. Die Berechnungen zeigen, dass die Abminderung der Bruchlast aufgrund einer Bauteil-ecke nahezu unabhängig vom Achsabstand  $s_1$  ist.

Mit kleiner werdendem Verhältnis  $c_2 / c_1$  nehmen die auch die Bruchlasten ab. Für  $c_2 = 0$  mm wird die rechnerische Bruchlast 0 kN, da der Dübel direkt an der Bauteilkante der Ecke liegt. In

diesem Fall kann der Dübel keine Last mehr übertragen, da es sofort zu einem instabilen Risswachstum kommt.

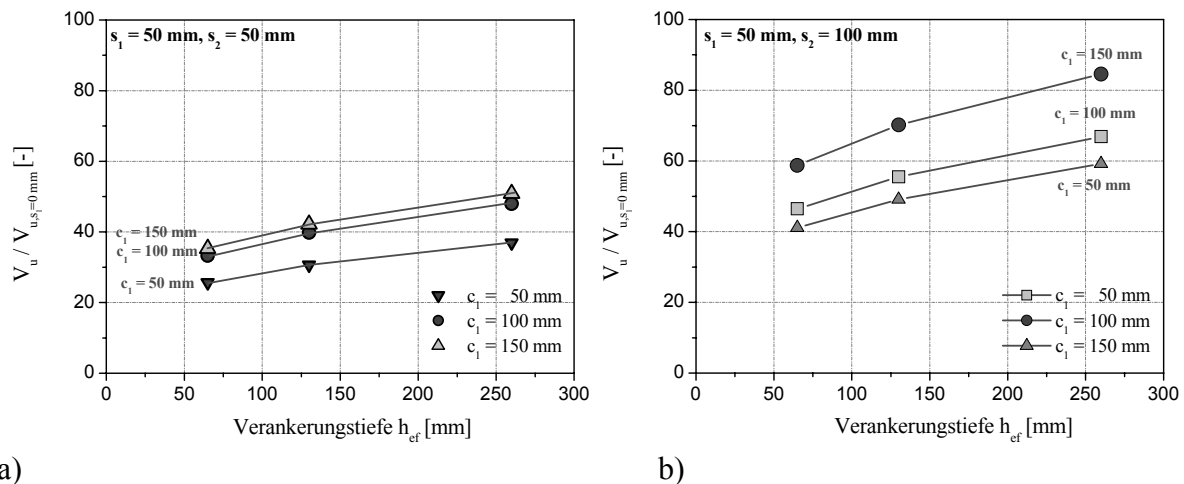


Abbildung 7-27: Einfluss der Verankerungstiefe auf die Bruchlast einer 4fach Befestigung mit a)  $c_1 = 50 \text{ mm}$  und  $s_2 = 100 \text{ mm}$  b) mit  $c_1 = 50 \text{ mm}$  und  $s_2 = 50 \text{ mm}$

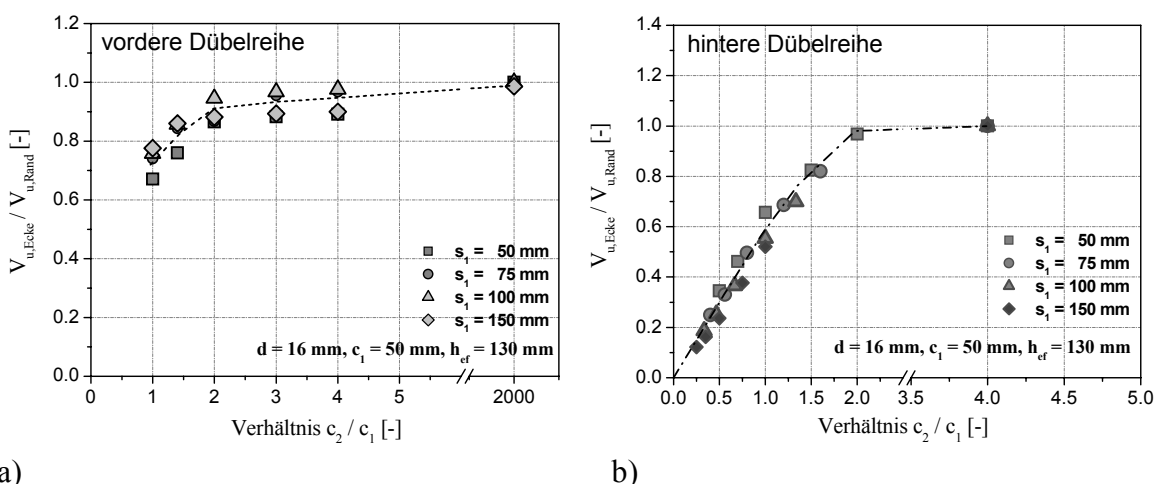


Abbildung 7-28: a) Einfluss des Verhältnisses  $c_2 / c_1$  auf die Bruchlast a) der vorderen Dübelreihe und b) der hinteren Dübelreihe einer 4fach Befestigung mit  $c_1 = 50 \text{ mm}$ ,  $h_{ef} = 130 \text{ mm}$ ,  $s_2 = 50 \text{ mm}$ .

#### 7.4.4 Einfluss Achsabstand $s_2$

In Abbildung 7-29a ist die auf einen Achsabstand  $s_2 = 250 \text{ mm}$  bezogene Bruchlast einer 4fach Befestigung mit  $c_1 = 50 \text{ mm}$  und  $s_1 = 0 \text{ mm}$  in Abhängigkeit des Achsabstandes  $s_2$  aufgetragen. Die Bruchlasten nehmen mit kleiner werdendem Achsabstand  $s_2$  ab, wobei die Abnahme für kleine Dübel Durchmesser stärker ist als für große Dübel Durchmesser.

Da für große Achsabstände  $s_1$  die hintere Dübelreihe für die Berechnung der Bruchlast maßgebend ist, wird der Einfluss des Dübel Durchmessers mit zunehmendem Achsabstand  $s_1$  geringer. Für einen Achsabstand  $s_1 = 150 \text{ mm}$  zeigen die in Abbildung 7-29b dargestellten Berechnungen, dass die Bruchlasten mit kleiner werdendem Achsabstand  $s_2$  unabhängig vom Durchmesser abnehmen.

In Abbildung 7-30 ist die auf einen kritischen Achsabstand  $s_{cr} = 3c_1$  bezogene Bruchlast für verschiedene Verhältnisse  $s_1 / c_1$  in Abhängigkeit des Achsabstandes  $s_2$  aufgetragen. Für kleine Ver-

hältnisse ist der Einfluss des Achsabstandes  $s_2$  demnach größer als für große Verhältnisse von  $s_1 / c_1$ .

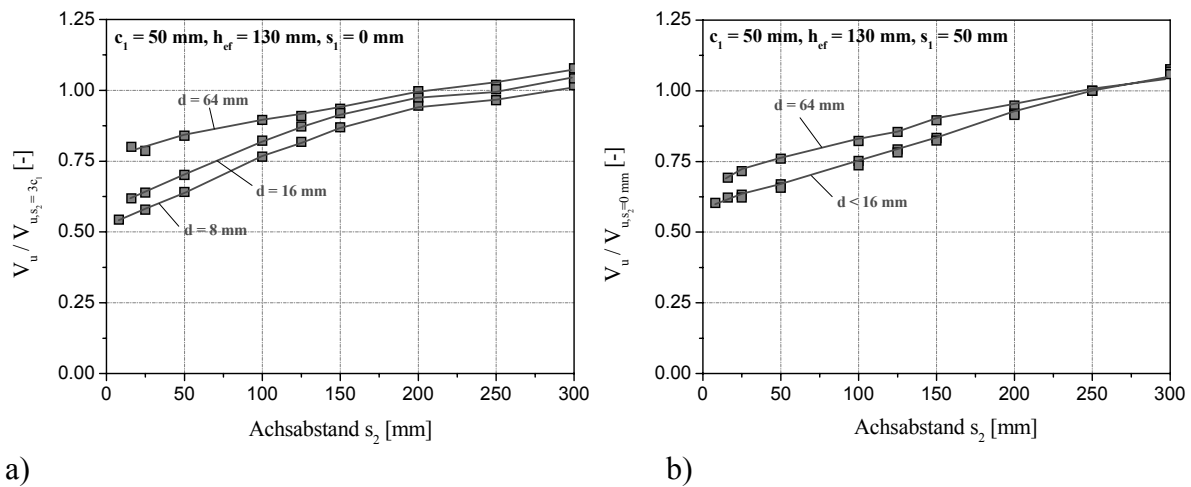


Abbildung 7-29: Einfluss des Achsabstandes  $s_2$  auf die bezogene Bruchlast einer 4fach Befestigung am Bauteilrand ( $d = 16 \text{ mm}$ ,  $h_{ef} = 130 \text{ mm}$ ,  $c_1 = 50 \text{ mm}$ ) mit a)  $s_1 = 0 \text{ mm}$  und b)  $s_1 = 50 \text{ mm}$  in Abhängigkeit des Durchmessers.

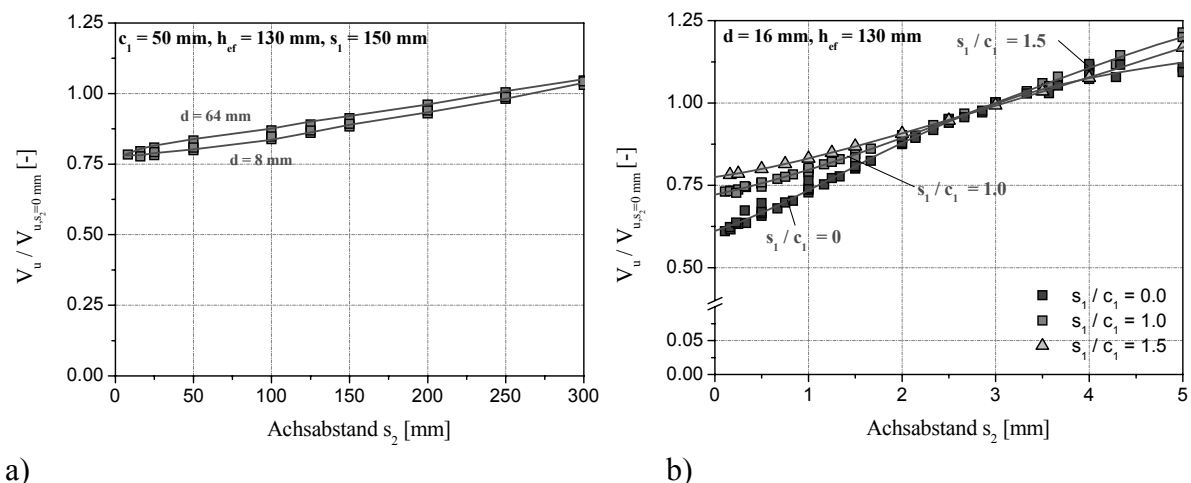
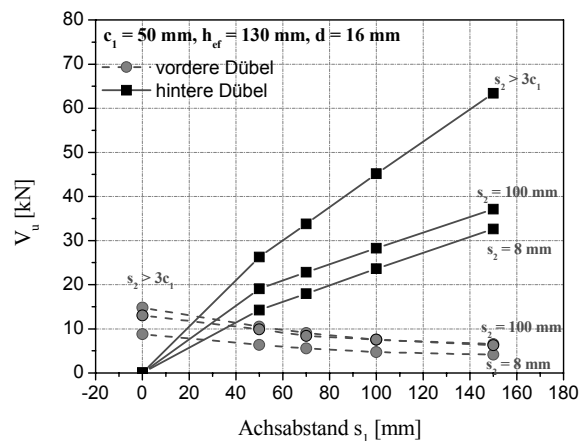
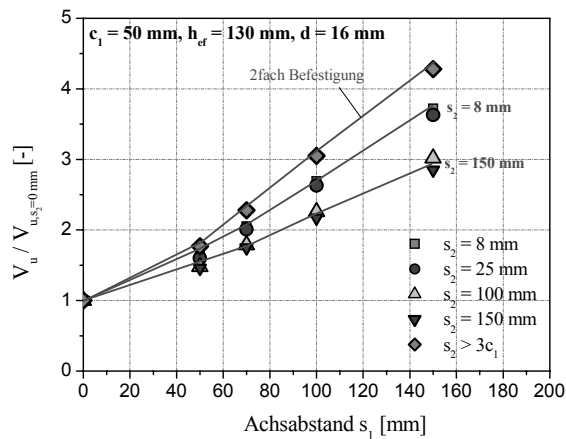


Abbildung 7-30: Einfluss des Achsabstandes  $s_2$  auf die bezogene Bruchlast einer 4fach Befestigung am Bauteilrand ( $d = 16 \text{ mm}$ ,  $h_{ef} = 130 \text{ mm}$ ,  $c_1 = 50 \text{ mm}$ ) mit a)  $s_1 = 150 \text{ mm}$  und b) für verschiedene Verhältnisse  $s_1 / c_1$ .

#### 7.4.5 Einfluss Achsabstand $s_1$

In Abbildung 7-31a sind die Bruchlasten einer 4fach Befestigung mit  $d = 16 \text{ mm}$ ,  $h_{ef} = 130 \text{ mm}$  und  $c_1 = 50 \text{ mm}$  auf die Bruchlast einer entsprechenden 2fach Verankerung ( $s_1 = 0 \text{ mm}$ ) bezogen und in Abhängigkeit vom Achsabstand  $s_1$  aufgetragen. Die Darstellung zeigt, dass die Bruchlasten für kleine Achsabstände  $s_2$  stärker zunehmen als für große. Werden die Ergebnisse einer 4fach Befestigung mit  $d = 16 \text{ mm}$ ,  $h_{ef} = 130 \text{ mm}$  und  $c_1 = 100 \text{ mm}$  betrachtet (Abbildung 7-32) ist zu erkennen, dass der Einfluss des Achsabstandes  $s_1$  nahezu unabhängig vom Achsabstand  $s_2$  ist.



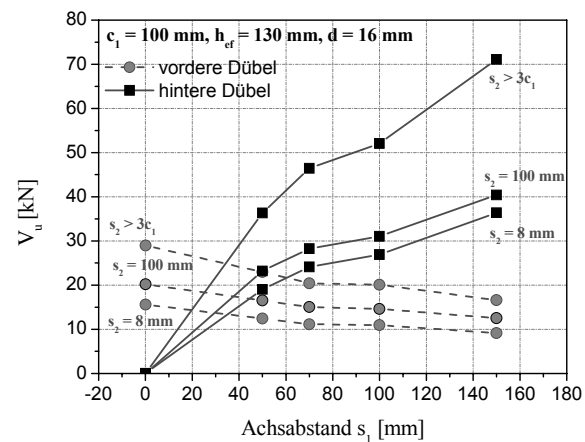
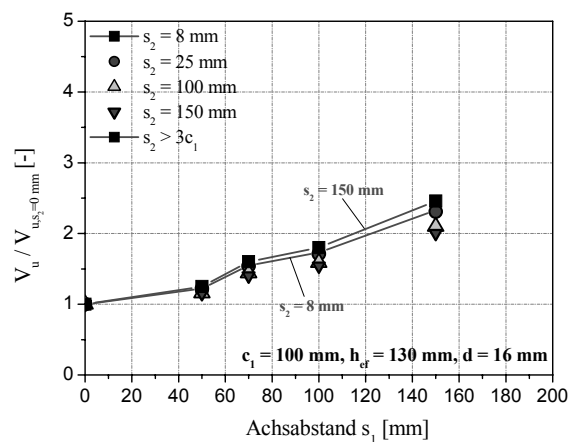


a)

b)

Abbildung 7-31: a) Einfluss des Achsabstandes  $s_1$  einer 4fach Befestigung am Bauteilrand ( $d = 16$  mm,  $h_{ef} = 130$  mm,  $c_1 = 50$  mm) auf die bezogene Bruchlast ( $s_1 = 0$  mm) für verschiedene Achsabstände  $s_2$  b) Bruchlasten des vorderen und hinteren Dübel einer 4fach Befestigung ( $d = 16$  mm,  $c_1 = 50$  mm,  $h_{ef} = 130$  mm) in Abhängigkeit von  $s_1$  für verschiedene Achsabstände  $s_2$ .

Die Bruchlast der hinteren Dübelreihe steigt mit zunehmendem Achsabstand  $s_1$  stark an. Bei kleinen Achsabständen  $s_1$  haben die hinteren Dübel einen Einfluss auf das Tragverhalten der vorderen Dübel. Die Rissentwicklung wird durch die eingeleitete Druckkraft der hinteren Dübel verzögert. Mit zunehmendem Achsabstand  $s_1$  wird dieser Einfluss geringer und die Druckspannungen im Beton beeinflussen die Rissentwicklung der vorderen Dübelreihe nicht mehr. Dieses Verhalten wurde auch in den numerischen Berechnungen beobachtet.



a)

b)

Abbildung 7-32: a) Einfluss des Achsabstandes  $s_1$  einer 4fach Verankerung auf die bezogene Bruchlast ( $s_1 = 0$  mm) und b) auf den Bruchlasten des vorderen und hinteren Dübel einer 4fach Befestigung ( $d = 16$  mm,  $c_1 = 100$  mm,  $h_{ef} = 130$  mm) in Abhängigkeit des Achsabstandes  $s_1$  für verschiedene Achsabstände  $s_2$ .

In Abbildung 7-33a sind die mittleren Bruchwinkel in Abhängigkeit des Achsabstandes  $s_1$  dargestellt. Die Ergebnisse zeigen, dass der mittlere Bruchwinkel für kleine Achsabstände  $s_2$  zwischen den Ankern flacher verläuft.

In Abbildung 7-33b ist das Verhältnis von Erstrisslast der hinteren Dübelreihe zur Erstrisslast der vorderen Dübelreihe in Abhängigkeit von  $s_1 / c_1$  aufgetragen. Die Berechnungen zeigen, dass ab einem Verhältnis  $s_1 / c_1 = 0,5$  die Erstrisslast der hinteren Dübelreihe größer ist als die der

vorderen Dübelreihe, so dass ab  $s_1 / c_1 > 0,5$  an der vorderen Dübelreihe ein Riss sichtbar wird. Dieses Verhalten zeigen auch die numerischen und experimentellen Untersuchungen.

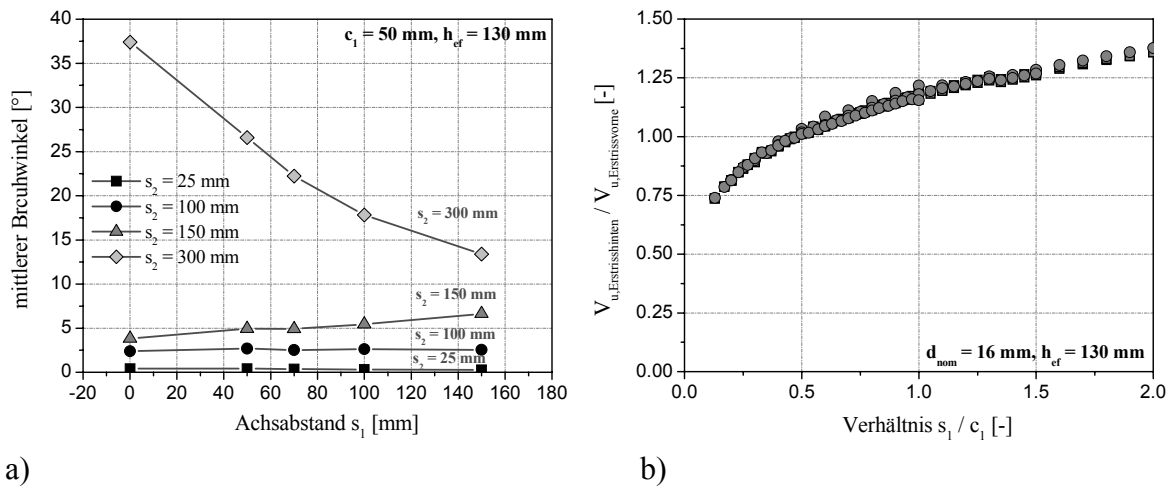


Abbildung 7-33: Mittlerer Bruchwinkel einer 4fach Befestigung zwischen den Anker in Abhängigkeit des Achsabstandes  $s_1$  für unterschiedliche Achsabstände  $s_2$  mit  $d = 16$  mm,  $c_1 = 50$  mm und  $h_{ef} = 130$  mm und b) Verhältnis von Erstrisslast zu Bruchlast in Abhängigkeit von  $s_1 / c_1$ .

#### 7.4.6 Einfluss Belastungsrichtung

In Abbildung 7-34a sind die auf eine Belastungsrichtung  $\alpha = 0^\circ$  (senkrecht zum Rand) bezogenen Bruchlasten einer 4fach Befestigungen ( $d = 16$  mm,  $h_{ef} = 130$  mm,  $c_1 = 70$  mm,  $c_2 = 70$  mm,  $c_1 = 70$  mm,  $c_2 = 150$  mm) in Abhängigkeit von  $\alpha$  aufgetragen. Abbildung 7-34b zeigt die entsprechenden Berechnungen für Verankerungen mit einem Eckabstand  $c_2 = 150$  mm.

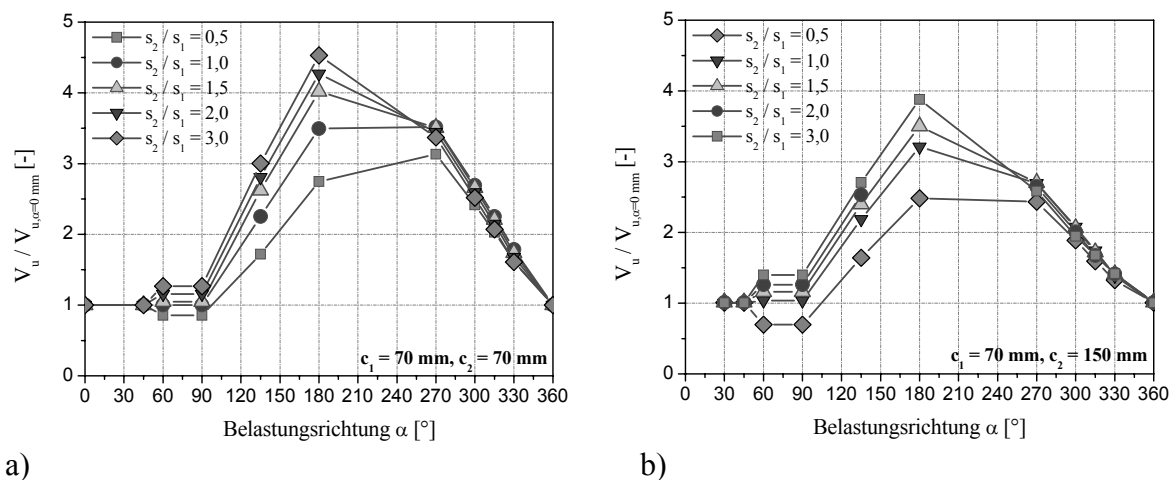


Abbildung 7-34: Einfluss der Belastungsrichtungen auf die bezogene Bruchlast ( $\alpha = 0^\circ$ ) einer 4fach Befestigungen in der Bauteilecke mit a)  $c_1 = 70$  mm,  $c_2 = 70$  mm und b)  $c_1 = 70$  mm,  $c_2 = 150$  mm für verschiedene Verhältnisse  $s_2 / s_1$ .

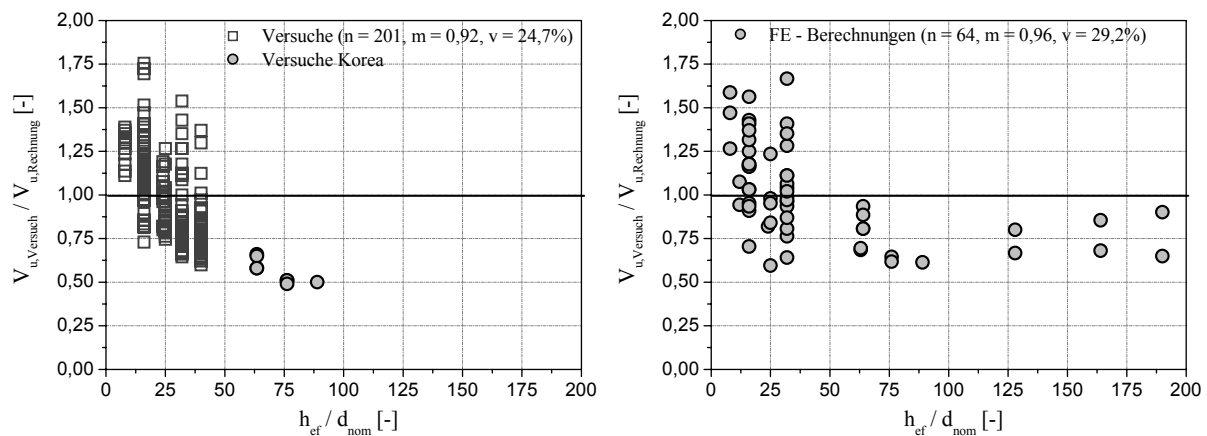
Die Ergebnisse zeigen, dass die Bruchlast für eine Belastung zur Ecke hin ( $\alpha = 0^\circ$  bis  $\alpha = 90^\circ$ ) nahezu konstant bleibt. Für Belastungsrichtungen  $\alpha > 90^\circ$  steigen die Bruchlasten stark an und werden für eine Belastungsrichtung zwischen  $180^\circ$  und  $270^\circ$  maximal. Der Einfluss der Belastungsrichtung wird mit kleiner werdendem Verhältnis  $s_2 / s_1$  geringer (Abbildung 7-34) und hängt stark von den Rand- und Achsabständen ab.

## 8 Bemessung von Befestigungen unter Querlast

### 8.1 Allgemeines

Ziel ist es, ein Modell für die Bemessung von Befestigungen unter Querlast zu entwickeln, welches das Tragverhalten bei beliebiger Querbelastung und, oder Torsionsbeanspruchung ausreichend genau beschreibt und möglichst wenigen Anwendungsgrenzen unterliegt. Grundsätzlich wird vom CC-Verfahren ausgegangen, allerdings zeigen die Untersuchungen in den Abschnitten 4 bis 7 dass in folgenden Fällen Verbesserungen erforderlich sind.

- Die Grundgleichung zur Berechnung der Betonkantenbruchlast eines senkrecht zum Rand belasteten Einzeldübels zeigt eine zufriedenstellende Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen von *Fuchs, Eligehausen (1995)* und *Fuchs, Eligehausen, Breen (1994)*, wenn die Anwendungsgrenzen ( $d \leq 25 \text{ mm}$ ,  $h_{ef} / d \leq 8$ ) eingehalten werden (Abbildung 8-1a). Demgegenüber ergeben sich außerhalb des Anwendungsbereiches Bruchlasten, die bis zu 30% über den in den Versuchen (Abbildung 8-1a, Versuche Korea) und numerischen Simulationen ermittelten Bruchlasten liegen (Abbildung 8-1b). Um die Anwendungsgrenzen zu erweitern muss die Grundgleichung verbessert werden.
- Für Gruppenverankerungen mit senkrecht zum Rand angeordneten und belasteten Dübeln muss das bestehende Verfahren erweitert werden, da es bisher kein Ansatz zur Berücksichtigung der Tragfähigkeit in Abhängigkeit vom Achsabstand  $s_1$  gibt.
- Der Einfluss der Bauteildicke bei der Berechnung der Bruchlasten nach dem CC-Verfahren liegt auf der sicheren Seite. Um eine bessere Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen und den numerischen Berechnungen zu bekommen ist der bestehende Ansatz zu modifizieren.
- Der Einfluss der Belastungsrichtung bei Einzel- und Gruppenverankerungen wird durch das CC-Verfahren in der Regel weit auf der sicheren Seite berücksichtigt. Hier ist ein neuer Ansatz zu entwickeln.
- Gruppenverankerungen unter Torsionsbelastung dürfen nicht mit dem CC-Verfahren berechnet werden. Hier ist ein neuer Ansatz zu entwickeln.



a) b)  
**Abbildung 8-1: Vergleich der a) experimentellen und b) numerischen Bruchlasten mit den rechnerischen Bruchlasten nach dem CC-Verfahren.**

Der Einfluss einer Bauteilecke sowie der Einfluss des Achsabstandes  $s_2$  werden durch den bisherigen Ansatz ausreichend genau erfasst (siehe Abschnitt 5 und 6). Der Einfluss einer Oberflä-

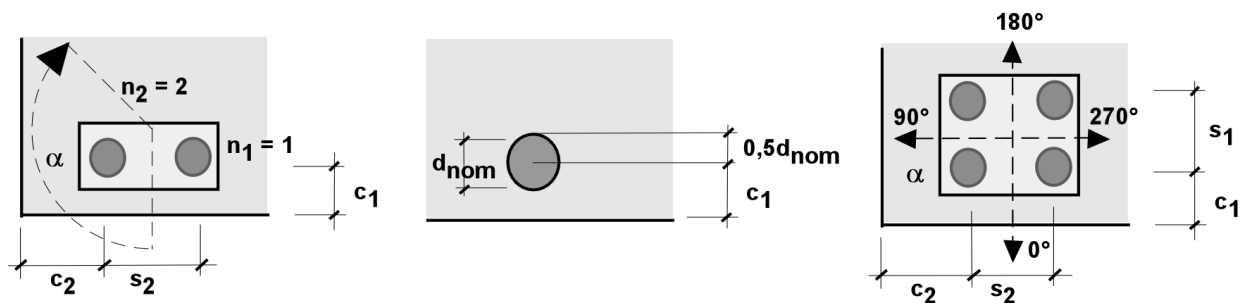
chennahen Bewehrung, sowie der Einfluss von gerissenem Beton wurden im Rahmen dieser Arbeit nicht untersucht. Hier werden existierende Modelle verwendet.

## 8.2 Berechnung von Befestigungen

### 8.2.1 Definitionen und Bezeichnungen

#### 8.2.1.1 Definition der Abstände und Richtungen

Für die Berechnung einer Verankerung werden die in Abbildung 8-2 dargestellten Definitionen und Bezeichnungen verwendet. Die Bezeichnung der Hauptrichtungen  $0^\circ$ ,  $90^\circ$ ,  $180^\circ$  und  $270^\circ$  mit den zugehörigen Widerständen orientieren sich am Bauteilrand  $c_1$  und einer evtluell vorhandenen Ecke  $c_2$ . Der Winkel  $\alpha_V$  der angreifenden Last wird dabei stetes ausgehend vom Rand  $c_1$  in Richtung Ecke  $c_2$  ermittelt (Abbildung 8-2a/c). Die Exzentrizität  $e_V$  der angreifenden Last muss auf den Schwerpunkt der Gruppenverankerung bezogen werden.



**Abbildung 8-2:** Definitionen des a) Belastungswinkels, der Anzahl der Dübel, b) der geometrischen Abstände und c) der Lastrichtungen für die Berechnung und Bemessung einer Verankerung..

Der Randabstand  $c_1$  ist als Abstand zwischen Dübelachse und Bauteilrand definiert (Abbildung 8-2b). Dies gilt entsprechend für den Eckabstand  $c_2$  und sinngemäß für weitere Ränder.

#### 8.2.1.2 Definition der Anzahl mitwirkender Dübel

Für die Berechnung dürfen, abhängig von der Versagensart und den Randbedingungen, nur die lastabtragenden Dübel berücksichtigt werden. Die Gesamtanzahl der Dübel ( $n_{ges} = n_1 \cdot n_2$ ) einer Verankerung ergibt sich aus der Anzahl der hintereinander angeordneten Dübel ( $n_1$ ) multipliziert mit der Anzahl der nebeneinander angeordneten Dübel ( $n_2$ ). Die Anzahl der lastabtragenden Dübel ( $n$ ) hängt von der Belastungsrichtung, dem Last- Verschiebungsverhalten und dem vorhandenen Lochspiel ab.

Bei Stahlversagen oder Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite zeigen die experimentellen und numerischen Untersuchungen (Abschnitt 5 und 6), dass die Bruchverschiebung in den meisten Fällen größer ist als das zulässige Lochspiel  $d_{f1}$  nach *CEN TS (2005)*.

Dies ist für ein Versagen infolge Betonkantenbruch nicht der Fall, so dass nach einem Versagen der vorderen Dübel die Last vollständig auf die hinteren Dübel umgelagert wird. Die vorderen Dübel dürfen in diesem Fall nicht mehr für die Lastabtragung herangezogen werden. Dies gilt auch dann, wenn bei der Berechnung eine Lastumlagerung auf die hinteren Dübel planmäßig angesetzt wird. Die Anzahl der wirksamen Dübel ist daher wie folgt anzunehmen:

- Wenn Stahlversagen oder Pryout für das Versagen der Gruppe maßgebend wird, sind alle Dübel als lastabtragend anzunehmen. Die Anzahl der wirksamen Dübel beträgt  $n = n_1 \cdot n_2$ .

- Wenn Betonkantenbruch für das Versagen der Gruppe maßgebend und die Verankerung senkrecht zum Rand belastet wird sind
  - a) alle Dübel als lastabtragend anzunehmen, wenn für Betonkantenbruch die doppelte Bruchlast vordere Dübel als maßgebend angenommen wird. Die Anzahl der wirksamen Dübel beträgt  $n = n_1 \cdot n_2$  (Abbildung 8-3a/c).
  - b) nur die hinteren Dübel als lastabtragend anzunehmen, wenn für Betonkantenbruch die 1fache Bruchlast der hinteren Dübel als maßgebend angenommen wird. Die Anzahl der wirksamen Dübel beträgt  $n = 1 \cdot n_2$ . Zusätzlich muss für die vorderen Anker ein Gebrauchstauglichkeitsnachweis durchgeführt werden (Abbildung 8-3b/d).
  - c) nur die hinteren Dübel als lastabtragend anzunehmen, wenn die vorderen Dübel aufgrund planmäßiger Langlöcher in Belastungsrichtung keine Lasten aufnehmen.
- Wenn Betonkantenbruch für das Versagen der Gruppe maßgebend und die Verankerung parallel oder entgegen den Bauteilrand belastet wird sind alle Dübel als lastabtragend anzunehmen. Die Anzahl der wirksamen Dübel beträgt  $n = n_1 \cdot n_2$ .
- Wenn Betonkantenbruch für Versagen der Gruppe maßgebend und die Verankerung mit einem Torsionsmoment belastet wird sind alle Dübel als lastabtragend anzunehmen. Die Anzahl der wirksamen Dübel beträgt  $n = n_1 \cdot n_2$ .

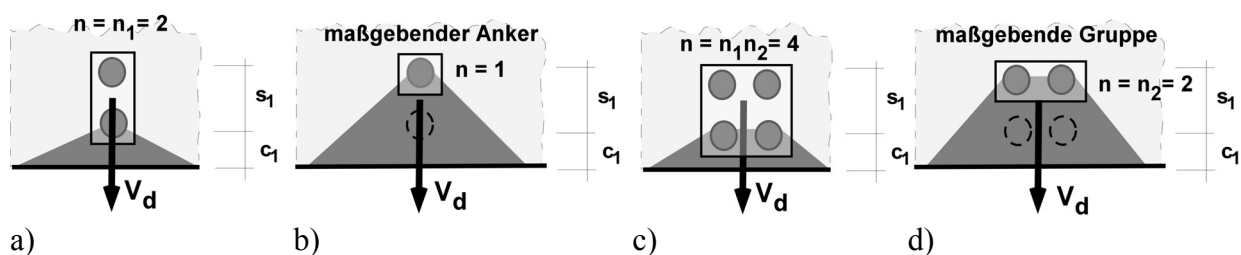


Abbildung 8-3: Exemplarische Darstellung der möglichen Bruchkegel sowie die Anzahl der wirksamen Dübel einer Gruppenverankerung mit 2 Dübeln (a, b) und 4 Dübeln (c, d).

Versuche mit Gruppenbefestigungen zeigen, dass nicht beliebig viele Dübel für die Lastabtragung herangezogen werden können, da mit zunehmender Anzahl hintereinander liegender Dübel eine gleichmäßige Belastung nicht mehr gewährleistet ist. Die in den folgenden Abschnitten abgeleiteten Gleichungen gelten daher nur für Verankerungen mit  $n_1 \leq 3$  und  $n_2 \leq 3$ . Für Verankerungen mit mehr als drei hintereinander und, oder nebeneinander angeordneten Dübeln müssen zusätzliche, ingenieurmäßige Annahmen getroffen werden.

## 8.2.2 Berechnung bei Versagen infolge Betonkantenbruch

### 8.2.2.1 Mittlere Bruchlast für eine Belastung senkrecht zum Rand

Die mittlere Betonkantenbruchlast für eine Belastung senkrecht zum Bauteilrand erfolgt analog dem CC-Verfahren. Im Vergleich zum CC-Verfahren ist Gleichung (8.1) um den Faktor  $\psi_{f,V}$  erweitert, um den Einfluss der Einspannung der Verankerung zu berücksichtigen (siehe Abschnitte 4.3.42, 5.5.3.1 und 6.5.1.3).

$$V_{u,c,\perp} = V_{u,c,\perp}^0 \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,v}^0} \cdot \psi_{s,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot \psi_{cl,c,\perp} \cdot \psi_{ucr,V} \cdot \psi_{f,V} \quad (8.1)$$

Die einzelnen Einflussfaktoren in Gleichung (8.1) werden im folgenden ausführlich beschrieben und erfassen die nachfolgend aufgeführten Einflüsse auf die Bruchlast einer senkrecht zum Rand belasteten Gruppe.

$V_{u,c,\perp}^0$	Mittlere Bruchlast eines ungestörten Einzeldübels [N].
$A_{c,V}$	Vorhandene projizierte Bruchfläche [mm <sup>2</sup> ].
$A_{c,V}^0$	Projizierte Bruchfläche eines ungestörten Einzeldübels [mm <sup>2</sup> ].
$\psi_{s,V}$	Abminderung infolge eines unsymmetrischen Spannungszustandes [-].
$\psi_{h,V}$	Erhöhungsfaktor zur Berücksichtigung der Bauteildicke [-].
$\psi_{cl,c,\perp}$	Erhöhungsfaktor zur Berücksichtigung der Gruppentragfähigkeit für $n_1 > 1$ [-].
$\psi_{ucr,V}$	Erhöhungsfaktor zur Berücksichtigung von Bewehrung [-].
$\psi_{f,V}$	Erhöhungsfaktor zur Berücksichtigung einer Einspannung am Dübelkopf [-]

**Bemerkung:** Die Einflussfaktoren für die Belastungsrichtung  $\psi_{\alpha,V}$  und die Exzentrizität  $\psi_{ec,V}$  nach dem CC-Verfahren entfallen in Gleichung (8.1), da beide Einflüsse mit Hilfe einer Interaktion auf der Einwirkungsseite berücksichtigt werden.

#### 8.2.2.1.1 Mittlere Bruchlast einer Einzelbefestigung bei Belastung senkrecht zum Bauteilrand

Aufgrund der Untersuchungen zu Einzelbefestigungen am Bauteilrand in einem ausreichend dicken Bauteil wird die Grundgleichung eines Einzeldübels nach dem CC-Verfahren modifiziert. Die modifizierte Grundgleichung berücksichtigt, dass der Einfluss des Durchmessers und der Einfluss der Verankerungstiefe jeweils vom Randabstand abhängen (siehe Abschnitte 5.5.3.2, 5.5.3.3 und Abschnitte 6.5.3.2, 6.5.3.3). Es wird vorgeschlagen, die Bruchlast einer ungestörten Einzelverankerung am Bauteilrand mit Gleichung (8.2) zu berechnen.

$$V_{u,c,\perp}^0 = 3 \cdot c_1^{1,5} \cdot d_{nom}^\alpha \cdot l_f^\beta \cdot \sqrt{f_{cc,200}} \quad [\text{N}] \quad (8.2)$$

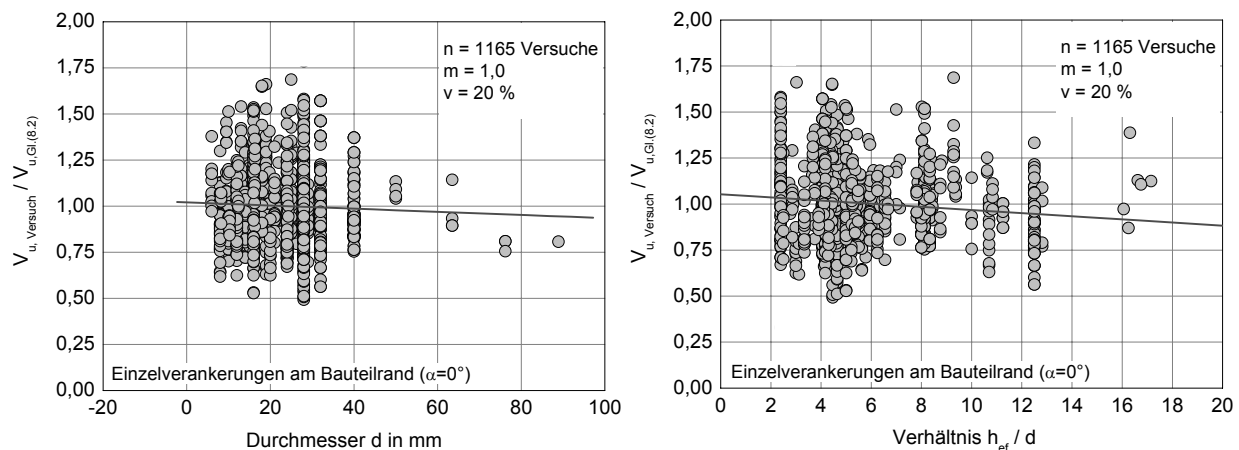
Die Potenzen  $\alpha$  und  $\beta$  sind nach Gleichung (8.2a) und (8.2b) anzunehmen.

$$\alpha = 0,1 \cdot \left(\frac{l_f}{c_1}\right)^{0,5} \quad [-] \quad (8.2a)$$

$$\beta = 0,1 \cdot \left(\frac{d_{nom}}{c_1}\right)^{0,2} \quad [-] \quad (8.2b)$$

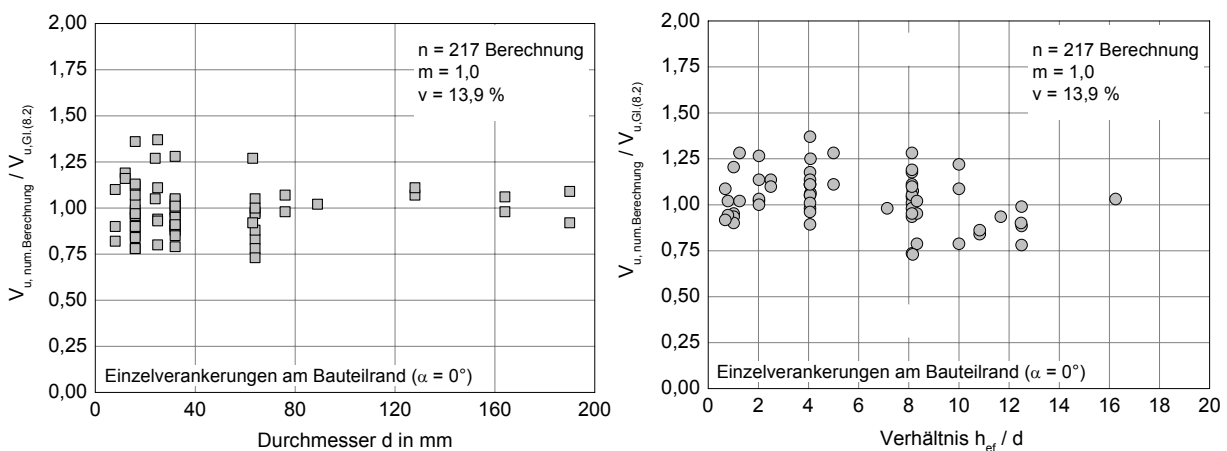
mit	$d_{nom}$	Außendurchmesser des Dübels	[mm]
	$l_f$	wirksame Lasteinleitungslänge	[mm]
	$c_1$	Randabstand	[mm]
	$f_{cc,200}$	mittlere Betonwürfeldruckfestigkeit	[N/mm <sup>2</sup> ]

In Abbildung 8-4 sind die Verhältnisse der Versuchslasten zu den rechnerischen Bruchlasten nach Gleichung (8.2) aufgetragen. Der Vergleich zeigt, dass der Einfluss des Durchmessers (Abbildung 8-4a) brauchbar erfasst wird. Für Durchmesser  $d > 65$  mm sind die Bruchlasten in den Versuchen tendenziell geringer als die rechnerischen Bruchlasten. Gleichung (8.2) darf daher nur für Verankerungen mit einem Durchmesser  $d = 65$  mm angewandt werden. Abbildung 8-4b zeigt die entsprechenden Verhältniswerte in Abhängigkeit von  $h_{ef}/d$ . Die Darstellung verdeutlicht, dass für Versuche mit  $h_{ef}/d < 16$  die rechnerischen Bruchlasten brauchbar mit den Versuchslasten übereinstimmen.



a) b)  
**Abbildung 8-4: Verhältnisse aus Versuchslasten zu den rechnerischen Bruchlasten nach Gleichung (8.2) aufgetragen über a) dem Durchmesser und b) dem Verhältnis  $h_{ef} / d$ .**

In den numerischen Berechnungen werden Durchmesser bis  $d = 190$  mm untersucht. Allerdings ist in diesen Fällen das Verhältnis  $h_{ef} / d$  teilweise kleiner als 1,0. Mit Gleichung (8.2) können demnach auch Verankerungen mit  $d > 65$  mm berechnet werden, wenn die Verankerungstiefe  $h_{ef} < 130$  mm ist.



a) b)  
**Abbildung 8-5: Verhältnisse aus numerisch ermittelten Bruchlasten zu den rechnerischen Bruchlasten nach Gleichung (8.2) aufgetragen über a) dem Durchmesser und b) dem Verhältnis  $h_{ef} / d$ .**

### 8.2.2.1.2 Einfluss von Achs- und Eckabstand

Der Einfluss einer vorhandenen Bauteillecke oder mehrerer nebeneinander liegender Kopfbolzen bzw. Dübeln wird über die vorhandene projizierte Bruchfläche berücksichtigt. Die Bruchlasten ergeben sich im Verhältnis zu der vorhandenen Bruchfläche einer ungestörten Einzelbefestigung am Bauteilrand. Die Berechnung der projizierten Flächen erfolgt nach Gleichung (8.3):

$$A_{c,V}^0 = 4,5 \cdot c_1^2 \quad (8.3)$$

$$A_{c,V} = h \cdot (1,5 \cdot c_1 + c_2 + s_2) \quad \text{mit } h \leq 1,5 \cdot c_1; c_2 \leq 1,5 \cdot c_1; s_2 \leq 3,0 \cdot c_1$$

$A_{c,V}^0$  projizierte Fläche des Betonausbruchkörpers einer Einzelbefestigung bei vollständiger Ausbildung des Ausbruchkörpers [mm<sup>2</sup>].

