

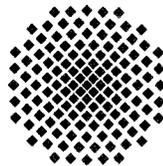
Bemessung von zugbeanspruchten Befestigungen bei der Versagensart Spalten des Betons

Von der Fakultät Bauingenieur- Vermessungswesen
der Universität Stuttgart
zur Erlangung der Würde eines Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.)
genehmigte Abhandlung

vorgelegt von
Jörg Asmus
aus Neuruppin

Hauptberichter: Prof. Dr.-Ing. R. Eligehausen
Mitberichter: Prof. Dr.-Ing. J. Eibl

Tag der mündlichen Prüfung: 06.07.1998



Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart

Mitteilungen des Institut für Werkstoffe im Bauwesen; Band 1999/1

Asmus, J.: Bemessung von zugbeanspruchten Befestigungen bei der Versagensart Spalten des Betons

Herausgeber: Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart

o. Prof. Dr.-Ing. H.-W. Reinhardt

Prof. Dr.-Ing. Rolf Eligehausen

Anschrift: Institut für Werkstoffe im Bauwesen

Pfaffenwaldring 4

70569 Stuttgart

oder: Universität Stuttgart

Institut für Werkstoffe im Bauwesen

70550 Stuttgart

Telefon: (0711) 685 3324

Telefax: (0711) 685 3349

Redaktion: Dr.-Ing. Joachim Schwarte

D 93

© IWB; Stuttgart 1999

Alle Rechte vorbehalten

ISSN 0932-5921

ISBN 3-9805102-2-0

Vorwort

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

Herrn Prof. Dr.-Ing. R. Eligehausen gilt mein herzlicher Dank für die Betreuung dieser Arbeit sowie seine wertvollen Ratschläge und Anregungen sowie die Übernahme des Hauptberichts.

Herrn Prof. Dr.-Ing. J. Eibl danke ich für das meiner Arbeit entgegengebrachte Interesse und die Übernahme des Mitberichtes.

Zum Gelingen dieser Arbeit trugen auch die Hilfsbereitschaft und die Unterstützung zahlreicher Mitarbeiter und Kollegen des Instituts für Werkstoffe im Bauwesen bei. Besonderer Dank gilt den Herren Dr.-Ing. habil. J. Ozbolt und Dr.-Ing. R. Pukl für die fruchtbaren Diskussionen und die gewährte Unterstützung bei den numerischen Untersuchungen.

Schließlich danke ich meiner Familie für das Verständnis und die moralische Unterstützung während meiner Arbeit.

Stuttgart, im Mai 1999

Jörg Asmus

Inhaltsverzeichnis

1	Problemstellung	12
2	Stand der Befestigungstechnik	13
2.1	Befestigungssysteme	13
2.2	Tragverhalten	15
2.2.1	Formschlüssige Befestigungen	15
2.2.1.1	Kopfbolzen	15
2.2.1.2	Hinterschnittdübel	16
2.2.2	Reibschlüssige Befestigungen - Drehmomentkontrolliert spreizende Dübel	16
2.3	Versagensarten und Bemessung bei Zugbeanspruchung	16
3	Tragverhalten von zugbeanspruchtem Beton	22
3.1	Allgemeines	22
3.2	Bruchmechanische Überlegungen	22
4	Kenntnisstand zur Versagensart Spalten von Beton	26
4.1	Allgemeines	26
4.2	Untersuchungen zur Versagensart Spalten durch zugbeanspruchte Befestigungsmittel	26
4.2.1	Wagner-Grey (1978)	26
4.2.2	Pusill-Wachtsmuth (1982)	27
4.2.3	Weyerhäuser (1984)	28
4.2.4	Bohner (1988)	29
4.2.5	Walser (1990)	32
4.2.6	Pukl et. al. (1993)	32
4.2.7	Zusammenfassung	33
4.3	Teilflächenbelastung	33
4.3.1	Spieth (1959)	33
4.3.2	Lieberum (1987)	34
4.3.3	Hawkins (1968)	35
4.3.4	Niyogi (1973)	36
4.3.5	Lächler (1977)	37
4.3.6	Weitere Ergebnisse	38
4.3.7	Zusammenfassung	38
4.4	Betonhohlzylinder unter Innendruck	40
4.4.1	Allgemeines	40
4.4.2	Experimente und numerische Untersuchungen	40
4.4.3	Bruchhypothesen und -theorien	42
4.4.4	Zusammenfassung	44

5	Numerische Untersuchungen	46
5.1	Allgemeines	46
5.2	Verwendete FEM-Programme	46
5.3	Einzelbefestigungen in Plattenstreifen	49
5.3.1	Durchgeführte Berechnungen	49
5.3.2	Versagensmechanismus	50
5.3.3	Geometrie und FE-Netz	53
5.3.4	Auswertung der numerischen Ergebnisse	54
5.3.4.1	Allgemeines	54
5.3.4.2	Bauteilbreite	55
5.3.4.3	Bauteilhöhe	55
5.3.4.4	Lasteinleitungsfläche: Bohrlochdurchmesser und Lasteinleitungshöhe	56
5.3.4.5	Verankerungstiefe	57
5.3.4.6	Maßstabseinfluß	58
5.4	Einzelbefestigungen am Bauteilrand und in der Bauteilecke	59
5.4.1	Durchgeführte Berechnungen	59
5.4.2	Einfluß des Randabstandes – Bauteilrand	60
5.4.3	Einfluß des Randabstandes – Bauteilecke	61
5.4.4	Vergleich Bauteilrand – Bauteilecke	62
5.5	Befestigungsgruppen	63
5.6	Einfluß der Biegung und der Reibung	65
5.6.1	Allgemeines	65
5.6.2	Einfluß des Versuchsaufbaus und der Reibung	66
5.6.2.1	Durchgeführte Berechnungen	66
5.6.2.2	Ergebnisse	66
5.6.3	Einfluß der Bauteilsteifigkeit und der Lage der Lasteintragung	68
5.6.3.1	Durchgeführte Berechnungen	68
5.6.3.2	Ergebnisse	69
5.7	Zusammenfassung der numerischen Untersuchungen	70
6	Berechnung der Spaltbruchlast von formschlüssigen Befestigungen	72
6.1	Modell	72
6.1.1	Lasteinleitungsmechanismus	72
6.1.2	Bemessungsgleichung für Teilflächenbelastung auf der Bauteiloberfläche	74
6.1.3	Teilflächenbelastung auf der Bauteiloberfläche und im Bauteilinneren	76
6.1.4	Zu erwartende Flächenverhältnisse bei Befestigungsmitteln	77
6.1.5	Einfluß des Lasteinleitungswinkels	80
6.1.5.1	Formschlüssige Befestigung mit Lasteinleitungswinkel $\alpha \geq 27^\circ$	80
6.1.5.2	Formschlüssige Befestigung mit Lasteinleitungswinkel $\alpha_{\text{Kopf}} < 27^\circ$	81
6.1.6	Besonderheiten der Lasteinleitung bei Hinterschnittdübeln	82
6.2	Berechnung der Spaltbruchlast von formschlüssigen Befestigungen	85
6.2.1	Allgemeines	85
6.2.2	Kopfbolzen	85
6.2.3	Hinterschnittdübel	86

6.3	Einzelbefestigungen	86
6.3.1	Allgemeines	86
6.3.2	Einzelbefestigungen in Plattenstreifen - mittig	87
6.3.3	Einzelbefestigungen am Bauteilrand	87
6.3.4	Einzelbefestigungen in der Bauteilecke	89
6.3.5	Exzentrische Lage von Einzelbefestigungen in Plattenstreifen	92
6.3.6	Berücksichtigung von Biegeeinflüssen	93
6.4	Befestigungsgruppen in Plattenstreifen	97
6.4.1	Allgemeines	97
6.4.2	Zweiergruppen senkrecht zum Bauteilrand	97
6.4.3	Zweiergruppen parallel zum Bauteilrand	99
6.4.4	Vierergruppen in Plattenstreifen	100
6.5	Befestigungsgruppen am Bauteilrand und in der Bauteilecke	100
6.5.1	Zweiergruppen parallel zum Bauteilrand	100
6.5.2	Zweiergruppen senkrecht zum Bauteilrand	102
6.5.3	Zweiergruppen in der Bauteilecke	103
6.5.3.1	Vierergruppen am Bauteilrand	104
6.5.3.2	Vierergruppen in der Bauteilecke	105
7	Berechnung der Spaltbruchlast von reibschlüssigen Befestigungen	106
7.1	Grundvorstellung	106
7.2	Umsetzung der Zug- in Spaltkräfte	107
7.2.1	Kräfteverhältnisse im Lasteinleitungsbereich	107
7.2.2	Formschlüssige Befestigungen	110
7.2.2.1	Stand der Erkenntnisse	110
7.2.2.2	Modell zur Beschreibung des Umsetzungsverhältnisses bei formschlüssigen Befestigungen	113
7.2.2.3	Experimentelle Untersuchungen - Kopfbolzen	119
7.2.2.4	Bestimmung des Umsetzungsverhältnisses - Kopfbolzen	124
7.2.2.5	Experimentelle Untersuchungen - Hinterschnittdübel	125
7.2.2.6	Bestimmung des Umsetzungsverhältnisses - Hinterschnittdübel	126
7.2.2.7	Zusammenfassung	127
7.2.3	Reibschlüssige Befestigungen - Drehmomentkontrolliert spreizende Dübel	128
7.2.3.1	Stand der Erkenntnisse	128
7.2.3.2	Experimentelle Untersuchungen	129
7.2.3.3	Bestimmung des Umsetzungsverhältnisses - Drehmomentkontrolliert spreizende Dübel	134
7.2.3.4	Zusammenfassung	135
7.3	Berechnung der Spaltbruchlast von reibschlüssigen Befestigungen	135
7.3.1	Allgemein	135
7.3.2	Vereinfachter Bemessungsansatz für drehmomentkontrolliert spreizende Dübel	137
7.4	Berechnung der Spaltbruchlast für verschiedene Anwendungsfälle	138
7.4.1	Einzelbefestigungen	138
7.4.2	Befestigungsgruppen	138

8	Experimentelle Untersuchungen und Auswertungen	139
8.1	Allgemeines	139
8.2	Beschreibung der Versuche	139
8.2.1	Versuchsprogramm	139
8.2.2	Verwendete Befestigungsmittel	139
8.2.2.1	Hinterschnittdübel	139
8.2.2.2	Drehmomentkontrolliert spreizende Dübel	140
8.2.2.2.1	Hülseentyp	140
8.2.2.2.2	Bolzentyp	140
8.2.3	Durchführung der Zugversuche	140
8.3	Versuche mit formschlüssigen Befestigungen	141
8.3.1	Einzelbefestigungen in Plattenstreifen - mittig	141
8.3.1.1	Einfluß der Bauteilbreite	141
8.3.1.2	Einfluß der Bauteilhöhe	144
8.3.1.3	Einfluß der Bauteilbiegung	146
8.3.1.4	Maßstabseinfluß	153
8.3.1.5	Exzentrische Lage von Einzelbefestigungen in Plattenstreifen	155
8.3.2	Einzelbefestigungen am Bauteilrand und in der Bauteilecke	156
8.3.2.1	Einfluß des Randabstandes	156
8.3.2.1.1	Bauteilrand	157
8.3.2.1.2	Bauteilecke	158
8.3.2.1.3	Vergleich Bauteilecke - Bauteilrand	160
8.3.2.2	Einfluß der Bauteilhöhe	161
8.3.3	Zusammenfassender Vergleich der rechnerischen und experimentellen Spaltbruchlasten von Einzelbefestigungen	162
8.3.3.1	Allgemeines	162
8.3.3.2	Plattenstreifen	163
8.3.3.3	Bauteilrand und -ecke	165
8.3.4	Streuung der Lasteinleitungsfläche bei Hinterschnittdübeln	167
8.3.5	Befestigungsgruppen in Plattenstreifen	168
8.3.5.1	Zweiergruppen senkrecht zum Bauteilrand	168
8.3.5.2	Vierergruppen in Plattenstreifen	169
8.3.6	Befestigungsgruppen am Bauteilrand und in der Bauteilecke	171
8.3.6.1	Zweiergruppen parallel zum Bauteilrand	171
8.3.6.2	Zweiergruppen in der Bauteilecke	172
8.3.6.3	Zweiergruppen senkrecht zum Plattenrand	173
8.3.6.4	Vierergruppen am Bauteilrand	174
8.3.6.5	Vierergruppen in der Bauteilecke	175
8.4	Versuche mit form- und reibschlüssigen Befestigungen	176
8.4.1	Einfluß der Dübelgröße	176
8.4.1.1	Allgemeines	176
8.4.1.2	Hinterschnittdübel	177
8.4.1.3	Drehmomentkontrolliert spreizende Dübel	179
8.4.2	Einfluß des Tragmechanismus und der Betondruckfestigkeit	180
8.4.2.1	Allgemeines	180
8.4.2.2	Ergebnisse zum Einfluß der Betondruckfestigkeit	181
8.4.2.3	Einfluß des Tragmechanismus	182
8.5	Versuche mit reibschlüssigen Befestigungen	184
8.5.1	Einzelbefestigungen in Plattenstreifen - Einfluß der Bauteilbreite	184

8.5.2 Zusammenfassender Vergleich der rechnerischen und experimentellen Spaltbruchlasten von Einzelbefestigungen	186
8.5.2.1 Allgemeines	186
8.5.2.2 Drehmomentkontrolliert spreizende Dübel - Hülsentyp	186
8.5.2.3 Drehmomentkontrolliert spreizende Dübel - Bolzentyp	187
8.5.3 Befestigungsgruppen in Plattenstreifen	188
8.5.3.1 Zweiergruppen senkrecht zum Bauteilrand	188
8.5.3.2 Zweiergruppen in der Bauteilecke	189
8.5.3.3 Vierergruppen parallel zum Bauteilrand	190
9 Versagensart Spalten im gerissenen Beton	192
10 Sicherheitskonzept	193
10.1 Allgemeines	193
10.2 Charakteristische Spaltbruchlast	194
11 Zusammenfassung	195
12 Offene Fragen	197
Literaturverzeichnis	198
Anhang	208

Bezeichnungen

Großbuchstaben

A_o	Lastaufnehmende Oberfläche
A_1	Lasteinleitungsfläche (senkrecht zur Zugrichtung)
A_{Bruch}	Bruchfläche
A_{MANTEL}	seitliche Lasteinleitungsfläche (parallel zur Zugrichtung)
$\max D_k$	Größtkorndurchmesser
$D_{k,m}$	mittlerer Korndurchmesser
E	Elastizitätsmodul
F_{SP}	Spreizkraft
F_{SPA}	Spalkraft
F_Z	Zugkraft
G_F	Bruchenergie
M	Moment
M_D	Drehmoment
M_U	Bruchmoment
N	Normalkraft
N_U	Bruchlast
$N_{u,sp}$	Spaltbruchlast
$N_{u,sp,FS}$	Spaltbruchlast bei formschlüssigen Befestigungen
$N_{u,sp,RS}$	Spaltbruchlast bei reibschlüssigen Befestigungen
P_i	Innendruck
$P_{i,u}$	maximaler Innendruck
R	Reibungskraft
W	statisches Widerstandsmoment

Kleinbuchstaben

a_s	Schulterbreite
b	Bauteilbreite
c	Randabstand
c_1	Randabstand parallel zum Bauteilrand
c_2	Randabstand senkrecht zum Bauteilrand
d	Bolzendurchmesser
d_{BEM}	Durchmesser des Bohrlochs (Bohrereckmaß)
d_{BND}	Durchmesser des Bohrlochs (Bohrernenddurchmesser)
d_{Zyl}	Durchmesser eines Zylinders
d_{RVE}	Kantenlänge der repräsentativen Volumeneinheit
e	Außermittigkeit über die Bauteilhöhe
f_t	zentrische Zugfestigkeit
h	Bauteilhöhe
h_{ef}	Verankerungstiefe
h_{LE}	Lasteinleitungshöhe
k_α	Faktor zur Berücksichtigung des Lasteinleitungswinkels
k_P	Produktfaktor (abhängig vom Dübel)

k_u	Umsetzungsverhältnis
$k_{u,FS}$	Umsetzungsverhältnis ($=F_{SPA}/F_Z$) einer formschlüssigen Befestigung
$k_{u,HS}$	Umsetzungsverhältnis ($=F_{SPA}/F_Z$) eines Hinterschnittdübels
$k_{u,RS}$	Umsetzungsverhältnis ($=F_{SPA}/F_Z$) einer reibschlüssigen Befestigung
l_{CH}	charakteristische Länge
$l_{gerissen}$	gerissene Länge
l_{stat}	statische Abstützweite
p_H	Pressung senkrecht zur Zugrichtung
$p_{u,sp}$	Bruchspannung bei der Versagensart Spalten
r	Radius der Gesamtfläche A_0
r_a	Außenradius beim Hohlzylinder
r_{ger}	gerissener Anteil des Radius
r_i	Innenradius beim Hohlzylinder
r_s	Radius der Querschnittsfläche A_1
s	Achsabstand
s_1	Achsabstand parallel zum Bauteilrand
s_2	Achsabstand senkrecht zum Bauteilrand
s_{erf}	erforderlicher Achsabstand
s_u	Verschiebung bei Erreichen der Bruchlast
w	Rißbreite

Griechische Buchstaben

α	Lasteinleitungswinkel (allgemein)
α_B	Neigungswinkel des Betons
α_{KOPF}	Lasteinleitungswinkel des Kopfbolzens
α_{KONUS}	Lasteinleitungswinkel des Konus bei Spreizdübeln
$\alpha_{HÜLSE}$	Winkel der Spreizhülse
α_{SPREIZ}	Lasteinleitungswinkel bei Spreizdübeln
β_{bZ}	Biegezugfestigkeit
β_c	Zylinderdruckfestigkeit des Betons
β_w	Würfeldruckfestigkeit des Betons
β_{ZZ}	Zentrische Zugfestigkeit des Betons
β	Bruchwinkel
ε	Dehnung
ϕ	Innerer Reibungswinkel
ϕ_{KH}	Reibungswinkel zwischen Konus und Hülse eines Spreizdübels
ν	Querdehnungszahl
σ_s	Grenzspannung
σ_u	Bruchspannung

1 Problemstellung

Die Technologie der Lasteinleitung in Beton- und Stahlbetonbauteilen ist weit fortgeschritten und erfolgt in zunehmendem Maße durch Befestigungsmittel wie Einlegeteile und nachträglich montierte Dübelsysteme.

Auf Grund intensiver Forschung in den letzten Jahren liegen für Einlegeteile und nachträglich montierbare Befestigungsmittel detaillierte Bemessungsverfahren unter Berücksichtigung der Belastungsrichtung vor. Sie basieren auf der Berechnung der Versagenslast bei den möglichen Brucharten. Der kleinste dieser Werte wird für die Bemessung maßgebend.

Das Versagen des Ankergrundes Beton kann durch kegelförmigen Betonausbruch und Spalten erfolgen. Die Betonausbruchlast von Befestigungen unter zentrischer Zugbeanspruchung läßt sich auf der Grundlage von theoretischen und experimentellen Untersuchungen rechnerisch ermitteln. Bei geringen Bauteilabmessungen bzw. Rand- oder Achsabständen der Befestigung sowie großen Spreizkräften des Dübelsystems kann der Beton allerdings bereits vor Erreichen der Betonausbruchlast durch Spalten versagen. Für diese Versagensart steht bisher kein allgemeines, ausreichend genaues Bemessungsverfahren zur Verfügung. Zur Verhinderung von Spaltversagen werden deshalb in den derzeitigen Zulassungen erforderliche Mindestrand- und Achsabstände sowie Bauteildicken vorgeschrieben. Diese hängen wesentlich von den durch die Zugkräfte hervorgerufenen Spreizkräften ab. Sie werden durch den Tragmechanismus und die jeweilige Dübelkonstruktion bestimmt. Die Mindestabstände sind deshalb bisher für jedes Befestigungssystem in aufwendigen Versuchsreihen zu ermitteln. Dieser Aufwand könnte wesentlich reduziert werden, wenn die Bruchlast von Befestigungen bei der Versagensart „Spalten des Betons“ wirklichkeitsnah berechnet werden kann. Darüber hinaus ließe sich die Lastreduzierung gegenüber einer Betonausbruchlast durch ein allgemeines Bemessungsverfahren für Spaltversagen abschätzen.

Aufbauend auf theoretischen und umfangreichen experimentellen Untersuchungen wird deshalb ein allgemeines Bemessungsverfahren für die Versagensart Spalten von zugbeanspruchten Befestigungen wie z.B. Kopfbolzen, Hinterschnittdübel und drehmomentkontrolliert spreizende Dübel hergeleitet. Dieses Verfahren erlaubt die Ausführung von sicheren und wirtschaftlichen Bemessungen.

2 Stand der Befestigungstechnik

2.1 Befestigungssysteme

Befestigungen lassen sich entsprechend ihrer Montageart in Einlegeteile und nachträgliche Befestigungen unterteilen. Insbesondere die schnelle Entwicklung von neuen oder verbesserten nachträglichen Befestigungssystemen ist in den letzten Jahren stark vorangeschritten. Die Vielzahl der Befestigungssysteme kann nach Tragmechanismen unterschieden werden (Bild 2.1).

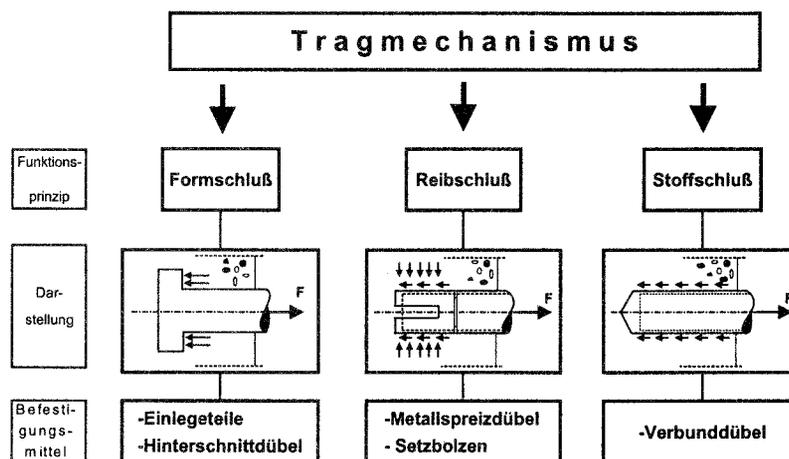


Bild 2.1 Tragmechanismen von Befestigungen

Einlegeteile leiten äußere Lasten durch Formschluß der Befestigungselemente mit dem Beton in den Ankergrund ein. Sie müssen vorgeplant werden. Der Einbau erfolgt vor dem Betonieren. Die bekannte Lage der äußeren Lasten erlaubt eine gezielte Weiterleitung der Kräfte durch die Bewehrung im als Ankergrund dienenden Bauteil. Neben Ankerschienen (Bild 2.2) sind Kopfbolzenverankerungen weit verbreitete Einlegeteile. Diese bestehen i.a. aus einer Stahlplatte mit stumpf angeschweißten Kopfbolzen (Bild 2.3).

Mit der Weiterentwicklung der Bohrtechnik wurde die Entwicklung von nachträglich montierbaren Dübelssystemen stark vorangetrieben. Als entscheidender Vorteil gegenüber Einlegeteilen wird dabei die Möglichkeit der Einleitung von Kräften nach Baufertigstellung angesehen. Eine nachträglich montierbare Befestigung kann mittels Bohrmontage (Dübeln) und Direktmontage (Setzbolzen) ausgeführt werden. Bei der Bohrmontage werden die Dübel nach Erstellen des Bohrlochs gesetzt und entsprechend dem Montageprinzip verankert.

Dübelssysteme für die Anwendung in Beton unterscheiden sich in Metallspreiz-, Hinterschnitt- und Verbunddübel. Spreizdübel (Bild 2.4 und Bild 2.5) leiten äußere Zugkräfte vorwiegend über Reibung (Reibschluß), Hinterschnittdübel (Bild 2.6) über mechanische Verzahnung (Formschluß) und Verbunddübel (Bild 2.7) über Stoffschluß in den Beton ein. Während ältere Verbundsysteme nur für den Einsatz im nachgewiesenen ungerissenen Beton geeignet sind, können Verbundsysteme der neuen Generation (Bild 2.8) auch im gerissenen Beton zuverlässig eingesetzt

werden. Bei diesen Systemen erfolgt die Kraftübertragung vorrangig durch Reibschluß (Bild 2.8a) oder Formschluß (Bild 2.8b). Ausführliche Erläuterungen zum Tragverhalten der einzelnen Systeme enthalten Elgehausen/Mallee/Rehm (1997).

Die Versagensart Spalten ist insbesondere bei solchen Dübelssystemen relevant, die die äußeren Kräfte durch hohe, lokal konzentrierte Spreizkräfte bzw. Spannungen in den Ankergrund einleiten. Dies sind vorwiegend Spreizdübel als auch formschlüssige Befestigungssysteme wie Hinterschnittdübel und Kopfbolzen. Bei Spreizdübeln wird zwischen drehmoment- (Bild 2.4) und wegkontrolliert (Bild 2.5) spreizenden Systemen unterschieden. Da nach derzeitigem Zulassungsstand drehmomentkontrolliert spreizende Dübel und Hinterschnittdübel für „hohe“ Lasten im ungerissenen und gerissenen Beton eingesetzt werden dürfen, konzentrieren sich die Untersuchungen auf diese in der Praxis weit verbreiteten Systeme, die in den folgenden Abschnitten näher beschrieben werden.

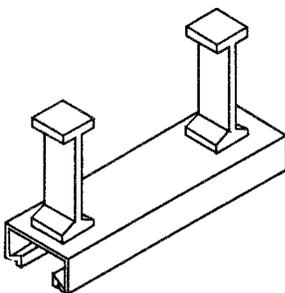


Bild 2.2 Ankerschienen

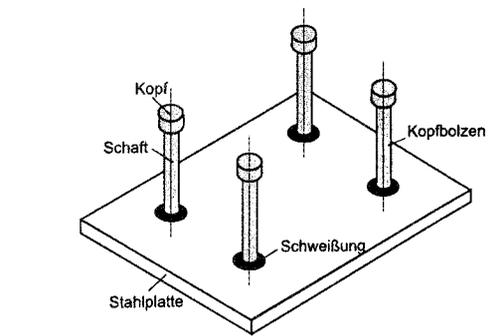
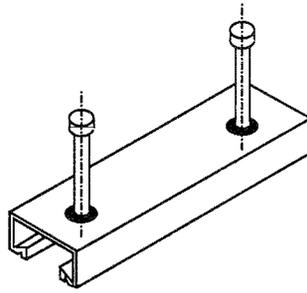
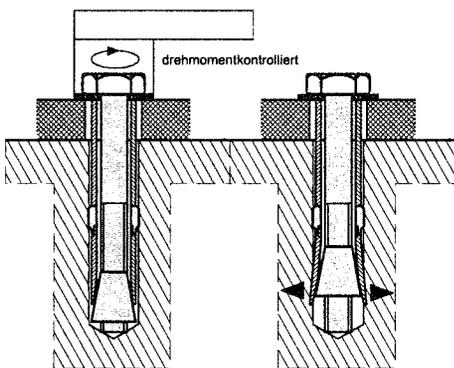
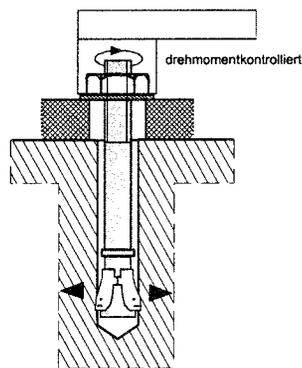


Bild 2.3 Kopfbolzen



a₁) Hülstentyp



a₂) Bolzentyp

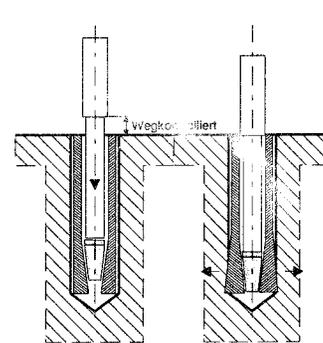
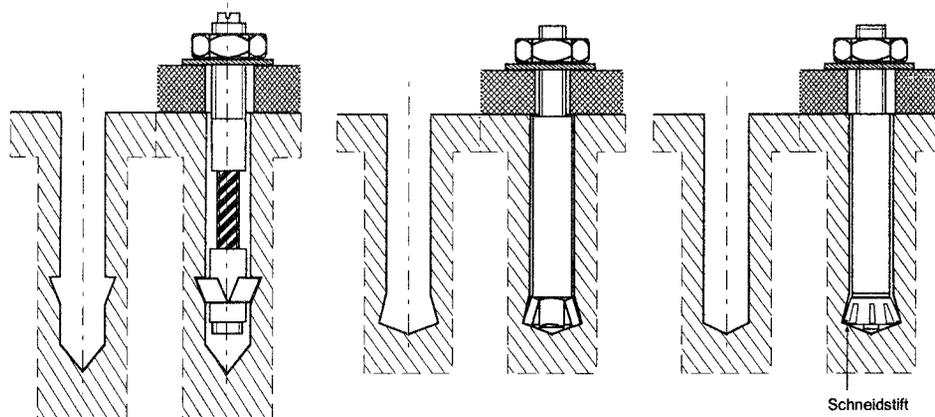


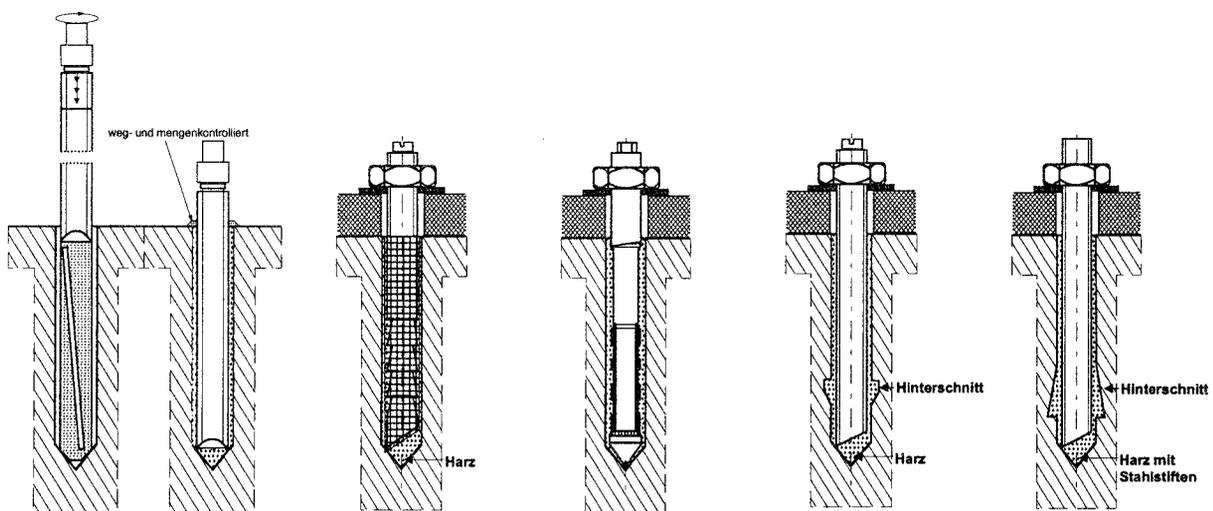
Bild 2.4 Drehmomentkontrolliert spreizende Dübel

Bild 2.5 Wegkontrolliert

spreizende Dübel



a) Bild 2.6
Hinterschnittdübel



a) Verbund-Spreizdübel b) Verbund-Hinterschnittdübel
Bild 2.7 Verbunddübel Bild 2.8 Verbunddübel der neuen Generation

2.2 Tragverhalten

2.2.1 Formschlüssige Befestigungen

2.2.1.1 Kopfbolzen

Kopfbolzenverankerungen tragen über Formschluß. Sie bestehen aus einer Stahlplatte und stumpf angeschweißten Kopfbolzen. Die Ausbildung von Kopfbolzen ist in DIN 32500, Teil 3 (1979) genormt. Festgelegt sind dort Verankerungstiefen zwischen minimal 75 mm und maximal 175 mm. In der Praxis werden aber auch Kopfbolzen mit größeren Verankerungstiefen ($h_{ef} \leq 525$ mm) eingesetzt. Als Verhältnis von Kopf- zu Schaftdurchmesser ist mindestens 1,6 vorgeschrieben. Das Last-Verschiebungsverhalten von Kopfbolzen wird durch die Größe der Lasteinleitungsfläche bzw. der Betonpressung bestimmt und wurde detailliert von Furche (1994) untersucht.

2.2.1.2 Hinterschnittdübel

Hinterschnittdübel leiten ähnlich wie Kopfbolzen die äußeren Kräfte vorwiegend durch Verzahnung (Formschluß) in den Ankergrund ein. Die Hinterschneidung des zylindrischen Bohrlochs kann auf unterschiedlichem Weg ausgeführt werden. So wird die Hinterschneidung bei zugelassenen Hinterschnittsystemen vor dem Setzen durch spezielle Bohrverfahren oder während des Setzvorgangs durch das Eindrehen bzw. Einschlagen der Dübelhülse erstellt. Während beim Setzvorgang nur geringe Spreizkräfte auftreten, werden beim Vorspannen bzw. Einleiten von äußeren Kräften im Bereich der Lasteinleitung hohe örtliche Spannungen und Spreizkräfte erzeugt, die auf Grund der überwiegend formschlüssigen Lasteinleitung i.d.R. jedoch geringer als bei Spreizdübeln sind. In Faoro (1985/2) wurde in Tastversuchen mit einem Hinterschnittdübel der Größe M12 ein Verhältnis Spaltkraft zu Zugkraft $F_{SPA}/F_Z \sim 0,35$ ermittelt. Weitergehende Untersuchungen an Hinterschnittdübeln zu dieser Problematik sind nicht bekannt.

2.2.2 Reibschlüssige Befestigungen - Drehmomentkontrolliert spreizende Dübel

Drehmomentkontrolliert spreizende Dübel lassen sich in Dübel des Hüsentyps (Bild 2.4a₁) und des Bolzentyps (Bild 2.4 a₂) einteilen. Sie werden nach dem Setzen ins Bohrloch durch Anspannen der Mutter oder Schraube mit einem geeichten Drehmomentenschlüssel verankert. Dabei wird das Drehmoment in Abhängigkeit von den Reibungsverhältnissen (Gewinde- und Kopfreibung) in eine Zugkraft umgesetzt und der Konus in die Spreizhülsen bzw. -segmente hineingezogen (radiale Aufweitung). Dadurch werden die Spreizelemente gegen die Bohrlochwandung gepreßt. Hierdurch entstehen Spreizkräfte, die durch die Reibungsverhältnisse am Konus bestimmt werden (Mayer 1991), hohe Spannungen im Beton hervorrufen und eine Verformungsmulde erzeugen. Übersteigt eine angreifende Zugkraft die wirksame Vorspannkraft wird der Konus weiter in die Hülse hineingezogen und die Spreizkräfte erhöhen sich. Durch die Spreizkräfte F_{SP} werden Ringzugkräfte erzeugt, die den Ankergrund auf Spalten beanspruchen.

2.3 Versagensarten und Bemessung bei Zugbeanspruchung

Einen Überblick über die bei Zugbeanspruchung auftretenden Versagensarten von Kopfbolzen und Dübelssystemen in Beton zeigt Bild 2.9.

Dübel unter Zugbeanspruchung können durch Überschreiten der Tragfähigkeit des Ankergrunds (Betonausbruch, Spalten), des Dübels (Stahlbruch) und durch Herausziehen versagen. Die Versagensart Stahlbruch (Bild 2.9a), die sich aus der Stahlzugfestigkeit und den Querschnittsabmessungen berechnen läßt, stellt die obere Grenze der erreichbaren Tragfähigkeit der Dübel dar. Herausziehen (Bild 2.9b) ist bei geringen Spreizkräften (Spreizdübel, siehe Lehmann (1993)) oder bei zu geringer Lasteinleitungsfläche (Hinterschnittdübel, Kopfbolzen, siehe Furche (1994)) zu erwarten. Mit dem Versagen des Betons wird die Zugtragfähigkeit des Ankergrundes überschritten. Bei ausreichend großen Bauteilabmessungen tritt das Versagen durch

einen vom Ort der Lasteintragung ausgehenden kegelförmigen Betonausbruch (Bild 2.9c) ein. Bild 2.9d) zeigt die Versagensart Spalten, die bei geringen Bauteilabmessungen, Rand- und/oder Achsabständen auftreten kann.

Ferner kann bei Kopfbolzen mit großen Verankerungstiefen und kleinen Randabständen ($c \leq 0,5h_{ef}$ bei Einzelbolzen) das Versagen durch seitlichen Betonausbruch („blow-out“; Bild 2.9e) erfolgen. Dabei bricht der Beton im Bereich des Ankerkopfes seitlich aus. Ursache hierfür ist eine rechtwinklig zur Belastungsrichtung wirkende seitliche Abtriebskraft, die durch einen quasi-hydrostatischen Druck hervorgerufen wird.

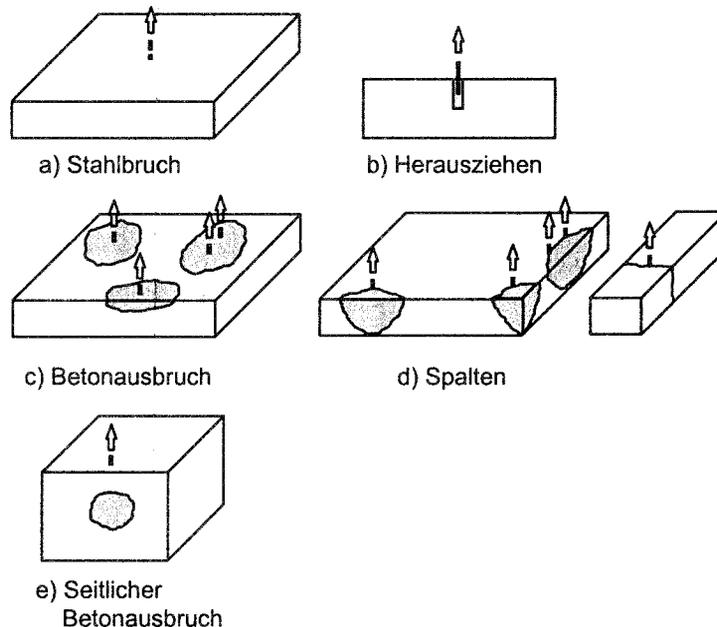


Bild 2.9 Versagensarten bei Zugbeanspruchung von Befestigungen

Berechnungen der Bruchlasten auf Grundlage der Elastizitäts- bzw. Plastizitätstheorie erlauben eine näherungsweise Wiedergabe von in Versuchen gemessenen Höchstlasten nur über einen begrenzten Bereich, wenn eine „Anpassung“ z.B. über eine fiktive Zugfestigkeit bzw. eine Mittelung der Zugspannung über einen bestimmten Bereich (RVE-Methode; Pusill-Wachtsmuth (1982)) erfolgt. Folgendes Beispiel soll dies verdeutlichen.

Beim vereinfachten elastischen Modell (Bild 2.10a) geht man von einem Versagen durch einen Betonausbruchkegel aus, wenn die Betonzugfestigkeit an der Spitze der Mantelfläche des Ausbruchkegels erreicht wird. Nach der Plastizitätstheorie (Bild 2.10b) wird erst mit Erreichen der Betonzugfestigkeit an jeder Stelle der Mantelfläche ein Ausbruchkegel erwartet. Ermittelt man nun die auf die gesamte Mantelfläche des Ausbruchkegels bezogenen Bruchspannungen bei Erreichen der Betonausbruchlast nach der Elastizitäts- und Plastizitätstheorie ergeben sich in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe unterschiedliche konstante Betonbruchspannungen (Bild 2.11). Die tatsächliche über die Mantelfläche gemittelte Betonbruchspannung liegt zwischen dem elastischen und plastischen Ansatz und nimmt kontinuierlich mit größer werdender Verankerungstiefe ab (siehe Bild 2.11, durchgezogene Linie). Sie wurde

mittels der allgemein anerkannten Bemessungsgleichung (2.1) für Kopfbolzen bestimmt. Die Berechnung der Mantelfläche beruht auf einem sich in Abhängigkeit der Verankerungstiefe ändernden Bruchwinkel ($\tan \alpha = 0,2 \cdot h_{ef}^{0,25}$; Zhao (1994)), wonach dieser mit zunehmender Verankerungstiefe abnimmt.

Der Verlauf der gemittelten Spannungsverteilung veranschaulicht, daß das Material Beton in der Lage ist, Spannungumlagerungen in weniger beanspruchte Bereiche zu realisieren oder erheblich größere Spannungen als die Zugfestigkeit aufzunehmen.

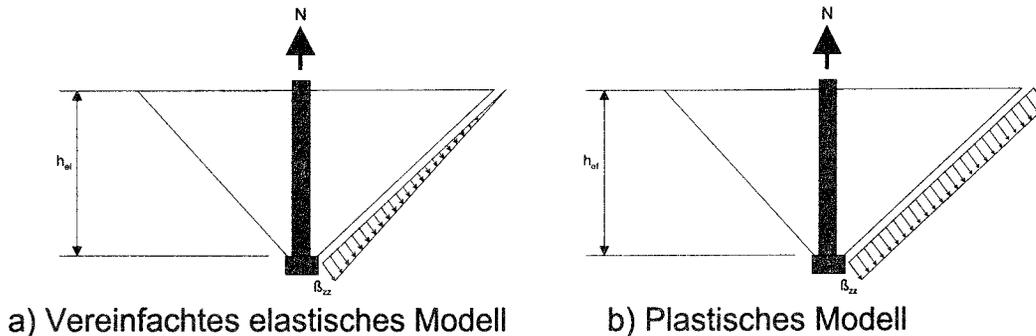


Bild 2.10 Annahmen zur Spannungsverteilung bei kegelförmigen Betonausbruch

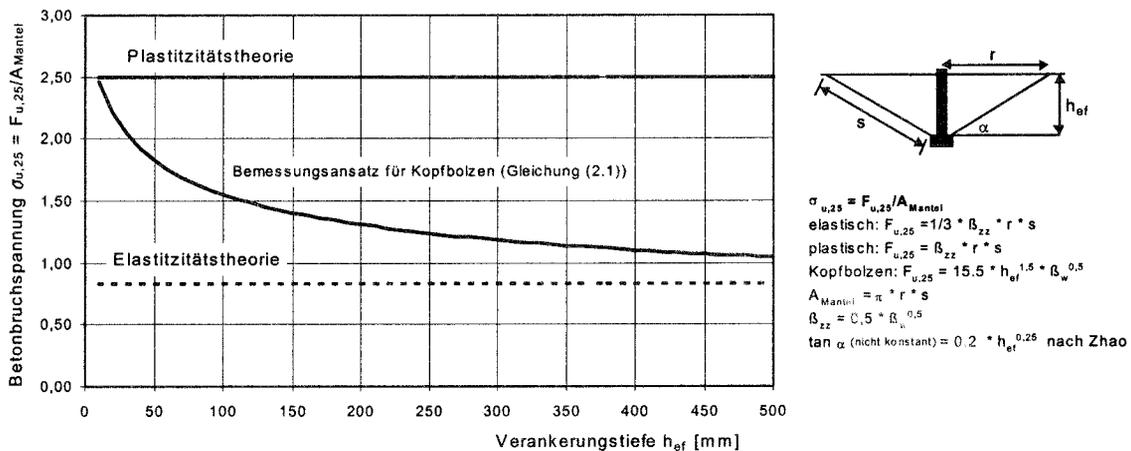


Bild 2.11 Betonbruchspannungen nach unterschiedlichen Bemessungsansätzen gemittelt über die Mantelfläche des Betonausbruchkegels als Funktion der Verankerungstiefe, Versagensart Betonausbruch

Auf Grund zahlreicher theoretischer, analytischer und experimenteller Untersuchungen (u.a. Pusill-Wachsmuth (1982); Zhao (1994); Eligehausen; Ozbolt (1990); Elfgrén/Ohlsson/Gyllthoft (1989); Ballarini/Shah/Keer (1986); Sawade (1993)) liegen zur Spannungsverteilung relativ detaillierte Kenntnisse vor. Nach experimentellen (Sawade/Eligehausen(1989)) und numerischen (Eligehausen/Ozbolt (1990)) Untersuchungen zum Versagensmechanismus von Kopfbolzenverankerungen bei der Versagensart „Betonausbruch“, die prinzipiell auch auf Dübel übertragen werden können, verläuft die Zugspannungsverteilung entlang der Mantelfläche des Ausbruchkegels ungleichmäßig und die Höchstspannungen verschieben sich mit zunehmender Zuglast vom Bolzenkopf zur Betonoberfläche hin (Bild 2.12: Experimentelle Untersuchungen; Bild 2.13: Numerische Untersuchungen). Dies zeigt, daß

sich bereits vor Erreichen der Höchstlast Mikrorisse bilden, die zunächst mit ansteigender Zuglast stabil zunehmen. Mit Erreichen einer kritischen Rißlänge ist die Höchstlast erreicht und ein instabiles Rißwachstum tritt auf. Nach Experimenten von Eligehausen/Sawade (1989) beträgt die kritische Rißlänge bezogen auf die Mantellinie des Bruchkegels 35% bei kleinen Verankerungstiefen ($h_{ef} \approx 50$ mm) und 55% bei großen Verankerungstiefen ($h_{ef} \approx 520$ mm). Dies wurde durch FEM-Rechnungen (Eligehausen/Ozbolt (1990)) bestätigt.

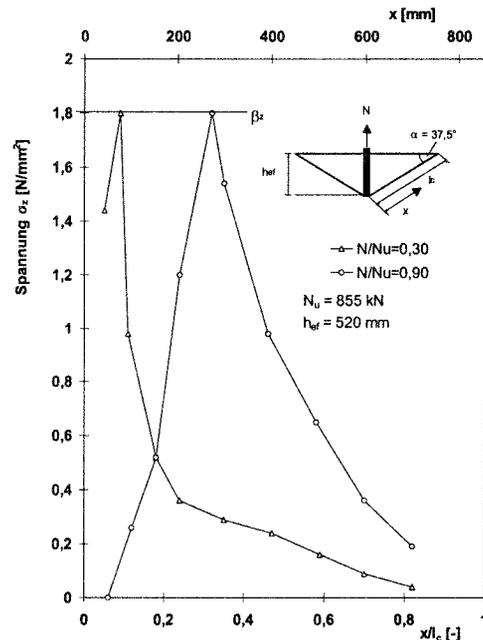


Bild 2.12 Aus Versuchen ermittelte Zugspannungsverteilung entlang der Mantellinie eines Ausbruchkegels (Verankerungstiefe $h_{ef} = 520$ mm), nach Sawade/Eligehausen (1989)

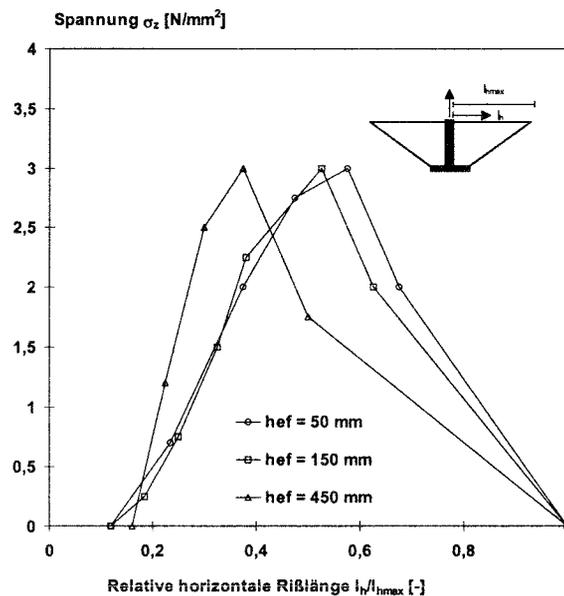


Bild 2.13 Aus FEM-Rechnungen ermittelte Zugspannungsverteilung bei Erreichen der Bruchlast entlang der projizierten Mantellinie des angenommenen Ausbruchkegels, Eligehausen/Ozbolt (1990)

Abgeleitet von experimentellen und bestätigt durch theoretische Untersuchungen an Kopfbolzen hängt die Betonausbruchlast bei Zugbeanspruchung primär von der Betonzugtragfähigkeit - ausgedrückt durch $f_w^{0,5}$ - und der Verankerungstiefe h_{ef} ab. Die Betonausbruchlasten für Metalldübel und Kopfbolzen lassen sich nach Gleichung (2.1) berechnen.

$$N_u = k \cdot h_{ef}^{1,5} \cdot f_w^{0,5} \quad (2.1)$$

$k = 13,5$ für Metalldübel (Eligehausen/Fuchs/Mayer (1987))

$k = 15,5$ für Kopfbolzen (Eligehausen/Fuchs/Ick/Mallée/Schimmel-pfennig/Schmal (1992))

Obwohl die Mantelfläche des Betonausbruchkegels mit dem Quadrat der Verankerungstiefe anwächst, geht diese bei der Berechnung der Bruchlast nur mit dem Exponenten 1,5 ein. Ursache hierfür ist ein Maßstabseinfluß (Sawade/Eligehausen (1989), Eligehausen/Ozbolt (1990)), der die Abnahme der gemittelten Zugspannung mit zunehmender Bruchfläche berücksichtigt und generell bei zugbeanspruchtem Beton mit Dehnungsgradienten zu beobachten ist.