$A_{c,V}$  projizierte Fläche des Betonausbruchkörpers der Befestigung. Sie wird begrenzt durch die Überschneidung der einzelnen Ausbruchkörper ( $s < 1,5c_1$ ) sowie durch Bauteilränder ( $c_2 < 1,5c_1$ ) und durch die Bauteildicke ( $h < 1,5c_1$ ) [mm<sup>2</sup>].

$c_2$  Abstand zum Rand parallel zur Lastrichtung [mm].

In Abbildung 8-6 sind exemplarisch Beispiele für die Berechnung der projizierten Flächen einer Einzelbefestigung im Bereich einer Bauteilecke (Abbildung 8-6a), einer 2fach Befestigung am Bauteilrand (Abbildung 8-6b), sowie einer 4fach Befestigung am Bauteilrand (Abbildung 8-6c) dargestellt.

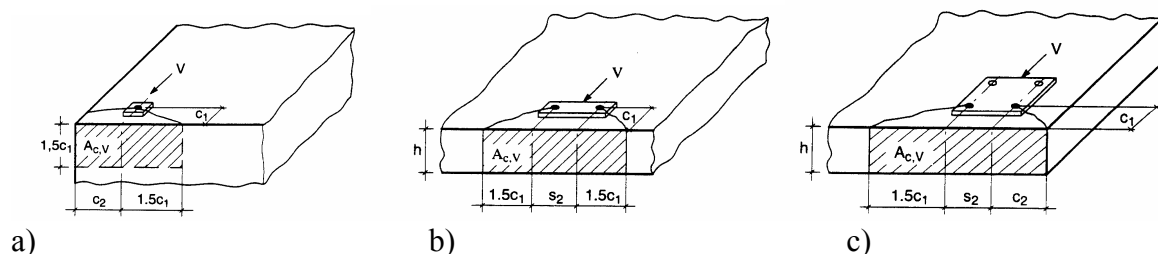


Abbildung 8-6: Projizierte Flächen einer a) Einzelbefestigung in der Bauteilecke, b) einer 2fach Befestigung am Bauteilrand und c) einer 4fach Befestigung in der Bauteilecke (Eligehausen, Malle (2000)).

In Abbildung 8-7a wird das Verhältnis der Versuchsbruchlasten zur rechnerischen Bruchlast einer ungestörten Einzelverankerung in Abhängigkeit vom Verhältnis  $A_{c,V} / A_{c,V}^0$  aufgetragen. Die Darstellung ergibt, dass das Verhältnis von  $A_{c,V} / A_{c,V}^0$  den Einfluss der geometrischen Bruchfläche auf die Bruchlast ausreichend genau beschreibt. In Abbildung 8-7b sind die entsprechenden Werte über dem Verhältnis  $s_2 / c_1$  aufgetragen. Demnach berücksichtigt das Verhältnis  $A_{c,V} / A_{c,V}^0$  den Einfluss des Achsabstandes  $s_2$  ebenfalls brauchbar.

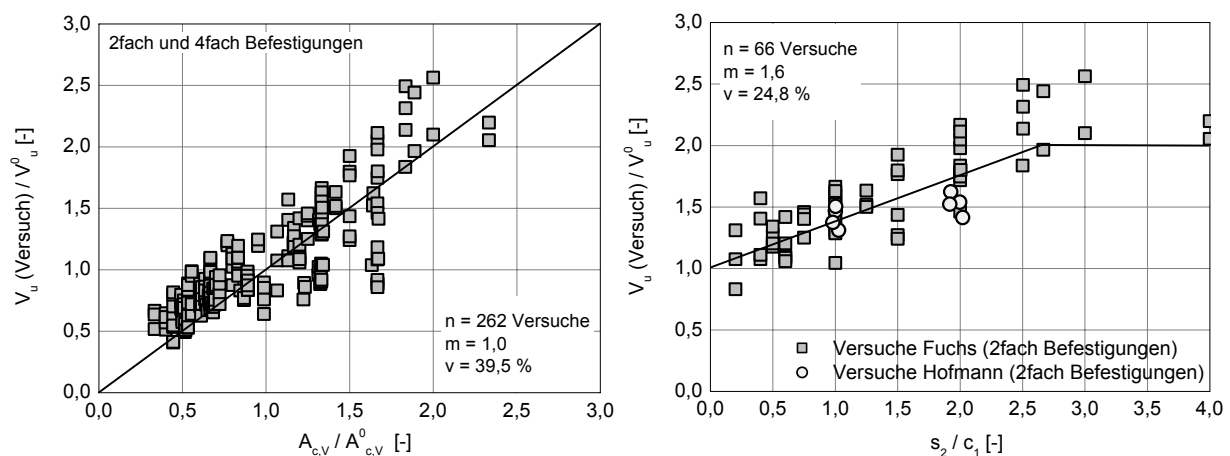


Abbildung 8-7: Verhältnis von Versuchslast zu rechnerischer Bruchlast einer Einzelverankerung am Bauteilrand in Abhängigkeit vom Verhältnis a)  $A_{c,V} / A_{c,V}^0$  und b)  $s_2 / c_1$ .



## 8.2.2.1.3 Einfluss eines nicht rotationssymmetrischen Spannungszustandes in der Bauteilecke

Der Faktor  $\psi_{s,V}$  berücksichtigt, dass im Bereich einer Bauteilecke der rotationssymmetrische Spannungszustand gestört ist. Er wurde aus Analogiebetrachtungen bei einem Versagen infolge zentrischer Zugbelastung am Bauteilrand abgeleitet. In Gleichung (8.4) ist jeweils der kleinste vorhandene Eckabstand  $c_2$  einzusetzen.

$$\psi_{s,V} = 0,7 + 0,3 \cdot c_2 / (1,5 \cdot c_1) \leq 1,0 \quad (8.4)$$

$c_1$  Abstand zum Rand senkrecht zur Lastrichtung [mm].  
 $c_2$  Abstand zum Rand parallel zur Lastrichtung [mm].

Die durchgeführten Untersuchungen zeigen, dass der Einfluss des Eckabstandes durch das CC-Verfahren brauchbar beschrieben wird (Abbildung 8-8a). Gleiches gilt, wenn die Versuchsergebnisse zu Einzelbefestigungen in einem schmalen Bauteilen mit den rechnerischen Bruchlasten verglichen werden (Abbildung 8-8b).

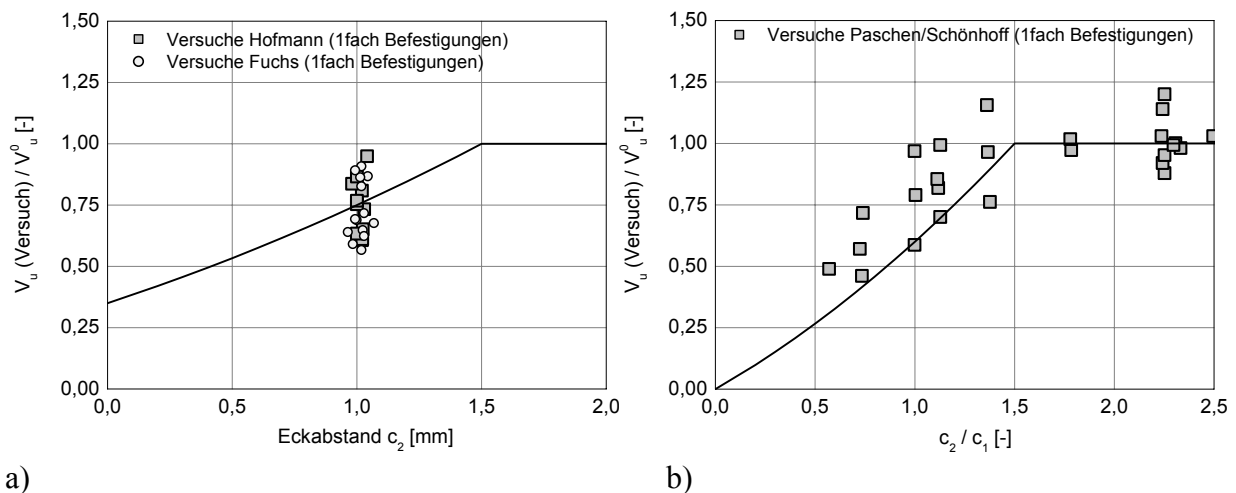


Abbildung 8-8: a) Verhältnis von Versuchslast zu rechnerischer Bruchlast einer Einzelverankerung am Bauteilrand a) in Abhängigkeit des Eckabstandes  $c_2$  b) in Abhängigkeit des Verhältnisses  $c_2 / c_1$  eines schmalen Bauteils (Versuchen aus Paschen, Schönhoff (1983)).

## 8.2.2.1.4 Einfluss der Bauteildicke

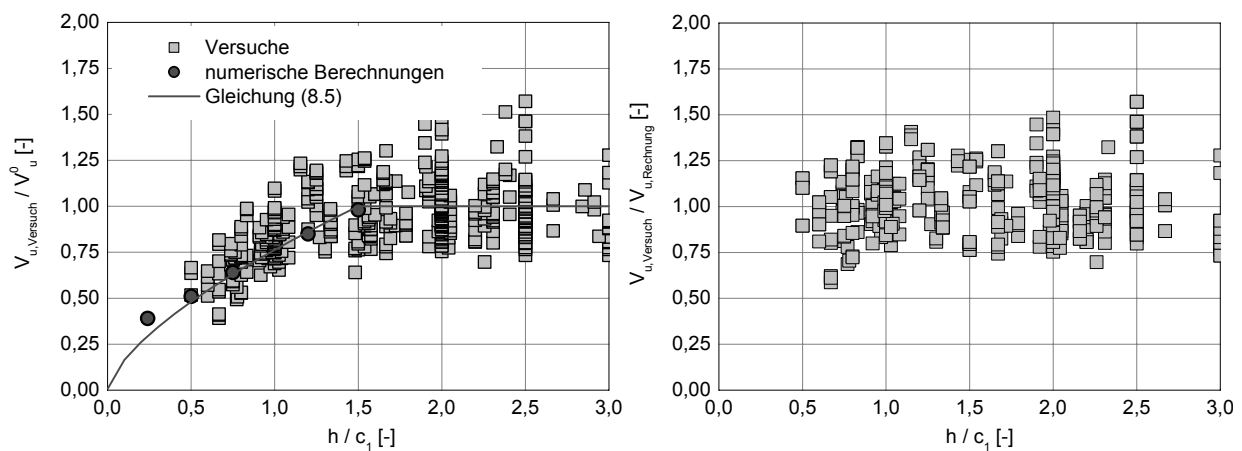
Der Einfluss der Bauteildicke wird bereits durch die vorhandene projizierte Fläche berücksichtigt, da mit zunehmendem Randabstand und gleichbleibender Bauteildicke das Verhältnis der projizierten Flächen stark abnimmt. Die vorhandenen Versuche zeigen, dass der Einfluss der Bauteildicke nicht proportional zur Bruchfläche abnimmt (Fuchs (1990)) und daher durch das Verhältnis der projizierten Flächen überschätzt wird. Dieses Verhalten wird mit dem Korrekturfaktor  $\psi_{h,V}$  berücksichtigt, der nach Gleichung (8.6) anzunehmen ist.

$$\psi_{h,V} = (1,5 \cdot c_1 / h)^{0,5} \quad (8.5)$$

mit  $c_1$  Abstand zum Rand senkrecht zur Lastrichtung [mm]  
 $h$  Bauteilhöhe [mm]

In Abbildung 8-9a sind die vorhandenen Versuchsergebnisse zum Einfluss der Bauteildicke ausgewertet, indem die Verhältnisse von Versuchsbruchlast zur rechnerischen Bruchlast nach Gleichung (8.3) in Abhängigkeit von  $h / c_1$  aufgetragen. Die Verhältnisse von Versuchslasten zu

rechnerischen Bruchlasten unter Berücksichtigung von Gleichung (8.5) zeigen, dass der Einfluss der Bauteildicke durch das CC- Verfahren mit Hilfe der projizierten Flächen und dem Korrekturfaktor  $\psi_{h,v}$  brauchbar erfasst wird (Abbildung 8-9b).



a) b)  
**Abbildung 8-9: Einfluss der Bauteildicke auf die Bruchlast von Verankerungen am Bauteilrand.**

#### 8.2.2.1.5 Faktor zur Berechnung der Gruppentragfähigkeit

Die Tragfähigkeit einer senkrecht zum Rand belasteten Gruppenverankerungen unterscheidet sich abhängig vom vorhandenen Lochspiel. Weiterhin muss bei der Berechnung der Gruppentragfähigkeit berücksichtigt werden, ob eine Umlagerung auf die hinteren Dübel möglich ist und diese für die Berechnung maßgebend angenommen werden.

Für Verankerungen, bei denen die vorderen Dübel als maßgebend angenommen werden, ist aus den oben genannten Gründen der Faktor  $\psi_{cl,c,\perp}$  wie folgt anzunehmen:

$$\psi_{cl,c,\perp} = 1,0 \quad (8.7)$$

für Gruppeverankerungen mit Lochspiel, vordere Dübel maßgebend [-]  
mit :  $n_1$ : Anzahl der Dübelreihen bezogen auf den Bauteilrand

$$\psi_{cl,c,\perp} = 1 + s_1 / (0.75 \cdot c_1) \cdot (n_1 - 1) \leq n_1 \quad (8.8)$$

für Gruppeverankerungen ohne Lochspiel, vordere Dübel maßgebend [-]

Für Verankerungen, bei denen die hinteren Dübel als maßgebend angenommen werden, ist aus den oben genannten Gründen der Faktor  $\psi_{cl,c,\perp}$  wie folgt anzunehmen:

$$\psi_{cl,c,\perp} = 0,5 \cdot s_1 / c_1 \leq 1,0 \quad (8.9)$$

für Gruppeverankerungen mit Lochspiel, hintere Dübel maßgebend [-]  
mit :  $s_1$ : Achsabstand der hintereinanderliegenden Dübel [mm]  
 $c_1$ : Randabstand des randnahen Dübels [mm]

$$\psi_{cl,c,\perp} = 2,0 \cdot s_1 / c_1 \leq 1,0 \quad (8.10)$$

für Gruppeverankerungen ohne Lochspiel, hintere Dübel maßgebend [-]  
mit :  $s_1$ : Achsabstand der hintereinanderliegenden Dübel [mm]  
 $c_1$ : Randabstand des randnahen Dübels [mm]

Die Annahmen, die dem Faktor  $\psi_{cl,c,v}$  zugrunde liegen sind daher im Folgenden kurz dargestellt:

#### 8.2.2.1.5.1 Einfluss des Lochspiels auf die Gruppentragfähigkeit

Bei Versagen infolge Betonkantenbruch sind die Verschiebungen geringer als bei einem Versagen infolge Stahlbruch oder Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite. Daher muss bei einem Versagen der Verankerungen infolge Betonkantenbruch zwischen Verankerungen mit Lochspiel und ohne Lochspiel unterschieden werden. Auf der sicheren Seite werden folgende Annahmen getroffen:

- Bei Gruppenverankerungen ohne Lochspiel wird unterstellt, dass alle Dübel gleich stark belastet werden. Dies gilt auch für Verankerungen, bei denen ein Lochspiel durch Vergießen mit Mörtel oder durch das Anbringen von Spannringen weitgehend ausgeschlossen wird. Diese Annahme gilt nur bei ausreichend steifen Anbauteilen und  $n_1 < 3$  Dübeln.
- Bei Gruppenverankerungen mit Lochspiel muss davon ausgegangen werden, dass die Dübel ungleichmäßig belastet werden. Auf der sicheren Seite liegend wird davon ausgegangen, dass jeweils nur die randnahen Dübel einer Gruppe die aufgebrachte Last übertragen.
- Für Gruppenverankerungen bei denen die hinteren Dübel für die Berechnung der Bruchlast als maßgebend angenommen werden dürfen die vorderen Dübel nicht für eine Lastabtragung berücksichtigt werden.
- Für Anbauteile mit Langlöchern ist die Verteilung der Lasten auf die einzelnen Dübel zu berücksichtigen. Es dürfen nur die „wirksamen“ Dübel für die Lastabtragung herangezogen werden. Dies bedeutet, dass Dübel die in Richtung eines Langlochs belastet werden, dürfen nicht berücksichtigt werden.

#### 8.2.2.1.5.2 Einfluss des Achsabstandes $s_1$ auf die Gesamttragfähigkeit wenn die vorderen Dübel als maßgebend angenommen werden

Die in Abschnitt 5 dargestellten Ergebnisse zeigen, dass die Bruchlast einer Verankerung ohne Lochspiel vom vorhandenen Achsabstand  $s_1$  abhängt. Dies gilt insbesondere für sehr geringe Verhältnisse  $s_1 / c_1$ . Die Ergebnisse zeigen, dass für  $s_1 / c_1 < 0,75$  die hintere Dübelreihe nicht voll für die Lastabtragung herangezogen werden kann (Abbildung 8-10a). Für die Berechnung der Bruchlast der Gruppe sind folgende Annahmen zu treffen:

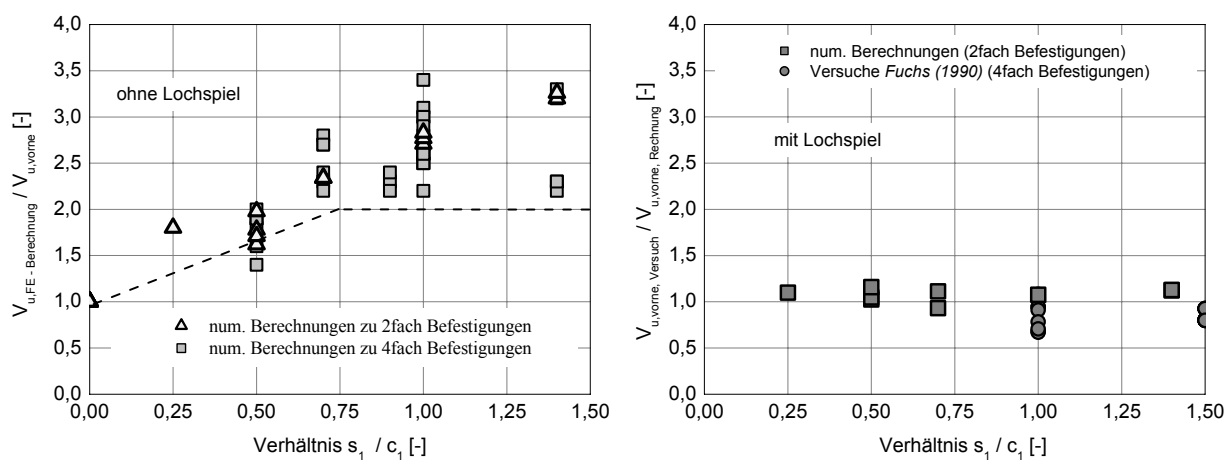
- Bei Gruppenverankerungen ohne Lochspiel mit einem Verhältnis  $s_1 / c_1 > 0,75$  wird unterstellt, dass alle Dübel zur Lastabtragung herangezogen werden können. Die Bruchlast entspricht der  $n_1$ -fachen Bruchlast der vorderen Dübel. Wird das Verhältnis  $s_1 / c_1 < 0,75$  muss berücksichtigt werden, dass die hinteren Dübel nicht vollständig mitwirken. Die Tragfähigkeit der Gruppe ist geringer als die  $n_1$ -fache Last der vorderen Dübel. Auf der sicheren Seite liegend wird eine lineare Anminderung nach Gleichung (8.8) in Abhängigkeit des Verhältnisses  $s_1 / c_1$  angenommen (Abbildung 8-10a).
- Bei Gruppenverankerungen mit Lochspiel wird davon ausgegangen, dass nur die vorderen Dübel Lasten übertragen können. Die Versuche und numerischen Berechnungen bestätigen diese Annahme bis zu einem Verhältnis von  $s_1 / c_1$  (Abbildung 8-10b).

#### 8.2.2.1.5.3 Einfluss des Achsabstandes $s_1$ auf die Gesamttragfähigkeit wenn die hinteren Dübel als maßgebend angenommen werden

Bei Gruppenverankerungen mit mehr als 2 Dübelreihen ( $n_1 \geq 2$ ) können die Lasten nach dem Versagen der vorderen Dübelreihe auf die hintere Dübelreihe umgelagert werden. Dies ist dann möglich, wenn die Tragfähigkeit der hinteren Dübelreihe größer ist als die aufgebrachte Last.

Bei Gruppenverankerungen ohne Lochspiel ist eine Umlagerung für kleine Verhältnisse  $s_1 / c_1$  dann möglich, wenn die hinteren Dübel eine größere Tragfähigkeit aufweisen als die vorderen Dübel. Bei Gruppenverankerungen mit Lochspiel wird der Beton an den vorderen Dübeln bereits geschädigt, so dass die Tragfähigkeit der hinteren Dübel reduziert wird. Auf der sicheren Seite liegend werden folgende Annahmen getroffen:

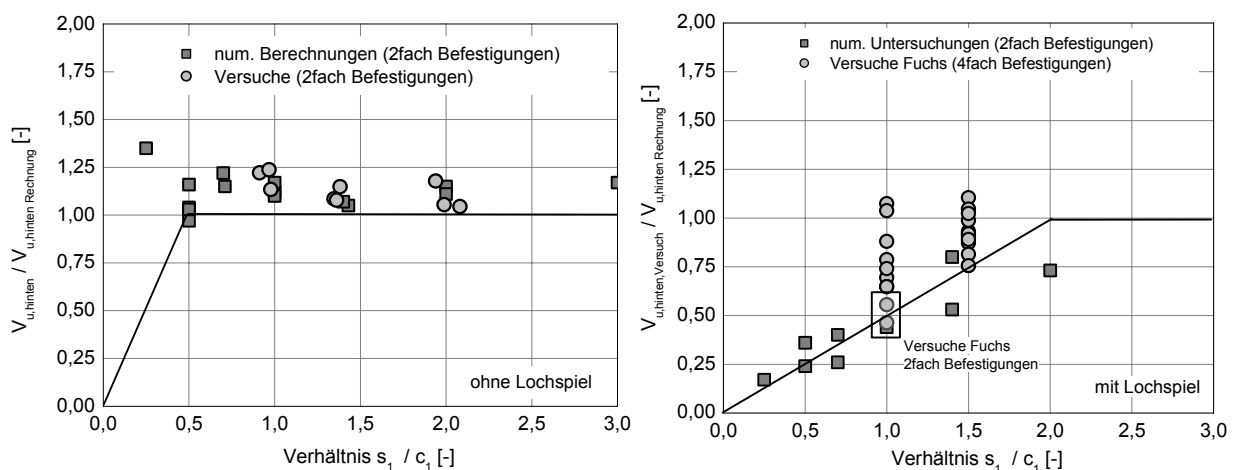
- Für Verankerungen ohne Lochspiel ist ab einem Verhältnis von  $s_1 / c_1 \geq 0,5$  eine volle Umlagerung auf die hinteren Dübel möglich (Abbildung 8-11a). Für Verhältnisse  $s_1 / c_1 < 0,5$  ist auf der sicheren Seiten anzunehmen, keine Umlagerung mehr möglich ist.
- Für Verankerungen mit Lochspiel ist für Verhältnisse  $s_1 / c_1 \geq 2,0$  eine volle Umlagerung auf die hinteren Dübel möglich. Für Verhältnisse  $s_1 / c_1 < 2,0$  ist eine volle Umlagerung nicht möglich (Abbildung 8-11b). In diesem Fall ist die Bruchlast der hinteren Dübelreihe linear zumindern.



a)

b)

Abbildung 8-10: Einfluss des Verhältnisses  $s_1 / c_1$  auf die Gesamttragfähigkeit von Gruppenbefestigungen a) ohne Lochspiel und b) mit Lochspiel bezogen auf die rechnerische Tragfähigkeit des vorderen Dübels.



a)

b)

Abbildung 8-11: Vergleich der experimentell und numerisch ermittelten Bruchlasten mit der rechnerischen Bruchlast für die randfernen Dübel.

### 8.2.2.1.6 Einfluss der Bewehrung und gerissener Beton

Eine vorhandene Bewehrung beeinflusst die Bruchlast bei einem Versagen infolge Betonkantenbruch. Diese kann bei entsprechend vorhandener Bewehrung um bis zu 40% erhöht werden. Der Faktor  $\psi_{ucr,V}$  ist daher wie folgt anzunehmen, wenn die in *Eligehausen, Mallée (2000)* getroffenen Annahmen eingehalten werden.

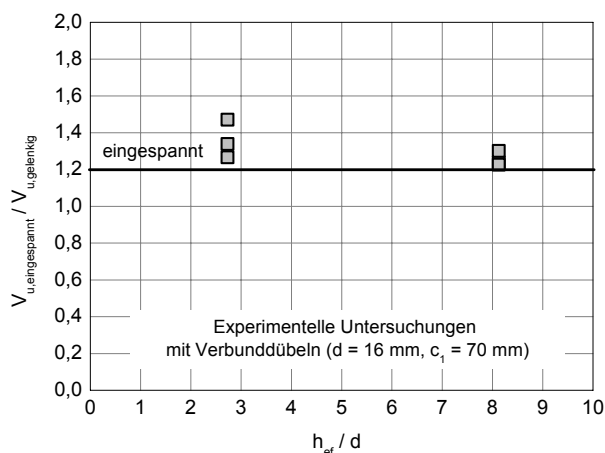
- $\psi_{ucr,V} = 0.7$  gerissener Beton ohne Bügel [-]
- $\psi_{ucr,V} = 0.85$  gerissener Beton mit gerader Randbewehrung ( $> \text{Ø}12$  mm) [-]
- $\psi_{ucr,V} = 1.0$  gerissener Beton mit enger Bügelrandbewehrung ( $a < 100$  mm),  
und ungerissener Beton [-]

Die Annahme, dass eine Verankerung mit einer Bügelrandbewehrung ( $a < 100$  mm) die gleiche Tragfähigkeit hat wie eine Verankerung in ungerissenem Beton ist jedoch nicht immer gegeben. Die Effektivität und Wirkungsweise der vorhandenen Bewehrung hängt von sehr vielen Faktoren ab. So kann bei Verankerungen mit geringen Verankerungstiefen die Rückhängebewehrung nahezu keine laststeigernde Wirkung haben. Dies gilt insbesondere dann, wenn die Verankerung sehr nahe am Rand liegt.

### 8.2.2.1.7 Einfluss einer Einspannung des Dübelkopfes

Der Einspanngrad im Bereich des Dübelkopfes ist beispielsweise bei Einlegeteilen gegeben für die eine Verdrehung des Dübels oder Kopfbolzens am Anbauteil behindert ist. Die durchgeführten Untersuchungen zeigen, dass die Bruchlast durch eine Einspannung deutlich ansteigen kann. Die Zunahme hängt vom Verhältnis  $h_{ef} / d_{nom}$  sowie der Dicke des Anbauteils ab. Detaillierte Untersuchungen wurden bisher nicht durchgeführt, so dass dieser Einfluss auf der sicheren Seite liegend wie folgt berücksichtigt werden kann:

- $\psi_{f,V} = 1.0$  für nachträgliche Befestigungen  
bei denen eine Verdrehung des Dübels im Bereich der Lasteinleitung möglich ist, oder Verankerungen bei denen es zu einer Verdrehung des Anbauteils während der Belastung kommen kann. [-]
- $\psi_{f,V} = 1.2$  für Befestigungen mit angeschweißtem Anbauteil  
oder Verankerungen bei denen eine Verdrehung des Dübels im Bereich der Lasteinleitung ausgeschlossen werden kann [-]



**Abbildung 8-12: Einfluss der Einspannung im Bereich des Dübelkopfes in Abhängigkeit vom Verhältnis  $h_{ef} / d$ .**

### 8.2.2.2 Mittlere Bruchlast für eine Belastung parallel zum Rand

Die mittlere Bruchlast bei einer Belastung parallel zum Bauteilrand berechnet sich nach Gleichung (8.11):

$$V_{u,c,\parallel} = V_{u,c,\perp} \cdot \psi_{90^\circ} \cdot \psi_{cl,c,\parallel} \quad (8.11)$$

$V_{u,c,\perp}$	Mittlere Bruchlast bei Belastung senkrecht zum Bauteilrand [N]
$\psi_{90^\circ}$	Erhöhungsfaktor bei einer Belastung parallel zum Bauteilrand [-]
$\psi_{cl,c,\parallel}$	Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung ungleichmäßiger Lastverteilung für Verankerungen mit $n_2 > 1$ [-]

Die einzelnen Faktoren von Gleichung (8.11) werden in den folgenden Abschnitten ausführlich beschrieben.

#### 8.2.2.2.1 Einfluss der Belastungsrichtung

Das Verhältnis von Spaltkraft zu Zugkraft bei einer Belastung parallel zum Bauteilrand wurde ausführlich in den experimentellen (Abschnitt 5.5.3, 5.6.3, 5.7.3, 5.8.3), den numerischen Untersuchungen (Abschnitt 6.5.3, 6.6.3, 6.7.3, 6.8.3) und den theoretischen Untersuchungen (Abschnitt 4.5.2) hergeleitet. Das Verhältnis von Spaltkraft zu Zugkraft beträgt nach dem CC-Verfahren 2,0, so dass die mittlere Bruchlast einer parallel zum Bauteilrand belasteten Verankerung doppelt so groß ist wie die Bruchlast einer senkrecht zum Rand belasteten Verankerung. Das Verhältnis von Spaltkraft zu Zugkraft hängt jedoch von der Anzahl der Dübel, der Betondruckfestigkeit, dem Dübeldurchmesser und der Bruchlast  $V_{u,c,\perp}$  ab und kann nach Gleichung (8.12) berechnet werden.

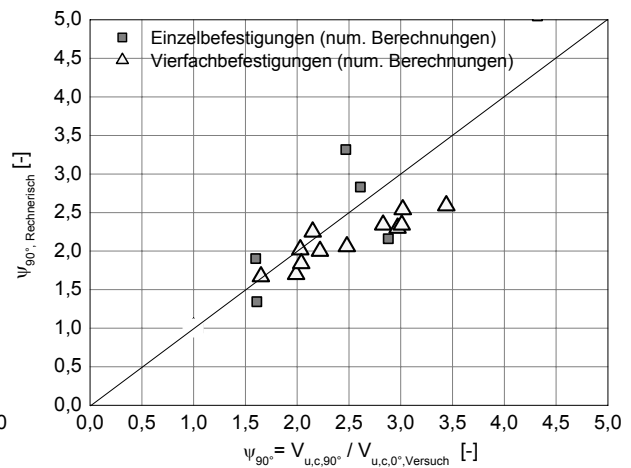
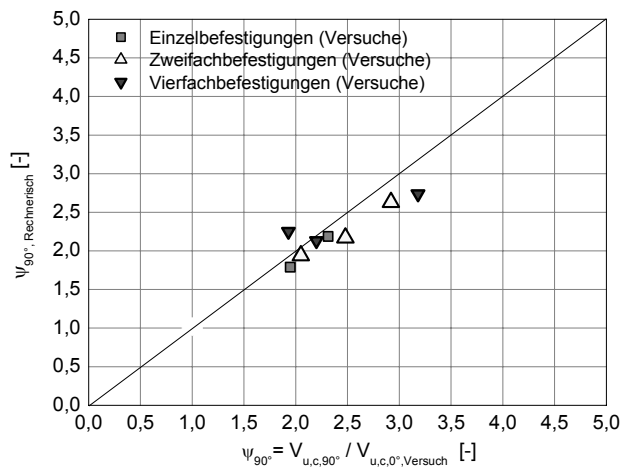
$$\psi_{90^\circ} = 20 \cdot \left[ \frac{n \cdot d_{nom} \cdot f_{ck,cube}}{V_{u,c,\perp}} \right]^{0,5} \leq 5 \quad (8.12)$$

mit	$d_{nom}$	Außendurchmesser des Dübels	[mm]
	$f_{ck,cube}$	Charakteristische Betonwürfeldruckfestigkeit	[N/mm <sup>2</sup> ]
	$n$	= $n_1 \cdot n_2$	[-]
	$V_{u,c,\perp}$	mittlere Bruchlast nach Gleichung (8.1)	[N]

Der Vergleich des rechnerischen Erhöhungsfaktors nach Gleichung (8.12) mit dem in den Versuchen und numerischen Berechnungen beobachteten Erhöhungsfaktor ist in Abbildung 8-13 dargestellt. Die Ergebnisse zeigen eine brauchbare Übereinstimmung. Gleiches gilt, wenn die nach Gleichung (8.11) ermittelten Bruchlasten bei einer Belastung parallel zum Bauteilrand mit den numerischen und experimentellen Bruchlasten verglichen werden (Abbildung 8-14a).

In Abbildung 8-14b sind die Verhältnisse der in den Versuchen bzw. numerischen Berechnungen ermittelten Bruchlasten zu den rechnerischen Bruchlasten über dem Durchmesser aufgetragen. Die Darstellung zeigt, dass der Einfluss des Durchmesser brauchbar erfasst wird. Tendenziell werden die Bruchlasten für geringe Durchmesser etwas überschätzt.

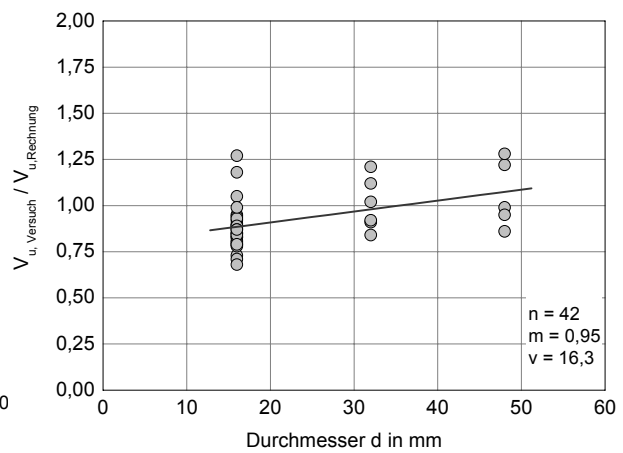
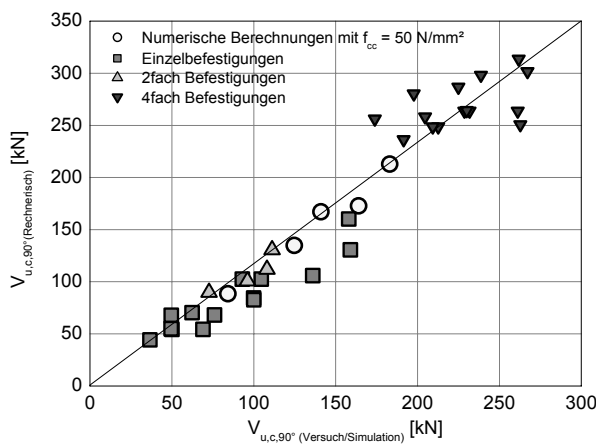
Werden die Verhältniswerte in Abhängigkeit vom Randabstand (Abbildung 8-15a) oder der Verankerungstiefe aufgetragen (Abbildung 8-15a) ist zu erkennen, dass Gleichung (8.10) die einzelnen Einflussparameter ausreichend genau erfasst.



a)

b)

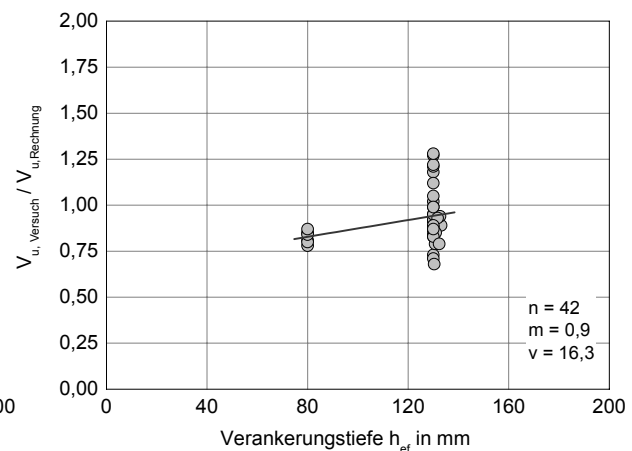
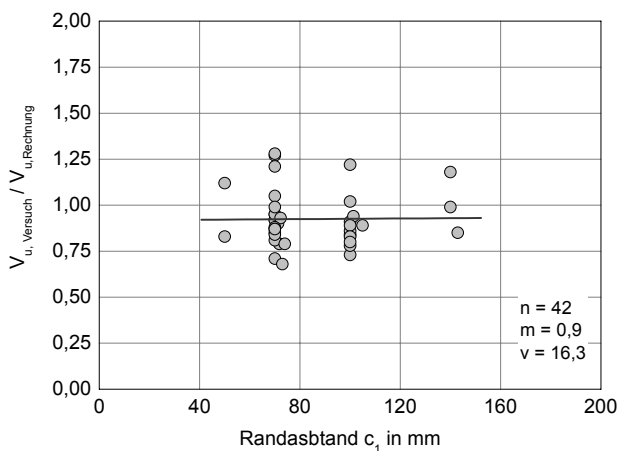
Abbildung 8-13: Vergleich des a) in den Versuchen und b) den numerischen Berechnungen ermittelten Erhöhungsfaktors mit dem rechnerischen Erhöhungsfaktor nach Gleichung 8.11.



a)

b)

Abbildung 8-14: a) Vergleich der in den Versuchen und den numerischen Berechnungen ermittelten Bruchlasten mit dem rechnerischen Bruchlasten nach Gleichung (8.10) für parallel zum Bauteilrand belastet Verankerungen und b) Verhältnis von  $V_{u, \text{Versuch}} / V_{u, \text{Rechnung}}$  in Abhängigkeit vom Durchmesser d.



a)

b)

Abbildung 8-15: Verhältnis von  $V_{u, \text{Versuch}} / V_{u, \text{Rechnung}}$  in a) Abhängigkeit vom Durchmesser d und b) in Abhängigkeit der Verankerungstiefe  $h_{ef}$

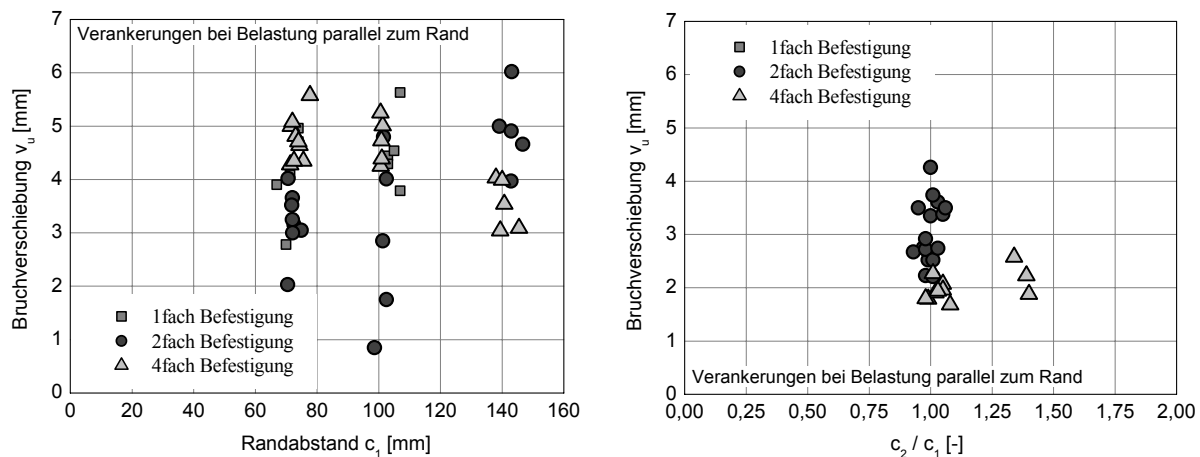
### 8.2.2.2 Einfluss der Lastverteilung

Verankerungen die parallel zum Bauteilrand belastet werden weisen in der Regel Verschiebungen auf, die größer als das übliche Lochspiel sind (Abbildung 8-16a). Bei Verankerungen mit relativ kleinen Verschiebungen kann es vorkommen, dass aufgrund einer ungleichmäßigen Belastung der einzelnen Dübel die mittlere Bruchlast geringer ist als bei einer Verankerung mit gleichmäßiger Belastung der Dübel (Abschnitt 7.2.7). Auf der sicheren Seite liegend kann der Abminderungsfaktor für eine ungleichmäßige Lastverteilung wie folgt angenommen werden:

$$\psi_{cl,V,\parallel} = 1 \quad \text{für Gruppenverankerungen ohne Lochspiel [-]}$$

$$\psi_{cl,V,\parallel} = 0,75 \quad \text{für Gruppenverankerungen mit Lochspiel } \leq 2 \text{ mm [-]}$$

Die Abminderung der Gruppentragfähigkeit bei einer Belastung parallel zum Bauteilrand für Verankerungen mit einem Lochspiel (max. Lochspiel nach *CEN TS 250*) berücksichtigt, dass die Verschiebungen bei Erreichen der Bruchlast im Bereich des vorhandenen Lochspiels liegen kann (Abbildung 8-16b).



a)

b)

**Abbildung 8-16: Bruchverschiebungen in den Versuchen für 1fach, 2fach und 4fach Befestigungen bei einer Belastung parallel zum Bauteilrand a) am Bauteilrand und b) in der Bauteilecke.**

Für steife Verankerungen mit sprödem Nachbruchverhalten ist anzunehmen, dass die Abminderung bis zu 50% beträgt und die oben getroffenen Annahmen auf der unsicheren Seite liegen. Dieser Umstand sollte insbesondere für Verankerungen mit großem Durchmesser ( $d > 40$  mm) und Lochspiel ( $> 3$  mm) bei kleinen Rand- bzw. Eckabständen beachtet werden. Für Verankerungen mit relativ weichem Last- Verschiebungsverhalten und großen Randabständen liegt der Ansatz auf der sicheren Seite.