Ausgehend von Grundgleichung (2.1) können nach dem CC-Verfahren (Fuchs/Eligehausen (1995)) die Betonausbruchlasten von Befestigungen unter Berücksichtigung des Einflusses des Bauteilrandes und Achsabstandes (Befestigungsgruppen) ermittelt werden.

Die Untersuchungen zum Betonausbruch lassen erkennen, daß ein nichtlineares Tragverhalten des Betons bei Lasteinleitung durch Befestigungsmittel vorliegt, welches nur mit Hilfe der Bruchmechanik realistisch beschrieben werden kann.

Bei kleinen Bauteilabmessungen und geringen Rand- und/oder Achsabständen kann die Versagensart Spalten auftreten (Bild 2.9d). Dabei sind unterschiedliche Versagensbilder in schmalen und flächigen Bauteilen zu beobachten. Während der Spaltriß bei Plattenstreifen durch die Dübelachse quer über das Bauteil sowie über die ganze Bauteilhöhe verläuft, breiten sich die Spaltrisse am Bauteilrand bzw. in der Bauteilecke in einem bestimmten Winkel zum Bauteilrand hin aus. Der Spaltriß verläuft dabei i.d.R. nicht über die ganze Bauteilhöhe, sondern ausgehend von der Lasteintragung seitlich nach unten zum Bauteilrand.

Gelegentlich ist in Versuchen ein Übergang von der Versagensart Spalten zu Betonausbruch zu beobachten. Zur genauen Zuordnung der beiden Betonbrucharten werden diese nachstehend definiert. Zur Veranschaulichung sind die Rißverläufe dieser Versagensarten in den Bildern 2.14a) bis c) schematisch dargestellt.

Spalten am

Bauteilrand

Die Rißbildung verläuft durch die Dübelachse. Auf der Betonoberfläche ist hierbei ein Riß ausgehend von der Einzelbefestigung zu erkennen.

Betonausbruch

Ausgehend vom Lasteintragungsbereich bildet sich ein kegelförmiger Ausbruch, der sich im randnahen Bereich nicht voll

ausbilden kann. Bei vollständigem Ausbruchkegel zeichnet sich auf der Betonoberfläche um die Verankerung (Abstand ca. $1,5 h_{ef}$) ein etwa kreisförmiger Rißverlauf ab.

Spalten/

Betonausbruch

Dieses Versagensbild stellt den Übergang vom Spalten zum Betonausbruch dar. Die Risse verlaufen dabei sowohl durch die Dübelachse als auch kegelförmig vom Lasteintragungsbereich in Zugrichtung.

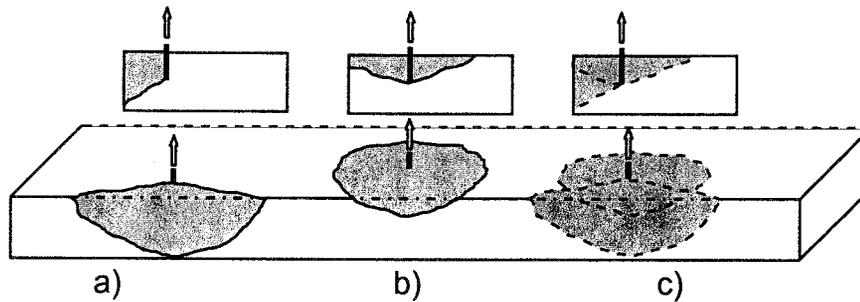


Bild 2.14 Schematische Versagensbilder bei den Versagensarten
a) Spalten am Bauteilrand
b) Betonausbruch
c) Spalten/Betonausbruch

3 Tragverhalten von zugbeanspruchtem Beton

3.1 Allgemeines

Grundlage für die Bemessung einer Konstruktion ist die Gegenüberstellung von einwirkender Beanspruchung und Widerstand (Beanspruchung \leq Tragfähigkeit). Für die Ermittlung der Tragfähigkeit als auch des Verformungsverhaltens werden Materialeigenschaften in der Regel experimentell bestimmt und mathematisch über Stoffgesetze beschrieben. Die so ermittelten Gesetze werden dann oft aus Gründen der Vereinfachung oder Verallgemeinerung mehr oder weniger stark idealisiert.

So geht man bei Tragfähigkeitsuntersuchungen des Werkstoffs Beton i.a. von einer makroskopischen Betrachtungsweise aus, die den im wesentlichen aus den Zuschlagstoffkörnern und dem Zementstein bestehenden Werkstoff als homogenes und isotropes Kontinuum betrachtet.

Für die Berechnung des Tragverhaltens von Betonkonstruktionen unter Zugbeanspruchung wurde in der Vergangenheit oft von linear - elastischem Tragverhalten mit sprödem Versagen oder linear - elastischem - ideal - plastischen Werkstoffverhalten ausgegangen. Analytische Ansätze, die auf solchen Annahmen beruhen, gelten i.d.R. nur für den durch Versuche abgedeckten Geltungsbereich. Dabei wurde eine Übereinstimmung zwischen Rechnung und Versuch durch die Wahl „geeigneter“ Zugspannungsverteilungen über einen „bestimmten“ Bereich oder „geeigneter“ Materialwerte erreicht (ACI 349 (1985)); Utescher (1978); Pusill Wachtsmuth (1982). Um das u.a. in Versuchen mit Befestigungen (Eligehausen/Sawade (1985)) beobachtete nicht-lineare Tragverhalten von zugbeanspruchtem Beton wirklichkeitsnah zu beschreiben, sind bruchmechanische Überlegungen einzubeziehen.

3.2 Bruchmechanische Überlegungen

Bruchmechanische Überlegungen erlauben es, die u.a. in den Versuchen Eligehausen/Sawade (1985) beobachtete Rißbildung vor Erreichen der Höchstlast als auch das Übertragen von Zugspannungen im Rißbereich zu beurteilen und zu begründen (Abschnitt 2.3).

Die Ursprünge der klassischen linear-elastischen Bruchmechanik gehen auf Griffith (1920) zurück, der davon ausging, daß für ein plötzliches Versagen eine instabile Rißausbreitung maßgebend ist. Die Rißbildung bzw. -ausbreitung wird dabei durch Energieumsetzungen erklärt, d.h. die Tragfähigkeit wird in der Bruchmechanik über ein Energiekriterium und nicht über ein Spannungskriterium bestimmt. Das kritische Rißwachstum ist demnach dann zu erwarten, wenn die auf die Rißlänge bezogene Verformungsenergie (elastisch gespeicherte Energie) größer ist als die zur Bildung des Risses benötigte Oberflächenenergie.

Den von Griffith hergeleiteten Berechnungsansatz, der von einem bei realen Werkstoffen nicht zutreffenden ideal-elastischen Werkstoffverhalten ausgeht, führten Irwin (1948) und Orowan (1949) weiter. Da an den Rissspitzen mehr oder weniger starke Verformungen auftreten können, modifizierten sie die Griffith'sche Theorie und erarbeiteten nicht-lineare Ansätze. Solche Ansätze wurden später u.a. auch von Dugdale (1960) und Barenblatt (1962) entwickelt. Zu plausiblen Ergebnissen führt die Theorie der linearen Bruchmechanik, wenn die Rißprozeßzone im Vergleich zur Rißlänge sehr klein ist (Bild 3.1a)). Deshalb geht man bei der linear elastischen Bruchmechanik davon aus, daß der gesamte Bruchprozeß an der Rissspitze auftritt und die aufnehmbare Spannung im Gegensatz zur Elastizitäts- bzw. Plastizitätstheorie proportional zur Bauteilgröße^{0,5} abnimmt. Im Unterschied dazu geht die nicht-lineare Bruchmechanik von einer ausgeprägten Rißprozeßzone mit nicht-linearem Materialverhalten aus (Bild 3.1b)). Die innerhalb dieser Zone aufnehmbare Spannung entspricht maximal der Betonzugfestigkeit.

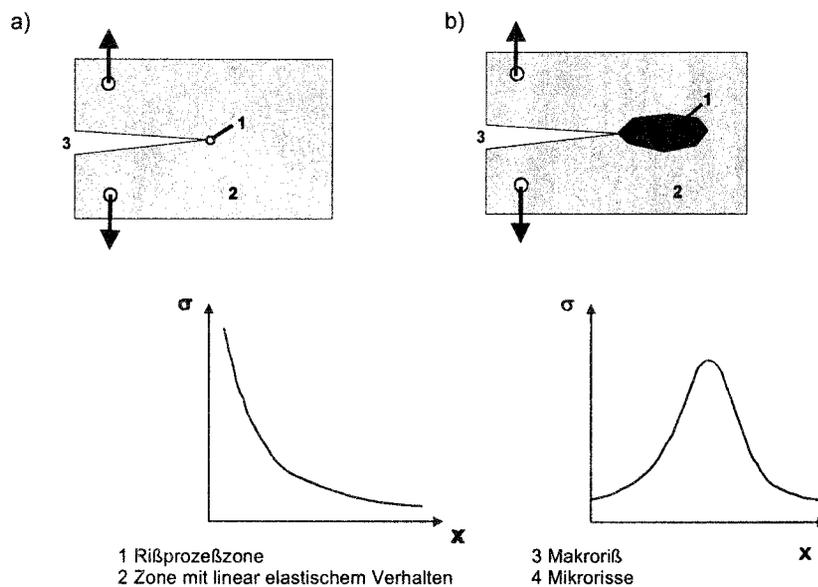


Bild 3.1 Rißprozeßzone und Spannungsverteilung nach

- a) linearer Bruchmechanik
- b) nicht-linearer Bruchmechanik

Aufbauend auf den wesentlichen Merkmalen der nicht-linearen Bruchmechanik wurden u.a. folgende Modelle für zugbeanspruchten Beton, die in numerischen Analysen Anwendung finden, entwickelt:

- Modell des fiktiven Risses (Fictitious Crack Model (FCM); Hillerborg (1976, 1983))
- Rißbandmethode (Bazant (1976); Bazant / Oh (1983)).

Im fiktiven Rißmodell wird das im Zugversuch an Betonprismen beobachtete Spannungs - Dehnungsverhalten mit dem „abfallenden“ Ast wie folgt erklärt (Bild 3.2a)). Bis zum Erreichen der Zugfestigkeit treten keine Risse auf. Mit Überschreiten der Zugfestigkeit erfolgt die Bildung von Mikrorissen, die in einem fiktiven Riß zusammengefaßt werden. In diesem Bereich - als Rißprozeßzone bezeichnet - können noch senkrecht zum Riß Zugspannungen übertragen werden. Mit zuneh-

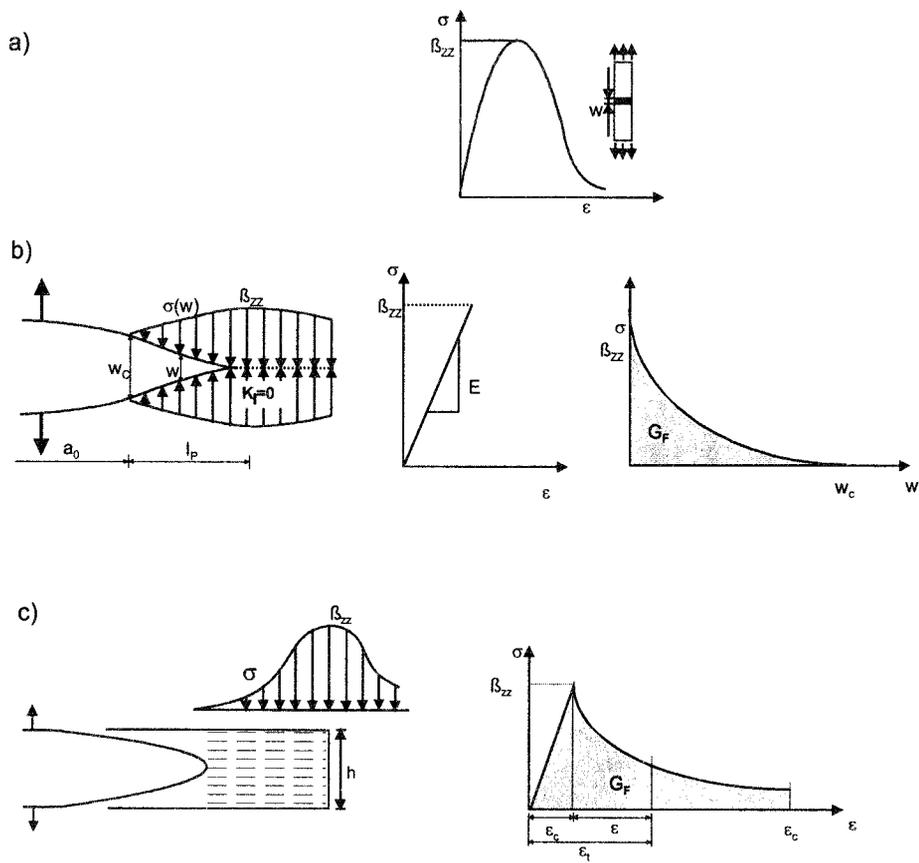
mender Verformung werden die aufnehmbaren Spannungen geringer, und es kommt zur Bildung eines „echten“ Risses, der keine Spannungsübertragung mehr zulässt ($\sigma(W) = 0$). Zur Beschreibung des Spannungs - Riffnungsverlaufs wird als Materialkenngröße die Bruchenergie G_F ermittelt. Sie ist erforderlich, um das Betonprisma in 2 Hälften zu teilen. G_F ist das Integral der σ - w -Kurve, somit die Fläche unter dem abfallenden Ast (Bild 3.2b).

Im Rißbandmodell wird davon ausgegangen, daß sämtliche Ribildungsprozesse sich innerhalb eines Ribandes zusammenfassen lassen (Bild 3.2c). Hier wird der „abfallende Ast“ so interpretiert, daß die Mikroribildung innerhalb des Ribandes eine Steifigkeitsabnahme zur Folge hat. Die Bruchenergie G_F wird hier als Produkt aus dem Integral der Spannungs-Dehnungs-Kurve und der Bandbreite h definiert.

Einen ausführlichen Überblick zum Stand der Arbeiten zur nicht-linearen Bruchmechanik geben Bazant (1992), Karihaloo (1994), und Ozbolt (1996).

Um eine wirklichkeitsnahe Beschreibung des nicht-linearen Werkstoffverhaltens von Beton zu erreichen, finden Finite-Elemente-Programme immer breitere Anwendung. Zur Beschreibung des Riprozesses in solchen Programmen werden die vorstehend genannten Modelle genutzt. Auf Grund ihrer vielseitigen Anwendbarkeit sowie der einfachen Formulierung kommt dabei vorwiegend das Modell der verschmierten Risse zur Anwendung (Bazant/Oh (1983)).

Für die numerische Simulation des Tragverhaltens bei der Versagensart Spalten durch Befestigungsmittel soll vorrangig das 3D - FEM - Programm MASA (Ozbolt (1996)) eingesetzt werden. Dieses ist in der Lage das nicht-lineare Tragverhalten von Beton zu simulieren und ergab bei bisherigen Untersuchungen eine gute Übereinstimmung zwischen Versuch und Rechnung (Ozbolt (1996)). Theoretische Ausführungen hierzu enthält Ozbolt (1996). Für die Biegeberechnung wurde das nicht-lineare FEM - Programm SBETA (2D) verwendet.



Fiktives Rißmodell:
$$G_F = \int_{\beta_{zz}}^0 w(\sigma) d\sigma = \int_0^{w_c} \sigma(w) dw$$

Rißbandmodell:
$$G_F = h \cdot \int_{\beta_{zz}}^0 \sigma(\epsilon) d\epsilon$$

Bild 3.2 Ansätze zum idealisierten Werkstoffverhalten

a) $\sigma - \epsilon$ Kurve eines verformungsgesteuerten Zugversuches

b) Ansatz nach fiktivem Rißmodell (Hillerborg (1976; 1983))

c) Ansatz nach Rißbandmodell (Bazant/Oh (1983))

4 Kenntnisstand zur Versagensart Spalten von Beton

4.1 Allgemeines

Werden äußere Lasten über Befestigungsmittel in den Ankergrund Beton eingeleitet, rufen diese im Bereich der Lasteintragung hohe lokale Druckspannungen im Bauteil hervor. Tangential zu diesen bilden sich Ringzugspannungen, die insbesondere bei geringen Bauteilabmessungen zur Versagensart Spalten führen können. Schematisch ist die Lastabtragung im Beton und die innere Rißbildung bei einer Druck- und Zugbeanspruchung des Betons in Bild 4.1 dargestellt.

Die tatsächliche Spannungsverteilung um den Lasteintragungsbereich von Befestigungsmitteln, wo hohe örtliche Verformungen bzw. Spannungsspitzen auftreten, ist nicht genau bekannt. Die folgende Auswertung von theoretischen und experimentellen Arbeiten mit Befestigungsmitteln soll deshalb zunächst den bisherigen Kenntnisstand zur Spannungsverteilung und zur Traglastermittlung bei Spaltversagen darlegen. Auf Grund der konzentrierten Lasteinleitung bei Befestigungen ist es naheliegend hierzu Kenntnisse über Untersuchungen mit Bauteilen unter Teilflächenbelastung und mit Betonhohlzylindern unter Innendruck heranzuziehen.

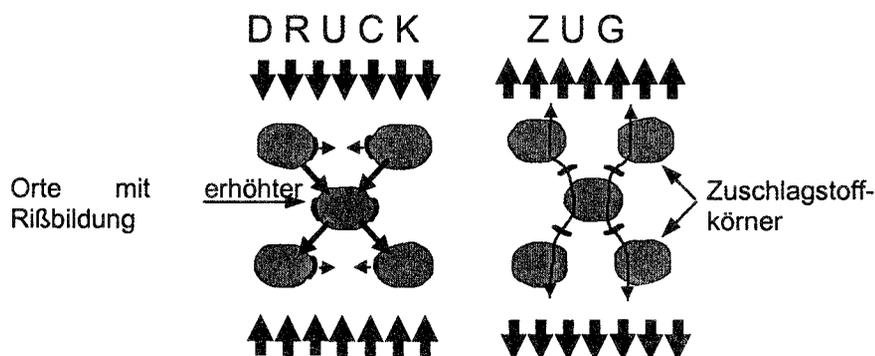


Bild 4.1 Verlauf der Zugspannungen bei Druck- und Zugbeanspruchung (schematisch), nach Cornelissen/Reinhardt (1986)

4.2 Untersuchungen zur Versagensart Spalten durch zugbeanspruchte Befestigungsmittel

4.2.1 Wagner-Grey (1978)

Zur Berechnung der axialen Traglast von Metall-Spreizdübeln in Beton verwendete Wagner-Grey (1978) Modelle der dickwandigen Hohlkugel und des dickwandigen Hohlzylinders. Dabei wird bei dünnen Platten das Modell des Hohlzylinders, dessen Höhe in der Mitte den Spreizbereich (rechnerische Höhe $2r_i$) umfaßt und am Mantel so groß wie die mitwirkende Betonhöhe h ist (Bild 4.2), angenommen. Überschreitet der aus dem Spreizweg errechnete Spreizdruck p bei diesen Modellen die Grenze nach der Elastizitätstheorie, wo als Druckfestigkeit $\max \sigma = f_c$ ($f_c =$ Betonzugfestigkeit) eingesetzt wird, setzt Wagner-Grey für den sich einstellenden plastischen Bereich die Coulombsche Bruchbedingung und linear-elastisch-ideal-plastisches Werkstoffverhalten voraus. Mit zunehmenden

Spreizkräften steigt die Größe des plastischen Bereiches an. Spalten tritt nach Wagner-Grey (1978) ein, wenn der Radius des plastischen Bereiches den Außenradius des Zylinders bzw. der Kugel erreicht.

Nach Kupfer/Hilsdorf/Rüsch (1969) versagt Beton bei zweiachsiger Beanspruchung bei Drücken, die nur geringfügig (bis zu 16 % bei hohem Druck in beide Richtungen) über der einachsigen Druckfestigkeit liegen. Die Anwendung des Mohr-Coulomb Kriterium im zweiachsigen Druckbereich hingegen führt bei Wagner-Grey zu Überschätzungen der Festigkeit. So könnten danach im zweiachsigen Raum der Hauptspannungen beliebig hohe Drücke vom Beton aufgenommen werden. Dies steht im Widerspruch zu den experimentellen Ergebnissen von Kupfer/Hilsdorf/Rüsch (1969).

Die experimentellen Untersuchungen von Wagner-Grey (1978) beinhalten lediglich Versuche mit unterschiedlichen Spreizdübelgrößen (M10 bis M16) in Versuchskörpern mit auf die Verankerungstiefe bezogener gleicher Bauteilgeometrie, die i.d.R. durch Herausziehen versagten. Gezielte Untersuchungen zum Einfluß der Bauteilgeometrie und der Verankerungstiefe sowie Versuche mit Befestigungsgruppen erfolgten nicht.

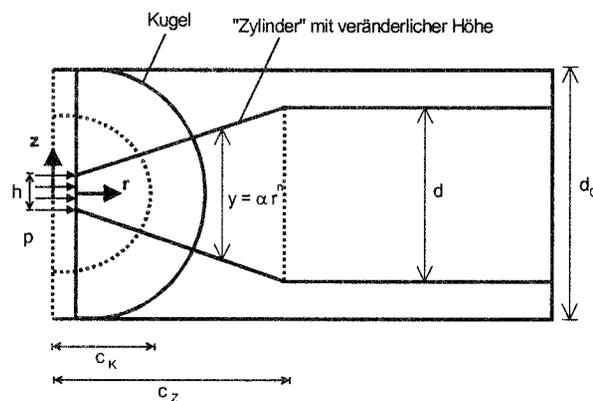


Bild 4.2 Modelle für die Tragwirkung eines Betonkörpers unter Einwirkung des Spreizdruckes von Dübeln, nach Wagner-Grey (1978)

4.2.2 Pusill-Wachtsmuth (1982)

Auf Grundlage der Elastizitätstheorie arbeitete Pusill-Wachtsmuth (1982) u.a. Vorschläge zur Berechnung der Bruchlast bei Spaltversagen aus (Gleichung (4.1)). Darauf basierend wird ein erforderlicher Randabstand für randnahe Einzelbefestigungen von Metallspreizdübeln abgeleitet, bei dem die Betonausbruchlast der Spaltbruchlast entspricht. Pusill-Wachtsmuth (1982) teilt die Spannungsverteilungen der Ringzugspannungen in vertikaler (in Lastrichtung) und horizontaler Richtung (senkrecht zur Lastrichtung) auf. In vertikaler Richtung wird die Spannungsverteilung wie bei teilflächenbelasteten Körpern und in horizontaler Richtung wie bei Hohlzylindern unter Innendruck angenommen. Entsprechend Gleichung (4.1), die für Bauteildicken $h = 2h_{ef}$ und Achsabstände zwischen den Einzelbefestigungen $s \geq 2c$ gilt, steigt die Spaltbruchlast linear mit dem Randabstand

an, wenn das Verhältnis der Länge des Spreizbereiches zur Verankerungstiefe konstant bleibt.

$$N_{u,sp} = 1,66 \cdot \pi \cdot \tan \alpha_{B\text{-Kegel}} \cdot (c - 0,5d_{BEM}) \cdot \frac{2h_{ef} - h_{LE}}{\sqrt[3]{\frac{2h_{ef}}{h_{LE}} - 1}} \cdot \beta_{ZZ} \quad (4.1)$$

Bedingung: $s \geq 2c$ und $h = 2h_{ef}$

mit	$\alpha_{B\text{-Kegel}}$	=	Neigungswinkel des Betonausbruchkegels
	d_{BEM}	=	Bohrlochdurchmesser (Bohrreackmaß)
	h_{ef}	=	Verankerungstiefe
	h_{LE}	=	Länge des Spreizbereiches (Lasteinleitungshöhe)
	β_{ZZ}	=	Zentrische Zugfestigkeit des Betons

Nach Pusill-Wachtsmuth (1982) erbringt eine Erhöhung der Bauteildicke über die Mindestbauteildicke $h \geq 2h_{ef}$ hinaus bei Spaltversagen keine Laststeigerung. Eine Berücksichtigung der Umsetzung von Zug- in Spaltkräfte erfolgt nur über das Verhältnis Länge des Spreizbereiches zur Verankerungstiefe. Mayer (1991) zeigt, daß die Umsetzung in Spaltkräfte bei Spreizdübeln außerdem durch die Geometrie im Spreizbereich (Konussteigung, Spreizhülsensteigung, Hinterschnittwinkel), die Herstellungsart (kaltverformt oder gedreht) und die Beschichtung des Konus beeinflusst werden kann. Diese Einflußfaktoren sind zusätzlich zu berücksichtigen. In eigenen Auswertungen konnte dies bestätigt werden (siehe Abschnitt 7).

Vorrangiges Ziel der Untersuchungen von Pusill-Wachtsmuth war die Ableitung eines erforderlichen Randabstandes für randnahe Befestigungen zur Vermeidung der Versagensart Spalten bzw. einer Lastreduzierung gegenüber der Betonausbruchlast. Ein allgemeines Bemessungskonzept bei Spaltversagen für Einzel- und Gruppenbefestigungen ist damit nicht gegeben.

4.2.3 Weyerhäuser (1984)

Unter Anwendung der Finite - Element - Methode untersuchte Weyerhäuser (1984) das Tragverhalten von dickwandigen, unbewehrten Betonringen unter zentrischer innerer rotationssymmetrischer Radial- und Tangentialbeanspruchung. Er führte Rechnungen auf der Basis der Elastizitätstheorie sowie nichtlineare Rechnungen, in denen für Beton auf Zug ein linear-plastisches Tragverhalten bis zum Erreichen der Betonzugfestigkeit angenommen wird, durch. Nach Erreichen der Zugfestigkeit treten Risse im Beton auf. Im Reißbereich können keine Zugspannungen übertragen werden. Bild 4.3 zeigt bei zunehmender Beanspruchung ein Anwachsen des Reißbereiches. Trotz der Risse stellt sich zunächst ein Gleichgewicht ein. Im ungerissenen Bereich klingen die Spannungen mit zunehmendem Spreizdruck immer langsamer ab. Eindeutige Aussagen über den Einfluß der Bauteilabmessungen bei der Versagensart Spalten lassen sich aus diesen Untersuchungen nicht ableiten. Für weitere Untersuchungen empfiehlt Weyerhäuser eine räumliche Finite - Element - Analyse.

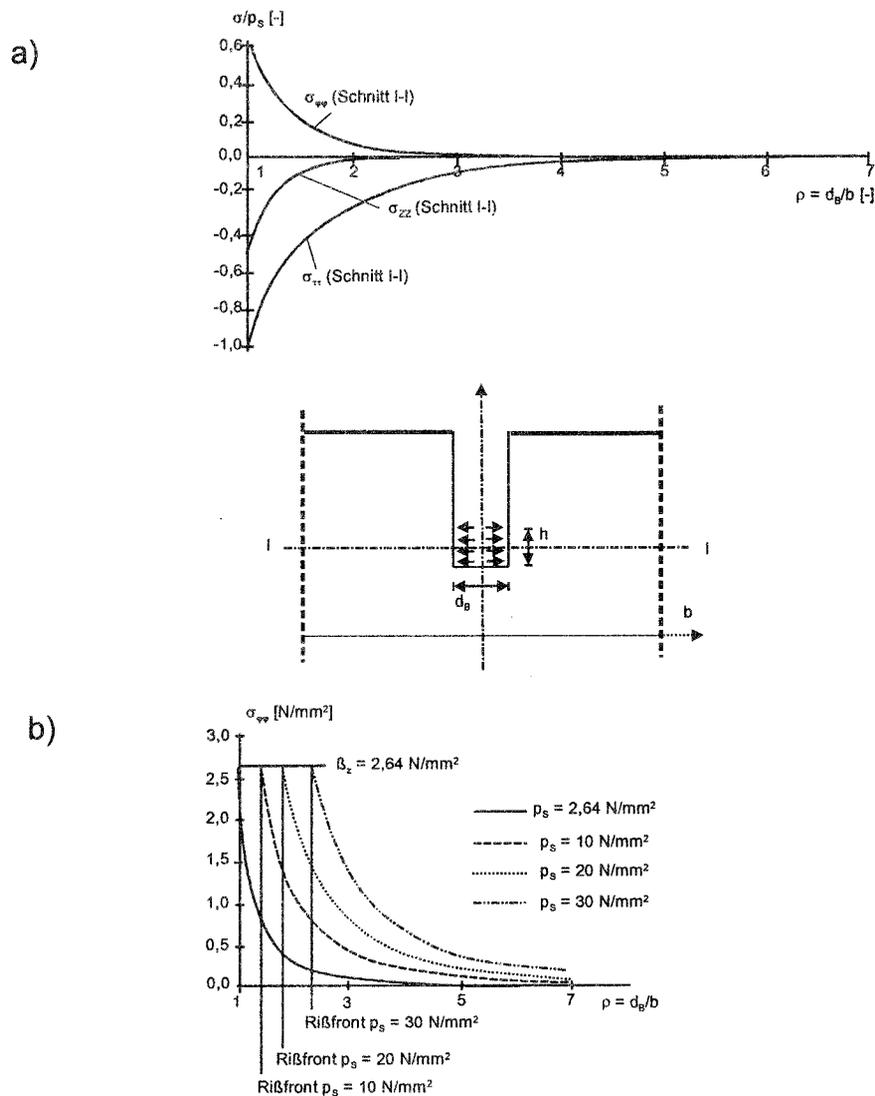


Bild 4.3 Spannungsverteilung aus FEM-Rechnung, Belastungsfall Betonhohlzylinder unter Innendruck, nach Weyerhäuser (1984)
 a) Unbegrenzte Zugfestigkeit
 b) Begrenzte Zugfestigkeit

4.2.4 Bohner (1988)

Bohner (1988) führte Zugversuche mit formschlüssigen Befestigungsmitteln - Kopfbolzen und Hinterschnittdübel - in Betonquadern durch. In diesen Versuchen wurden vorwiegend die Lasteinleitungsfläche A_1 ($A_1 = 20 \text{ mm}^2$ bis 200 mm^2 , Bild 4.4) und der Lasteinleitungswinkel α der Befestigungsmittel sowie die Versuchskörperfläche ($160 \cdot 160 \text{ mm}$ bzw. $240 \cdot 240 \text{ mm}$) variiert. Bauteilhöhe ($h = 160 \text{ mm}$) und Verankerungstiefe ($h_{ef} = 80 \text{ mm}$) blieben konstant. Das Versagen erfolgte durch Spalten.

Ausgehend von Untersuchungen zur Teilflächenbelastung (Lieberum (1987) und Spieth (1959)) leitete Bohner (1988) für die geprüften doppelsymmetrischen Prüfkörper Gleichung (4.2) zur Berechnung der Spaltbruchlast von formschlüssigen Befestigungsmitteln bei einer Bauteilhöhe $h = 2h_{ef}$ ab. Die in Gleichung (4.2) angesetzte Lasteinleitungsfläche A_1 entspricht der auf die Betonoberfläche projizierten Fläche (Bild 4.4).

$$N_{u,sp} = k_1 \cdot 4,65 \cdot A_1^{0,5} \cdot \min l \cdot \beta_w^{0,5} \quad (4.2)$$

mit $\min l = \min (h, b)$

$$k_1 = 1 \quad \alpha \geq 25^\circ$$

$$k_1 = 0,8 \quad \alpha < 25^\circ$$

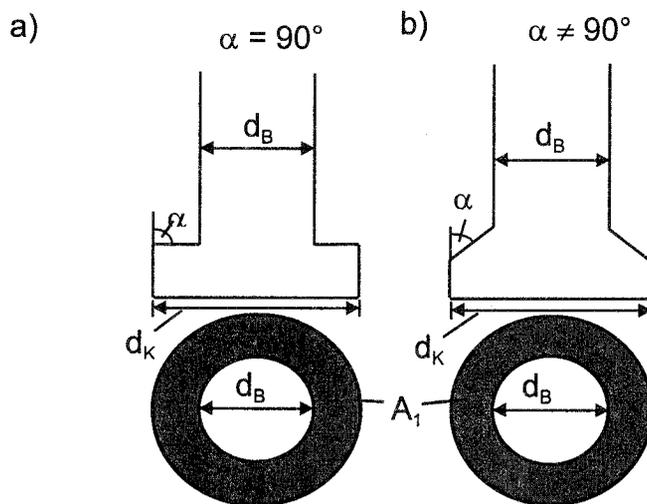


Bild 4.4 Projizierte Lasteinleitungsfläche A_1 bei Kopfbolzen mit
a) Lasteinleitungswinkel $\alpha = 90^\circ$
b) Lasteinleitungswinkel $\alpha \neq 90^\circ$

Die Versuche zeigen, daß als maßgebende Höhe die volle Bauteildicke und nicht nur der Bereich zwischen Betonoberfläche und Verankerungsbereich des Befestigungsmittels (= Verankerungstiefe h_{ef}) aktiviert wird. Deshalb wurde die Bauteildicke zur Ermittlung der Spaltbruchlast angesetzt. Die Richtigkeit dieses Ansatzes wird allerdings nur für Versuche mit Bauteilhöhen $h = 2 h_{ef}$ nachgewiesen. Als Lasteinleitungsfläche A_1 wird für Dübel die Nettoaufstandsfläche (Bild 4.5), d.h. die Fläche ohne Berücksichtigung der Zwischenräume der Hinterschnittflächen, angesetzt.

Gleichung (4.2) wird, wie auch Furche (1989) zeigt, durch die Versuchsergebnisse nicht eindeutig bestätigt. Eine Regressionsanalyse der gemessenen Bruchlasten in Abhängigkeit der Lasteinleitungsflächen ergibt den Zusammenhang $N_{u,sp} \sim A_1^{0,14}$ (Bild 4.6).

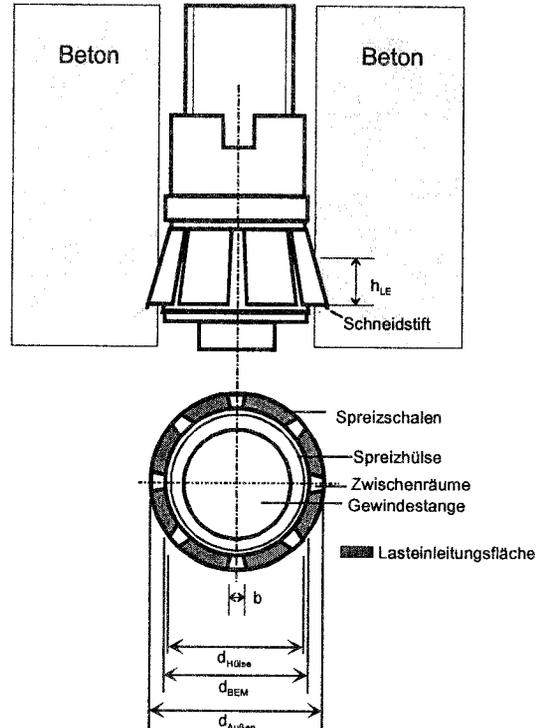
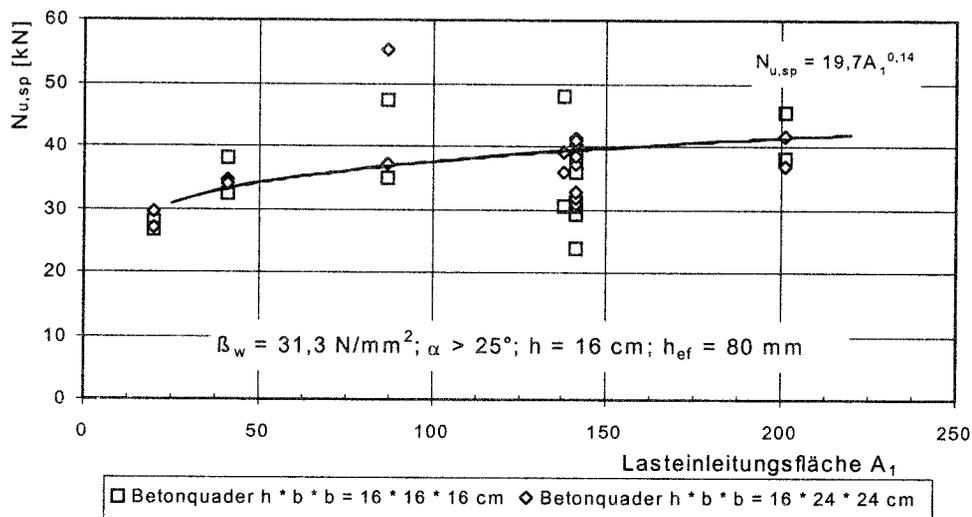


Bild 4.5 Nettolasteinleitungsfläche bei einem Hinterschnittdübel

Bild 4.6 Spaltbruchlasten $N_{u,sp}$ in Abhängigkeit der Lasteinleitungsfläche A_1 , Versuchsergebnisse nach Bohner (1988)

Neben den Belastungsflächen wurde auch der Einfluß der Kopfneigungswinkel α der Kopfbolzen untersucht. Während bei $\alpha \geq 25^\circ$ etwa gleiche Bruchlasten ermittelt werden, ergaben sich bei $\alpha = 5^\circ$ und $2,1^\circ$ signifikante Bruchlastreduzierungen, die Bohner (1988) pauschal mit dem Faktor 0,8 berücksichtigte. Weitergehende Schlußfolgerungen hinsichtlich des Einflusses der Bauteilgeometrie und Montageparameter lassen die Versuche nicht zu.

4.2.5 Walser (1990)

Zahlreiche Zugversuche zur Untersuchung des Einflusses der Bauteilgeometrie (Bauteildicke h , Bauteilbreite b) auf die Spaltbruchlast führte Walser (1990) mit Hinterschnittdübeln in unbewehrten Plattenstreifen durch. Dabei wurde in den einzelnen Versuchsreihen nur ein Parameter unter Konstanthaltung der anderen variiert und mittels exponentieller Regression in der Form $N_{u,sp} = k_1 \cdot \text{Parameter}^{\text{exp } k_2}$ der Exponent des variierten Parameters bestimmt. Nach empirischer Auswertung der Versuchsergebnisse wird zur Berechnung der Spaltbruchlast von formschlüssigen Befestigungsmitteln unter Berücksichtigung der Versuchsergebnisse von Bohner (1988) Gleichung (4.3) vorgeschlagen.

$$N_{u,sp} = k_1 \cdot 0,66 \cdot b^{0,6} \cdot h^{0,7} \cdot h_{ef}^{0,3} \cdot A_1^{0,2} \cdot \beta_w^{0,5} \quad (4.3)$$

$$k_1 = 1 \quad \alpha \geq 25^\circ$$

$$k_1 = 0,8 \quad \text{für } 5^\circ \leq \alpha \leq 25^\circ$$

Läßt man in Gleichung (4.3) die Bauteilabmessungen der Plattenstreifen und die Lasteinleitungsfläche proportional mit der Verankerungstiefe anwachsen, ist die Spaltbruchlast $N_{u,sp} \sim h_{ef}^{1,8}$. Der Einfluß der Betonzugtragfähigkeit wird mit $\beta_w^{0,5}$ berücksichtigt. Zur Berücksichtigung der Biegung bei Plattenstreifen führt Walser (1990) einen Biegeausnutzungsgrad M/M_u ein.

Die empirisch abgeleitete Gleichung (4.3) gilt nur für formschlüssige Einzelbefestigungen in Plattenstreifen, die auf ganzer Breite durchspalten. Neben in Plattenstreifen mittig gesetzten formschlüssigen Einzelbefestigungen wurden auch einige Zugversuche bei exzentrischer Lage des Dübels über die Bauteilbreite und mit Zweiergruppen durchgeführt.

4.2.6 Pukl et. al. (1993)

Pukl et. al. (1993) führten verschiedene numerische Studien zur Untersuchung der Versagensart Spalten durch.

Ausgangspunkt waren zunächst Rechnungen mit den auf Gesetzmäßigkeiten der nicht-linearen Bruchmechanik basierenden FEM-Programmen microplane (3D; Fassung: 1992) und SBETA (2D) an dickwandigen, unbewehrten Betonhohlzylindern, die durch Innendruck belastet wurden (Pukl et. al. (1992)). Variiert wurde der Außendurchmesser der Hohlzylinder. Weiterführende Untersuchungen mit der Simulation von Befestigungen in Plattenstreifen wurden zum Einfluß der Parameter Bauteilbreite, Bauteilhöhe, und Verankerungstiefe auf die Spaltbruchlast durchgeführt (Pukl et. al. (1993) und (1994)). Dabei zeigte sich, daß unter Verwendung des Microplane-Material-Modells mittels einer 3D-Analyse eine realistische Wiedergabe des Materialverhaltens – stabiles Rißwachstum und Nachbruchverhalten – möglich ist. Die wesentlichen Ergebnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Stabiles Rißwachstum bis zum Erreichen der Spaltbruchlast.

- Die Bruchlast steigt bei einer konstanten Bauteilhöhe ($h = 2h_{ef}$) mit dem Exponent 0,6 mit zunehmender Bauteilbreite an ($N_{u,sp} \sim b^{0,6}$).
- Eine Bruchlastzunahme ist bei steigender Bauteilhöhe und konstanter Bauteilbreite bis $h = 2h_{ef}$ zu erwarten. Eine weitere Erhöhung auf $h = 3h_{ef}$ erbrachte keine Laststeigerung.
- Steigen Bauteilbreite, Bauteilhöhe und Lasteinleitungsfläche proportional zur Verankerungstiefe an, ist kein Maßstabseinfluß zu beobachten.

4.2.7 Zusammenfassung

Die bisherigen Untersuchungen zur Versagensart Spalten durch Befestigungsmittel bieten kein allgemeines Bemessungskonzept zur Ermittlung der Spaltbruchlasten. Während Bohner (1988) und Walser (1990) Bemessungsvorschläge für Teilprobleme mit formschlüssigen Befestigungen empirisch aus Versuchen ableiten, arbeiten Pusill-Wachsmuth (1982) und Wagner-Grey (1978) auf der Grundlage von Näherungslösungen Bemessungsvorschläge aus, die lediglich für spezielle Anwendungen (Pusill-Wachsmuth (1982): Bauteilrand; Wagner-Grey (1978): symmetrische Bauteile) und Spreizdübel gelten.

In den theoretischen Untersuchungen wird davon ausgegangen, daß das Tragverhalten im Lasteintragungsbereich mit dem von Bauteilen unter Teilflächenbelastung und/oder dem von Hohlzylindern unter Innendruck vergleichbar ist. Als maßgebende Einflußgrößen werden die Bauteilgeometrie, die Dübelgeometrie, die Tragmechanismen und zu berücksichtigende Biegeeinflüsse bei Plattenstreifen genannt.

Bei Befestigungsmitteln handelt es sich um eine im Verhältnis zur Größe des Bauteils nahezu „punktuelle“ Lasteinleitung. Damit sind insbesondere Untersuchungen zur extremen Teilflächenbelastung, d.h. stark differierende Größenverhältnisse von lastaufnehmender zu lasteinleitender Fläche, mit der Versagensart Spalten geeignet, Lösungsansätze abzuleiten. Darüber hinaus sind die senkrecht zur Zugkraft wirkenden Druckkräfte mit dem Anwendungsfall Betonhohlzylinder unter Innendruck vergleichbar.

Im folgenden werden daher bisherige wesentliche Forschungsarbeiten zu diesen Themen aufgeführt.

4.3 Teilflächenbelastung

4.3.1 Spieth (1959)

Spieth (1959) führte Versuche an unbewehrten Betonzylindern ($d = 500$ mm, $h = 750$ mm) durch, die er mit einer kreisförmigen Stahlplatte belastete (Bild 4.7). Das Versagen bei extremer Teilflächenbelastung (Verhältnis Bauteiloberfläche A_o /Lasteinleitungsfläche $A_1 \approx 100$) war durch einen plötzlichen Bruch mit Radialrissen gekennzeichnet. Er wurde durch einen Sprengkegel, der sich unmittelbar unter der

Lastfläche ausgebildet hatte, hervorgerufen. Dieser Sprengkegel wies einen Lasteinleitungswinkel von $\alpha \approx 30^\circ \dots 32^\circ$ auf. Bei 2 von 6 Versuchskörpern traten etwa in Höhe $h/d \approx 1$ waagerechte Querrisse auf. Dies deutet darauf hin, daß über dieses Verhältnis hinaus der Beton nicht aktiviert werden kann. Erwähnenswert ist auch ein Versuch mit einem bewehrten Betonzylinder ($d = 500 \text{ mm}$, $h = 1000 \text{ mm}$) bei Lasteinleitung im Bauteilinneren (Abstand Bauteiloberfläche - Lasteinleitung $h = 400 \text{ mm}$). Hierbei zeigte die örtliche Zerstörung unter der Lastplatte, daß ein seitliches Ausweichen des Betons neben der Lastfläche im Bauteilinneren nicht möglich ist. Damit ist die Versagensart Grundbruch, die i.d.R. zunächst bei Oberflächenbelastung auftritt, bei Belastung im Bauteilinneren nicht maßgebend. Aus den Versuchen ermittelte Spieth folgende Gleichung zur Berechnung der Bruchlast bei Spalten:

$$N_{u,sp} = A_1 \cdot 0,85 \cdot \beta_w \cdot (A_0/A_1)^{0,5} \quad (4.4)$$

Versuchsparameter: $1,25 \leq A_0/A_1 \leq 100$ und $h/d_{Zyl} = 1,5$

Danach ist die Höchstlast bei gleichbleibender Bauteilhöhe und Größe der belasteten Fläche linear abhängig von der Betondruckfestigkeit und der Wurzel des Verhältnisses von Gesamtfläche zu belasteter Fläche. Allerdings hat Spieth die Gültigkeit dieser Gleichung nur für Verhältnisse von $A_0/A_1 < 100$ nachgewiesen.

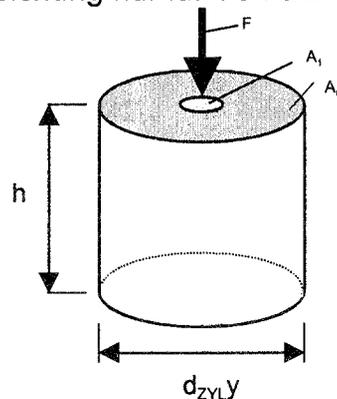


Bild 4.7 Teilflächenbelastung eines Versuchskörpers

4.3.2 Lieberum (1987)

Lieberum (1987) führte Versuche an Betonzylindern ($d = 400 \text{ mm}$, $h = 450 \text{ mm}$) durch. Die Lastaufbringung erfolgte mit massiven kreisförmigen Stahlstempeln. Das Versagen erfolgte durch Spalten oder eine Art Grundbruch (seitliches Ausbrechen) um den Laststempel. Nach Lieberum kann bis zu einem Flächenverhältnis von $A_0/A_1 = 320$ (Bereich I, Bild 4.8) in guter Näherung die Gleichung von Spieth (1959) zur Berechnung der Spaltbruchlast herangezogen werden. Bei Teilflächenbelastung auf der Bauteiloberfläche mit $A_0/A_1 \geq 320$ (Bereich II) wird Grundbruch maßgebend. Im Unterschied zu Spieth (1959) geht Lieberum davon aus, daß die Spaltbruchlast proportional zur Wurzel der Betondruckfestigkeit ist.