### 8.2.2.3 Mittleres Torsionsbruchmoment

#### 8.2.2.3.1 2fach Befestigungen mit parallel zum Rand angeordneten Dübeln

Bei 2fach Verankerungen werden die beiden Dübel in die jeweils entgegengesetzte Richtung belastet, wenn die Verankerung durch ein Torsionsmoment belastet wird. Für Verankerungen, bei denen beide Dübel parallel zum Bauteilrand angeordnet sind, ist der zum Rand belastete Dübel für den Torsionswiderstand maßgebend. Die numerischen Simulationen und Versuche von *Mallée (2002)* zeigen, dass der entgegen den Rand belastete Dübel keinen Einfluss auf die



Bruchlast des zum Rand belasteten Dübel hat. Das mittlere Bruchtorsionsmoment kann für ein Versagen infolge Betonkantenbruch mit Gleichung (8.13) berechnet werden.

$$M_{u,c}^T = s_2 \cdot V_{u,c,\perp}^0 \quad (8.13)$$

$V_{u,c,\perp}^0$  Mittlere Bruchlast einer Einzelbefestigung bei einem Versagen infolge Betonkantenbruchs senkrecht zum Bauteilrand [N].

$s_2$  Achsabstand  $s_2$

### 8.2.2.3.2 Beliebige Befestigungen mit parallel zum Rand angeordneten Dübeln

Für Verankerungen bei denen mehr als 2 Dübel parallel zum Rand angeordnet sind müssen für die Berechnung des Bruchtorsionsmomentes auf der sicheren Seite liegende Annahmen getroffen werden. Bei Verankerungen mit  $n_2 = 3$  Dübeln in einer Reihe und gleichen Achsabstand kann das Bruchtorsionsmoment mit Gleichung (8.13) berechnet werden, wenn anstelle des Achsabstandes  $s_2$  ein Achsabstand  $s = (n_2 - 1) \cdot s_2$  eingesetzt wird (Abbildung 8-17b).

Bei Befestigungen mit ungleichen Achsabständen oder mehr als 3 Dübeln kann auf der sicheren Seite liegend angenommen werden, dass der für die Berechnung anzunehmende Achsabstand der Abstand der beiden äußersten Dübel ist (Abbildung 8-17c).

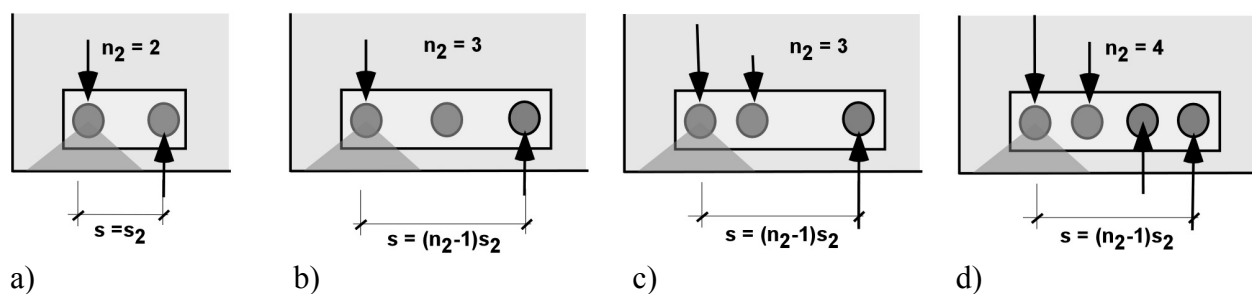


Abbildung 8-17: Maßgebende Bruchkegel und Annahmen des wirksamen Achsabstandes für a) 2fach Befestigungen b) 3fach Befestigungen mit gleichem Achsabstand, c) 3fach Befestigungen mit ungleichen Achsabständen und d) 4fach Befestigungen.

### 8.2.2.3.3 2fach Befestigungen mit senkrecht zum Rand angeordneten Dübeln

Bei 2fach Verankerungen mit senkrecht zum Bauteilrand angeordneten Dübeln ist bei einem Versagen infolge Betonkantenbruch stets der randnahe Dübel maßgebend. Analog zu den 2fach Befestigungen mit parallel zum Rand angeordneten Dübeln wird davon ausgegangen, dass sich die beiden Dübel nur geringfügig beeinflussen. Diese Annahme kann jedoch für kleine Achsabstände  $s_1$  auf der unsicheren Seite liegen, da sich die zum Rand wirkenden Spaltkräfte addieren. Für diesen Fall liegen weder numerische noch experimentelle Ergebnisse vor. Das mittlere Bruchtorsionsmoment kann unter den getroffenen Annahmen mit Gleichung (8.14) berechnet werden.

$$M_{u,c}^T = s_1 \cdot V_{u,c,\parallel} \quad (8.14)$$

$V_{u,c,\parallel}$  Mittlere Bruchlast bei einem Versagen infolge Betonkantenbruchs parallel zum Bauteilrand [N].

$s_1$  Achsabstand  $s_1$  [mm].

#### 8.2.2.3.4 Beliebige Befestigungen mit senkrecht zum Rand angeordneten Dübeln

Für Befestigungen mit mehr als 2 senkrecht zum Rand angeordneten Dübeln wird eine ähnliche Vorgehensweise wie bei Verankerungen mit parallel zum Rand angeordneten Dübeln vorgeschlagen.

Bei Verankerungen mit 3 senkrecht zum Rand angeordneten Dübeln und gleichem Achsabstand ist für den wirksamen Achsabstand  $s_1$  nach Gleichung (8.14)  $s = s = (n_1 - 1) \cdot s_1$  einzusetzen. Für Verankerungen mit ungleichen Achsabständen  $s_1$  ist für den wirksamen Achsabstand  $s$  der Abstand des vordersten und hintersten Dübels anzunehmen. Gleiches gilt für Verankerungen mit mehr als 3 senkrecht zum Rand angeordneten Dübeln.

#### 8.2.2.3.5 4fach Befestigungen mit senkrecht und parallel zum Rand angeordneten Dübeln

Der Torsionswiderstand einer Gruppenverankerung ist hauptsächlich von den Achsabständen  $s_1$  und  $s_2$  sowie dem zugehörigen Belastungswinkel abhängig. Durch die Verteilung der Lasten auf die einzelnen Anker werden für das Versagen die randnahen Dübel maßgebend. Abhängig von den Achsabständen  $s_1$  und  $s_2$  wird die Ersatzgruppe (randnahe Dübel) durch eine senkrecht und parallel zum Rand wirkende Kraft belastet. Die Bruchlast der Ersatzgruppe, bestehend aus den randnahen Dübeln, ergibt sich durch das Auflösen der quadratischen Interaktion nach  $V_{u,c}$ .

$$V_{u,c} = \left[ \left[ \frac{\cos(\text{atn}(s_2/s_1))}{V_{u,c,0^\circ}^0} \right]^2 + \left[ \frac{\sin(\text{atn}(s_2/s_1))}{V_{u,c,90^\circ}^0} \right]^2 \right]^{-0,5} \quad (8.15)$$

Der maßgebende Hebelarm für die Berechnung des Torsionsbruchmomentes ist bei einer 4fach Befestigung wie folgt anzunehmen:

$$s = \sqrt{s_1^2 + s_2^2} \quad (8.16)$$

Wird die Bruchlast der randnahen Dübelgruppe nach Gleichung (8.15) mit dem Hebelarm nach Gleichung (8.16) multipliziert ergibt sich ein Torsionsbruchwiderstand  $M_{u,c}^T$  nach Gleichung (8.17).

$$M_{u,c}^T = \frac{(s_1 + s_2)^2 \cdot V_{u,c,\perp}^0 \cdot (V_{u,c,\parallel} / n_1)}{\sqrt{s_2^2 \cdot (V_{u,c,\parallel} / n_1)^2 + s_1^2 \cdot (V_{u,c,\perp}^0)^2}} \quad (8.17)$$

Die Werte für die Berechnung des Widerstandmomentes  $M_{u,c}^T$  sind wie folgt anzunehmen:

$V_{u,c,\perp}^0$	Mittlere Bruchlast einer Einzelbefestigung bei einem Versagen infolge Betonkantenbruch bei Belastung senkrecht zum Bauteilrand [N].
$V_{u,c,\parallel}$	Mittlere Bruchlast der Gruppe bei einem Versagen infolge Betonkantenbruch bei Belastung parallel zum Bauteilrand [N].
$s_1$	Achsabstand $s_1$ bzw. $(n_1 - 1) \cdot s_1$ für Verankerungen mit $n_1 > 2$ [mm].
$s_2$	Achsabstand $s_2$ bzw. $(n_2 - 1) \cdot s_2$ für Verankerungen mit $n_2 > 2$ [mm].
$n_1$	Anzahl der Dübelreihen bezogen auf den Bauteilrand [-].

### 8.2.3 Berechnung bei Versagen infolge Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite

#### 8.2.3.1 Mittlere Bruchlast

Bei einem Versagen infolge Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite wird davon ausgegangen, dass die zu erwartenden Verschiebungen deutlich größer als das vorhandene Lochspiel sind. Daher kann angenommen werden, dass alle Dübel der Gruppe gleich stark belastet werden. Streng genommen gilt diese Annahme jedoch nur für ausreichend steife Anbauteile und Dübelgruppen mit maximal vier Dübeln pro Dübelreihe (siehe Abschnitt 6.7.2.3.2).

Die mittlere Bruchlast bei Versagen infolge Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite  $V_{u,cp}$  ergibt sich nach Gleichung (8.18).

$$V_{u,cp} = k_1 \cdot N_{u,c} \quad (8.18)$$

$N_{u,c}$  Mittlere Bruchlast nach dem CC-Verfahren bei zentrischer Zugbelastung und kegelförmigem Betonausbruch am Rand, in der Ecke oder Fläche (siehe Abschnitt 2.4.3) [N]

$k_1$  Umsetzungsfaktor (siehe Abschnitt 2.4.5) [-]

Für Verankerungen am Rand oder in der Ecke bei denen für Betonkantenbruch die hintere Dübelreihe als maßgebend angenommen wird dürfen nur die wirksamen Dübel für die Berechnung von  $N_{u,c}$  herangezogen werden. Gegenbenenfalls sind ingenieurmäßige Annahmen zu treffen.

#### 8.2.3.2 Mittleres Torsionsbruchmoment

Es wird angenommen, dass bei einer reinen Torsionsbelastung das Versagen infolge Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite am höchstbelasteten Anker erfolgt. Der Widerstand des höchstbelasteten Ankers innerhalb einer Gruppe ergibt sich näherungsweise aus dem Gesamtwiderstand der Gruppe dividiert durch die Anzahl der Anker. Der Hebelarm der Verankerung ist analog dem zu 4fach Verankerungen nach Gleichung (8.16) anzunehmen. Das mittlere Torsionsbruchmoment kann unter diesen Annahmen mit Gleichung (8.19) berechnet werden.

$$M_{u,cp}^T = \frac{2 \cdot I_p}{\sqrt{[s_2 \cdot (n_2 - 1)]^2 + [s_1 \cdot (n_1 - 1)]^2}} \cdot \frac{V_{u,cp}}{n} \quad (8.19)$$

$V_{u,cp}$  Mittlere Bruchlast der Gruppe bei einem Versagen infolge Betonausbruchs auf der lastabgewandten Seite (Abschnitt 8.5.1.1) [N].

$s_1$  Achsabstand  $s_1$  [mm].

$s_2$  Achsabstand  $s_2$  [mm].

$n$  Anzahl der Anker der maßgebenden Gruppe ( $n = n_1 \cdot n_2$ ) [-].

$I_p$  Polares Trägheitsmoment:  $(I_p = \frac{n_1 \cdot n_2}{12} \cdot [s_2^2 \cdot (n_2^2 - 1)] + [s_1^2 \cdot (n_1^2 - 1)])$

Bei Verankerungen am Bauteilrand oder in der Bauteilecke ist der Widerstand der randnahen Dübel in der Regel geringer als für die randfernen Dübel. Daher ergibt Gleichung (8.19) für sehr geringe Rand- und Eckabstände auf der unsicheren Seite liegende Ergebnisse. Da in diesen Fällen in der Regel das Versagen infolge Betonkantenbruch erfolgt, dürfte Gleichung (8.14) ausreichend genaue Ergebnisse liefern, da für Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite relative Größe Rand- und Eckabstände notwendig sind.

## 8.2.4 Berechnung bei Versagen infolge Stahlscherbruch

### 8.2.4.1 Mittlere Bruchlast

#### 8.2.4.1.1 Mittlere Bruchlast einer Einzelbefestigung

Für Dübel, bei denen eine Einschnürung entlang der Verankerungstiefe vorliegt, ist die mittlere Bruchlast eines Einzeldübel nach Gleichung (8.20) anhand von Versuchen zu ermitteln. Der zugehörige charakteristische Widerstand ist im jeweiligen Zulassungsbescheid angegeben.

##### 8.2.4.1.1.1 Mittlere Bruchlast einer Einzelbefestigung ohne Hebelarm

Die mittlere Bruchlast einer Einzelbefestigung bei einem Versagen infolge Stahlbruch ohne Biegung kann nach Gleichung (8.20) berechnet werden (*Eligehausen, Mallée (2000)*).

$$V_{u,s}^0 = 0,5 \cdot A_s \cdot f_u \quad (8.20)$$

$A_s$     Spannungsquerschnitt des Dübels [mm<sup>2</sup>].

$f_u$     Stahlzugfestigkeit des Dübels [N/mm<sup>2</sup>].

##### 8.2.4.1.1.2 Mittlere Bruchlast einer Einzelbefestigung mit Hebelarm

Für Verankerungen bei denen infolge Abstandsmontage ein Hebelarm vorhanden ist, muss die Verankerung auf Biegeversagen der Dübel nachgewiesen werden. In diesem Zusammenhang wird auf Abschnitt 2.4.4.2. sowie die Ausführungen in *Eligehausen, Mallée (2000)* verwiesen. Die charakteristische Stahltragfähigkeit kann mit Gleichung (8.21) berechnet werden.

$$V_{u,s}^0 = \alpha_M \cdot M_{u,s}^0 / l \quad (8.21)$$

$\alpha_M$     1,0 wenn das Anbauteil frei verdrehbar ist,

          2,0 wenn das Anbauteil voll eingespannt ist.

$M_{u,s}^0$     mittleres Versagemoment eines Dübels infolge Biegung.

$l$         effektiver Hebelarm der Verankerung.

### 8.2.4.1.2 Mittlere Bruchlast einer Gruppe

Die mittlere Bruchlast  $V_{u,s}$  bei Versagen infolge Stahlbruch kann in der Regel mit Gleichung (8.22) berechnet werden.

$$V_{u,s,\perp} = V_{u,s}^0 \cdot n \quad (8.22)$$

$V_{u,s}^0$     Mittlere Bruchlast einer Einzelbefestigung bei Stahlversagen [-].

$n$         Anzahl der wirksamen Dübel [-].

=  $n_1 \cdot n_2$  für Verankerungen bei denen für Betonkantenbruch die vordere Dübelreihe als maßgebend angenommen wird.

=  $n_2$  für Verankerungen bei denen für Betonkantenbruch die hintere Dübelreihe als maßgebend angenommen wird (Abbildung 8-3).

### 8.2.4.2 Mittleres Torsionsbruchmoment

Das mittlere Torsionsbruchmoment bei einem Versagen infolge Stahlbruch berechnet sich anhand der Stahltragfähigkeit des höchstbelasteten Einzeldübels und der Achsabstände  $s_1$  und  $s_2$ . Die Verteilung der Lasten auf die einzelnen Bolzen erfolgt mit Hilfe des polaren Trägheitsmomentes. Der maßgebende Hebelarm wird analog zu dem bei 4fach Befestigungen angenommen. Das Torsionsbruchmoment kann unter diesen Annahmen mit Gleichung (8.23) berechnet werden.

$$M_{u,s}^T = \frac{2 \cdot I_P}{\sqrt{[s_2 \cdot (n_2 - 1)]^2 + [s_1 \cdot (n_1 - 1)]^2}} \cdot V_{u,s}^0 \quad (8.23)$$

$V_{u,s}^0$  Mittlere Bruchlast einer Einzelbefestigung bei Stahlversagen [N].

$s_1$  Achsabstand  $s_1$  [mm].

$s_2$  Achsabstand  $s_2$  [mm].

$I_P$  Polares Trägheitsmoment:  $(I_P = \frac{n_1 \cdot n_2}{12} \cdot [s_2^2 \cdot (n_2^2 - 1)] + [s_1^2 \cdot (n_1^2 - 1)])$

### 8.2.5 Vergleich mit den Versuchsergebnissen

Werden die rechnerischen Bruchlasten über den in den Versuchen ermittelten Bruchlasten aufgetragen zeigt sich eine gute Übereinstimmung (Abbildung 8-18a). Der Vergleich ergibt einen Mittelwert von 1,0 bei einem Variationskoeffizienten von 20,9%. Gleiches gilt, wenn die rechnerischen Bruchlasten mit den Ergebnissen der numerischen Berechnungen verglichen werden. (Abbildung 8-18b). In diesem Fall ergibt sich ein Mittelwert von 0,82 bei einem Variationskoeffizienten von 21,2%

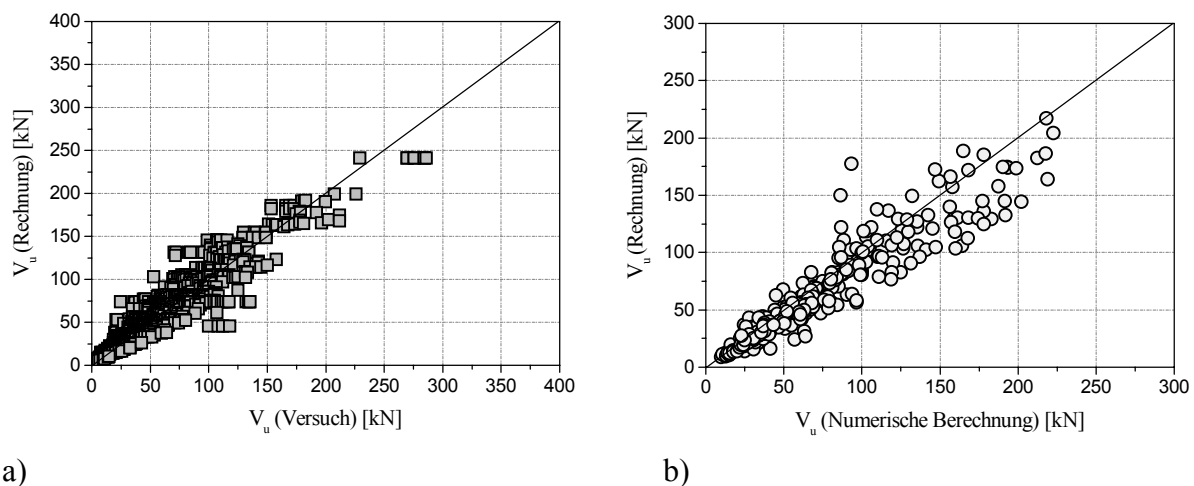
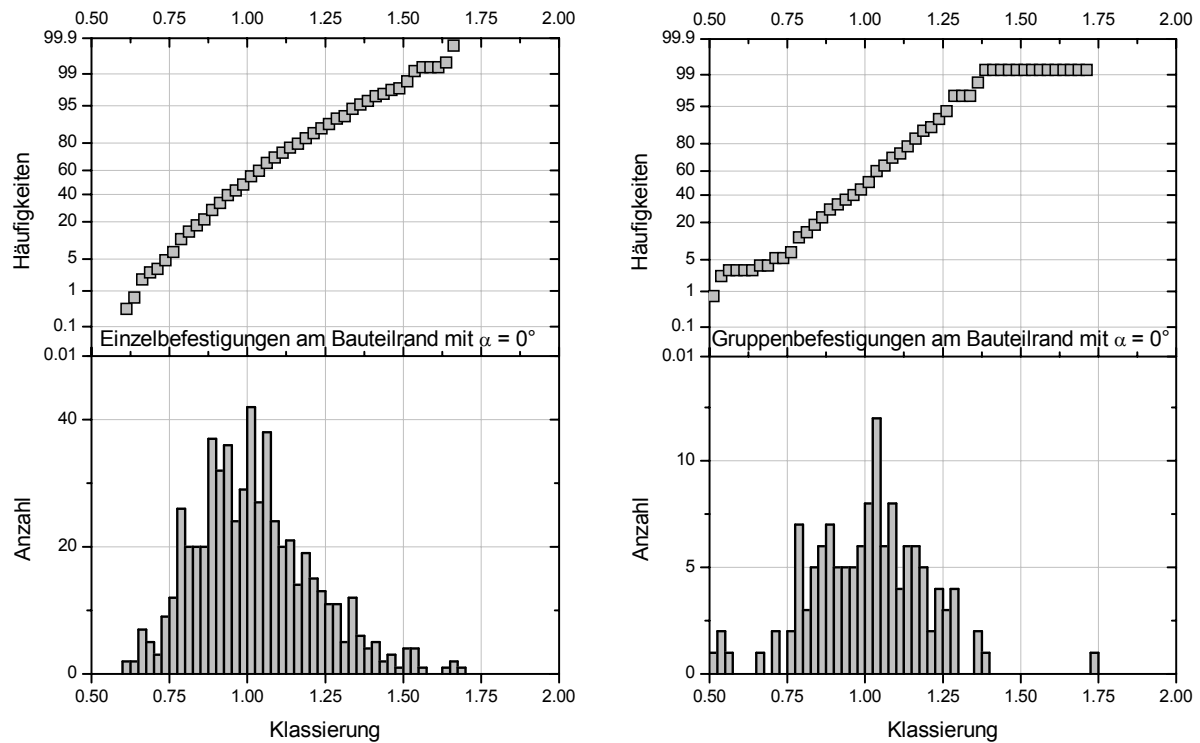


Abbildung 8-18: Vergleich der Versuchsergebnisse mit den zugehörigen rechnerischen Bruchlasten.

Um das Verhältnis von Mittelwert zu 5% Fraktile der Bruchlast zu bestimmen, werden zunächst die Bruchlasten von Einzelbefestigungen für eine Belastung senkrecht zum Bauteilrand detailliert ausgewertet. Insgesamt stehen 590 Versuche zur Verfügung. Die Verhältnisse der Versuchsbruchlasten zu den rechnerischen Bruchlasten werden in Gruppen klassifiziert und hieraus die Häufigkeitsverteilung berechnet (Abbildung 8-19a). Für Einzelbefestigungen bei Belastung senkrecht zum Bauteilrand ergibt die Auswertung einen Mittelwert von 1,02 und einen Variationskoeffizienten von ca. 19%. Werden die entsprechenden Verhältniswerte von Versuchsbruch-

last zu rechnerischer Bruchlast für Gruppenverankerungen mit Belastung senkrecht zum Bauteilrand Klassifiziert ergibt sich Abbildung 8-19b. Insgesamt können für eine Auswertung 130 Versuche herangezogen werden. Die Auswertung ergibt einen Mittelwert von 1,0 bei einem Variationskoeffizienten von 18,7%. Sowohl für Einzel- als auch Gruppenverankerungen stimmen die rechnerischen Bruchlasten gut mit den in den Versuchen ermittelten Bruchlasten übereinstimmen. Werden die zugehörigen Häufigkeitsverteilungen (Abbildung 8-19) betrachtet zeigt sich, dass das Verhältnis von Mittelwert zu 5% Fraktile bei ca. 0,75 liegt.



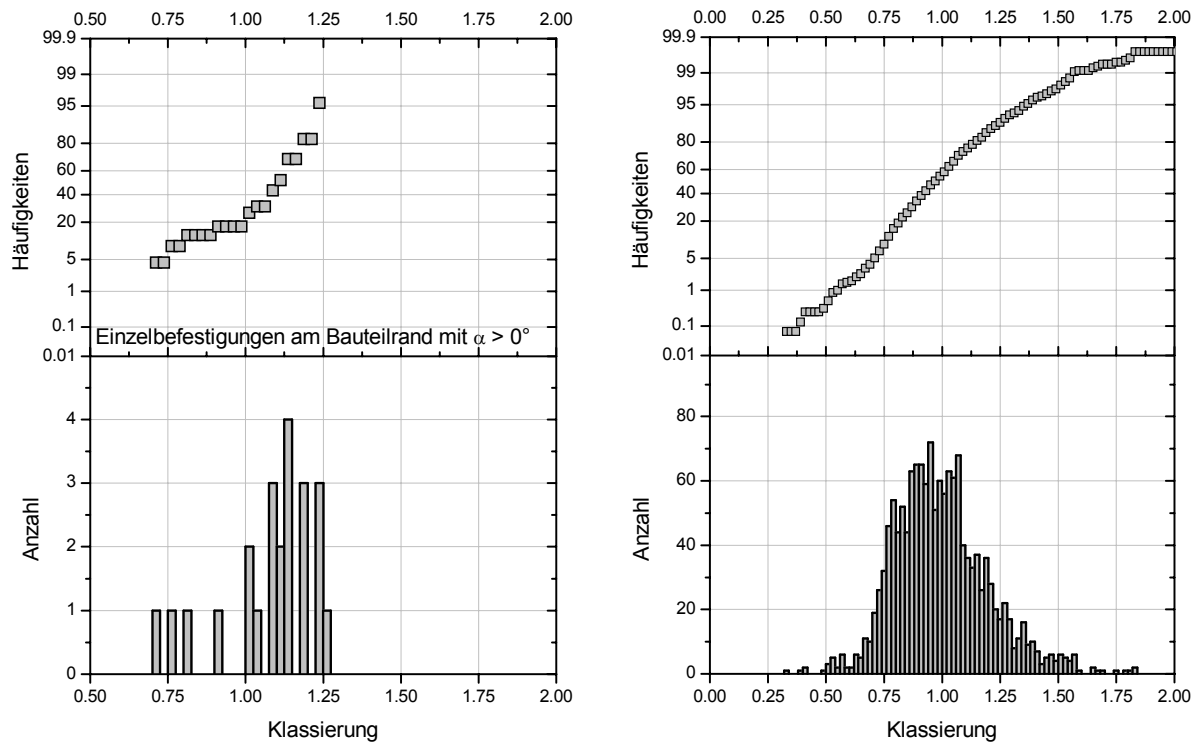
a) **Abbildung 8-19: Klassierung und Häufigkeitsverteilung des Verhältnisses von Versuchsbruchlast zu rechnerischer Bruchlast für senkrecht zum Bauteilrand belastete a) Einzelverankerungen und b) Gruppenverankerungen.**

Die Auswertung für Einzelbefestigungen mit einer von  $0^\circ$  abweichenden Belastungsrichtung ist in Abbildung 8-20a dargestellt. Insgesamt stehen 23 Versuche mit einem Belastungswinkel  $\alpha > 0^\circ$  zur Verfügung. Der Mittelwert beträgt 1,08, der Variationskoeffizient ca. 15%. Das Verhältnis von Mittelwert zu 5% Fraktile beträgt ebenfalls 0,75.

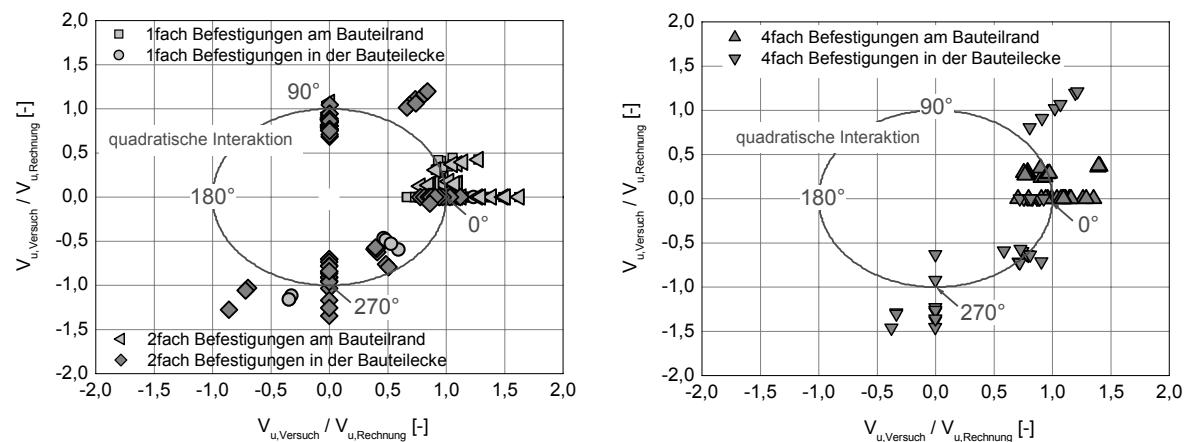
Werden die Verhältnisse von Versuchsbruchlast zu rechnerischer Bruchlast für alle zur Verfügung stehenden Ergebnisse Klassifiziert und als Häufigkeitsverteilung aufgetragen ergibt sich Abbildung 8-20b. Die Versuchsergebnisse umfassen somit verschiedene Dübeltypen, Versagensarten und Belastungsrichtungen. Die Verteilung ergibt einen Mittelwert von 1,0 und einen Variationskoeffizienten von 21,5%. Das Verhältnis von Mittelwert zu 5% Fraktile der Bruchlast liegt zwischen 0,7 und 0,75. Zusammenfassend zeigt die Auswertung der numerischen und experimentellen Ergebnisse somit, dass das Verhältnis von Mittelwert zu 5% Fraktile der Bruchlast für Betonkantenbruch mit 0,75 und für Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite, wie bisher, mit 0,7 angenommen werden kann.

Werden die Verhältnisse der experimentell ermittelten Bruchlasten zu den rechnerischen Bruchlasten nach Abschnitt 8.2.2 und 8.2.3 ausgewertet ergibt sich Abbildung 8-21. Die Einwirkung wird dabei jeweils auf eine Belastungsrichtungen  $\alpha = 0^\circ$ ,  $\alpha = 90^\circ$ ,  $\alpha = 180^\circ$  und/oder  $\alpha = 270^\circ$  umgerechnet und durch die zugehörige rechnerische Bruchlast für  $\alpha = 0^\circ$ ,  $\alpha = 90^\circ$ ,  $\alpha = 180^\circ$

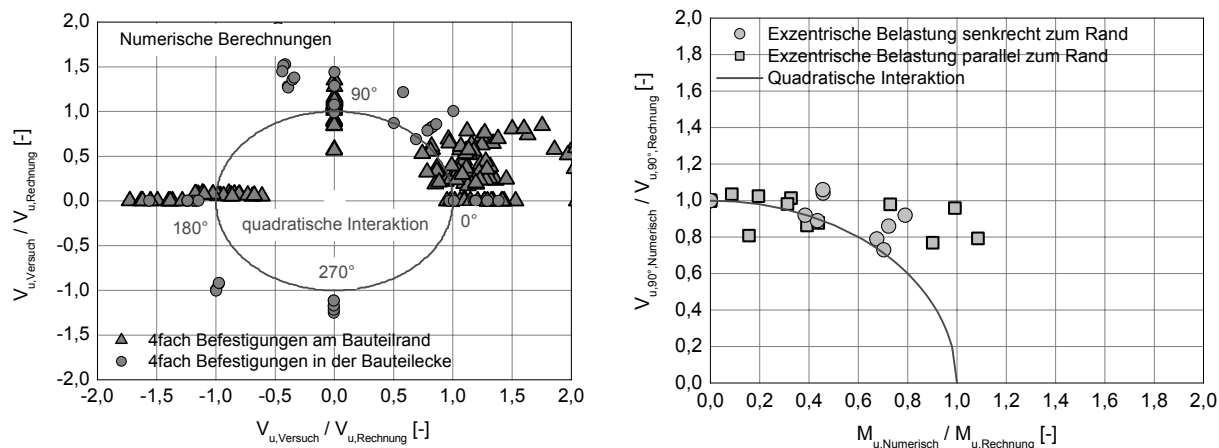
oder  $\alpha = 270^\circ$  geteilt. Die Lastrichtungen sind entsprechend Abschnitt 8.2.1 definiert. In Abbildung 8-21a sind die so ermittelten Werte  $V_{u,Versuch} / V_{u,Rechnung}$  für Einzel- und 2fach Befestigungen, in Abbildung 8-21b für 4fach Befestigungen aufgetragen. Mit eingetragen ist der Ansatz einer quadratischen Interaktion zwischen den jeweiligen Lastrichtungen  $0^\circ, 90^\circ, 180^\circ$  und  $270^\circ$ . Abbildung 8-21 zeigt, dass der Ansatz einer quadratischen Interaktion brauchbar mit den Versuchsergebnissen übereinstimmt. Dies gilt sowohl für Einzel-, 2fach (Abbildung 8-21a) als auch 4fach Befestigungen (Abbildung 8-21b) am Bauteilrand und in der Bauteilecke.



a) **Abbildung 8-20: Klassierung und Häufigkeitsverteilung des Verhältnisses von Versuchsbruchlast zu rechnerischer Bruchlast für a) Einzelverankerungen mit einer Belastungsrichtung  $\alpha > 0^\circ$  und b) Einzel- und Gruppenverankerungen bei beliebiger Belastungsrichtung am Bauteilrand und in der Bauteilecke.**



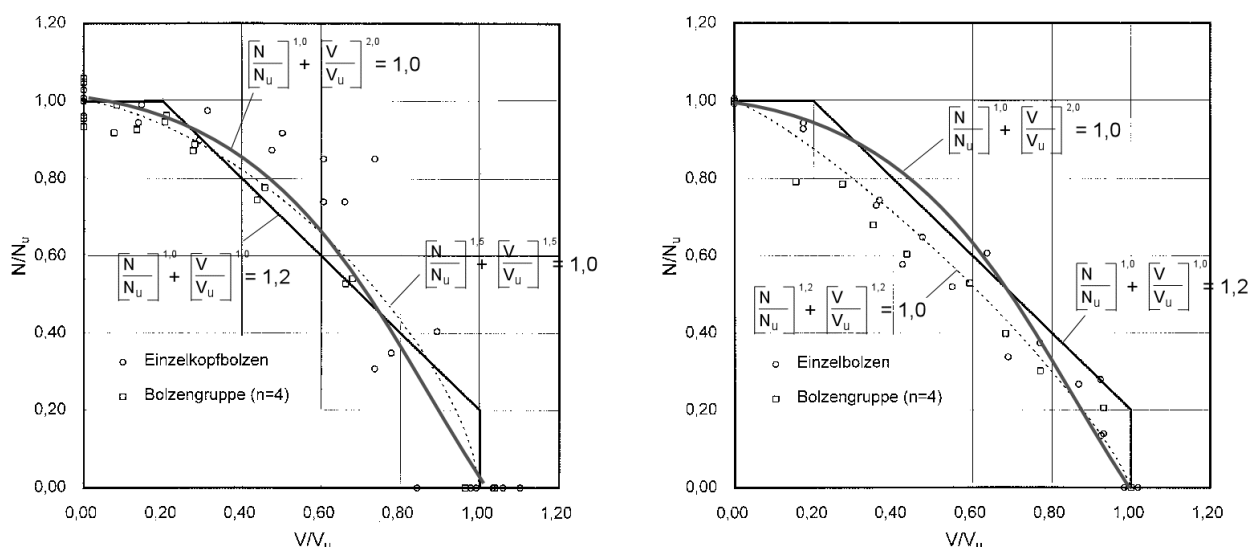
a) **Abbildung 8-21: Verhältnis der experimentell und rechnerisch ermittelten Bruchlasten für a) 1fach und 2fach, sowie b) 4fach Befestigungen am Bauteilrand und in der Bauteilecke aufgetragen über den unterschiedlichen Belastungsrichtungen.**



a) **Abbildung 8-22: a) Verhältnis der numerisch und rechnerisch ermittelten Bruchlasten für 4fach Befestigungen am Bauteilrand und in der Bauteilecke aufgetragen über den unterschiedlichen Belastungsrichtungen und b) Interaktion von Querkraft und Moment.**

Werden die entsprechenden Verhältnisse von numerisch zu rechnerisch (nach Abschnitt 8.2.2 und 8.2.3) ermittelter Bruchlast für unterschiedliche Belastungsrichtungen aufgetragen ergibt sich für 4fach Verankerungen Abbildung 8-22a. Mit eingetragen ist der Ansatz einer quadratischen Interaktion für die unterschiedlichen Lastrichtungen. Der Vergleich mit den Versuchsergebnissen zeigt, dass die Bruchlasten mit Hilfe einer quadratischen Interaktion brauchbar erfasst werden, wenn die Verankerungen unter einem beliebigen Winkel belastet werden.

Zusammenfassend zeigen die Ergebnisse, dass für den Nachweis von Einzel- und Gruppenverankerungen am Bauteilrand und in der Bauteilecke grundsätzlich eine quadratische Interaktion geeignet ist und die Ergebnisse brauchbar beschreibt. Es wird daher vorgeschlagen den Nachweis der Verankerungen für beliebige Belastungen mit einer quadratischen Interaktion durchzuführen.



**Abbildung 8-23: a) Maßgebende Einwirkungen für den Nachweis einer Verankerung bei beliebiger Belastung aus Elgehausen, Mollé (2000).**

Werden 2fach Befestigungen exzentrisch belastet entspricht dies einer Überlagerung von Querkraft und Torsionsmoment. Werden das Verhältnis von Versuchslast zu rechnerischer Bruchlast



über dem Verhältnis von Versuchstorsionsmoment zu rechnerischem Torsionsbruchmoment aufgetragen ergibt sich Abbildung 8-22b. Die Darstellung der numerischen Ergebnisse zeigt, dass eine quadratische Interaktion für den Nachweis einer exzentrisch belasteten Verankerung verwendet werden kann. Da jedoch nur numerische Untersuchungen vorliegen wird vorgeschlagen eine lineare Interaktion für die Interaktion zwischen Querlasten und Torsionsmoment zu verwenden. Dieser Ansatz liegt auf der sicheren Seite.

Die Interaktion bei Kombiniertes Zug- und Querbelastung erfolgt nach *Eligehausen, Mallee (2000)* mit Hilfe einer linearen Interaktion, wobei der Ausnutzungsgrad 120% betragen darf (Abbildung 8-23). Die Interaktionsgleichung (8.33) hingegen ist eine Kombination aus linearer Interaktion und quadratischer Interaktion. Da beide Ansätze ähnliche Ergebnisse liefern wird aufgrund der einfacheren Anwendung vorgeschlagen die Interaktionsgleichung (8.33) für kombinierte Zug- und Querbelastung zu verwenden.

### 8.3 Bemessung von Befestigungen

#### 8.3.1 Bemessungswert der Einwirkung

##### 8.3.1.1 Allgemeines

Die Bemessung erfolgt in dem hier vorgestellten Ansatz mit Hilfe einer Interaktionsgleichung, in die die Bemessungswerte für die Einwirkungen und die Widerstände eingehen. Im Gegensatz zum CC-Verfahren gehen in dem vorgeschlagenen Ansatz der Belastungswinkel  $\alpha$  und die Exzentrizität  $e_V$  nicht auf der Widerstandseite, sondern auf der Einwirkungsseite in die Interaktionsgleichung ein. Beide Werte sind jedoch bereits bekannt, da sie sich direkt aus der Einwirkung ergeben. Der Bemessungswert der Einwirkung wird gemäß den üblichen Regeln des Stahlbetonbaus nach *EC2* bzw. *DIN 1045-1* bestimmt.

##### 8.3.1.2 Bestimmung der Bemessungswerte

Die an einer Befestigung angreifenden Einwirkungen werden nach den Regeln des Stahlbetonbaus bestimmt. Der Bemessungswert der Beanspruchung ist nach Gleichung (8.24) zu berechnen, wenn die ständig und veränderliche Last in die gleiche Richtung wirken.

$$V_{Sd} = \gamma_G \cdot V_{Gk} + \gamma_Q \cdot V_{Qk} \quad (8.24)$$

$\gamma_G$ : Teilsicherheitsbeiwert für die ständige Belastung  
= 1,35

$\gamma_Q$ : Teilsicherheitsbeiwert für die veränderliche Belastung  
= 1,5

Wirken die ständige Last und veränderliche Last in unterschiedliche Richtungen muss der Nachweis der Verankerung für die folgenden Bemessungswerte der Einwirkung geführt werden:

$$V_{Sd} = 1,35 \cdot V_{Gk} + 1,5 \cdot V_{Qk} \quad (8.25)$$

$$V_{Sd} = 1,0 \cdot V_{Gk} + 1,5 \cdot V_{Qk} \quad (8.26)$$

$$V_{Sd} = 1,35 \cdot V_{Gk} \quad (8.27)$$

Aus dem Bemessungswert der Einwirkung ( $V_{Sd}$ ) werden die zugehörigen Bemessungswerte der Einwirkungen für die Grundrichtungen ( $V_{Sd,0^\circ}$ ,  $V_{Sd,90^\circ}$ ,  $V_{Sd,180^\circ}$  und  $V_{Sd,270^\circ}$ ) bestimmt.

$\alpha$	$\alpha_V =$	$V_{Sd,0^\circ} =$	$V_{Sd,90^\circ} =$	$V_{Sd,180^\circ} =$	$V_{Sd,270^\circ} =$
$0^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$\alpha - 0^\circ$	$V_{Sd} \cdot \cos(\alpha_V)$	$V_{Sd} \cdot \sin(\alpha_V)$	0	0
$90^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$\alpha - 90^\circ$	0	$V_{Sd} \cdot \cos(\alpha_V)$	$V_{Sd} \cdot \sin(\alpha_V)$	0
$180^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$\alpha - 180^\circ$	0	0	$V_{Sd} \cdot \cos(\alpha_V)$	$V_{Sd} \cdot \sin(\alpha_V)$
$270^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$\alpha - 270^\circ$	$V_{Sd} \cdot \sin(\alpha_V)$	0	0	$V_{Sd} \cdot \cos(\alpha_V)$

**Anmerkung:** Die Bemessungslast  $V_{Sd}$  ergibt sich direkt aus den Lastannahmen nach DIN 1045-1 bzw. EC2, der Belastungswinkel  $\alpha$  ist die zugehörige Wirkungsrichtung der Bemessungslast bezogen auf den Bauteilrand der Verankerung.

**Tabelle 8-1: Zusammenstellung der Bemessungslasten für die Hauptrichtungen  $\alpha = 0^\circ, 90^\circ, 180^\circ$  und  $270^\circ$ .**

Weiterhin sind der Winkel  $\alpha_V$  und die Exzentrizität  $e_V$  sowie das Bemessungstorsionsmoment  $M_{Sd}^T$  zu bestimmen. Das Bemessungstorsionsmoment ( $M_{Sd}^T$ ) ist dabei wie folgt zu berechnen:

$$M_{Sd}^T = e_V \cdot V_{Sd} \quad (8.28)$$

Das Bemessungstorsionsmoment ergibt sich somit direkt aus der vorhandenen Exzentrizität des Bemessungswertes der Einwirkung  $e_V$  und dem Bemessungswert der Einwirkung selbst.