Mit diesen Annahmen ergibt sich für die Versagensart Spalten eine direkte Abhängigkeit der Bruchlast vom Flächenverhältnis A_0/A_1 :

$$\begin{aligned} N_{u,sp} &= 4,65 \cdot A_0^{0,5} \cdot A_1^{0,5} \cdot \beta_w^{0,5} && \text{für } A_0/A_1 \leq 320 \\ N_{u,sp} &= \sigma_{u,Grundbruch} \cdot A_1 && \text{für } A_0/A_1 > 320 \end{aligned} \quad (4.5)$$

Die Versuchsparameter bei Lieberum (1987) waren:

$$156 \leq A_0/A_1 \leq 947$$

$$h/d = 1,125$$

$$\beta_w \approx 40 \text{ N/mm}^2$$

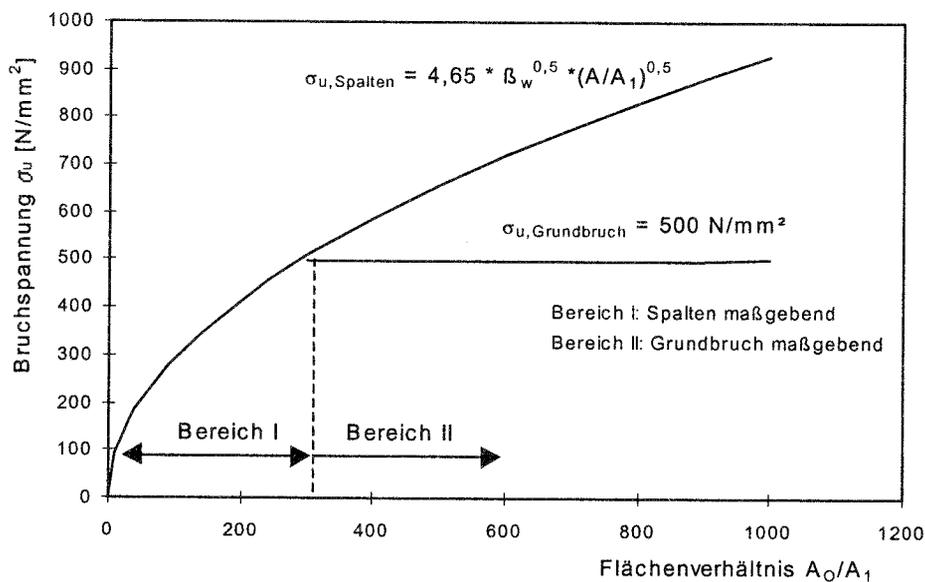


Bild 4.8 Bruchspannung σ_u in Abhängigkeit vom Flächenverhältnis A_0/A_1

4.3.3 Hawkins (1968)

Hawkins entwickelte Näherungslösungen für Teilflächenbelastung auf der Bauteiloberfläche. Diese wurden mit den Ergebnissen von eigenen Versuchen mit zentrischer und exzentrischer Lasteinleitung verglichen. Dabei variierte er die Form (quadratisch, rechteckig, kreisförmig) und Größe der Belastungsfläche sowie die Betonfestigkeit. In den Versuchen mit zentrischer Belastung an Betonwürfeln mit 15 cm Kantenlänge erfolgte das Versagen durch Radialrisse ausgehend vom quadratischen Laststempel, unter dem sich Bruchpyramiden mit Winkeln zwischen 35° und 40° ausbildeten. Bei exzentrischer Belastung trat ein ähnliches Bruchbild auf. Erst wenn die Kante des Laststempels mit dem Bauteilrand bündig war, ergab sich ein Abspalten des Betons unter der Lastplatte zum Bauteilrand hin.

In seiner Näherungslösung zerlegt Hawkins (1968) den Bereich unter der Lastplatte in voneinander unabhängige horizontale Scheiben, in denen der Bruchkegel liegt. An dessen Oberfläche entwickelt sich eine Grenzspannung, die von der Bruchspannung, die die oberste Scheibe sprengt, abhängt. Im Augenblick des Versagens wird die Ringzugspannung als konstant über die oberste Scheibe

angenommen. Mit diesen Annahmen läßt sich die Bruchspannung nach Gleichung (4.6) berechnen. Nach Hawkins (1968) gilt der Ansatz sowohl für quadratische als auch kreisförmige Laststempel und Bauteiloberflächen. Rapp (1980) zeigt die gute Übereinstimmung von Gleichung (4.6) mit Ergebnissen verschiedener Autoren.

$$\sigma_u = \beta_w + \beta_w^{0,5} \cdot K \cdot \left(\left(\frac{A_o}{A_1} \right)^{0,5} - 1 \right) \quad (4.6)$$

$$K = k_1 \cdot \cot^2 \alpha_b = k_1 \cdot \frac{1}{\tan^2 \alpha_b} \quad (\text{materialabhängig})$$

$$k_1 = \frac{\beta_{zz}}{\sqrt{\beta_w}}$$

α_b = Bruchkegelwinkel aus Versuchen oder

$$\alpha_b = 45^\circ - \frac{\phi}{2} \quad \phi - \text{innerer Reibungswinkel des Betons}$$

4.3.4 Niyogi (1973)

Niyogi (1973) untersuchte in umfangreichen Versuchsreihen den Einfluß der Größe der Lastflächen, der Prüfkörperhöhe und der Lage des Laststempels zum Bauteil. Die Versuchskörper versagten durch Spalten. Bei zentrischer Lasteinleitung verliefen die Spaltrisse ausgehend von den quadratischen Laststempeln parallel zu den Rändern. Unter exzentrischer Last, d.h. in der Nähe des Würfelrandes bzw. der Würfecke, breiteten sich die Risse von den Ecken der Laststempel schräg zum Bauteilrand hin aus. Der Ausbreitungswinkel ist in Niyogi (1973) nicht angegeben. Für quadratische Belastungsflächen leitet er empirisch die Gleichung (4.7) zur Berechnung der Spaltbruchlast ab.

$$\sigma_u = 0,714 \cdot \beta_w \cdot \left(\frac{A_o}{A_1} \right)^{0,5} - 0,2 \cdot \beta_w \quad (4.7)$$

für $A_o/A_1 \leq 64$

Für konzentrierte Lasteinleitungen ($A_o/A_1 \geq 32$) nimmt die Bruchspannung bis zu einem Verhältnis Bauteilhöhe/-breite $h/b \leq 1$ zu. Zwischen $h/b = 1 \dots 3$ ergeben sich nahezu konstante Bruchspannungen (Bild 4.9).

Niyogi ermittelte in den Versuchen auch die Reißlast. Sie entspricht der Last, bei der auf der Bauteiloberfläche erste Risse beobachtet wurden. Der Vergleich von Reißlast zu Bruchlast gibt einen Hinweis auf mögliche Spannungsumlagerungen. Nach diesen Ergebnissen ergeben sich für Teilflächenbelastungen ab $A_o/A_1 \geq 32$ mit $h/b \geq 1$ nahezu keine Unterschiede zwischen Reiß- und Bruchlast. Daraus kann gefolgert werden, daß das Umlagerungsvermögen gering ist, wenn Schädigungen bereits auf der Bauteiloberfläche erscheinen. Dann erfolgt das Spaltversagen schlagartig. Mit geringer werdender Bauteilhöhe nimmt das Verhältnis Reiß- zu

Bruchlast ab.

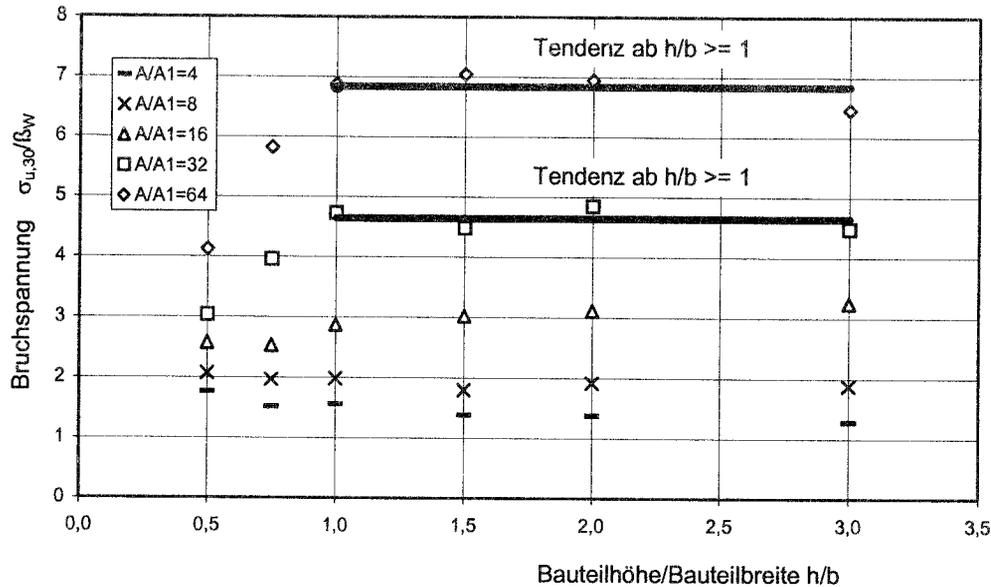


Bild 4.9 Bruchspannung zur Betondruckfestigkeit in Abhängigkeit vom Verhältnis Bauteilhöhe zu Bauteilbreite bei Teilflächenbelastung auf der Oberfläche

4.3.5 Lächler (1977)

Im Rahmen von Untersuchungen über Pfahlkopfanschlüsse führte Lächler (1977) Versuche zur Teilflächenproblematik ($A_0/A_1 \leq 90$) mit relativ großen Betonzylindern ($h = d = 1000$ mm) durch. Auch Lächler beobachtete beim Versagen Spalten der Versuchskörper durch einen plastifizierten Keil, der sich infolge der hohen örtlichen Belastung unter dem Laststempel bildete und die Versuchskörper in der Regel in zwei Hälften teilte.

Entlang der Mantelfläche dieses infolge der hohen örtlichen Teilflächenbelastung entstehenden „Lasteinleitungskegels“ nimmt Lächler eine konstante Spannungsverteilung an. Den Kräften am Bruchkeil legt er das Coulomb'sche Reibungsgesetz zugrunde.

Der nach diesem Ansatz ermittelte Innendruck (= Horizontalspannung) wird nach Lächler in halber Bruchkeilhöhe über den gesamten Außenradius - entsprechend der Plastizitätstheorie - gemittelt. Unter Berücksichtigung des Bruchkeilwinkels, den Lächler theoretisch mit $\gamma = 27^\circ$ ableitet, und der Kohäsion nach dem Mohr-Coulomb'schen Gesetz ergibt sich Gleichung (4.8). Diese läßt sich je nach Annahme für die Beziehung Zugfestigkeit - Druckfestigkeit auf die Ansätze (4.9) ($\beta_{zz} = 0,297 \beta_w^{2/3}$) und (4.10) ($\beta_{zz} = 0,5 \beta_w^{0,5}$) umformen. Neben den Versuchen mit vollen Laststempeln untersucht Lächler (1977) die Traglast bei Lasteinleitung durch Stahlrohre mit gleicher Lasteinleitungsfläche. Dabei zeigt sich bei den Stahlrohren eine Zunahme der Bruchlast, die etwa der Zunahme des Außendurchmessers entspricht. Dies ist darauf zurückzuführen, daß sich der Beton innerhalb des Stahlrohres „verspannte“ und damit letztendlich eine größere Lasteinleitungsfläche

erzeugte.

$$\begin{aligned} \text{a) } \quad \beta_{zz} &= 0,297 \cdot \beta_w^{2/3} \quad \beta_c \approx \beta_w \\ p_{u,sp} &= \beta_c + 2\beta_{zz} \cdot \left(\frac{R}{r_s} - 1 \right) \cdot \frac{\tan \gamma}{\tan(\gamma - \phi)} \end{aligned} \quad (4.8)$$

$$\begin{aligned} \gamma &= 90^\circ - \alpha_B \\ p_{u,sp} &= \beta_w + \beta_w^{2/3} \cdot 2,288 \cdot \left(\left(\frac{A_o}{A_1} \right)^{0,5} - 1 \right) \end{aligned} \quad (4.9)$$

$$\begin{aligned} \text{b) } \quad \beta_{zz} &= 0,5 \cdot \beta_w^{0,5} \quad \beta_c = 0,85 \beta_w \\ p_{u,sp} &= 0,85 \cdot \beta_w + \beta_w^{0,5} \cdot \left(\left(\frac{A_o}{A_1} \right)^{0,5} - 1 \right) \cdot 3,85 \end{aligned} \quad (4.10)$$

4.3.6 Weitere Ergebnisse

Weitere Untersuchungen wurden von Meyerhof (1953), Shelson (1957), Haagsma (1969), Au und Baird (1960), Ersoy/Percinel (1967), Langendonck (1952) und Middendorf (1960) durchgeführt und sind in Wurm/Daschner (1977) zusammengefaßt. Marti (1989) weist in seinen Untersuchungen an Betonzylindern mit beidseitiger Stempelbelastung auf eine gute Übereinstimmung der Ergebnisse nach dem Bazant'schen Maßstabsgesetz hin. Dies ist jedoch nur für relativ kleine Flächenverhältnisse $A/A_1 = 16$ nachgewiesen.

4.3.7 Zusammenfassung

Die Einleitung von Lasten erfolgt bei Befestigungsmitteln auf einer gegenüber der Bauteilfläche in allen Richtungen sehr geringen Teilfläche. Das Tragverhalten sollte daher mit dem von Beton unter extremer Teilflächenbelastung (räumliches Problem) vergleichbar sein.

Die angeführten Untersuchungen zur Teilflächenbelastung lassen sich wie folgt zusammenfassen. Bei zentrischer Teilflächenbelastung bildete sich in Versuchen unterhalb der lasteinleitenden Fläche ein plastifizierter Druckkegel mit einem bestimmten Winkel aus. Die durch den Kegel erzeugten Ringzugspannungen lösen ein plötzliches Spaltversagen aus, so daß der Versuchskörper radial aufreißt. Bild 4.10 stellt einige Ergebnisse von Versuchen mit Teilflächenbelastung auf der Bauteiloberfläche in der Form Bruchspannung in Abhängigkeit vom Flächenverhältnis A_o/A_1 dar. Die Ergebnisse wurden über $\beta_w^{0,5}$ auf $\beta_w = 30 \text{ N/mm}^2$ umgerechnet und liegen trotz teilweise erheblich unterschiedlicher Prüfkörpergrößen in einem Streuband.

Sowohl empirische als auch theoretische Untersuchungen zeigen, daß die

Bruchspannung teilflächenbelasteter Bauteile mit $\sigma_u \sim (A_o/A_1)^{0,5}$ ansteigt (Bild 4.11). Dies gilt nach Lieberum (1987) auch bei extremer Teilflächenbelastung, wie sie bei Befestigungsmitteln vorliegt.

Die theoretisch begründeten Gleichungen zur Berechnung der Spaltbruchlast zeigen eine gute Übereinstimmung mit Versuchsergebnissen. Hawkins (1968) und Lächler (1977) gingen davon aus, daß Spannungumlagerungen auftreten. In ihren Ansätzen wurde eine über die Versuchskörperbreite konstante Zugspannung angenommen. Dies entspricht beim Bruchmodell Hohlzylinder unter Innendruck der Plastizitätstheorie. Andere Autoren (Chen und Drucker (1969)) legen elasto - plastisches Materialverhalten zu Grunde und weisen ebenfalls eine gute Übereinstimmung mit Versuchen nach (Hyland/Chen (1970), Chen/Covarrubias (1971)).

Der Verlauf der Ringzugspannungen in horizontaler Richtung (in Richtung Bauteilrand) ist mit dem von Hohlzylindern unter Innendruck vergleichbar. Der Kenntnisstand zu diesem Belastungsfall wird im folgenden Abschnitt behandelt.

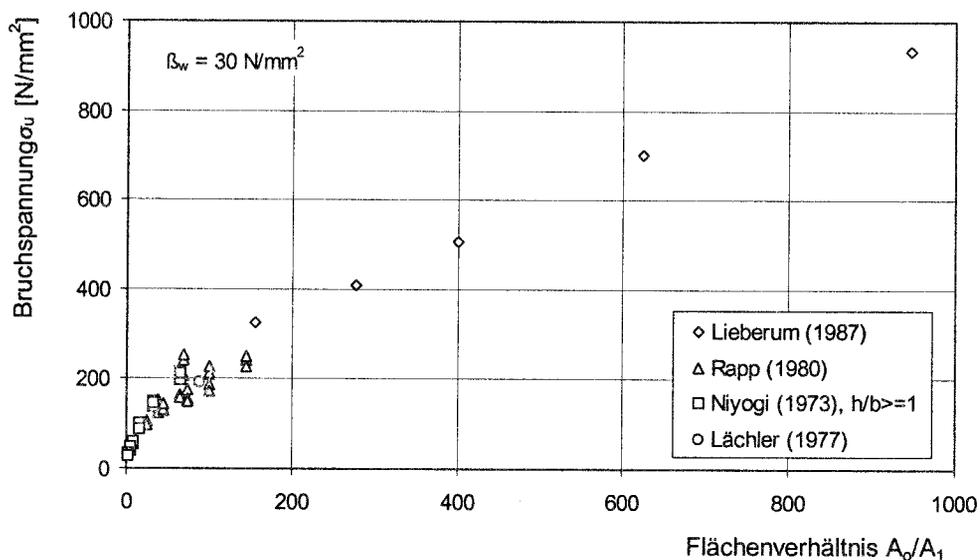


Bild 4.10 Versuchsergebnisse bei Teilflächenbelastung auf der Bauteiloberfläche; Bruchspannung $\sigma_{u,30}$ in Abhängigkeit vom Flächenverhältnis A_o/A_1 (lastaufnehmende/lasteinleitende Fläche)

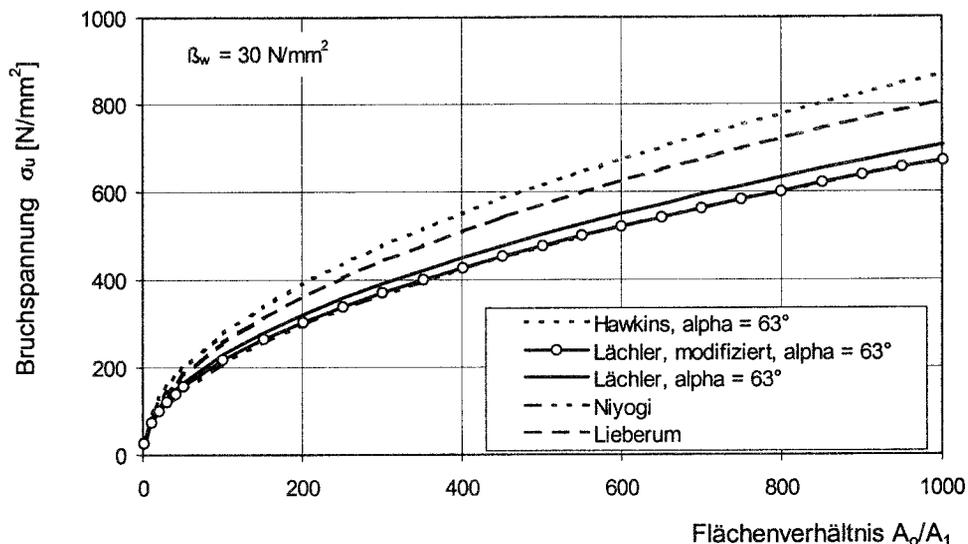


Bild 4.11 Ansätze zur Berechnung der Spaltbruchlast bei Teilflächenbelastung auf der Bauteiloberfläche, Bruchspannung $\sigma_{u,30}$ in Abhängigkeit vom Flächenverhältnis A_0/A_1 (lastaufnehmende/lasteinleitende Fläche)

4.4 Betonhohlzylinder unter Innendruck

4.4.1 Allgemeines

Bei der Lasteinleitung durch Befestigungsmittel wirken im unmittelbaren Lasteinleitungsbereich an der Bohrlochwandung rotationssymmetrisch angreifende Kräfte in radialer Richtung. Eine ähnliche Lasteinleitung liegt bei unter Innendruck belasteten Hohlzylindern vor. Das Versagen erfolgt bei diesem Anwendungsfall ebenfalls durch Spalten. Nachfolgend werden daher Experimente und FEM – Analysen sowie Bruchhypothesen und –theorien zu dieser Problematik ausgewertet.

4.4.2 Experimente und numerische Untersuchungen

Innendruckversuche mit Hohlzylindern wurden u.a. von Mc Henry/Karni (1958), Martin (1973), Neuner et. al. (1978), Bilcik et. al. (1991) und Noghabai et. al. (1993) durchgeführt.

Neben den Versuchen führten Pukl et. al. (1992) numerische Untersuchungen mit den FEM-Programmen microplane und SBETA durch, die sich hinsichtlich der Hohlzylindergeometrie an den Versuchen von Bilcik (1991) orientierten. Vorteil dieser FEM-Rechnungen ist die mögliche Beurteilung des Tragvermögens von Hohlzylinder mit einem größeren Außendurchmesser als in den Versuchen ($r_a/r_i = 17$). Die Betonhohlzylinder hatten einen Innenradius $r_i = 9 \text{ mm}$ und eine Höhe $h = 30 \text{ mm}$. Der Außenradius wurde von $r_a = 50 \dots 625 \text{ mm}$ (Verhältnis $r_a/r_i \sim 5 \dots 70$) variiert.

Die Ergebnisse der experimentellen und numerischen Untersuchungen an Betonhohlzylindern sind in Bild 4.12 dargestellt. Es zeigt den relativen maximalen Innendruck (Innendruck $p_{i,u,25}$ /Zugfestigkeit β_{zz}) in Abhängigkeit vom Verhältnis Außenradius r_a zum Innenradius r_i . Die zentrische Zugfestigkeit wurde i.d.R. nach Heilmann (1969) aus der Betondruckfestigkeit mit $\beta_{zz} = 0,24 * \beta_w^{2/3}$ bzw. bei vorhandener Spaltzugfestigkeit mit $\beta_{zz} = 0,9 * \beta_{sz}$ ermittelt. Neuner et. al. (1978) prüften zwar die Spaltzugfestigkeit jedoch wurde bei der Auswertung der Versuchsergebnisse auf Grund unterschiedlicher Nachbehandlungsbedingungen von der Betondruckfestigkeit ausgegangen. Alle Versuchskörper versagten durch Spalten. Die bis zu einem Verhältnis $r_a/r_i \sim 17$ vorliegenden Versuchsergebnisse von Bilcik et. al. (1991) stimmen in diesem Bereich gut mit numerischen Ergebnissen (Pukl et. al. 1992) überein.

Insgesamt streuen die Ergebnisse der Versuche relativ stark. So ergeben die Versuchsergebnisse von Martin (1973) bei gleichem Innendurchmesser deutlich höhere Werte für den auf β_{zz} bezogenen Innendruck beim Spalten als die Ergebnisse der Versuche von Bilcik et. al. (1991) und die numerischen Ergebnisse von Pukl et. al. (1992). Neben den geometrischen Parametern und der Zugfestigkeit sind demzufolge weitere Einflußgrößen auf die Bruchlasten vorhanden. Inwiefern dies in Ansätzen zur Ermittlung der Traglast bei Betonhohlzylindern berücksichtigt wird, sollen die folgenden Ausführungen über Bruchhypothesen und -theorien zeigen.

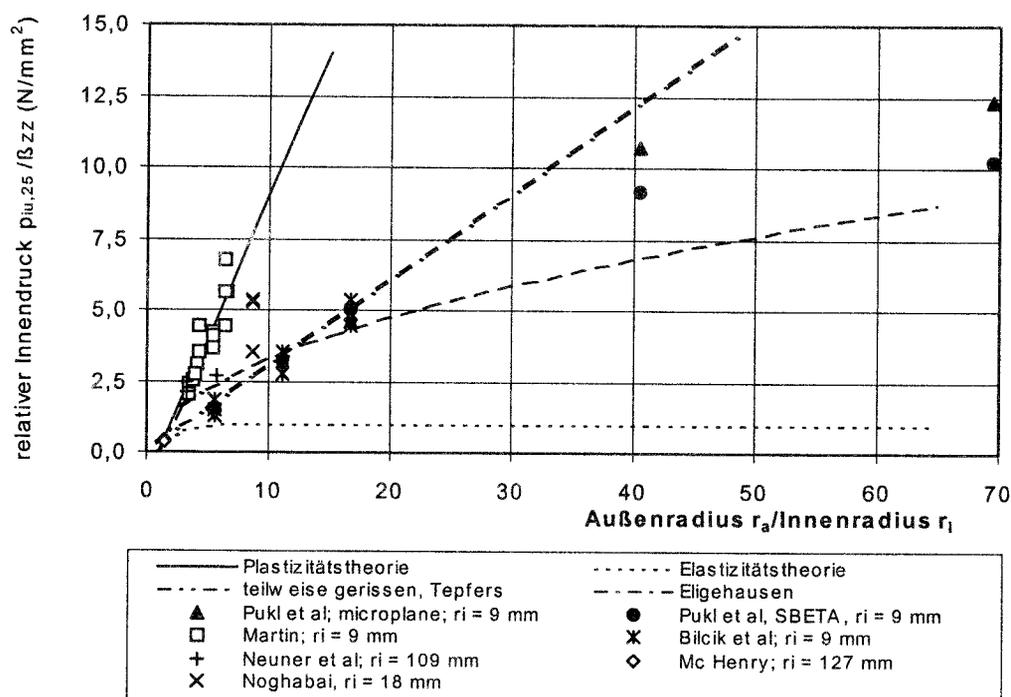


Bild 4.12 Relativer maximaler Innendruck in Abhängigkeit des Verhältnisses Außendurchmesser/Innenradius; Experimentelle und numerische Versuchsergebnisse: Innendruck bei dickwandigen Hohlzylindern

4.4.3 Bruchhypothesen und -theorien

Zur Ermittlung der Traglast von innendruckbeanspruchten Betonhohlzylindern existieren verschiedene Bruchhypothesen. Die wesentlichen Bruchhypothesen sind in Tabelle 4.1 zusammengestellt und teilweise in Bild 4.12 mit dargestellt.

Nach der Elastizitätstheorie (Bild 4.13a)) tritt der Bruch beim Erreichen der Zugfestigkeit am Bohrlochrand ein. Mit Entstehen eines Risses kann sich kein Gleichgewichtszustand mehr einstellen und das Versagen tritt schlagartig ein. Entsprechend der Plastizitätstheorie werden die Spannungen im Material umgelagert, so daß über den gesamten Radius konstante Ringzugspannungen in Höhe der Zugfestigkeit angenommen werden (Bild 4.13b)). Nach Teffers (1973) erfolgt der Bruch nach Erreichen einer kritischen Rißlänge, die er aus einer Grenzbetrachtung ableitet und als konstant ($r_{ger}/r_a = 0,486$) ansetzt. Bei der Berechnung der maximalen Traglast wird davon ausgegangen, daß im gerissenen Bereich keine Spannungen senkrecht zur Rißebe und im ungerissenen Bereich Spannungen nach Elastizitätstheorie übertragen werden können (Bild 4.13c)).

Nr.	Autor	Bruchkriterium	relative Bruchpressung $p_{u,calc} =$
1	Teffers (1973)	elastisch	$\left(\frac{\left(\frac{r_a}{r_i} \right)^2 - 1}{\left(\frac{r_a}{r_i} \right)^2 + 1} \right) \cdot \beta_{zz}$
2	Martin (1973); Teffers (1973)	plastisch	$\left(\frac{r_a}{r_i} - 1 \right) \cdot \beta_{zz}$
3	Teffers (1973)	teilweise gerissen ($\tan \alpha = 1$; $r_{gerissen} = 0,486 r_a$)	$\left(0,3005 \cdot \frac{r_a}{r_i} \right) \cdot \beta_{zz}$
4	Wagner-Grey (1978)	plastisch, Coulomb'sche Bruchbedingung	$\left(\frac{r_a}{r_i} \right)^{1+k} \cdot \left(\frac{\beta_{zz}}{1-k} \right) - \frac{\beta_{zz}}{1-k}$ mit $k = \beta_{zz} / (0,85 \cdot \beta_w)$
5	Eligehausen (1979)	FEM, unregelmäßige Spannungsverteilung in radialer Richtung entspricht linearer Bruchmechanik (für Übergreifungsstöße abgeleitet)	$1,09 \cdot \sqrt{\left(\frac{r_a}{r_i} \right) - 1} \cdot \beta_{zz}$
6	Noghabai (1993)	nichtlineare Bruchmechanik teilweise gerissen (für Übergreifungsstöße abgeleitet)	$\left(\frac{r_{ger}}{r_i} \right) \left(\frac{r_a^2 - r_{ger}^2}{r_a^2 + r_{ger}^2} \right) + \frac{r_{ger} - n \cdot l_{CH}}{r_i} \cdot \ln \left(\frac{r_{ger} - n \cdot l_{CH}}{r_i - n \cdot l_{CH}} \right)$ $l_{CH} = E_c \cdot G_F / f_{ct}^2$ Annahme $r_i \leq r_{ger} < r_a$ n - Anzahl der Spaltrisse l_{CH} - charakteristische Länge

Tabelle 4.1 Ansätze zur Berechnung des maximalen Innendruckes bei Hohlzylindern

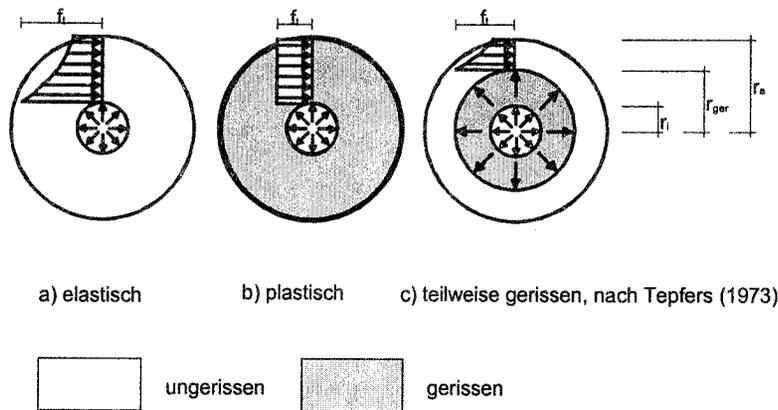
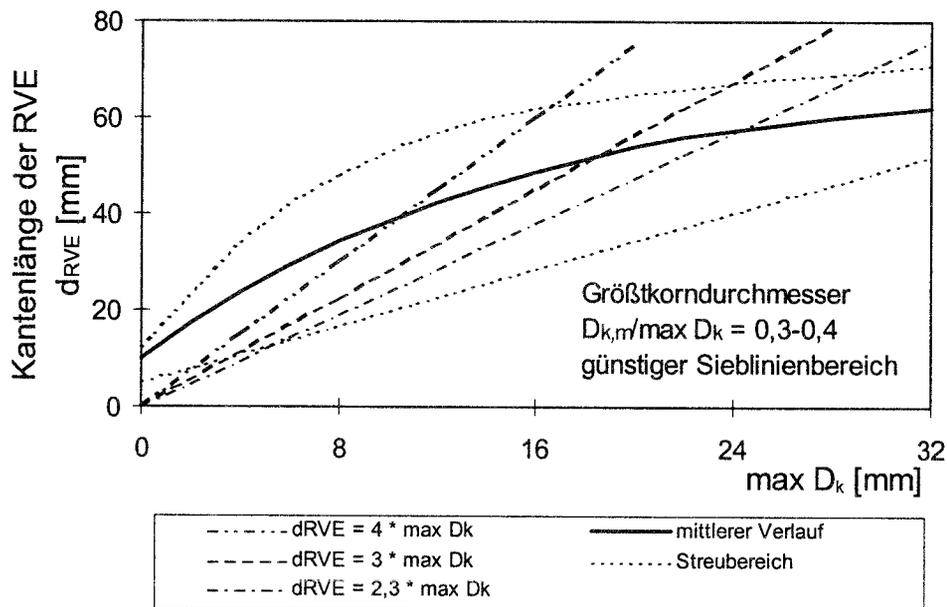


Bild 4.13 Ansätze zur Spannungsverteilung im Augenblick des Versagens

Da sich das Tragverhalten des heterogenen Werkstoffs Beton im mikroskopischen Bereich schwer beschreiben lässt, wurde z.B. in Ivanyi (1976), Eligehausen (1979), Pusill-Wachsmuth (1982) und Reineck (1990) eine sogenannte „Repräsentative Volumeneinheit“ (RVE) definiert, die den Beton in diesem Volumen als Kontinuum mit annähernd gleichen Materialeigenschaften betrachtet. Bei diesem Rechenansatz tritt das Versagen bei Erreichen der über die RVE gemittelten Grenzspannung ein. Dabei wird von einem ideal-elastischem-sprödem Werkstoffverhalten ausgegangen.

Die in bisherigen Arbeiten für die RVE eingesetzten Kantenlängen d_{RVE} werden i.d.R. als ein konstantes Vielfaches des Durchmessers der größten Zuschlagkörner angenommen und schwanken teilweise erheblich. Reinke (1986) verweist allerdings auf eine unterproportionale Verknüpfung von Größtkorn und Kantenlänge, die er durch Nachrechnen der Ergebnisse von Versuchen ermittelt hat (Bild 4.14).

Bild 4.14 Verknüpfung der Kantenlänge d_{RVE} der RVE mit dem Größtkorndurchmesser, nach Reinke (1986)

Jahn (1983) und Reinke (1986) verknüpften die RVE-Methode mit bruchmechanischen Überlegungen.

So entwickelt Jahn (1983) zur Beschreibung des Zugversagens mit Hilfe der Energiemethode der Bruchmechanik ein diskretes Modell und beschreibt in Anlehnung an Hawkins/Wyss/Mattock (1977) die „kleinste statistische Einheit“ (RVE) mit Hilfe einer Spannungserholungszone. Die Kantenlänge wird dabei über ein konstantes Vielfaches des Größtkorndurchmessers ($d_{RVE} = 2,3 d_{max}$) ausgedrückt. Der Ansatz beruht auf der linearen Bruchmechanik und berücksichtigt die Energieanteile bis zum Lastmaximum. Allerdings zeigten seine Nachrechnungen von Innendruckversuchen mit Hohlzylindern (Neuner et.al. (1978)), daß durch die vorgeschlagenen Gleichungen die gemessenen Tragfähigkeiten um bis zu 20 % bis 30 % unterschätzt werden.

Dies führt Reinke (1986) auf die Vernachlässigung der partiellen Rißbildung und der nicht-linearen Energieanteile bei Bauteilen, bei denen Lastumlagerungen zur Tragfähigkeitserhöhung beitragen können, zurück. Für den Anwendungsfall Betonhohlzylinder geht Reinke aber ebenfalls von homogenen Stoffgesetzen - ohne Berücksichtigung diskreter Rißentwicklungen - aus.

In neueren Untersuchungen wird Spalten des Betons hervorgerufen durch Betonrippenstäbe (Van der Veen (1990), Reinhardt (1992), Rosati/Schumm (1992), Noghabai (1993)) erforscht. Dabei wird das Modell von Tepfers (1973) weitergeführt, wobei das von Hillerborg (1976, 1983) auf Grundlage der nichtlinearen Bruchmechanik entwickelte „Fictitious Crack Model“ für den gerissenen Ringanteil angesetzt wird. Nach diesem Modell können auch nach Überschreiten der Zugfestigkeit noch senkrecht zum Riß stehende Zugspannungen bis zu einer vorgegebenen Rißweite übertragen werden. Mittlerweile finden für dieses Verhalten verschiedene Spannungs-Riöffnungbeziehungen in der Literatur (Van der Veen (1990), Rosati/Schumm (1992), Noghabai (1993)) Anwendung beim Betonhohlzylinder – Modell.

4.4.4 Zusammenfassung

Die Traglast von dickwandigen Betonhohlzylindern unter Innendruck wurde in zahlreichen Arbeiten untersucht. Bruchlasten, die nach der Elastizitäts- bzw. Plastizitätstheorie berechnet wurden, stellen dabei untere bzw. obere Grenzwerte dar. Die angeführten Versuchsergebnisse streuen stark und liegen in der Regel zwischen dem plastischen und dem teilweise gerissenen Ansatz. Numerische Untersuchungen zeigen, daß bis zum Erreichen des maximalen Innendrucks stabiles Rißwachstum vorliegt. Mit größer werdendem Verhältnis Außenradius/Innenradius unterschreiten numerische Ergebnisse den teilweise gerissenen Ansatz. Dies deutet auf eine Veränderung der kritischen Rißlänge vom mehr duktilen zum spröden Verhalten hin. Einfluß auf die kritische Rißlänge dürfte auch die Materialzusammensetzung des Beton haben.

Weiterhin werden in den bekannten Rechenansätzen unterschiedliche Größen zur Berücksichtigung der Zugtragfähigkeit (Zugfestigkeit, Spaltzugfestigkeit) gewählt. Neuere Untersuchungen auf der Grundlage der nicht-linearen Bruchmechanik sollten eine bessere Übereinstimmung zwischen Versuchsergebnisse und Berechnung ergeben.

5 Numerische Untersuchungen

5.1 Allgemeines

Ziel der numerischen Analyse sind Aufschlüsse über den prinzipiellen Versagensmechanismus bei Spaltversagen sowie die Ermittlung des tendenziellen Einflusses der maßgeblichen Parameter auf die Spaltbruchlast $N_{u,sp}$.

Eine wirklichkeitsnahe Simulation von Versuchen ermöglicht eine 3D-FE-Analyse unter Verwendung eines realistischen Materialmodells, wie es das eingesetzte Programm MASA verwendet. Die Rechnungen gliedern sich in Einzelbefestigungen in Plattenstreifen (Abschnitt 5.3), am Bauteilrand und in der Bauteilecke (Abschnitt 5.4) sowie Befestigungsgruppen (Abschnitt 5.5). Weitere Einzelheiten können Ozbolt/Asmus/Jebara (1997) entnommen werden.

Darüber hinaus erfolgten mit dem 2D-Programm SBETA numerische Untersuchungen zu Biege- und Reibungseinflüssen auf die Spaltbruchlast.

5.2 Verwendete FEM-Programme

Zur numerischen Analyse der Versagensart Spalten durch Befestigungsmittel wurden nicht-lineare 3D – Finite – Element – Untersuchungen unter Verwendung des FE – Programms MASA (Ozbolt (1996)) durchgeführt. Die grafische Aufbereitung der Spannungs- und Dehnungsverteilungen erfolgte mit dem kommerziellen Programm FEMGEN/FEMVIEW. Als Rechner kamen PC's mit zwei Intel – Pentium Pro Prozessoren und einem erweiterten Arbeitsspeicher von 256 MB zum Einsatz.

Zur Minimierung der Netzempfindlichkeit geht das verwendete FE – Programm vom Konzept des nichtlokalen Kontinuums aus. In diesem Konzept hängt die Spannung in einem Punkt von den Dehnungen in einem definierten Volumen ab, welches mittels einer charakteristischen Länge l_{ch} beschrieben wird (Ozbolt (1996)). Diese wird bestimmt von den Materialkennwerten und als Eingabewert vorgegeben.

In den Rechnungen wurden 3D-Finite-Elemente mit acht Knoten und acht Integrationspunkten benutzt. Für den Beton wurden folgende Materialkennwerte angesetzt: Zugfestigkeit $f_{zz} = 2,2 \text{ N/mm}^2$, lokale einachsige Druckfestigkeit $f_w = 34 \text{ N/mm}^2$, Bruchenergie $G_f = 0,05 \text{ N/mm}$, Elastizitätsmodul $E = 25500 \text{ MPa}$, Querdehnzahl $\nu = 0.18$ und $l_{ch} = 5 \text{ mm}$ (Bild 5.1).

Zur Reduzierung der Finite – Elemente – Anzahl und damit zur Verkürzung der Rechenzeit wurde - falls möglich - die Achsensymmetrie ausgenutzt. Die in den verschiedenen Anwendungsfällen verwendete Geometrie zeigt Bild 5.2.

Bei Einzelbefestigungen in der Mitte eines Plattenstreifens wurden zwei Symmetrieebenen ausgenutzt und dadurch nur ein Viertel der Geometrie modelliert (Bild 5.2a, Modell A). Zur Überprüfung dieser Vereinfachung wurden zwei Vergleichsrechnungen durchgeführt, wobei die Hälfte der Geometrie modelliert

wurde (Bild 5.2b, Modell B). Bei Einzelbefestigungen am Rand einer Platte (Bild 5.2c) wurde eine zur Verfügung stehende Symmetrieebene ausgenutzt und die Hälfte der Geometrie modelliert. Befestigungen in der Bauteilecke weisen keine Symmetrie auf, so daß die gesamte Geometrie modelliert wurde (Bild 5.2d). Bei Zweifachgruppen wurden 2 Symmetrieachsen ausgenutzt (Bild 5.2e). Die Simulation von in der Mitte von Plattenstreifen verankerten Befestigungen erfolgte über eine durchgehende zylindrische Öffnung über die Bauteilhöhe. Im Rand- und Eckbereich wurde das Bohrloch bis zur Verankerungstiefe als zylindrische Öffnung wirklichkeitsnah modelliert.

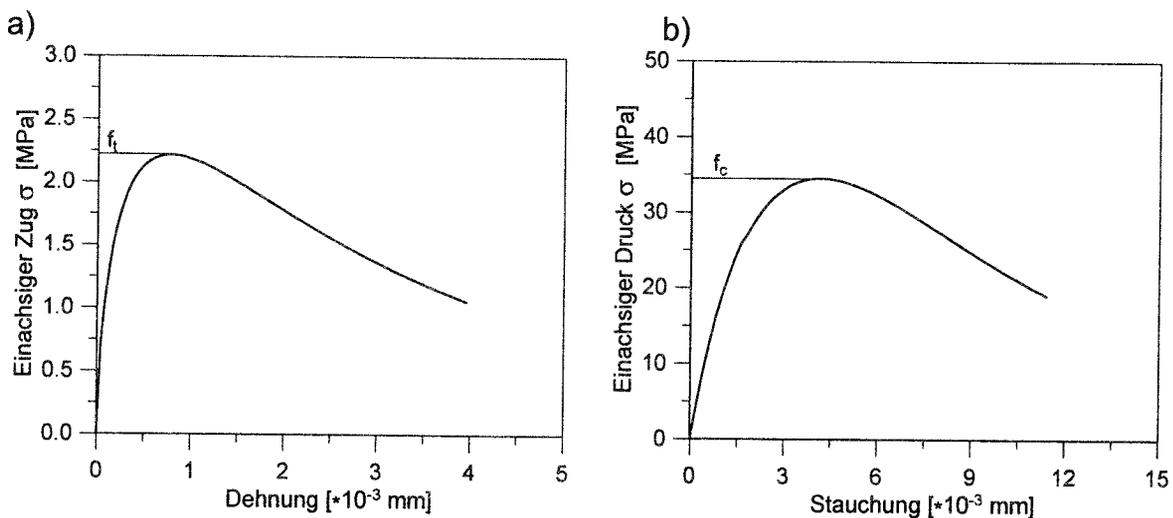


Bild 5.1 Lokale einachsige Spannungs - Dehnungskurve
a) Zug b) Druck

Die im Lasteinleitungsbereich von Befestigungsmitteln auf die Bohrlochwandung wirkenden Spreizkräfte wurden durch Aufbringen radialer Verschiebungen in den Knoten der Lasteinleitungselemente simuliert. Die Diskretisierung der verschiedenen FE-Modelle wurde einheitlich durchgeführt. Dabei nahm die dichte und feine Diskretisierung (Seitenlänge ca. 2,5 bis 3 mm) mit zunehmendem Abstand von der Lasteinleitungsfläche ab. Ein Beispiel für ein FE-Netz zeigt Bild 5.3.

In der Auswertung der numerischen Ergebnisse werden die Spreizkräfte bei den achsensymmetrischen Fällen nach Gleichung (5.1) ermittelt. Bei den Anwendungsfällen Bauteilrand bzw. -ecke werden die Lasten durch die kontrollierten Verschiebungen i.a. nicht achsensymmetrisch über den Umfang des Bohrloches verteilt. In diesem Fall erfolgte die Berechnung nach Gleichung (5.2).

$$S_p = \int p \cdot dA \quad (5.1)$$

mit p = Pressung
 A = Lasteinleitungsfläche

$$S_p = \int p \cdot dA_{pA} \quad (5.2)$$

mit A_{pA} = Projektion einer Hälfte der Lasteinleitungsfläche auf die Spaltrißfläche

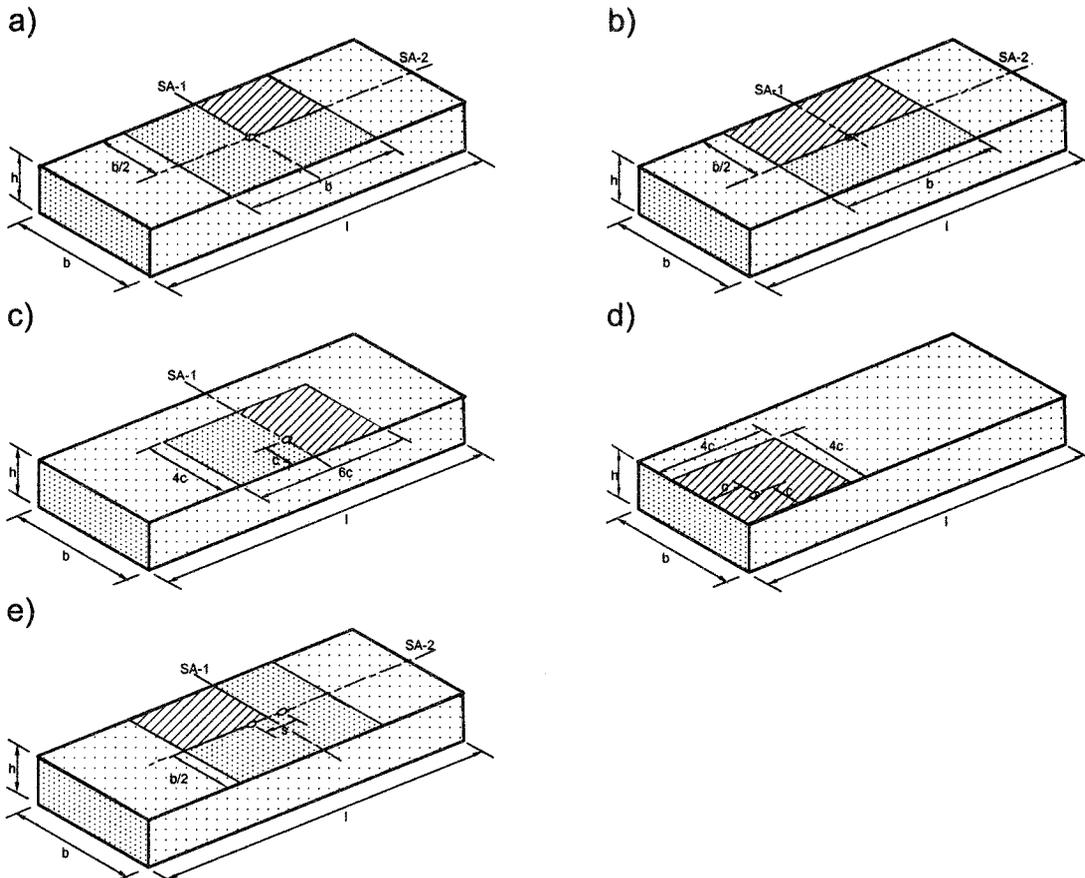


Bild 5.2 Geometrie der FE-Netze zur Berechnung verschiedener Anwendungsfälle
 a) Befestigung in der Mitte eines Plattenstreifens (Modell A)
 b) Befestigung in der Mitte eines Plattenstreifens (Modell B)
 c) Befestigung am Bauteilrand
 d) Befestigung in der Bauteilecke
 e) Zweifachbefestigung in der Mitte eines Plattenstreifens; Achsabstand parallel zum Bauteilrand

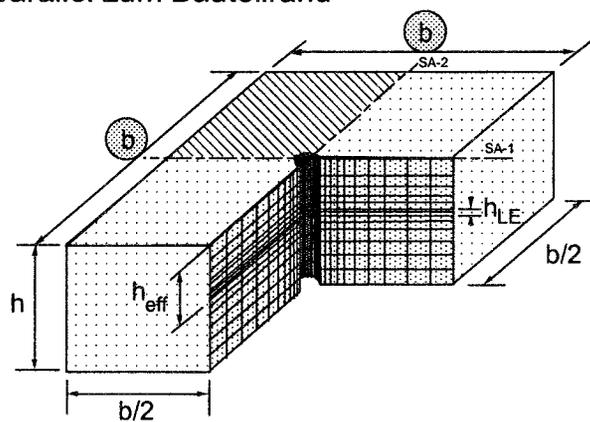


Bild 5.3 Geometrie und FE-Netz für eine Einzelbefestigung in Plattenstreifen (mittig)

5.3 Einzelbefestigungen in Plattenstreifen

5.3.1 Durchgeführte Berechnungen

Bei Plattenstreifen wurden die Abmessungen des Bauteils und des Befestigungsmittels variiert. Die durchgeführten Berechnungen sind im Überblick in Tabelle 5.1 aufgeführt. Bauteilparameter sind die Bauteilbreite b (Serie Nr. 1) und Bauteilhöhe h (Serie Nr. 2). Das Befestigungsmittel ist durch die Verankerungstiefe (Serie Nr. 3) sowie die Lasteinleitungsfläche (Serie Nr. 4) charakterisiert. Die Lasteinleitungsfläche wird bestimmt durch den Bohrlochdurchmesser d_B und die Lasteinleitungshöhe h_{LE} . Die Variation der Verankerungstiefe erfolgte bei proportionaler Änderung der Bauteilabmessungen.

Zur Vereinfachung der Rechnungen wurden i.d.R. zwei Symmetrieebenen (entspricht einem Viertel des Bauteils) ausgenutzt. Eine Überprüfung der Zulässigkeit dieser Verfahrensweise erfolgte durch die Serie Nr. 5, in der nur eine Symmetrieebene verwendet wurde. In Serie Nr. 6 wurde nochmals der Einfluß der Bauteilhöhe bei einer veränderten Versuchsabstützung (mit Auflagerplatte) untersucht.

Nr.	Parameter	Modellkörper	h_{ef}	h	$b = 2 \cdot c_1$	d_B	h_{LE}	p_v
			mm	mm	mm	mm	mm	N/mm ²
1.1	Bauteilbreite	Modell A	80	160	160	18	10	131,6
1.2					320			163,0
1.3					640			217,2
2.1	Bauteilhöhe	Modell A ²⁾	80	120	320	18	10	126,8
2.2				160				163,0
2.3				240				172,4
3.1	Verankerungstiefe	Modell A	40	$2 \cdot h_{ef}$	$4 \cdot h_{ef}$	18	10	81,6
3.2			160					235,6
3.3			320					287,5
4.1	Lasteinleitungsfläche	Modell A	160	320	640	72	10	184,2
4.2							40	75,2
4.3						18	10	235,6
4.4							40	148,8
5.1	Bauteilbreite	Modell B	80	160	160	18	10	124,8
5.2	(Symmetrieeinfluß)				640			152,9 ¹⁾
6.1	Versuchsabstützung/	Modell A ³⁾	80	160	320	18	10	165,1
6.2	Bauteilhöhe			240				188,7

¹⁾ lokales Versagen

²⁾ mit $l = 2b$; sonst $l = b$ (siehe Bild 5.2)

³⁾ Simulation einer engen Versuchsabstützung mit Platte (320 mm x 320 mm)

Tabelle 5.1 Zusammenstellung und Ergebnisse der FEM-Berechnungen – Befestigungen in Plattenstreifen

5.3.2 Versagensmechanismus

Als Versagen bei den durchgeführten FEM-Rechnungen war in der Regel Spalten zu beobachten (Bild 5.4). Die Analyse des Spannungs- und Dehnungsverlaufes erlaubt Rückschlüsse auf den Versagensmechanismus bei Spaltversagen. Danach herrschen vor Erreichen der Bruchlast in unmittelbarer Nähe der Lasteinleitungsfläche hohe dreidimensionale Druckspannungen. Diese breiten sich nahezu kugelförmig aus. Ursache hierfür ist die verhältnismäßig kleine gegenüber dem umgebenden Material nahezu „punktuelle“ Lasteinleitungsfläche. Betrachtet man die Spaltebene, zeigen sich ober- und unterhalb der Druckzonen Zugspannungszonen (Bild 5.5). Mit fortschreitender Belastung nehmen diese sowohl in als auch senkrecht zur Lastrichtung zu. Das Spaltversagen tritt ein, wenn sich diese Schädigungszonen zusammenschließen.

Eine qualitative Darstellung der Zugspannungs- und Dehnungsverläufe für unterschiedliche Ebenen bei unterschiedlichen Belastungsstufen zeigt Bild 5.6.

Die Schädigungszonen bilden sich aufgrund eines nichthomogenen Dehnungsfeldes, das eine Folge der nichthomogenen Randbedingungen ist. Bei den schmalen Platten ist die Nichthomogenität des Dehnungsfeldes deutlicher ausgebildet. Dadurch wird das Verhalten in diesen Platten spröde. Demgegenüber ist bei breiten Platten die Nichthomogenität des Dehnungsfeldes weniger ausgeprägt. Infolgedessen ist das Verhalten dort duktiler und man braucht eine höhere Last um einen nichthomogenen Zustand, der Spaltversagen verursacht, zu generieren. Bei sehr breiten Platten bilden sich keine Spaltzugzonen und die Platte versagt nicht durch Spalten, sondern auf Grund eines lokalen Betonversagens auf Druck.

In den Spannungsbildern bei Höchstlast erscheint im Bereich der Lasteintragung eine deutliche Rißbildung (Bild 5.5a); dunkle Flächen = Überschreiten der Zugfestigkeit). Diese Rißgebiete weisen darauf hin, daß mit zunehmender Last zunächst eine stabile Rißausbreitung stattfindet. Bei Erreichen einer kritischen Rißlänge bzw. eines kritischen Rißvolumens ist die Höchstlast erreicht und der Lastabfall und instabiles Rißwachstum treten ein.

Bild 5.7 zeigt die Zugspannungsverteilung bei Höchstlast über die relative Rißlänge für verschiedene Bauteilbreiten und ansonsten konstanten Parametern. Erwartungsgemäß nimmt die relative kritische Rißlänge $l_{\text{gerissen}}/l_{\text{gesamt}}$ mit zunehmender Bauteilbreite ab. Die Rißlänge wurde dabei aus der Verteilung der Hauptzugspannungen in der Spaltebene ermittelt und stellt die mittlere Entfernung der Höchstzugspannungen von der Lasteinleitungsfläche senkrecht zur Lastrichtung bezogen auf die Gesamtlänge (entspricht halber Bauteilbreite) dar. Sie beträgt für die Bauteilbreiten $b = 160 \text{ mm}$ ca. 55% und für $b = 640 \text{ mm}$ ca. 30%. Als Ursache für die Abnahme der kritischen Rißlänge wird der Maßstabseinfluß angesehen. Bei größer werdender Bauteilbreite kann von einem verringerten Maßstabseinfluß ausgegangen werden, denn die Inhomogenitäten des Dehnungsfeldes nehmen ab

und die nominale Festigkeit ($\sigma_N = N_{u,sp}/(b \cdot h)$) und kritische Rißlänge streben einem konstanten Wert entgegen.

Ein ähnliches Verhalten ist sowohl bei numerischen als auch bei experimentellen Untersuchungen bei Betonausbruch im Bereich der Mantellinie von Betonausbruchkegel beobachtet worden (Sawade/Eligehausen (1989); Eligehausen/Ozbolt (1990)).

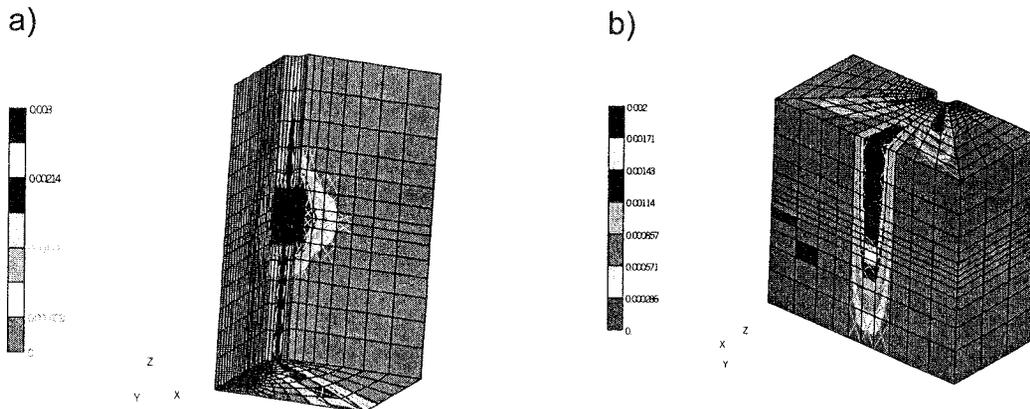


Bild 5.4 Einzelbefestigungen in Plattenstreifen – Spaltrißverlauf
 a) Viertelplatte (Modell A)
 b) Halbplatte (Modell B)

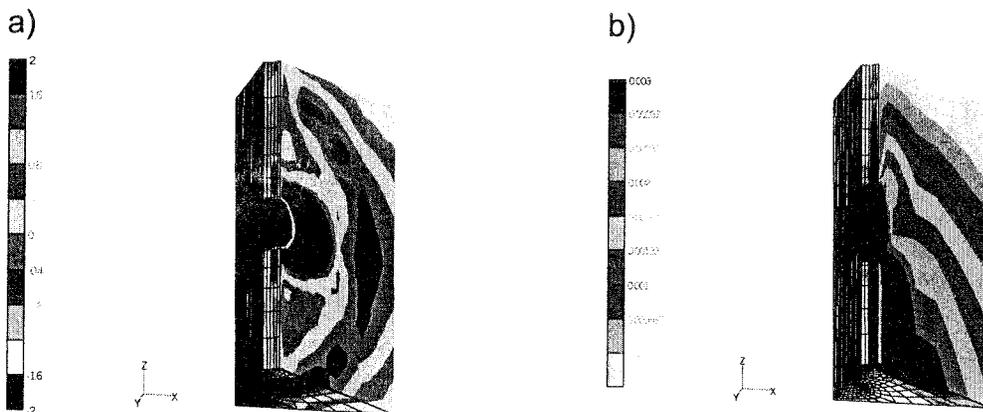


Bild 5.5 Einzelbefestigungen in Plattenstreifen – Spaltrißebeine (Modell A)

- a) Hauptspannungen in der Rißebeine bei Höchstlast
- b) Hauptdehnungen in der Rißebeine nach Überschreiten der Höchstlast (abfallender Ast)

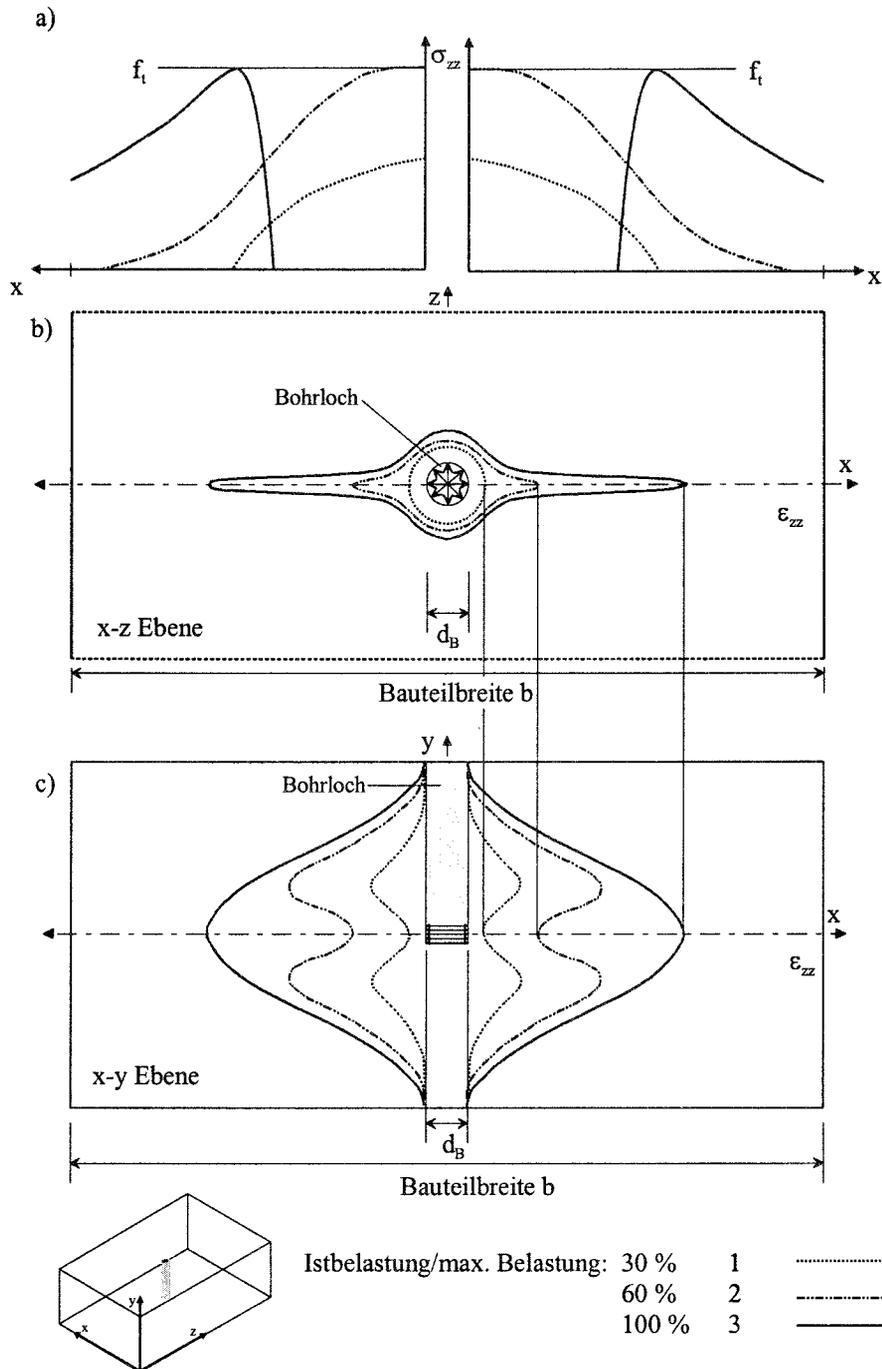


Bild 5.6 Qualitativer Spannungs- und Dehnungsverlauf bei unterschiedlichen Belastungsstufen

- Qualitativer Zugspannungsverlauf in Höhe der Lasteintragung senkrecht zur Spaltebene
- Qualitativer Dehnungsverlauf in Richtung Bauteilbreite in Spaltebene
- Qualitativer Dehnungsverlauf über die Bauteilhöhe senkrecht zur Spaltebene

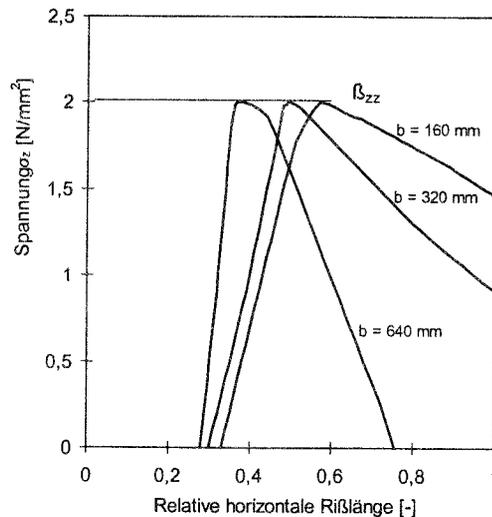


Bild 5.7 In FEM Rechnungen ermittelte Zugspannungsverteilung bei Höchstlast in der Spaltebene in Höhe der Lasteinleitung bei unterschiedlichen Bauteilbreiten, Bauteilhöhe $h = 160 \text{ mm}$, Verankerungstiefe $h_{\text{ef}} = 80 \text{ mm}$

5.3.3 Geometrie und FE-Netz

Zur Untersuchung des Einflusses der Bauteilbreite auf die Spaltbruchlast wurden zwei Berechnungsserien (Serie Nr. 1 und 5) durchgeführt. In der Regel wurde in den Berechnungen nur ein Viertel des Versuchskörpers modelliert (Serie Nr. 1 bis 4 und Nr. 6; siehe Bild 5.3a; als Modell A bezeichnet). Um zu überprüfen, ob die Ausnutzung zweier Symmetrieebenen realistische Ergebnisse liefert, wurden zusätzlich zwei Berechnungen durchgeführt, in denen nur eine Symmetrieebene ausgenutzt wurde (Serie Nr. 5; siehe Bild 5.3b; als Modell B bezeichnet). Letztere Analyse ist deutlich aufwendiger, aber auch realistischer.

In Bild 5.8 sind die Last-Verschiebungs-Kurven (für die Berechnungsmodelle A und B (siehe Bild 5.2a) und b)) dargestellt. Für den Fall $b = 160 \text{ mm}$ zeigen die Last-Verschiebungs-Kurven sowie die Bruchlasten eine gute Übereinstimmung. Hier trat bei beiden Modellen das Versagen durch Spalten des Betons ein. Bei der Bauteilbreite $b = 640 \text{ mm}$ zeigen die Last-Verschiebungs-Kurven als auch die Bruchlast voneinander abweichende Ergebnisse (Bild 5.8b). Ursache hierfür sind unterschiedliche Versagensarten. So tritt beim Modell B kein Spalten, sondern lokales Versagen des auf Druck beanspruchten Betons auf. Deshalb sind die Rechenergebnisse der Modelle A und B für $b = 640 \text{ mm}$ nicht vergleichbar. Der Vergleich der Brucharten beim deutlich unsymmetrischen (Modell A) und beim symmetrischen (Modell B) FE-Netz läßt erkennen, daß die Bruchart nicht von der Elementierung beeinflusst wurde. Da der numerische Aufwand bei der Verwendung des Modells A gegenüber Modell B deutlich kleiner ist, aber gleiche Ergebnisse bei der Versagensart Spalten bei beiden Modellen erwarten läßt, wurde für die weiteren numerischen Untersuchungen in Plattenstreifen nur das Modell A angewendet.

Das Last-Verschiebungs-Verhalten weist für die untersuchten Bauteilbreiten Unterschiede auf (Bild 5.8a)). Bauteile mit geringer Bauteilbreite versagen auf eine

für Spalten typische, spröde Weise mit wenig Vorschädigung vor Auftreten des Bruches. Hingegen zeigen die Last-Verschiebungs-Kurven der Bauteile mit größerer Bauteilbreite ein duktileres Verhalten vor dem Spaltversagen. Als ursächlich dafür wird die größere lokale Schädigung des Betons am Ort der Lasteinleitung angesehen, die infolge der größeren Last bei großen Bauteilen aber gleicher Lasteinleitungsfläche auftritt (siehe Abschnitt 5.3.2).

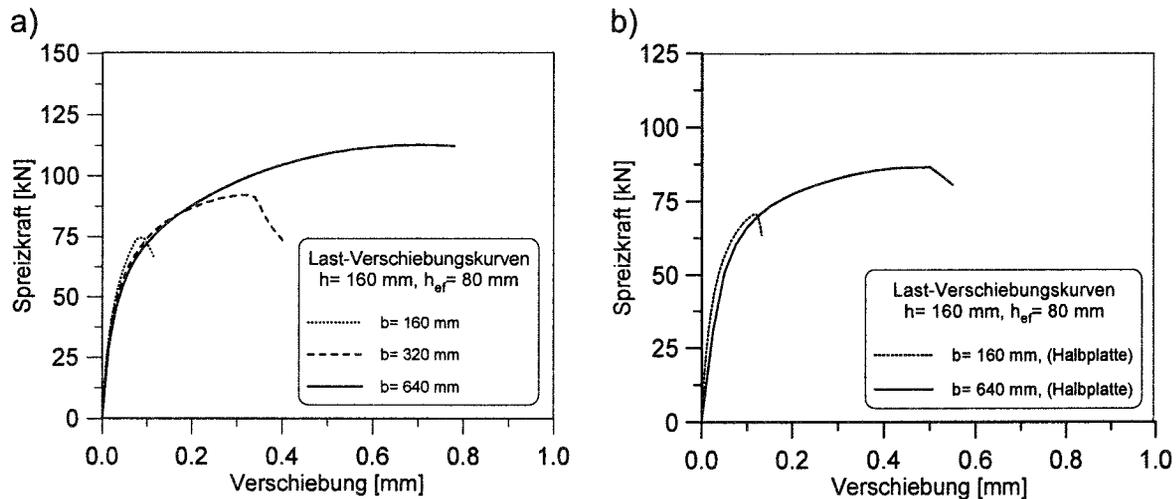


Bild 5.8: Einzelbefestigungen in Plattenstreifen - Last-Verschiebungskurven bei Variation der Bauteilbreite
a) Viertelplatte (Modell A) b) Halbplatte (Modell B)

5.3.4 Auswertung der numerischen Ergebnisse

5.3.4.1 Allgemeines

Das Versagen erfolgte in den FE-Rechnungen i.d.R. durch Spalten. Nur bei Rechnung Nr. 3.3 (Tabelle 5.1; $h_{ef} = 320 \text{ mm}$, $b = 4 h_{ef}$, $h = 2 h_{ef}$) und Nr. 5.2 (Tabelle 5.1; $b = 640 \text{ mm}$, nur eine Symmetrieebene ausgenutzt) trat lokales Betondruckversagen im Lasteinleitungsbereich auf. Dies ist auf die extrem hohen Druckspannungen im Lasteinleitungsbereich zurückzuführen. Auf Grund des zum Spalten unterschiedlichen Versagens werden diese Bruchlasten bei der Auswertung nicht berücksichtigt.

Die Spaltbruchlasten sind in Abhängigkeit der variierten Parameter Bauteilbreite b (Bild 5.9), Bauteilhöhe h (Bild 5.10), Lasteinleitungsfläche (Bild 5.11), Verankerungstiefe h_{ef} (Bild 5.12) dargestellt. Weiterhin wurde der Maßstabseinfluß bei proportionaler Änderung der Bauteilabmessungen und Lasteinleitungsfläche zur Verankerungstiefe untersucht (Bild 5.13).

5.3.4.2 Bauteilbreite

Der Anstieg der Spaltbruchlast in Abhängigkeit von der Bauteilbreite ist proportional $b^{\approx 0.4}$, d.h. die nominalen Spannungen $\sigma_N = S_p/(b \cdot h)$ nehmen mit zunehmender Bauteilbreite ab.

Die Abnahme der nominalen Festigkeit mit zunehmender Bauteilbreite ist auf einen Maßstabseinfluß zurückzuführen. Allerdings strebt die nominale Festigkeit sowie die kritische Rißlänge (Bild 5.7) mit zunehmender Bauteilbreite einem konstanten Wert entgegen. Als Ursache dafür wird die bei größeren Plattenbreiten nicht so stark ausgeprägte Inhomogenität des Dehnungsfeldes angesehen, so daß das Bauteil dann ohne signifikanten Maßstabseinfluß versagt, wenn in der Spaltrißebe die Betonzugfestigkeit erreicht wird. Dieses Verhalten ist typisch für Geometrien, die einen instabilen Rißverlauf aufweisen (Ozbolt (1996)). Weisen solche Geometrien kleine Bauteilabmessungen auf, ist der Maßstabseinfluß stark ausgeprägt, weil bei kleinen Bauteilen die mit der Rißbildung verbundene Energiefreisetzungsrate zur Betonbruchenergie gering ist.

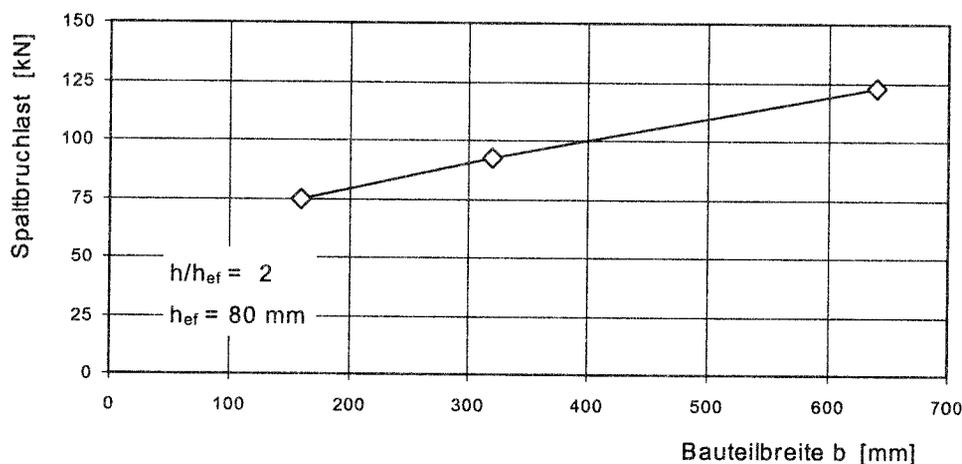


Bild 5.9: Numerische Ergebnisse: Spaltbruchlast in Abhängigkeit von der Bauteilbreite

5.3.4.3 Bauteilhöhe

Zur Untersuchung des Einflusses der Bauteilhöhe wurden Rechnungen ohne ($h = 120$ mm bis 240 mm) und mit enger ($h = 160$ mm und 240 mm) Versuchsabstützung durchgeführt. Eine enge Versuchsabstützung (Auflagerplatte) wurde zur Vermeidung von Biegeeinflüssen teilweise in den experimentellen Untersuchungen verwendet. Es sollte geklärt werden, ob die Versuchsdurchführung mit Auflagerplatte gegenüber Versuchen ohne Auflagerplatte einen unterschiedlichen Einfluß auf die Bauteilhöhe hat. Die in den FEM-Rechnungen modellierte quadratische Auflagerplatte hat eine Kantenlänge von 320 mm und ließ keine Verschiebungen in vertikaler Richtung zu.

Für eine Verankerungstiefe $h_{ef} = 80$ mm und eine Bauteilbreite $b = 4h_{ef}$ ergeben sich ab Bauteilhöhen $h \geq 2h_{ef}$ keine signifikanten Laststeigerungen, wenn keine

Auflagerplatte verwendet wird (Bild 5.10). Eine Reduzierung der Bauteilhöhe auf $h = 1,5h_{ef}$ gegenüber $h = 2h_{ef}$ hat einen Lastabfall auf ca. 80% zur Folge. Diese unterschiedliche Tendenz beim Einfluß der Bauteilhöhe spiegelt sich auch in den Bruchbildern wieder. So geht das bei Bauteilhöhen $h \leq 2h_{ef}$ zu beobachtende Spaltversagen bei der Bauteilhöhe $h = 3h_{ef}$ in ein Mischversagen aus Spalten und seitlichem Betonausbruch über.

Für $h = 2h_{ef}$ wurden ohne und mit Auflagerplatte etwa gleiche Bruchlasten ermittelt. Unterschiedliche Ergebnisse ergaben sich bei $h = 3h_{ef}$. So erhöhten sich die Bruchlasten bei $h = 3h_{ef}$ gegenüber $h = 2h_{ef}$ mit Auflagerplatte um ca. 15%. Ohne Auflage erhöhte sich die Bruchlast nur um ca. 6% (Bild 5.10).

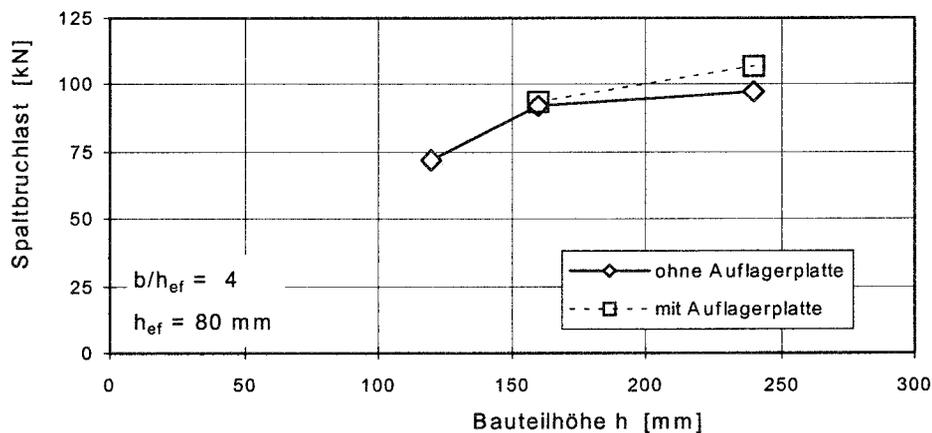


Bild 5.10: Numerische Ergebnisse: Spaltbruchlast in Abhängigkeit von der Bauteilhöhe

5.3.4.4 Lasteinleitungsfläche: Bohrlochdurchmesser und Lasteinleitungshöhe

Untersuchungen zur Teilflächenbelastung zeigen, daß die Spaltbruchlast von der lasteinleitenden Fläche abhängig ist. Deshalb wurden in einer Reihenfolge der Bohrlochdurchmesser ($d_b = 18$ und 72 mm) sowie die Lasteinleitungshöhe ($h_{LE} = 10$ mm und 40 mm) bei konstanten Bauteilabmessungen ($h_{ef} = 160$ mm; $h = 2h_{ef}$; $b = 4h_{ef}$) variiert (Bild 5.11).

Die Berechnungen zeigen, daß die Spaltbruchlast mit zunehmender Lasteinleitungsfläche degressiv zunimmt. Dies bedeutet, daß mit Zunahme der Lasteinleitungsfläche und ansonsten konstanten Bauteilabmessungen die Pressung bei Höchstlast abnimmt.

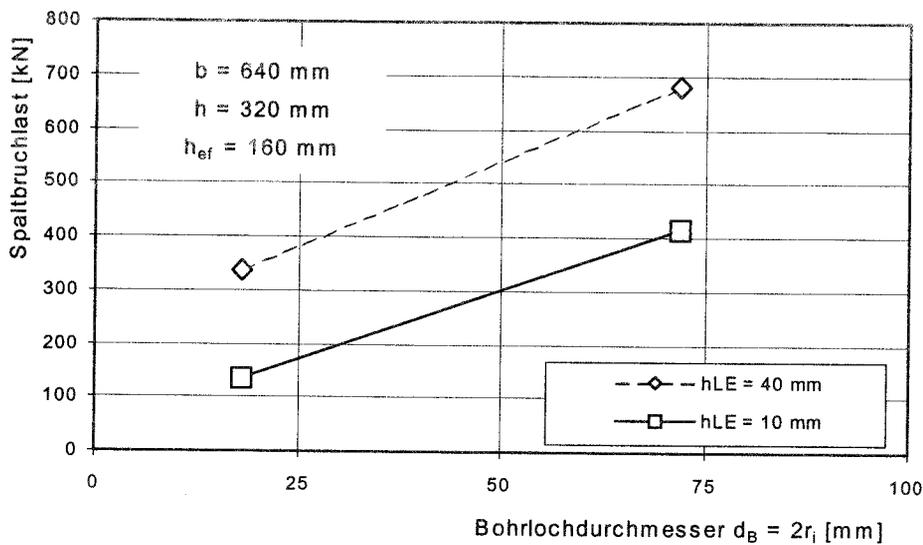


Bild 5.11: Numerische Ergebnisse: Spaltbruchlast in Abhängigkeit vom Bohrlochdurchmesser und von der Lasteinleitungshöhe

5.3.4.5 Verankerungstiefe

Bei der Variation der Verankerungstiefe $h_{ef} = 40, 80, 160, 320 \text{ mm}$ betrug die Bauteilbreite $b = 4h_{ef}$ und die Bauteilhöhe $h = 2h_{ef}$. Damit wurden alle Abmessungen des Bauteiles mit Ausnahme des Bohrlochdurchmessers ($d_B = 18 \text{ mm}$) und der Lasteinleitungshöhe ($l_{LE} = 10 \text{ mm}$) proportional skaliert. Bei einer Verankerungstiefe $h_{ef} = 320 \text{ mm}$ trat Betondruckversagen auf.

In Bild 5.12 sind die Abhängigkeiten zwischen den Bruchlasten und der Verankerungstiefe dargestellt. Es wird deutlich, daß die Spaltbruchlast nahezu linear mit der Verankerungstiefe ansteigt, wenn die Lasteinleitungsfläche konstant bleibt.

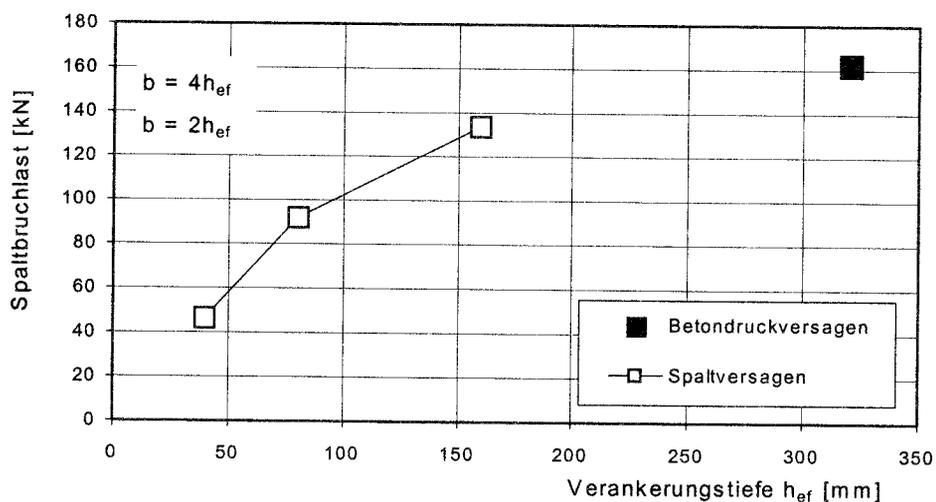


Bild 5.12: Numerische Ergebnisse: Spaltbruchlast in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe

5.3.4.6 Maßstabseinfluß

Für variierte Bohrlochdurchmesser und Lasteinleitungshöhen und bei zur Verankerungstiefe konstanten Bauteilabmessungen ($b = 4h_{ef}$ und $h = 2h_{ef}$) ist in Bild 5.13 die Spaltbruchlast als Funktion der Verankerungstiefe dargestellt. Die Ergebnisse zeigen, daß sich bei konstantem Bohrlochdurchmesser d_B und konstanter Lasteinleitungshöhe h_{LE} ein Anstieg der Spaltbruchlast ungefähr proportional zu $h_{ef}^{0,75}$ ergibt. Skaliert man bezogen auf die Verankerungstiefe alle Abmessungen einschließlich der Lasteinleitungsfläche, zeigen die Ergebnisse eine Zunahme der Bruchlast, die proportional zu h_{ef}^2 ist, d.h. in diesem Fall gibt es in dem untersuchten Bereich ($40 \text{ mm} \leq h_{ef} \leq 160 \text{ mm}$) keinen Maßstabseinfluß.

Es ist festzustellen, daß bei konstanten Lasteinleitungsflächen aber proportionaler Zunahme der Bauteilabmessungen ein ausgeprägter Maßstabseinfluß zu beobachten ist, während eine proportionale Zunahme aller Abmessungen - Bauteil und Lasteinleitungsfläche - keinen Maßstabseinfluß zur Folge hat. Ein stark ausgeprägter Maßstabseinfluß ist zu beobachten, wenn infolge der hohen lokalen Druckspannungen in der Lasteinleitungszone die Inhomogenität des Dehnungsfeldes mit zunehmender Bauteilgröße nicht konstant bleibt. Steigt aber die Lasteinleitungsfläche mit zunehmenden Bauteilabmessungen proportional an, bleibt die relative Inhomogenität des Dehnungsfeldes etwa konstant. Somit tritt kein Maßstabseinfluß auf und die Bruchlast nimmt proportional mit h_{ef}^2 zu.

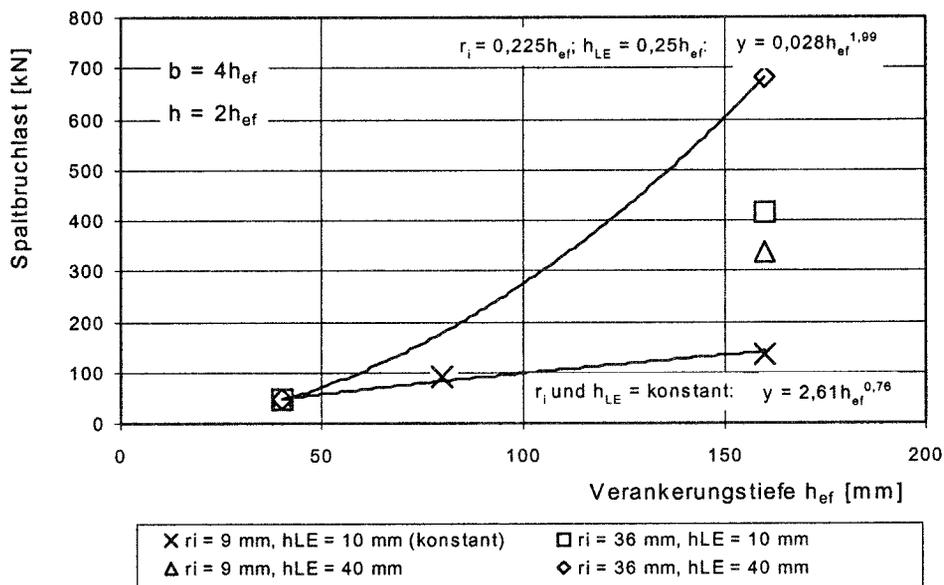


Bild 5.13: Numerische Ergebnisse: Spaltbruchlast in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe

Trägt man in Analogie zur Teilflächenbelastung die Spaltbruchlast über das Produkt aus Bruchfläche $A_{\text{Bruch}} = b \cdot h$ und Lasteinleitungsfläche $A_{\text{MANTEL}} = 2\pi \cdot r_i \cdot h_{LE}$ für alle Ergebnisse mit Spaltversagen auf, nimmt die Spaltbruchlast in Abhängigkeit von den maßgebenden Flächen proportional mit dem Exponenten 0,49 zu. Damit zeigt sich

eine gute Übereinstimmung mit dem Ansatz für extrem hohe Teilflächenbelastung nach Lieberum (1987).

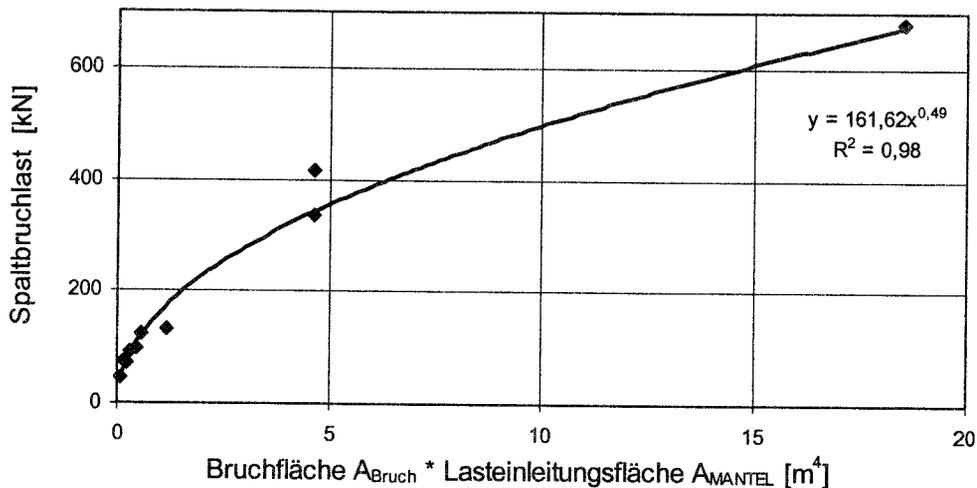


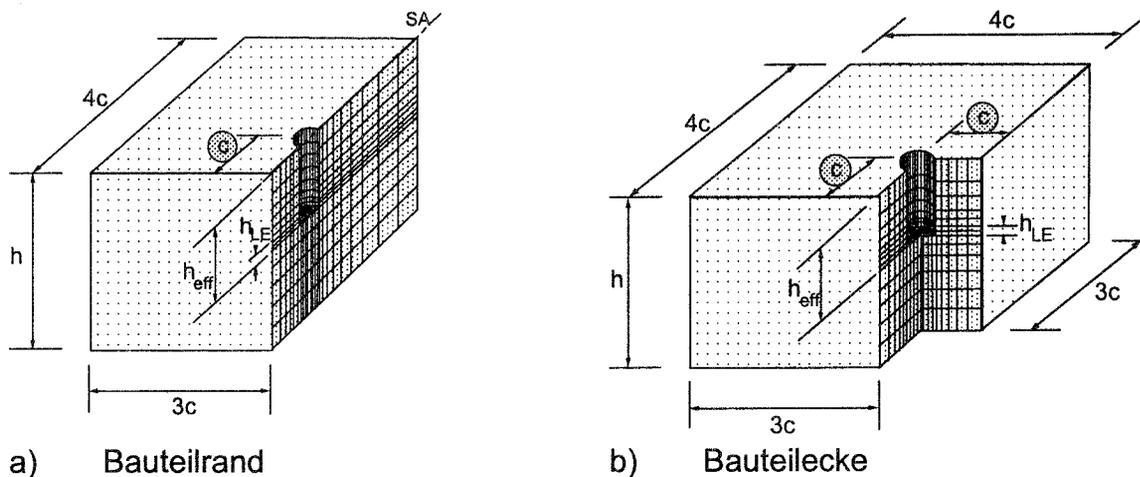
Bild 5.14 Numerisch ermittelte Spaltbruchlast in Abhängigkeit vom Produkt aus Bruchfläche A_{Bruch} und Lasteinleitungsfläche A_{MANTEL}

5.4 Einzelbefestigungen am Bauteilrand und in der Bauteilecke

5.4.1 Durchgeführte Berechnungen

Die 3D-FEM-Analyse zum Einfluß des Randabstandes einer Einzelbefestigung am Bauteilrand wurde unter Ausnutzung einer Symmetrieebene (Bild 5.15a)) durchgeführt. Bei konstanter Bauteilhöhe $h = 160$ mm, Verankerungstiefe $h_{\text{ef}} = 80$ mm, Bohrl Lochdurchmesser $d_{\text{B}} = 18$ mm und Lasteinleitungshöhe $h_{\text{LE}} = 10$ mm wurde der Randabstand variiert.

Bei Befestigungen in der Bauteilecke ($c_1 = c_2$) konnte keine Symmetrie ausgenutzt werden, so daß das ganze Bauteil modelliert wurde (Bild 5.15b)). Die Bauteilbreite war zu $b = 4c$ festgelegt. Die Randabstände in der Bauteilecke $c_1 = c_2$ variierten bei ansonsten konstanten Parametern. An den Bauteilrändern ohne Befestigung wurde eine Einspannung angenommen.



a) Bauteilrand

b) Bauteilecke

Bild 5.15 Geometrie und FE-Netz von Einzelbefestigungen am Bauteilrand und in der Bauteilecke

In Tabelle 5.2 ist eine Übersicht der durchgeführten Rechnungen einschließlich der Spaltbruchlasten zusammengestellt.

Nr.	Parameter	Anwendungsfall	h_{ef} mm	h mm	c mm	$N_{u,sp}$ kN
1.1	Randabstand	Bauteilrand	80	160	40	62,05
1.2					80	77,83
1.3					160 ¹⁾	78,74
2.1	Randabstand	Bauteilecke	80	160	40	46,92
2.2					80	78,04
2.3					160	93,65

¹⁾ lokales Versagen des Betons auf Druck
 $d_B = 18 \text{ mm}$, $h_{LE} = 10 \text{ mm}$

Tabelle 5.2 Durchgeführte FEM-Rechnungen zu Einzelbefestigungen am Bauteilrand und in der Bauteilecke

5.4.2 Einfluß des Randabstandes – Bauteilrand

Die Abhängigkeit der Spaltbruchlast bei Einzelbefestigungen am Bauteilrand vom Randabstand zeigt Bild 5.16. Mit zunehmendem Randabstand bis $c \leq 80 \text{ mm}$ ist Spaltversagen (Bild 5.17a)) zu beobachten und die Spaltbruchlast steigt an. Bei Erhöhung des Randabstandes auf $c = 160 \text{ mm}$ ist ein nur sehr geringer Anstieg der Bruchlast zu verzeichnen. Ursache hierfür ist lokales Versagen des Betons auf Druck. Charakteristisch für den Spaltrißverlauf auf der Betonoberfläche (Bild 5.17b)) ist ein relativ flacher Rißwinkel zum Rand ($\alpha \approx 35^\circ$) bei kleinen Randabständen ($c = 40 \text{ mm}$), der mit zunehmendem Randabstand ($c = 80 \text{ mm}$) größer ($\alpha \approx 45^\circ$) wird. Diese Tendenz zeigt sich auch bei Zugversuchen mit der Versagensart seitlicher Betonausbruch (Furche (1990)), bei Querlastversuchen zum Bauteilrand mit der Versagensart Betonkantenbruch (Fuchs (1990)) und bei eigenen Versuchen (Asmus

(1995/5)). Berücksichtigt man nur die Rechnungen mit Spaltversagen ergibt sich ein Anstieg der Spaltbruchlast zu $N_{u,sp} \sim c^{0,33}$.

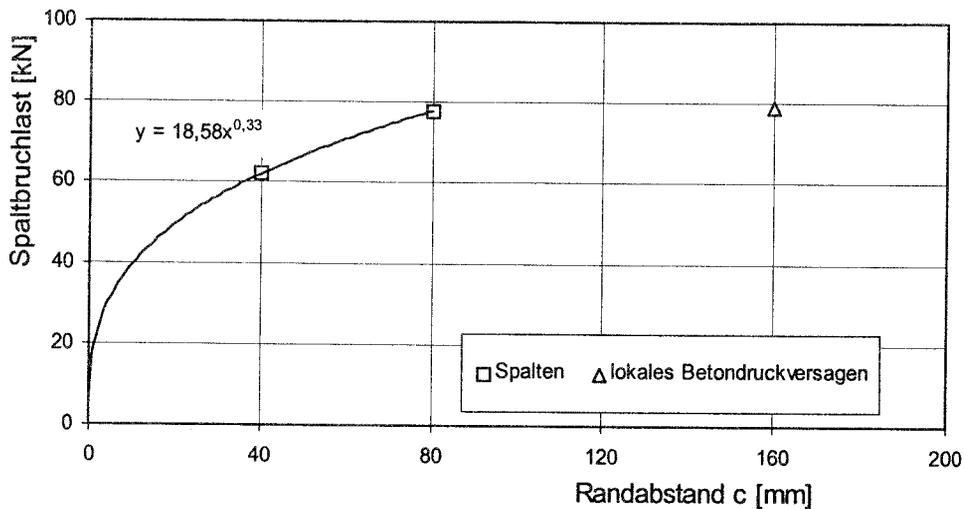
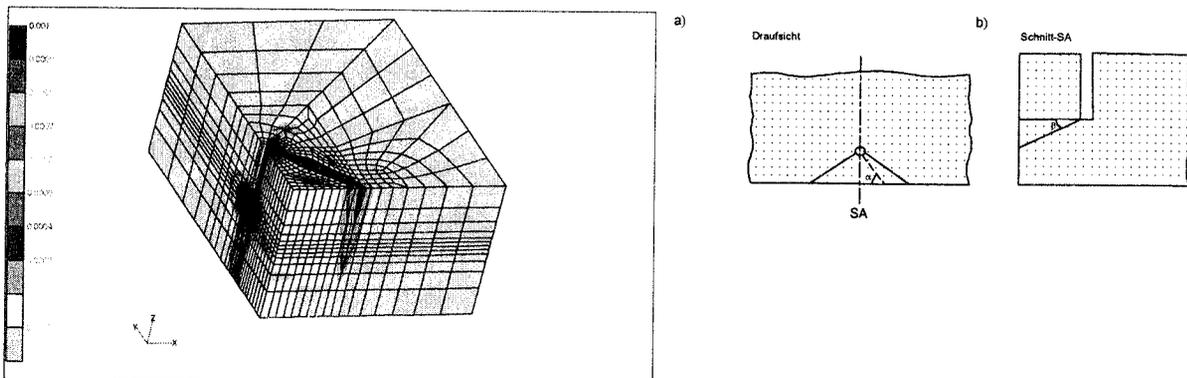


Bild 5.16 Numerisch ermittelte Spaltbruchlasten einer Einzelbefestigung am Bauteilrand in Abhängigkeit vom Randabstand



a) Hauptdehnungsverteilung bei Höchstlast; $c = 80$ mm

b) Schematischer Spalttrißverlauf

Bild 5.17 Einzelbefestigung am Bauteilrand

5.4.3 Einfluß des Randabstandes – Bauteilecke

Die ermittelten Spaltbruchlasten $N_{u,sp}$ steigen proportional zum Randabstand mit $c^{0,5}$ an (Bild 5.18). In den Hauptdehnungsverläufen lokalisieren sich 2 von der Lasteinleitung zu den Bauteilrändern verlaufende Hauptrisse, die bei kleinem Randabstand nahezu senkrecht zum Rand stehen ($\alpha \approx 90^\circ$) und mit zunehmendem Randabstand flacher werden (Bild 5.19b)). Weiterhin ist zu beobachten, daß bei kleinem Randabstand $c = 40$ mm die Spalttrisse ausgehend von der Lasteinleitungsfläche flach nach unten geneigt zum Bauteilrand verlaufen. Dadurch kann bei $c = 40$ mm nicht die ganze Bauteilhöhe aktiviert werden. Mit zunehmendem Randabstand wird der Winkel β größer und es sind über die Bauteilhöhe durchge-

hende Risse zu beobachten. Andeutungsweise ist dieser Effekt auch am Bauteilrand (Anhang A-6) zu erkennen.