### 8.3.2 Bemessungswert des Widerstandes

#### 8.3.2.1 Allgemeines

Der Bemessungswert des Widerstandes in Richtung der Einwirkung ist in der Regel nur schwer zu bestimmen, eine Berechnung der Widerstände für die Grundrichtungen  $0^\circ, 90^\circ, 180^\circ$  und  $270^\circ$  hingegen mit vertretbarem Aufwand möglich. Ein weiterer Vorteil dieser Vorgehensweise ist, dass für die Grundrichtungen jeweils eine Lastverteilung angenommen werden kann, für die das Kräftegleichgewicht erfüllt ist. Wird der Widerstand in Richtung der Einwirkung (z.B.  $\alpha = 45^\circ$ ) berechnet sind, insbesondere bei vorhandenen Exzentrizitäten, Unverträglichkeiten in den Gleichgewichtsbedingungen nur schwer zu vermeiden. Eine entsprechende verträgliche Lastverteilung ist daher in diesem Fall in der Regel unübersichtlich.

#### 8.3.2.2 Bestimmung der Bemessungswerte

Der Bemessungswert des Widerstandes ergibt sich aus der mittleren Bruchlast, dem zugehörigen Verhältniswert zur Berechnung der 5% Fraktile sowie einem Teilsicherheitsbeiwert für den Materialwiderstand. Der Bemessungswert des Widerstandes einer Verankerung kann mit Gleichung (8.29) berechnet werden.

$$V_{Rd} = V_{Rk} / \gamma_M = \gamma_{5\%} \cdot V_u / \gamma_M \quad (8.29)$$

Es werden folgende Teilsicherheitsbeiwerte für den Materialwiderstand verwendet:

- $\gamma_{Mc} = 1,80$  : für Betonversagen bei Zug- und Querlasten (Betonkantenbruch und Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite)
- $\gamma_{Ms} = 1,25$  : für Stahlversagen von glatten Kopfbolzen bei Querlast
- $\gamma_{Ms} = 1,50$  : für Stahlversagen von gerippten Kopfbolzen bei Querlast

Es werden folgende Verhältnisse für die 5% Fraktile bezüglich der mittleren Bruchlast verwendet:

$\gamma_{5\%,c} = 0,75$  : für Versagen infolge Betonkanntenbruch

$\gamma_{5\%,cp} = 0,7$  : für Versagen infolge Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite

$\gamma_{5\%,s} = 0,7$  : für Stahlversagen der Bolzen

Für den Nachweis einer Verankerung sind die Bemessungswerte des Widerstandes für die Grundrichtungen ( $V_{Rd,0^\circ}$ ,  $V_{Rd,90^\circ}$ ,  $V_{Rd,180^\circ}$  und  $V_{Rd,270^\circ}$ ) zu bestimmen. Hierfür müssen die zugehörigen mittleren Bruchlasten ( $V_{u,0^\circ}$ ,  $V_{u,90^\circ}$ ,  $V_{u,180^\circ}$  und  $V_{u,270^\circ}$ ) nach Tabelle 8-2 berechnet und in Gleichung (8.6) einzusetzen werden. Je nach auftretender Versagensart ist der zugehörige Verhältniswert für die 5% Fraktile anzusetzen.

Die Bruchlasten für die Grundrichtungen  $0^\circ$ ,  $90^\circ$ ,  $180^\circ$  und  $270^\circ$  können wie in Tabelle 8-2 angegeben berechnet werden.

Lage der Verankerung	$V_{u,0^\circ} =$	$V_{u,90^\circ} =$	$V_{u,180^\circ} =$	$V_{u,270^\circ} =$
am Rand	$Min \begin{Bmatrix} V_{u,c,\perp}(c_1) \\ V_{u,cp} \end{Bmatrix}$	$Min \begin{Bmatrix} V_{u,c,\parallel}(c_1) \\ V_{u,cp} \end{Bmatrix}$	$V_{u,cp}$	$Min \begin{Bmatrix} V_{u,c,\parallel}(c_1) \\ V_{u,cp} \end{Bmatrix}$
in der Ecke	$Min \begin{Bmatrix} V_{u,c,\perp}(c_1) \\ V_{u,c,\parallel}(c_2) \\ V_{u,cp} \end{Bmatrix}$	$Min \begin{Bmatrix} V_{u,c,\perp}(c_1) \\ V_{u,c,\parallel}(c_2) \\ V_{u,cp} \end{Bmatrix}$	$Min \begin{Bmatrix} V_{u,c,\parallel}(c_2) \\ V_{u,cp} \end{Bmatrix}$	$Min \begin{Bmatrix} V_{u,c,\parallel}(c_1) \\ V_{u,cp} \end{Bmatrix}$

Anmerkung: Die Gleichungen und Grundlagen für die Berechnungen der mittleren Bruchlasten  $V_{u,c,\perp}$ ,  $V_{u,c,\parallel}$ ,  $V_{u,cp}$  und  $V_{u,s}$  sowie  $M_{u,c}^T$ ,  $M_{u,cp}^T$  und  $M_{u,s}^T$  sind in Abschnitt 8.2 dargestellt.

**Tabelle 8-2: Zusammenstellung der zu berechnenden mittleren Bruchlasten.**

Tabelle 8-3 enthält eine Zusammenstellung der zu berechnenden Bemessungswiderstände für die Grundrichtungen  $0^\circ$ ,  $90^\circ$ ,  $180^\circ$  und  $270^\circ$  in Abhängigkeit des Belastungswinkels der einwirkenden Last.

$\alpha$	$\alpha_v =$	$V_{Rd,0^\circ} =$	$V_{Rd,90^\circ} =$	$V_{Rd,180^\circ} =$	$V_{Rd,270^\circ} =$
$0^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$\alpha - 0^\circ$	$\gamma_{5\%} \cdot V_{u,0^\circ} / \gamma_{Mc}$	$\gamma_{5\%} \cdot V_{u,90^\circ} / \gamma_{Mc}$	0	0
$90^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$\alpha - 90^\circ$	0	$\gamma_{5\%} \cdot V_{u,90^\circ} / \gamma_{Mc}$	$\gamma_{5\%} \cdot V_{u,180^\circ} / \gamma_{Mc}$	0
$180^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$\alpha - 180^\circ$	0	0	$\gamma_{5\%} \cdot V_{u,180^\circ} / \gamma_{Mc}$	$\gamma_{5\%} \cdot V_{u,270^\circ} / \gamma_{Mc}$
$270^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$\alpha - 270^\circ$	$\gamma_{5\%} \cdot V_{u,0^\circ} / \gamma_{Mc}$	0	0	$\gamma_{5\%} \cdot V_{u,270^\circ} / \gamma_{Mc}$

Anmerkung: Die mittleren Bruchlasten  $V_{u,0^\circ}$ ,  $V_{u,90^\circ}$ ,  $V_{u,180^\circ}$  und  $V_{u,270^\circ}$  ergeben sich aus Tabelle 8.2

**Tabelle 8-3: Zusammenstellung der Bemessungswiderstände für die Hauptrichtungen  $0^\circ$ ,  $90^\circ$ ,  $180^\circ$  und  $270^\circ$ .**

Weiterhin ist der Bemessungswert des Torsionswiderstandsmomentes  $M_{Rd}^T$  zu berechnen.

$$M_{Rd}^T = M_{Rk}^T / \gamma_M = \gamma_{5\%} \cdot M_u^T / \gamma_M \tag{8.30}$$

Hierfür ist das entsprechenden mittlere Torsionsbruchmoment  $M^T_u$  zu ermitteln. Es ergibt sich aus dem minimalen mittleren Torsionsbruchmoment für ein Versagen infolge Betonkantenbruch und Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite.

Die Gleichungen zur Berechnungen der mittleren Bruchlasten  $V_{u,c,L}$ ,  $V_{u,c,||}$ ,  $V_{u,cp}$  und  $V_{u,s}$  sowie mittleren Torsionsbruchmomente  $M^T_{u,c}$ ,  $M^T_{u,cp}$  und  $M^T_{u,s}$  sind in Abschnitt 8.2 dargestellt.

### 8.3.3 Nachweis der Tragfähigkeit

#### 8.3.3.1 Nachweis für reine Querbelastung

Werden Gruppenverankerungen unter einem beliebigen Winkel zum Bauteilrand belastet, kann der Ausnutzungsgrad der Verankerung anhand einer quadratischen Interaktionsgleichung berechnet werden. Der Winkel  $\alpha$  ist nach Abschnitt 8.2.1 die Wirkungsrichtung der Einwirkung bezogen auf den Bauteilrand. Je nach Belastungswinkel  $\alpha$  ist der in Tabelle 8-4 angegebene Ausnutzungsgrad für Querbelastung zu berechnen.

$\alpha$	$\alpha_V =$	
$0^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$\alpha - 0^\circ$	$\lambda_V = \left( \frac{V_{Sd} \cdot \cos(\alpha - \alpha_V)}{V_{Rd,0^\circ}} \right)^{2,0} + \left( \frac{V_{Sd} \cdot \sin(\alpha - \alpha_V)}{V_{Rd,90^\circ}} \right)^{2,0} \leq 1,0$
$90^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$\alpha - 90^\circ$	$\lambda_V = \left( \frac{V_{Sd} \cdot \cos(\alpha - \alpha_V)}{V_{Rd,90^\circ}} \right)^{2,0} + \left( \frac{V_{Sd} \cdot \sin(\alpha - \alpha_V)}{V_{Rd,180^\circ}} \right)^{2,0} \leq 1,0$
$180^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$\alpha - 180^\circ$	$\lambda_V = \left( \frac{V_{Sd} \cdot \cos(\alpha - \alpha_V)}{V_{Rd,180^\circ}} \right)^{2,0} + \left( \frac{V_{Sd} \cdot \sin(\alpha - \alpha_V)}{V_{Rd,270^\circ}} \right)^{2,0} \leq 1,0$
$270^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$\alpha - 270^\circ$	$\lambda_V = \left( \frac{V_{Sd} \cdot \cos(\alpha - \alpha_V)}{V_{Rd,270^\circ}} \right)^{2,0} + \left( \frac{V_{Sd} \cdot \sin(\alpha - \alpha_V)}{V_{Rd,0^\circ}} \right)^{2,0} \leq 1,0$

**Tabelle 8-4: Zusammenstellung der Interaktionsgleichung zur Berechnung des Ausnutzungsgrades einer Verankerung unter Querlast in Abhängigkeit der Belastungsrichtung  $\alpha$ .**

#### 8.3.3.2 Nachweis für reine Zugbelastung

Der Ausnutzungsgrad einer Verankerung unter zentrischer Zugbelastung ergibt sich aus dem Bemessungswert der Einwirkung  $N_{Sd}$  und dem Bemessungswert des Widerstandes  $N_{Rd}$  und kann nach Gleichung (8.31) berechnet werden. Für den Bemessungswert des Widerstandes  $N_{Rd}$  ist in Gleichung (8.31) der geringste Widerstand für die Versagensarten kegelförmiger Betonausbruch, Herausziehen/Durchziehen, Spalten und Stahlbruch einzusetzen.

$$\lambda_N = \left( \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \right)^{1,0} \leq 1,0 \quad (8.31)$$

Die Berechnung der Bemessungswiderstände für zentrische Zugbelastung ist ausführlich in *Eli-gehausen, Mallée (2000)* beschreiben. Demnach ist für eine exzentrische Zugbelastung der Bemessungswert des Widerstandes mit dem Faktor  $\psi_{ec,N}$  abzumindern. Die Ausmitte  $e_N$  beschreibt den Abstand der resultierenden Zugkraft der zugbeanspruchten Dübel vom geometrischen Schwerpunkt. In Fällen in den die Zugkraft in zwei Richtungen exzentrisch angreift, ist die Ab-

minderung für bei Richtungen zu berechnen. Die Gesamtabminderung ergibt sich aus dem Produkt der Abminderung für beide Richtungen.

### 8.3.3.3 Nachweis für reine Torsionsbelastung

Der Ausnutzungsgrad  $\lambda_{M^T}$  einer Verankerung unter reiner Torsionsbelastung ergibt sich aus dem einwirkenden Torsionsbemessungsmoment  $M^T_{Sd}$  sowie den Bemessungswiderstand für reine Torsionsbelastung  $M^T_{Rd}$  und berechnet sich nach Gleichung (8.32). Für den Bemessungswiderstand  $M^T_{Rd}$  ist der jeweils geringste Bemessungswiderstand für die Versagensarten Betonkantenbruch ( $M^T_{Rd,c}$ ), Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite ( $M^T_{Rd,cp}$ ) und Stahlbruch ( $M^T_{Rd,s}$ ) einzusetzen.

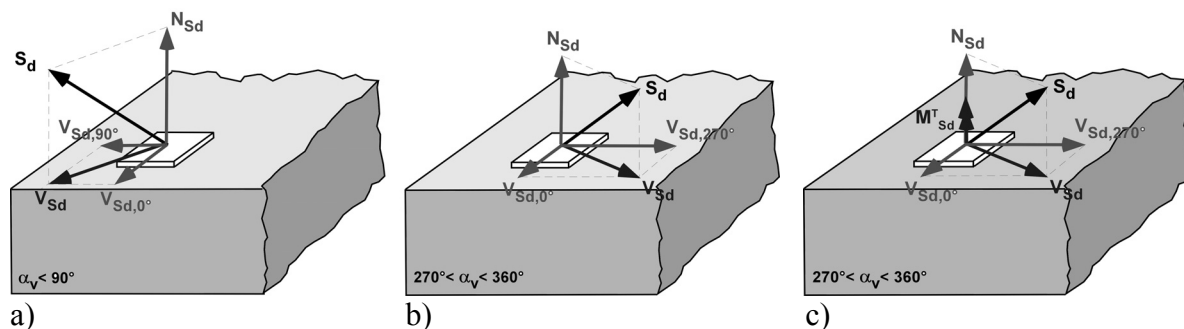
$$\lambda_{M^T} = \left( \frac{M^T_{Sd}}{M^T_{Rd}} \right)^{1,0} \leq 1,0 \quad (8.32)$$

### 8.3.3.4 Nachweis bei beliebiger Belastung

Bei einer beliebigen Belastung kann ein Dübel oder eine Dübelgruppe durch eine zentrische oder exzentrische Zuglast, durch eine Querlast sowie ein Torsionsmoment belastet werden.

Für den Nachweis einer Verankerung muss die einwirkende Belastung zunächst in die einzelnen Komponenten  $N_{Sd}$ ,  $V_{Sd}$  und  $M^T_{Sd}$  aufgeteilt werden (Abbildung 8-24c).

Der Bemessungswert der Querlast  $V_{Sd}$  wird zudem abhängig von der Belastungsrichtung  $\alpha$  in die zugehörigen Komponenten  $V_{Sd,0^\circ}$ ,  $V_{Sd,90^\circ}$ ,  $V_{Sd,180^\circ}$  oder  $V_{Sd,270^\circ}$  (siehe Tabelle 8.3) aufgeteilt (Abbildung 8-24).



**Abbildung 8-24: Beispiele für die Aufteilung der einwirkenden Belastung in die einzelnen Komponenten  $N_{Sd}$ ,  $V_{Sd}$  und  $M^T_{Sd}$  sowie in die zugehörigen Komponenten  $V_{Sd,0^\circ}$ ,  $V_{Sd,90^\circ}$ ,  $V_{Sd,180^\circ}$  oder  $V_{Sd,270^\circ}$ .**

Nachdem die Bemessungswerte der Einwirkungen  $N_{Sd}$ ,  $V_{Sd}$  und  $M^T_{Sd}$  bzw. die zugehörigen Komponenten  $V_{Sd,0^\circ}$ ,  $V_{Sd,90^\circ}$ ,  $V_{Sd,180^\circ}$  oder  $V_{Sd,270^\circ}$  bekannt sind müssen die zugehörigen Bemessungswiderstände nach Abschnitt 8.3.3.1 bis 8.3.3.3 ermittelt werden. Anschließend können die Ausnutzungsgrad für Zentrische Zugbelastung  $\lambda_N$ , Querbelastung  $\lambda_V$  und Torsionsbelastung  $\lambda_{M^T}$  berechnet werden. Der Nachweis der Verankerung ist dann erbracht, wenn Gleichung (8.33) erfüllt ist.

$$\lambda_V + \lambda_N \leq (1 - \lambda_{M^T})^2 \quad (8.33)$$

## 9 Zusammenfassung

Verankerungen unter bleibiger Querlast zum oder weg vom Bauteilrand wurden bisher nicht untersucht. Die Bemessung solcher Befestigungen erfolgt daher mit dem CC-Verfahren auf der sicheren Seite liegend. In der vorliegenden Arbeit werden daher Verbunddübel unter beliebiger Querlast mit und ohne Lochspiel untersucht. Hierfür werden theoretische, numerische und experimentelle Untersuchungen durchgeführt und die Ergebnisse in einem auf dem CC-Verfahren basierenden Modell umgesetzt. Die Ergebnisse beschränken sich jedoch auf Verankerungen ohne Rückhängebewehrung und im ungerissenen Beton.

In Abschnitt 2 werden die Untersuchungen verschiedener Autoren aus den Bereichen „Verbundbau“ und „Befestigungstechnik“ zusammengefasst und die Ergebnisse diskutiert. Grundsätzlich ist das Tragverhalten von im Verbundbau üblichen Verbindungen vergleichbar mit dem Tragverhalten nachträglicher Befestigungen. Ein wesentlicher Unterschied besteht in der Art und Menge der Bewehrung sowie der Ausbildung des Lasteinleitungsbereiches.

Ergänzend zum vorhandenen Kenntnisstand werden Befestigungen am Bauteilrand und in der Bauteilecke untersucht, die infolge Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite versagen. Die Versuche hierzu zeigen, dass das CC-Verfahren in der Regel ausreichend genaue Ergebnisse liefert, wenn die für die Berechnung der Bruchlasten eine Aberminderung der zentrischen Zugtragfähigkeit entsprechend dem CC-Verfahren angenommen wird. Das Umsetzungsverhältnis  $k$  von Quer- in Zugbelastung ist dabei am Rand und in der Bauteilecke tendenziell etwas geringer als in der Bauteilfläche.

Grundsätzlich zeigt der Kenntnisstand, dass das CC-Verfahren für die Berechnung von Verankerungen geeignet ist, jedoch bestimmten Anwendungsgrenzen unterliegt und für bestimmte Anwendungsfälle weit auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse liefert.

Um den notwendigen Forschungsbedarf für eine Erweiterung und Verbesserung des CC-Verfahrens abzuleiten, wird in Abschnitt 3 eine Versuchsdatenbank erstellt. Die Aufschlüsselung der Versuche nach einzelnen Parametern zeigt, dass bisher überwiegend Verankerungen mit einer Belastungsrichtung senkrecht zum Bauteilrand untersucht wurden. Für eine beliebige Belastungsrichtung liegen nahezu keine verwertbaren Versuche vor.

Um beliebig belastete Verankerungen untersuchen zu können, wird in Abschnitt 4 ein auf der linear elastischen Bruchmechanik sowie der elastischen Bettung und der Theorie der Querpressung basierendes Modell entwickelt. Das Modell ist in der Lage die Bruchlasten, die theoretischen Erstrisslasten, den Rissverlauf sowie eine idealisierte Last-Verschiebungskurve für die Versagensart Betonkantenbruch von Einzel- und Gruppenverankerungen im ungerissenen Beton zu berechnen.

Grundlagen des Modells, um beliebige Belastungsrichtungen berücksichtigen zu können, sind dabei die Theorie der elastischen Bettung und der Querpressung. Die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen zeigen, dass das Verhältnis von Spaltkraft zu Zugkraft linear von der bezogenen Pressung vor dem Bolzen abhängt. Dieser Ansatz ermöglicht nicht nur die Berechnungen von Verankerungen unter beliebiger Belastungsrichtung, sondern auch die Herleitung der durch Regressionsanalyse ermittelten Gleichung für lokales Betonversagen randnaher und zentrisch belasteter Verankerungen.

Die Berechnung der Bruchlast und Erstrisslast erfolgt mit Hilfe des linear elastischen Rissproblems, für das als Bruchkriterium der Beginn eines instabilen Risswachstums angenommen wird. In der Literatur sind nur wenige allgemeingültige Ansätze für die Berechnung von ebenen Rissproblemen zu finden, so dass die zugehörigen Spannungsintensitätsfaktoren mit Hilfe numerischer Berechnungen und der COD-Methode bestimmt werden müssen.

Für eine ausführliche Parameterstudie wird das entwickelte Modell in einem Visual-Basic<sup>®</sup> Programm umgesetzt, so dass für die Lösung des Berechnungsalgorithmus lediglich die Eingabe der wichtigsten Randbedingungen erforderlich ist.

Um das bruchmechanische Modell zu verifizieren werden in den Abschnitten 5 und 6 ausführliche numerische (Abschnitt 5) und experimentelle (Abschnitt 6) Untersuchungen mit Einzel- und Gruppenverankerung am Bauteilrand und in der Bauteilecke durchgeführt. Dabei werden das Tragverhalten und die Rissentwicklung diskutiert und die einzelnen Einflussparameter auf die Bruchlast qualifiziert. Weiterhin werden der Einfluss der Belastungsrichtung sowie der Einfluss der Achsabstände  $s_1$  und  $s_2$  untersucht. Die wichtigsten Ergebnisse der numerischen und experimentellen Untersuchungen sind im folgenden zusammengefasst:

- Der Einfluss des Dübeldurchmessers und der Verankerungstiefe nimmt mit zunehmendem Randabstand ab. Dieser Effekt wird im CC-Verfahren nicht berücksichtigt wodurch die Bruchlasten für kleine Randabstände unterschätzt und für große Randabstände überschätzt werden.
- Die Ausbildung des Lasteinleitungsbereiches beeinflusst die zu erwartende Bruchlast. Die Ergebnisse zeigen, dass die Bruchlasten mit zunehmender Einspannung am „Dübelkopf“. Abhängig von der Dübelsteifigkeit ansteigen. Für große Verhältnisse  $h_{ef} / d_{nom}$  ist dieser Einfluss geringer als für entsprechend kleine Verhältnisse.
- Der Einfluss der Bauteilecke und des Achsabstandes  $s_2$  wird durch das CC-Verfahren brauchbar erfasst.
- Wird für die Gruppentragfähigkeit einer Verankerungen mit hintereinander liegenden Dübeln ohne Lochspiel die doppelte Betonkantenbruchlast der vorderen Dübelreihe angenommen, muss diese für Verhältnisse  $s_1 / c_1 < 0,75$  abgemindert werden, da die aufgebrachte Last hauptsächlich über die hinteren Dübel abgetragen wird. In den numerischen Berechnungen ist daher für Verankerungen mit  $s_1 / c_1 < 0,7$  am vorderen Dübel kein Riss sichtbar, weil dieser „überdrückt“ wird.
- Für Verankerungen mit hintereinander liegenden Dübeln mit Lochspiel zeigen die durchgeführten Untersuchungen, dass die Bruchlast des hinteren Dübels durch die Rissbildung des vorderen Dübels beeinflusst wird. Für Verhältnisse  $s_1 / c_1 > 2,0$  entspricht die Gesamttragfähigkeit der Gruppe der Betonkantenbruchlast der hinteren Dübelreihe. Für Verhältnisse  $s_1 / c_1 < 2,0$  kann die Tragfähigkeit linear abgemindert werden. Die Bruchlast des vorderen Dübels hingegen wird durch den hinteren Dübel nicht beeinflusst, so dass auf der sicheren Seite liegend angenommen werden kann, dass die Tragfähigkeit der Gruppe mindestens das einfache der Bruchlast der vorderen Dübelreihe beträgt.
- Die Auswertung zum Einfluss der Bauteildicke zeigt, dass der bestehende Ansatz leicht konservativ ist und die Bruchlasten für dünne Bauteile geringer abnehmen als angenommen.
- Die durchgeführten Untersuchungen zeigen, dass die Betonkantenbruchlast für parallel zum Rand belastete Verankerungen stark von der zu erwartenden Pressung vor den Bolzen abhängt. Maßgebend für die Bruchlast parallel zum Bauteilrand ist das Verhältnis von Spaltkraft zu Zugkraft in Abhängigkeit der Randbedingungen. Dieser Zusammenhang wird theoretisch hergeleitet und anhand der durchgeführten Untersuchungen verifiziert. Im Anschluss wird ein Erhöhungsfaktor für die Berechnung einer beliebig belasteten Verankerung abgeleitet.
- Das CC-Verfahren unterstellt, dass Verankerungen, die entgegen den freien Rand belastet werden die doppelte Tragfähigkeit einer zum Rand belasteten Verankerung haben. Die durchgeführten Versuche hingegen zeigen, dass bei einer Belastung weg vom freien Rand die Verankerungen stets infolge Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite versagen. Bei

- der Berechnung von Verankerungen, die entgegen den freien Rand belastet werden, wird daher ein Versagen infolge Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite angenommen.
- Für Einzel- und Gruppenverankerungen, die unter einem beliebigen Belastungswinkel zum oder weg vom Bauteilrand belastet werden, wird die Bruchlast nach dem CC-Verfahren mit Hilfe einer linearen Interaktion zwischen den maßgebenden Bruchlasten senkrecht, parallel oder weg vom Bauteilrand berechnet. Die Ergebnisse zeigen, dass dieser Ansatz konservativ ist und die Bruchlasten mit Hilfe einer quadratischen Interaktion besser erfasst werden. Ein weiterer Vorteil hierbei ist, dass für eine quadratische Interaktion das Kräftegleichgewicht stets erfüllt wird.
  - Für Verankerungen unter Torsionsbeanspruchungen zeigen die numerischen Ergebnisse, dass der senkrecht zum Rand belastete Anker, nicht durch den entgegen den Rand belasteten Anker beeinflusst wird. Dies gilt sowohl für alle Rand- und Achsabstände sowie Dübel-durchmesser und Verankerungstiefen. In Fällen, in denen der entgegen den Rand belastete Anker deutlich höhere Lasten abträgt, zeigen die numerischen Berechnungen, dass die Bruchlast des senkrecht zum Rand belasteten Ankers hierdurch nicht beeinflusst wird.
  - Für exzentrisch belastete Verankerungen zeigen die durchgeführten numerischen Untersuchungen, dass die Bruchlast für geringe Ausmitten bezogen auf den vorhandenen Achsabstand gleich bleibt. Es ist daher möglich, für exzentrisch belastete Verankerungen die Bruchlast anhand des höchstbelasteten Dübels zu berechnen. Die Gruppentragfähigkeit muss in diesem Fall jedoch auf die Bruchlast der zentrisch belasteten Gruppe begrenzt werden.

Um das entwickelte bruchmechanische Modell zu verifizieren, wurden alle durchgeführten Versuche und numerischen Simulationen mit Hilfe des entwickelten Programms nachgerechnet und die Bruchlasten und Rissbilder miteinander verglichen. Für alle im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Verankerungen zeigt sich eine brauchbare Übereinstimmung. Das entwickelte Modell ist in der Lage die Bruchlasten und den Rissverlauf ausreichend genau zu berechnen. Dies gilt für Einzel- und Gruppenverankerungen am Bauteilrand oder in der Bauteilecke, die unter einem beliebigen Winkel quer zum Rand belastet werden und infolge Betonkantenbruch versagen.

In Abschnitt 7 wurde mit Hilfe des verifizierten bruchmechanischen Modells eine ausführliche Parameterstudie durchgeführt. Die erzielten Ergebnisse stimmen weitgehend mit den numerischen und experimentellen Ergebnissen überein. Zusätzlich zu den geometrischen Einflussparametern wurde der mittlere Bruchwinkel des zu erwartenden Betonausbruchkegels und das Verhältnis von theoretischer Erstrisslast zu Bruchlast ausgewertet. Die Ergebnisse hierzu werden im folgenden zusammengefasst.

- Für Verankerungen am Bauteilrand hängt der mittlere Risswinkel, des Ausbruchkörpers vom Randabstand und Dübel-durchmesser ab. Für Durchmesser  $d \leq 24$  mm und Randabstände  $c_1 > 25$  mm beträgt der mittlere Bruchwinkel zwischen  $30^\circ$  und  $40^\circ$ . Für große Dübel-durchmesser  $d > 24$  mm hingegen wird der Rissverlauf mit abnehmendem Randabstand  $c_1$  deutlich flacher.
- Für Verankerung im Bereich einer Bauteilecke wird der Rissverlauf mit abnehmendem Eckabstand flacher. Der mittlere Bruchwinkel hängt hauptsächlich von Verhältnis  $c_2 / c_1$  ab.
- Für 2fach Befestigungen mit parallel zum Rand angeordneten Dübeln und kleinen Achsabstände bezogen auf den Bauteilrand, ist der Rissverlauf zwischen den Ankern nahezu horizontal.
- Für Verankerungen mit hintereinander liegenden Dübeln, ist für kleine Verhältnisse  $s_1 / c_1$  der Rissverlauf an den vorderen Dübeln steiler ( $40^\circ$  bis  $60^\circ$ ) als der Rissverlauf einer ent-



sprechenden Einzelverankerung ( $30^\circ$  bis  $40^\circ$ ). Durch die in den Beton eingeleitete Druckspannung am hinteren Dübel wird der Riss am vorderen Dübel quasi zum Rand „gedrückt“.

- Die experimentellen und numerischen Untersuchungen zeigen, dass das Verhältnis von Erstrisslast zu Bruchlast vom Verhältnis  $c_1 / d$  abhängt. Für sehr kleine Verhältnisse  $c_1 / d$  beträgt das Verhältnis von Erstrisslast zu Bruchlast 1,0. Dies bedeutet, dass nach dem ersten Anriss ein instabiles Risswachstum einsetzt. Für übliche Verhältnisse  $c_1 / d$  liegt die Erstrisslast abhängig vom Eck- und Achsabstand bei 20% bis 40% der Bruchlast.

In Abschnitt 8 wird ein Ansatz für die Berechnung und Bemessung von Verankerungen aufgezeigt. Dieser basiert hauptsächlich auf dem CC-Verfahren, wurde jedoch in den folgenden Punkten erweitert und modifiziert.

- Die Abhängigkeit des Einflusses von Durchmesser und Verankerungstiefe vom Randabstand wurde berücksichtigt und die Grundgleichung für eine ungestörte Einzelbefestigung modifiziert.
- Der vorgeschlagene Ansatz zur Berechnung und Bemessung von Verankerungen, berechnet für Gruppenverankerungen stets die Gesamtragfähigkeit der Gruppe. Daher wurde ein Faktor zur Berücksichtigung des Lochspiels und des Verhältnisses  $s_1 / c_1$  eingeführt.
- Der günstig wirkende Einfluss einer Einspannung im Bereich der Lasteinleitung wird anhand eines weiteren Erhöhungsfaktors berücksichtigt.
- Die Berechnung der Bruchlasten erfolgt nicht für eine beliebige Belastungsrichtung sondern, nur für die Hauptrichtungen senkrecht, parallel und entgegen den Bauteilrand.
- Eine exzentrische Belastung wird durch die Berechnung eines Torsionsbruchmomentes berücksichtigt.
- Der Nachweis der Verankerung erfolgt mit einer Interaktionsgleichung, die eine quadratische Interaktion zwischen den einzelnen Lastrichtungen und eine lineare Interaktion zwischen Querlast und Torsionsmoment beinhaltet.

## 10 Literatur

**Anderson, N.S.; Meinheit, D.F. (2000):** Design Criteria for Headed Stud Groups in Shear: Part 1 – Steel Capacity and Back Edge Effects. PCI Journal, V. 45, No. 5, September-October 2000, S. 46-75, 2000.

**Asmus, J. (1999):** Bemessung von zugbeanspruchten Befestigungen bei der Versagensart Spalten des Betons. Dissertation. IWB Mitteilungen 1999/1, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 1999.

**Aurich, D. (1993):** Analyse und Weiterentwicklung bruchmechanischer Versagenskonzepte. Lokales Risswachstum, Ermittlung des Risswiderstandesverhaltens aus der Kerbschlagarbeit. Forschungsbericht 192, BAM Bundesanstalt für Materialforschung und –prüfung, Berlin, 1993.

**Balogh, T.; Eligehausen, R. (1992):** Minimum edge distance of anchor groups loaded in shear to provide a steel failure or a pryout cone failure. Bericht Nr. 10/19 – 92/21, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 1992.

**Basler, E.; Witta, E. (1967):** Grundlagen für kraftschlüssige Verbindungen in der Vorfabrikation. Schriftenreihe der Technischen Forschungs- und Beratungsstelle der Schweizerischen Zementindustrie, Wildeg. Beton-Verlag GmbH, Düsseldorf, 1967.

**Bažant, Z.P. (1992):** Fracture Mechanics of Concrete Structures. FRAMCOS 1, S. 6-23 und 58-67. Elsevier Science Publishers LTD, England, Essex, 1992.

**Bažant, Z.P.; Ozbolt, J. (1990):** Nonlocal Microplane Model for Fracture, Damage and Size Effect in Structures. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, V116, No11, 1990.

**Bažant, Z.P.; Xi, Y. (1990):** Size effect in quasi-brittle micro-heterogeneous structures: deterministic and statistical theories. In: Carpinteri, A.: Applications of Fracture Mechanics to Reinforced Concrete, S. 1-16, Department of Structural Engineering, Italy, Turin, 1990.

**Bickel, T.S.; Shaikh, A.F. (2002):** Shear Strength of Adhesive Anchors. PCI Journal, V. 47, No. 5, September-October 2002, S. 92-101, 2002.

**Boshinov, B. (1980):** Berechnung kurzer Pfähle bei Einwirkung von horizontalen Kräften und Biegemomenten. Die Bautechnik, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Heft 11, S. 377-380, Berlin, 1980.

**Breuninger, U. (2000):** Zum Tragverhalten liegender Kopfbolzendübeln unter Längsschubbeanspruchung. Dissertation. Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf I, Stuttgart, 2000.

**Comité Euro-International du Béton (1994):** Fastenings to Concrete and Masonry Structures. Bulletin d'Information N° 216, Lausanne, published by Thomas Telford, London, 1994.

**Comité Euro-International du Béton (1995):** Design of Fastenings in Concrete. Draft CEB Guide – Part 1 to 3. Bulletin d'Information N° 226, August 1995, Lausanne, 1995.

**Cook, R.A. (1993):** Behavior of Chemically Bonded Anchors. *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, V. 119, No. 9, Sept. 1993, S. 2744-2762, 1993.

**Cook, R.A.; Klingner, R.E. (1989):** Behavior and Design of Ductile Multiple-Anchor Steel-to-Concrete Connections. University of Texas at Austin, Research Report No. CTR 1126-3; March 1989, Austin, 1989.

**Cook, R.A.; Klingner, R.E. (1991):** Behavior of Ductile Multiple-Anchor Steel-to-Concrete Connections with Surface-Mounted Baseplates. In: Senkiw, G.A.; Lancelot III, H.B.: *Anchors in Concrete – Design and Behavior*. ACI Publication, SP-130, S.61-122, American Concrete Institute, Detroit, 1991.

**Cook, R.A.; Klingner, R.E. (1992):** Ductile Multiple-Anchor-Steel-to-Concrete-Connections. *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, V. 118, No. 6, June 1992, S. 1645-1665, 1992.

**Cook, R.A.; Doerr, G.T.; Klingner, R.E. (1993):** Bond Stress Model for Design of Adhesive Anchors. *ACI Structural Journal*, September-October 1993, V. 90, No. 5, S. 514-524, 1993.

**Cook, R.A.; Bishop, M.C.; Hagedoorn, H.S.; Sikes, D.; Richardson, D.S.; Adams, T.L.; De Zee, C.T. (1994):** Adhesive Bonded Anchors: Bond Properties and Effects of In-Service and Installation Conditions. Bericht Nr. 94-2A, University of Florida, Department of Civil Engineering, College of Engineering, Gainesville, 1994.

**Cook, R.A.; Kunz, J.; Fuchs, W.; Konz, R.C. (1998):** Behavior and Design of Single Adhesive Anchors under Tensile Load in Uncracked Concrete. *ACI Structural Journal*, January-February 1998, V. 95, No. 1, S. 9-26, 1998.

**Curbach, M.; Michler, H. (2002):** Tragverhalten von Befestigungen mit Schubdübeln. *Beton- und Stahlbetonbau* 97, Heft 11, S. 590-598, Ernst & Sohn Verlag, 2002.

**Cziesielski, E.; Friedmann, M. (1983):** Tragfähigkeit geschweißter Verbindungen im Betonfertigteiltbau. Schriftenreihe des deutschen Ausschuss für Stahlbeton, Heft 346, S.9-48, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1983.

**Dei Poli, S.; di Prisco, M.; Gambarova, P.G. (1993):** Cover and Stirrup Effects on Shear Response of Dowel Bar Embedded in Concrete. *ACI Structural Journal*, July-August 1993, V. 90, No. 4, S. 441-450, 1993.

**De Vries, R.A. (1996):** Anchorage of Headed Reinforcement in Concrete. Dissertation. University of Texas at Austin, 1996.

**DIN 1045-1:** Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Deutsche Norm, Berlin, Beuth, 2000

**Di Tommaso, A. (1989):** Size effects and brittleness. In: Elfgren, L.: *Fracture Mechanics of Concrete Structures, From Theory to Applications*, Rilem Report, S. 191-207, Chapman and Hall, New York, 1989.

**Duan, K.; Hu, X.-Z.; Wittmann, F.H. (2003):** Size effect on fracture resistance and fracture energy of concrete. *Materials and Structures / Matériaux et Constructions*, Vol. 36, S. 74-80, 2003.

**El Dalati, R.E.; Berthraud, Y.; Mesureur, B.; Mounajed, G. (2000):** Three-Dimensional Modeling of Anchorage Subject to Shear Loads. Technical Paper. *ACI Structural Journal*, May-June 2000, V. 97, No. 3, S. 408-417, 2000.

**Eligehausen, R.; Fuchs, W. (1989):** Tragverhalten von Dübelbefestigungen bei Querkzug-, Schrägzug- und Biegebeanspruchung. *IWB Mitteilungen 1989/1*, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 1989.

**Eligehausen, R.; Ožbolt, J. (1990):** Size effect in concrete structures. In: Carpinteri, A.: *Applications of Fracture Mechanics to Reinforced Concrete*, S. 17-44, Department of Structural Engineering, Italy, Turin, 1990.

**Eligehausen, R.; Fuchs, W. (1991):** Design of Fastenings according to a “simplified” Kappa-Method. Bericht Nr. 12/11 – 91/4, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 1991.

**Eligehausen, R.; Lehr, B. (1993):** Querkzugtragfähigkeit von Dübeln mit großem Randabstand im ungerissenen Beton. Bericht Nr. 10/20 – 93/11, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 1993.

**Eligehausen, R.; Graf, P.; Fuchs, W. (1997):** Verankerungen unter Querlast mit der Versagensart Betonausbruch zur lastabgewandten Seite. Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Bericht Nr. 10/27 – 97/21, nicht veröffentlicht, Stuttgart, 1997.

**Eligehausen, R.; Mallee, R.; Rehm, G. (1997):** Befestigungstechnik. Sonderdruck aus dem *Beton-Kalender 1997*, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH, Berlin, 1997.

**Eligehausen, R.; Mallee, R. (2000):** Befestigungstechnik im Beton- und Mauerwerksbau. Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH, Berlin, 2000.

**Eurocode 2: DIN V ENV 1992, Teil 1-1: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken.** Berlin, Beuth 1992.

**Eurocode 4 (1994):** Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau. Comité Européen de Normalisation, 1994.

**Faoro, W. (1988):** Zum Tragverhalten kunstharzgebundener Glasfaserstäbe im Bereich von Endverankerungen und Rissen im Beton. Dissertation. *IWB Mitteilungen 1988/1*, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 1988.

**Friberg, F. (1940):** Load and Deflection Characteristics of Dowels in Transverse Joints of Concrete Pavements. *Proceedings of the Highway Research Board*, 20<sup>th</sup> Annual Meeting 1940, S.481-493, 1940.

**Fuchs, W. (1983):** Tragverhalten von Dübeln bei Querkzug-, Schrägzug- und Biegebeanspruchung. Bericht Nr. 10/1 – 83/11, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 1983.

**Fuchs, W. (1984/1):** Tragverhalten von Dübeln bei Querkzug-, Schrägzug- und Biegebeanspruchung. Bericht Nr. 10/2 – 84/2, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 1984.

**Fuchs, W. (1984/2):** Tragverhalten von Dübeln bei Querkzug-, Schrägzug- und Biegebeanspruchung. Bericht Nr. 10/3 – 84/13, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 1984.

**Fuchs, W. (1990):** Tragverhalten von Befestigungen unter Querlast in ungerissenem Beton. Dissertation. IWB Mitteilungen 1990/2, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 1990.

**Fuchs, W.; Eligehausen, R. (1986/1):** Tragverhalten von Dübeln bei Querkzug-, Schrägzug- und Biegebeanspruchung. Auswertung von Querkzugversuchen an Einzel- sowie Mehrfachbefestigungen. Bericht Nr. 10/7 – 86/4, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 1986.

**Fuchs, W.; Eligehausen, R. (1986/2):** Tragverhalten und Bemessung von auf Querkzug beanspruchten Dübelbefestigungen mit Randeinfluss im ungerissenen Beton. Bericht Nr. 10/9 – 86/13, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 1986.

**Fuchs, W.; Eligehausen, R. (1989):** Tragverhalten von Befestigungsmitteln im gerissenen Beton bei Querkzugbeanspruchung. Bericht Nr. 1/41 – 89/15, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 1989.

**Fuchs, W.; Eligehausen, R. (1995):** Das CC-Verfahren für die Berechnung der Betonausbruchlast von Verankerungen. Beton- und Stahlbetonbau 90, Heft 1, S.6-9, Heft 2, S. 38-44, Heft 3, S. 73-76, Ernst & Sohn Verlag, 1995.

**Fuchs, W.; Zhao, G. (1989):** Einfluss der Bauteildicke auf das Tragverhalten querkzugbeanspruchter Dübelbefestigungen im ungerissenen Beton. In: Kreller, H.; Eligehausen, R.: Werkstoff und Konstruktion II, Prof. Dr.-Ing. Dr. Ing. E.h. Gallus Rehm zum 65. Geburtstag. Stuttgart, 1989.

**Fuchs, W.; Eligehausen, R. (1995):** Das CC-Verfahren für die Berechnung der Betonausbruchlast von Verankerungen. Beton- und Stahlbetonbau 90, Heft 1, S.6-9, Heft 2, S. 38-44, Heft 3, S. 73-76, Ernst & Sohn Verlag, 1995.

**Fuchs, W.; Eligehausen, R.; Breen, J.E. (1995):** Concrete Capacity Design (CCD) Approach for fastening to Concrete. ACI Structural Journal, January-February 1995, V. 92, No. 1, S. 73-93, 1995.

**Furche, J. (1994):** Zum Trag- und Verschiebungsverhalten von Kopfbolzen bei zentrischem Zug. Dissertation. IWB Mitteilungen 1994/2, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 1994.

**Furche, J.; Eligehausen, R. (1991):** 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.

**Grieser, A. (1999):** Berechnung von biegebeanspruchten Pfählen mit beliebigem Bettungsverlauf. Bauingenieur, Bd 74, Nr. 6 - Juni, S. 283-285, 1999.

**Gross, D. (1996):** Bruchmechanik. 2.Auflage, Springer Verlag, Berlin, Heidelberg, 1996.

**Grossmann, F. (1987):** Spannungen und bruchmechanische Vorgänge im Normalbeton unter Zugbeanspruchung. Dissertation. Technische Universität Braunschweig, Braunschweig, 1987.

**Hawkins, N. (1987):** Strength in Shear and Tension of Cast-in-Place Anchor Bolts. In: Hasselwander, G.: Anchorage to Concrete. ACI Publication, SP-103, S. 233-254, American Concrete Institute, Detroit, 1987.