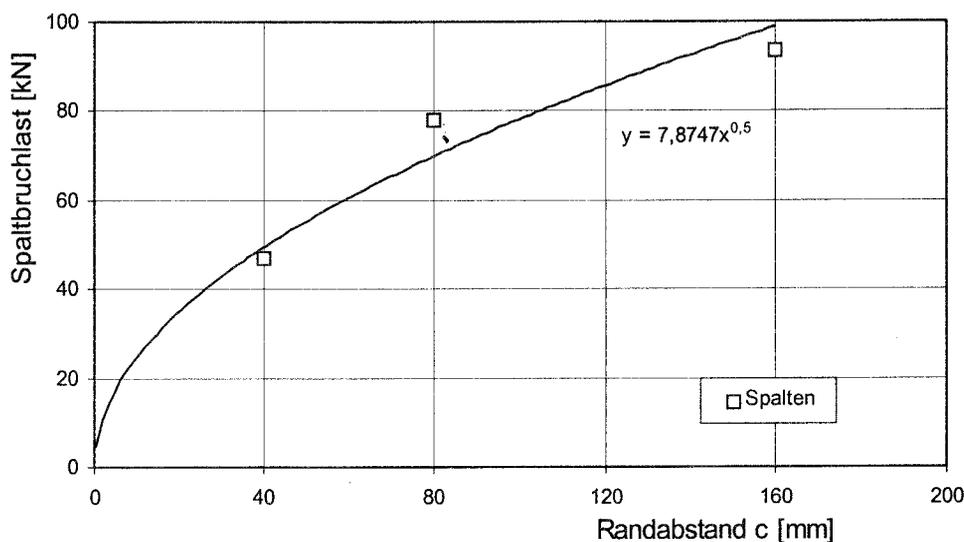
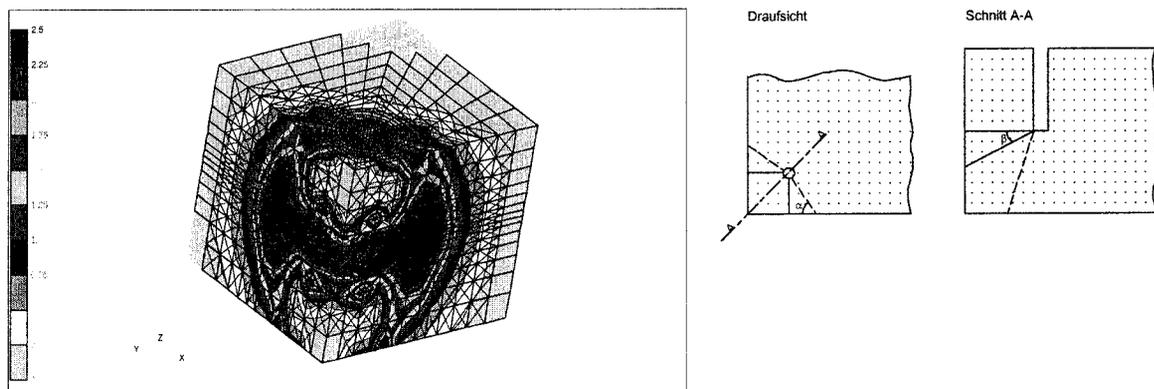


Bild 5.18 Numerisch ermittelte Spaltbruchlasten einer Einzelbefestigung in der Bauteilecke ($c_1 = c_2$) in Abhängigkeit vom Randabstand



a) Hauptdehnungsverteilung bei Höchstlast; $c = 40$ mm
b) Schematischer Spaltrißverlauf

Bild 5.19 Einzelbefestigung in der Bauteilecke

5.4.4 Vergleich Bauteilrand – Bauteilecke

Im Unterschied zum Bauteilrand werden die Spaltbruchlasten in der Bauteilecke durch 2 Ränder beeinflusst (Bild 5.20). Auf Grund dessen sind am Bauteilrand höhere Bruchlasten zu erwarten.

Dies bestätigt ein Vergleich der Spaltbruchlasten Bauteilrand/Bauteilecke in Abhängigkeit vom Randabstand (Bild 5.21). Danach ergeben sich bei kleinen Randabständen relativ große Spaltbruchlastenerhöhungen am Bauteilrand gegenüber der Bauteilecke ($c = 40$ mm; $N_{u,sp,RAND}/N_{u,sp,ECKE} \approx 1,4$). Bei Randabständen $c = 80$ mm wurden etwa gleiche Lasten ermittelt. Ein Vergleich für $c = 160$ mm entfällt auf Grund der unterschiedlichen Versagensarten.

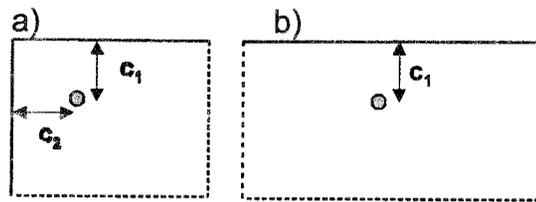


Bild 5.20 Einzelbefestigungen am Bauteilrand und in der Bauteilecke
 a) Bauteilecke: Zweiseitiger Randeinfluß
 b) Bauteilrand: Einseitiger Randeinfluß

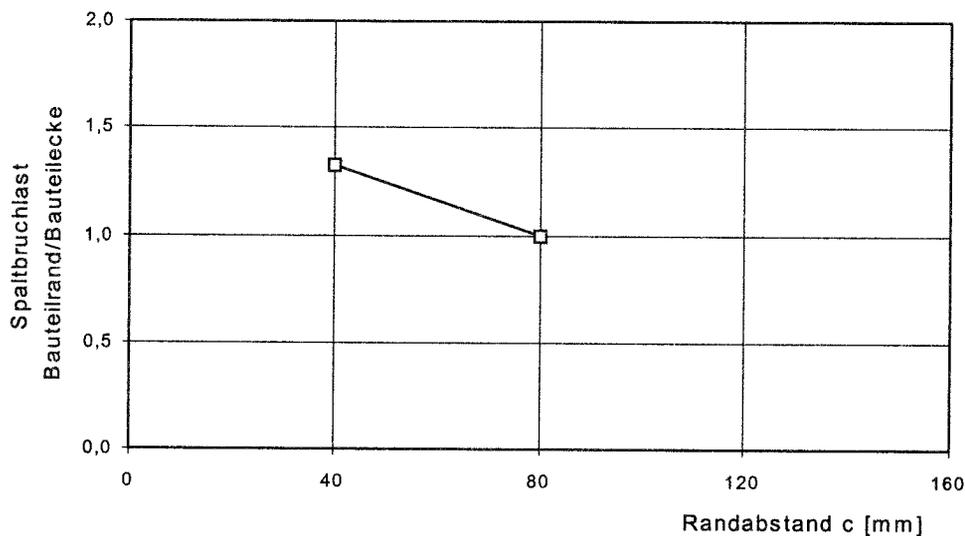


Bild 5.21 Verhältnis der numerisch ermittelten Spaltbruchlasten Bauteilrand/Bauteilecke in Abhängigkeit vom Randabstand

5.5 Befestigungsgruppen

Neben dem Einfluß von geometrischen Parametergrößen (Bauteil und Befestigungsmittel) sind bei Befestigungsgruppen die Abstände zwischen den Befestigungen zu berücksichtigen. Deshalb wurden zur Untersuchung des Einflusses der Achsabstände 3D-FEM-Rechnungen mit Zweiergruppen durchgeführt.

In diesen Rechnungen wurde der Achsabstand parallel zum Bauteilrand in Plattenstreifen ($b = 160$ mm und $b = 320$ mm, $h = 160$ mm) variiert (Tabelle 5.3). Die Verankerungstiefe betrug $h_{\text{ef}} = 80$ mm.

Nr.	h_{ef} mm	h mm	b/h_{ef} mm	s_1/h_{ef}	$N_{u,sp}$ kN
1	80	160	2	0	70,60
2				1	114,89
3				2	140,08
4	80	160	4	0	92,20
5				2	153,11
6				4	186,79

Tabelle 5.3 Durchgeführte FEM-Rechnungen zu Zweiergruppen in Plattenstreifen parallel zum Bauteilrand

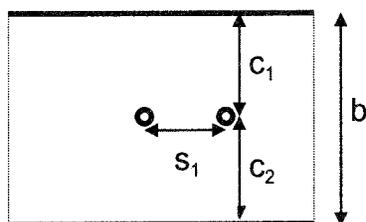


Bild 5.22 Zweiergruppen in Plattenstreifen parallel zum Bauteilrand

In schmalen Plattenstreifen ($b = 160$ mm) tritt eine Verdopplung der Spaltbruchlast einer Zweifachbefestigung gegenüber einer Einzelbefestigung bei $s = b = 160$ mm ein (Bild 5.23). Bei diesem Achsabstand sind in den Hauptdehnungsbildern (Anhang A-7) nur Spaltrisse zum Bauteilrand ($\alpha \approx 45^\circ$), die auf eine unabhängig voneinander wirkende Befestigung hinweisen, zu beobachten. Daraus ergibt sich eine Verdopplung der Spaltbruchlast. Im Gegensatz dazu zeigt sich beim Achsabstand $s = 80$ mm, neben einem Spaltriß zum Rand, ein Riß entlang der gemeinsamen Achse zwischen den Befestigungen, der auf ein sich gegenseitiges beeinflussendes Tragverhalten schließen läßt.

Erhöht man die Bauteilbreite auf $b = 320$ mm, so erhöht sich die Spaltbruchlast einer Zweiergruppe bei $s = 2h_{ef} = b/2 = 160$ mm nur um ca. 65% gegenüber der Spaltbruchlast einer Einzelbefestigung. In diesem Fall ist somit noch von einer gegenseitigen Beeinflussung der einzelnen Befestigungen der Gruppe auszugehen. Eine Verdopplung der Spaltbruchlast ist bei $s = b = 320$ mm $= 4h_{ef}$ zu verzeichnen. Die Zunahme der relativen Spaltbruchlasten Zweiergruppe/Einzelbefestigung erfolgt bei schmalen Bauteilbreiten ($b = 160$ mm) nahezu linear zum Achsabstand. Überträgt man dies auf die Bauteilbreite ($b = 320$ mm) sollte eine Verdopplung bei $s = 3h_{ef}$ eintreten.

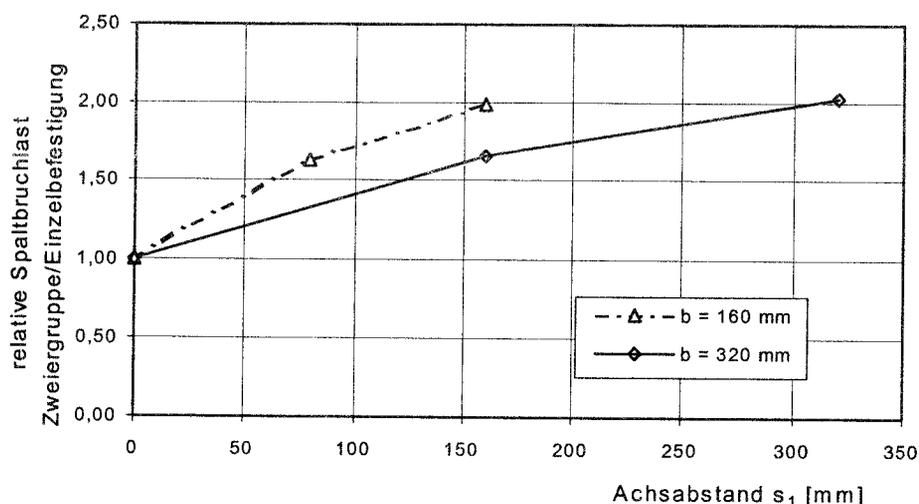


Bild 5.23 Verhältnis der numerisch ermittelten relativen Spaltbruchlasten Zweiergruppe/Einzelbefestigung in Abhängigkeit vom Achsabstand einer Zweiergruppe parallel zum Bauteilrand in Plattenstreifen ($h = 160$ mm, $h_{ef} = 80$ mm)

5.6 Einfluß der Biegung und der Reibung

5.6.1 Allgemeines

Untersuchungen von Walser (1990) mit formschlüssigen Befestigungsmitteln in Plattenstreifen haben einen signifikanten Einfluß des Versuchsaufbaus und der Abstützweite auf die Spaltbruchlast gezeigt. Darüber hinaus ist auch ein Einfluß der Reibungsverhältnisse zwischen Abstützung der Versuchseinrichtung und Bauteil sowie gegebenenfalls zwischen Bauteil und Auflagerfläche auf die Spaltbruchlast zu vermuten.

Nach Untersuchung eines eventuellen Einflusses des Versuchsaufbaus auf die Spaltbruchlast wird der Frage nachgegangen, wie sich eine Überlagerung der durch das Befestigungsmittel hervorgerufenen Ringzugspannungen mit den Biegespannungen bei unterschiedlichen Bauteilgrößen und Lasteinleitungsorten (Zug- oder Druckzone, Spannungsnullinie) auf die Spaltbruchlast auswirkt.

Diese Effekte wurden mit dem kommerziellen 2D – Programm SBETA numerisch analysiert. Durch die Verwendung dieses Programms konnten sowohl horizontale als auch vertikale Kräfte im Lasteinleitungsbereich aufgebracht werden. Damit war eine realistische Simulation der Verhältnisse bei Dübeln möglich. Das in der Rechnung realisierte Verhältnis von Spalt- zu Zugkräften betrug 1. Da Versuche in Plattenstreifen simuliert wurden, erschien die Vereinfachung auf einen ebenen Spannungszustand gerechtfertigt und für die hier untersuchte Problematik ausreichend. Das in SBETA verwendete Stoffgesetz basiert auf dem Konzept des verschmierten Risses und berücksichtigt das nicht-lineare Tragverhalten von Beton. Einzelheiten zu den durchgeführten Rechnungen enthält Pukl/Asmus/Eligehausen (1996).

5.6.2 Einfluß des Versuchsaufbaus und der Reibung

5.6.2.1 Durchgeführte Berechnungen

Da zahlreiche Versuche mit enger Abstützung ohne Biegeeinfluß durchgeführt wurden, war zu untersuchen, welche Auswirkungen unterschiedliche Abstützungen der eingeleiteten Last (linear, flächenförmig, variierte Steifigkeit) bei verschiedenen Reibungsverhältnissen (ohne und mit Teflon) haben. Hierzu wurden zahlreiche Versuchsaufbauten (Bild 5.24) simuliert und eine reibungsfreie oder mit einem Reibungskoeffizient von 0,1 versehene Abstützung untersucht.

Einen Überblick der durchgeführten FEM-Rechnungen gibt Tabelle 5.4.

5.6.2.2 Ergebnisse

Für Spaltversuche sollte eine ausreichend steife Abstützung (Stahlplatte mit einer Dicke ≥ 30 mm) verwendet werden. Wirkt zwischen Bauteil und Abstützung erhöhte Reibung, kann dies zu höheren Spaltbruchlasten führen. Vorstellbar ist, daß Abstützungen mit erhöhter Reibung wie eine Art Zugband wirken, die den beim Spalten angreifenden Zugkräften entgegengerichtet sind. Die Spaltbruchlasterhöhung bei einem Versuchsaufbau, bei dem Reibung zwischen dem Bauteil und der Abstützung auftritt, gegenüber einer reibungsfreien Abstützung betrug bis zu 10% (Bild 5.25). Allerdings zeigt sich in weiteren Rechnungen, daß der Einfluß der Reibung mit zunehmender Abstützweite abnimmt (Bild 5.26).

Wie zu erwarten, steigt der Biegeeinfluß mit zunehmender Abstützweite an, was eine gravierende Reduzierung der Spaltbruchlast zur Folge hat (Bild 5.26).

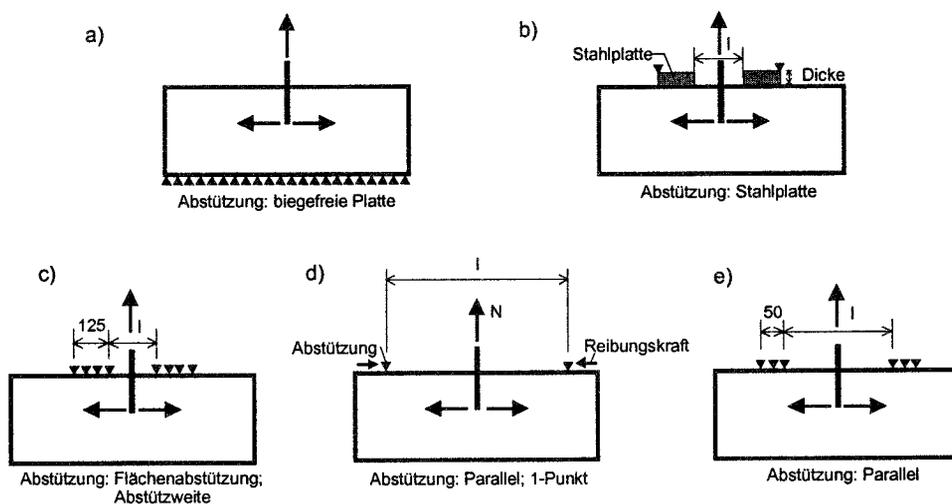


Bild 5.24 Schematische Darstellung der in FEM-Rechnungen simulierten Abstützungen

Nr.	Abstützweite l	Reibung	Art der Abstützung, Dicke bzw. Auflager	N_u	s_u	siehe Bild 5.24
	mm			N/mm ²	mm	
1.1	-	0	biegefreie Platte	52,84	11,84	a)
1.2	50	0	Stahlplatte 10 mm	27,08	19,92	b)
1.3			Stahlplatte 30 mm	53,03	21,62	b)
1.4			Parallel, 1-Punkt	55,54	10,65	d)
1.5			Parallel, 50 mm	55,06	5,12	e)
1.6			Parallel, 125 mm	54,58	5,11	c)
1.7			0,1	Stahlplatte 30 mm	57,70	22,48
1.8		Parallel, 1-Punkt		61,23	11,10	d)
1.9		Parallel, 125 mm		60,05	5,53	c)
1.10		80	0	Parallel, 1-Punkt	52,78	14,44
1.11	0,1		Parallel, 1-Punkt	60,17	18,13	d)
1.12	0		Parallel, 50 mm	46,89	8,22	e)
1.13	160	0	Parallel, 1-Punkt	41,43	15,88	d)
1.14		0,1	Parallel, 1-Punkt	45,58	17,08	d)
1.15		0	Parallel, 50 mm	38,09	11,40	e)
1.16	320	0	Parallel, 1-Punkt	25,55	23,49	d)
1.17		0,1	Parallel, 1-Punkt	27,28	25,18	d)
1.18		0	Parallel, 50 mm	25,68	22,65	e)
1.19	640	0	Parallel, 1-Punkt	13,97	61,96	d)
1.20		0,1	Parallel, 1-Punkt	14,62	63,07	d)
1.21		0	Parallel, 50 mm	15,09	74,24	e)

Materialparameter: $\beta_w = 25,5 \text{ N/mm}^2$; $\beta_{zz} = 2,32 \text{ N/mm}^2$; $G_f = 111,0 \text{ N/m}$;
 $E = 30316 \text{ N/mm}^2$; $\nu = 0,20$

Tabelle 5.4 FEM-Rechnungen zum Einfluß der Biegung und Reibung

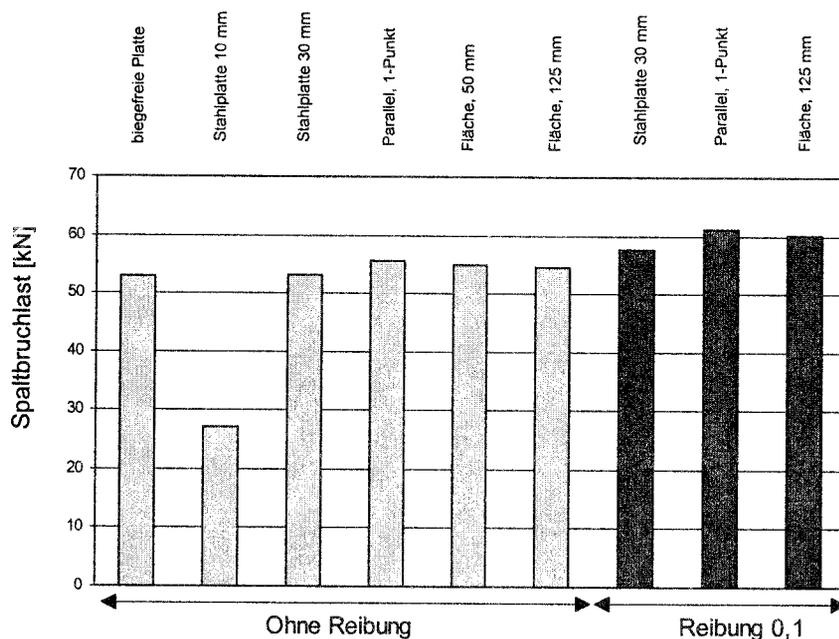


Bild 5.25 Einfluß der Art der Lastabstützung und der Reibung auf die numerisch ermittelte Spaltbruchlast; $h_{ef} = 80 \text{ mm}$, $h = 160 \text{ mm}$, $b = 320 \text{ mm}$

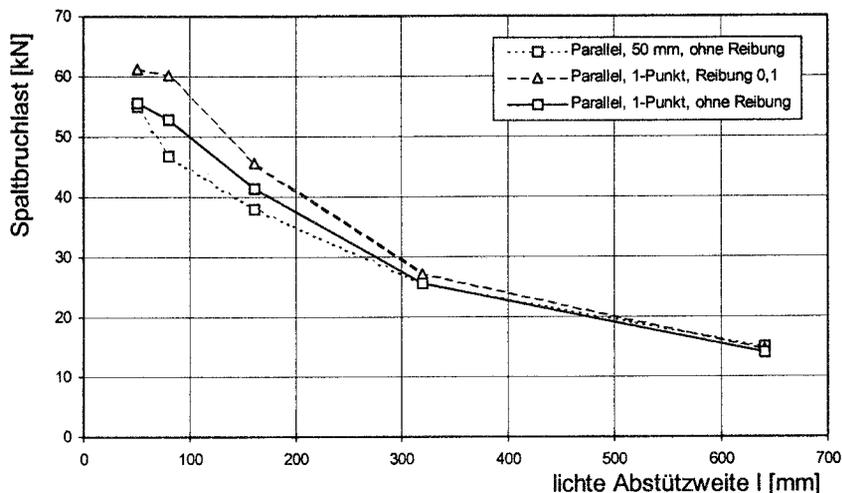


Bild 5.26 Numerisch ermittelte Spaltbruchlast bei unterschiedlicher Abstützung in Abhängigkeit der Abstützweite, $h_{ef} = 80$ mm, $b = 320$ mm, $h = 160$ mm

5.6.3 Einfluß der Bauteilsteifigkeit und der Lage der Lasteintragung

5.6.3.1 Durchgeführte Berechnungen

Nachdem der Einfluß des Versuchsaufbaus und der Reibung auf die Spaltbruchlast untersucht wurde, stand die Frage, wie sich eine variierte Abstützweite bei unterschiedlicher Steifigkeit des Bauteils (Variation der Bauteilhöhe bei konstanter Verankerungstiefe) auswirkt. Weiterhin war zu klären, welchen Einfluß eine Lasteintragung in der Zugzone und in der Druckzone (Bauteilhöhe $h = 160$ mm, Verankerungstiefe $h_{ef} = 40, 80, 120$ mm) auf die Spaltbruchlast hat. Dazu wurden unterschiedliche Abstützungen simuliert.

In Tabelle 5.5 sind die durchgeführten Rechnungen zusammengestellt. Die Bauteilbreite betrug in allen Fällen $b = 320$ mm.

Nr.	Abstützweite l mm	Abstützung	h mm	h_{ef} mm	N_u N/mm ²	s_u mm	Bild 5.24	
1.1	0,1	biegefreie Platte	160	40	30,31	29,14	a)	
1.2				80	52,84	11,84		
1.3				120	79,94	16,94		
1.4				640	48,54	33,37		
1.5	320	parallel, 50 mm	120	80	20,42	32,4	e)	
1.6				80	40	17,33		32,57
1.7					25,68	22,65		
1.8					32,58	31,98		
1.9			200	80	29,8	18,37		
1.10				320	38,22	16,15		
1.11					48,94	39,03		
1.12	640	parallel, 50 mm	120	80	10,94	91,96	e)	
1.13				40	11,48	62,17		
1.14					15,09	74,24		
1.15					17,41	72,56		
1.16			200	80	19,19	45,83		
1.17				320	28,96	29,79		
1.18					48,63	68,61		
1.19				0,1	Stahlplatte 30 mm	640		80
1.20	160	40	33,85				27,92	
1.21		80	53,03			21,62		
1.22	120	72,46	36,21					

Bauteilbreite bei allen Rechnungen $b = 320$ mm

Tabelle 5.5 FEM-Rechnungen zum Einfluß der Biegesteifigkeit und der Lage der Lasteintragung über die Bauteilhöhe

5.6.3.2 Ergebnisse

Die berechneten Spaltbruchlasten in Bild 5.27 zeigen mit zunehmender Bauteilhöhe bei konstanter Verankerungstiefe einen abnehmenden Einfluß der Biegung auf die Spaltbruchlast. Bei einer Bauteilhöhe $h = 640$ mm $= 8 h_{ef}$ sind trotz unterschiedlicher Abstützweiten gleiche Bruchlasten zu verzeichnen. Auf Grund der großen Bauteilsteifigkeit wirkt sich die unterschiedliche Abstützweite bei dieser Bauteilhöhe nicht signifikant auf die Bruchlasten aus. Eine Lasteinleitung in der Zugzone wirkt sich reduzierend und in der Druckzone erhöhend auf die Spaltbruchlast aus (Bild 5.28). Dies ist bei der Bewertung von Versuchsergebnissen entsprechend zu berücksichtigen.

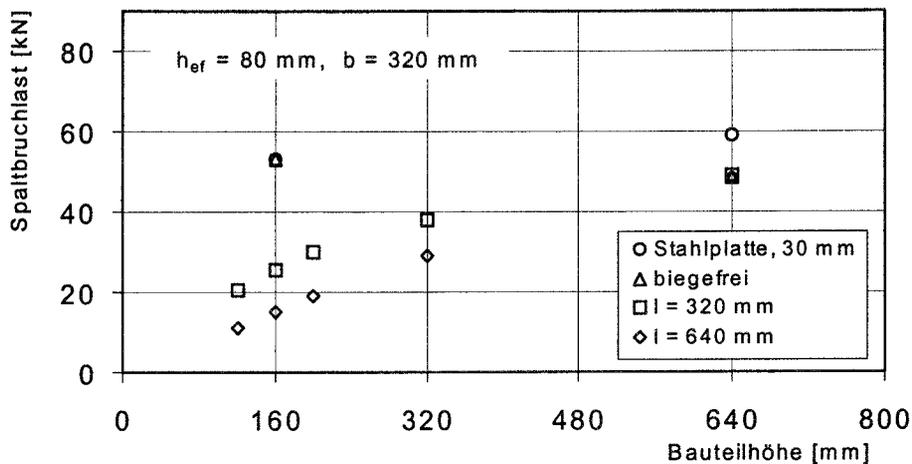


Bild 5.27 Numerisch ermittelte Spaltbruchlast in Abhängigkeit von der Bauteilhöhe bei unterschiedlichen Abstützweiten; $h_{ef} = 80$ mm, $b = 320$ mm

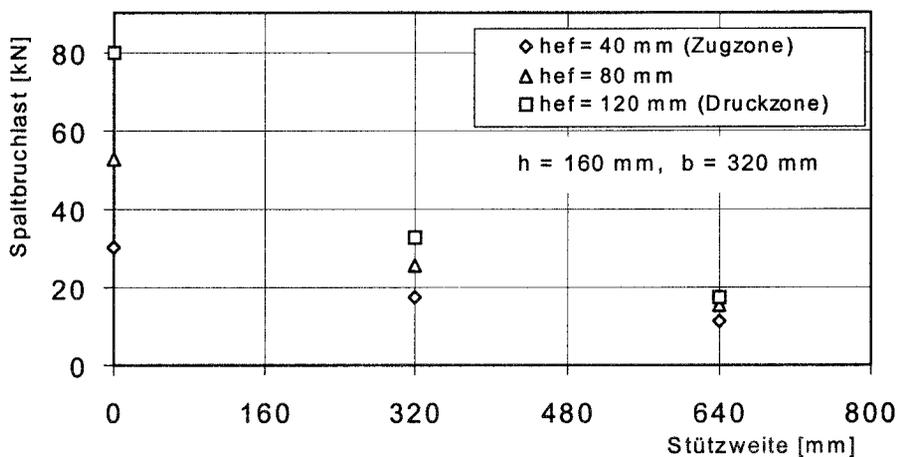


Bild 5.28 Numerisch ermittelte Spaltbruchlast in Abhängigkeit von der Abstützweite bei unterschiedlicher Verankerungstiefe h_{ef} ; $h = 160$ mm, $b = 320$ mm

5.7 Zusammenfassung der numerischen Untersuchungen

Die Versagensart Spalten konnte in den numerischen Untersuchungen realistisch simuliert werden. Auf Grund der FEM-Analysen können grundsätzliche Aussagen zum Traglastverhalten und Versagensmechanismus getroffen werden. Die Ergebnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Bei zunehmender Belastung ist ein stabiler Rißbildungsprozeß bis zum Erreichen einer kritischen Rißlänge zu beobachten. Eine Traglaststeigerung darüber hinaus ist nicht mehr möglich, denn es wird instabiles Rißwachstum maßgebend.

- Die Spaltbruchlast wird durch Bauteilabmessungen (Bauteilbreite b , Bauteilhöhe h), Lasteinleitungsfläche (Bohrlochdurchmesser d_B , Lasteinleitungshöhe h_{LE}) und den Ort der Lasteinleitung (Verankerungstiefe) signifikant beeinflusst. Die Spaltbruchlast nimmt in Abhängigkeit vom Produkt aus Bruch- und Lasteinleitungsfläche mit dem Exponent von ca. 0,5 zu. Damit zeigt sich eine gute Übereinstimmung mit einem Ansatz für extreme Teilflächenbelastung nach Lieberum (1987).
- Werden Bauteilabmessungen und die Größe der Lasteinleitungsfläche proportional zur Verankerungstiefe variiert, ist für $40 \text{ mm} < h_{ef} < 160 \text{ mm}$ kein Maßstabseinfluß zu verzeichnen. Die Spaltbruchlast steigt proportional zur Verankerungstiefe zu h_{ef}^2 an.
- Bei Befestigungsgruppen ist die gegenseitige Beeinflussung des Traglastverhaltens bei geringem Achsabstand zu berücksichtigen. Für Achsabstände parallel zum Bauteilrand in Plattenstreifen ist eine Verdopplung der Spaltbruchlast einer Zweiergruppe gegenüber der Spaltbruchlast einer Einzelbefestigung bei $s = b$ bzw. bei $s = 3h_{ef}$ zu erwarten.
- Bei der Auswertung von experimentellen Untersuchungen sind Reibungs- und Biegeeinflüsse auf die Spaltbruchlast zu berücksichtigen. Dies gilt insbesondere für die Abstützweite und die Lage der Lasteinleitung über die Bauteilhöhe.

6 Berechnung der Spaltbruchlast von formschlüssigen Befestigungen

6.1 Modell

6.1.1 Lasteinleitungsmechanismus

In Untersuchungen zur extremen Teilflächenbelastung (Abschnitt 4.3) wird von zahlreichen Autoren ein typisches Versagensbild beobachtet. Danach bildet sich unterhalb der lasteinleitenden Fläche ein plastifizierter Druckkegel mit einem Lasteinleitungswinkel zwischen 25° und 40° aus (Bild 6.1a). Ähnliche Versagensbilder wurden auch im Lasteintragsbereich von Kopfbolzen festgestellt (Bild 6.1b). Dies zeigen Versuche von Furche (1994), die er zum Trag- und Verschiebungsverhalten mit formschlüssigen Befestigungsmitteln durchführte. In den Versuchen wiesen Kopfbolzen mit Kopfnegungswinkel $\alpha_{\text{Kopf}} \geq 25^\circ$ komprimierte Betonkegel im Lasteinleitungsbereich um den Schaft mit Neigungswinkel α_B von etwa 20° bis 30° auf (Bild 6.3). Im Mittel betrug der Winkel $\alpha_B = 23,3^\circ$. Bei $\alpha_{\text{Kopf}} < 25^\circ$ bildete sich kein Betonkegel aus, so daß der Kopfnegungswinkel des formschlüssigen Befestigungselements maßgebend ist (Bild 6.2). Weitere Untersuchungen von Furche (1994) zeigen, daß Neigungswinkel α_B näherungsweise unabhängig von der Schulterbreite a_s sind (Bild 6.3). Daraus kann gefolgert werden, daß der Neigungswinkel α_B im hier untersuchten Bereich nicht signifikant von der Größe der Lasteinleitungsfläche beeinflusst wird.

Zusammenfassend läßt sich feststellen, daß bei Lasteinleitung durch Laststempel auf der Bauteiloberfläche und durch Befestigungen im Bauteilinneren ähnliche Lasteinleitungsmechanismen im Lasteinleitungsbereich auftreten.

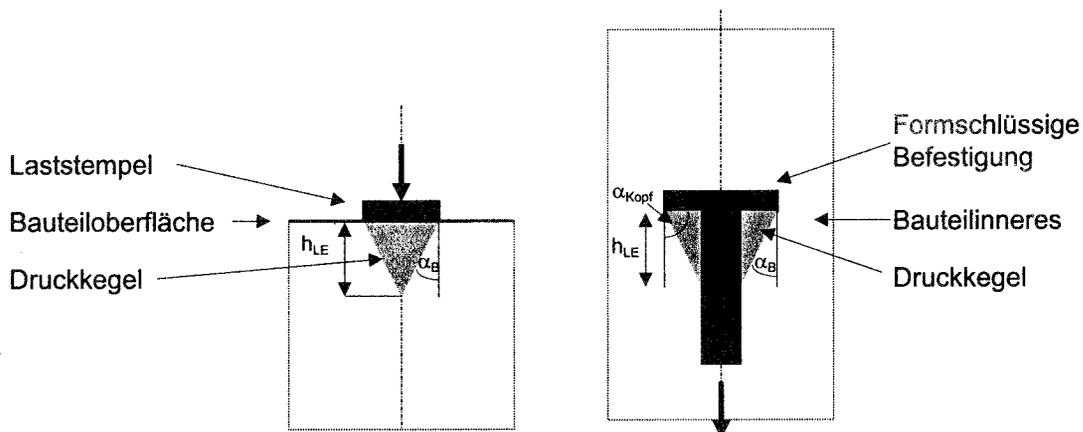
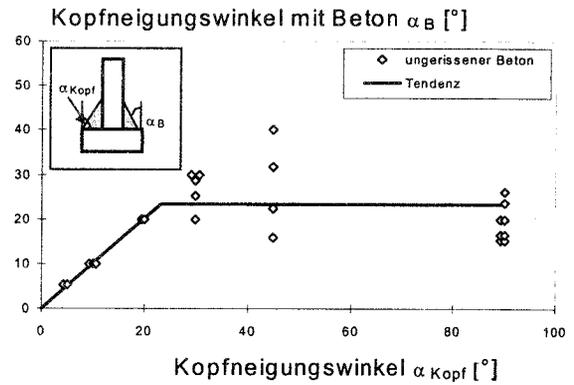
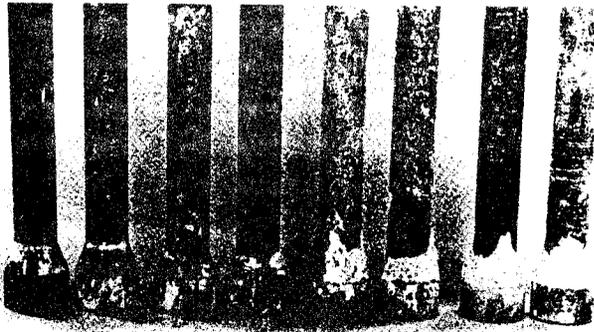
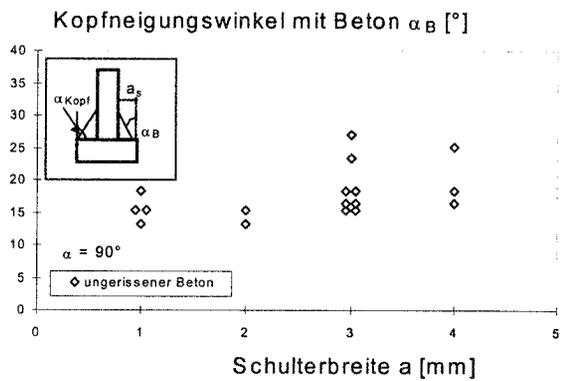
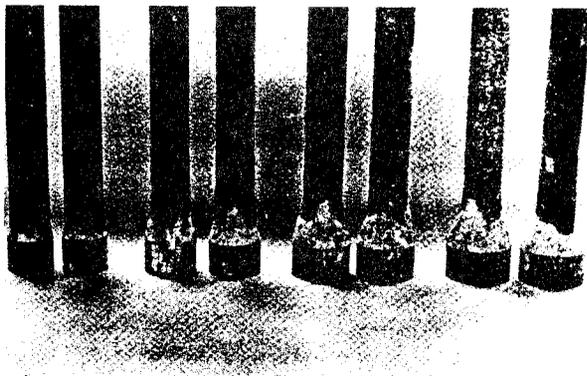


Bild 6.1 Lasteinleitungsmechanismus (Querschnitt) bei Lasteinleitung durch
 a) Laststempel auf der Bauteiloberfläche
 b) Formschlüssige Befestigung im Bauteilinneren



$\alpha = 22^\circ$ 30° 45° 90°

Bild 6.2 Neigung α_B der Betonkegel an Kopfbolzen im Lasteinleitungsbereich mit einer Schulterbreite $a_s = 3$ mm in Abhängigkeit vom Kopfeigungswinkel α , nach Furche (1994)



$a_s = 1$ mm 2 mm 3 mm 4 mm

Bild 6.3 Neigung α_B der Betonkegel an Kopfbolzen in Abhängigkeit von der Schulterbreite a_s , nach Furche (1994)

6.1.2 Bemessungsgleichung für Teilflächenbelastung auf der Bauteiloberfläche

Nachdem ähnliche Lasteinleitungsmechanismen bei Teilflächenbelastung durch Laststempel auf der Bauteiloberfläche und bei Belastung durch formschlüssige Befestigungen im Bauteilinneren festzustellen sind, soll die Traglast beider Anwendungsfälle verglichen werden. Um dies zu ermöglichen, wird der Ansatz für Teilflächenbelastung auf der Oberfläche modifiziert.

Zur Bestimmung der Traglast bei Teilflächenbelastung empfehlen zahlreiche Forscher ähnliche Ansätze (Abschnitt 4.3). Hier soll von Gleichung (4.5) (Lieberum (1987)) ausgegangen werden. Dies wird damit begründet, daß ähnliche Gleichungen von zahlreichen Forschern für Verhältnisse $A/A_1 < 100$ theoretisch oder empirisch hergeleitet und durch Versuchsergebnisse bestätigt wurden. Die Ansätze weichen i.d.R. nur durch die unterschiedliche Annahme der Betonzugtragfähigkeit in Abhängigkeit von der Druckfestigkeit ab. Für extreme Teilflächenbelastungen, die bei Befestigungen auftreten, weist Lieberum (1987) die Gültigkeit der Gleichung (4.5) durch Versuche nach, so daß diese für die vorgesehenen Bereiche als abgesichert gelten kann. Nach Gleichung (4.5) wird die Spaltbruchlast u.a. von der Geometrie des Bauteils bestimmt. Dabei wird von der Bauteiloberfläche A_0 ausgegangen. Die Untersuchungen von Niyogi (1973) zeigen aber, daß die Bauteilhöhe (Bild 4.8) ebenfalls einen Einfluß hat, der im Ansatz nach Gleichung (4.5) nicht berücksichtigt ist. Nach Niyogi (1973) sind die Bruchlasten ab $h/b \geq 1$ im für Befestigungsmittel relevanten Anwendungsbereich (Flächenverhältnisse $A/A_1 > 32$) konstant. Bei einer Bauteilhöhe $h < b$ nimmt die Bruchlast mit geringer werdender Bauteilhöhe ab. Daher wird vorgeschlagen als maßgebenden Parameter in Gleichung (4.5) nicht die Oberfläche A_0 , sondern die Bruchfläche A_{Bruch} einzusetzen. Dieses entspricht bei Bauteilhöhe $h \leq b$ der Höhe h und bei einer Bauteilhöhe $h > b$ der mitwirkenden Höhe, die der Breite gleichgesetzt wurde. Die Richtigkeit dieses Ansatzes zeigt Bild 6.5, in der die Ergebnisse der Versuche von Niyogi (1973) in Abhängigkeit vom Flächenverhältnis A_0/A_1 (Oberfläche/Lasteinleitungsfläche) (Bild 6.5a) und vom Flächenverhältnis A_{Bruch}/A_1 (Bruchfläche/Lasteinleitungsfläche) (Bild 6.5b) dargestellt sind.

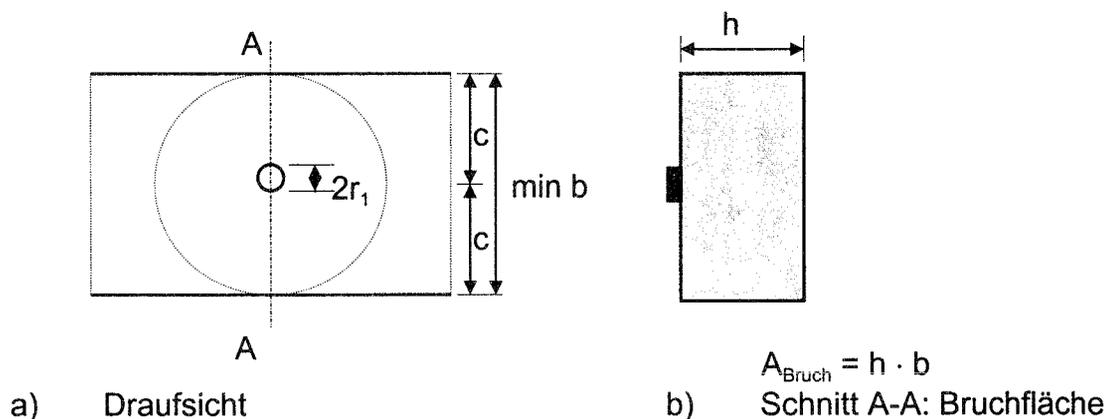


Bild 6.4 Definition der Bruchfläche bei Plattenstreifen

Während die Darstellung der Bruchspannungen in Bild 6.5 über das Flächenverhältnis Oberfläche A_0 /Lasteinleitungsfläche A_1 (Bild 6.4a) große Streuungen bei unterschiedlichen Bauteilhöhen aufweist und somit keine ausreichende Berücksichtigung der Bauteilhöhe gegeben ist, liegen die Ergebnisse unter Berücksichtigung der Bruchfläche (Bild 6.4b) für Flächenverhältnisse $A_{\text{Bruch}}/A_1 > 30$ in einem engen Streuband.

Ausgehend davon läßt sich die Bruchlast auch durch Einsetzen der Bruchfläche A_{Bruch} für die Oberfläche A_0 nach Gleichung (6.1) ermitteln. Dieser Ansatz geht von einer Lasteinleitung in der Mitte der Bauteilbreite von Plattenstreifen aus. Exzentrische Anwendungsfälle werden an anderer Stelle behandelt.

$$N_{u,sp} = 4,65 \cdot A_{\text{Bruch}}^{0,5} \cdot A_1^{0,5} \cdot \beta_w^{0,5} \quad (6.1)$$

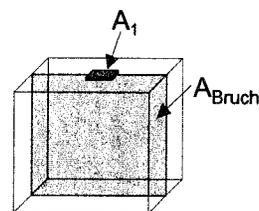
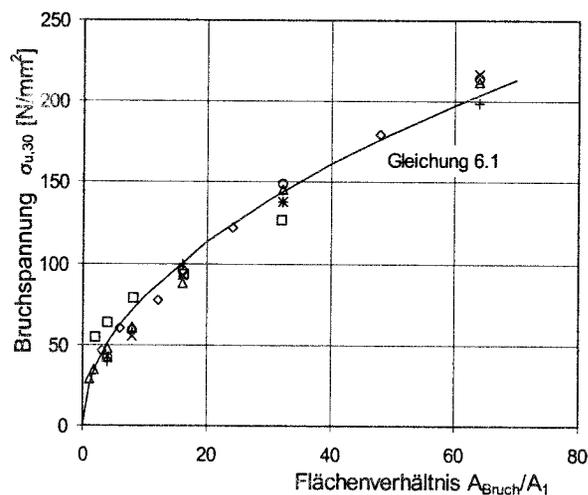
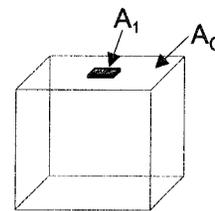
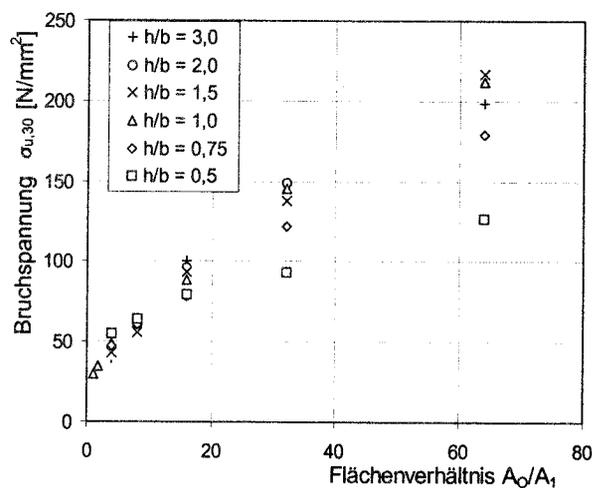


Bild 6.5

Versuchsergebnisse Niyogi (1973): Teilflächenbelastung an Würfeln

- Bruchspannung in Abhängigkeit vom Verhältnis Oberfläche A_0 /Lasteinleitungsfläche A_1
- Bruchspannung in Abhängigkeit vom Verhältnis Bruchfläche A_{Bruch} /Lasteinleitungsfläche A_1

6.1.3 Teilflächenbelastung auf der Bauteiloberfläche und im Bauteilinneren

Bei sehr hoher Teilflächenbelastung auf der Bauteiloberfläche kann das Versagen durch ein seitliches Ausbrechen (Grundbruch) um den Laststempel herum (Lieberum (1987)) erfolgen. Dieser Versagensmechanismus ist bei Lasteinleitung im Bauteilinneren nicht möglich. Dies bestätigen auch Versuche mit Lasteinleitung im Bauteilinneren von Bohner (1988) und ein Tastversuch von Spieth (1959), bei denen kein Grundbruch beobachtet wurde. Auf Grund der „räumlichen Einschnürung“ ist in diesem Fall davon auszugehen, daß die Spannungsausbreitung ober- und unterhalb (ausgehend von der Zugrichtung) des Lasteinleitungskegels verläuft und damit auch der Beton unterhalb des Kegels „aktiviert“ wird. Diese Annahme wird durch FEM-Rechnungen (Abschnitt 5) und Versuchsergebnisse von Bohner (1988) bestätigt. Wird die Last in halber Bauteilhöhe eingeleitet, ergibt sich damit eine wirksame Bauteilhöhe von $h = 2 \cdot h_{ef}$. Demnach sind gleiche Bruchlasten bei Teilflächenbelastung auf der Oberfläche bzw. im Bauteilinneren mit $h = 2 \cdot h_{ef}$ bei gleicher Größe der Lasteinleitungsfläche und Bruchfläche zu erwarten.

Ein direkter Vergleich von Versuchsergebnissen mit unterschiedlicher Eintragung der Teilflächenbelastung (Bauteiloberfläche und Bauteilinneres) bei Betonkörpern gleicher Größe und Eigenschaften ist nicht bekannt. Deshalb werden Versuche von Lieberum (1987) (Belastung auf der Oberfläche durch Laststempel) und Bohner (1988) (Belastung im Bauteilinneren durch Kopfbolzen) zum Vergleich herangezogen.

Bild 6.6 zeigt die Bruchspannung σ_u in Abhängigkeit vom Verhältnis Bruchfläche A_{Bruch} /Lasteinleitungsfläche A_1 beider Versuchsreihen. Zur Berücksichtigung der unterschiedlichen Betondruckfestigkeiten wurden die Versuchsergebnisse mit Oberflächenbelastung über $\beta_w^{0,5}$ auf $\beta_w = 31,3 \text{ N/mm}^2$ umgerechnet. Diese entspricht der Druckfestigkeit bei den Versuchen mit Kopfbolzen (Bohner (1988)). Die Lasteinleitungsfläche entspricht der Stempelfläche bzw. der auf die Oberfläche projizierten Fläche (Bild 3.4) der Kopfbolzen. Die Bruchfläche wurde zu $A_{Bruch} = h \cdot b$ mit $h \leq b$ ermittelt.

Die Versuchsergebnisse mit Teilflächenbelastung auf der Oberfläche (Lieberum (1987)) zeigen trotz stark unterschiedlicher Bauteilgrößen eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Versuche in Quadern $240 \times 240 \times 160 \text{ mm}$ mit Kopfbolzen ($\alpha = 90^\circ$). Die Werte für die Versuchsreihen in Würfeln $160 \times 160 \times 160 \text{ mm}$ liegen etwa 20 % höher. Möglicherweise ist dies auf den relativ kleinen Prüfkörper zurückzuführen. So beträgt das Verhältnis des Randabstandes zum Durchmesser der verwendeten Größtkörner ca. $5 c/d_{max}$. Damit liegen die Versuche im Grenzbereich bei dem Beton als Kontinuum angesehen werden kann (Eibl/Ivanyi (1976)).

Weiterhin ist ein Einfluß der engen Versuchsabstützung bei den unterschiedlichen Bauteiloberflächen nicht auszuschließen.