**Hayashi, K.; Nemat-Nasser, S. (1982):** Energy release rate and crack kinking under combined loading. Journal of Applied Mechanics, Vol.48, S. 520-524, 1981.

**Hofmann, J.; Eligehausen, R. (2004-1):** Querlastversuche mit Verbunddübeln am Bauteilrand und in der Bauteilecke unter beliebiger Belastungsrichtung, Prüfbericht Nr. 04/05- 0/07 Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 2004.

**Hofmann, J.; Ožbolt, J. (1999):** Finite-Element-Berechnungen von Kopfbolzen bei Querlastbeanspruchung. Bericht Nr. 99/17 – 7/1, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 1999.

**Hofmann, J.; Ožbolt, J.; Eligehausen, R. (2001):** Behavior and design of fastenings with headed anchors at the edge under arbitrary loading direction. International Symposium on Connections between Steel and Concrete, September 2001, Universität Stuttgart, Volume One, S. 678-688, Stuttgart, 2001.

**Jayas, B.S.; Hosain, M.U. (1987):** Behaviour of headed studs in composite beams: push out tests. Department of Civil Engineering, University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada S7N 0W0. CAN J.CIV. Eng. Vol.15, Saskatoon, 1987.

**Johnson, R.P.; Greenwood, R.D.; van Dahlen, K. (1969):** Stud shear-connectors in hogging moment regions of composite beams. The Structural Engineer, September 1969, V. 47, No. 9, 1969.

**Karihaloo, B.L. (1996):** Pull-out of axisymmetric headed anchors. Materials and Structures / Matériaux et Constructions, Vol. 29, S. 152-157, 1996.

**Klingner, R.E.; Mendonca, J.A. (1982):** Shear capacity of short Anchor Bolts and Welded Studs: A Literature Review. ACI Structural Journal, September-October 1982, V.79, No. 34, S. 339-349, 1982.

**Klingner, R.E.; Mendonca, J.A.; Malik, J.B. (1982):** Effect of Reinforcing Details on the Shear Resistance of Anchor Bolts under Reserved Cyclic Loading. ACI Structural Journal, January-February 1982, V. 79, No. 1, S. 3-12, 1982.

**Konrad, A. (1985):** Der Zylinder, der zylindrische Hohlraum und die dickwandige Kreiszy-linderschale unter beliebigen, ruhenden oder bewegten Lasten. In: Grundmann, H.; Knit-tel, G.: Technische Universität München, Mitteilungen aus dem Institut für Bauingenieurwe-sen I, München, 1985.

**Kraus, J. (2003):** Tragverhalten und Bemessung von Ankerschienen unter zentrischer Zugbe-lastung. Dissertation. Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 2003.

**Kummerow, A. (1996):** Tragverhalten von unter Querzug beanspruchten Verbundankern mit geringem Randabstand. Diplomarbeit. Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bau-wesen, Stuttgart, 1996.

**Kürschner, K. (2003):** Trag- und Ermüdungsverhalten liegender Kopfbolzendübel im Ver-bundbau. Dissertation. Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf I, Stutt-gart, 2003.

**Lehr, B. (1993):** Querzugtragfähigkeit von Dübeln mit großem Randabstand im ungerissenen Beton. Bericht Nr. 10/20 – 93/11, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 1993.

**Lehr, B. (2003):** Tragverhalten von Verbunddübeln unter zentrischer Belastung im ungeris-senen Beton – Gruppenbefestigungen und Befestigungen am Bauteilrand. Dissertation. Uni-versität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 2003.

**Lehr, B.; Eligehausen, R. (1998):** Vorschlag eines Bemessungskonzeptes für Verbundanker. Bericht Nr. 20/25 – 98/6, nicht veröffentlicht, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 1998.

**Leonhardt, F. (1962):** Spannbeton für die Praxis. 2.Auflage. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf, 1962.

**Li, Y.; Eligehausen, R.; Ozbolt, J.; Lehr, B. (2002):** Numerical Analysis of Quadruple Fas-tenings with Bonded Anchors. ACI Structural Journal, March-April 2002, V. 99, No. 2, S. 149-156, 2002.

**Lieberum, K.H. (1987):** Das Tragverhalten von Beton bei extremer Teilflächenbelastung. Dissertation. Technische Hochschule Darmstadt, Darmstadt, 1987.

**Lötterle, C. (2002):** Durchstanzen von Flachdecken im Bereich von Eckstützen. Diplom-arbeit. Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 2002.

**Lotze, D.; Klingner, R.E. (1997):** Behaviour of Multiple-Anchor Connections to Concrete from the Perspective of Plastic Theory. The University of Texas at Austin. PMFSEL Report No. 96-4, March 1997, S. 10-17, Austin, 1997.

**Lungershausen, H. (1988):** Zur Schubtragfähigkeit von Kopfbolzendübeln. Dissertation. Technische und Wissenschaftliche Mitteilungen Nr. 88-7, Ruhruniversität Bochum, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Bochum, 1988.

**Mallée, R. (2002):** Dübelgruppen am Bauteilrand unter Torsionsbeanspruchung. Beton- und Stahlbetonbau 97, Heft 2, S.69-77, Ernst & Sohn Verlag, 2002.

**Mesureur, B.; Bensimhon, J.; Guillet, T. (1994):** Study of the pryout failure mode. Fastenings placed near the edge, in non-cracked concrete (project 10 G). Test Report N° 94095/3, March 1994. CSTB Laboratory, Marne-la-Vallée Cedex 2, 1994.

**Meszaros, J.; Eligehausen, R. (1996/1):** Ausziehversuche mit Verbunddübeln, die in gereinigte und nicht gereinigte Bohrlöcher gesetzt wurden. Bericht Nr. 1/81 – 96/14, nicht veröffentlicht, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 1996.

**Meszaros, J.; Eligehausen, R. (1996/2):** Ausziehversuche mit Verbunddübeln, die in feuchten Beton gesetzt wurden. Bericht Nr. 1/86 – 96/23, nicht veröffentlicht, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 1996.

**Meszaros, J. (2002):** Tragverhalten von Einzelverbunddübeln unter zentrischer Kurzzeitbelastung. Dissertation. Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 2002.

**Modéer, M. (1979):** A fracture mechanics approach to failure analyses of concrete materials. Report TVBM-1001, University of Lund, Division of Building Materials, Lund, 1979.

**Muschelisvili, N.I. (1971):** Einige Grundaufgaben zur mathematischen Elastizitätstheorie. Hanser Verlag, München, 1971.

**Ollgaard, J.G.; Slutter, R.G.; Fischer, J.W. (1971):** Shear Strength of Stud Connectors in Lightweight and Normal-Weight Concrete. AISC Engineering Journal, April 1971, V. 8, No. 2, S. 55-64, 1971.

**Ožbolt, J. (1995):** Maßstabeffekt und Duktilität von Beton- und Stahlbetonkonstruktionen. Habilitationsschrift. IWB Mitteilungen 1995/2, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 1995.

**Ožbolt, J.; Li, Y.; Kožar, I. (2001):** Microplane model for concrete with relaxed kinematic constraint. International Journal of Solids and Structures 38, S. 2683-2711, 2001.

**Paschen, H.; Schönhoff, T. (1983):** Untersuchungen über in Beton eingelassene Scherbolzen aus Betonstahl. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 346, S.105-155, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1983.

**PCI Design Handbook - Precast and Prestressed Concrete (1985):** Third Edition. Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, Illinois, 1985.

**Popo-Ola, S.O.; Newman, J.B. (1994):** Tensile and shear tests of anchors in cracked and non-cracked concrete. Project No. 110690. Bericht Nr. 1/62 – 94/8, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 1994.

**Pregartner, T. (2003):** Tragverhalten von Kunststoffdübeln in ungerissenen und gerissenen Beton. Dissertation. Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 2003.



**Pukl, R.; Eligehausen, R. (1996):** Finite element simulation of bonded anchors. Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 1996.

**Pukl, R.; Ožbolt, J.; Eligehausen, R. (1998):** Load-Carrying Behavior of Bonded Anchors Based on FEM-Analysis. Bericht Nr. 98/3 – 2/3, nicht veröffentlicht, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 1998.

**Randl, N.; John, M. (2001):** Shear Anchoring in Concrete close to the Edge. International Symposium on Connections between Steel and Concrete, September 2001, Universität Stuttgart, Volume One, S. 251-260, Stuttgart, 2001.

**Ranger, J. (2002):** Befestigungen unter Querlast bei beliebiger Belastungsrichtung. Seminararbeit. Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 2002.

**Ranger, J. (2002):** Befestigungsmittel unter Querlast. Diplomarbeit. Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 2002.

**Rasmussen, B.H. (1963):** The Carrying Capacity of Transversely Loaded Bolts and Dowels Embedded in Concrete. Bygningsstiske Meddelelser, Vol. 34, No. 2, Kopenhagen, 1963.

**Riemann, H. (1985):** Das "erweiterte  $\kappa$ -Verfahren" für Befestigungsmittel, Bemessung an Beispielen von Kopfbolzenverankerungen. Beton + Fertigteiltechnik, Heft 12/1985, S.808-815, 1985.

**Riemann, H. (1990):** Schreiben vom 20.09.1990 an das Institut für Bautechnik, Berlin, 1990.

**Rotz, J.V.; Reifschneider, M. (1984):** Experimental evaluation of steel embedments in concrete subjected to combined axial and shear loading. Bechtel Power Corp., Ann Arbor, Michigan, 1984.

**Rüdinger, K. (2003):** Numerische Simulationen von Einzelbefestigungen mit Verbunddübeln am Bauteilrand unter Querzug in ungerissenem Beton. Entwurfsarbeit. Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 2003.

**Rüdinger, K. (2003):** Numerische Untersuchungen zu Zweifachbefestigungen mit Verbunddübeln am Bauteilrand unter Quer- und Torsionsbeanspruchung. Diplomarbeit. Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 2003.

**Scheele, J. (1991):** Zum Tragverhalten von Kopfbolzendübeln unter formschlüssiger Belastung. Dissertation. Universität Kaiserslautern, Fachbereich Architektur/ Raum- und Umweltplanung/ Bauingenieurwesen, Kaiserslautern, 1991.

**Scheer, J.; Peil, U.; Nölle, P. (1987):** Schrauben mit planmäßiger Biegebeanspruchung. TU Braunschweig, Institut für Stahlbau, Bericht Nr. 6079. In: Forschungsbericht T 1980, Fraunhofer IRB-Verlag, Stuttgart, 1987.

**Sell, R. (1973):** Festigkeit und Verformung mit Reaktionsharzmörtelpatronen versetzter Anker. Verbindungstechnik, Die Bautechnik, Heft 8, S11-16 und Heft 10, S333-339, 1973.

**Schmidt, B. (1985):** Die Berechnung biegebeanspruchter, elastisch gebetteter Pfähle nach der Methode der finiten Elemente. Die Bautechnik, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Heft 1, S. 20-25, Berlin, 1985.

**Schneider, K.-J. (1994):** Bautabellen für Ingenieure mit europäischen und nationalen Vorschriften. 11. Auflage, Werner Verlag GmbH, Düsseldorf, 1994.

**Skaikh, A.F.; Whayong, Y. (1985):** In-Place Strength of Welded Headed Studs. Journal of the Prestressed Concrete Institute, March-April 1985, S. 56-81, 1985.

**Smith, R.N.L. (1991):** BASIC fracture mechanics. Butterworth-Heinemann, Oxford, 1991.

**Stichting Bouwresearch (1971):** Verbindingen in de montagebouw met behulp van uit het beton stekende ankers waaraan metalen delen worden bevestigd. Rapport A van de Studiecommissie B7, inzake, Heft 29, 1971.

**Tada, H.; Paris, P.C.; Irwin, G.R. (2000):** The stress analysis of cracks handbook. Professional Engineering Publ., 3.Edition, S. 193-287, London, 2000.

**Ueda, T.; Stitmannathum, B.; Matupayont, S. (1991):** Experimental Investigation on Shear Strength of Bolt Anchorage Group. ACI Structural Journal, May-June 1991, V. 88, No. 3, S. 292-300, 1991.

**Varga, J.; Eligehausen, R. (1993):** Study on the Governing Failure Mode of Anchors under Shear Load. Bericht Nr. 12/27-93/10, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 1993.

**Vintzeleou, E.; Tassios, T.P. (1987):** Behavior of Dowels Under Cyclic Deformations. ACI Structural Journal, January-February 1987, V. 84, No. 1, S. 18-30, 1987.

**Weiß, R. (1978):** Ein haufwerkstheoretisches Modell der Restfestigkeit geschädigter Betone. Technische Universität Braunschweig, Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau, Heft 39, Braunschweig, 1978.

**Weyerhäuser, C.-C. (1984):** Ein Verfahren zur Berechnung von dickwandigen, unbewehrten Betonringen unter zentrischer innerer rotationssymmetrischer Radial- und Tangentialbeanspruchung mit Hilfe der Finite-Element-Methode. Dissertation. Technische Hochschule Darmstadt, Darmstadt, 1984.

**Wiedenroth, M. (1971):** Einspanntiefe und zulässige Belastung eines in einem Betonkörper eingespannten Stabes. Die Bautechnik, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Heft 12, S. 426-429, Berlin, 1971.

**Wüstholz, T. (1999):** Tragverhalten von randnahen Befestigungsmitteln unter Querlasten bei der Versagensart Betonausbruch. Diplomarbeit. Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 1999.

**Zhao, G. (1991):** Tragverhalten von Verankerungen mit Kopfbolzen – Versuchsreihe 3 – Tragfähigkeit von Ankerplatten mit Einzelbolzen und Bolzengruppen in der Bauteilfläche unter Querlast. Bericht Nr. KRT-799/3-91/14, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 1991.

**Zhao, G. (1994):** Tragverhalten von randnahen Kopfbolzenverankerungen bei Betonbruch. Dissertation. IWB Mitteilungen 1994/1, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 1994.

**Zhao, G.; Dieterle, H. ( 1991):** Tragverhalten von Verankerungen mit Kopfbolzen – Versuchsreihe 2 – Zugtragfähigkeit von Kopfbolzengruppen mit unterschiedlichen Lastexzentrizitäten. Bericht Nr. KRT-2/799-91/2, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 1991.



## **Anhang A**

### **Ergebnisse der Versuche zu Verbunddübeln unter beliebiger Querbelastung**



# 11 Zusammenstellung der Versuchsergebnisse

Versuch	Geometrie						Messwerte											
	d	h <sub>ef</sub>	c <sub>1</sub>	c <sub>2</sub>	a	Abst.	V <sub>1(0a)</sub> WA1	V <sub>1(0a)</sub> WA2	V <sub>1(50a)</sub> WA1	V <sub>1(50a)</sub> WA2	V <sub>1(750a)</sub> WA1	V <sub>1(750a)</sub> WA2	Q <sub>a</sub>	0,5Q <sub>a</sub>	0,75 Q <sub>a</sub>	□ <sub>a</sub>		
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[°]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN]	[kN]	[kN]	[N/mm <sup>2</sup> ]		
<b>Einzelbefestigungen mit Verbunddübeln (Eigene Versuche)</b>																		
M1670000°	16,00	130,3	68,00	-	0,00	140,00	2,61	2,40	0,76	0,60	3,66	3,26	18,84	9,42	14,13	25,50		
M1670000°	16,00	130,4	71,00	-	0,00	140,00	3,49	3,39	1,65	1,45	5,24	5,23	21,33	10,66	16,00	25,50		
M1670000°	16,00	131,8	74,00	-	0,00	140,00	4,15	4,33	2,38	2,56	7,84	7,97	20,51	10,25	15,38	25,50		
M1670000°	16,00	130,0	72,00	-	0,00	140,00	2,43	2,34	0,53	0,54	4,70	4,53	24,98	12,49	18,73	25,50		
M16100000°	16,00	130,7	100,00	-	0,00	200,00	1,84	1,85	0,36	0,37	5,27	5,25	32,88	16,44	24,66	25,50		
M16100000°	16,00	130,4	103,00	-	0,00	200,00	1,13	1,10	0,38	0,39	2,72	2,61	29,70	14,85	22,28	25,50		
M16100000°	16,00	136,4	105,00	-	0,00	200,00	1,97	1,88	0,73	0,67	3,38	3,42	34,12	17,06	25,59	25,50		
M16100000°	16,00	134,5	103,00	-	0,00	200,00	2,21	2,06	0,86	0,85	3,98	3,92	31,17	15,59	23,38	25,50		
M870000°	8,00	133,0	70,40	-	0,00	280,00	2,70	2,73	0,37	0,38	3,97	4,20	18,76	9,38	14,07	26,37		
M870000°	8,00	137,2	71,20	-	0,00	280,00	4,33	4,34	1,13	1,05	5,21	5,20	19,10	9,55	14,32	26,37		
M870000°	8,00	134,0	69,70	-	0,00	280,00	3,85	3,83	2,14	2,16	5,04	5,06	18,19	9,09	13,64	26,37		
M2470000	24,00	130,0	72,80	-	0,00	280,00	2,30	2,37	1,51	1,64	3,15	3,19	21,19	10,60	15,89	26,37		
M2470000	24,00	130,0	71,00	-	0,00	280,00	2,37	2,56	1,57	1,91	3,62	3,80	21,09	10,55	15,82	26,37		
M2470000	24,00	130,0	71,70	-	0,00	280,00	2,49	2,64	1,94	1,92	2,97	3,12	22,36	11,18	16,77	26,37		
M1670000°	16,00	257,0	73,90	-	0,00	380,00	6,42	6,38	1,65	1,50	9,27	9,21	24,03	12,02	18,02	26,37		
M1670000°	16,00	260,0	73,00	-	0,00	380,00	4,17	4,35	1,18	1,06	7,64	7,98	21,27	10,64	15,95	26,37		
M1670000°	16,00	261,0	73,60	-	0,00	280,00	3,87	3,81	1,60	1,57	6,69	6,42	34,29	17,15	25,72	26,37		
M1670000°	16,00	66,0	75,40	-	0,00	440,00	3,16	3,43	1,98	2,24	3,46	3,72	11,77	5,88	8,83	26,40		
M1670000°	16,00	68,5	71,80	-	0,00	440,00	2,09	1,94	1,43	1,20	2,59	2,46	15,67	7,83	11,75	26,40		
M8700000°	16,00	71,0	69,00	-	0,00	280,00	0,86	0,84	0,07	0,06	1,30	1,30	14,28	7,14	10,71	21,80		
M8700000°	16,00	71,0	68,80	-	0,00	280,00	1,45	1,19	0,23	0,22	2,05	1,80	13,80	6,90	10,35	21,80		
M8700000°	16,00	70,7	69,60	-	0,00	280,00	2,18	1,99	0,41	0,42	3,20	2,92	13,85	6,93	10,39	21,80		
M1670000°	16,00	67,0	72,80	-	0,00	280,00	2,03	2,02	1,48	1,44	2,72	2,71	19,17	9,59	14,38	21,80		
M1670000°	16,00	65,2	70,80	-	0,00	280,00	1,02	0,84	0,30	0,26	1,68	1,55	14,20	7,10	10,65	21,80		
M1670000°	16,00	66,6	76,70	-	0,00	280,00	1,25	1,22	0,57	0,56	1,65	1,68	17,25	8,63	12,94	21,80		
M24700000°	24,00	69,3	72,90	-	0,00	280,00	0,00	0,49	0,00	0,11	0,00	1,00	16,64	8,32	12,48	21,80		
M24700000°	24,00	65,4	69,30	-	0,00	280,00	1,69	2,14	1,06	1,53	2,35	2,79	17,18	8,59	12,89	21,80		
M24700000°	24,00	66,5	74,10	-	0,00	280,00	2,28	2,30	1,77	1,73	2,98	3,00	15,99	8,00	11,99	21,80		
M8700000°	8,00	260,0	69,60	-	0,00	280,00	5,60	5,43	1,26	1,04	6,95	6,80	17,11	8,56	12,83	21,90		
M8700000°	8,00	260,0	69,30	-	0,00	280,00	6,09	6,07	2,20	2,25	11,50	11,60	15,34	7,67	11,51	21,80		
M8700000°	8,00	260,0	70,00	-	0,00	280,00	2,53	4,05	0,86	2,39	3,67	5,24	15,87	7,94	11,90	21,90		
M1670000°	16,00	81,0	69,50	-	0,00	280,00	1,35	1,52	0,80	0,92	1,84	1,98	18,96	9,48	14,22	21,80		
M1670000°	16,00	79,2	72,10	-	0,00	280,00	1,08	0,93	0,60	0,54	1,81	1,63	16,84	8,42	12,63	21,80		
M1670000°	16,00	81,7	78,00	-	0,00	280,00	2,11	2,07	1,42	1,37	2,62	2,57	16,61	8,31	12,46	21,80		
M161000045°	16,00	123,4	100,00	-	45,00	-	3,55	3,05	2,46	2,30	5,86	3,07	43,28	21,64	32,46	26,00		
M161000045°	16,00	131,5	100,90	-	45,00	-	2,80	2,67	1,32	1,39	5,16	4,82	40,23	20,12	30,17	26,00		
M161000045°	16,00	130,0	99,50	-	45,00	-	2,43	2,17	1,19	1,19	4,30	3,90	38,38	19,19	28,79	26,00		
M161000045°	16,00	131,5	108,60	-	45,00	-	3,27	3,09	1,60	1,45	5,35	5,50	43,16	21,58	32,37	26,00		
M16700045°	16,00	130,5	71,60	-	45,00	-	1,90	2,25	0,87	0,84	3,27	3,80	30,71	15,36	23,03	25,90		
M16700045°	16,00	132,8	70,10	-	45,00	-	2,71	2,67	1,14	1,31	3,73	3,68	27,09	13,55	20,32	25,90		
M16700045°	16,00	132,8	71,50	-	45,00	-	3,41	2,26	1,79	0,50	4,33	3,22	25,09	12,55	18,82	25,90		
M16700045°	16,00	133,8	72,80	-	45,00	-	3,53	2,13	1,68	1,26	5,20	3,54	27,15	13,58	20,36	25,90		
M16700090°	16,00	131,1	74,00	-	90,00	-	4,71	4,74	1,40	1,39	12,48	12,57	53,67	26,84	40,25	25,50		
M16700090°	16,00	130,8	70,00	-	90,00	-	2,78	2,94	0,73	0,79	10,01	10,22	50,00	25,00	37,50	25,50		
M16700090°	16,00	131,1	74,00	-	90,00	-	4,96	4,70	2,26	2,10	10,93	10,75	45,92	22,96	34,44	25,50		
M16700090°	16,00	130,7	67,00	-	90,00	-	3,90	3,95	1,39	1,27	8,26	8,36	48,53	24,27	36,40	25,50		
M161000090°	16,00	129,2	103,00	-	90,00	-	4,44	4,78	1,15	1,25	14,28	9,44	56,23	28,12	42,17	25,50		
M161000090°	16,00	135,1	103,00	-	90,00	-	4,29	4,36	1,24	1,29	7,59	7,48	66,29	33,15	49,72	25,50		
M161000090°	16,00	130,3	107,00	-	90,00	-	5,63	5,27	1,07	0,79	12,52	12,35	63,86	31,93	47,90	25,50		
M161000090°	16,00	137,8	107,00	-	90,00	-	3,79	3,82	0,95	0,95	9,91	10,09	62,64	31,32	46,98	25,50		
M16707000135°	16,00	133,0	69,10	67,10	135,00	-	1,22	1,01	0,45	0,35	2,33	2,02	21,26	10,63	15,95	26,37		
M16707000135°	16,00	133,0	71,60	70,40	135,00	-	1,72	1,46	1,01	0,91	2,00	2,00	23,26	11,63	17,45	26,37		
M16707000135°	16,00	131,5	71,30	70,50	135,00	-	0,74	0,72	0,32	0,29	1,25	1,25	23,04	11,52	17,28	26,37		
M16100100000°	16,00	130,0	102,00	100,00	0,00	-	0,70	0,90	0,31	0,37	0,97	1,15	26,47	13,24	19,85	28,60		
M16100100000°	16,00	130,0	98,00	102,00	0,00	-	1,88	1,98	1,23	1,29	-	-	24,75	12,38	18,56	28,60		
M16100100000°	16,00	130,0	100,00	102,00	0,00	-	1,93	1,93	1,38	1,32	2,20	2,22	24,94	12,47	18,71	28,60		
<b>Einzelbefestigungen mit Verbunddübeln (Rösle / Huber / Wüstholz)</b>																		
16651001	16,00	65,0	100,00	-	0,00	400,00	2,22	-	-	-	-	-	29,63	14,82	22,22	31,53		
16651002	16,00	65,0	100,00	-	0,00	400,00	1,96	-	-	-	-	-	27,75	13,88	20,81	31,53		
16651003	16,00	65,0	100,00	-	0,00	400,00	2,27	-	-	-	-	-	28,97	14,49	21,73	31,53		
16651004	16,00	65,0	100,00	-	0,00	400,00	2,50	-	-	-	-	-	21,93	10,97	16,45	31,53		
161301001	16,00	130,0	100,00	-	0,00	400,00	2,81	-	-	-	-	-	29,82	14,91	22,37	31,53		
161301002	16,00	130,0	100,00	-	0,00	400,00	3,35	-	-	-	-	-	32,29	16,15	24,22	31,53		
161301003	16,00	130,0	100,00	-	0,00	400,00	4,14	-	-	-	-	-	31,91	15,96	23,93	31,53		
161301004	16,00	130,0	100,00	-	0,00	400,00	3,28	-	-	-	-	-	34,24	17,12	25,68	31,53		
162001001	16,00	200,0	100,00	-	0,00	400,00	3,08	-	-	-	-	-	28,65	14,33	21,49	31,53		
162001001	16,00	200,0	100,00	-	0,00	400,00	-	-	-	-	-	-	27,90	13,95	20,93	31,53		
162001001	16,00	200,0	100,00	-	0,00	400,00	5,86	-	-	-	-	-	36,85	18,43	27,64	31,53		
162001001	16,00	200,0	100,00	-	0,00	400,00	6,69	-	-	-	-	-	39,47	19,74	29,60	31,53		
1665701	16,00	65,0	70,00	-	0,00	280,00	1,43	-	-	-	-	-	11,15	5,57	8,36	24,16		
1665702	16,00	65,0	70,00	-	0,00	280,00	0,88	-	-	-	-	-	10,53	5,26	7,89	21,10		
1665703	16,00	65,0	70,00	-	0,00	280,00	1,28	-	-	-	-	-	11,00	5,50	8,25	21,10		
1665704	16,00	65,0	70,00	-	0,00	280,00	1,22	-	-	-	-	-	17,20	8,60	12,90	23,87		
1665705	16,00	65,0	70,00	-	0,00	280,00</												

Versuch	Geometrie						Messwerte									
	d	h <sub>d</sub>	c <sub>1</sub>	c <sub>2</sub>	a	Abst.	V <sub>0,0</sub> WA1	V <sub>0,0</sub> WA2	V <sub>0,50a</sub> WA1	V <sub>0,50a</sub> WA2	V <sub>0,750a</sub> WA1	V <sub>0,750a</sub> WA2	Q <sub>c</sub>	0,5Q <sub>c</sub>	0,75 Q <sub>c</sub>	β <sub>c</sub>
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[°]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN]	[kN]	[kN]	[N/mm <sup>2</sup> ]
16130701	16,00	130,0	70,00	-	0,00	280,00	2,88	-	-	-	-	-	27,00	13,50	20,25	24,16
16130702	16,00	130,0	70,00	-	0,00	280,00	1,17	-	-	-	-	-	20,53	10,27	15,40	26,98
16130703	16,00	130,0	70,00	-	0,00	280,00	1,06	-	-	-	-	-	21,61	10,80	16,21	26,98
16130704	16,00	130,0	70,00	-	0,00	280,00	1,62	-	-	-	-	-	29,06	14,53	21,80	26,98
16651601	16,00	65,0	160,00	-	0,00	640,00	5,17	-	-	-	-	-	48,39	24,20	36,30	26,84
16651602	16,00	65,0	160,00	-	0,00	640,00	3,35	-	-	-	-	-	52,96	26,48	39,72	26,84
16651603	16,00	65,0	160,00	-	0,00	640,00	3,46	-	-	-	-	-	49,87	24,94	37,40	26,84
16651604	16,00	65,0	160,00	-	0,00	640,00	6,29	-	-	-	-	-	53,19	26,60	39,89	26,84
251021001	25,00	102,0	100,00	-	0,00	400,00	1,52	-	-	-	-	-	28,01	14,00	21,01	26,98
251021002	25,00	102,0	100,00	-	0,00	400,00	2,35	-	-	-	-	-	27,07	13,53	20,30	26,98
251021003	25,00	102,0	100,00	-	0,00	400,00	2,81	-	-	-	-	-	39,16	19,58	29,37	26,98
251021004	25,00	102,0	100,00	-	0,00	400,00	3,31	-	-	-	-	-	36,23	18,11	27,17	26,98
251021601	25,00	102,0	160,00	-	0,00	640,00	1,53	-	-	-	-	-	54,86	27,43	41,14	23,58
251021602	25,00	102,0	160,00	-	0,00	640,00	1,21	-	-	-	-	-	46,29	23,15	34,72	23,58
251021603	25,00	102,0	160,00	-	0,00	640,00	1,10	-	-	-	-	-	45,12	22,56	33,84	23,87
251021604	25,00	102,0	160,00	-	0,00	640,00	2,75	-	-	-	-	-	45,90	22,95	34,42	23,87
251021605	25,00	102,0	160,00	-	0,00	640,00	1,78	-	-	-	-	-	47,20	23,60	35,40	21,03
252041601	25,00	204,0	160,00	-	0,00	640,00	2,11	-	-	-	-	-	53,96	26,98	40,47	21,03
252041602	25,00	204,0	160,00	-	0,00	640,00	3,89	-	-	-	-	-	62,36	31,18	46,77	21,03
252041603	25,00	204,0	160,00	-	0,00	640,00	3,33	-	-	-	-	-	66,16	33,08	49,62	21,03
252041604	25,00	204,0	160,00	-	0,00	640,00	1,77	-	-	-	-	-	54,35	27,18	40,77	21,03
2531251601	25,00	312,5	160,00	-	0,00	640,00	4,71	-	-	-	-	-	64,98	32,49	48,74	21,03
2531251602	25,00	312,5	160,00	-	0,00	640,00	4,19	-	-	-	-	-	70,84	35,42	53,13	21,03
2531251604	25,00	312,5	160,00	-	0,00	640,00	2,78	-	-	-	-	-	55,79	27,89	41,84	21,03
252042501	25,00	204,0	250,00	-	0,00	1000,00	4,89	-	-	-	-	-	105,91	52,96	79,44	23,58
252042502	25,00	204,0	250,00	-	0,00	1000,00	7,71	-	-	-	-	-	112,08	56,04	84,06	23,58
252042503	25,00	204,0	250,00	-	0,00	1000,00	5,04	-	-	-	-	-	107,10	53,55	80,32	23,87
252042504	25,00	204,0	250,00	-	0,00	1000,00	5,29	-	-	-	-	-	105,63	52,82	79,23	21,03
2531252501	25,00	312,5	250,00	-	0,00	1000,00	9,41	-	-	-	-	-	121,25	60,62	90,94	21,78
2531252502	25,00	312,5	250,00	-	0,00	1000,00	7,63	-	-	-	-	-	110,02	55,01	82,52	21,78
2531252504	25,00	312,5	250,00	-	0,00	1000,00	8,26	-	-	-	-	-	102,35	51,17	76,76	21,78
321301001	32,00	130,0	100,00	-	0,00	400,00	2,86	-	-	-	-	-	26,44	13,22	19,83	26,84
321301002	32,00	130,0	100,00	-	0,00	400,00	2,24	-	-	-	-	-	39,02	19,51	29,27	26,84
321301003	32,00	130,0	100,00	-	0,00	400,00	4,04	-	-	-	-	-	36,49	18,24	27,36	21,03
321301004	32,00	130,0	100,00	-	0,00	400,00	1,04	-	-	-	-	-	25,19	12,59	18,89	21,03
322601001	32,00	260,0	100,00	-	0,00	400,00	3,96	-	-	-	-	-	39,57	19,79	29,68	21,03
322601002	32,00	260,0	100,00	-	0,00	400,00	2,34	-	-	-	-	-	31,09	15,54	23,32	21,03
322601003	32,00	260,0	100,00	-	0,00	400,00	2,29	-	-	-	-	-	35,00	17,50	26,25	26,84
322601004	32,00	260,0	100,00	-	0,00	400,00	3,52	-	-	-	-	-	45,03	22,51	33,77	26,84
321301601	32,00	130,0	160,00	-	0,00	640,00	1,33	-	-	-	-	-	52,69	26,35	39,52	21,10
321301602	32,00	130,0	160,00	-	0,00	640,00	2,38	-	-	-	-	-	49,53	24,76	37,14	21,10
321301603	32,00	130,0	160,00	-	0,00	640,00	1,23	-	-	-	-	-	48,31	24,15	36,23	21,33
321301604	32,00	130,0	160,00	-	0,00	640,00	1,70	-	-	-	-	-	51,48	25,74	38,61	21,33
322601601	32,00	260,0	160,00	-	0,00	640,00	3,10	-	-	-	-	-	60,74	30,37	45,55	26,84
322601602	32,00	260,0	160,00	-	0,00	640,00	1,29	-	-	-	-	-	64,22	32,11	48,17	26,84
322601603	32,00	260,0	160,00	-	0,00	640,00	1,48	-	-	-	-	-	58,42	29,21	43,82	26,84
322601604	32,00	260,0	160,00	-	0,00	640,00	3,06	-	-	-	-	-	66,97	33,48	50,22	26,84
324001601	32,00	400,0	160,00	-	0,00	640,00	6,75	-	-	-	-	-	76,37	38,19	57,28	26,37
324001602	32,00	400,0	160,00	-	0,00	640,00	7,43	-	-	-	-	-	95,23	47,61	71,42	26,37
321302501	32,00	130,0	250,00	-	0,00	1000,00	2,79	-	-	-	-	-	102,77	51,39	77,08	21,05
321302502	32,00	130,0	250,00	-	0,00	1000,00	2,78	-	-	-	-	-	107,90	53,95	80,92	21,10
321302503	32,00	130,0	250,00	-	0,00	1000,00	3,25	-	-	-	-	-	91,34	45,67	68,51	21,05
321302504	32,00	130,0	250,00	-	0,00	1000,00	3,07	-	-	-	-	-	99,07	49,54	74,31	21,05
322602501	32,00	260,0	250,00	-	0,00	1000,00	2,52	-	-	-	-	-	104,29	52,15	78,22	21,10
322602502	32,00	260,0	250,00	-	0,00	1000,00	2,47	-	-	-	-	-	100,96	50,48	75,72	21,27
322602503	32,00	260,0	250,00	-	0,00	1000,00	3,86	-	-	-	-	-	106,88	53,44	80,16	21,39
322602504	32,00	260,0	250,00	-	0,00	1000,00	3,99	-	-	-	-	-	104,48	52,24	78,36	21,39
324002501	32,00	400,0	250,00	-	0,00	1600,00	3,01	-	-	-	-	-	107,82	53,91	80,86	23,83
324002502	32,00	400,0	250,00	-	0,00	1000,00	4,02	-	-	-	-	-	129,20	64,60	96,90	23,83
324002503	32,00	400,0	250,00	-	0,00	1000,00	3,68	-	-	-	-	-	107,53	53,77	80,65	23,83
324002504	32,00	400,0	250,00	-	0,00	1000,00	2,93	-	-	-	-	-	109,31	54,65	81,98	23,83
4016251601	40,00	162,5	160,00	-	0,00	640,00	1,43	-	-	-	-	-	62,76	31,38	47,07	24,16
4016251602	40,00	162,5	160,00	-	0,00	640,00	5,26	-	-	-	-	-	63,50	31,75	47,62	24,16
4016251603	40,00	162,5	160,00	-	0,00	640,00	0,88	-	-	-	-	-	55,36	27,68	41,52	24,16
4016251604	40,00	162,5	160,00	-	0,00	640,00	2,14	-	-	-	-	-	59,65	29,82	44,73	24,16
403251601	40,00	325,0	160,00	-	0,00	640,00	9,71	-	-	-	-	-	96,98	48,49	72,73	24,16
403251602	40,00	325,0	160,00	-	0,00	640,00	3,08	-	-	-	-	-	69,66	34,83	52,25	21,05
403251603	40,00	325,0	160,00	-	0,00	640,00	3,93	-	-	-	-	-	77,99	38,99	58,49	21,05
403251604	40,00	325,0	160,00	-	0,00	640,00	2,91	-	-	-	-	-	80,82	40,41	60,61	21,05
4016252501	40,00	162,5	250,00	-	0,00	1000,00	2,18	-	-	-	-	-	93,13	46,56	69,85	24,44
4016252502	40,00	162,5	250,00	-	0,00	1000,00	1,85	-	-	-	-	-	97,98	48,99	73,49	24,44
4016252503	40,00	162,5	250,00	-	0,00	1000,00	1,33	-	-	-	-	-	88,05	44,02	66,04	24,44
4016252504	40,00	162,5	250,00	-	0,00	1000,00	2,37	-	-	-	-	-	94,94	47,47	71,20	24,16

Tabelle A11-2: Versuchsergebnisse zu Einzelbefestigungen .



Versuch	Geometrie						Messwerte									
	d	h <sub>d</sub>	c <sub>1</sub>	c <sub>2</sub>	a	Abst.	V <sub>(0)</sub> WA1	V <sub>(0)</sub> WA2	V <sub>(0,50s)</sub> WA1	V <sub>(0,50s)</sub> WA2	V <sub>(1,50s)</sub> WA1	V <sub>(1,50s)</sub> WA2	Q <sub>c</sub>	0,5Q <sub>c</sub>	0,75 Q <sub>c</sub>	β <sub>c</sub>
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[°]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN]	[kN]	[kN]	[N/mm <sup>2</sup> ]
403252501	40,00	325,0	250,00	-	0,00	1000,00	1,65	-	-	-	-	-	115,25	57,63	86,44	21,78
403252502	40,00	325,0	250,00	-	0,00	1000,00	1,37	-	-	-	-	-	115,51	57,76	86,63	21,78
403252503	40,00	325,0	250,00	-	0,00	1000,00	1,46	-	-	-	-	-	113,10	56,55	84,82	21,78
404502501	40,00	450,0	250,00	-	0,00	1000,00	3,38	-	-	-	-	-	133,04	66,52	99,78	26,37
404502502	40,00	450,0	250,00	-	0,00	1000,00	2,33	-	-	-	-	-	146,27	73,14	109,71	26,37
404502503	40,00	450,0	250,00	-	0,00	1000,00	3,70	-	-	-	-	-	141,10	70,55	105,82	26,37
404502504	40,00	450,0	250,00	-	0,00	1000,00	3,03	-	-	-	-	-	153,07	76,53	114,80	26,37
403252801	40,00	325,0	280,00	-	0,00	1120,00	3,18	-	-	-	-	-	138,40	69,20	103,80	24,16
403252802	40,00	325,0	280,00	-	0,00	1120,00	2,70	-	-	-	-	-	127,73	63,87	95,80	24,16
403252803	40,00	325,0	280,00	-	0,00	1300,00	2,04	-	-	-	-	-	146,27	73,13	109,70	24,16
403252804	40,00	325,0	280,00	-	0,00	1120,00	2,32	-	-	-	-	-	136,86	68,43	102,64	24,16
403253201	40,00	325,0	320,00	-	0,00	1280,00	2,28	-	-	-	-	-	149,78	74,89	112,34	23,83
403253202	40,00	325,0	320,00	-	0,00	1280,00	2,66	-	-	-	-	-	165,06	82,53	123,79	23,83
403253203	40,00	325,0	320,00	-	0,00	1300,00	2,59	-	-	-	-	-	161,81	80,90	121,35	23,83
403253204	40,00	325,0	320,00	-	0,00	1280,00	2,53	-	-	-	-	-	169,02	84,51	126,77	23,83
403254001	40,00	325,0	400,00	-	0,00	1300,00	6,22	-	-	-	-	-	283,87	141,94	212,90	24,91
403254002	40,00	325,0	400,00	-	0,00	1600,00	4,91	-	-	-	-	-	269,05	134,53	201,79	24,91
403254003	40,00	325,0	400,00	-	0,00	1300,00	6,01	-	-	-	-	-	275,13	137,56	206,34	24,91
<b>Einzelbefestigungen mit Kopfbolzen (Rösse / Huber / Wüstholz)</b>																
865701	8,00	65,0	70,00	-	0,00	280,00	-	-	-	-	-	-	13,62	6,81	10,22	26,00
865702	8,00	65,0	70,00	-	0,00	280,00	-	-	-	-	-	-	14,66	7,33	11,00	26,00
865703	8,00	65,0	70,00	-	0,00	280,00	-	-	-	-	-	-	14,60	7,30	10,95	26,00
865704	8,00	65,0	70,00	-	0,00	280,00	-	-	-	-	-	-	15,34	7,67	11,51	26,00
1665701	16,00	65,0	70,00	-	0,00	280,00	-	-	-	-	-	-	21,53	10,77	16,15	26,00
1665702	16,00	65,0	70,00	-	0,00	280,00	-	-	-	-	-	-	17,13	8,57	12,85	26,00
1665703	16,00	65,0	70,00	-	0,00	280,00	-	-	-	-	-	-	17,50	8,75	13,12	26,00
1665704	16,00	65,0	70,00	-	0,00	280,00	-	-	-	-	-	-	17,79	8,90	13,34	26,00
1665101	16,00	65,0	100,00	-	0,00	400,00	-	-	-	-	-	-	21,64	10,82	16,23	26,00
1665102	16,00	65,0	100,00	-	0,00	400,00	-	-	-	-	-	-	29,22	14,61	21,92	26,00
1665103	16,00	65,0	100,00	-	0,00	400,00	-	-	-	-	-	-	23,57	11,78	17,67	26,00
1665104	16,00	65,0	100,00	-	0,00	400,00	-	-	-	-	-	-	32,41	16,21	24,31	26,00
1613701	16,00	130,0	70,00	-	0,00	280,00	-	-	-	-	-	-	22,55	11,28	16,91	26,00
1613702	16,00	130,0	70,00	-	0,00	280,00	-	-	-	-	-	-	17,72	8,86	13,29	26,00
1613703	16,00	130,0	70,00	-	0,00	280,00	-	-	-	-	-	-	23,12	11,56	17,34	26,00
1613704	16,00	130,0	70,00	-	0,00	280,00	-	-	-	-	-	-	16,48	8,24	12,36	26,00
1613101	16,00	130,0	100,00	-	0,00	400,00	-	-	-	-	-	-	30,15	15,08	22,61	26,00
1613102	16,00	130,0	100,00	-	0,00	400,00	-	-	-	-	-	-	28,95	14,48	21,71	26,00
1613103	16,00	130,0	100,00	-	0,00	400,00	-	-	-	-	-	-	31,04	15,52	23,28	26,00
1613104	16,00	130,0	100,00	-	0,00	400,00	-	-	-	-	-	-	27,10	13,55	20,33	26,00
1620101	16,00	200,0	100,00	-	0,00	400,00	-	-	-	-	-	-	31,38	15,69	23,54	26,00
1620102	16,00	200,0	100,00	-	0,00	400,00	-	-	-	-	-	-	32,29	16,15	24,22	26,00
1620103	16,00	200,0	100,00	-	0,00	400,00	-	-	-	-	-	-	34,64	17,32	25,98	26,00
1620104	16,00	200,0	100,00	-	0,00	400,00	-	-	-	-	-	-	29,46	14,73	22,10	26,00
2420101	24,00	200,0	100,00	-	0,00	400,00	-	-	-	-	-	-	34,44	17,22	25,83	26,00
2420102	24,00	200,0	100,00	-	0,00	400,00	-	-	-	-	-	-	33,02	16,51	24,77	26,00
2420103	24,00	200,0	100,00	-	0,00	400,00	-	-	-	-	-	-	27,55	13,78	20,66	26,00
2420104	24,00	200,0	100,00	-	0,00	400,00	-	-	-	-	-	-	28,09	14,05	21,07	26,00
2420201	24,00	200,0	200,00	-	0,00	800,00	-	-	-	-	-	-	95,28	47,64	71,46	26,00
2420202	24,00	200,0	200,00	-	0,00	800,00	-	-	-	-	-	-	79,77	39,89	59,83	26,00
3226101	32,00	260,0	100,00	-	0,00	400,00	-	-	-	-	-	-	50,05	25,03	37,54	26,00
3226102	32,00	260,0	100,00	-	0,00	400,00	-	-	-	-	-	-	32,70	16,35	24,53	26,00
3226103	32,00	260,0	100,00	-	0,00	400,00	-	-	-	-	-	-	49,71	24,86	37,28	26,00
3226104	32,00	260,0	100,00	-	0,00	400,00	-	-	-	-	-	-	39,60	19,80	29,70	26,00
3226201	32,00	260,0	200,00	-	0,00	800,00	-	-	-	-	-	-	78,97	39,49	59,23	23,00
3226202	32,00	260,0	200,00	-	0,00	800,00	-	-	-	-	-	-	88,79	44,40	66,59	23,00
3226203	32,00	260,0	200,00	-	0,00	800,00	-	-	-	-	-	-	81,43	40,72	61,07	23,00
3226204	32,00	260,0	200,00	-	0,00	800,00	-	-	-	-	-	-	79,23	39,62	59,42	23,00
3240101	32,00	400,0	100,00	-	0,00	400,00	-	-	-	-	-	-	32,80	16,40	24,60	26,00
3240102	32,00	400,0	100,00	-	0,00	400,00	-	-	-	-	-	-	39,25	19,63	29,44	26,00
3240103	32,00	400,0	100,00	-	0,00	400,00	-	-	-	-	-	-	27,75	13,88	20,81	26,00
3240104	32,00	400,0	100,00	-	0,00	400,00	-	-	-	-	-	-	36,50	18,25	27,38	26,00
3240201	32,00	400,0	200,00	-	0,00	800,00	-	-	-	-	-	-	77,09	38,55	57,82	23,00
3240202	32,00	400,0	200,00	-	0,00	800,00	-	-	-	-	-	-	78,05	39,03	58,54	23,00
3240203	32,00	400,0	200,00	-	0,00	800,00	-	-	-	-	-	-	73,77	36,89	55,33	23,00
3240204	32,00	400,0	200,00	-	0,00	800,00	-	-	-	-	-	-	80,81	40,40	60,61	23,00
4020101	40,00	200,0	100,00	-	0,00	400,00	-	-	-	-	-	-	33,57	16,79	25,18	26,00
4020102	40,00	200,0	100,00	-	0,00	400,00	-	-	-	-	-	-	36,96	18,48	27,72	26,00
4020103	40,00	200,0	100,00	-	0,00	400,00	-	-	-	-	-	-	54,97	27,49	41,23	26,00
4020104	40,00	200,0	100,00	-	0,00	400,00	-	-	-	-	-	-	51,74	25,87	38,81	26,00
4032102	40,00	320,0	100,00	-	0,00	400,00	-	-	-	-	-	-	36,54	18,27	27,41	26,00
4032104	40,00	320,0	100,00	-	0,00	400,00	-	-	-	-	-	-	40,20	20,10	30,15	26,00
4032201	40,00	320,0	200,00	-	0,00	800,00	-	-	-	-	-	-	90,54	45,27	67,91	23,00
4032202	40,00	320,0	200,00	-	0,00	800,00	-	-	-	-	-	-	82,12	41,06	61,59	23,00
4032203	40,00	320,0	200,00	-	0,00	800,00	-	-	-	-	-	-	86,60	43,30	64,95	23,00

Tabelle A11-3: Eigene Versuchsergebnisse zu Einzelbefestigungen.

Versuch	Geometrie								Messwerte						
	d	h <sub>d</sub>	c <sub>1</sub>	c <sub>2</sub>	s <sub>2</sub>	s <sub>1</sub>	α	Abst.	V <sub>(Q<sub>0</sub>)</sub>	V <sub>(R<sub>50</sub>Q<sub>0</sub>)</sub>	V <sub>(R<sub>250</sub>Q<sub>0</sub>)</sub>	Q <sub>0</sub>	0,5Q <sub>0</sub>	0,75 Q <sub>0</sub>	β <sub>-</sub>
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[°]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN]	[kN]	[kN]	[N/mm <sup>2</sup> ]
2fach Befestigungen mit Verbunddübeln (Eigene Versuche)															
M1614070090°	16,00	130,90	143,10	-	70,00	-	90,00	-	6,02	2,40	14,69	105,72	52,86	79,29	25,50
M1614070090°	16,00	131,00	142,90	-	70,00	-	90,00	-	3,97	1,38	7,60	107,98	53,99	80,99	25,50
M1614070090°	16,00	131,50	139,10	-	70,00	-	90,00	-	5,00	1,34	13,83	113,30	56,65	84,98	25,50
M1614070090°	16,00	130,40	146,70	-	70,00	-	90,00	-	4,66	1,25	15,58	117,73	58,87	88,30	25,50
M161407000°	16,00	131,20	140,40	-	70,00	-	0,00	630,00	1,21	0,25	2,37	56,02	28,01	42,02	24,75
M161407000°	16,00	130,00	138,50	-	70,00	-	0,00	630,00	1,89	1,18	4,14	51,76	25,88	38,82	24,75
M161407000°	16,00	131,10	140,70	-	70,00	-	0,00	630,00	1,72	0,69	2,82	54,50	27,25	40,88	24,75
M161407000°	16,00	131,10	141,30	-	70,00	-	0,00	630,00	0,93	0,23	2,51	54,65	27,33	40,99	24,75
M167070090°	16,00	131,10	72,00	-	70,00	-	90,00	-	3,66	2,02	5,38	68,55	34,28	51,41	25,50
M167070090°	16,00	130,60	72,60	-	70,00	-	90,00	-	3,15	0,89	5,70	71,55	35,78	53,66	25,50
M167070090°	16,00	130,80	72,00	-	70,00	-	90,00	-	3,25	1,24	5,31	80,22	40,11	60,17	25,50
M167070090°	16,00	130,40	70,60	-	70,00	-	90,00	-	4,02	2,23	-	70,52	35,26	61,78	25,50
M16707000°	16,00	130,50	72,00	-	70,00	-	0,00	350,00	0,94	0,09	2,63	26,44	13,22	19,83	25,50
M16707000°	16,00	130,70	73,50	-	70,00	-	0,00	350,00	0,83	0,15	2,40	27,84	13,92	20,88	25,50
M16707000°	16,00	130,20	71,00	-	70,00	-	0,00	350,00	1,03	0,28	4,38	19,89	9,95	14,92	25,50
M16707000°	16,00	130,50	70,80	-	70,00	-	0,00	350,00	0,80	0,27	2,33	25,36	12,68	19,02	25,50
M1610010000°	16,00	132,10	97,40	-	100,00	-	0,00	500,00	1,00	0,38	-	39,16	19,58	33,25	28,50
M1610010000°	16,00	132,20	99,90	-	100,00	-	0,00	500,00	1,26	0,51	1,95	45,32	22,66	33,99	28,50
M1610010000°	16,00	131,10	102,00	-	100,00	-	0,00	500,00	2,11	1,11	3,29	43,50	21,75	32,63	28,50
M1610010000°	16,00	131,60	99,70	-	100,00	-	0,00	500,00	0,99	0,32	2,49	46,24	23,12	34,68	28,50
M16100100090°	16,00	132,60	101,60	-	100,00	-	90,00	-	4,80	1,93	8,56	107,20	53,60	80,40	28,50
M16100100090°	16,00	131,5	98,60	-	100,00	-	90,00	-	0,85	2,59	4,36	109,50	54,75	82,13	28,50
M16100100090°	16,00	132,10	102,50	-	100,00	-	90,00	-	1,75	5,52	10,35	107,17	53,59	80,38	28,50
M16100100090°	16,00	133,30	102,50	-	100,00	-	90,00	-	4,01	1,80	7,64	108,60	54,30	81,45	28,50
M1670707000°	16,00	130,00	72,00	69,70	70,00	-	0,00	-	-	-	-	18,00	9,00	13,50	28,50
M1670707000°	16,00	130,00	70,40	70,20	70,00	-	0,00	-	-	-	-	18,20	9,10	13,65	28,50
M1670707000°	16,00	130,00	74,10	73,50	70,00	-	0,00	-	-	-	-	21,60	10,80	16,20	28,50
M1670707000°	16,00	130,00	70,60	69,00	70,00	-	0,00	-	-	-	-	18,00	9,00	13,50	28,50
M167014000°	16,00	131,00	70,10	-	140,00	-	0,00	420,00	1,25	0,51	2,29	29,21	14,61	21,91	26,33
M167014000°	16,00	130,40	72,70	-	140,00	-	0,00	420,00	1,16	0,51	2,15	32,22	16,11	24,17	26,33
M167014000°	16,00	131,80	69,30	-	140,00	-	0,00	420,00	1,94	1,13	3,01	26,55	13,28	19,91	26,33
M167014000°	16,00	131,30	73,00	-	140,00	-	0,00	420,00	1,29	0,64	-	30,44	15,22	29,78	26,33
M16707070090°	16,00	132,00	70,80	70,00	70,00	-	90,00	-	0,71	0,10	1,19	22,63	11,32	16,97	24,90
M16707070090°	16,00	130,00	77,30	70,00	70,00	-	90,00	-	0,47	0,06	0,82	28,92	14,46	21,69	24,90
M16707070090°	16,00	133,00	70,30	70,00	70,00	-	90,00	-	1,92	0,72	2,54	24,08	12,04	18,06	24,90
M167070700270°	16,00	132,60	73,90	70,00	70,00	-	270,00	-	3,50	1,16	5,12	58,73	29,37	44,05	25,20
M167070700270°	16,00	134,10	73,00	71,80	70,00	-	270,00	-	2,23	1,12	3,25	64,48	32,24	48,36	25,20
M167070700270°	16,00	132,20	70,40	70,00	70,00	-	270,00	-	2,52	1,22	3,62	61,43	30,72	46,07	25,20
M1670140090	16,00	131,50	74,90	-	140,00	-	90,00	-	3,05	1,45	-	89,97	44,99	84,87	25,20
M1670140090	16,00	132,00	70,50	-	140,00	-	90,00	-	2,03	0,91	2,83	107,16	53,58	80,37	25,20
M1670140090	16,00	132,00	72,10	-	140,00	-	90,00	-	3,00	1,52	5,02	96,40	48,20	72,30	25,20
M16100707000°	16,00	129,90	104,20	72,40	70,00	-	0,00	-	1,86	1,09	2,25	23,23	11,62	17,42	25,45
M16100707000°	16,00	132,90	102,30	69,50	70,00	-	0,00	-	1,05	0,17	1,41	26,91	13,46	20,18	25,45
M16100707000°	16,00	133,30	100,40	75,00	70,00	-	0,00	-	0,56	0,08	0,87	25,30	12,65	18,98	25,45
M161007070090°	16,00	131,20	97,50	75,60	70,00	-	90,00	-	1,51	0,93	1,80	33,00	16,50	24,75	25,45
M161007070090°	16,00	132,30	104,20	68,80	70,00	-	90,00	-	1,20	0,35	1,58	30,97	15,49	23,23	25,45
M161007070090°	16,00	132,20	96,80	71,40	70,00	-	90,00	-	1,11	0,44	1,50	30,06	15,03	22,55	25,45
M1610010010000°	16,00	137,40	97,70	100,40	100,00	-	0,00	-	1,41	1,15	1,81	27,51	13,76	20,63	21,79
M1610010010000°	16,00	133,70	101,70	103,00	100,00	-	0,00	-	1,77	0,46	2,08	26,02	13,01	19,52	21,79
M1610010010000°	16,00	136,40	101,30	104,30	100,00	-	0,00	-	0,70	0,31	1,06	25,19	12,60	18,89	21,79
M16100100100090	16,00	130,60	102,40	100,00	100,00	-	90,00	-	1,11	0,39	4,24	31,22	15,61	23,42	25,45
M16100100100090	16,00	132,70	101,80	103,00	100,00	-	90,00	-	1,04	0,41	2,89	33,26	16,63	24,95	25,45
M16100100100090	16,00	132,20	99,30	98,60	100,00	-	90,00	-	0,83	0,21	1,51	33,60	16,80	25,20	25,45
M16100100100027	16,00	134,40	100,90	100,70	100,00	-	270,00	-	3,35	1,57	4,40	104,58	52,29	78,44	25,45
M16100100100027	16,00	133,20	103,30	103,30	100,00	-	270,00	-	4,26	2,32	7,68	95,48	47,74	71,61	25,45
M16100100100027	16,00	135,70	98,00	100,80	100,00	-	270,00	-	3,61	1,81	4,80	88,32	44,16	66,24	25,45
M16707014000°	16,00	139,50	73,70	75,40	140,00	-	0,00	-	1,60	0,70	1,98	19,25	9,63	14,44	21,90
M16707014000°	16,00	133,10	69,50	68,40	140,00	-	0,00	-	0,78	0,28	1,33	18,73	9,37	14,05	21,90
M16707014000°	16,00	141,10	70,00	75,00	140,00	-	0,00	-	1,32	0,36	1,64	20,87	10,44	15,65	21,90
M167070140090°	16,00	134,40	68,90	68,70	140,00	-	90,00	-	2,17	1,37	2,80	29,80	14,90	22,35	21,79
M167070140090°	16,00	135,70	72,10	70,00	140,00	-	90,00	-	1,59	0,37	2,12	35,76	17,88	26,82	21,79
M167070140090°	16,00	131,70	72,30	69,90	140,00	-	90,00	-	3,03	2,04	3,53	33,15	16,58	24,86	21,79
M1670701400270°	16,00	135,50	75,60	70,20	140,00	-	270,00	-	2,67	1,37	4,68	65,28	32,64	48,96	21,79
M1670701400270°	16,00	137,00	70,60	74,10	140,00	-	270,00	-	3,38	1,98	4,95	73,19	36,60	54,89	21,79
M1670701400270°	16,00	137,00	72,80	71,00	140,00	-	270,00	-	2,72	1,41	4,72	57,99	29,00	43,49	21,79
M1670707000°	16,00	140,10	71,60	68,80	70,00	-	0,00	-	-	-	-	17,36	8,68	13,02	25,45
M1670707000°	16,00	131,60	71,50	74,40	70,00	-	0,00	-	-	-	-	19,14	9,57	14,36	25,45
M1670707000°	16,00	132,90													

Versuch	Geometrie								Messwerte							
	d	h <sub>d</sub>	c <sub>1</sub>	c <sub>2</sub>	s <sub>2</sub>	s <sub>1</sub>	α	Abst.	V <sub>(0)</sub>	V <sub>(R,50)</sub>	V <sub>(R,250)</sub>	Q <sub>0</sub>	0,5Q <sub>0</sub>	0,75 Q <sub>0</sub>	β <sub>0</sub>	
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[°]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN]	[kN]	[kN]	[N/mm <sup>2</sup> ]	
M167070700270°	16,00	134,10	72,40	73,00	70,00	-	270,00	-	2,21	1,11	3,31	64,48	32,24	48,36	27,10	
M167070700270°	16,00	132,20	70,00	70,40	70,00	-	270,00	-	2,52	1,22	3,93	61,43	30,72	46,07	27,10	
M167000700°	16,00	135,30	76,76	-	-	70,00	0,00	560,00	2,60	0,42	7,19	54,97	27,49	41,23	26,90	
M167000700°	16,00	134,20	72,40	-	-	70,00	0,00	560,00	1,87	0,94	4,16	55,69	27,85	41,77	26,90	
M167000700°	16,00	131,70	71,60	-	-	70,00	0,00	560,00	2,86	1,04	4,75	51,04	25,52	38,28	26,90	
M1670001000°	16,00	135,20	74,30	-	-	100,00	0,00	400,00	5,46	2,40	10,46	61,88	30,94	46,41	26,90	
M1670001000°	16,00	136,00	72,40	-	-	100,00	0,00	400,00	2,35	0,59	5,35	65,48	32,74	49,11	26,90	
M1670001000°	16,00	132,60	73,50	-	-	100,00	0,00	400,00	2,17	0,80	3,01	61,46	30,73	46,10	26,90	
M1670001400°	16,00	130,80	70,40	-	-	140,00	0,00	840,00	8,06	3,49	10,27	80,20	40,10	60,15	26,90	
M1670001400°	16,00	133,40	72,20	-	-	140,00	0,00	840,00	7,47	1,71	14,50	89,55	44,78	67,16	26,90	
M1670001400°	16,00	142,60	67,30	-	-	140,00	0,00	840,00	6,42	1,43	7,27	79,40	39,70	72,14	26,90	
M16140070045°	16,00	132,40	140,40	-	70,00	-	45,00	-	1,91	0,93	2,84	71,92	35,96	53,94	25,00	
M16140070045°	16,00	133,90	142,80	-	70,00	-	45,00	-	1,74	0,78	2,82	69,97	34,99	52,48	25,00	
M16140070045°	16,00	133,40	140,00	-	70,00	-	45,00	-	1,45	0,66	2,34	68,46	34,23	51,35	25,00	
M161000100045°	16,00	133,30	97,30	-	100,00	-	45,00	-	1,33	0,30	2,24	50,55	25,28	37,91	25,00	
M161000100045°	16,00	133,80	102,20	-	100,00	-	45,00	-	2,18	1,38	2,75	50,05	25,03	37,54	25,00	
M161000100045°	16,00	135,10	99,50	-	100,00	-	45,00	-	1,15	0,46	2,18	55,75	27,88	41,81	25,00	
M1670070045°	16,00	132,50	70,60	-	70,00	-	45,00	-	0,62	0,11	1,41	38,57	19,29	28,93	25,00	
M1670070045°	16,00	130,80	70,10	-	70,00	-	45,00	-	0,76	0,35	1,89	38,11	19,06	28,58	25,00	
M1670070045°	16,00	133,90	70,30	-	70,00	-	45,00	-	0,48	0,11	1,63	37,68	18,84	28,26	25,00	
M16700140045°	16,00	135,10	70,60	-	140,00	-	45,00	-	1,00	0,28	2,06	38,20	19,10	28,65	25,00	
M16700140045°	16,00	135,70	71,20	-	140,00	-	45,00	-	0,93	0,15	3,91	34,63	17,32	25,97	25,00	
M16700140045°	16,00	136,40	74,10	-	140,00	-	45,00	-	1,33	0,23	2,34	39,13	19,57	29,35	25,00	
M161007070045°	16,00	133,40	99,70	69,90	70,00	-	45,00	-	0,43	0,16	0,72	20,19	10,10	15,14	25,00	
M161007070045°	16,00	133,70	102,70	70,00	70,00	-	45,00	-	0,30	0,05	0,63	19,95	9,98	14,96	25,00	
M161007070045°	16,00	133,20	100,00	69,70	70,00	-	45,00	-	0,84	0,19	1,18	20,66	10,33	15,50	25,00	
M1610070700135°	16,00	133,30	101,70	70,70	70,00	-	135,00	-	1,06	0,37	1,50	53,01	26,51	39,76	25,00	
M1610070700135°	16,00	135,00	101,80	71,10	70,00	-	135,00	-	1,40	0,84	2,21	54,83	27,42	41,12	25,00	
M1610070700135°	16,00	133,90	101,80	69,30	70,00	-	135,00	-	1,17	0,61	1,48	65,23	32,62	48,92	25,00	
M1610070700335°	16,00	134,00	98,50	69,20	70,00	-	335,00	-	0,86	0,56	1,90	36,48	18,24	27,36	25,00	
M1610070700335°	16,00	133,80	101,80	71,30	70,00	-	335,00	-	1,05	0,29	1,87	35,43	17,72	26,57	25,00	
M1610070700335°	16,00	134,70	104,80	71,00	70,00	-	335,00	-	1,28	0,37	2,33	35,09	17,55	26,32	25,00	
M16100100100045°	16,00	132,40	100,20	100,00	70,00	-	45,00	-	0,42	0,09	0,72	29,86	14,93	22,40	25,00	
M16100100100045°	16,00	132,20	100,70	100,00	70,00	-	45,00	-	0,81	0,52	1,20	27,74	13,87	20,81	25,00	
M16100100100045°	16,00	130,00	100,00	100,00	70,00	-	45,00	-	0,42	0,13	0,78	30,75	15,38	23,06	25,00	
M16707070045°	16,00	131,00	72,80	70,00	70,00	-	45,00	-	0,63	0,08	1,03	16,13	8,07	12,10	25,00	
M16707070045°	16,00	132,90	70,40	70,00	70,00	-	45,00	-	0,60	0,43	0,99	16,07	8,04	12,05	25,00	
M16707070045°	16,00	132,60	73,30	70,00	70,00	-	45,00	-	1,25	0,05	1,67	16,01	8,01	12,01	25,00	
M167070700335°	16,00	133,00	72,40	70,00	70,00	-	335,00	-	1,50	0,77	2,30	29,64	14,82	22,23	25,00	
M167070700335°	16,00	132,30	72,10	70,00	70,00	-	335,00	-	1,00	0,34	1,80	32,45	16,23	24,34	25,00	
M167070700335°	16,00	133,10	70,00	70,00	70,00	-	335,00	-	0,52	0,08	1,70	32,94	16,47	24,71	25,00	
M16700010045°	16,00	127,10	68,40	-	-	100,00	45,00	-	1,90	1,07	2,00	64,15	32,08	62,83	25,00	
M16700010045°	16,00	128,40	71,40	-	-	100,00	45,00	-	2,69	0,10	4,44	58,21	29,11	43,66	25,00	
M16700010045°	16,00	127,90	73,60	-	-	100,00	45,00	-	2,79	0,52	5,30	58,15	29,08	43,61	25,00	
M1670007045°	16,00	129,30	69,10	-	-	70,00	45,00	-	4,84	0,44	5,92	46,57	23,29	34,93	25,00	
M1670007045°	16,00	125,40	72,60	-	-	70,00	45,00	-	2,84	1,84	2,90	61,63	30,82	46,22	25,00	
<b>4fach Befestigungen mit Verbunddübeln (Eigene Versuche)</b>																
M167070700°	16,00	130,30	68,50	-	70,00	70,00	0,00	630,00	-	0,00	0,00	54,75	-	-	24,75	
M167070700°	16,00	130,10	71,50	-	70,00	70,00	0,00	630,00	0,91	0,06	4,22	54,47	27,24	40,85	24,75	
M167070700°	16,00	130,10	69,00	-	70,00	70,00	0,00	630,00	1,48	0,33	4,27	55,45	27,73	41,59	24,75	
M167070700°	16,00	129,90	69,70	-	70,00	70,00	0,00	630,00	2,38	0,66	4,15	54,13	27,07	40,60	24,75	
M1670707090°	16,00	130,00	71,50	-	70,00	70,00	90,00	-	5,00	1,61	8,00	167,50	83,75	125,63	24,75	
M1670707090°	16,00	131,00	72,00	-	70,00	70,00	90,00	-	5,08	1,68	8,90	177,10	88,55	132,83	24,75	
M1670707090°	16,00	130,10	75,60	-	70,00	70,00	90,00	-	4,35	1,14	8,30	177,22	88,61	132,92	24,75	
M16701407090°	16,00	139,50	71,30	-	70,00	70,00	90,00	-	4,28	1,51	7,10	210,74	105,37	158,06	24,75	
M16701407090°	16,00	130,50	74,30	-	70,00	70,00	90,00	-	4,64	1,97	8,21	210,50	105,25	157,88	24,75	
M16701407090°	16,00	130,00	72,50	-	70,00	70,00	90,00	-	4,35	1,74	8,60	194,45	97,23	145,84	24,75	
M16701407090°	16,00	129,30	77,70	-	70,00	70,00	90,00	-	5,58	1,92	7,43	201,69	100,85	151,27	24,75	
M1610070700°	16,00	131,80	99,20	-	70,00	70,00	0,00	470,00	2,29	0,48	6,17	88,67	44,34	66,50	24,75	
M1610070700°	16,00	131,30	101,40	-	70,00	70,00	0,00	470,00	2,83	0,57	5,71	97,40	48,70	73,05	24,75	
M1610070700°	16,00	132,00	99,40	-	70,00	70,00	0,00	470,00	2,72	0,63	5,20	91,00	45,50	68,25	24,75	
M1610070700°	16,00	131,90	102,00	-	70,00	70,00	0,00	680,00	3,36	0,63	4,90	84,10	42,05	63,08	24,75	
M1670140700°	16,00	131,20	74,00	-	140,00	70,00	0,00	700,00	1,12	0,21	3,11	68,38	34,19	51,29	28,50	
M1670140700°	16,00	132,20	74,20	-	140,00	70,00	0,00	700,00	1,15	0,39	3,69	71,76	35,88	53,82	28,50	
M1670140700°	16,00	134,30	73,70	-	140,00	70,00	0,00	700,00	1,31	0,48	4,78	66,25	33,13	49,69	28,50	
M16100707090°	16,00	130,90	101,30	-	70,00	70,00	90,00	-	5,01	1,93	10,40	213,44	106,72	160,08	28,50	
M16100707090°	16,00	131,60	100,70	-	70,00	70,00	90,00	-	4,25	0,87	8,71	194,17	97,09	145,63	28,50	
M16100707090°	16,00	132,00	100,60	-	70,00	70,00	90,00	-	5,25	1,94	13,20	191,70	95,85	143,78	28,50	
M16100707090°	16,00	132,50	101,00	-	70,00	70,00	90,00	-	4,39	1,71	14,00	195,37	97,69	146,53	28,50	
M16100707090°	16,00	65,00	92,20	72,20	70,00	70,00	90,00	-	0,00	0,00	0,00	38,30	-	-	28,60	
M1670707090°	16,00	65,00	72,70	73,60	70,00	70,00	90,00	-	0,00	0,00	0,00	23,20	-	-	28,60	
M16FL	16,00	130,00	-	-	70,00	140,00	0,00	-	0,00	0,00	0,00	274,50	-	-	28,40	
M16FL	16,00	65,00	-	-	70,00	70,00	0,00	-	-	0,00	0,00	155,10	-	-	28,50	

Tabelle A11-5: Eigene Versuchsergebnisse zu 2fach Befestigungen und 4fach Befestigungen.

Versuch	Geometrie								Messwerte						
	d	$h_{d1}$	$c_1$	$c_2$	$s_2$	$s_1$	$\alpha$	Abst.	$V_{(0)}$	$V_{(0,5Q_0)}$	$V_{(0,95Q_0)}$	$Q_0$	$0,5Q_0$	$0,75 Q_0$	$\beta_{-}$
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[°]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN]	[kN]	[kN]	[N/mm <sup>2</sup> ]
M16FL	16,00	65,00	-	-	70,00	70,00	0,00	-	0,00	0,00	0,00	186,00			28,50
M16707070180°	16,00	80,00	72,80	-	70,00	70,00	180,00	-	3,38	1,04	15,20	127,69	63,85	95,77	24,41
M16707070180°	16,00	81,50	72,00	-	70,00	70,00	180,00	-	2,49	1,06	2,82	120,59	60,30	116,82	24,41
M16707070180°	16,00	81,20	69,50	-	70,00	70,00	180,00	-	3,50	1,22	4,32	116,28	58,14	106,01	24,41
M16707070180°	16,00	81,50	73,50	-	70,00	70,00	180,00	-	3,38	1,44	3,82	121,10	60,55	118,75	24,41
M167014070180°	16,00	81,70	71,50	-	140,00	70,00	180,00	-	4,50	1,34	7,30	129,93	64,97	97,45	28,10
M167014070180°	16,00	81,00	74,50	-	140,00	70,00	180,00	-	4,14	1,80	6,20	138,84	69,42	104,13	28,10
M167014070180°	16,00	82,00	71,00	-	140,00	70,00	180,00	-	4,66	1,69	7,60	150,77	75,39	113,08	28,10
M167014070180°	16,00	81,00	70,30	-	140,00	70,00	180,00	-	3,84	1,55	4,40	151,00	75,50	145,80	28,10
M16100140700°	16,00	80,60	100,70	-	70,00	140,00	0,00	820,00	1,37	0,75	2,89	72,48	36,24	54,36	26,33
M16100140700°	16,00	81,00	100,90	-	70,00	140,00	0,00	820,00	1,21	0,42	1,95	71,55	35,78	53,66	26,33
M16100140700°	16,00	81,20	100,10	-	70,00	140,00	0,00	820,00	1,44	0,70	2,13	72,82	36,41	54,62	26,33
M16100140700°	16,00	80,60	101,10	-	70,00	140,00	0,00	820,00	1,45	0,47	2,20	73,18	36,59	54,89	26,33
M1610014070180°	16,00	81,80	102,00	-	140,00	70,00	180,00	-	3,38	1,52	15,80	185,44	92,72	139,08	27,30
M1610014070180°	16,00	81,30	102,70	-	140,00	70,00	180,00	-	4,24	1,91	6,80	173,24	86,62	157,68	27,30
M1610014070180°	16,00	81,60	101,00	-	140,00	70,00	180,00	-	3,79	1,85	17,20	186,50	93,25	139,88	27,30
M1610014070180°	16,00	81,10	99,60	-	140,00	70,00	180,00	-	3,62	1,94	15,74	182,30	91,15	136,73	27,30
M1614070700°	16,00	82,70	144,00	-	70,00	70,00	0,00	630,00	2,49	1,43	5,09	78,04	39,02	58,53	24,70
M1614070700°	16,00	81,60	145,50	-	70,00	70,00	0,00	630,00	1,80	0,73	3,81	70,07	35,04	52,55	24,70
M1614070700°	16,00	81,30	140,70	-	70,00	70,00	0,00	630,00	2,41	1,44	3,59	86,14	43,07	64,61	24,70
M1614070700°	16,00	81,50	140,00	-	70,00	70,00	0,00	630,00	1,75	1,00	2,80	89,19	44,60	66,89	24,70
M16140707090°	16,00	81,50	139,40	-	70,00	70,00	90,00	-	3,04	1,68	5,80	149,53	74,77	112,15	24,40
M16140707090°	16,00	81,00	145,50	-	70,00	70,00	90,00	-	3,09	1,81	5,00	152,61	76,31	114,46	24,40
M16140707090°	16,00	81,00	138,00	-	70,00	70,00	90,00	-	4,03	2,27	5,20	156,17	78,09	132,71	24,40
M16140707090°	16,00	81,00	140,00	-	70,00	70,00	90,00	-	3,99	1,79	105,00	165,69	82,85	124,27	24,40
M161407070180°	16,00	80,80	145,00	-	70,00	70,00	180,00	-	3,60	1,86	3,80	155,36	77,68	151,43	24,41
M161407070180°	16,00	81,90	140,00	-	70,00	70,00	180,00	-	4,09	2,03	4,41	178,76	89,38	172,51	24,41
M161407070180°	16,00	80,00	141,50	-	70,00	70,00	180,00	-	3,08	1,16	3,50	162,33	81,17	156,10	24,41
M161407070180°	16,00	81,50	140,30	-	70,00	70,00	180,00	-	2,89	1,26	4,20	171,27	85,64	128,45	24,41
M16707070700°	16,00	99,00	70,30	71,80	70,00	70,00	0,00	-	0,53	0,05	1,00	30,42	15,21	22,82	21,90
M16707070700°	16,00	113,20	70,30	68,50	70,00	70,00	0,00	-	0,39	0,03	0,80	28,73	14,37	21,55	21,90
M16707070700°	16,00	84,30	74,50	73,75	70,00	70,00	0,00	-	1,03	0,05	1,40	29,87	14,94	22,40	21,90
M1670707070180°	16,00	80,00	74,70	72,00	70,00	70,00	180,00	-	0,00	0,00	0,00	69,70	-	-	22,25
M1670707070180°	16,00	79,30	70,80	71,95	70,00	70,00	180,00	-	-	0,00	0,00	76,16	-	-	22,25
M1670707070180°	16,00	80,50	71,80	72,20	70,00	70,00	180,00	-	0,00	0,00	0,00	81,20	-	-	22,25
M167070140700°	16,00	80,90	70,40	73,30	140,00	70,00	0,00	-	1,31	0,11	1,94	34,21	17,11	25,66	24,60
M167070140700°	16,00	80,10	74,00	71,35	140,00	70,00	0,00	-	1,07	0,15	1,55	34,04	17,02	25,53	24,60
M167070140700°	16,00	80,40	72,00	69,45	140,00	70,00	0,00	-	1,03	0,27	1,40	36,47	18,24	27,35	24,60
M1670701407090°	16,00	76,30	75,30	74,75	140,00	70,00	90,00	-	0,28	0,01	0,80	46,19	23,10	34,64	24,50
M1670701407090°	16,00	80,30	72,30	74,40	140,00	70,00	90,00	-	0,14	0,00	0,68	49,19	24,60	36,89	24,50
M1670701407090°	16,00	82,30	70,90	70,85	140,00	70,00	90,00	-	0,15	0,01	0,75	42,09	21,05	31,57	24,50
M16707014070180	16,00	80,90	68,40	73,70	140,00	70,00	180,00	-	1,68	0,58	1,96	107,05	53,53	102,30	24,00
M16707014070180	16,00	82,30	71,30	70,40	140,00	70,00	180,00	-	1,79	0,83	3,30	99,96	49,98	74,97	24,60
M16707014070180	16,00	82,30	70,80	71,50	140,00	70,00	180,00	-	2,27	0,72	10,10	70,99	35,50	56,50	24,60
M1610010070700°	16,00	79,30	103,40	105,10	70,00	70,00	0,00	-	0,46	0,07	1,00	44,92	22,46	33,69	24,50
M1610010070700°	16,00	78,90	105,10	104,50	70,00	70,00	0,00	-	1,25	0,21	1,60	45,93	22,97	34,45	24,50
M1610010070700°	16,00	79,70	104,50	100,20	70,00	70,00	0,00	-	0,89	0,12	1,42	45,33	22,67	34,00	24,50
M16100100707018	16,00	78,70	103,60	101,35	70,00	70,00	180,00	-	1,80	0,73	0,00	100,93	50,47	-	24,50
M16100100707018	16,00	80,30	100,40	105,80	70,00	70,00	180,00	-	2,07	1,07	2,10	115,23	57,62	114,70	24,50
M16100100707018	16,00	78,60	101,70	107,10	70,00	70,00	180,00	-	1,96	0,92	0,00	125,27	62,64	-	24,50
M1670100140700°	16,00	84,60	75,80	100,55	140,00	70,00	0,00	-	1,75	0,54	2,20	37,20	18,60	27,90	21,90
M1670100140700°	16,00	82,50	72,00	103,25	140,00	70,00	0,00	-	1,31	0,38	1,78	41,00	20,50	30,75	21,90
M1670100140700°	16,00	81,80	68,40	104,25	140,00	70,00	0,00	-	0,74	0,12	1,20	40,93	20,47	30,70	21,90
M16701001407090	16,00	85,20	68,90	98,25	140,00	70,00	90,00	-	1,22	0,58	1,85	57,41	28,71	43,06	22,00
M16701001407090	16,00	84,20	74,00	100,35	140,00	70,00	90,00	-	1,73	0,22	2,20	51,84	25,92	38,88	22,00
M16701001407090	16,00	86,40	73,50	101,10	140,00	70,00	90,00	-	1,75	0,54	2,40	56,16	28,08	42,12	22,00
M16701001407018	16,00	83,40	75,30	100,60	140,00	70,00	180,00	-	2,58	1,17	5,18	101,20	50,60	75,90	21,90
M16701001407018	16,00	86,20	72,20	100,85	140,00	70,00	180,00	-	1,88	0,95	2,79	116,74	58,37	87,56	21,90
M16701001407018	16,00	84,50	70,60	101,85	140,00	70,00	180,00	-	Original-	0,00	0,00	95,05	-	-	21,90
M16100100706Ank	16,00	-	103,20	104,35	70,00	70,00	0,00	-	0,00	0,00	0,00	52,78	-	-	24,60
M16FL Anker vorne	16,00	63,80	-	-	70,00	70,00	0,00	-	0,00	0,00	0,00	136,96	-	-	27,25
M16FL Anker vorne	16,00	72,20	-	-	70,00	70,00	0,00	-	0,00	0,00	0,00	191,32	-	-	27,25
M16FL Anker vorne	16,00	64,80	-	-	70,00	70,00	0,00	-	0,00	0,00	0,00	189,45	-	-	27,25
M16FL Anker	16,00	64,00	-	-	70,00	70,00	0,00	-	0,00	0,00	0,00	177,01	-	-	22,25
M16FL Anker	16,00	65,00	-	-	70,00	70,00	0,00	-	nicht für	0,00	0,00	170,60	-	-	22,25
M16FL Anker	16,00	65,00	-	-	70,00	70,00	0,00	-	0,00	0,00	0,00	192,93	-	-	22,25
M16FL 6Anker	16,00	64,70	-	-	70,00	70,00	0,00	-	0,00	0,00	0,00	203,74	-	-	27,25
M16FL 6Anker	16,00	65,90	-	-	70,00	70,00	0,00	-	0,00	0,00	0,00	191,63	-	-	27,25
M16FL 6Anker	16,00	63,00	-	-	70,00	70,00	0,00	-	0,00	0,00	0,00	212,22	-	-	22,25
M16700707045°	16,00	84,60	71,00	-	70,00	70,00	45,00	-	1,25	0,72	2,20	58,12	29,06	43,59	25,00
M16700707045°	16,00	84,40	71,30	-	70,00	70,00	45,00	-	1,11	0,50	2,60	57,66	28,83	43,25	25,00
M16700707045°	16,00	83,10	70,20	-	70,00	70,00	45,00	-	1,22	0,61	2,40	58,37	29,19	43,78	25,00
M161400707045°	16,00	84,00	140,20	-	70,00	70,00	45,00	-	1,58	0,90	3,55	106,88	53,44	80,16	25,00

Tabelle A11-6: Eigene Versuchsergebnisse zu 4fach Befestigungen.

Versuch	Geometrie								Messwerte						
	d	h <sub>d</sub>	c <sub>1</sub>	c <sub>2</sub>	s <sub>2</sub>	s <sub>1</sub>	α	Abst.	V <sub>(Q<sub>0</sub>)</sub>	V <sub>(0,5Q<sub>0</sub>)</sub>	V <sub>(0,95Q<sub>0</sub>)</sub>	Q <sub>0</sub>	0,5Q <sub>0</sub>	0,75 Q <sub>0</sub>	β <sub>-</sub>
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[°]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN]	[kN]	[kN]	[N/mm <sup>2</sup> ]
M161400707045°	16,00	83,10	14,10	-	70,00	70,00	45,00	-	1,56	0,99	3,00	112,24	56,12	84,18	25,00
M161400707045°	16,00	85,10	141,30	-	70,00	70,00	45,00	-	1,77	1,08	3,40	103,59	51,80	77,69	25,00
M167001407045°	16,00	83,50	71,20	-	140,00	70,00	45,00	-	0,79	0,24	1,80	76,03	38,02	57,02	25,00
M167001407045°	16,00	83,50	70,90	-	140,00	70,00	45,00	-	0,85	0,29	2,10	75,60	37,80	56,70	25,00
M167001407045°	16,00	83,70	71,80	-	140,00	70,00	45,00	-	0,91	0,40	2,40	77,58	38,79	58,19	25,00
M1610001407045°	16,00	83,50	99,40	-	140,00	70,00	45,00	-	0,57	0,22	2,25	85,15	42,58	63,86	25,00
M1610001407045°	16,00	83,90	101,10	-	140,00	70,00	45,00	-	0,79	0,22	2,32	85,52	42,76	64,14	25,00
M1610001407045°	16,00	84,50	100,70	-	140,00	70,00	45,00	-	0,81	0,31	2,46	84,13	42,07	63,10	25,00
M16100100707033	16,00	82,80	100,30	100,35	70,00	70,00	335,00	-	0,83	0,36	0,98	72,90	36,45	69,76	25,00
M16100100707033	16,00	81,70	101,90	99,15	70,00	70,00	335,00	-	0,97	0,56	1,04	65,02	32,51	64,00	25,00
M16100100707033	16,00	82,10	100,70	99,65	70,00	70,00	335,00	-	0,80	0,32	1,40	57,35	28,68	43,01	25,00
M16701001407045	16,00	80,90	72,10	100,95	140,00	70,00	45,00	-	0,96	0,44	1,40	48,58	24,29	36,44	25,00
M16701001407045	16,00	82,40	72,30	100,10	140,00	70,00	45,00	-	0,83	0,11	1,35	45,41	22,71	34,06	25,00
M16701001407045	16,00	81,20	72,00	100,25	140,00	70,00	45,00	-	0,49	0,06	1,20	47,62	23,81	35,72	25,00
M16701001407013	16,00	80,90	70,40	100,90	140,00	70,00	135,00	-	1,78	0,57	0,80	88,50	44,25	66,38	25,00
M16701001407013	16,00	82,10	73,50	98,85	140,00	70,00	135,00	-	0,53	0,11	2,80	78,68	39,34	59,01	25,00
M16701001407013	16,00	82,40	70,20	99,10	140,00	70,00	135,00	-	1,36	0,31	2,60	78,16	39,08	58,62	25,00
M1670701407045°	16,00	82,40	72,80	70,95	140,00	70,00	45,00	-	0,45	0,03	0,80	40,79	20,40	30,59	25,00
M1670701407045°	16,00	82,20	72,60	71,30	140,00	70,00	45,00	-	0,38	0,02	0,77	36,66	18,33	27,50	25,00
M1670701407045°	16,00	81,70	73,40	69,70	140,00	70,00	45,00	-	0,51	0,04	0,90	45,34	22,67	34,01	25,00
M167070707045°	16,00	83,30	71,90	70,90	70,00	70,00	45,00	-	0,30	0,02	0,60	29,40	14,70	22,05	25,00
M167070707045°	16,00	82,40	71,60	72,55	70,00	70,00	45,00	-	0,63	0,03	0,85	35,96	17,98	26,97	25,00
M167070707045°	16,00	82,40	71,40	69,35	70,00	70,00	45,00	-	0,32	0,04	0,65	35,56	17,78	26,67	25,00
M1670707070335°	16,00	82,70	69,90	70,70	70,00	70,00	335,00	-	0,81	0,38	1,00	58,86	29,43	53,16	25,00
M1670707070335°	16,00	83,20	68,90	70,55	70,00	70,00	335,00	-	0,92	0,21	0,96	59,26	29,63	58,31	25,00
M1670707070335°	16,00	81,10	69,40	71,60	70,00	70,00	335,00	-	0,80	0,16	0,85	52,49	26,25	51,10	25,00
M167007014045°	16,00	78,30	70,00	-	70,00	140,00	45,00	-	2,21	0,94	3,10	86,35	43,18	64,76	25,00
M167007014045°	16,00	78,10	68,60	-	70,00	140,00	45,00	-	1,37	0,57	1,90	83,58	41,79	62,69	25,00
M167007014045°	16,00	78,40	73,60	-	70,00	140,00	45,00	-	2,29	0,49	3,20	90,35	45,18	67,76	25,00

Tabelle A11-7: Eigene Versuchsergebnisse zu 4fach Befestigungen.