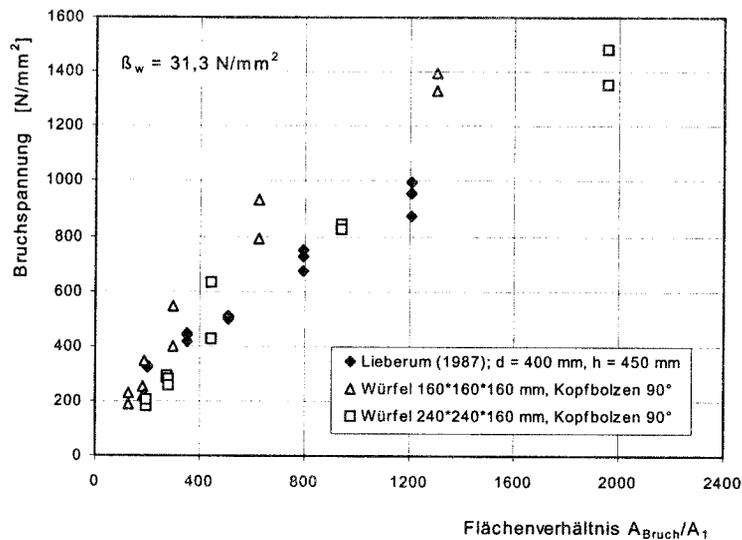


Bild 6.6 Vergleich der Lasteinleitung auf der Bauteiloberfläche (Laststempel) und im Bauteilinneren (Kopfbolzen); Bruchspannung σ_u in Abhängigkeit vom Verhältnis Bruchfläche A_{Bruch} /Lasteinleitungsfläche A_1

6.1.4 Zu erwartende Flächenverhältnisse bei Befestigungsmitteln

Zur Untersuchung der Versagensart Spalten bei Befestigungsmitteln ist abzuklären, welche Flächenverhältnisse bei diesen zu erwarten sind. Die bisherigen Ausführungen haben gezeigt, daß die Spaltbruchlast bei Teilflächenbelastung wesentlich vom Verhältnis der lastaufnehmenden Bruchfläche zur Lasteinleitungsfläche abhängt. Folgend sollen die für Befestigungsmittel relevanten Anwendungsbereiche umrissen werden.

Entsprechend der Modifizierung in Abschnitt 6.1.2 wird die lastaufnehmende Fläche durch die Bauteilhöhe und -breite (Bruchfläche) bestimmt. Für formschlüssige Befestigungen kann die in Bild 4.4 definierte lasteinleitende Fläche A_1 angesetzt werden. Da aber auch Spreizdübel in die Betrachtungen einbezogen werden sollen, wird hier im folgenden die Mantelfläche der Spreizelemente oder der Druckkegel angesetzt. Diese kann mit dem Bohrerennendurchmesser d_{BND} und der Lasteinleitungshöhe h_{LE} bestimmt werden (Bild 6.1b). Das Verhältnis dieser Parameter beträgt näherungsweise $d_{\text{BND}}/h_{\text{LE}} \approx 2$.

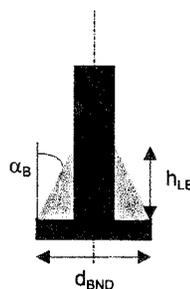


Bild 6.7 Geometrie im Lasteinleitungsbereich

Bei den maximal zu erwartenden Bauteilabmessungen, bei denen Spaltversagen zu erwarten ist, wird von den im CEB (1994) angegebenen Mindestabmessungen ausgegangen. Danach sind zur Verhinderung von Spaltversagen in schmalen Bauteilen mit Spreizdübeln Breiten von $b \geq 6 h_{ef}$ einzuhalten. Für die Bauteilhöhe wird $h_{min} = 2 h_{ef}$ angegeben. Als minimale Bruchfläche, die aus Montagegründen nicht unterschritten werden kann, wird von $3 h_{ef}^2$ ($h = 1,5 h_{ef}$, $b = 2 h_{ef}$) ausgegangen. Die Verankerungstiefen der bisher zugelassenen Dübelssysteme reichen von $h_{ef} = 40 \dots 220$ mm. Die Bilder 6.8a) bis c) zeigen das Verhältnis Bohrlochdurchmesser/Verankerungstiefe als Funktion der Verankerungstiefe für zugelassene Spreizdübel - Hülsentyp, Spreizdübel - Bolzentyp und für Hinterschnittdübel jeweils für je 3 Dübeltypen. Das Verhältnis Bohrerdurchmesser/Verankerungstiefe liegt danach im Bereich $d_{BND}/h_{ef} = 0,15 \dots 0,25$. Die Lasteinleitungsfläche senkrecht zur Dübelachse (Mantelfläche) wird nach Gleichung (6.2) bestimmt.

$$A_{MANTEL} = \pi \cdot d_{BND} \cdot h_{LE} \quad (6.2)$$

Für das Verhältnis $d_{BND}/h_{LE} \approx 2$ ergibt sich $A_{MANTEL} \approx \pi \cdot d_{BND}^2 / 2$. Nach den aufgeführten Voraussetzungen ist die Versagensart Spalten durch Spreizdübel bei Flächenverhältnissen von A_{Bruch} (lastaufnehmende Bruchfläche) / A_{MANTEL} (lasteinleitende Mantelfläche) $\approx 30 \dots 340$ zu erwarten. Übertragen auf die bei Teilflächenbelastungen üblicherweise angesetzten Verhältnisse A_O (Oberfläche) / A_1 (lasteinleitende Fläche) mit $A_1 \approx A_{MANTEL} / 2$ ergibt sich ein zu erwartender Anwendungsbereich von $60 \dots 680$. Bei Hinterschnittdübel sind auf Grund der geringeren Spreizkräfte Flächenverhältnisse im unteren Bereich zu erwarten.

Insgesamt entsprechen die auftretenden Flächenverhältnisse bei Befestigungsmitteln den Verhältnissen bei extremer Teilflächenbelastung. Untersuchungen hierzu sind nur von Lieberum (1987) bekannt.

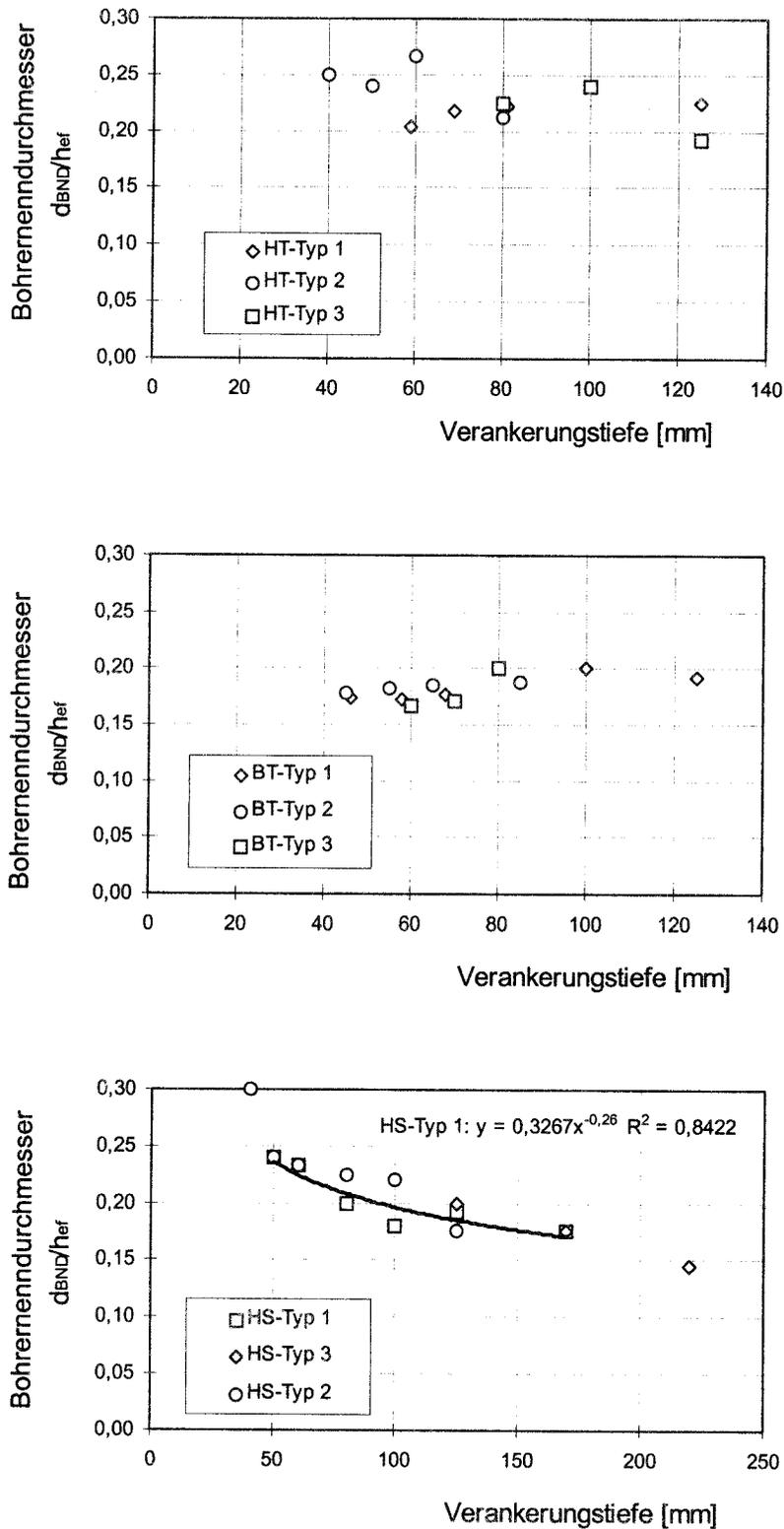


Bild 6.8 Verhältnis Bohrerdurchmesser d_{BND} / Verankerungstiefe h_{ef} in Abhängigkeit zur Verankerungstiefe verschiedener zugelassener Dübeltypen

- Spreizdübel - Hülse Typ
- Spreizdübel - Bolzen Typ
- Hinterschnittdübel

6.1.5 Einfluß des Lasteinleitungswinkels

6.1.5.1 Formschlüssige Befestigung mit Lasteinleitungswinkel $\alpha \geq 27^\circ$

In Abschnitt 6.1.3 wurde gezeigt, daß bei Teilflächenbelastung durch Laststempel auf der Bauteiloberfläche und Lasteinleitung durch formschlüssige Befestigungsmittel im Bauteilinneren ein ähnlicher Lasteinleitungsmechanismus besteht. Eine Modifizierung des Bemessungsansatzes für extreme Teilflächenbelastung nach Lieberum (1987) (Abschnitt 6.3) erlaubte auch einen Vergleich der Tragfähigkeiten. Dieser zeigte annähernd gleiche Tragfähigkeiten bei beiden Lasteinleitungsarten. Daraus läßt sich folgern, daß die Traglast rein formschlüssig tragender Befestigungen mittels Gleichung (6.1) ermittelt werden kann. Sie gilt zunächst nur für Lasteinleitungswinkel $\alpha = 90^\circ$. Inwieweit sich eine Reduzierung des Lasteinleitungswinkels auswirkt, soll aus Betrachtungen zum Lasteinleitungsmechanismus abgeleitet werden.

Der Neigungswinkel α_B des Betondruckkegels im Lasteinleitungsbereich läßt sich theoretisch auf der Grundlage des Mohr-Coulombschen Reibungsgesetzes nach Gleichung (6.3) ermitteln.

$$\alpha_B = 45^\circ - \left(\frac{\phi}{2}\right) \quad (6.3)$$

ϕ ...innerer Reibungswinkel des Betons

Der Druckkegelwinkel α_B wird somit vom inneren Reibungswinkel des Betons bestimmt. Dieser hängt von den Betoneigenschaften ab. Szabo (1963) ermittelte Reibungswinkel in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit (Tabelle 6.1). In Tabelle 6.1, Spalte 3 sind die sich nach Gleichung (6.3) daraus ergebenden Neigungswinkel α_B aufgeführt. Auf Grund der engen Bandbreite des Neigungswinkel α_B kann im Mittel von $\alpha_B = 27^\circ$ ausgegangen werden. Ähnliche Neigungswinkel ergeben sich bei anderen Autoren. Cairns/Jones (1979) nehmen in ihren Untersuchungen zum Spalten bei Bewehrungen einen Neigungswinkel $\alpha_B = 31^\circ$ an, was einem Reibungswinkel $\phi = 32^\circ$ entspricht. Nach Lehmann (1994) beträgt der Reibungswinkel Beton - Beton $\phi = 28,8^\circ$ und damit $\alpha_B = 31^\circ$.

β_w (N/mm ²)	ϕ (°)	α_B (°)
16,0	34,5	27,75
22,5	35,5	27,25
30,0	36,5	26,75
45,0	37,5	26,25

Tabelle 6.1 Innere Reibungswinkel in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit, nach Szabo (1963)

Bestätigt werden die theoretischen Ergebnisse durch Versuche. So wurde eine Veränderung des Tragverhaltens von formschlüssigen Verbindungen bei flachen Lasteinleitungswinkeln bei der Versagensart Herausziehen u.a. von Rehm (1961), Furche (1994) und Lehmann (1994) beobachtet. Danach steigen die aufnehmbaren Zugkräfte mit kleiner werdendem Winkel an. Als Ursache für das veränderte Tragverhalten wird die mit flacher werdendem Lasteinleitungswinkel zunehmende

Querspannung angesehen. Eine sich verändernde Querspannung beeinflusst auch die Traglast bei Spaltversagen. Welcher Lasteinleitungswinkel als Grenzwert zu betrachten ist, wird unterschiedlich beurteilt. So wird nach Versuchen von Rehm (1961) $\alpha_B = 30^\circ$ und von Furche (1994) $\alpha_B = 20^\circ$ abgeleitet. Die eigene Auswertung letztgenannter Versuche ergab einen mittleren Lasteinleitungswinkel $\alpha_B = 23,3^\circ$.

Auf Grund der theoretischen Ableitung soll in den weiteren Betrachtungen von einem Neigungswinkel $\alpha_B = 27^\circ$ ausgegangen werden.

Damit sind für Kopfbolzen mit Lasteinleitungswinkel $\alpha_{\text{Kopf}} = 27^\circ \dots 90^\circ$ gleiche Druckkegelwinkel und somit gleiche Bruchlasten, die nach Gleichung (6.1) berechnet werden können, zu erwarten. Bei Kopfbolzen mit Lasteinleitungswinkel $\alpha_{\text{Kopf}} < 27^\circ$ ist der Winkel des Bolzenkopfes entscheidend. Versuchsbeobachtungen, wonach sich bei solch flachen Kopfneigungswinkeln keine Betondruckkegel ausbilden, bestätigen dies (Bild 6.2, Bild 6.3).

6.1.5.2 Formschlüssige Befestigung mit Lasteinleitungswinkel $\alpha_{\text{Kopf}} < 27^\circ$

Zur Berücksichtigung von Lasteinleitungswinkel $\alpha_{\text{Kopf}} < 27^\circ$ bei Spaltversagen wird in Gleichung (6.1) ein Faktor k_α eingeführt. Damit ergibt sich Gleichung (6.4).

$$N_{u,\text{Sp,FS}} = k_\alpha \cdot 4,65 \cdot A_{\text{Bruch}}^{0,5} \cdot A_1^{0,5} \cdot \beta_w^{0,5} \quad (6.4)$$

In Asmus (1998) werden eigene theoretische Überlegungen hinsichtlich des Einflusses von flachen Lasteinleitungswinkeln auf die Spaltbruchlast erläutert. Es werden verschiedene Ansätze zur Berücksichtigung von Lasteinleitungswinkel $\alpha_{\text{Kopf}} < 27^\circ$ vorgestellt und diskutiert.

Grundüberlegungen für die Ableitung des Faktors k_α sind die Betrachtung der Kräfteverhältnisse zwischen Zug- und Spreizkraft bzw. Spaltkraft (siehe Abschnitt 7.2), die von Lasteinleitungs- und Reibungswinkel bestimmt werden. Zur Ableitung von k_α wird davon ausgegangen, daß im Lasteinleitungsbereich von formschlüssigen Befestigungen nicht die Reibung Beton - Stahl, sondern auch bei flachen Kopfneigungswinkeln die innere Reibung des Betons maßgebend ist. Bestätigt wurde diese Vermutung durch Ausziehversuche mit Einschlagankern von Lehmann (1994), bei denen im Hinterschnittbereich keine Reibspuren beobachtet wurden, wohingegen im Bereich mit einem Neigungswinkel $\alpha = 0^\circ$ (Klemmbereich) ein deutlicher Abrieb am Dübel zu verzeichnen war. Von dieser Erkenntnis ausgehend wird für alle Kopfneigungswinkel der Reibungswinkel für Beton $\phi = 36^\circ$ (Tabelle 6.1) angenommen.

In Asmus (1998) wird zur Berücksichtigung von Lasteinleitungswinkel $\alpha_{\text{Kopf}} < 27^\circ$ Gleichung (6.5) vorgeschlagen.

$$\begin{aligned}
 k_{\alpha} &= 0,51 \cdot \tan(\alpha_{\text{Kopf}} + 36^{\circ}) && \text{für } \alpha_{\text{Kopf}} < 27^{\circ} \\
 &= 1 && \text{für } \alpha_{\text{Kopf}} \geq 27^{\circ}
 \end{aligned}
 \tag{6.5}$$

Bestätigt wird dieser Ansatz durch einen Vergleich mit Ergebnissen aus Ausziehversuchen an Einrippenstäben (Rehm (1961)). Der Autor untersuchte Einrippenstäbe mit unterschiedlicher Rippenform bei konstanter Schulterbreite ($a_s = 1 \text{ mm}$). Geht man davon aus, daß die Herausziehlast über einen konstanten Beiwert mit der Quer- bzw. Spreizkraft verknüpft ist, entspricht die relative Herausziehlast auch der relativen Spaltkraft. Eine weitere Überprüfung von Gleichung (6.5) mit eigenen experimentellen Untersuchungen folgt im Abschnitt 7.

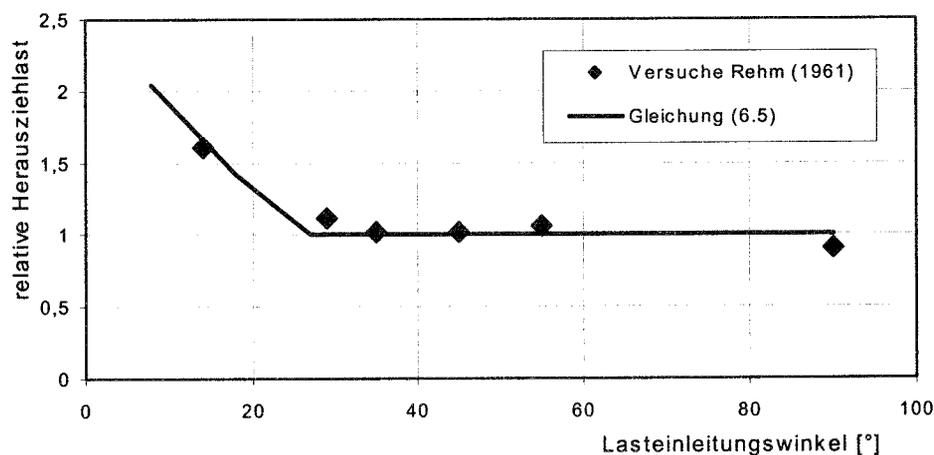


Bild 6.9 Relative Herausziehlast (Herausziehlast/mittlere Herausziehlast für $\alpha = 35^{\circ}$ - 90° in Abhängigkeit vom Lasteinleitungswinkel, Ausziehversuche (Rehm (1961)) mit Einrippenstäbe

6.1.6 Besonderheiten der Lasteinleitung bei Hinterschnittdübeln

Zur Ableitung einer Bemessungsgleichung zur Berechnung der Spaltbruchlast für Hinterschnittdübel sind Unterschiede im Lasteinleitungsbereich im Vergleich zu Kopfbolzen zu berücksichtigen.

Während Einlegeteile wie Kopfbolzen den Formschluß durch das Einbetonieren realisieren, wird bei Hinterschnittdübeln die mechanische Verzahnung durch spezielle Bohr- bzw. Setzverfahren angestrebt. Dabei kann es zum Durchtrennen von Zuschlagkörnern kommen. Die unmittelbare Lasteinleitung erfolgt demzufolge auf einer kleinen Teilfläche in teilweise sehr unterschiedlichem Betongefüge (Zementstein, Zuschlagkorn). Bei einbetonierten Befestigungen wirkt das Befestigungselement wie eine Schalffläche, so daß bis zu einem Abstand von ca. 5 mm vom Kopfbolzen eine Feinmörtelschicht (Korngröße $< 1 \text{ mm}$) mit erhöhtem Porenanteil und damit ein relativ homogenes Material vorliegt (Stöckel (1969), Furche (1994)). Die bei Dübeln im Vergleich zu Einlegeteilen inhomogenere Materialstruktur im unmittelbaren Lasteinleitungsbereich dürfte i.d.R. zu größeren Streuungen im Tragverhalten führen.

Weitere Unterschiede von Hinterschnittdübeln zu Kopfbolzen sind die nicht geschlossene Lasteinleitungsfläche auf Grund der Hülsensegmente (Bild 4.5). Diese sowie der Ringspalt zwischen Bohrloch und Dübel sind bei der Berechnung der maßgebenden Lasteinleitungsfläche (Nettolasteinleitungsfläche) gegebenenfalls zu berücksichtigen. Allerdings können bereits auf Grund des Setzvorganges (Hinterschnitterzeugung durch Eindrehen oder Einschlagen) und später bei Zugbelastung mit zunehmender Pressung Betonteile bzw. Betonmehl in die Zwischenräume gedrückt werden. So ist bei selbsthinterschneidenden Hinterschnittdübeln auch ein Hineinpressen des Bohr- bzw. Betonmehls in die Zwischenräume zwischen den Spreizsegmenten zu vermuten. Die Verfüllung der Zwischenräume würde zu einer geschlossenen und damit vergrößerten Lasteinleitungsfläche (Bruttolasteinleitungsfläche) führen. Für Systeme, deren Hinterschnitt durch Spezialbohrer erzeugt wird, ist eine Auffüllung der Zwischenräume während des Setzens nicht gegeben. Hier ist eher von der Nettolasteinleitungsfläche auszugehen. Welche Lasteinleitungsfläche letztendlich zur Berechnung der Spaltbruchlasten heranzuziehen ist, muß untersucht werden.

Die obigen Überlegungen werden durch Untersuchungen mit verschiedenen Hinterschnittdübeltypen von Furche (1987) und (1988), der ein unterschiedliches Last-Verschiebungsverhalten von Hinterschnittdübeln gegenüber Kopfbolzen beobachtete, bestätigt.

Weiterhin wird ein Vergleich von Versuchsergebnisse mit selbsthinterschneidenden Hinterschnittdübeln und Kopfbolzen in gleich großen Prüfkörpern angeführt. Zum Vergleich kommen Hinterschnittdübel der Größe M12 (Schaftdurchmesser $d_s = 18$ mm, Schulterbreite $a_s = 2$ mm (Angaben nach Bohner (1988), nach Eligehausen (1989) beträgt $a_s = 2,5$ mm), Lasteinleitungswinkel $\alpha = 25^\circ$) und Kopfbolzen mit einem Schaftdurchmesser $d_s = 20$ mm, Schulterbreite $a_s = 2$ mm und einem Lasteinleitungswinkel $\alpha = 90^\circ$. Die Zugversuche wurden in Würfeln ($b \times l \times h$) $160 \times 160 \times 160$ mm bzw. Quadern $240 \times 240 \times 160$ mm durchgeführt. Die Hinterschnittdübel wurden nicht bzw. mit $M_D = 80$ Nm vorgespannt.

Die Spaltbruchlasten von selbsthinterschneidenden Hinterschnittdübeln gegenüber Kopfbolzen sind im Mittel 13 % größer (Bild 6.10).

Geht man von den Angaben Bohners (1988) aus (Bruttolasteinleitungsfläche: $A_{1, \text{BRUTTO}} \approx 125$ mm²; Nettolasteinleitungsfläche $A_{1, \text{NETTO}} \approx 100$ mm²) sind aber bei den Hinterschnittdübeln geringere Spaltbruchlasten gegenüber Kopfbolzen ($A_{1, \text{BRUTTO}} = A_{1, \text{NETTO}} = 138$ mm²) zu erwarten. In Setzversuchen (Eligehausen (1989)) wurden für die gleiche Dübelgröße mittlere Bruttolasteinleitungsflächen $A_{1, \text{BRUTTO}} \approx 165$ mm² und Nettolasteinleitungsfläche $A_{1, \text{NETTO}} \approx 125$ mm² ermittelt. Ausgehend von dieser Bruttolasteinleitungsfläche ergeben sich dann Lasterhöhungen um ca. 10 % ($(165/138)^{0.5} = 1,09$), die gut mit den in Versuchen ermittelten Bruchlastverhältnissen übereinstimmen (Bild 6.10). Dies läßt für den hier verwendeten Hinterschnittdübel die Schlußfolgerung zu, daß bei der Berechnung der Spaltbruchlast von der Bruttolasteinleitungsfläche auszugehen ist.

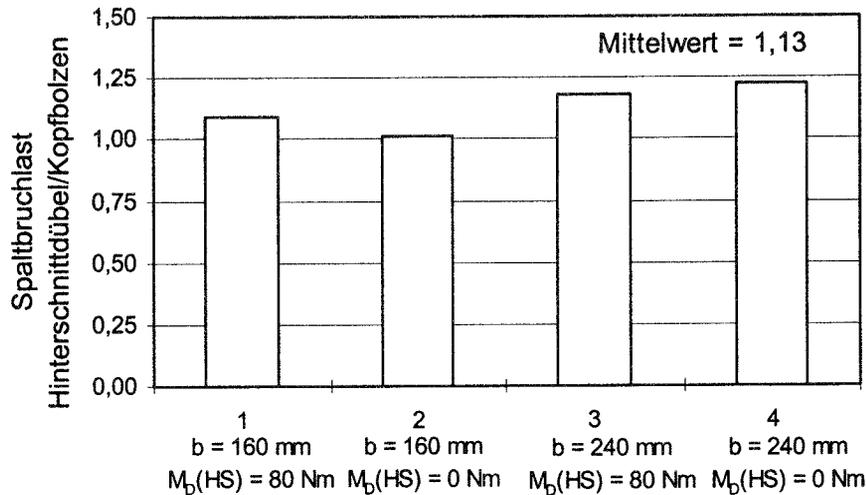


Bild 6.10 Vergleich der Spaltbruchlasten von Hinterschnittdübel ($d_s = 18 \text{ mm}$, $a_s = 2 \text{ mm}$ (Bohner (1990)), $a_s = 2,5 \text{ mm}$ (Eligehausen (1990)), $\alpha = 25^\circ$) gegenüber Kopfbolzen in verschiedenen Versuchsserien ($d_s = 20 \text{ mm}$, $a_s = 2 \text{ mm}$, $\alpha = 90^\circ$)

Im allgemeinen wird angenommen, daß Hinterschnittsysteme die Lasten nur über Formschluß eintragen. Allerdings ist aber auch bei einigen als Hinterschnittsysteme bekannten Befestigungen ein Einziehen des Konus in die Hülsesegmente zu beobachten (Nachspreizen). Dies entspräche einem teilweisen reibschlüssigen Tragmechanismus, bei dem mit höheren Spreizkräften als bei Formschluß zu rechnen ist. Daraus ist zu folgern, daß die maßgebende Lasteinleitungsfläche und der genaue Tragmechanismus produktspezifisch ist. Es ist naheliegend diese Unterschiede durch einen sogenannten Produktfaktor k_p in Gleichung (6.4) zu berücksichtigen. Er kann in Versuchen (Bestimmung der Umsetzung Zug- in Spaltkraft oder Zugversuche) ermittelt werden. Damit ergibt sich für die Bemessung von Hinterschnittdübeln folgender Ansatz:

$$N_{u,sp} = k_p \cdot k_\alpha \cdot 4,65 \cdot A_{\text{Bruch}}^{0,5} \cdot A_1^{0,5} \cdot \beta_w^{0,5} \quad (6.6)$$

mit $A_1 = A_{1,BRUTTO}$ bzw. $A_{1,NETTO}$ (abhängig vom Dübeltyp)
 $k_p =$ Produktfaktor

6.2 Berechnung der Spaltbruchlast von formschlüssigen Befestigungen

6.2.1 Allgemeines

Ausgehend von den theoretischen Betrachtungen sowie numerischen und experimentellen Untersuchungen wird festgestellt, daß die Spaltbruchlast $N_{u,sp}$ durch

- die Bauteilgeometrie,
- die Lasteinleitungsfläche,
- den Lasteinleitungswinkel
- die Betonzugtragfähigkeit und
- den Tragmechanismus des Befestigungselements bestimmt wird.

Die Einleitung von hohen Lasten bei formschlüssigen Befestigungsmitteln über eine sehr kleine Lasteinleitungsfläche entspricht dem Tragverhalten bei extremer Teilflächenbelastung. Eine Gleichung zur Berechnung der mittleren Spaltbruchlast von Befestigungsmitteln muß allerdings die Lasteinleitung im Bauteilinneren, unterschiedliche Anwendungsfälle - schmale Plattenstreifen, Bauteilrand und -ecke sowie Befestigungsgruppen - und den Tragmechanismus des Befestigungsmittels berücksichtigen. Die Betonzugtragfähigkeit wird über die Betonwürfeldruckfestigkeit mit $\beta_w^{0,5}$ berücksichtigt. Dies wird sowohl für extreme Teilflächenbelastung (Lieberum (1987)) als auch für Befestigungsmittel bei der Versagensart Betonausbruch empfohlen (Gleichung (2.1)).

6.2.2 Kopfbolzen

Die Bemessungsgleichung (Gleichung (6.7)) für Kopfbolzen ergibt sich aus Gleichung (6.1). Sie gilt für Kopfbolzen die mittig in symmetrischen Plattenstreifen einbetoniert sind, bei denen der Spaltriß quer über den Versuchskörper durch die Dübelachse verläuft. Die Bruchfläche wird bei solchen Körpern durch die Bauteilbreite b (entspricht der Rißlänge) und die Bauteilhöhe h erfaßt. Die theoretischen als auch numerischen Untersuchungen haben gezeigt, daß bei Lasteinleitung im Bauteilinneren die aktivierbare Bauteilhöhe h auf $h \leq 2 h_{ef}$ begrenzt werden muß. Der Einfluß der Lasteinleitungsfläche A_1 wird über $A_1^{0,5}$ erfaßt. Bei Lasteinleitungswinkeln $\alpha \neq 90^\circ$ entspricht A_1 der auf die Betonoberfläche projizierten Fläche (Bild 4.4). Für Lasteinleitungswinkel $\alpha < 27^\circ$ sind erhöhte Spaltkräfte zu berücksichtigen (Abschnitt 6.1.5.2). Hierfür wird der Faktor k_α eingeführt.

$$N_{u,sp,KB} = 4,65 \cdot k_\alpha \cdot A_1^{0,5} \cdot A_{Bruch}^{0,5} \cdot \beta_w^{0,5} \quad (6.7)$$

$$h \leq 2 h_{ef}$$

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

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

6.2.3 Hinterschnittdübel

Entsprechend den Ausführungen in Abschnitt 6.1.6 ergibt sich die Spaltbruchlast für Hinterschnittdübel ähnlich der für Kopfbolzen. Darüber hinaus sind bei Hinterschnittdübeln die nicht geschlossene Lasteinleitungsfläche, die meist flachen Lasteinleitungswinkel und ein eventuelles Nachspreizen zu berücksichtigen. Für die in den Versuchen zur Ermittlung der Spaltbruchlast eingesetzten selbsthinterschneidenden Hinterschnittdübel wird als Lasteinleitungsfläche die Bruttofläche als maßgebend angesehen (Abschnitt 6.1.6). Die durch flache Lasteinleitungswinkel hervorgerufenen erhöhten Spreizkräfte werden analog zur Verfahrensweise bei Kopfbolzen durch k_α berücksichtigt. Möglicherweise auftretendes Nachspreizen, d.h. Einziehen des Konus in die Spreizelemente ist durch einen sogenannten Produktfaktor k_p abzudecken. Dieser soll eventuelle reib-schlüssige Anteile bei der Lasteinleitung berücksichtigen. Diese würden zu einer Abminderung der Spaltbruchlast beitragen. Der Faktor k_p ist kleiner oder gleich 1. Er kann in Versuchen (Bestimmung der Umsetzung Zug- in Spaltkraft oder Zugversuche) bestimmt werden. Die Spaltbruchlast für Hinterschnittdübel läßt sich unter Berücksichtigung der genannten Punkte nach Gleichung (6.8) ermitteln. Für die Bauteilbreite und -höhe gelten die in Abschnitt 6.2.2 getroffenen Aussagen.

$$N_{u,sp,HS} = 4,65 \cdot k_\alpha \cdot k_p \cdot A_{1,Brutto}^{0,5} \cdot A_{Bruch}^{0,5} \cdot \beta_W^{0,5} \quad (6.8)$$

$$h \leq 2 h_{ef}$$

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

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

$$k_p \leq 1 \text{ (Produktfaktor)}$$

6.3 Einzelbefestigungen

6.3.1 Allgemeines

Bei Befestigungen sind zahlreiche Anwendungsfälle zu unterscheiden. Bei der Ableitung der Bemessungsgleichungen wird im folgenden grundsätzlich zwischen Einzel- und Gruppenbefestigungen unterschieden.

Einzelbefestigungen in schmalen Bauteilen (Plattenstreifen) können durch Durchspalten des Bauteils versagen. Weisen solche Befestigungen einen geringen Randabstand auf, treten Spaltrisse zum Bauteilrand auf. Schematisch sind beide Rißverläufe in Bild 6.11 dargestellt. Für die Berechnung der Spaltbruchlast von formschlüssigen Befestigungen wird in Gleichung (6.7) bzw. (6.8) die Bruchfläche herangezogen. Grundlage der Ableitungen für die Anwendung in Plattenstreifen und am Bauteilrand bzw. in der Bauteilecke sind deshalb die Berücksichtigung der unterschiedlichen Bruchflächen A_{Bruch} .

Weiterhin wird bei Einzelbefestigungen in Plattenstreifen eine exzentrische Lage über die Bauteilbreite und die Berücksichtigung von Biegeinflüssen diskutiert.

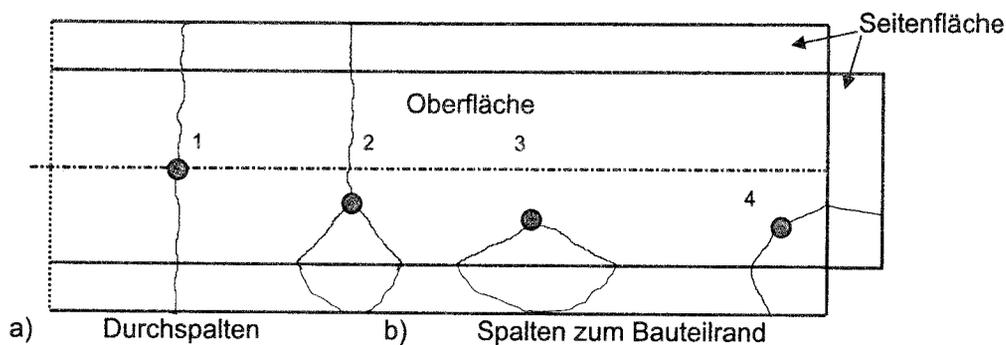


Bild 6.11 Rißverläufe von Einzelbefestigungen bei Spaltversagen (schematisch)

6.3.2 Einzelbefestigungen in Plattenstreifen - mittig

Bei Einzelbefestigungen in Plattenstreifen, die sich in der Bauteilmittig ($c_1 = c_3$; Anhang B-1) befinden, ergibt sich die Bruchfläche aus der minimalen Bauteilbreite und der Bauteilhöhe. Auf Grund der über die Bauteilhöhe symmetrischen Spannungsausbreitung ausgehend von der Lasteinleitungsfläche wird die Bauteilhöhe bis zu $h = 2h_{ef}$ aktiviert. Unter Berücksichtigung dessen ergibt sich die Bruchfläche für schmale Bauteile nach Gleichung (6.9).

$$A_{\text{Bruch}} = b \cdot h \quad \text{mit } h \leq 2h_{ef} \quad (6.9)$$

Die Berechnung der Spaltbruchlast für Einzelbefestigungen in Plattenstreifen erfolgt demzufolge nach Gleichung (6.10).

$$N_{u,sp,KB} = 4,65 \cdot k_{\alpha} \cdot A_1^{0,5} \cdot b^{0,5} \cdot h^{0,5} \cdot \beta_W^{0,5} \quad (6.10)$$

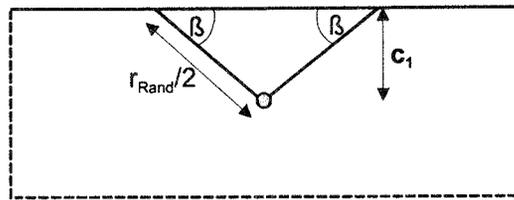
$$h \leq 2 h_{ef}$$

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

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

6.3.3 Einzelbefestigungen am Bauteilrand

Bei Befestigungen am Bauteilrand verläuft der Spaltriß in einem bestimmten Bruchwinkel β zum Bauteilrand (Bild 6.12), d.h. das Versagensbild gegenüber Spalten in schmalen Plattenstreifen ändert sich. Dies ist bei der Berechnung der Spaltbruchlast zu berücksichtigen. Dabei soll - wie auch bei ähnlichen Bemessungsansätzen üblich (Betonausbruch - Zug; Betonkantenausbruch - Querlast) - von der Geometrie des Bruchbildes ausgegangen werden.



r_{Rand} = Rißlänge einer Befestigung am Bauteilrand

Bild 6.12 Idealisierter Rißverlauf bei Spalten am Bauteilrand

Zur Beschreibung des Bruchbildes werden neben Versuchen mit Spaltversagen auch die Bruchwinkel von Versuchen mit ähnlichen Versagensarten herangezogen. Dies sind Zugversuche mit der Versagensart Blow-out (Furche) und Querlastversuche, bei denen Befestigungen durch Betonkantenbruch versagten (Fuchs (1990)). In beiden Fällen wirkt eine Kraft zum Rand hin, die einen seitlichen Betonausbruch verursacht. Damit liegen ähnliche Versagensmechanismen vor. Bild 6.13 zeigt die gemessenen Bruchwinkel β zum Bauteilrand in Abhängigkeit vom Randabstand aus diesen Versuchen.

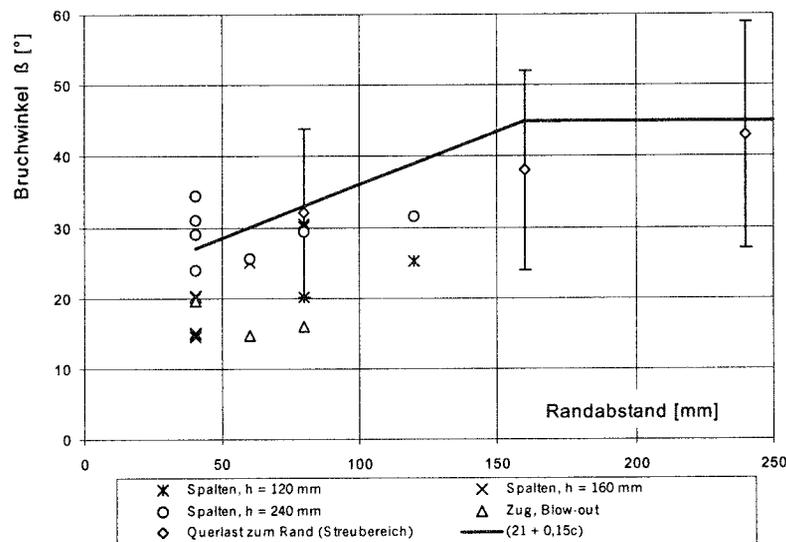


Bild 6.13 Bruchwinkel β von Befestigungen am Bauteilrand in Abhängigkeit vom Randabstand bei der Versagensart Spalten

Tendenziell ist eine Zunahme der Bruchwinkel mit größer werdendem Randabstand zu erkennen. Allerdings sind unabhängig vom Randabstand starke Streuungen in einem Bereich von $\approx \pm 10^\circ$ um den Mittelwert zu verzeichnen. Dies wird auf die inhomogene Beschaffenheit des Betons im unmittelbaren Lasteinleitungsbereich (Mikrostruktur) und auf eine möglicherweise unterschiedliche Ermittlung der Bruchwinkel zurückgeführt. So wurden insbesondere bei der Versagensart Blow-out sehr flache Winkel ermittelt. Zu vermuten ist, daß diese Winkel aus der vermessenen Bruchfläche auf der Bauteiloberfläche errechnet wurden und damit auch der flache Restbruch des seitlichen Betonausbruchs Berücksichtigung fand.

Im Bereich der Randabstände von $c = 40 \dots 160$ mm läßt sich der mittlere Verlauf mit Gleichung (6.11) abschätzen. Für Randabstände $c_1 < 40$ mm wird $\beta = 27^\circ$ und für $c_1 > 160$ mm $\beta = 45^\circ$ angenommen.

$$\beta = 21 + 0,15 c_1 \quad [^\circ] \quad (6.11)$$

$40 \text{ mm} < c_1 < 160 \text{ mm}$
 $\beta = 27^\circ$ für $c_1 \leq 40 \text{ mm}$
 $\beta = 45^\circ$ für $c_1 \geq 160 \text{ mm}$

Allerdings sollte der Bemessungsansatz insbesondere für Dübel auf Randabstände $c_1 \geq 50$ mm begrenzt bleiben, da bei solch geringen Randabständen bereits die Bohrerherstellung Gefügestörungen bewirken kann (siehe Fuchs (1990)). Diese können bei Randabständen $c < 50$ mm signifikante Lastreduzierungen zur Folge haben. Abgeleitet aus Gleichung (6.11) kann die Rißlänge am Bauteilrand r_{RAND} in Abhängigkeit des Randabstandes bestimmt werden (Gleichung (6.12)).

$$r_{\text{RAND}} = \frac{2 \cdot c_1}{\sin(21 + 0,15 \cdot c_1)} \quad (6.12)$$

$40 \text{ mm} < c_1 < 160 \text{ mm}$ ($c_1 \leq 40 \text{ mm}$: $r = 4,4c$; $c_1 \geq 160 \text{ mm}$: $r = 2,8c$)
 $\beta = 27^\circ$ für $c_1 \leq 40 \text{ mm}$
 $\beta = 45^\circ$ für $c_1 \geq 160 \text{ mm}$

Bild 6.17 zeigt den Verlauf des Verhältnisses Rißlänge zum Randabstand in Abhängigkeit vom Randabstand. Durch den Einsatz der Rißlänge r_{RAND} für die Bauteilbreite läßt sich die Spaltbruchlast am Bauteilrand ermitteln. Die Berechnung der Spaltbruchlast für einen Kopfbolzen am Bauteilrand ergibt sich nach Gleichung (6.13).

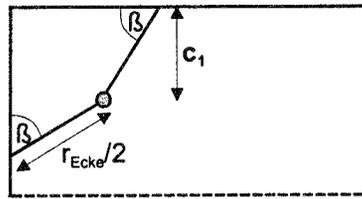
$$N_{\text{u,sp,KB,RAND}} = 4,65 \cdot k_\alpha \cdot A_1^{0,5} \cdot r_{\text{RAND}}^{0,5} \cdot h^{0,5} \cdot \beta_W^{0,5} \quad (6.13)$$

mit $h \leq 2 h_{\text{ef}}$

6.3.4 Einzelbefestigungen in der Bauteillecke

Das Versagen Spalten in der Bauteillecke kann durch den in Bild 6.14 gezeigten Rißverlauf beschrieben werden.

Auf Grund der Geometrie sind in der Bauteillecke minimale Rißlängen von $2c$ bei einem Bruchwinkel $\beta = 90^\circ$ und maximale Rißlängen von $2,8c$ bei einem Bruchwinkel $\beta = 45^\circ$ zu erwarten. Im letzteren Fall ließe sich ein Ersatzkörper vorstellen, der dem eines Zylinders bzw. eines Plattenstreifens entspricht (Bild 6.15).



r_{Ecke} = Rißlänge einer Befestigung in der Bauteilecke

Bild 6.14 Idealisierter Rißverlauf bei Spalten in der Bauteilecke

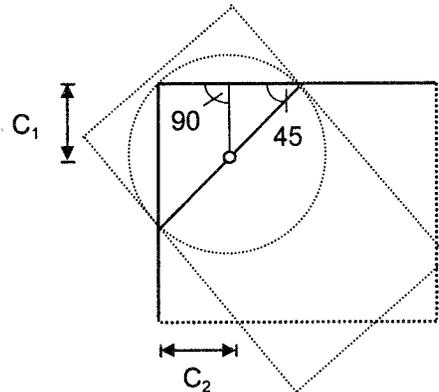


Bild 6.15 Mögliche Ersatzkörper bei Spalten in der Bauteilecke

In Bild 6.16 sind die in Versuchen gemessenen Bruchwinkel β in Abhängigkeit des Randabstandes c bei Spaltversagen in der Bauteilecke dargestellt. Wie zu erwarten, streuen auch die Bruchwinkel in der Bauteilecke stark. Offensichtlich ist der Spalttriß bestrebt in einer Rißebeane zu verlaufen. In der Tendenz ist eine Abnahme des Bruchwinkels mit zunehmendem Randabstand zu beobachten. Der Verlauf läßt sich näherungsweise mit Gleichung (6.14) beschreiben. Für Randabstände $c < 40$ mm wird $\beta = 57^\circ$ und für $c > 160$ mm $\beta = 45^\circ$ angenommen.

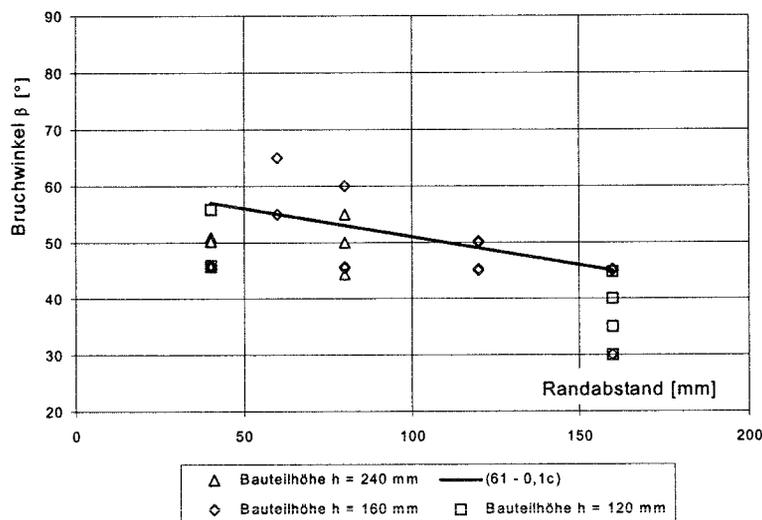


Bild 6.16 Bruchwinkel von Einzelbefestigungen in der Bauteilecke in Abhängigkeit vom Randabstand bei der Versagensart Spalten

$$\beta = 61 - 0,1 c \quad \text{mit } c_1 = c_2 \quad (6.14)$$

$40 \text{ mm} < c < 160 \text{ mm}$
 $\beta = 57^\circ \text{ für } c \leq 40 \text{ mm}$
 $\beta = 45^\circ \text{ für } c \geq 160 \text{ mm}$

Für Einzelbefestigungen in der Bauteilecke mit $c_1 = c_2$ läßt sich die Rißlänge nach Gleichung (6.15) berechnen. Der Verlauf des Verhältnisses Rißlänge zum Randabstand in Abhängigkeit vom Randabstand ist in Bild 6.17 dargestellt.

$$r_{\text{ECKE}} = \frac{2 \cdot c}{\sin(61 - 0,1 \cdot c)} \quad \text{mit } c_1 = c_2 \quad (6.15)$$

$40 \text{ mm} < c < 160 \text{ mm} \text{ (} c_1 \leq 40 \text{ mm: } r = 2,4c; c_1 \geq 160 \text{ mm: } r = 2,8c)$
 $\beta = 57^\circ \text{ für } c \leq 40 \text{ mm}$
 $\beta = 45^\circ \text{ für } c \geq 160 \text{ mm}$

Die Spaltbruchlast in der Bauteilecke ergibt sich durch den Ansatz der Rißlänge r_{ECKE} für die Bauteilbreite b . Damit erhält man zur Berechnung der Spaltbruchlast für Kopfbolzen in der Bauteilecke Gleichung (6.16).

$$N_{u,\text{sp,KB,ECKE}} = 4,65 \cdot k_\alpha \cdot A_1^{0,5} \cdot r_{\text{ECKE}}^{0,5} \cdot h^{0,5} \cdot \beta_w^{0,5} \quad (6.16)$$

mit $h \leq 2 h_{\text{ef}}$

Nach Gleichung (6.13) und (6.16) sind für Einzelbefestigungen am Bauteilrand und in der Bauteilecke für Randabstände $c \geq 160 \text{ mm}$ gleiche Spaltbruchlasten zu erwarten. Aus den Rißlängen läßt sich das Verhältnis der Spaltbruchlasten Bauteilecke/Bauteilrand in Abhängigkeit vom Randabstand ermitteln. Bild 6.17 zeigt, daß bei geringem Randabstand ein ausgeprägter Einfluß des zweiseitigen Randes in der Bauteilecke vorliegt (für $c = 40 \text{ mm}$: $N_{u,\text{Ecke}}/N_{u,\text{Rand}} \approx 0,55$). Dieser schwächt sich mit zunehmendem Randabstand ab, so daß ab Randabstände $c \geq 160 \text{ mm}$ etwa gleiche Spaltbruchlasten zu erwarten sind. Tendenziell wird dieses Ergebnis von den numerischen Untersuchungen bestätigt.