## **Anhang B**

### **Ergebnisse der FE - Rechnungen zu Verbunddübeln unter beliebiger Querbelastung**



## 12 Zusammenstellung der Numerischen Simulationen

Versuch	Geometrie								Messwerte						
	d	heff1	e1	e2	s2	s1	α	Abst.	V <sub>(Q<sub>0</sub>)</sub>	V <sub>(0,5Q<sub>0</sub>)</sub>	V <sub>(0,75Q<sub>0</sub>)</sub>	Q <sub>0</sub>	0,5Q <sub>0</sub>	0,75 Q <sub>0</sub>	β <sub>0</sub>
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[°]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN]	[kN]	[kN]	[N/mm <sup>2</sup> ]
<b>Ifach Befestigungen mit Verbunddübeln (Numerische Untersuchungen)</b>															
M8-65-50	8	65,00	50,00	0	-	-	0	-	0,40	0,08	0,91	10,27	5,14	8,06	30,00
M8-130-50	8	130,00	50,00	0	-	-	0	-	0,78	0,11	1,60	10,47	5,24	7,86	30,00
M8-130-70	8	130,00	70,00	0	-	-	0	-	0,70	0,12	0,91	10,57	5,29	7,93	30,00
M8-65-100	8	65,00	100,00	0	-	-	0	-	1,32	0,13	1,57	14,97	7,49	11,23	30,00
M8-80-50	8	80,00	50,00	0	-	-	0	-	0,52	0,09	0,95	12,64	6,32	9,62	30,00
M8-80-100	8	80,00	100,00	0	-	-	0	-	0,96	0,15	1,71	18,10	9,05	14,98	30,00
M8-130-100	8	130,00	100,00	0	-	-	0	-	1,70	0,14	1,95	12,93	6,47	10,63	30,00
M8-130-150	8	130,00	150,00	0	-	-	0	-	3,98	0,64	4,00	60,23	30,12	58,54	30,00
M8-260-50	8	260,00	50,00	0	-	-	0	-	0,55	0,09	0,70	12,64	6,32	9,48	30,00
M8-260-100	8	260,00	100,00	0	-	-	0	-	1,12	0,17	1,57	18,68	9,34	14,01	30,00
M12-130-50	12	130,00	50,00	0	-	-	0	-	0,38	0,17	0,58	10,50	5,25	7,88	30,00
M12-130-100	12	130,00	100,00	0	-	-	0	-	1,10	0,17	4,59	25,91	12,96	19,43	30,00
M16-65-50	16	65,00	50,00	0	-	-	0	-	0,18	0,04	0,40	13,50	6,75	10,13	30,00
M16-65-70	16	65,00	70,00	0	-	-	0	-	0,45	0,08	4,90	18,04	9,02	13,53	30,00
M16-65-100	16	65,00	100,00	0	-	-	0	-	1,25	0,18	4,00	26,86	13,43	20,15	30,00
M16-65-100	16	65,00	100,00	0	-	-	0	-	0,62	0,10	0,78	30,37	15,19	22,78	30,00
M16-65-160	16	65,00	160,00	0	-	-	0	-	1,50	0,18	3,50	29,24	14,62	22,14	30,00
M16-80-50	16	80,00	50,00	0	-	-	0	-	0,21	0,04	0,49	14,87	7,44	11,15	30,00
M16-80-100	16	80,00	100,00	0	-	-	0	-	0,68	0,11	0,78	31,83	15,92	23,87	30,00
M16-130-50	16	130,00	50,00	0	-	-	0	-	0,31	0,15	0,75	10,73	5,37	8,05	30,00
M16-130-70	16	130,00	70,00	0	-	-	0	-	0,50	0,10	4,55	20,38	10,19	5,66	30,00
M16-130-100	16	130,00	100,00	0	-	-	0	-	1,30	0,19	3,10	31,06	15,53	23,30	30,00
M16-130-100	16	130,00	100,00	0	-	-	0	-	0,60	0,09	0,92	31,07	15,54	23,30	30,00
M12-130-150	12	130,00	150,00	0	-	-	0	-	3,76	0,28	-	34,70	17,35	-	30,00
M16-130-150	16	130,00	150,00	0	-	-	0	-	2,55	0,28	3,56	50,04	25,02	37,53	30,00
M16-130-100-90°	16	130,00	100,00	0	-	-	90	-	3,90	0,20	5,30	49,63	24,82	37,22	30,00
M16-130-100-60°	16	130,00	100,00	0	-	-	60	-	1,31	0,15	4,44	44,50	22,25	33,38	30,00
M16-130-100-30°	16	130,00	100,00	0	-	-	30	-	0,60	0,07	1,53	37,03	18,52	27,77	30,00
M16-130-50-90°	16	130,00	50,00	0	-	-	90	-	0,72	0,09	4,40	36,56	18,28	27,42	30,00
M16-130-50-60°	16	130,00	50,00	0	-	-	60	-	0,61	0,07	3,05	34,54	17,27	25,91	30,00
M16-130-50-30°	16	130,00	50,00	0	-	-	30	-	0,30	0,04	1,62	25,13	12,57	18,85	30,00
M16-130-160	16	130,00	160,00	0	-	-	0	-	4,91	0,35	6,85	42,86	21,43	37,64	30,00
M16-200-100	16	200,00	100,00	0	-	-	0	-	1,60	0,20	2,90	31,08	15,54	23,31	30,00
M16-260-50	16	260,00	50,00	0	-	-	0	-	0,56	0,05	0,83	18,05	9,03	13,54	30,00
M16-260-100	16	260,00	100,00	0	-	-	0	-	0,53	0,11	1,41	33,60	16,80	25,20	30,00
M16-200-160	16	200,00	160,00	0	-	-	0	-	3,80	0,23	7,45	42,22	21,11	31,67	30,00
M24-200-100	24	200,00	100,00	0	-	-	0	-	-	-	-	30,17	15,09	22,63	30,00
M24-200-200	24	200,00	200,00	0	-	-	0	-	-	-	-	85,83	42,92	64,37	30,00
M25-102-100	25	102,00	100,00	0	-	-	0	-	2,45	0,15	3,25	40,56	20,28	30,42	30,00
M25-102-160	25	102,00	160,00	0	-	-	0	-	1,50	0,23	3,85	62,80	31,40	52,20	30,00
M25-204-160	25	204,00	160,00	0	-	-	0	-	2,65	0,35	5,00	74,44	37,22	71,16	30,00
M25-204-250	25	204,00	250,00	0	-	-	0	-	4,40	0,40	7,50	88,40	44,20	80,34	30,00
M25-312-160	25	312,00	160,00	0	-	-	0	-	1,75	0,29	3,87	69,50	34,75	52,13	30,00
M25-312-250	25	312,00	250,00	0	-	-	0	-	3,75	0,40	7,00	87,04	43,52	65,28	30,00
M32-65-50	32	65,00	50,00	0	-	-	0	-	0,12	0,03	0,50	15,77	7,89	13,14	30,00
M32-65-100	32	65,00	100,00	0	-	-	0	-	0,17	0,04	0,26	30,76	15,38	23,07	30,00
M32-80-50	32	80,00	50,00	0	-	-	0	-	0,10	0,02	0,64	15,22	7,61	11,42	30,00
M32-80-100	32	80,00	100,00	0	-	-	0	-	0,18	0,05	0,28	34,88	17,44	26,16	30,00
M32-130-50	32	130,00	50,00	0	-	-	0	-	0,15	0,03	0,91	17,60	8,80	13,20	30,00
M32-130-70	32	130,00	70,00	0	-	-	0	-	0,20	0,05	5,27	23,12	11,56	17,34	30,00
M32-130-100	32	130,00	100,00	0	-	-	0	-	0,20	0,05	0,26	40,18	20,09	30,14	30,00
M32-130-100	32	130,00	100,00	0	-	-	0	-	2,55	0,12	7,30	44,71	22,36	33,53	30,00
M32-130-150	32	130,00	150,00	0	-	-	0	-	0,34	0,09	0,38	66,05	33,03	49,54	30,00
M32-130-160	32	130,00	160,00	0	-	-	0	-	0,75	0,19	3,12	70,84	35,42	53,13	30,00
M32-130-250	32	130,00	250,00	0	-	-	0	-	2,35	0,38	3,13	111,20	55,60	83,40	30,00
M32-130-100-30°	32	130,00	100,00	0	-	-	30	-	0,20	0,02	0,66	54,87	27,44	41,15	30,00
M32-130-100-60°	32	130,00	100,00	0	-	-	60	-	0,70	0,10	1,39	80,67	40,34	60,50	30,00
M32-130-100-90°	32	130,00	100,00	0	-	-	90	-	0,90	0,15	1,72	92,99	46,50	69,74	30,00
M32-130-50-90°	32	130,00	50,00	0	-	-	90	-	1,12	0,12	1,76	76,00	38,00	57,00	30,00
M32-130-50-60°	32	130,00	50,00	0	-	-	60	-	0,70	0,09	1,48	63,86	31,93	47,90	30,00
M32-130-50-30°	32	130,00	50,00	0	-	-	30	-	0,40	0,04	1,03	41,49	20,75	31,12	30,00
M32-260-50	32	260,00	50,00	0	-	-	0	-	0,57	0,05	0,88	25,45	12,73	19,09	30,00
M32-260-100	32	260,00	100,00	0	-	-	0	-	1,30	0,12	1,62	46,82	23,41	35,12	30,00
M32-260-100	32	260,00	100,00	0	-	-	0	-	0,20	0,06	0,57	41,40	20,70	31,05	30,00
M32-260-160	32	260,00	160,00	0	-	-	0	-	2,20	0,25	2,58	85,16	42,58	63,87	30,00
M32-260-200	32	260,00	200,00	0	-	-	0	-	1,50	0,31	2,43	96,96	48,48	72,72	30,00
M32-400-160	32	400,00	160,00	0	-	-	0	-	0,95	0,20	1,70	87,80	43,90	71,46	30,00
M32-400-250	32	400,00	250,00	0	-	-	0	-	2,25	0,40	3,00	116,94	53,37	87,71	30,00
M64-65-50	64	65,00	50,00	0	-	-	0	-	0,09	0,02	0,40	17,62	8,81	13,22	30,00
M64-65-100	64	65,00	100,00	0	-	-	0	-	0,10	0,02	0,22	31,92	15,96	23,94	30,00
M64-80-50	64	80,00	50,00	0	-	-	0	-	0,13	0,02	0,51	20,27	10,14	15,20	30,00
M64-80-100	64	80,00	100,00	0	-	-	0	-	0,10	0,03	0,17	36,40	18,20	27,30	30,00
M64-130-50	64	130,00	50,00	0	-	-	0	-	0,15	0,02	0,71	21,46	10,73	16,10	30,00

Tabelle A12-1: Numerische Simulationen zu Einzelbefestigungen.

Versuch	Geometrie								Messwerte						
	d	heff	c <sub>1</sub>	c <sub>2</sub>	s <sub>2</sub>	s <sub>1</sub>	α	Abst.	V <sub>(Q<sub>0</sub>)</sub>	V <sub>(R<sub>50Q</sub>)</sub>	V <sub>(R<sub>250Q</sub>)</sub>	Q <sub>0</sub>	0,5Q <sub>0</sub>	0,75 Q <sub>0</sub>	β <sub>-</sub>
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[°]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN]	[kN]	[kN]	[N/mm <sup>2</sup> ]
M64-130-100	64	130,00	100,00	0	-	-	0	-	0,11	0,03	0,48	42,32	21,16	31,74	30,00
M64-130-150	64	130,00	150,00	0	-	-	0	-	0,13	0,04	0,21	67,10	33,55	50,33	30,00
M64-260-50	64	260,00	50,00	0	-	-	0	-	0,35	0,04	0,78	36,93	18,47	27,70	30,00
M64-260-100	64	260,00	100,00	0	-	-	0	-	0,16	0,03	0,61	51,99	26,00	38,99	30,00
M128-130-100	128	130,00	100,00	0	-	-	0	-	0,14	0,02	0,56	44,60	22,30	33,45	30,00
M128-130-150	128	130,00	150,00	0	-	-	0	-	0,10	0,02	0,25	68,74	34,37	51,56	30,00
M164-130-100	164	130,00	100,00	0	-	-	0	-	0,54	0,02	0,78	51,40	25,70	49,91	30,00
M164-130-150	164	130,00	150,00	0	-	-	0	-	0,11	0,03	0,16	75,30	37,65	56,48	30,00
M190-130-100	190	130,00	100,00	0	-	-	0	-	0,18	0,02	0,83	56,70	28,35	45,38	30,00
M190-130-150	190	130,00	150,00	0	-	-	0	-	0,11	0,03	0,20	74,97	37,49	56,23	30,00
M16-70-90°	16	130,00	70,00	0	-	-	90	-	2,10	0,22	3,95	61,46	30,73	58,97	30,00
M16-140-0	16	130,00	140,00	0	-	-	0	-	1,25	0,32	1,93	62,15	31,07	51,43	30,00
M16-140-30	16	130,00	140,00	0	-	-	30	-	1,68	0,42	1,95	64,18	32,09	52,27	30,00
M16-140-60	16	130,00	140,00	0	-	-	60	-	1,77	0,42	4,10	90,42	45,21	67,81	30,00
M16-140-90	16	130,00	140,00	0	-	-	90	-	3,18	0,63	5,83	99,94	49,97	75,61	30,00
M16-70-0	16	130,00	70,00	0	-	-	0	-	1,75	0,09	0,73	24,04	12,02	20,71	30,00
M16-70-30	16	130,00	70,00	0	-	-	30	-	1,20	0,12	1,43	33,00	16,50	30,29	30,00
M16-70-60	16	130,00	70,00	0	-	-	60	-	1,95	0,25	2,35	63,05	31,53	48,16	30,00
M16-70-90	16	130,00	70,00	0	-	-	90	-	2,63	0,44	4,73	78,97	39,49	59,23	30,00
M16-100-100-0	16	130,00	100,00	100	-	-	0	-	0,20	0,06	0,28	31,76	15,88	23,82	30,00
M16-100-100-225	16	130,00	100,00	100	-	-	225	-	0,68	0,14	1,38	55,79	27,89	45,24	30,00
M16-100-100-270	16	130,00	100,00	100	-	-	270	-	0,18	0,05	0,36	17,80	8,90	13,35	30,00
M16-100-100-300	16	130,00	100,00	100	-	-	300	-	0,15	0,05	0,21	27,65	13,82	20,73	30,00
M16-100-100-330	16	130,00	100,00	100	-	-	330	-	0,18	0,06	0,20	28,02	14,01	21,01	30,00
M16-100-100-90	16	130,00	100,00	100	-	-	90	-	1,35	0,27	2,23	89,18	44,59	66,89	30,00
M16-100-70-0	16	130,00	100,00	70	-	-	0	-	0,23	0,08	0,38	22,19	11,10	16,64	30,00
M16-100-70-180	16	130,00	100,00	70	-	-	180	-	2,05	0,37	2,41	67,58	33,79	65,95	30,00
M16-100-70-225	16	130,00	100,00	70	-	-	225	-	0,79	0,15	1,10	40,48	20,24	34,23	30,00
M16-100-70-270	16	130,00	100,00	70	-	-	270	-	0,26	0,08	0,45	24,03	12,01	18,02	30,00
M16-100-70-315	16	130,00	100,00	70	-	-	315	-	0,22	0,07	0,27	22,22	11,11	16,67	30,00
M16-140-140-0	16	130,00	140,00	140	-	-	0	-	0,38	0,12	0,49	50,78	25,39	38,08	30,00
M16-140-140-270	16	130,00	140,00	140	-	-	270	-	0,38	0,12	0,45	50,86	25,43	38,14	30,00
M16-140-140-315	16	130,00	140,00	140	-	-	315	-	0,40	0,12	0,46	49,93	24,96	37,45	30,00
M16-140-140-45	16	130,00	140,00	140	-	-	45	-	0,80	0,20	1,33	77,23	38,62	57,93	30,00
M16-140-140-90	16	130,00	140,00	140	-	-	90	-	2,00	0,39	2,35	108,80	54,40	96,27	30,00
M16-70-100-0	16	130,00	70,00	100	-	-	0	-	1,23	0,06	0,31	22,18	11,09	16,64	30,00
M16-70-100-180	16	130,00	70,00	100	-	-	180	-	0,98	0,24	2,35	81,16	40,58	68,77	30,00
M16-70-100-225	16	130,00	70,00	100	-	-	225	-	0,63	0,16	0,78	41,79	20,90	34,83	30,00
M16-70-100-270	16	130,00	70,00	100	-	-	270	-	0,23	0,07	0,30	23,58	11,79	17,68	30,00
M16-70-100-315	16	130,00	70,00	100	-	-	315	-	0,20	0,07	0,22	22,36	11,18	16,77	30,00
M16-70-140-0	16	130,00	70,00	140	-	-	0	-	0,23	0,07	0,29	24,43	12,22	18,32	30,00
M16-70-140-270	16	130,00	70,00	140	-	-	270	-	0,40	0,10	0,51	32,86	16,43	24,65	30,00
M16-70-140-300	16	130,00	70,00	140	-	-	300	-	0,23	0,07	0,31	24,70	12,35	18,52	30,00
M16-70-140-330	16	130,00	70,00	140	-	-	330	-	0,25	0,07	0,33	25,22	12,61	18,92	30,00
M16-70-140-45	16	130,00	70,00	140	-	-	45	-	1,65	0,16	2,35	37,06	18,53	30,16	30,00
M16-70-70-0	16	130,00	70,00	70	-	-	0	-	0,15	0,03	0,30	16,97	8,49	12,73	30,00
M16-70-70-180	16	130,00	70,00	70	-	-	180	-	0,85	0,20	1,85	69,10	34,55	58,96	30,00
M16-70-70-30	16	130,00	70,00	70	-	-	30	-	0,23	0,05	0,33	25,59	12,80	24,34	30,00
M16-70-70-315	16	130,00	70,00	70	-	-	315	-	0,09	0,03	0,33	15,81	7,91	11,86	30,00
M16-70-70-60	16	130,00	70,00	70	-	-	60	-	0,78	0,14	1,38	56,80	28,40	42,60	30,00
M16-70-70-90	16	130,00	70,00	70	-	-	90	-	1,03	0,21	2,35	73,51	36,76	56,40	30,00
<b>2fach Befestigungen mit Verbunddübeln (Numerische Untersuchungen)</b>															
M16-100-100-100-0	16	130	100	100	100		0	-	0,14	0,04	0,38	61,29	30,65	45,97	30,00
M16-100-100-100-30	16	130	100	100	100		30	-	0,30	0,08	0,56	112,20	56,10	84,15	30,00
M16-100-100-100-60	16	130	100	100	100		60	-	0,16	0,04	0,34	60,20	30,10	45,15	30,00
M16-100-100-100-90	16	130	100	100	100		90	-	0,18	0,05	0,23	65,82	32,91	49,36	30,00
M16-100-100-100-120	16	130	100	100	100		120	-	0,16	0,05	0,24	64,24	32,12	48,18	30,00
M16-100-100-100-150	16	130	100	100	140		0	-	0,18	0,04	0,25	68,35	34,17	51,26	30,00
M16-100-100-100-180	16	130	100	100	140		135	-	0,60	0,14	0,93	159,67	79,84	119,75	30,00
M16-100-100-100-210	16	130	100	100	140		30	-	0,16	0,04	0,27	68,74	34,37	51,55	30,00
M16-100-100-100-240	16	130	100	100	140		60	-	0,20	0,06	0,30	79,28	39,64	59,46	30,00
M16-100-100-100-270	16	130	100	100	140		90	-	0,20	0,06	0,28	84,82	42,41	63,62	30,00
M16-100-100-70-0	16	130	100	100	70		0	-	0,16	0,04	0,27	56,36	28,18	42,27	30,00
M16-100-100-70-30	16	130	100	100	70		135	-	0,42	0,07	0,78	91,68	45,84	68,76	30,00
M16-100-100-70-60	16	130	100	100	70		30	-	0,12	0,04	0,48	54,48	27,24	40,86	30,00
M16-100-100-70-90	16	130	100	100	70		60	-	0,13	0,04	0,21	54,15	27,07	40,61	30,00
M16-100-100-70-120	16	130	100	100	70		90	-	0,17	0,05	0,36	56,36	28,18	42,27	30,00
M16-100-70-70-0	16	130	100	70	70		0	-	0,12	0,03	0,34	50,51	25,26	37,88	30,00
M16-100-70-70-135	16	130	100	70	70		135	-	0,40	0,06	0,68	75,65	37,82	56,74	30,00

**Tabelle A12-2: Numerische Simulationen zu Einzelbefestigungen und 2fach Befestigungen.**

Versuch	Geometrie								Messwerte							
	d	heff	c <sub>1</sub>	c <sub>2</sub>	s <sub>2</sub>	s <sub>1</sub>	α	Abst.	V <sub>(Q<sub>0</sub>)</sub>	V <sub>(R,5Q<sub>0</sub>)</sub>	V <sub>(R,95Q<sub>0</sub>)</sub>	Q <sub>0</sub>	0,5Q <sub>0</sub>	0,75 Q <sub>0</sub>	β <sub>-</sub>	
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[°]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN]	[kN]	[kN]	[N/mm <sup>2</sup> ]	
M16-100-70-70-30	16	130	100	70	70		30	-	0.14	0.03	0.52	47.52	23.76	35.64	30.00	
M16-100-70-70-60	16	130	100	70	70		60	-	0.14	0.04	0.18	47.60	23.80	35.70	30.00	
M16-100-70-70-90	16	130	100	70	70		90	-	0.12	0.04	0.21	42.53	21.27	31.90	30.00	
M16-100-70-140-0	16	130	100	70	140		0	-	0.14	0.04	0.20	61.45	30.72	46.08	30.00	
M16-100-70-140-135	16	130	100	70	140		135	-	0.70	0.11	1.52	129.43	64.72	100.10	30.00	
M16-100-70-140-30	16	130	100	70	140		30	-	0.14	0.04	0.39	58.17	29.08	43.62	30.00	
M16-100-70-140-60	16	130	100	70	140		60	-	0.20	0.04	0.29	65.85	32.93	49.39	30.00	
M16-100-70-140-90	16	130	100	70	140		90	-	0.18	0.05	0.24	67.58	33.79	50.69	30.00	
M16-140-70-100-0	16	130	140	70	100		0	-	0.20	0.05	0.40	68.46	34.23	51.34	30.00	
M16-140-70-100-135	16	130	140	70	100		135	-	0.64	0.08	0.98	104.14	52.07	78.11	30.00	
M16-140-70-100-30	16	130	140	70	100		30	-	0.18	0.05	0.33	67.49	33.75	50.62	30.00	
M16-140-70-100-60	16	130	140	70	100		60	-	0.18	0.05	0.27	65.88	32.94	49.41	30.00	
M16-140-70-100-90	16	130	140	70	100		90	-	0.18	0.05	0.23	61.95	30.97	46.46	30.00	
M16-140-70-140-0	16	130	140	70	140		0	-	0.18	0.04	0.30	72.90	36.45	54.68	30.00	
M16-140-70-140-135	16	130	140	70	140		135	-	0.56	0.11	1.44	130.11	65.06	97.58	30.00	
M16-140-70-140-30	16	130	140	70	140		30	-	0.20	0.05	0.28	76.90	38.45	57.68	30.00	
M16-140-70-140-60	16	130	140	70	140		60	-	0.24	0.06	0.30	78.62	39.31	58.97	30.00	
M16-140-70-140-90	16	130	140	70	140		90	-	0.27	0.07	0.34	84.38	42.19	63.29	30.00	
M16-140-70-70-0	16	130	140	70	70		0	-	0.20	0.04	0.40	67.80	33.90	50.85	30.00	
M16-140-70-70-135	16	130	140	70	70		135	-	0.34	0.08	1.07	98.53	49.26	73.89	30.00	
M16-140-70-70-30	16	130	140	70	70		30	-	0.18	0.05	0.30	66.96	33.48	50.22	30.00	
M16-140-70-70-60	16	130	140	70	70		60	-	0.14	0.04	0.38	59.41	29.70	44.56	30.00	
M16-140-70-70-90	16	130	140	70	70		90	-	0.20	0.05	0.24	61.50	30.75	46.13	30.00	
M16-70-140-140-0	16	130	70	140	140		0	-	0.11	0.03	0.34	54.78	27.39	41.09	30.00	
M16-70-140-140-135	16	130	70	140	140		135	-	0.26	0.05	0.74	74.17	37.08	55.63	30.00	
M16-70-140-140-30	16	130	70	140	140		30	-	0.19	0.04	0.29	61.90	30.95	46.42	30.00	
M16-70-140-140-60	16	130	70	140	140		60	-	0.25	0.06	0.36	81.58	40.79	61.18	30.00	
M16-70-140-140-90	16	130	70	140	140		90	-	0.25	0.06	0.33	85.97	42.99	64.48	30.00	
M16-70-70-100-0	16	130	70	70	100		0	-	0.13	0.03	0.34	43.02	21.51	32.27	30.00	
M16-70-70-100-135	16	130	70	70	100		135	-	0.22	0.06	0.37	83.40	41.70	62.55	30.00	
M16-70-70-100-30	16	130	70	70	100		30	-	0.16	0.03	0.64	44.24	22.12	33.18	30.00	
M16-70-70-100-60	16	130	70	70	100		60	-	0.13	0.03	0.19	46.56	23.28	34.92	30.00	
M16-70-70-100-90	16	130	70	70	100		90	-	0.11	0.03	0.21	45.83	22.92	34.37	30.00	
M16-70-70-140-0	16	130	70	70	140		0	-	0.11	0.03	0.23	49.78	24.89	37.34	30.00	
M16-70-70-140-135	16	130	70	70	140		135	-	0.32	0.08	0.56	99.82	49.91	74.86	30.00	
M16-70-70-140-30	16	130	70	70	140		30	-	0.12	0.03	0.28	50.71	25.36	38.03	30.00	
M16-70-70-140-60	16	130	70	70	140		60	-	0.17	0.04	0.29	58.97	29.49	44.23	30.00	
M16-70-70-140-90	16	130	70	70	140		90	-	0.17	0.05	0.26	61.03	30.51	45.77	30.00	
M16-70-70-70-0	16	130	70	70	70		0	-	0.08	0.02	1.75	37.24	18.62	27.93	30.00	
M16-70-70-70-135	16	130	70	70	70		135	-	0.36	0.06	0.70	71.79	35.89	60.88	30.00	
M16-70-70-70-30	16	130	70	70	70		30	-	0.10	0.03	0.22	39.84	19.92	29.88	30.00	
M16-70-70-70-60	16	130	70	70	70		60	-	0.11	0.03	0.17	41.22	20.61	30.92	30.00	
M16-70-70-70-90	16	130	70	70	70		90	-	0.11	0.03	0.20	37.86	18.93	28.40	30.00	
<b>4fach Befestigungen mit Verbunddübeln (Numerische Untersuchungen)</b>																
Mod1_0	16	130	70	-	70	70	0	-	0.10	0.05	0.70	59.55	0.35	44.67	30.00	
Mod1_30	16	130	70	-	70	70	30	-	0.20	0.05	0.92	74.36	37.18	41.83	30.00	
Mod1_45	16	130	70	-	70	70	45	-	0.83	0.07	2.36	97.18	48.59	54.66	30.00	
Mod1_60	16	130	70	-	70	70	60	-	0.93	0.12	1.85	144.06	72.03	81.03	30.00	
Mod1_90	16	130	70	-	70	70	90	-	1.80	0.29	1.70	262.72	131.36	147.78	30.00	
Mod1_135	16	130	70	-	70	70	135	-	1.59	0.23	3.01	264.33	132.17	148.69	30.00	
Mod1_180	16	130	70	-	70	70	180	-	1.45	0.25	1.28	267.65	133.83	150.55	30.00	
Mod2_0	16	130	140	-	70	70	0	-	0.25	0.07	1.45	115.8	57.9	65.14	30.00	
Mod2_30	16	130	140	-	70	70	30	-	0.3	0.07	1.45	123.5	61.75	69.47	30.00	
Mod2_45	16	130	140	-	70	70	45	-	0.8	0.12	1.95	171.08	85.54	96.23	30.00	
Mod2_60	16	130	140	-	70	70	60	-	0.72	0.13	1.43	187.97	93.99	105.73	30.00	
Mod2_135	16	130	140	-	70	70	135	-	2.7	0.3	5.19	318.99	159.5	179.43	30.00	
Mod3_0	16	130	70	-	100	70	0	-	0.17	0.04	0.62	79.75	39.88	44.86	30.00	
Mod3_30	16	130	70	-	100	70	30	-	0.26	0.06	0.55	93.66	46.83	52.68	30.00	
Mod3_45	16	130	70	-	100	70	45	-	0.27	0.06	0.99	94.61	47.31	53.22	30.00	
Mod3_60	16	130	70	-	100	70	60	-	0.66	0.12	1.69	164.45	82.23	92.50	30.00	
Mod3_90	16	130	70	-	100	70	90	-	0.86	0.18	1.52	231.79	115.90	130.38	30.00	
Mod3	16	130	70	-	100	70	135	-	1.35	0.23	2.52	297.89	148.95	167.56	30.00	
Mod3_180	16	130	70	-	100	70	180	-	2.11	0.28	3.77	329.96	164.98	185.60	30.00	
Mod4_0	16	130	100	-	70	100	0	-	0.23	0.09	0.47	98.77	49.38	55.56	30.00	
Mod4_30	16	130	100	-	70	100	30	-	0.30	0.09	1.40	118.05	59.03	66.40	30.00	
Mod4_45	16	130	100	-	70	100	45	-	0.53	0.09	1.40	135.72	67.86	76.34	30.00	
Mod4_60	16	130	100	-	70	100	60	-	0.72	0.13	1.89	193.48	96.74	108.83	30.00	
Mod4_90	16	130	100	-	70	100	90	-	1.66	0.21	1.77	267.14	133.57	150.27	30.00	
Mod4_135	16	130	100	-	70	100	135	-	1.75	0.21	2.64	287.78	143.89	161.88	30.00	
Mod4_180	16	130	100	-	70	100	180	-	2.11	0.21	2.29	346.99	173.49	195.18	30.00	
Mod5_0	16	130	70	-	70	140	0	-	0.35	0.07	0.55	110.10	55.05	61.93	30.00	
Mod5_45	16	130	70	-	70	140	45	-	0.42	0.10	1.84	151.69	75.85	85.33	30.00	
Mod5_60	16	130	70	-	70	140	60	-	0.74	0.13	1.41	188.70	94.35	106.14	30.00	

Tabelle A12-3: Numerische Simulationen zu 2fach- und 4fach Befestigungen.

Versuch	Geometrie								Messwerte						
	d	heffl	c <sub>1</sub>	c <sub>2</sub>	s <sub>2</sub>	s <sub>1</sub>	α	Abst.	V <sub>(0)</sub>	V <sub>(0,50)</sub>	V <sub>(0,90)</sub>	Q <sub>0</sub>	0,5Q <sub>0</sub>	0,75 Q <sub>0</sub>	β <sub>-</sub>
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[°]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN]	[kN]	[kN]	[N/mm <sup>2</sup> ]
Mod5_90	16	130	70	-	70	140	90	-	0.37	0.07	0.66	112.00	56.25	63.00	30.00
Mod5_135	16	130	70	-	70	140	135	-	1.63	0.24	2.81	316.09	158.05	177.80	30.00
Mod5_180	16	130	70	-	70	140	180	-	2.60	0.28	3.51	353.84	176.92	199.04	30.00
Mod6_0	16	130	140	-	70	140	0	-	0.40	0.11	1.89	174.17	87.09	97.97	30.00
Mod6_60	16	130	140	-	70	140	60	-	1.50	0.18	2.45	254.81	127.41	143.33	30.00
Mod6_90	16	130	140	-	70	140	90	-	2.20	0.28	3.37	324.97	162.49	182.80	30.00
Mod6_135	16	130	140	-	70	140	135	-	2.10	0.29	3.55	336.79	168.40	189.44	30.00
Mod6_180	16	130	140	-	70	140	180	-	2.90	0.38	4.90	402.86	201.43	226.61	30.00
Mod7_0	16	130	70	-	100	100	0	-	0.20	0.05	1.88	85.33	42.67	48.00	30.00
Mod7_30	16	130	70	-	100	100	30	-	0.23	0.06	0.45	99.84	49.92	56.16	30.00
Mod7_45	16	130	70	-	100	100	45	-	0.47	0.06	0.76	110.84	55.42	62.35	30.00
Mod7_60	16	130	70	-	100	100	60	-	0.73	0.09	1.30	148.09	74.05	83.30	30.00
Mod7_90	16	130	70	-	100	100	90	-	1.39	0.21	1.65	261.17	130.59	146.91	30.00
Mod7_135	16	130	70	-	100	100	135	-	2.90	0.27	5.24	336.89	168.45	189.50	30.00
Mod8_0	16	130	100	-	100	100	0	-	0.25	0.08	0.35	110.02	55.01	82.52	30.00
Mod8_30	16	130	100	-	100	100	30	-	0.26	0.07	1.36	123.07	61.54	69.23	30.00
Mod8_45	16	130	100	-	100	100	45	-	0.58	0.09	0.66	152.29	76.15	85.66	30.00
Mod8_60	16	130	100	-	100	100	60	-	1.05	0.14	1.09	213.62	106.81	120.16	30.00
Mod8_90	16	130	100	-	100	100	90	-	1.47	0.22	1.98	261.82	130.91	147.27	30.00
Mod8_135	16	130	100	-	100	100	135	-	1.92	0.31	3.28	382.44	191.22	215.12	30.00
Mod8_180	16	130	100	-	100	100	180	-	1.90	0.30	2.22	325.19	162.60	182.92	30.00
Mod9_0	16	130	140	-	100	100	0	-	0.26	0.08	0.37	138.54	69.27	77.93	30.00
Mod9_30	16	130	140	-	100	100	30	-	0.30	0.09	0.73	150.69	75.35	84.76	30.00
Mod9_45	16	130	140	-	100	100	45	-	0.57	0.11	0.91	187.45	93.73	105.44	30.00
Mod9_60	16	130	140	-	100	100	60	-	0.96	0.15	1.82	232.09	116.05	130.55	30.00
Mod9_90	16	130	140	-	100	100	90	-	2.13	0.24	3.98	313.36	156.68	176.27	30.00
Mod9_135	16	130	140	-	100	100	135	-	1.45	0.27	3.47	331.69	165.85	186.58	30.00
Mod9_180	16	130	140	-	100	100	180	-	2.50	0.36	4.64	389.74	194.87	219.23	30.00
Mod10_0	16	130	70	-	100	70	0	-	0.14	0.04	1.44	66.00	33.00	37.13	30.00
Mod10_30	16	130	70	-	100	70	30	-	0.18	0.05	0.84	79.70	39.85	44.83	30.00
Mod10_45	16	130	70	-	100	70	45	-	0.56	0.05	0.97	95.31	47.65	53.61	30.00
Mod10_60	16	130	70	-	100	70	60	-	0.64	0.08	1.93	132.34	66.17	74.44	30.00
Mod10_90	16	130	70	-	100	70	90	-	1.39	0.18	1.43	228.56	114.28	128.57	30.00
Mod10_135	16	130	70	-	100	70	135	-	1.66	0.21	3.13	283.63	141.82	159.54	30.00
Mod10_180	16	130	70	-	100	70	180	-	1.46	0.24	1.46	296.60	148.30	166.84	30.00
Mod11_0	16	130	70	-	140	70	0	-	0.14	0.04	0.25	73.10	36.55	54.82	30.00
Mod11_30	16	130	70	-	140	70	30	-	0.17	0.05	0.58	85.11	42.55	47.87	30.00
Mod11_60	16	130	70	-	140	70	60	-	0.70	0.09	1.43	142.87	71.44	80.36	30.00
Mod11_90	16	130	70	-	140	70	90	-	1.44	0.00	2.17	197.71	98.86	111.21	30.00
Mod11_135	16	130	70	-	140	70	135	-	2.30	0.29	4.62	360.70	180.35	202.89	30.00
Mod11_180	16	130	70	-	140	70	180	-	2.00	0.26	3.65	334.38	167.19	188.09	30.00
Mod12_0	16	130	140	-	140	70	0	-	0.24	0.07	0.37	123.62	61.81	69.54	30.00
Mod12_30	16	130	140	-	140	70	30	-	0.35	0.09	4.85	147.60	73.80	83.03	30.00
Mod12_45	16	130	140	-	140	70	45	-	0.58	0.09	1.73	158.87	79.44	89.36	30.00
Mod12_60	16	130	140	-	140	70	60	-	0.90	0.14	1.53	213.48	106.74	120.08	30.00
Mod12_90	16	130	140	-	140	70	90	-	2.20	0.28	2.87	351.25	175.63	197.58	30.00
Mod12_135	16	130	140	-	140	70	135	-	2.50	0.33	4.05	379.93	189.97	213.71	30.00
Mod12_180	16	130	140	-	140	70	180	-	2.40	0.30	4.64	363.71	181.86	204.59	30.00
Mod13_0	16	130	70	-	140	120	0	-	0.27	0.08	0.60	142.69	71.35	80.26	30.00
Mod13_30	16	130	70	-	140	120	30	-	0.31	0.09	0.50	157.42	78.71	88.55	30.00
Mod13_45	16	130	70	-	140	120	45	-	0.35	0.10	0.75	176.70	88.35	99.39	30.00
Mod13_60	16	130	70	-	140	120	60	-	0.68	0.12	1.06	201.99	101.00	113.62	30.00
Mod1_30	16	80	70	-	70	70	30	-	0.13	0.03	0.28	62.31	31.16	35.05	30.00
Mod1_45	16	80	70	-	70	70	45	-	0.25	0.05	0.41	82.71	41.35	46.52	30.00
Mod1_60	16	80	70	-	70	70	60	-	0.78	0.07	1.70	109.30	54.65	61.48	30.00
Mod1_90	16	80	70	-	70	70	90	-	1.20	0.14	3.48	191.45	95.73	107.69	30.00
Mod1_135	16	80	70	-	70	70	135	-	1.29	0.17	3.19	228.26	114.13	128.40	30.00
Mod1_180	16	80	70	-	70	70	180	-	0.13	0.04	1.69	63.37	31.69	35.65	30.00
Mod2_0	16	80	140	-	70	70	0	-	0.21	0.06	0.47	102.05	51.03	57.40	30.00
Mod2_30	16	80	140	-	70	70	30	-	0.24	0.06	0.51	102.54	51.27	57.68	30.00
Mod2_45	16	80	140	-	70	70	45	-	0.32	0.08	1.77	127.31	63.66	71.61	30.00
Mod2_90	16	80	140	-	70	70	90	-	1.22	0.18	0.92	226.60	113.30	127.46	30.00
Mod2_135	16	80	140	-	70	70	135	-	1.05	0.19	2.67	233.45	116.73	131.32	30.00
Mod3_0	16	80	70	-	100	70	0	-	0.19	0.05	0.33	80.65	40.33	45.37	30.00
Mod3_30	16	80	70	-	100	70	30	-	0.17	0.04	0.85	79.44	39.72	44.69	30.00
Mod3_60	16	80	70	-	100	70	60	-	0.71	0.09	1.63	1.45	0.82	76.16	30.00
Mod3_90	16	80	70	-	100	70	90	-	1.13	0.12	2.36	173.76	1.18	97.74	30.00
Mod3_135	16	80	70	-	100	70	135	-	1.49	0.19	2.51	251.32	125.66	141.37	30.00
Mod3_180	16	80	70	-	100	70	180	-	0.21	0.05	0.06	80.21	40.10	45.12	30.00
Mod4_0	16	80	100	-	70	100	0	-	0.19	0.05	0.23	74.64	37.32	41.99	30.00
Mod4_30	16	80	100	-	70	100	30	-	0.23	0.06	0.72	104.08	52.04	58.55	30.00
Mod4_45	16	80	100	-	70	100	45	-	0.33	0.09	0.65	104.05	52.03	58.53	30.00
Mod4_60	16	80	100	-	70	100	60	-	0.65	0.11	1.56	162.75	81.38	91.55	30.00

Tabelle A12-4: Numerische Simulationen zu 4fach Befestigungen

Versuch	Geometrie								Messwerte						
	d	hef1	c <sub>1</sub>	c <sub>2</sub>	s <sub>2</sub>	s <sub>1</sub>	α	Abst.	V <sub>(0)</sub>	V <sub>(0,5Q<sub>0</sub>)</sub>	V <sub>(0,75Q<sub>0</sub>)</sub>	Q <sub>e</sub>	0,5Q <sub>e</sub>	0,75 Q <sub>e</sub>	σ <sub>w</sub>
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[°]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN]	[kN]	[kN]	[N/mm <sup>2</sup> ]
Mod4_90	16	80	100	-	70	100	90	-	0.91	0.17	1.69	224.93	112.47	126.52	30.00
Mod4_135	16	80	100	-	70	100	135	-	1.00	0.18	1.54	217.65	108.83	122.43	30.00
Mod4_180	16	80	100	-	70	100	180	-	0.21	0.06	0.36	94.13	0.18	52.95	30.00
Mod5_0	16	80	70	-	70	140	0	-	0.35	0.06	0.72	100.48	50.24	56.52	30.00
Mod5_45	16	80	70	-	70	140	45	-	0.43	0.08	1.29	133.27	66.64	74.96	30.00
Mod5_60	16	80	70	-	70	140	60	-	0.71	0.10	1.55	155.91	77.96	87.70	30.00
Mod5_90	16	80	70	-	70	140	90	-	0.35	0.07	2.88	103.71	51.86	58.34	30.00
Mod5_135	16	80	70	-	70	140	135	-	1.09	0.19	3.31	254.11	127.06	142.94	30.00
Mod5_180	16	80	70	-	70	140	180	-	0.33	0.06	1.74	96.20	48.10	54.11	30.00
Mod6_0	16	80	140	-	70	140	0	-	0.29	0.09	0.41	146.97	73.49	82.67	30.00
Mod6_60	16	80	140	-	70	140	60	-	0.85	0.13	2.22	201.84	100.92	113.54	30.00
Mod6_90	16	80	140	-	70	140	90	-	0.81	0.17	2.23	241.90	120.95	136.07	30.00
Mod6_135	16	80	140	-	70	140	135	-	1.21	0.22	1.79	279.36	139.68	157.14	30.00
Mod6_180	16	80	140	-	70	140	180	-	0.33	0.10	0.49	154.78	77.39	87.06	30.00
Mod7_0	16	80	70	-	100	100	0	-	0.15	0.04	0.28	75.09	37.54	42.24	30.00
Mod7_45	16	80	70	-	100	100	45	-	0.17	0.05	0.77	96.55	48.28	54.31	30.00
Mod7_60	16	80	70	-	100	100	60	-	0.41	0.07	1.55	124.54	62.27	70.05	30.00
Mod7_90	16	80	70	-	100	100	90	-	1.21	0.16	2.78	212.58	106.29	119.58	30.00
Mod7_135	16	80	70	-	100	100	135	-	1.26	0.17	2.85	254.96	127.48	143.42	30.00
Mod8_0	16	80	100	-	100	100	0	-	0.19	0.05	0.31	96.43	48.22	54.24	30.00
Mod8_30	16	80	100	-	100	100	30	-	0.23	0.06	0.39	107.96	53.98	60.73	30.00
Mod8_45	16	80	100	-	100	100	45	-	0.26	0.07	1.16	119.72	59.86	67.34	30.00
Mod8_60	16	80	100	-	100	100	60	-	0.47	0.10	1.96	162.51	81.26	91.41	30.00
Mod8_90	16	80	100	-	100	100	90	-	1.29	0.16	2.86	238.67	119.34	134.25	30.00
Mod8_135	16	80	100	-	100	100	135	-	1.69	0.20	2.85	335.14	167.57	188.52	30.00
Mod8_180	16	80	100	-	100	100	180	-	0.22	0.06	0.38	100.94	50.47	56.78	30.00
Mod9_0	16	80	140	-	100	100	0	-	0.23	0.06	0.30	120.99	60.50	68.06	30.00
Mod9_30	16	80	140	-	100	100	30	-	0.27	0.08	0.44	131.66	65.83	74.06	30.00
Mod9_45	16	80	140	-	100	100	45	-	0.47	0.09	0.68	154.62	77.31	86.97	30.00
Mod9_60	16	80	140	-	100	100	60	-	0.59	0.11	0.94	179.25	89.63	100.83	30.00
Mod9_90	16	80	140	-	100	100	90	-	1.17	0.17	3.18	246.72	123.36	138.78	30.00
Mod9_180	16	80	140	-	100	100	180	-	0.25	0.07	0.40	127.90	63.95	71.94	30.00
Mod10_0	16	80	70	-	100	70	0	-	0.13	0.03	0.23	60.87	30.34	34.24	30.00
Mod10_30	16	80	70	-	100	70	30	-	0.17	0.04	0.25	73.24	36.62	41.20	30.00
Mod10_45	16	80	70	-	100	70	45	-	0.19	0.04	0.65	80.85	40.42	45.48	30.00
Mod10_60	16	80	70	-	100	70	60	-	0.68	0.07	2.57	117.63	58.82	66.17	30.00
Mod10_90	16	80	70	-	100	70	90	-	1.29	0.16	2.85	209.33	104.67	117.75	30.00
Mod10_135	16	80	70	-	100	70	135	-	1.18	0.17	3.04	235.20	117.60	132.30	30.00
Mod10_180	16	80	70	-	100	70	180	-	0.17	0.04	0.36	72.61	36.31	40.84	30.00
Mod11_0	16	80	70	-	140	70	0	-	0.17	0.04	0.31	77.32	38.66	43.49	30.00
Mod11_30	16	80	70	-	140	70	30	-	0.17	0.04	0.32	82.49	41.24	46.40	30.00
Mod11_60	16	80	70	-	140	70	60	-	0.97	0.08	2.89	135.35	67.68	76.13	30.00
Mod11_90	16	80	70	-	140	70	90	-	1.09	0.16	2.84	229.98	114.99	129.36	30.00
Mod12_30	16	80	140	-	140	70	30	-	0.23	0.07	0.36	121.49	60.75	68.34	30.00
Mod12_45	16	80	140	-	140	70	45	-	0.25	0.08	0.69	131.73	65.87	74.10	30.00
Mod12_60	16	80	140	-	140	70	60	-	0.81	0.11	1.04	176.45	88.23	99.25	30.00
Mod12_90	16	80	140	-	140	70	90	-	1.15	0.16	2.00	244.68	122.34	137.63	30.00
Mod12_135	16	80	140	-	140	70	135	-	1.15	0.20	2.20	276.19	138.10	155.36	30.00
Mod12_180	16	80	140	-	140	70	180	-	0.23	0.07	0.40	115.29	57.65	64.85	30.00
Mod13_0	16	80	70	-	140	120	0	-	0.29	0.08	0.48	142.25	71.13	80.02	30.00
Mod13_30	16	80	70	-	140	120	30	-	0.35	0.08	0.67	2.24	0.34	84.71	30.00
Mod13_45	16	80	70	-	140	120	45	-	0.41	0.10	1.22	2.27	0.61	96.98	30.00
Mod13_60	16	80	70	-	140	120	60	-	0.73	0.11	1.32	2.28	0.66	107.61	30.00
Mod13_90	16	80	70	-	140	120	90	-	1.25	0.20	3.06	2.33	1.53	159.24	30.00
Mod13_135	16	80	70	-	140	120	135	-	1.42	0.21	2.47	318.56	159.28	179.19	30.00
Mod13_180	16	80	70	-	140	120	180	-	0.37	0.10	0.81	157.65	78.83	118.24	30.00
M16100100100100	16	130	100	100	100	100	0	-	0.14	0.03	0.21	78.60	0.11	44.21	30.00
M16100100100100	16	130	100	100	100	100	135	-	0.26	0.06	0.56	120.00	0.28	67.50	30.00
M16100100100100	16	130	100	100	100	100	180	-	1.26	0.23	2.23	336.83	168.42	189.47	30.00
M16100100100100	16	130	100	100	100	100	225	-	0.63	0.19	0.87	303.72	0.44	170.84	30.00
M16100100100100	16	130	100	100	100	100	45	-	0.11	0.03	0.53	77.06	0.27	43.35	30.00
M16100100701000	16	130	100	100	70	100	0	-	0.14	0.03	0.17	71.38	0.09	40.15	30.00
M16100100701001	16	130	100	100	70	100	135	-	0.36	0.06	0.56	118.61	0.28	66.72	30.00
M16100100701002	16	130	100	100	70	100	225	-	0.58	0.17	1.75	283.87	0.88	159.68	30.00
M16100100701002	16	130	100	100	70	100	270	-	0.55	0.16	0.50	230.18	0.25	129.48	30.00
M16100100701004	16	130	100	100	70	100	45	-	0.13	0.03	0.24	68.45	0.12	38.50	30.00
M16100100701009	16	130	100	100	70	100	90	-	0.12	0.03	0.27	65.53	0.14	36.86	30.00
M16100701407000	16	130	100	100	70	100	0	-	0.11	0.04	0.22	72.09	0.11	40.55	30.00
M16100701407013	16	130	100	70	140	70	135	-	0.19	0.06	0.36	112.35	0.18	63.20	30.00
M16100701407018	16	130	100	70	140	70	180	-	1.25	0.16	1.86	227.28	0.93	127.85	30.00
M16100701407045	16	130	100	70	140	70	45	-	0.13	0.04	0.17	71.27	0.09	40.09	30.00
M16100701407090	16	130	100	70	140	70	90	-	0.15	0.04	0.20	74.88	0.10	42.12	30.00
M16701001001000	16	130	70	100	100	100	0	-	0.14	0.04	0.24	69.04	0.12	38.83	30.00

Tabelle A12-5: Numerische Simulationen zu 4fach Befestigungen.