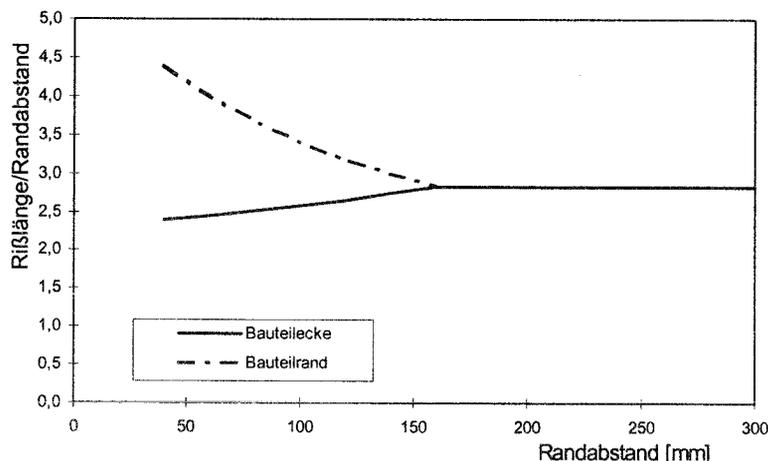


Bild 6.17 Verhältnis Rißlänge/Randabstand in Abhängigkeit des Randabstandes am Bauteilrand und in der Bauteilecke

6.3.5 Exzentrische Lage von Einzelbefestigungen in Plattenstreifen

Eine exzentrische Anordnung einer Einzelbefestigung über die Bauteilbreite eines Plattenstreifens bewirkt eine unsymmetrische Spannungsverteilung. Diese nimmt mit größer werdender Exzentrizität zu und führt zu einem Wechsel der Versagensbilder - von Spalten über die Bauteilbreite zu Spalten zum Bauteilrand -, die in Bild 6.18 schematisch dargestellt sind.

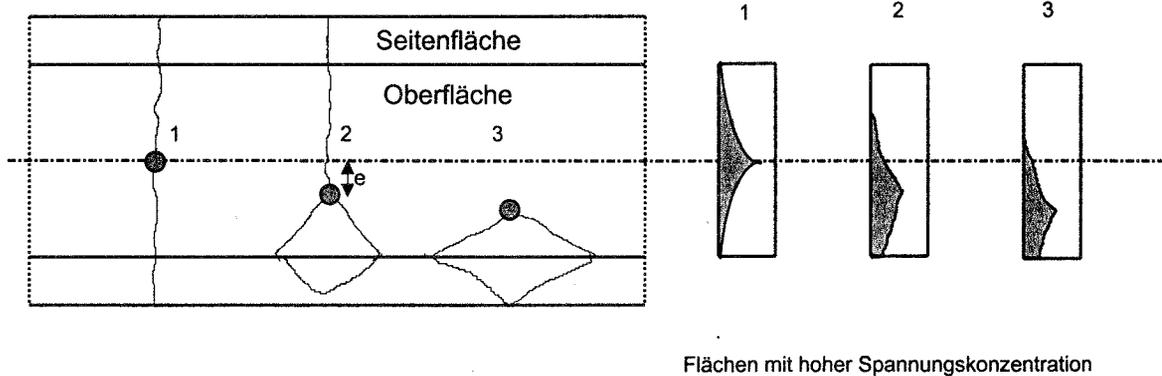


Bild 6.18 Wechsel des Versagensbildes bei zunehmender Exzentrizität

Bei großer Exzentrizität kann damit vom Anwendungsfall Versagen am Bauteilrand (Abschnitt 6.3.3) ausgegangen werden. Der Wechsel der Versagensarten tritt nach dem vorgeschlagenen Ansatz dann ein, wenn die Bruchlast bei Spalten zum Rand gleich der Bruchlast bei Spalten über die Bauteilbreite ist, d.h. letztendlich, wenn die Bauteilbreite (= Rißlänge in Plattenstreifen) der angenommenen Rißlänge am Bauteilrand entspricht (Gleichung (6.17)).

$$b = \frac{2 \cdot c}{\sin(21 + 0,15 \cdot c)} \quad (6.17)$$

Der Randabstand c_{WECHSEL} , bei dem ein Wechsel des Versagensbildes zu erwarten ist, hängt von der Bauteilbreite ab. Die Ermittlung kann über Iteration erfolgen. Bild 6.19 stellt den Randabstand c_{WECHSEL} in Abhängigkeit der Bauteilbreite dar. Bei großer Exzentrizität ist Spalten zum Bauteilrand maßgebend. Die Bruchlast wird dementsprechend für diesen Anwendungsfall berechnet. Die Abminderung bei kleiner Exzentrizität wird als gering eingeschätzt, so daß hier die Grundgleichungen für die volle Breite angesetzt werden. Dies führt zu der in Bild 6.20 dargestellten schematischen bilinearen Beziehung.

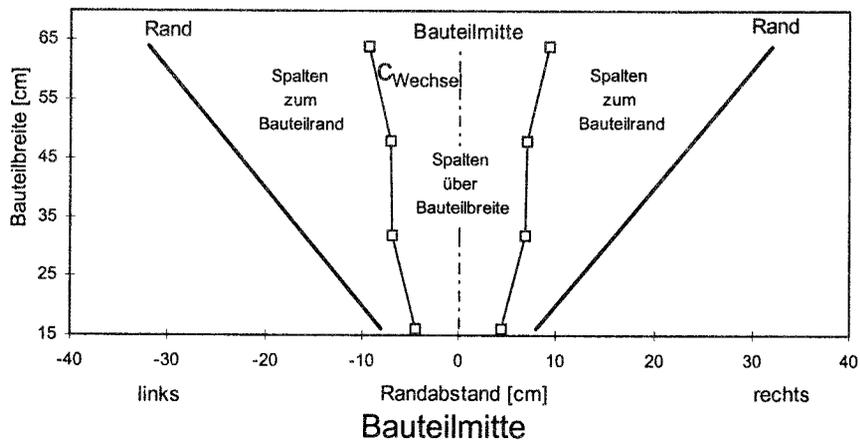


Bild 6.19 Bauteilbreite in Abhängigkeit des Randabstandes c_{WECHSEL} bei dem ein Wechsel der Versagensarten eintritt (Spalten über Bauteilbreite zu Spalten zum Bauteilrand)

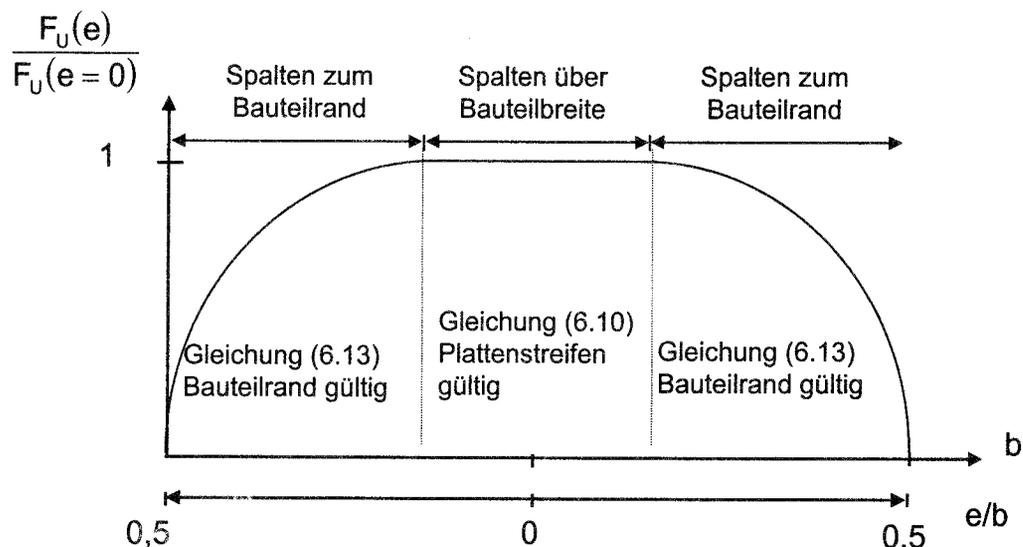


Bild 6.20 Schematischer relativer Spaltbruchlastverlauf (Spaltbruchlast/Spaltbruchlast ohne Exzentrizität) bei Plattenstreifen in Abhängigkeit von der Bauteilbreite bzw. vom Verhältnis Exzentrizität e (Bild 6.18) zur Bauteilbreite

6.3.6 Berücksichtigung von Biegeinflüssen

Neben den Spannungen aus der Lasteinleitung der Befestigungselemente, können zusätzliche Biegespannungen wirken, wenn die Reaktionskräfte beim Zugversuch mit einer größeren Spannweite eingeleitet werden. Dies ist i.d.R. zwar nicht bei Anwendungsfällen in der Praxis relevant, ist aber bei der Durchführung und Auswertung von Versuchen zu berücksichtigen.

Bild 6.21 zeigt Versuchsabstützungen bei Versuchen in Plattenstreifen; am Bauteilrand und in der Bauteilecke. Neben der Darstellung der Lastabstützungen sind schematisch der Verlauf der Biegezugspannungen und der Spalttrißverlauf beim

Versagen dargestellt. Senkrecht zu den Spaltrissen wirken die Zugspannungen. In den hier ausgewerteten experimentellen Untersuchungen (Abschnitt 8) entsprachen die Versuchsaufbauten Bild 6.21a) bis c). Es wird deutlich, daß sich bei schmalen Plattenstreifen und einer Versuchsaufstützung gemäß Bild 6.21a) die Biegezugspannungen auf Grund der Lastabstützung mit den Zugspannungen im Spaltriß überlagern. Demzufolge ist ein Biegeeinfluß auf die Spaltbruchlast vorhanden und zu berücksichtigen. Bei Anwendungen in Bauteilplatten (Bauteilrand und -ecke) tritt bei den Aufbauten nach Bild 6.21b) und c) keine oder eine vernachlässigbar geringe Überlagerung der Biegezug- und Zugspannungen im Spaltriß auf, da die Zugspannungen aus Biegung und Lasteinleitung nahezu senkrecht zueinander stehen. Außerdem liegt eine höhere Steifigkeit bei Platten vor. Demgegenüber ist bei einem Versuchsaufbau in der Bauteilecke entsprechend Bild 6.21d) eine Überlagerung der Zugspannungen zu berücksichtigen.

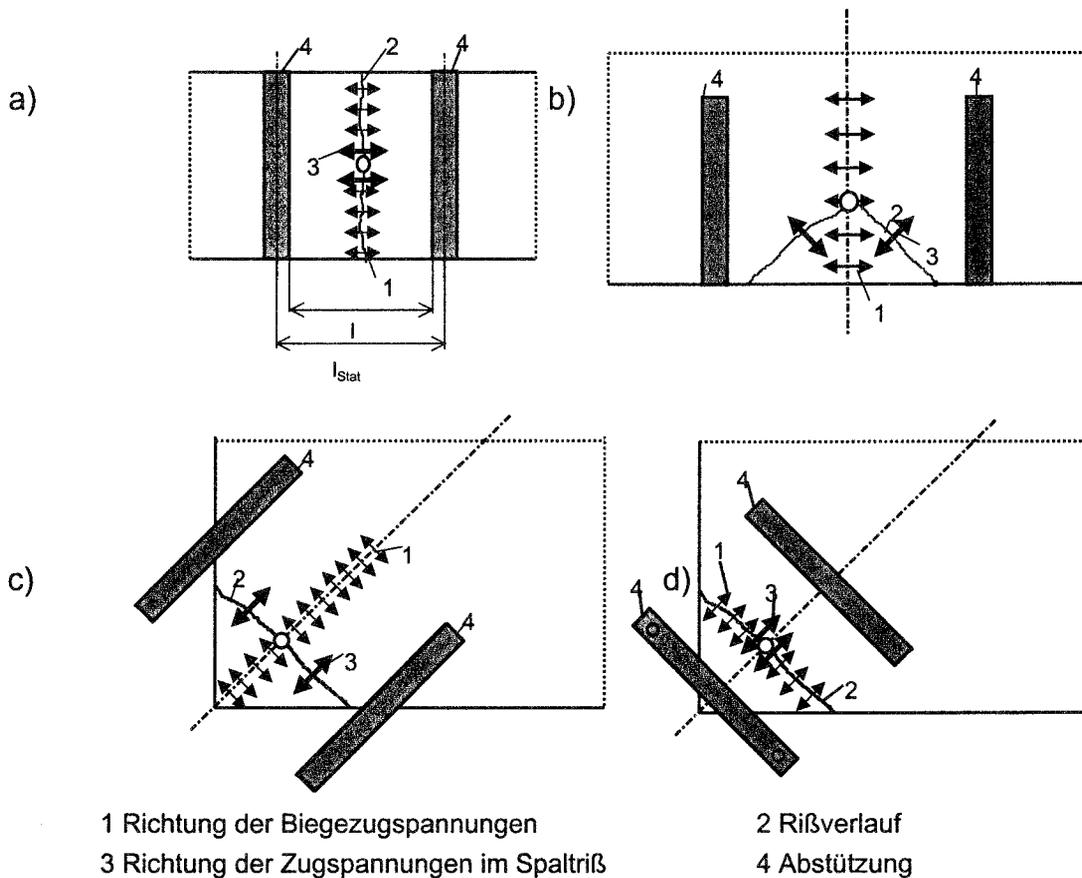


Bild 6.21 Richtung der Biegezugspannungen zum Rißverlauf (Draufsicht)

- a) Plattenstreifen
- b) Platte - Bauteilrand
- c) Platte - Bauteilecke (Aufbau nach EOTA (1994))
- d) Platte - Bauteilecke (Zusätzlicher Biegeeinfluß bei Ermittlung der Spaltbruchlast)

Für Versuche in Plattenstreifen wurde teilweise der in Bild 6.21a) dargestellte Aufbau verwendet. Für diesen Fall wird eine rechnerische Berücksichtigung des Biegeeinflusses vorgeschlagen.

Eine rechnerische Überlagerung der Spannungen aus Lasteinleitung und Biegung kann nur näherungsweise erfolgen, da keine genaue Kenntnisse über die Spannungsverteilung im Lasteinleitungsbereich infolge Dübelbelastung und infolge Biegebelastung vorliegen. So liegen die Verhältnisse Bauteilhöhe h /statische Stützweite l_{Stat} teilweise außerhalb der Anwendungsbedingungen, die der technischen Biegelehre (Übergang Scheibe - Balken) entsprechen.

Eine schematische Darstellung der Spannungsüberlagerung von Biege- und Spreizspannungen zeigt Bild 6.22. Für die Biegezugspannungen eines Trägers auf 2 Stützen wird dabei von einem Verhältnis $h/l_{\text{Stat}} \geq 2$ ausgegangen, das die Annahme eines linearen Verlaufes der Biegespannungen rechtfertigt. Wird die Spaltkraft exzentrisch über die Bauteilhöhe eingetragen, wirkt zusätzlich ein Biegemoment $M = F_{\text{SPA}} \cdot e$. Dadurch wird die Spaltbruchlast bei Lasteintragung in der Zugzone bzw. Druckzone abnehmen bzw. ansteigen.

Zur rechnerischen Berücksichtigung des Biegeeinflusses wird es als sinnvoll erachtet, einen sogenannten Biegeausnutzungsgrad, wie bei Walser (1990) vorgeschlagen, heranzuziehen. Während dieser nur Lasteintragungen in der Mitte der Bauteilhöhe erfaßte, soll hier zusätzlich der exzentrische Lasteintrag (Druck- oder Zugzone) berücksichtigt werden.

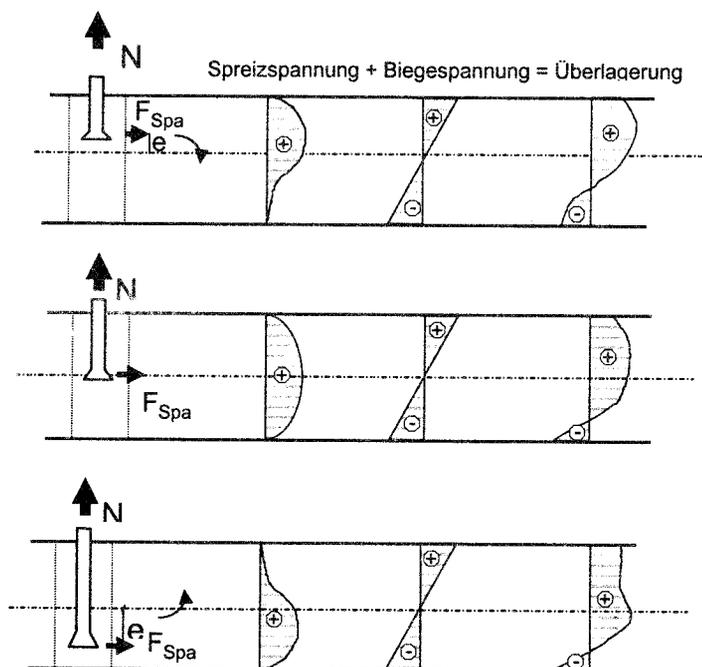


Bild 6.22 Schematische Darstellung der Spannungsüberlagerung von Biege- und Spreizspannungen bei verschiedenen Verankerungstiefen

Der Biegeausnutzungsgrad entspricht dem Quotient aus der Summe der Momente aus der Biegung (M_1) und einer möglichen exzentrischen Lasteintragung über die Bauteilhöhe (M_2) und dem Biegebruchmoment M_U . Zur Berechnung des Biegemoments wird von einem Träger auf 2 Stützen ausgegangen (Gleichung

(6.20)).

$$M_{\text{aus}} = M/M_u \quad (6.18)$$

$$M_{\text{gesamt}} = M_1 + M_2 \quad (6.19)$$

$$M_1 = \frac{N_U \cdot l_{\text{Stat}}}{4} \quad (6.20)$$

Zur Ermittlung von M_2 ist von den Spaltkräften F_{Spa} auszugehen, d.h.

$$M_2 = F_{\text{Spa}} \cdot e = k_U \cdot N_U \cdot e \quad (6.21)$$

$$e = h_{\text{ef}} - h/2$$

exzentrische Lasteintragung: Zugzone: e positiv; Druckzone: e negativ

k_U = Verhältnis Spalt- zu Zugkraft (Abschnitt 7.2.2)

Unter Annahme der Gültigkeit des Hook'schen Elastizitätsgesetzes ergibt sich das Bruchmoment infolge Biegebeanspruchung aus dem Produkt des Widerstandsmoments W und der Biegezugfestigkeit β_{bz} (Gleichung (6.22)).

$$M_U = \beta_{\text{bz}} \cdot W \quad \text{mit } W = \frac{b \cdot h^2}{6} \quad (\text{bei Rechteckquerschnitt}) \quad (6.22)$$

Die Biegezugfestigkeit eines Betonkörpers nimmt mit zunehmender Bauteilhöhe ab und kann näherungsweise nach Gleichung (6.23) (Modelcode (1990)) aus der Betondruckfestigkeit und Bauteilhöhe abgeschätzt werden.

$$\beta_{\text{bz}} = \frac{0,30 \cdot \beta_w^{2/3}}{\frac{1,5 \cdot (h/100)^{0,7}}{1 + 1,5 \cdot (h/100)^{0,7}}} \quad (6.23)$$

Nach Walser (1990) kann zwischen dem Verhältnis Spaltbruchlast bei Auftreten eines Biegemoments $N_U(M)$ und Spaltbruchlast ohne Biegemoment $N_U(M=0)$ eine quadratische Interaktion angenommen werden (Gleichung (6.24)). Die Gültigkeit dieses Ansatzes weist er für Befestigungen nach, die in der angenommenen Biegespannungsnulllinie ($h_{\text{ef}} = h/2$) liegen. Dieser Ansatz wird hier für eine exzentrische Einleitung der Spaltbruchlast erweitert, indem für das angreifende Biegemoment zusätzlich das Exzentrizitätsmoment angesetzt wird. Tritt kein Biegemoment auf, wird eine exzentrische Lasteinleitung über die Begrenzung der Bauteilhöhe $h \leq 2h_{\text{ef}}$ berücksichtigt. Dies führt bei $h_{\text{ef}} < h/2$ zu einer Reduzierung der Spaltbruchlast. Die mögliche Lasterhöhung bei $h_{\text{ef}} > h/2$ gegenüber einer Lasteinleitung bei $h = 2h_{\text{ef}}$ wird vernachlässigt.

$$\left[\frac{N_U(M)}{N_U(M=0)} \right]^2 + \left[\frac{M_{\text{gesamt}}}{M_U} \right]^2 = 1 \quad (6.24)$$

Die Spaltbruchlast bei Auftreten eines Biegemoments läßt sich nach Gleichung (6.25)

wie folgt ermitteln.

$$N_U(M) = \sqrt{\frac{1}{\left(\frac{1}{N_U(M=0)}\right)^2 + \left(\frac{l_{\text{Stat}}/4 + k_U \cdot e}{M_U}\right)^2}} \quad (6.25)$$

mit $N_U(M=0)$ Spaltbruchlast ohne Biegeeinfluß (Gleichung (6.10))

l_{Stat} Abstützweite der abgeleiteten Zuglast

k_U Verhältnis Spalt- zu Zugkraft (Abschnitt 7.2.2)

e Außermittigkeit über die Bauteilhöhe (Zugzone: e positiv;
Druckzone: e negativ)

M_U Bruchmoment

6.4 Befestigungsgruppen in Plattenstreifen

6.4.1 Allgemeines

Bei Befestigungsgruppen werden die Zuglasten über mehrere Befestigungselemente in das Bauteil abgeleitet, d.h. die infolge der Zuglasten hervorgerufenen Spannungen verteilen sich über die Bauteilbreite bzw. in Plattenlängsrichtung. Bei einem zunehmenden Achsabstand einer Zweiergruppe in Plattenlängsrichtung nähert sich die Traglast der Zweiergruppe der Traglast von zwei Einzelbefestigungen an. Für diesen Fall ist der Achsabstand zu ermitteln, bei dem diese Last erreicht ist. Eine Zunahme des Achsabstandes senkrecht zum Bauteilrand sollte auf Grund der besseren Ausnutzung der Bauteiltragfähigkeit ebenfalls zu einer Erhöhung gegenüber der Spaltbruchlast einer Einzelbefestigung führen. Für beide Anwendungsfälle wird ein Bemessungsvorschlag unterbreitet.

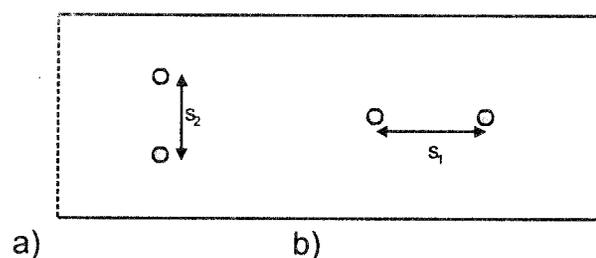


Bild 6.23 Mögliche Lage einer Zweiergruppe in Plattenstreifen
a) Zweiergruppe senkrecht zum Bauteilrand
b) Zweiergruppe parallel zum Bauteilrand

6.4.2 Zweiergruppen senkrecht zum Bauteilrand

Nimmt der Achsabstand s_2 einer Zweiergruppe senkrecht zum Bauteilrand zu, führt dies zu einer veränderten Spannungsverteilung. Dies zeigt sich u.a. im Übergang vom Spalten quer über das Bauteil hin zu Spalten am Bauteilrand.

Bei der Berechnung der Spaltbruchlast einer Zweiergruppe sind gegenüber einer

Einzelbefestigung zwei Effekte zu berücksichtigen. Einerseits verändert sich die Spannungsverteilung bei zunehmendem Achsabstand und zunehmender Bauteilbreite. Andererseits erhöht sich die Lasteinleitungsfläche bei einer Zweiergruppe gegenüber einer Einzelbefestigung auf das Doppelte.

Eine schematische Darstellung der Versagensbilder und Spannungsverteilung über die Bauteilbreite bei zunehmendem Achsabstand s_2 zeigt Bild 6.24. Darin wird zwischen schmalen und breiten Plattenstreifen unterschieden. Aus der Prinzipskizze geht hervor, daß bei schmalen Plattenstreifen die Spannungsfläche einer Zweiergruppe auf Grund der begrenzten Bauteilbreite nur geringfügig größer gegenüber der einer Einzelbefestigung ist. Dies läßt nur einen geringen Einfluß auf die Spaltbruchlast erwarten. Bei Plattenstreifen mit größerer Bauteilbreite kommt es bei ausreichendem Achsabstand (Bild 6.24 b-2) zu keiner Spannungsüberlagerung zwischen den einzelnen Befestigungen der Zweiergruppe. Betrachtet man bei $s_2/b = 0,5$ jede Befestigung als Einzelelement mit $b_{\text{EINZEL}} = b/2$ ergibt sich bei Plattenstreifen mit großer Plattenbreite eine Traglastserhöhung auf $N_{u,\text{ZWEI}} = 2 \cdot (1/2)^{0,5} \cdot N_{u,\text{EINZEL}} = 1,41 N_{u,\text{EINZEL}}$.

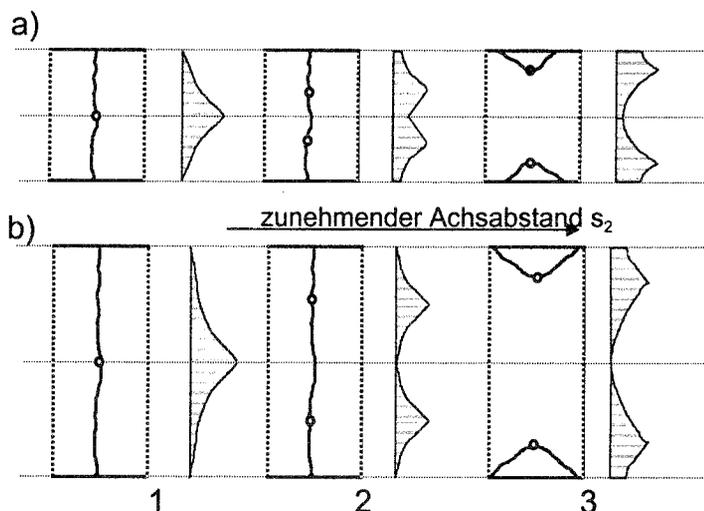


Bild 6.24 Rißbilder und schematische Spannungsverteilungen in Plattenstreifen bei Zweiergruppen mit zunehmendem Achsabstand s_2
 a) Schmale Plattenstreifen
 b) Breite Plattenstreifen

Weiterhin ist zu berücksichtigen, daß sich bei Zweiergruppen bei gleicher an der Ankerplatte angreifenden Last die Lasteinleitungsfläche verdoppelt. Dies bewirkt gegenüber einer Einzelbefestigung eine Reduzierung der Pressungen im Lasteinleitungsbereich (Bild 6.24 a-2). Wird die doppelte Lasteinleitungsfläche in der Bemessungsgleichung berücksichtigt, ergibt sich ebenfalls eine Erhöhung auf $N_{u,\text{ZWEI}} = (2)^{0,5} \cdot N_{u,\text{EINZEL}} = 1,41 \cdot N_{u,\text{EINZEL}}$.

Zu erwarten ist, daß die Laststeigerung bei Plattenstreifen mit größerer Bauteilbreite auf Grund der getrennt zu betrachtenden Bauteilhälften eintritt, während bei schmalen Plattenstreifen eine Laststeigerung infolge der reduzierten Pressungen

durch die zweifache Lasteinleitungsfläche verursacht wird. Daraus kann gefolgert werden, daß bei Zweiergruppen senkrecht zum Bauteilrand eine Spaltbruchlast nach Gleichung (6.26) erreicht wird. Damit ergibt sich ausgehend von einer Einzelbefestigung in Plattenstreifen mit der Bauteilbreite b bei einer Erhöhung des Achsabstandes s_2 von $s_2 = 0$ auf $s_2 = b/2$ eine Verdopplung der Spaltbruchlast der Zweiergruppe gegenüber der einer Einzelbefestigung.

Nähert sich das Verhältnis Achsabstand/Bauteilbreite $s_2/b = 1$ wird Spalten zum Rand maßgebend, d.h. die Gesamtlast beträgt das Zweifache einer Einzellast am Bauteilrand.

$$N_{u,ZWEI}(s_2) = 1,41 \cdot N_{u,EINZEL}(s_2 = 0) \quad (6.26)$$

mit $N_{u,EINZEL}$ nach Gleichung (6.10)

6.4.3 Zweiergruppen parallel zum Bauteilrand

Bei Zweiergruppen parallel zum Bauteilrand und einem Achsabstand der größer ist als ein charakteristischer Wert beeinflussen sich die Befestigungselemente der Gruppe nicht mehr gegenseitig. Dann kommt es bei jedem Dübel zum Spalten senkrecht zum Bauteilrand (Bild 6.25) und zu einer Verdopplung der Spaltbruchlast der Zweiergruppe gegenüber einer Einzelbefestigung.

Schematisch soll dies in Bild 6.25 für schmale und breite Plattenstreifen verdeutlicht werden, wobei von einer rotationssymmetrischen Spannungsausbreitung ausgegangen wurde.

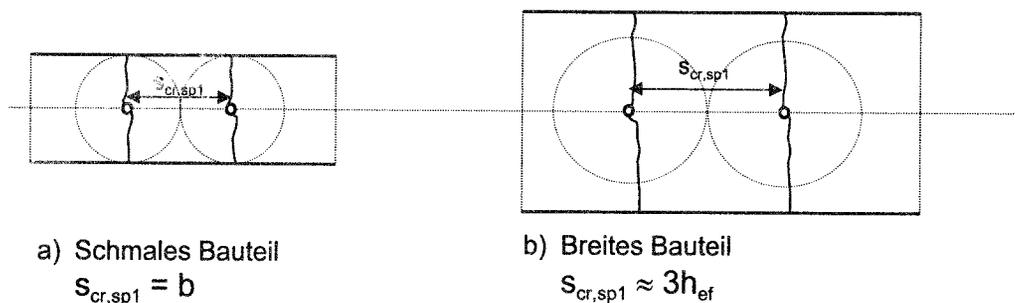


Bild 6.25 Plattenstreifen mit Zweiergruppen parallel zum Bauteilrand; Schematische Spannungsausbreitung

Danach ergeben sich 2 Grenzfälle. Bei schmalen Bauteilbreiten bilden sich bei einer rotationssymmetrischen Spannungsausbreitung bei $s_{cr,sp} = b$ zwei unabhängige Spannungskreise (Bild 6.25 a). Eine darüber hinausgehende Ausbreitung ist durch die Begrenzung infolge des Bauteilrandes nicht möglich, so daß keine wesentliche Überlagerung und damit eine Verdopplung der Bruchlast bei $s_{cr,sp} = b$ erwartet werden kann. Die numerischen Rechnungen mit $b = 160$ mm bestätigen diese Überlegung (vgl. Abschnitt 5.5).

Bei größeren Bauteilen leitet ein Spaltriß ausgehend von der Lasteintragung das

Versagen ein, bevor die Spannungsausbreitung bis zum Bauteilrand fortschreitet, d.h. $s_{cr,sp} < b$ (Bild 6.25 b). Ausgehend von den numerischen Untersuchungen mit $b = 320$ mm läßt sich der charakteristische Achsabstand $s_{cr,sp}$ zu $s_{cr,sp} \approx 3h_{ef}$ abschätzen (Abschnitt 5.5). Zu vermuten ist, daß dieser charakteristische Wert von der Höhe der durch die Zugkräfte hervorgerufenen Spreizkräfte abhängt. In erster Näherung wird vorgeschlagen, zur Berechnung der Spaltbruchlast einer Zweiergruppe parallel zum Bauteilrand von dem Grenzwert $s_{cr,sp} = 3h_{ef}$ auszugehen.

Auf Grund dieser Überlegungen läßt sich die Spaltbruchlast von Zweiergruppen in Plattenstreifen parallel zum Bauteilrand nach Gleichung (6.27) berechnen.

$$N_{u,ZWEI}(s_1) = N_{u,EINZEL}(s_1 = 0) \cdot \left(1 + \frac{s_1}{s_{cr,sp1}}\right) \quad (6.27)$$

mit $N_{u,EINZEL}$ nach Gleichung (6.10)

$$\begin{aligned} s_{cr,sp1} &= 3h_{ef} && \text{für } s_{cr,sp1} < b \\ s_{cr,sp1} &= b && \text{für } s_{cr,sp1} \geq b \end{aligned}$$

6.4.4 Vierergruppen in Plattenstreifen

Zur Berechnung der Spaltbruchlast von Vierergruppen in Plattenstreifen werden die Einflüsse der Achsabstände parallel (Gleichung (6.27)) und senkrecht zum Bauteilrand (Gleichung (6.26)) überlagert. Damit ergibt sich Gleichung (6.28).

$$N_{u,Vierfach}(s_1) = N_{u,EINZEL}(s_1 = s_2 = 0) \cdot 1,41 \cdot \left(1 + \frac{s_1}{s_{cr,sp1}}\right) \quad (6.28)$$

mit $N_{u,EINZEL}$ nach Gleichung (6.10)

$$\begin{aligned} s_{cr,sp1} &= 3h_{ef} && \text{für } s_{cr,sp1} < b \\ s_{cr,sp1} &= b && \text{für } s_{cr,sp1} \geq b \end{aligned}$$

6.5 Befestigungsgruppen am Bauteilrand und in der Bauteilecke

6.5.1 Zweiergruppen parallel zum Bauteilrand

Zur Berechnung der Spaltbruchlast einer Zweiergruppe parallel zum Bauteilrand wird von den Modellvorstellungen hinsichtlich des Spaltrißverlaufes einer Einzelbefestigung am Bauteilrand (Abschnitt 6.3.3) ausgegangen. Bild 6.26 zeigt schematisch den Rißverlauf bei Spaltversagen einer Zweiergruppe am Bauteilrand. Es sind zwei Fälle dargestellt. Weist eine Zweiergruppe einen ausreichend großen Achsabstand auf, bilden sich 2 Spaltbruchkörper - analog einer Einzelbefestigung am Bauteilrand -, die sich nicht überschneiden (Bild 6.26a)). Wird ein charakteristischer Achsabstand $s_{cr,sp}$ unterschritten, kommt es zu einer gegenseitigen Beeinflussung der Befestigungselemente und es bildet sich ein Spaltriß zwischen den Dübeln (Bild 6.26b)).

Dies bedeutet, daß bei $s_1 = s_{cr,sp1}$ die Spaltbruchlast einer Zweiergruppe $N_{u,ZWEI}$ gegenüber der einer Einzelbefestigung doppelt so groß ist. Bei Unterschreitung des charakteristischen Achsabstandes $s_{cr,sp1}$ kommt es einerseits zu einer Spannungsüberlagerung und andererseits verdoppelt sich bei einer Zweiergruppe die

Lasteinleitungsfläche. Beide Effekte überlagern sich. Zur Berechnung der Spaltbruchlast einer Zweiergruppe wird angenommen, daß die Zunahme der Spaltbruchlast ausgehend von einer Einzelbefestigung bis zur Verdopplung annähernd linear erfolgt. Die Spaltbruchlast einer Zweiergruppe $N_{u,ZWEI}$ läßt sich dann nach Gleichung (6.29) berechnen.

$$N_{u,ZWEI,RAND} = N_{u,EINZEL,RAND} \left(1 + \frac{s_1}{s_{cr,sp1}} \right) \quad (6.29)$$

mit $N_{u,EINZEL,RAND}$ nach Gleichung (6.13)

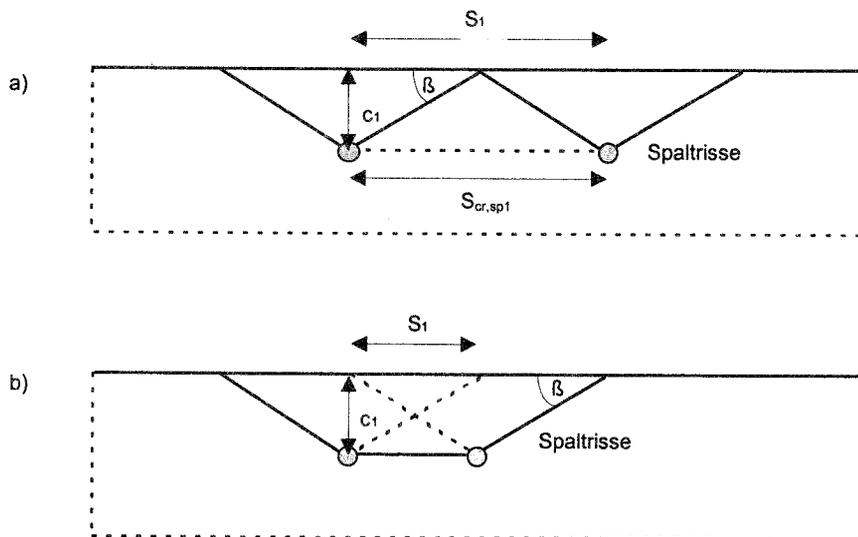


Bild 6.26 Idealisierte Rißverläufe von Zweiergruppen parallel zum Bauteilrand
a) keine Überschneidung der Spaltrisse
b) Überschneidung der Spaltrisse

Wie groß der charakteristische Achsabstand am Bauteilrand $s_{cr,sp,1}$ ist, wird aus den Untersuchungen mit Einzelbefestigungen am Bauteilrand abgeleitet (Abschnitt 6.3.3). Mittels dieser Auswertungen läßt sich der Zusammenhang Bruchwinkel - Randabstand (Bild 6.17) abschätzen. Der charakteristische Achsabstand $s_{cr,sp1}$ zur Ausbildung zweier unabhängiger Spaltbruchkörper ergibt sich aus dem Randabstand und dem Bruchwinkel nach Gleichung (6.30).

$$s_{cr,sp1} = \frac{2 \cdot c_1}{\tan \beta_{RAND}} \quad (6.30)$$

Unter Berücksichtigung des Ansatzes zwischen Bruchwinkel und Randabstand nach Gleichung (6.11) ergibt sich $s_{cr,sp}$ nach Gleichung (6.31).

$$s_{cr,sp1} = \frac{2 \cdot c_1}{\tan(21 + 0,15 \cdot c_1)} \quad (6.31)$$

Damit gilt $N_{u,ZWEI} = 2 N_{u,EINZEL}$ für kleine Randabstände ($c = 4 \text{ cm}$) bei einem Achsab-

stand $s = 4c$ und für relativ große Randabstände ($c = 16\text{ cm}$) bei $s = 2c$. Bild 6.27 zeigt die nach diesem Ansatz zu erwartenden Laststeigerungen einer Zweiergruppe gegenüber einer Einzelbefestigung für verschiedene Randabstände in Abhängigkeit vom Verhältnis Achsabstand s_1 /Randabstand c_1 .

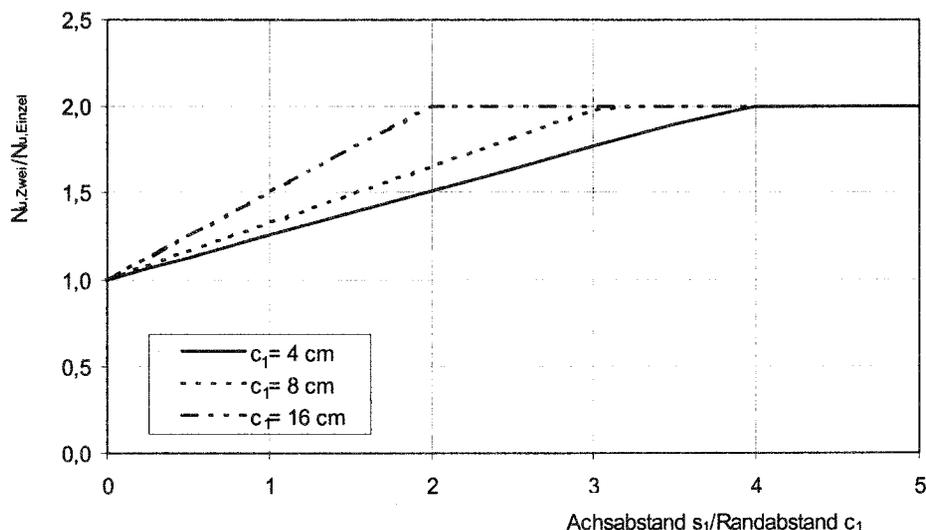


Bild 6.27 Verhältnis Spaltbruchlast einer Zweiergruppe/Einzelbefestigung parallel zum Bauteilrand in Abhängigkeit vom Verhältnis Achsabstand s_1 /Randabstand c_1

Die unterschiedliche Lasterhöhung für verschiedene Randabstände bei konstantem Verhältnis Achsabstand s_1 /Randabstand c_1 wird durch die Kenntnisse zum Betonausbruch bei zentrischem Zug (Zhao (1994)) und zum Betonkantenbruch bei Querlast (Fuchs (1990)), die bruchmechanische Aspekte berücksichtigen, untermauert. Beide Autoren zeigen, daß die Bruchwinkel mit zunehmender Verankerungstiefe bzw. zunehmendem Randabstand ansteigen. Die Betonausbruchlast (Zug) bzw. Betonkantenbruchlast (Querzug) steigt deshalb nur mit $F_u \sim h_{ef}^{1,5}$ bzw. $F_u \sim c^{1,6}$ an. Für die Versagensart Betonkantenbruch infolge Querlast bei Zweiergruppen parallel zum Bauteilrand sollten sich demnach ebenfalls unterschiedliche Verhältnisse Achs- zu Randabstand s/c bei verschiedenen Randabständen bis zu einer Verdopplung der Betonkantenbruchlast einer Zweiergruppe gegenüber einer Einzelbefestigung ergeben. Nach Fuchs (1990) tritt eine Verdopplung der Betonkantenbruchlast einer Einzelbefestigung bei Zweiergruppen beim Verhältnis $s/c = 2,5$ für alle Randabstände ein. Da die experimentellen Untersuchungen in Fuchs (1990) allerdings i.d.R. nur für Randabstände $c = 200\text{ mm}$ durchgeführt wurden, kann bei dieser Versagensart kein Verhältnis s/c für kleinere Randabstände auf der Grundlage von Versuchen angegeben werden.

6.5.2 Zweiergruppen senkrecht zum Bauteilrand

Zur Bemessung der mittleren Spaltbruchlast einer Zweiergruppe senkrecht zum Bauteilrand wird von der Bruchlast für eine randnahe Einzelbefestigung ausgegangen. Die Spaltbruchlast einer Zweiergruppe senkrecht zum Bauteilrand kann maximal die

doppelte Spaltbruchlast einer randnahen Einzelbefestigung betragen. Bei der Berechnung der mittleren Spaltbruchlast einer Zweiergruppe wird deshalb von der Spaltbruchlast der randnahen Einzelbefestigung ausgegangen. Das Erreichen der doppelten Spaltbruchlast einer randnahen Einzelbefestigung ist zu erwarten, wenn keine wesentliche Spannungsüberlagerung der beiden Befestigungselemente vorliegt. Der charakteristische Achsabstand wird bei $s_{cr,sp2} = 2c_1$ erwartet. Bild 6.28 stellt diese Überlegungen schematisch mit Spannungskreisen dar.

Überträgt man diese Überlegungen auf einen Bemessungsvorschlag für Zweiergruppen senkrecht zum Bauteilrand ergibt sich Gleichung (6.32).

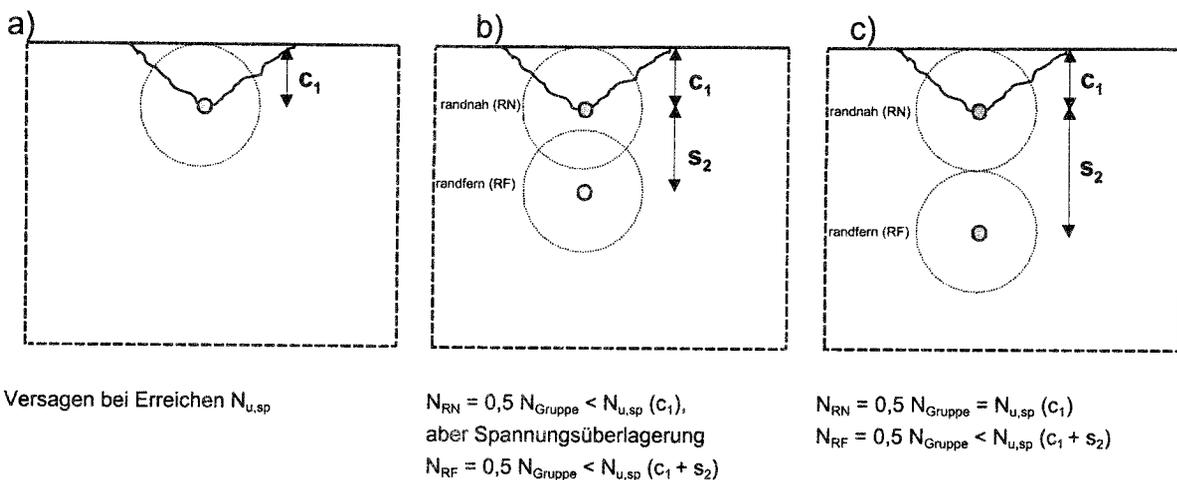


Bild 6.28 Zweiergruppe senkrecht zum Bauteilrand, Schematische Spannungsausbreitung

- a) Einzelbefestigung
b) Zweiergruppe - Spannungsüberlagerung
c) Zweiergruppe - Keine Spannungsüberlagerung

$$N_{u,sp,ZWEI,RAND-SENKRECHT} = N_{u,sp,EINZEL,RAND} \left(1 + \frac{s_2}{s_{cr,sp2}} \right) \quad (6.32)$$

$$\text{mit } s_{cr,sp2} = 2c_1$$

$$\frac{s_2}{s_{cr,sp2}} \leq 1$$

6.5.3 Zweiergruppen in der Bauteilecke

Bei Zweiergruppen in der Bauteilecke ergibt sich nach Bild 6.29 die Spaltbruchlast der Gruppe bei ausreichend großem Achsabstand aus der Summe der Einzellast einer Befestigung in der Bauteilecke und einer Einzelbefestigung am Bauteilrand.

Um einen praktikablen Bemessungsansatz zu erhalten, wird bei der Berechnung der mittleren Spaltbruchlast von Zweiergruppen in der Bauteilecke vorgeschlagen, von der Einzellast in der Bauteilecke auszugehen. Die Laststeigerung infolge größer

werdendem Achsabstand wird wie beim Anwendungsfall Zweiergruppen parallel zum Bauteilrand (Gleichung (6.29)) berücksichtigt. Damit ergibt sich Gleichung (6.33).

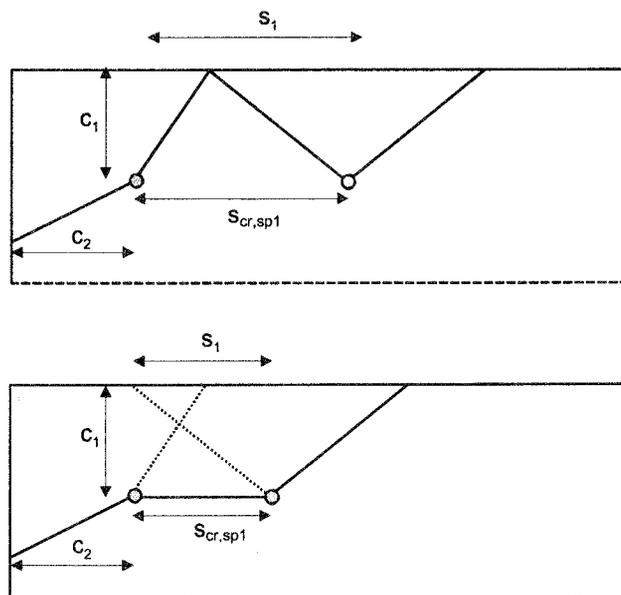


Bild 6.29 Idealisierte Rißverläufe von Zweiergruppen in der Bauteilecke
 a) Keine Überschneidung der Spaltrisse
 b) Überschneidung der Spaltrisse

$$N_{u,sp,ZWEI,ECKE} = N_{u,sp,EINZEL,ECKE} \left(1 + \frac{s}{s_{cr,sp1}} \right) \quad (6.33)$$

mit $N_{u,sp,EINZEL,ECKE}$ nach Gleichung (6.16)
 $s_{cr,sp1}$ nach Gleichung (6.13)

Die für einen einfachen Bemessungsansatz bewußt in Kauf genommene Unterschätzung der Spaltbruchlast des Befestigungselements am Rand durch den alleinigen Ansatz der Einzellast in der Bauteilecke sollte dabei durch die Überschätzung des erforderlichen Achsabstandes, der von einem Befestigungselement am Rand ausgeht, ausgeglichen werden. Der Vergleich mit Versuchsergebnissen (Abschnitt 8.3.6.2) bestätigt dies.

Der zu erwartende Anstieg der Spaltbruchlast einer Zweiergruppe gegenüber einer Einzelbefestigung in Abhängigkeit vom Verhältnis Achs- zu Randabstand entspricht dem Verlauf beim Bauteilrand (Bild 6.27). Allerdings wird bei diesem Anwendungsfall von der Einzellast in der Bauteilecke ausgegangen.