Versuch	Geometrie								Messwerte						
	d	heff	c <sub>1</sub>	c <sub>2</sub>	s <sub>2</sub>	s <sub>1</sub>	α	Abst.	V <sub>(0)</sub>	V <sub>(0,5Q<sub>0</sub>)</sub>	V <sub>(0,95Q<sub>0</sub>)</sub>	Q <sub>0</sub>	0,5Q <sub>0</sub>	0,75 Q <sub>0</sub>	σ <sub>w</sub>
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[°]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN]	[kN]	[kN]	[N/mm <sup>2</sup> ]
M16701001001001	16	130	70	100	100	100	135	-	0.18	0.06	0.46	120.89	0.23	68.00	30.00
M16701001001001	16	130	70	100	100	100	180	-	1.03	0.15	2.36	233.00	1.18	131.06	30.00
M16701001001002	16	130	70	100	100	100	225	-	1.71	0.18	3.39	282.81	1.70	159.08	30.00
M16701001001002	16	130	70	100	100	100	270	-	1.38	0.16	2.29	238.10	1.15	133.93	30.00
M16701001001004	16	130	70	100	100	100	45	-	0.11	0.03	0.19	67.77	0.10	38.12	30.00
M16701001001009	16	130	70	100	100	100	90	-	0.15	0.04	0.51	72.71	0.26	40.90	30.00
M167014070700°	16	130	70	140	70	70	0	-	0.20	0.04	0.30	74.59	0.15	41.96	30.00
M16701407070135	16	130	70	140	70	70	135	-	0.26	0.07	1.38	132.88	0.69	74.75	30.00
M16701407070180	16	130	70	140	70	70	180	-	1.29	0.16	2.17	244.87	1.09	137.74	30.00
M16701407070270	16	130	70	140	70	70	270	-	0.89	0.18	1.15	242.77	0.58	136.56	30.00
M1670140707045°	16	130	70	140	70	70	45	-	0.25	0.04	1.11	76.49	0.56	43.03	30.00
M1670140707060°	16	130	70	140	70	70	60	-	0.14	0.08	0.16	75.55	0.08	42.50	30.00
M167070140700°	16	130	70	70	140	70	0	-	0.07	0.02	0.18	52.94	0.09	29.78	30.00
M16707014070135	16	130	70	70	140	70	135	-	0.29	0.06	0.51	115.78	0.26	65.13	30.00
M16707014070180	16	130	70	70	140	70	180	-	0.41	0.13	0.69	213.81	0.35	120.27	30.00
M16707014070270	16	130	70	70	140	70	270	-	1.82	0.14	2.86	237.52	1.43	133.61	30.00
M1670701407045°	16	130	70	70	140	70	45	-	0.09	0.03	0.11	60.58	0.06	34.08	30.00
M1670701407090°	16	130	70	70	140	70	90	-	0.16	0.04	0.22	72.64	0.11	40.86	30.00
M167070701000°	16	130	70	70	70	100	0	-	0.10	0.03	0.33	54.72	0.17	30.78	30.00
M16707070100135	16	130	70	70	70	100	135	-	0.27	0.05	0.88	91.04	0.44	51.21	30.00
M16707070100225	16	130	70	70	70	100	225	-	1.32	0.15	2.08	236.88	1.04	133.25	30.00
M16707070100270	16	130	70	70	70	100	270	-	1.54	0.13	1.46	201.57	0.73	113.38	30.00
M1670707010045°	16	130	70	70	70	100	45	-	0.32	0.02	0.56	51.48	0.28	28.96	30.00
M1670707010090°	16	130	70	70	70	100	90	-	0.15	0.02	0.99	51.24	0.50	28.82	30.00
M16707070700°	16	130	70	70	70	70	0	-	0.08	0.02	0.18	42.71	0.09	24.02	30.00
M1670707070135°	16	130	70	70	70	70	135	-	0.21	0.04	0.74	82.54	0.37	46.43	30.00
M1670707070180°	16	130	70	70	70	70	180	-	1.14	0.14	2.89	213.51	1.45	120.10	30.00
M1670707070270°	16	130	70	70	70	70	270	-	1.32	0.11	2.72	191.96	1.36	107.98	30.00
M167070707045°	16	130	70	70	70	70	45	-	0.34	0.02	0.91	41.29	0.46	23.23	30.00
M167070707060°	16	130	70	70	70	70	60	-	0.11	0.02	0.32	42.55	0.16	23.93	30.00

Tabelle A12-6: Numerische Simulationen zu 4fach Befestigungen.

## **Anhang C**

### **Programmcode des entwickelten bruchmechanischen Modells**





## 13 Programmcode

### 13.1 Öffentliche Variablen

```
Public KImin As Double
```

### 13.2 Funktion KI (Dübel hinten)

```
Function KI_hinten(a, c1, c2, s1, s2, b)
'Variablendefinition
Dim KI_basic As Double
Dim K_b, k_c1, k_c2 As Double
Dim k_s1_hinten, k_s1_vorne As Double
Dim k_s2_hinten, k_s2_vorne As Double
Dim k_s_hinten As Double
Dim k_s_vorne As Double
'Spannungsintensitätsfaktor
KI_basic = 3.14 / (4 * (3.14 * a) ^ 0.5)
'Einfluss Randabstand c1
k_c1 = (0.23 + 0.585 * (1 - a / (a + c1)) + 0.185 * (1 - a / (a + c1)) ^ 6) / ((1 - a / (a + c1)) ^ 1.5)
'Einfluss Ecke c2
k_c2 = 1# * (c2 / (c2 + c1)) ^ -0.75
'Einfluss Achsabstände s1,s2 für voerderen und hinteren Riss
k_s1_hinten = (s1 / (s1 + c1)) ^ -0.35
k_s2_hinten = 1 * (s2 / (s2 + c1)) ^ -0.32
If k_s1_hinten > k_s2_hinten Then k_s_hinten = k_s1_hinten Else k_s_hinten = k_s2_hinten
'Spannungsintensitätsfaktor schmales Bauteil
'X = a / b
'Y = c1 / b
'If c1 / b < 0.5 Then Y = 0.5
'K_b = (-1 / X ^ (3 * Y)) ^ 2
'entgültiger Spannungsintensitätsfaktor
KI_hinten = 0.7 * KI_basic * k_c1 * k_c2 * k_s1_hinten * k_s2_hinten * K_b
End Function
```

### 13.3 Funktion KI (Dübel vorne)

```
Function KI_vorne(a, c1, c2, s1, s2, b)
'Variablendefinition
Dim KI_basic As Double
Dim K_b, k_c1, k_c2 As Double
Dim k_s1_hinten, k_s1_vorne As Double
Dim k_s2_hinten, k_s2_vorne As Double
Dim k_s_hinten As Double
Dim k_s_vorne As Double
'Spannungsintensitätsfaktor
KI_basic = 3.14 / (4 * (3.14 * a) ^ 0.5)
'Einfluss Randabstand c1
k_c1 = (0.23 + 0.585 * (1 - a / (a + c1)) + 0.185 * (1 - a / (a + c1)) ^ 6) / ((1 - a / (a + c1)) ^ 1.5)
'Einfluss Ecke c2
k_c2 = 1 * (c2 / (c2 + c1)) ^ -0.75
'Einfluss Achsabstände s1,s2 für voerderen und hinteren Riss
k_s1_vorne = (s1 / (s1 + c1)) ^ -0.35
k_s2_vorne = 1 * (1 - s2 / (s2 + c1)) ^ -0.32
If k_s1_vorne > k_s2_vorne Then k_s_vorne = k_s1_vorne Else k_s_vorne = k_s2_vorne
'Spannungsintensitätsfaktor schmales Bauteil
'X = a / b
'Y = c1 / b
'If c1 / b < 0.5 Then Y = 0.5
'K_b = (-1 / (X ^ (3 * Y) - 1)) ^ 2
'entgültiger Spannungsintensitätsfaktor
KI_vorne = KI_basic * k_c1 * k_c2 * k_s1_vorne * k_s2_vorne * K_b
End Function
```

### 13.4 Funktion KI (Dübel hinten)

```
Function KII_hinten(a, c1, c2, s1, s2, b)
'Variablendefinition
Dim KII_basic As Double
Dim K_b, k_c1, k_c2 As Double
Dim k_s1_hinten, k_s1_vorne As Double
Dim k_s2_hinten, k_s2_vorne As Double
Dim k_s_hinten As Double
Dim k_s_vorne As Double
```

```
'Spannungsintensitätsfaktor
KII_basic = 3.14 / (4 * (3.14 * a) ^ 0.5)
'Einfluss Randabstand c1
k_c1 = (0.125 * a / (a + c1)) / ((1 - a / (a + c1)) ^ 1.5)
'Einfluss Ecke c2
k_c2 = 1 * (c2 / (c2 + c1)) ^ 0.4
'Einfluss Achsabstände s1,s2 für voerderen und hinteren Riss
k_s1_hinten = 1 * (s1 / (s1 + c1)) ^ 0.9
k_s2_hinten = 1 * (s2 / (s2 + c1)) ^ -1.3
If k_s1_hinten > k_s2_hinten Then k_s_hinten = k_s1_hinten Else k_s_hinten = k_s2_hinten
'entgültiger Spannungsintensitätsfaktor
KII_hinten = 0.7 * KII_basic * k_c1 * k_c2 * k_s1_hinten * k_s2_hinten
End Function
```

### 13.5 Funktion KII (Dübel vorne)

```
Function KII_vorne(a, c1, c2, s1, s2, b)
'Variablendefinition
Dim KII_basic As Double
Dim K_b, k_c1, k_c2 As Double
Dim k_s1_hinten, k_s1_vorne As Double
Dim k_s2_hinten, k_s2_vorne As Double
Dim k_s_hinten As Double
Dim k_s_vorne As Double
'Spannungsintensitätsfaktor
KII_basic = 3.14 / (4 * (3.14 * a) ^ 0.5)
'Einfluss Randabstand c1
k_c1 = (0.125 * a / (a + c1)) / ((1 - a / (a + c1)) ^ 1.5)
'Einfluss Ecke c2
k_c2 = 1 * (c2 / (c2 + c1)) ^ 0.4
'Einfluss Achsabstände s1,s2 für voerderen und hinteren Riss
k_s1_vorne = 1 * (s1 / (s1 + c1)) ^ 0.9
k_s2_vorne = 1 * (1 - s2 / (s2 + c1)) ^ -1.3
If k_s1_vorne > k_s2_vorne Then k_s_vorne = k_s1_vorne Else k_s_vorne = k_s2_vorne
'entgültiger Spannungsintensitätsfaktor
KII_vorne = KII_basic * k_c1 * k_c2 * k_s1_vorne * k_s2_vorne
End Function
```

### 13.6 Funktion Weiterreiswinkel

```
Function Winkel(KI, KII)
Dim C11, C12, C21, C22 As Double
Dim WeiterreisWinkel As Double
Dim KI_w, KII_w, w As Double
WeiterreisWinkel = 0
'Transformationsmatrix
C11 = 0.25 * ((3 * Cos(WeiterreisWinkel / 2) + Cos(3 * WeiterreisWinkel / 2)))
C22 = 0.5 * ((Cos(3 * WeiterreisWinkel / 2) + Cos(WeiterreisWinkel / 1.25)))
C12 = -3 * Cos(WeiterreisWinkel / 2) ^ 2 * Sin(WeiterreisWinkel / 2)
C21 = Sin(WeiterreisWinkel / 4) * Sin(WeiterreisWinkel)
KI_w = C11 * KI - C12 * KII
KII_w = C21 * KI - C22 * KII
'Berechnung des Winkels bei dem KII_w = 0 wird
Do While KII_w < 0
WeiterreisWinkel = WeiterreisWinkel + 0.1
C11 = 0.25 * ((3 * Cos(WeiterreisWinkel / 2) + Cos(3 * WeiterreisWinkel / 2)))
C22 = 0.5 * ((Cos(3 * WeiterreisWinkel / 2) + Cos(WeiterreisWinkel / 1.25)))
C12 = -3 * Cos(WeiterreisWinkel / 2) ^ 2 * Sin(WeiterreisWinkel / 2)
C21 = Sin(WeiterreisWinkel / 4) * Sin(WeiterreisWinkel)
KI_w = C11 * KI - C12 * KII
KII_w = C21 * KI - C22 * KII
If WeiterreisWinkel > 1.571 Then Exit Do
Loop
Winkel = WeiterreisWinkel
KImin = KI_w
End Function
```

### 13.7 Subroutine Dübeldurchmesser

```
Private Sub Check1_Click()
Dim d_all As Double
If Form1.Check1.Value = 1 Then
d_all = CDBl(Form1.Combo6.Text)
Form1.Combo7.Clear
Form1.Combo7.Text = d_all
Form1.Combo8.Clear
```

```

Form1.Combo8.Text = d_all
Form1.Combo9.Clear
Form1.Combo9.Text = d_all
End If
End Sub

```

## 13.8 Hauptroutine

### 13.8.1 Variablendeklaration

```

Private Sub Command1_Click()
Dim a1(1 To 8), a(1 To 8), c1(1 To 8), c2(1 To 8), c3(1 To 8), s1(1 To 8), s2(1 To 8), b As Double
Dim Winkel_a(1 To 8) As Double
Dim delta_a, d As Double
Dim i, ii, iii(1 To 8) As Integer
Dim Abbruch As Double
Dim KI_min(1 To 8), KI_start(1 To 8), a_riss(1 To 8), c_riss(1 To 8) As Double
Dim KI, KII As Double
Dim Riss_neu_vorne As Double
Dim Riss_neu_hinten As Double
Dim Lastges, sumfaktor As Double
Dim Anker1, Anker2, Anker3, Anker4 As Double
Dim z As Integer
Dim Belastungswinkel As Double
Dim x, xmin, xmax, y, ymin, ymax, sp As Double
Dim A1x, A1y, A2x, A2y, A3x, A3y, A4x, A4y As Double

```

### 13.8.2 Fortschrittsanzeige

```

Form1.ProgressBar2.Max = CDbI(Form1.Iterationen.Text)
Form1.ProgressBar2.Left = CDbI(Form1.Iterationen.Text) - 1
For z = 1 To CDbI(Form1.Iterationen.Text)

```

### 13.8.3 Auslesen der Eingabewerte

```

Form1.Combo6.Text = Form2.Spreadsheet1.Cells(z, 1)
Form1.Combo7.Text = Form2.Spreadsheet1.Cells(z, 1)
Form1.Combo8.Text = Form2.Spreadsheet1.Cells(z, 1)
Form1.Combo9.Text = Form2.Spreadsheet1.Cells(z, 1)
Form1.Combo1.Text = Form2.Spreadsheet1.Cells(z, 3)
Form1.Combo2.Text = Form2.Spreadsheet1.Cells(z, 4)
Form1.Combo3.Text = Form2.Spreadsheet1.Cells(z, 5)
Form1.Combo4.Text = Form2.Spreadsheet1.Cells(z, 6)
Form1.Combo10.Text = Form2.Spreadsheet1.Cells(z, 7)
Belastungswinkel = CDbI(Form2.Spreadsheet1.Cells(z, 8))

```

### 13.8.4 Initialisierung der Variablen

```

If CDbI(Form2.Spreadsheet1.Cells(z, 8)) >= 180 And CDbI(Form2.Spreadsheet1.Cells(z, 8)) <= 270 Then
Form1.Combo1.Text = Form2.Spreadsheet1.Cells(z, 4)
Form1.Combo2.Text = Form2.Spreadsheet1.Cells(z, 3)
If CDbI(Form2.Spreadsheet1.Cells(z, 5)) < 1000 And CDbI(Form2.Spreadsheet1.Cells(z, 6)) > 1 Then
Form1.Combo3.Text = Form2.Spreadsheet1.Cells(z, 6)
Form1.Combo4.Text = Form2.Spreadsheet1.Cells(z, 5)
End If
If CDbI(Form2.Spreadsheet1.Cells(z, 5)) < 1000 And CDbI(Form2.Spreadsheet1.Cells(z, 6)) < 1 Then
Form1.Combo3.Text = "100000"
Form1.Combo4.Text = Form2.Spreadsheet1.Cells(z, 5)
End If
Form1.Combo10.Text = Form2.Spreadsheet1.Cells(z, 7)
Belastungswinkel = 270 - CDbI(Form2.Spreadsheet1.Cells(z, 8))
End If
If CDbI(Form2.Spreadsheet1.Cells(z, 8)) > 270 And CDbI(Form2.Spreadsheet1.Cells(z, 8)) < 315 Then
Form1.Combo1.Text = Form2.Spreadsheet1.Cells(z, 4)
Form1.Combo2.Text = Form2.Spreadsheet1.Cells(z, 3)
If CDbI(Form2.Spreadsheet1.Cells(z, 5)) < 1000 And CDbI(Form2.Spreadsheet1.Cells(z, 6)) > 1 Then
Form1.Combo3.Text = Form2.Spreadsheet1.Cells(z, 6)
Form1.Combo4.Text = Form2.Spreadsheet1.Cells(z, 5)
End If
If CDbI(Form2.Spreadsheet1.Cells(z, 5)) < 1000 And CDbI(Form2.Spreadsheet1.Cells(z, 6)) < 1 Then
Form1.Combo3.Text = 100000
Form1.Combo4.Text = Form2.Spreadsheet1.Cells(z, 5)
End If
Form1.Combo10.Text = Form2.Spreadsheet1.Cells(z, 7)
Belastungswinkel = 0

```

```

End If
If CDbl(Form2.Spreadsheet1.Cells(z, 8)) > 315 Then
    Belastungswinkel = 0
End If
If CDbl(Form2.Spreadsheet1.Cells(z, 8)) >= 315 And CDbl(Form2.Spreadsheet1.Cells(z, 8)) < 360 Then
    Form1.Combo1.Text = Form2.Spreadsheet1.Cells(z, 3)
    Form1.Combo2.Text = Form2.Spreadsheet1.Cells(z, 4)
    Form1.Combo3.Text = Form2.Spreadsheet1.Cells(z, 5)
    Form1.Combo4.Text = Form2.Spreadsheet1.Cells(z, 6)
    Form1.Combo10.Text = Form2.Spreadsheet1.Cells(z, 7)
    Belastungswinkel = 0
End If
Form1.List1.Clear
Form1.List2.Clear
Form1.List3.Clear
Form1.List4.Clear
Form1.List5.Clear
Form1.List6.Clear
Form1.List7.Clear
Form1.List8.Clear
Form1.List9.Clear
Form1.List10.Clear
Abbruch = 1
'Zuweisen der eingegebenen Eckabstände und Achsabstände
b = CDbl(Form1.Combo5.Text)
For i = 1 To 8
    c2(i) = CDbl(Form1.Combo2.Text)
    s1(i) = CDbl(Form1.Combo3.Text) / 2
    s2(i) = CDbl(Form1.Combo4.Text)
    c3(i) = b - 2 * a(i) - s1(i) - 2 * a(i) - c2(i)
    If c3(i) < 0 Then c3(i) = 100000
    KI_min(i) = 10000000
    a_riss(i) = 0
Next
'Zuweisen der Randabstände
For i = 1 To 4
    c1(i) = CDbl(Form1.Combo1.Text)
Next
For i = 5 To 8
    c1(i) = CDbl(Form1.Combo1.Text) + s2(i)
Next
'Zuweisung der Risslänge a in Abhängigkeit der Dübeldurchmesser
For i = 1 To 2
    a(i) = CDbl(Form1.Combo6.Text) / 2
    a(i + 2) = CDbl(Form1.Combo7.Text) / 2
    a(i + 4) = CDbl(Form1.Combo8.Text) / 2
    a(i + 6) = CDbl(Form1.Combo9.Text) / 2
Next

```

### 13.8.5 Initialisierung des Rissausgabefensters

```

ii = 1
For i = 1 To 8
    iii(i) = 1
Next
d = CDbl(Form1.Combo6.Text) / 2
'Zuweisen der Skalierung für Rissverlaufsausgabe
If Form1.Check2.Value = 1 Then
    Form2.Show
    Form3.Show
    xmin = -2 * c1(1)
    xmax = 2 * c1(1)
    ymin = -2 * c1(1)
    ymax = 2 * c1(1)
    Form3.Picture1.Scale (xmin - 100, ymin - 100)-(xmax + 100, ymax + 100)
'Ankerkoordinaten
A1x = -s1(1)
If A1x <= -50000 Then A1x = 0
A1y = s2(1) / 2
A2x = s1(1)
If A2x >= 50000 Then A2x = 0
A2y = s2(1) / 2
A3x = -s1(1)
If A3x <= -50000 Then A3x = 0
A3y = -s2(1) / 2
A4x = s1(1)

```

```

If A4x >= 50000 Then A4x = 0
A4y = -s2(1) / 2
Form3.Picture1.Circle (A1x, A1y), (Cdbl(Form1.Combo6.Text) / 2)
Form3.Picture1.Circle (A2x, A2y), (Cdbl(Form1.Combo6.Text) / 2)
Form3.Picture1.Circle (A3x, A3y), (Cdbl(Form1.Combo6.Text) / 2)
Form3.Picture1.Circle (A4x, A4y), (Cdbl(Form1.Combo6.Text) / 2)
'Fensterskalierung und Randzeichnung
If s1(1) > 1000 Then sp = 0 Else sp = s1(1)
Form3.Picture1.Line (-2 * c1(1), -c1(1) - s2(1) / 2)-(c2(1) + sp, -c1(1) - s2(1) / 2)
If c2(1) < 1.5 * c1(8) Then Form3.Picture1.Line (c2(1) + sp, -c1(1) - s2(1) / 2)-(c2(1) + sp, 2 * c1(1))
End If

```

### 13.8.6 Berechnung des Rissverlaufes

Do While Abbruch > 0

```

'Berechnung Weiterreiwinkel Punkt 1
s1(1) = 100000
KI = KI_vorne(a(1), c1(1), c3(1), s1(1), s2(1), b)
KII = KII_vorne(a(1), c1(1), c3(1), s1(1), s2(1), b)
Winkel_a(1) = Winkel(KI, KII)
If KI_min(1) > KImin And c1(1) > 0.1 Then
    KI_min(1) = KImin
    a_riss(1) = a(1)
End If
If ii = 1 Then KI_start(1) = KImin
Form1.List1.AddItem (Format$(Winkel_a(1) * 180 / 3.14), "0.000") & ", " & Format$(KI, "0.000") & ", " & Format$(KII, "0.000") & ", " & Format$(c1(1), "0.000") & ", " & Format$(a(1), "0.000"))
'Form3.Spreadsheet1.Cells(ii, 1) = Format$(c1(1), "0.00")
'Form3.Spreadsheet1.Cells(ii, 2) = Format$(a(1), "0.00")
If c1(1) > 0.2 Then Form3.Picture1.PSet (-a(1) + A1x - d, c1(1) - Cdbl(Form1.Combo4.Text) / 2 - Cdbl(Form1.Combo1.Text))
'Berechnung Weiterreiwinkel Punkt 2
c2(2) = 1000000
KI = KI_vorne(a(2), c1(2), c2(2), s1(2), s2(2), b)
KII = KII_vorne(a(2), c1(2), c2(2), s1(2), s2(2), b)
Winkel_a(2) = Winkel(KI, KII)
If s1(2) < 1 Then iii(2) = 0
If (KI_min(2) > KImin And c1(2) > 0.1 And iii(2) > 0) Then
    KI_min(2) = KImin
    a_riss(2) = a(2)
End If
If ii = 1 Then KI_start(2) = KImin
Form1.List2.AddItem (Format$(Winkel_a(2) * 180 / 3.14), "0.000") & ", " & Format$(KI, "0.000") & ", " & Format$(KII, "0.000") & ", " & Format$(c1(2), "0.000") & ", " & Format$(a(2), "0.000"))
'Form3.Spreadsheet1.Cells(ii, 3) = Format$(c2(4), "0.00")
'Form3.Spreadsheet1.Cells(ii, 4) = Format$(a(2), "0.00")
If c2(4) > 0.2 Then Form3.Picture1.PSet (a(2) + A1x + d, c1(2) - Cdbl(Form1.Combo4.Text) / 2 - Cdbl(Form1.Combo1.Text))
'Berechnung Weiterreiwinkel Punkt 3
c2(3) = 1000000
KI = KI_vorne(a(3), c1(3), c2(3), s1(3), s2(3), b)
KII = KII_vorne(a(3), c1(3), c2(3), s1(3), s2(3), b)
Winkel_a(3) = Winkel(KI, KII)
If s1(3) < 1 Then iii(3) = 0
If (KI_min(3) > KImin And c1(3) > 0.1 And iii(3) > 0) Then
    KI_min(3) = KImin
    a_riss(3) = a(3)
End If
If ii = 1 Then KI_start(3) = KImin
Form1.List3.AddItem (Format$(Winkel_a(3) * 180 / 3.14), "0.000") & ", " & Format$(KI, "0.000") & ", " & Format$(KII, "0.000") & ", " & Format$(c1(3), "0.000") & ", " & Format$(a(3), "0.000"))
'Form3.Spreadsheet1.Cells(ii, 5) = Format$(c1(3), "0.00")
'Form3.Spreadsheet1.Cells(ii, 6) = Format$(a(3), "0.00")
If c2(3) > 1 Then Form3.Picture1.PSet (-a(3) + A2x - d, c1(3) - Cdbl(Form1.Combo4.Text) / 2 - Cdbl(Form1.Combo1.Text))
'Berechnung Weiterreiwinkel Punkt 4
s1(4) = 1000000
KI = KI_vorne(a(4), c1(4), c2(4), s1(4), s2(4), b)
KII = KII_vorne(a(4), c1(4), c2(4), s1(4), s2(4), b)
Winkel_a(4) = Winkel(KI, KII)
If KI_min(4) > KImin And c1(4) > 0.1 Then
    KI_min(4) = KImin
    a_riss(4) = a(4)
End If
If ii = 1 Then KI_start(4) = KImin
'Form1.List1.AddItem (Format$(Winkel_a(4) * 180 / 3.14), "0.000") & ", " & Format$(KI, "0.000") & ", " & Format$(KII, "0.000") & ", " & Format$(c1(4), "0.000") & ", " & Format$(a(4), "0.000"))
'Form3.Spreadsheet1.Cells(ii, 7) = Format$(c1(4), "0.00")
'Form3.Spreadsheet1.Cells(ii, 8) = Format$(a(5), "0.00")

```

```

If c2(4) > 1 Then Form3.Picture1.PSet (a(4) + A2x + d, c1(4) - CDbl(Form1.Combo4.Text) / 2 - CDbl(Form1.Combo1.Text))
'Berechnung Weiterreiswinkel Punkt 5
s1(5) = 10000000
KI = KI_hinten(a(5), c1(5), c3(5), s1(5), s2(5), b)
KII = KII_hinten(a(5), c1(5), c3(5), s1(5), s2(5), b)
Winkel_a(5) = Winkel(KI, KII)
If KI_min(5) > KImin And c1(5) > 0.1 Then
  KI_min(5) = KImin
  a_riss(5) = a(5)
End If
If ii = 1 Then KI_start(5) = KImin
'Form1.List2.AddItem (Format$(Winkel_a(5) * 180 / 3.14), "0.000") & ", " & Format$(KI, "0.000") & ", " & Format$(KII, "0.000") & "
' & Format$(c1(5), "0.000") & ", " & Format$(a(5), "0.000"))
'Form3.Spreadsheet1.Cells(ii, 9) = Format$(c1(5), "0.00")
'Form3.Spreadsheet1.Cells(ii, 10) = Format$(a(5), "0.00")
If c1(5) > 0.2 Then Form3.Picture1.PSet (-a(5) + A3x - d, c1(5) - CDbl(Form1.Combo4.Text) / 2 - CDbl(Form1.Combo1.Text))
'Berechnung Weiterreiswinkel Punkt 6
c2(5) = 10000000
KI = KI_hinten(a(6), c1(6), c2(6), s1(6), s2(6), b)
KII = KII_hinten(a(6), c1(6), c2(6), s1(6), s2(6), b)
Winkel_a(6) = Winkel(KI, KII)
If s1(6) < 1 Then iii(6) = 0
If (KI_min(6) > KImin And c1(6) > 0.1 And iii(6) > 0) Then
  KI_min(6) = KImin
  a_riss(6) = a(6)
End If
If ii = 1 Then KI_start(6) = KImin
'Form1.List2.AddItem (Format$(Winkel_a(6) * 180 / 3.14), "0.000") & ", " & Format$(KI, "0.000") & ", " & Format$(KII, "0.000") & "
' & Format$(c1(6), "0.000") & ", " & Format$(a(6), "0.000"))
'Form3.Spreadsheet1.Cells(ii, 11) = Format$(c1(6), "0.00")
'Form3.Spreadsheet1.Cells(ii, 12) = Format$(a(6), "0.00")
If s1(6) > 0.2 Then Form3.Picture1.PSet (a(6) + A3x + d, c1(6) - CDbl(Form1.Combo4.Text) / 2 - CDbl(Form1.Combo1.Text))
'Berechnung Weiterreiswinkel Punkt 7
c2(7) = 10000000
KI = KI_hinten(a(7), c1(7), c2(7), s1(7), s2(7), b)
KII = KII_hinten(a(7), c1(7), c2(7), s1(7), s2(7), b)
Winkel_a(7) = Winkel(KI, KII)
If s1(7) < 1 Then iii(7) = 0
If (KI_min(7) > KImin And c1(7) > 0.1 And iii(7) > 0) Then
  KI_min(7) = KImin
  a_riss(7) = a(7)
End If
If ii = 1 Then KI_start(7) = KImin
'Form1.List1.AddItem (Format$(Winkel_a(7) * 180 / 3.14), "0.000") & ", " & Format$(KI, "0.000") & ", " & Format$(KII, "0.000") & "
' & Format$(c1(7), "0.000") & ", " & Format$(a(7), "0.000"))
'Form3.Spreadsheet1.Cells(ii, 13) = Format$(c1(7), "0.00")
'Form3.Spreadsheet1.Cells(ii, 14) = Format$(a(7), "0.00")
If s1(7) > 1 Then Form3.Picture1.PSet (-a(7) + A4x - d, c1(7) - CDbl(Form1.Combo4.Text) / 2 - CDbl(Form1.Combo1.Text))
'Berechnung Weiterreiswinkel Punkt 8
s1(8) = 10000000
KI = KI_hinten(a(8), c1(8), c2(8), s1(8), s2(8), b)
KII = KII_hinten(a(8), c1(8), c2(8), s1(8), s2(8), b)
Winkel_a(8) = Winkel(KI, KII)
If KI_min(8) > KImin And c1(8) > 0.1 Then
  KI_min(8) = KImin
  a_riss(8) = a(8)
End If
If ii = 1 Then KI_start(8) = KImin
'Form1.List2.AddItem (Format$(Winkel_a(8) * 180 / 3.14), "0.000") & ", " & Format$(KI, "0.000") & ", " & Format$(KII, "0.000") & "
' & Format$(c1(8), "0.000") & ", " & Format$(a(8), "0.000"))
'Form3.Spreadsheet1.Cells(ii, 15) = Format$(c1(8), "0.00")
'Form3.Spreadsheet1.Cells(ii, 16) = Format$(a(8), "0.00")
'If a(8) < c2(8) Then
If c2(8) > 1 Then Form3.Picture1.PSet (a(8) + A4x + d, c1(8) - CDbl(Form1.Combo4.Text) / 2 - CDbl(Form1.Combo1.Text))
'Neue Ausgangswerte für Risslänge a und Randabstände c sowie Eckabstände c2 u. c3
delta_a = 0.1
For i = 1 To 8
  a(i) = a(i) + delta_a
  c1(i) = c1(i) - delta_a * Tan(Winkel_a(i))
  If c1(i) < 0 Then c1(i) = 0.1
  c2(i) = c2(i) - delta_a
  If c2(i) < 0 Then c2(i) = 0.1
  c3(i) = c3(i) - delta_a
  If c3(i) < 0 Then c3(i) = 0.1
  If iii(i) > 0 Then
    c_riss(i) = c1(i)

```

```

    End If
Next
If (c1(5) < 0.2 And c1(1) < 0.2) Or c2(4) < 0.2 Or c2(8) < 0.2 Then Exit Do
'Neue Ausgangswerte für Achsabstände
For i = 1 To 8
s1(i) = s1(i) - 2 * delta_a
If s1(i) < 0 Then
    s1(i) = 0.01
    Riss_neu_vorne = a(1) + a(2) + a(3) + a(4)
    Riss_neu_hinten = a(5) + a(6) + a(7) + a(8)
End If
Next
For i = 1 To 4
    If s1(i) = 0.01 Then
        a(i) = Riss_neu_vorne
        s1(i) = 10000000
    End If
Next
For i = 1 To 4
    If s1(i + 4) = 0.01 Then
        a(i + 4) = Riss_neu_hinten
        s1(i + 4) = 10000000
    End If
Next
'Abbruch bei Endlosschleife
ii = ii + 1
If ii > 10000 Then Exit Do
Form1.ProgressBar1.Value = ii / 200
Form1.ProgressBar2.Value = z / CDb1(Form1.Iterationen.Text)
Loop

```

### 13.8.7 Ausgaberroutine

```

For i = 1 To 8
    Form1.List4.AddItem (0.5 / KI_start(i))
    Form1.List5.AddItem (0.5 / KI_min(i))
    Form1.List7.AddItem (a_riss(i))
    Form1.List6.AddItem (a_riss(i) - CDb1(Form1.Combo7.Text) / 2)
Next
For i = 1 To 4
    Form1.List8.AddItem (Atn(CDb1(Form1.Combo1.Text) / a(i)) * 180 / 3.14)
Next
For i = 5 To 8
    Form1.List8.AddItem (Atn((CDb1(Form1.Combo1.Text) + CDb1(Form1.Combo4.Text)) / a(i)) * 180 / 3.14)
Next
Lastges = 0
'Ausgabe Bruchlastlast
For i = 1 To 8
    Form1.List10.AddItem (2 * (0.5 / KI_start(i)) * a_riss(i) / 1000) * 30 * (CDb1(Form1.Combo10) / (a_riss(i) + 0.01 - CDb1(Form1.Combo7.Text) / 2)) ^ 0.5
    Form1.List9.AddItem (2 * (0.5 / KI_min(i)) * a_riss(i) / 1000) * 30 * (CDb1(Form1.Combo10) / a_riss(i)) ^ 0.5
Next
'Ausgabe Erstrislast
For i = 1 To 8
    Form1.List11.AddItem (2 * (0.5 / KI_start(i)) * (CDb1(Form1.Combo6.Text) / 2) / 1000) * 32 * (CDb1(Form1.Combo10.Text) / (CDb1(Form1.Combo6.Text) / 2)) ^ 0.5
Next
Next
    Form1.Show
    Form2.Show
    Form3.Show
End Sub

```





## English Abstract

The theoretical, numerical and experimental investigations on the behaviour of bonded anchors under arbitrary loading direction are related to anchorages in not cracked and not reinforced concrete. In chapter 2 the investigation of several authors are summarised and the CC-method for the design of anchors loaded in shear is explained. Additional to this some more tests to “Pryout”-failure of anchors placed at the edge or in the corner of a concrete member are carried out. The results show that the CC-method can also be used for such a case if the concrete breakout capacity is reduced corresponding to the CC-method for tension load. In chapter 3 the existing tests are summarized in a data bank, to find out the matter of interest. In chapter 4 a model based on the linear elastic fracture mechanics, linear elastic beam theory and the theory of lateral forces is developed. The results of the model are restricted to anchorages in not cracked und not reinforced concrete. With the model it is possible to calculate the ultimate load, the load at first cracking, the crack pattern and the load displacement curve. To check if this model can be used for arbitrary applications (especially loading directions) in chapter 5 numerical investigations and chapter 6 experimental investigations are performed. The results show that for the concrete edge failure the model compares quite well with the numerical and experimental investigations. The most important results of all investigations are briefly summarised:

- The influence of the bolt diameter and the embedment depth depends on the edge distance and decreases with increasing the edge distance  $c_1$ .
- The failure load will increase with restraining the anchor at the fixing plate. This effect depends on the anchor stiffness. For small ratios  $h_{ef} / d$  this effect is stronger than for big ratios  $h_{ef} / d$ .
- The CC-method considers the influence of a corner of the concrete member and the influence of the anchor spacing  $s_2$  usable.
- If the failure load of grouped anchors without clearance hole is calculated twice the failure load of the front anchors, the failure load of the group must be reduced if the ratio  $s_1/c_1$  is smaller than 0.75. In this case the back anchors transfer the load. Therefore in the numerical investigations no cracking occurs at the front anchors if the ratio is smaller than 0.7.
- If the failure load of grouped anchors with clearance hole is calculated once the failure load of the back anchors, the failure load of the group must be reduced if the ratio  $s_1/c_1$  is smaller than 2.0.
- The CC-method considers the influence of the thickness of the concrete member conservative.
- The failure load for anchors loaded parallel to the edge depends mainly on the pressure in front of the anchor and the ratio between splitting force and tension force. The theoretical and experimental investigations show that the ratio between splitting force and tension force depends on the bolt diameter, the edge distance and the concrete compression strength. Other influence parameters are negligible.
- Tests with bonded anchors loaded back to the edge show that in all cases concrete “Pryout”-failure occurs.
- The numerical investigations show that the concrete breakout capacity of the anchor loaded towards the edge is not influenced by the anchors loaded back to the edge. This is valid for small anchor spacing as well as for cases where the anchor loaded back to the edge transfers higher load than the anchor loaded towards the edge.

- 1973** 06.07.1973 geboren in Ruit a.d. Fildern  
verheiratet, 1 Tochter.
- 1980 bis 1984** Grundschule Deizisau.  
**1985 bis 1993** Gymnasium Plochingen, Abschluss Abitur.  
**1993 bis 1994** Zivildienst.  
**1994 bis 1999** Studium des allgemeinen und konstruktiven Bauingenieur-  
wesens an der Universität Stuttgart, Abschluss Diplom.
- 1994** Praktikum bei der Fa. Epple GmbH, Stuttgart.  
**1995** Praktikum im Ingenieurbüro für Prüfstatik Prof. Günther und  
Hofmann, Stuttgart.
- 1996 bis 1997** Wissenschaftliche Hilfskraft am Institut für Informations-  
verarbeitung im Bauwesen der Universität Stuttgart.
- 1997 bis 2004** Geschäftsführender Gesellschafter des Ingenieurbüros  
SHPlan, Stuttgart.
- 1999 bis 2004** Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Werkstoffe im  
Bauwesen, Universität Stuttgart.
- seit 2004** Referat Brückenlager und Übergänge im Bauwesen der  
Materialprüfanstalt, Universität Stuttgart.