6.5.3.1 Vierergruppen am Bauteilrand

Ausgangspunkt der Bemessung von Vierergruppen am Bauteilrand ist die Vorstellung, daß sich der Tragmechanismus von Vierergruppen mit dem von Zweiergruppen vergleichen läßt. So gleicht das Versagensbild einer Vierergruppe am Bauteilrand beim Spalten dem einer Zweiergruppe am Bauteilrand (Bild 6.30). Demzufolge kann bei der Bemessung zunächst von einer solchen ausgegangen werden. In Analogie zur Zweiergruppe senkrecht zum Bauteilrand kann die

Vierergruppe maximal die doppelte Traglast der Zweiergruppe in Randnähe betragen. Aus den im Abschnitt 6.5.2 genannten Gründen wird diese bei $s_1 = 2c_1$ erreicht. Entsprechend diesen Überlegungen gilt für die Bemessung von Vierergruppen am Bauteilrand Gleichung (6.34).

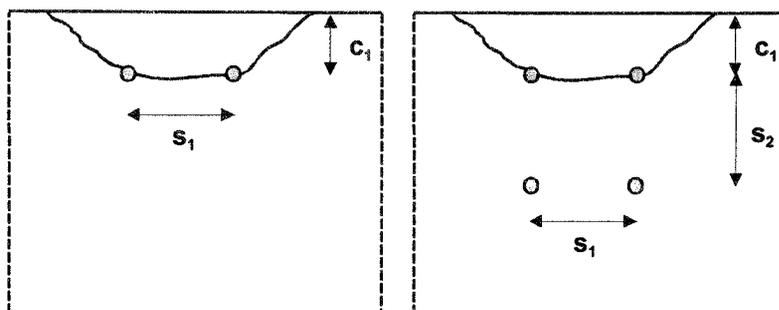


Bild 6.30 Versagensart Spalten einer Zweier- und Vierergruppe am Bauteilrand

$$\begin{aligned}
 N_{u,VIER,RAND} &= N_{u,ZWEI,RAND} \left(1 + \frac{s_2}{s_{cr,sp2}} \right) & (6.34) \\
 &\text{mit } s_{cr,sp2} = 2c_1 \text{ und } \frac{s_2}{s_{cr,sp2}} \leq 1 \\
 &= N_{u,EINZEL,RAND} \left(1 + \frac{s_2}{s_{cr,sp2}} \right) \cdot \left(1 + \frac{s_1}{s_{cr,sp1}} \right)
 \end{aligned}$$

6.5.3.2 Vierergruppen in der Bauteilecke

Um auch für Vierergruppen in der Bauteilecke einen ausreichend genauen aber praktikablen Bemessungsansatz zu erhalten, wird die konzeptionelle Vorgehensweise vom Bauteilrand für diesen Anwendungsfall beibehalten. Vorgeschlagen wird bei der Vierergruppe in der Bauteilecke von einer Zweiergruppe in der Bauteilecke auszugehen und die zu erwartende Lasterhöhung analog dem Vorschlag am Bauteilrand zu berücksichtigen. Danach ergibt sich für die Bemessung von Vierergruppen in der Bauteilecke Gleichung (6.35).

$$\begin{aligned}
 N_{u,sp,VIER,ECKE} &= N_{u,sp,ZWEI,ECKE} \left(1 + \frac{s_2}{s_{cr,sp2}} \right) & (6.35) \\
 &= N_{u,sp,EINZEL,ECKE} \left(1 + \frac{s_1}{s_{cr,sp1}} \right) \cdot \left(1 + \frac{s_2}{s_{cr,sp2}} \right) \\
 \text{mit } s_{cr,sp2} &= 2c_1 \text{ und } \frac{s_2}{s_{cr,sp2}} \leq 1 \\
 s_{cr,sp1} &\text{ nach Gleichung (6.13)}
 \end{aligned}$$

7 Berechnung der Spaltbruchlast von reibschlüssigen Befestigungen

7.1 Grundvorstellung

Zur Ableitung einer Bemessungsgleichung für reibschlüssige Befestigungen soll von der Grundgleichung für formschlüssige Befestigungen (Gleichung (6.7)) ausgegangen werden. Der Grundgedanke des Vorschlags ist, daß die Spaltkräfte im Augenblick des Versagens von form- und reibschlüssigen Befestigungen bei ansonsten gleichen Verhältnissen (Bruchfläche, Lasteinleitungsfläche; Betoneigenschaften) gleich sind (Gleichung (7.1)).

Die Zugkräfte von formschlüssigen Befestigungen erzeugen eine Spaltkraft. Das Umsetzungsverhältnis zwischen Spalt- und Zugkraft von formschlüssigen Befestigungen wird mit $k_{u,FS}$ bezeichnet. Die Ableitung des Verhältnisses $k_{u,FS}$ erfolgt in Abschnitt 7.2.1. Ist dieses Verhältnis bekannt, läßt sich die Spaltkraft von formschlüssigen Befestigungen im Augenblick des Spaltversagens aus dem Verhältnis $k_{u,FS}$ und der Spaltbruchlast von formschlüssigen Befestigungen nach Gleichung (7.2) bestimmen.

Analog dazu kann auch bei den reibschlüssigen Befestigungen wie Spreizdübeln verfahren werden (Gleichung (7.3)).

$$F_{SPA,U,FS} = F_{SPA,U,RS} \quad (7.1)$$

$F_{SPA,U,FS}$: Spaltkraft einer formschlüssigen Befestigung bei Spaltversagen

$F_{SPA,U,RS}$: Spaltkraft einer reibschlüssigen Befestigung bei Spaltversagen

$$F_{SPA,U,FS} = k_{u,FS} \cdot N_{u,Sp,FS} \text{ (Formschluß)} \quad (7.2)$$

$k_{u,FS}$ Verhältnis von Spalt- zu Zugkraft bei formschlüssigen Befestigungen (Abschnitt 7.2.2)

$N_{u,Sp,FS}$ Spaltbruchlast von formschlüssigen Befestigungen (Gleichung (6.7))

$$F_{SPA,U,RS} = k_{u,RS} \cdot N_{u,Sp,RS} \text{ (Reibschluß)} \quad (7.3)$$

$k_{u,RS}$ Verhältnis von Spalt- zu Zugkraft bei reibschlüssigen Befestigungen (Abschnitt 7.2.3)

$N_{u,Sp,RS}$ Spaltbruchlast von reibschlüssigen Befestigungen

Die Spaltbruchlast für reibschlüssige Befestigungen ergibt sich aus den Gleichungen (7.1) bis (7.3) nach Gleichung (7.4).

$$N_{u,Sp,RS} = \frac{k_{u,FS}}{k_{u,RS}} N_{u,Sp,FS} \quad \text{mit } k_{u,FS} \leq 1 \quad (7.4)$$

Neben den grundsätzlichen Überlegungen hinsichtlich des jeweiligen Verhältnisses Spalt- zu Zugkraft bei form- und reibschlüssigen Befestigungen wird die unterschiedliche Lasteinleitungsfläche bei drehmomentkontrolliert spreizenden Dübeln gegenüber formschlüssigen Befestigungen berücksichtigt. Bei Spreizdübeln werden die durch die Zugkräfte erzeugten Spreizkräfte über eine „Kontaktfläche“ zwischen Spreizelement und Bohrlochwandung abgetragen. Diese ist als Lasteinleitungsfläche anzusehen und wird als Mantelfläche A_{MANTEL} bezeichnet. Die Mantelfläche ist die seitliche parallel zur Lastrichtung projizierte Fläche. Sie wird durch den Bohrlochdurchmesser d_{BEM} und die Lasteinleitungshöhe h_{LE} bestimmt (Gleichung (6.2)). Diese kann bei formschlüssigen Befestigungen aus dem Lasteinleitungswinkel α und der Fläche A_1 ermittelt werden (Gleichung (7.5)).

$$A_{\text{MANTEL}} = \frac{A_1}{\tan \alpha} \quad (7.5)$$

Eine zunehmende Zugkraft bewirkt bei Spreizdübeln wie bei Kopfbolzen und Hinterschnittdübeln eine Erhöhung der Spreizkräfte. Der Zusammenhang zwischen Zug- und Spreizkräften bei Spreizdübeln hängt maßgeblich vom Konuswinkel und von der Reibung zwischen Konus und Spreizelement ab (siehe Abschnitt 7.2.3). Zu berücksichtigen ist, daß sich mit zunehmenden Einziehen des Konus in die Spreizelemente die Lasteinleitungsfläche A_{MANTEL} ändert. Desweiteren sind wie bei Hinterschnittdübeln produktspezifische Gesichtspunkte (Ausbildung der Spreizhülsen, Maßnahmen zur Reibungserhöhung Beton - Hülse, Herstellungsart) zu beachten.

7.2 Umsetzung der Zug- in Spaltkräfte

7.2.1 Kräfteverhältnisse im Lasteinleitungsbereich

Entsprechend der vorgestellten Betrachtungsweise sollen in diesem Abschnitt die Umsetzungsfaktoren k_u für form- und reibschlüssige Befestigungen untersucht werden. Hierzu wird von den nachstehend vorgestellten Kräfteverhältnissen im Lasteinleitungsbereich ausgegangen.

Einen vereinfachten Kräfteplan bei formschlüssigen Befestigungen zeigt Bild 7.1. Danach wird die Spreizkraft F_{Sp} durch den Lasteinleitungswinkel α und den Reibungswinkel ϕ bestimmt (Gleichung (7.6)), der durch die innere Reibung des Betons beschrieben werden kann.

$$F_{\text{Sp}} = \frac{F_z}{\tan(\alpha + \phi)} \quad (7.6)$$

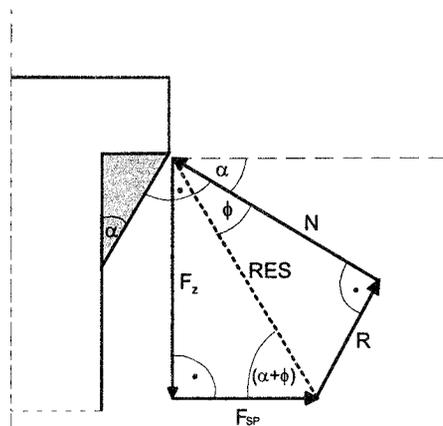


Bild 7.1 Kräfteplan der im Lasteinleitungsbereich eines Kopfbolzens auftretenden Kräfte

Bei reibschlüssigen Befestigungen liegt grundsätzlich ein ähnlicher Kräfteplan im Lasteinleitungsbereich wie bei formschlüssigen Befestigungen vor. Die Kräfteverhältnisse im Lasteinleitungsbereich eines drehmomentkontrolliert spreizenden Dübel zeigt (Bild 7.2). Sie gelten für einen nachspreizenden Dübel, bei dem die Reibung zwischen Konus und Hülse maßgebend ist. In diesem Fall werden die Kräfteverhältnisse durch den Konuswinkel α_{KONUS} und den Reibungswinkel ϕ_{KH} bestimmt (Gleichung (7.7); Mayer (1991)). Erfolgt kein Nachspreizen und rutscht der Spreizdübel bei Zugbelastung ist die äußere Reibung zwischen Sprezhülse und Beton maßgebend.

$$F_{\text{SP}} = \frac{F_z}{\tan(\alpha_{\text{KONUS}} + \phi_{\text{KH}})} \quad (7.7)$$

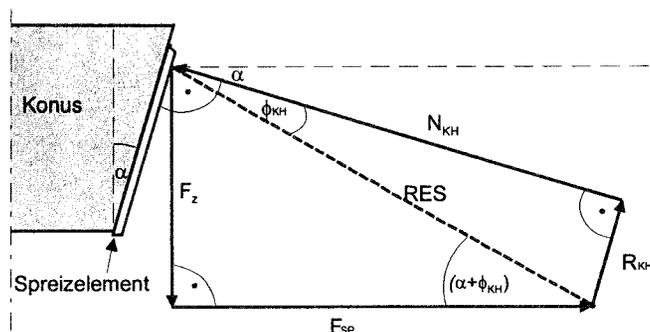


Bild 7.2 Kräfteplan der im Spreizbereich einer reibschlüssigen Befestigung auftretenden Kräfte, nach Mayer (1991)

Bei Annahme von isotropem Ankergrund und damit hydrostatischer Druckverteilung wird zur Vereinfachung eine rotationssymmetrische Kräfteverteilung entlang des Druckkegels (Bild 7.3a) und der Spreizelemente, die sich an der Bohrlochwand eindrücken (Bild 7.3b), angenommen. Die Spreizkräfte F_{SP} sind das Integral der über den gesamten Dübelumfang in Radialrichtung wirkenden Kräfte. Bei gleichmäßiger Verteilung und Vernachlässigung der Schlitze zwischen den Sprezhülsen über eine Höhe h_{LE} lässt sich der Innendruck p_{H} nach Gleichung (7.8) ermitteln.

$$p_H = \frac{P_i}{h_{LE}} \quad \text{mit} \quad P_i = \frac{F_{Sp}}{2\pi \cdot r_B} \quad (7.8)$$

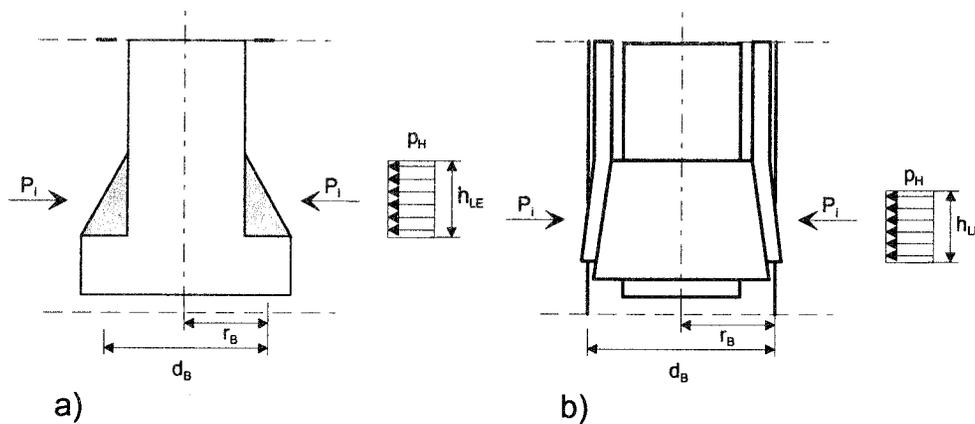


Bild 7.3: Schematische Darstellung der äußeren Kräfte
a) Formschlüssige Befestigung
b) Reibschlüssige Befestigung

Da der Reibungskoeffizient ϕ in der Regel nicht bekannt ist, wird der Zusammenhang Zugkraft F_Z - Spaltkraft F_{SPA} experimentell in sogenannten Funktionersatzprüfungen bestimmt. Die Spaltkraft ist das Integral der in einer Richtung wirkenden Kräfte (Bild 7.4) und nicht mit den Spreizkräften (radial zur Bohrlochwand gerichtete Kräfte) gleichzusetzen. Die Spaltkräfte ergeben sich nach Gleichung (7.9).

$$F_{SPA} = \sum P_y = P_i \cdot 2r_B \quad (7.9)$$

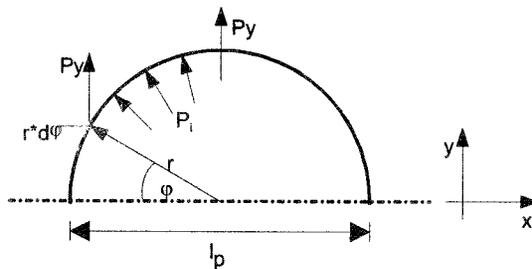


Bild 7.4 Ermittlung der Spaltkräfte

Damit lässt sich der Zusammenhang zwischen Spreizkraft und Spaltkraft für reibschlüssige Befestigungen mit Gleichung (7.10) beschreiben. Bild 7.5 stellt dies anschaulich dar.

$$F_{SP} = \pi \cdot F_{SPA} \quad (7.10)$$

Aus Gleichung (7.7) und (7.10) lässt sich die Spaltkraft ableiten (Gleichung (7.11)).

$$F_{SPA} = \frac{F_Z}{\pi \cdot \tan(\alpha_{KONUS} + \phi_{KH})} \quad (7.11)$$

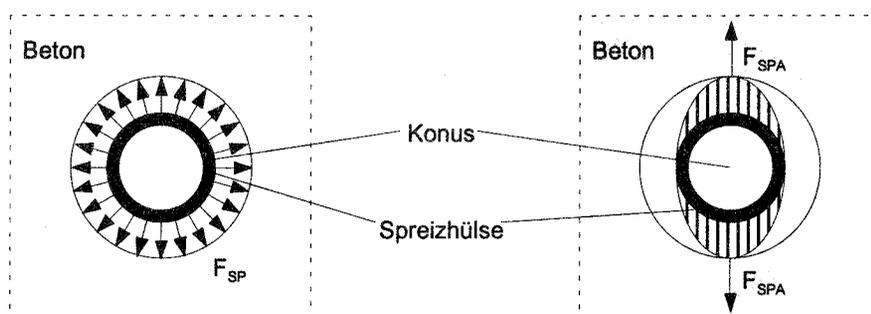


Bild 7.5: Zusammenhang zwischen Spreiz- und Spaltkräften, nach Mayer (1991)

Bei bekannter Umsetzung Zug- in Spaltkraft und Lasteinleitungsfläche (Lasteinleitungsdurchmesser und -höhe) kann der Innendruck an der Bohrlochwand im Bereich der Lasteinleitung nach Gleichung (7.12) ermittelt werden. Dies ermöglicht einen Vergleich der Ergebnisse von Versuchen mit Dübeln, die einen unterschiedlichen Tragmechanismus aufweisen.

$$p_H = \frac{F_{SPA}}{2r_B \cdot h_{LE}} \quad (7.12)$$

7.2.2 Formschlüssige Befestigungen

7.2.2.1 Stand der Erkenntnisse

Nach Leonhardt (1986) ergeben sich für die Spaltkräfte bei räumlicher Lasteinleitung von Prismen mit quadratischem Querschnitt aus theoretischen Überlegungen und linear-elastischen FEM-Rechnungen je nach Verhältnis von Last- zu Auflagerfläche Spaltkräfte nach Gleichung (7.13).

$$F_{Spa} \approx 0,25 F_D (1-a/d) \quad (7.13)$$

F_D – aufgebrachte Last [kN]

a - Kantenlänge der quadratischen Lasteinleitungsfläche

d - Kantenlänge der quadratischen Auflagerfläche

Bei Dübelanwendungen ist von $a/d < 0,1$ auszugehen, so daß $F_{Spa}/F_D \approx 0,23 \dots 0,25$ nach Gleichung (7.13) beträgt.

Bei Befestigungen treten Pressungen im Lasteinleitungsbereich auf, die ein Vielfaches der Betondruckfestigkeit betragen. Zur Umsetzung F_{Spa}/F_Z bei formschlüssigen Befestigungsmitteln liegen bisher kaum Angaben vor. Tastversuche von Faoro (1985) ergaben $F_{Spa}/F_Z \approx 0,35$.

Deshalb sollen empirische Untersuchungen zum seitlichen Betonausbruch mit Kopfbolzen mit großen Verankerungstiefen am Bauteilrand (Furche/Eligehausen (1991)) herangezogen werden. In ihren Untersuchungen gehen die Verfasser davon aus, daß die hohe Spannung im Lasteinleitungsbereich eine Abtriebs- bzw. Hori-

zontalkraft zum Rand hin erzeugt (Bild 7.6). Diese Horizontalkraft entspricht im Augenblick des Versagens näherungsweise der zentrischen Betonausbruchlast für Kopfbolzen (Gleichung (2.1)). Sie ist identisch mit der Spaltkraft bei Befestigungsmitteln, so daß das Verhältnis $k_{u,FS} = F_{Spa}/F_Z$ aus den Versuchen ermittelt werden kann. Demzufolge entspricht das Umsetzungsverhältnis hier dem Quotient aus der rechnerischen Abtriebskraft (Gleichung (2.1)) und der Versagenslast in den Versuchen.

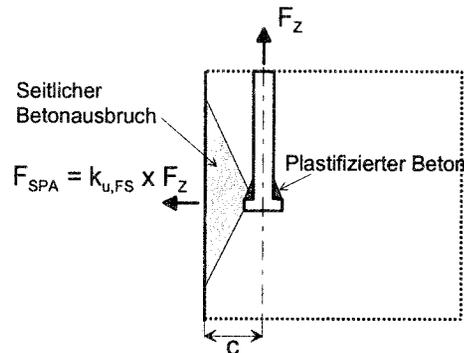


Bild 7.6 Lokaler Betonausbruch eines randnahen Kopfbolzens (schematisch)

Nach Furche/Eligehausen (1991) läßt sich $k_{u,FS}$ nach Gleichung (7.14) mit dem Vorfaktor $V_1 = 0,10$ bestimmen. Bei der Ermittlung der Abtriebskraft wurde allerdings der Randeinfluß für Betonausbruchkegel nach DIBt (1993) berücksichtigt. Vernachlässigt man den Randeinfluß, da sich der seitliche Betonausbruchkegel voll ausbilden konnte, beträgt $V_1 = 0,12$.

$$k_{u,FS} = \frac{F_{Spa}}{F_Z} = V_1 \cdot (p/\beta_w)^{0,5} \quad (7.14)$$

Mit Vorfaktor $V_1 = 0,10$ (nach Furche/Eligehausen (1990), mit Randeinfluß)

$V_1 = 0,12$ (ohne Berücksichtigung eines Randeinflusses; $n = 22$, $V = 11,6\%$)

$$p = F_Z/A_1 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Bild 7.7 zeigt den Zusammenhang zwischen der Umsetzung F_{Spa}/F_Z und dem Verhältnis p/β_w dieser Versuche. Eingetragen ist der in eigenen Auswertungen ermittelte Verlauf (durchgezogene Linie). Für geringe ($p/\beta_w \approx 4$) bzw. hohe ($p/\beta_w \approx 15$) Pressungen ergibt sich ein Umsetzungsverhältnis $k_{u,FS} \approx 0,25$ bzw. $0,45$.

Der in Gleichung (7.14) angesetzte Einfluß der Betondruckfestigkeit wurde in den Versuchen nicht nachgewiesen. Diese war in den Versuchen mit $\beta_w = 26,4 \text{ N/mm}^2$ konstant. Bleibt β_w unberücksichtigt ergibt sich Gleichung (7.15).

$$k_{u,FS} = V_2 \cdot p^{0,5} \quad (7.15)$$

Mit Vorfaktor $V_2 = 0,019$ (Auswertung nach Furche/Eligehausen (1990), mit Randeinfluß)

$V_2 = 0,023$ (Ohne Berücksichtigung eines Randeinflusses; $n = 22$, $V = 11,6\%$)

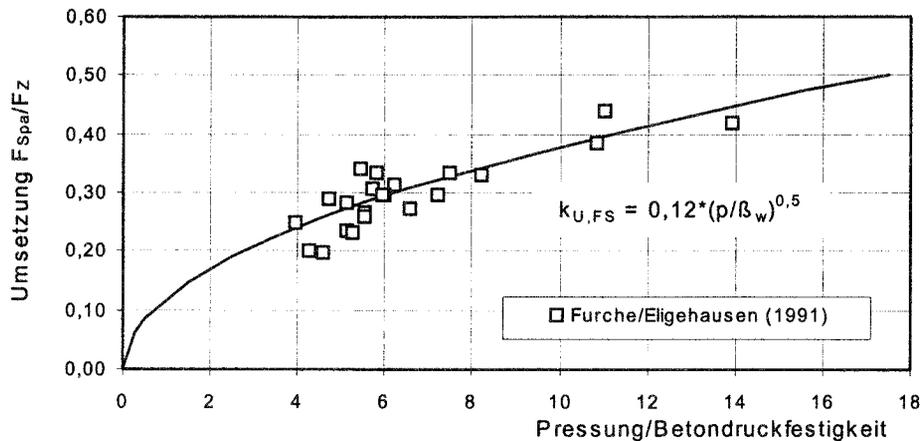


Bild 7.7 Umsetzungsverhältnis F_{Spa}/F_z in Abhängigkeit vom Verhältnis p/β_w , ermittelt aus Untersuchungen zum seitlichen Betonausbruch; Furche/Elgehausen (1991)

Weitere Untersuchungen zum Verhältnis Spalt- zu Zugkraft führten Tepfers/Olsson (1992) (experimentell) sowie Mayer/Ozbolt/Elgehausen (1997) (FEM-Rechnungen) durch. Dabei wurde der Einfluß der Geometrie von Rippenstählen auf die Spaltbruchlast untersucht. Auf Grund des zusätzlichen Einflusses des Rippenabstandes sowie der großen Streuungen sind die experimentellen Ergebnisse wenig aussagekräftig. Betrachtet man die numerischen Analysen, stellt sich für das Umsetzungsverhältnis zunächst ein konstanter Wert trotz zunehmender p/β_w ein. Mit Erreichen einer kritischen p/β_w steigen die Spaltkräfte überproportional an. Der Wert der kritischen p/β_w nimmt dabei mit abnehmender Schulterbreite zu (Bild 7.8).

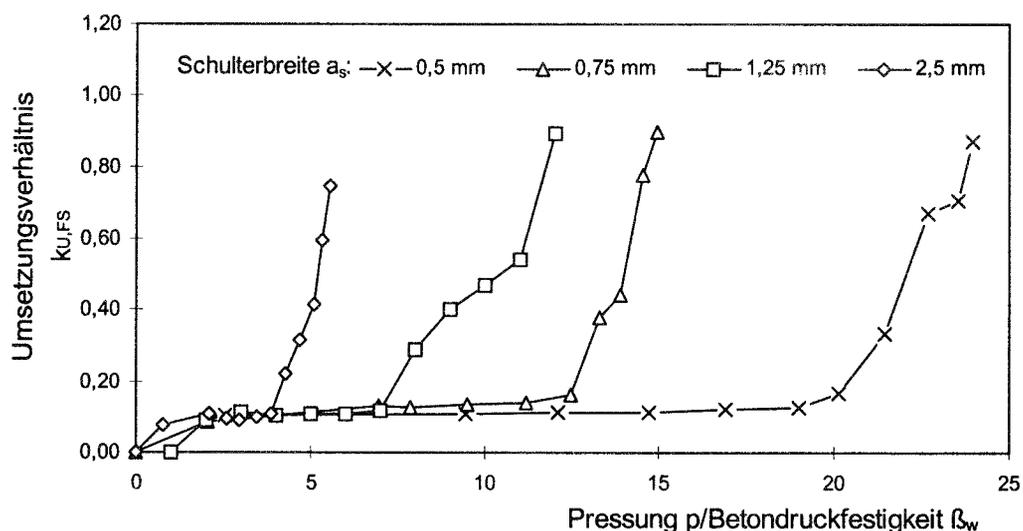


Bild 7.8 Umsetzungsverhältnis $k_{u,FS}$ in Abhängigkeit vom Verhältnis p/β_w ; Numerische Ergebnisse zur Geometrie von Rippenstählen nach Mayer/Ozbolt/Elgehausen (1997)

Zusammenfassend ist festzustellen, daß in der Literatur unterschiedliche Umsetzungsverhältnisse $k_{u,FS}$ für Teilflächenbelastungen angegeben werden. Dies ist offensichtlich auf unterschiedliche p/β_w im Lasteinleitungsbereich

zurückzuführen. Generell zeigt sich die Tendenz des Ansteigens von $k_{u,FS}$ mit zunehmender Pressung (Bild 7.7).

7.2.2.2 Modell zur Beschreibung des Umsetzungsverhältnisses bei formschlüssigen Befestigungen

Zur Herleitung eines Modells zur Ermittlung des Umsetzungsverhältnisses $k_{u,FS}$ bei formschlüssigen Befestigungen werden einzelne Belastungsphasen beschrieben. Ausgegangen wird von den in Bild 7.1 gezeigten Kräfteverhältnissen am Druckkegel bzw. abgeschrägtem Bolzenkopf. Danach wird das Umsetzungsverhältnis vom Lasteinleitungswinkel α und Reibungswinkel ϕ bestimmt (Gleichung (7.6)). In den Belastungsphasen ändert sich mit zunehmender Pressung der Lasteinleitungswinkel. Sie sind schematisch in Bild 7.9 dargestellt. Einen angenommenen Zusammenhang zwischen dem Verhältnis Pressung und Betondruckfestigkeit und dem Lasteinleitungswinkel zeigt Bild 7.10. Die Phasen werden wie folgt beschrieben:

Mit Aufbringen einer Zugkraft und damit ansteigender Pressung bildet sich ein Druckkegel mit dem Winkel α_B heraus (Phase 1, Bild 7.10). Weist die formschlüssige Befestigung einen flachen Kopfneigungswinkel auf, der die Bedingung $\alpha \leq \alpha_B = 27^\circ$ erfüllt, ist dieser Lasteinleitungswinkel maßgebend. Nimmt man an, daß sich für $\alpha > \alpha_B = 27^\circ$ dieser Kegel bereits ab $p = 1 \beta_w$ bildet, und der Kegelwinkel sowie Reibungswinkel dann konstant bleiben, stellt sich zunächst ein konstantes Umsetzungsverhältnis ein (Phase 2, Bild 7.10).

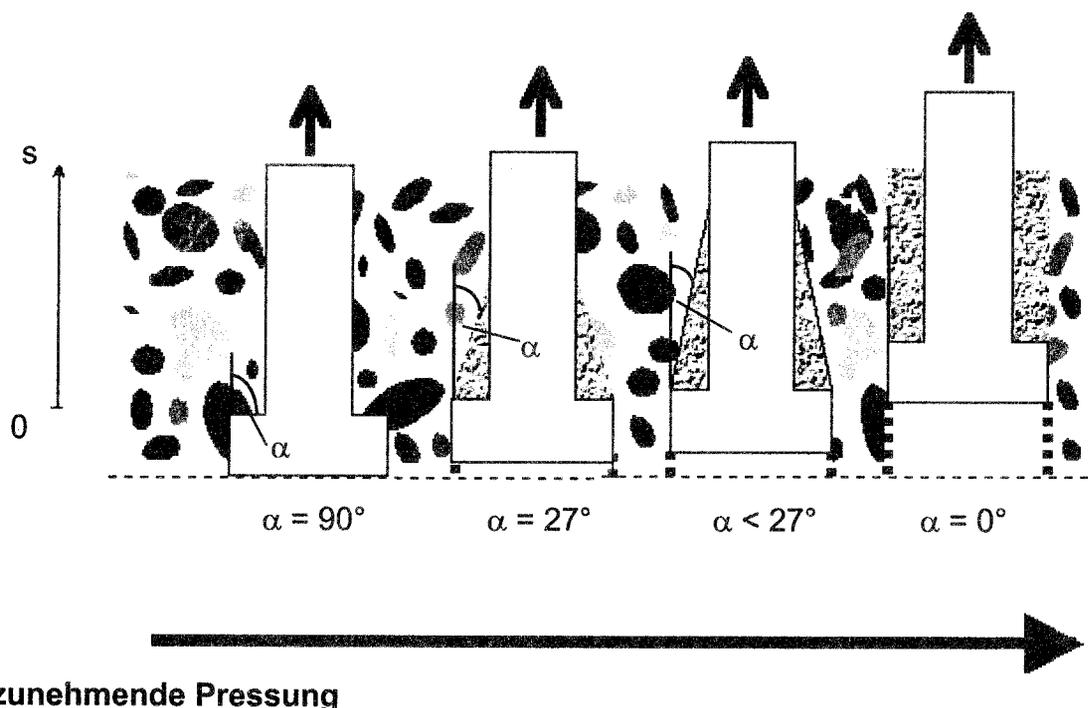


Bild 7.9 Änderung des Lasteinleitungswinkels bei zunehmender Pressung (Schematisch)

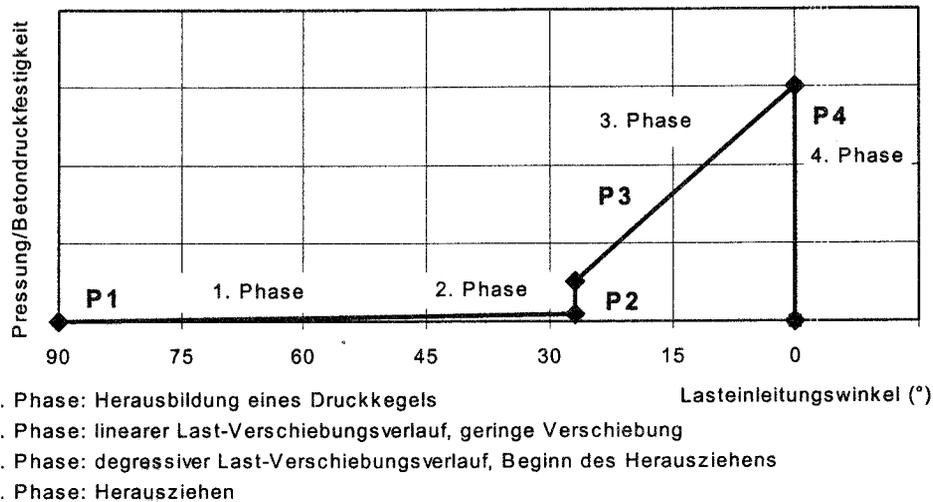


Bild 7.10 Schematischer Zusammenhang zwischen dem Verhältnis Pressung/Betondruckfestigkeit und dem Lasteinleitungswinkel α

Nach Lieberum (1987) kann bis zu einer Druckbelastung von $p \leq 5 \beta_w$ näherungsweise von linear-elastischen Materialverhalten ausgegangen werden. Deutlich wird dies bei Spannungs - Eindringkurven von Lieberum (1987) (siehe Bild 7.11). Danach verlaufen die Kurven bis $p < 5 \beta_w$ linear und ab $p > 5 \beta_w$ zunehmend degressiv.

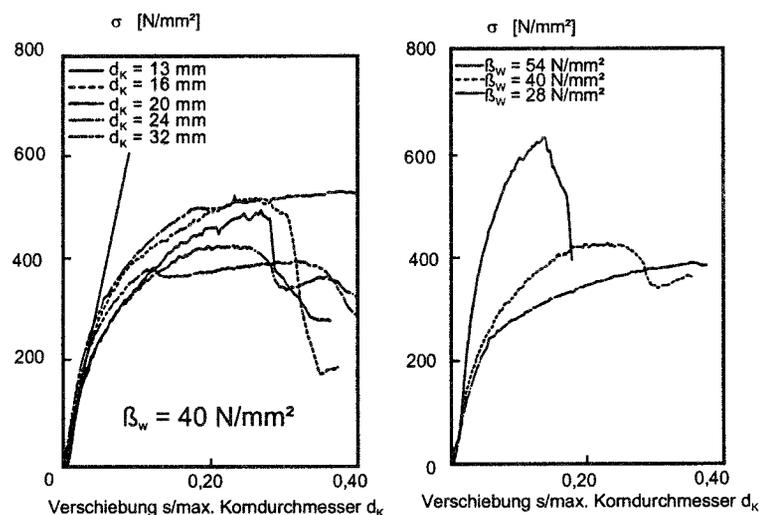


Bild 7.11 Spannungs - Eindringkurven nach Lieberum (1987)

Mit weiter ansteigender Pressung wird der Beton in Lastrichtung verdichtet und die Verschiebungen nehmen zu. Die Last-Verschiebungsverläufe sind abhängig von den Umgebungsbedingungen. Furche (1994) hat dies systematisch untersucht und unterscheidet 3 Fälle:

- Der verdichtete Beton kann seitlich oder hinter die Belastungsfläche ausweichen, so daß der verdichtete Bereich (Volumen) in Lastrichtung nicht ansteigt oder konstant bleibt (Bild 7.12a).
- Der Anteil des verdichteten Betons steigt mit zunehmender Verschiebung an (Bild 7.12b).
- Der verdichtete Beton kann nicht ausweichen (Bild 7.12c; siehe Versuche Bazant/Bishop/Chang (1985)).

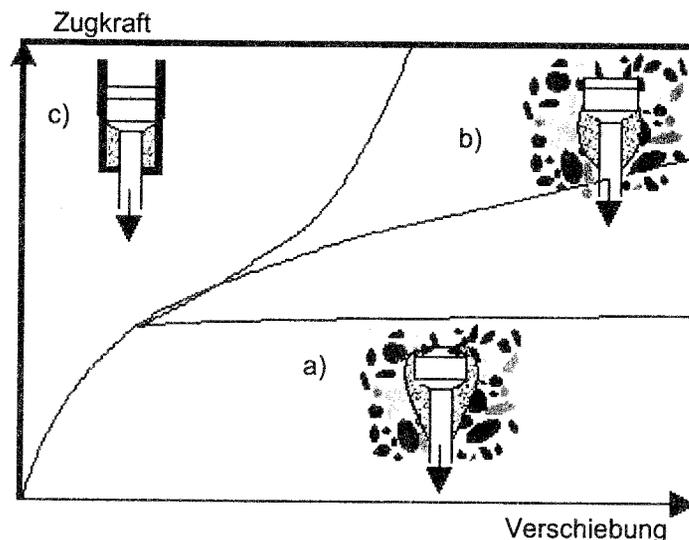


Bild 7.12 Last-Verschiebungsverlauf von formschlüssigen Befestigungen in Abhängigkeit der Umgebungsbedingungen, nach Furche (1994)

Bei Lasteinleitung im Bauteilinneren ist ein Ausweichen hinter die Lasteinleitungsflächen kaum möglich. Zu vermuten ist, daß sich mit zunehmenden Pressungen der Zerstörungsprozeß vor allem in Lastrichtung ausbreitet. Vorstellbar ist, daß sich dabei auf Grund fortschreitender Zerstörung ein immer flacher werdender Kegelwinkel einstellt (Phase 3, Bild 7.10). Wird das formschlüssige Befestigungselement herausgezogen, kommt es zu einem Abscheren der Betonflächen und der Kegelwinkel ist mit $\alpha \approx 0^\circ$ anzusetzen (Phase 4, Bild 7.10).

Mathematisch werden die Zusammenhänge in den Gleichungen (7.16) bis (7.18) beschrieben. Zwischen Beginn des Herausziehens (P3) und Herausziehen (P4) wird eine lineare Abnahme des Lasteinleitungswinkels bei zunehmender Pressung angenommen (Gleichung (7.16)).

$$\frac{p}{\beta_w} = \frac{p}{\beta_w}(P4) - \frac{\frac{p}{\beta_w}(P4) - \frac{p}{\beta_w}(P3)}{45 - \phi / 2} \cdot \alpha \quad (7.16)$$

Der Lasteinleitungswinkel α läßt sich dann nach Gleichung (7.17) ermitteln

$$\alpha = \frac{(45 - \phi/2)}{\frac{p}{\beta_w}(P4) - \frac{p}{\beta_w}(P3)} \cdot \left(\frac{p}{\beta_w}(P4) - \frac{p}{\beta_w} \right) \quad (7.17)$$

$$\text{wenn } \frac{p}{\beta_w}(P4) - \frac{p}{\beta_w} > \frac{p}{\beta_w}(P4) - \frac{p}{\beta_w}(P3)$$

$$\text{wenn } \frac{p}{\beta_w}(P4) - \frac{p}{\beta_w} = \frac{p}{\beta_w}(P4) - \frac{p}{\beta_w}(P3)$$

Damit ist

$$k_{u,FS} = \frac{F_{Spa}}{F_Z} = \frac{1}{\pi \cdot \tan(\alpha + \phi)} = \frac{1}{\pi \cdot \tan \left(\left(\frac{45 - \phi/2}{\frac{p}{\beta_w}(P4) - \frac{p}{\beta_w}(P3)} \right) \cdot \left(\frac{p}{\beta_w}(P4) - \frac{p}{\beta_w} \right) + \phi \right)} \quad (7.18)$$

$$\text{mit } \frac{p}{\beta_w}(P4) - \frac{p}{\beta_w} \leq \frac{p}{\beta_w}(P4) - \frac{p}{\beta_w}(P3)$$

$$45 - \frac{\phi}{2} \leq \text{Kopfeigungswinkel } \alpha_{KOPF}$$

Der angenommene Verlauf der Funktion Pressung/Betondruckfestigkeit $p/\beta_w = f(\text{Lasteinleitungswinkel})$ wird durch 4 Punkte charakterisiert. Die Quantifizierung der Punkte - insbesondere P2 und P3 - wird durch die Materialeigenschaften des vorhandenen Betons im unmittelbaren Lasteinleitungsbereich bestimmt. Auf Grund der Mikrostruktur dieses Bereiches können die darin auftretenden heterogenen Materialeigenschaften nur schwer abgeschätzt werden.

In einer ersten Parameterstudie wurden deshalb variierende Materialeigenschaften angenommen. Anhand der Studie soll der unterschiedliche Einfluß der variierten Parameter deutlich werden.

Die Ergebnisse der Studie zeigt Bild 7.13. Zur besseren Übersichtlichkeit wird neben dem Umsetzungsverhältnis in Abhängigkeit der Pressung/Betondruckfestigkeit (linke Diagramme) der angenommene Zusammenhang zwischen Pressung/Betondruckfestigkeit und Lasteinleitungswinkel dargestellt (rechte Diagramme). Generell wird davon ausgegangen, daß sich ein Druckkegel bereits bis $1\beta_w$ (P2) herausgebildet hat. Variiert wurden:

- Der Reibungswinkel ϕ und der Zeitpunkt des Herausziehens p/β_w (P4); (Bild 7.13 a).

Für den Reibungswinkel ϕ wurden die in der Literatur enthaltenen Angaben nach Fiedler (1962) bzw. Lehmann (1994) mit $\phi = 28^\circ$ und nach Szabo (1963) $\phi = 36^\circ$ angenommen. Das Herausziehen eines formschlüssigen Befestigungsmittels hängt nach Furche (1994) von den Materialeigenschaften sowie der Form des Befestigungselements ab.

Danach ist ein Herausziehen zwischen p/β_w (P_4) = 10...30 zu beobachten. Deshalb wurden bei P_4 einmal $10\beta_w$ bzw. $30\beta_w$ angesetzt.

- Als Zeitpunkt des beginnenden Herausziehens (degressives Last-Verschiebungsverhalten) wurde p/β_w (P_3) = 5 (siehe Lieberum (1987)) und 10 (siehe Furche (1994)) angenommen (Bild 7.13 b)..
- Die Variation des Kopfwinkels (18° , 10°) zeigt den Einfluß von Lasteinleitungswinkel $\alpha_{\text{KOPF}} < \alpha_B = 27^\circ$ (Bild 7.13 c).

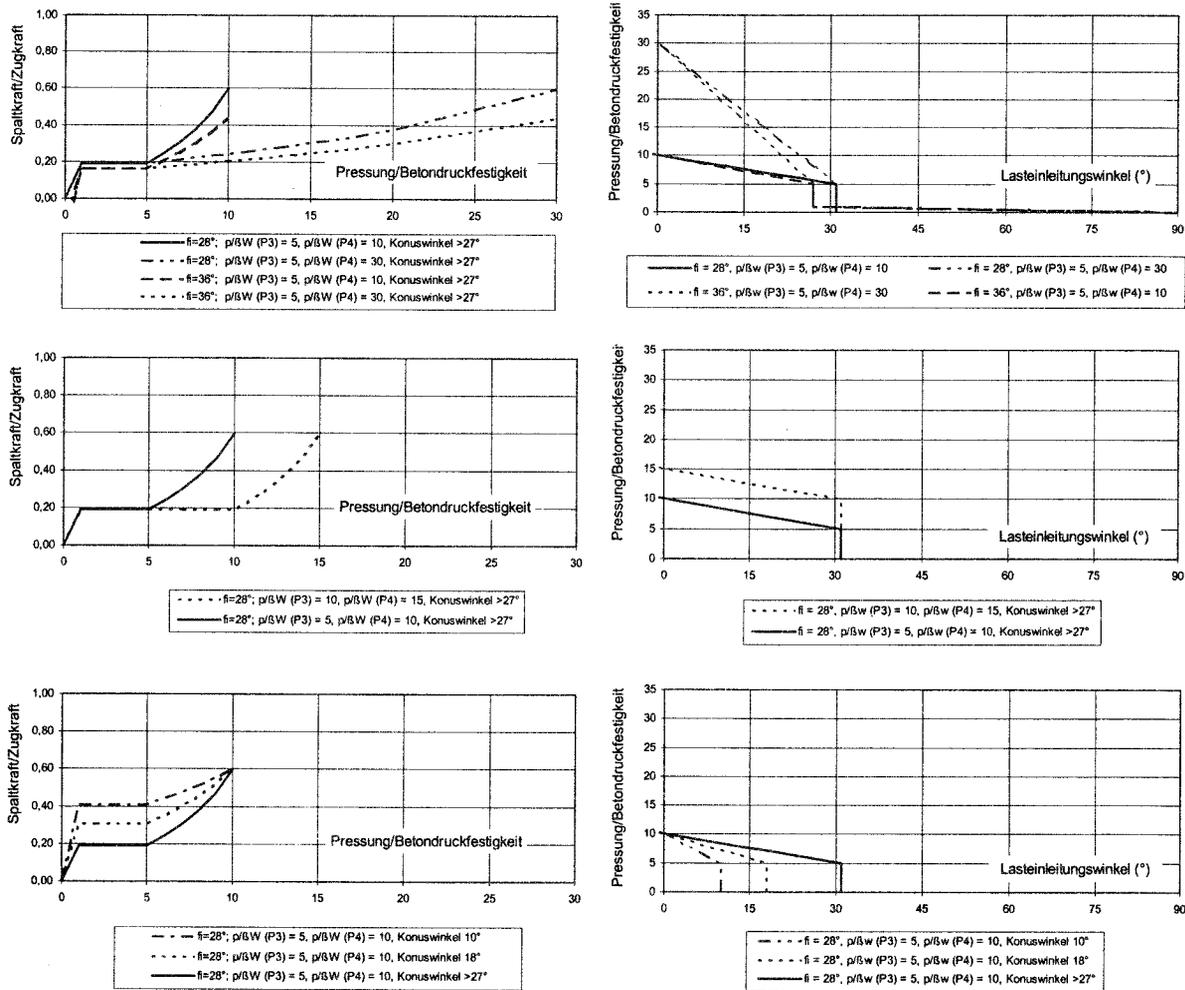


Bild 7.13 Umsetzungsverhältnis $k_{u,FS}$ in Abhängigkeit vom Verhältnis Drückung/Betondruckfestigkeit nach Gleichung (7.18) (linke Diagramme) sowie angenommener Zusammenhang Drückung/Betondruckfestigkeit in Abhängigkeit des Lasteinleitungswinkels (rechte Diagramme)

- Variation des Reibungswinkels und des Zeitpunktes des Herausziehens (P_4)
- Variation des Zeitpunktes des degressiven Last- Verschiebungsverlaufs (Beginn des Herausziehens (P_3))
- Variation des Lasteinleitungswinkels

Nach der Studie ergibt sich ein charakteristischer Verlauf des Umsetzungsverhältnisses als Funktion der Pressung/Betondruckfestigkeit. Demnach stellt sich nach Herausbildung des Druckkegels ein konstantes Umsetzungsverhältnis ein. Mit beginnendem Herausziehen steigt das Umsetzungsverhältnis unterschiedlich stark an. Der Anstieg ist abhängig von der Spanne zwischen Beginn des degressiven Last-Verschiebungsverhalten bis zum Herausziehen. Mit Erreichen des Herausziehstadiums würde kein weiterer Anstieg der aufbringbaren Pressung erfolgen. Zu vermuten ist, daß der Reibungskoeffizient mit zunehmender Verschiebung auf Grund des Verschleißes abfällt. Dies würde einen fast senkrechten Anstieg bis zu einem theoretisch denkbaren Umsetzungsverhältnis $F_{\text{Spa}}/F_Z = 1$ zur Folge haben.

Die Parameterstudie zeigt, daß das Umsetzungsverhältnis F_{Spa}/F_Z einerseits von den Materialeigenschaften und andererseits vom Lasteinleitungswinkel bestimmt wird. Abnehmende Lasteinleitungswinkel führen zu steigenden Spaltkräften. Erreichen die Pressungen aber einen Wert, bei dem nicht mehr von elastischem Materialverhalten ausgegangen werden kann, ist die relative Spaltkrafteerhöhung bei flachem Lasteinleitungswinkel geringer. Dies erklärt möglicherweise auch die Streuung von in Versuchen ermittelten relativen Herausziehlasten bei flachen Winkeln.

Bezüglich der Materialeigenschaften muß von starken Streuungen ausgegangen werden. Lieberum (1987) zeigt, daß sich neben der Porosität des Betons auch unterschiedliche Korngrößen im Lasteinleitungsbereich signifikant auf den Verformungswiderstand auswirken.

Ein Vergleich des Modellansatzes mit den Versuchsergebnissen von Furche/Elgehausen (1991) zeigt gute Übereinstimmung, wenn ein beginnendes Herausziehen bei $p/\beta_w(P3) = 3$ und ein Herausziehen bei $p/\beta_w(P4) = 15$ angenommen wird (Bild 7.14). Das relativ frühe beginnende Herausziehen ist möglicherweise darauf zurückzuführen, daß unmittelbar am Bolzenkopf bzw. -schaft erhöhte Porosität des umgebenden Beton auftritt, da der Bolzen insgesamt als Schalfläche wirkt (Furche (1994)).

Eine abschließende allgemeine Abklärung der Annahmen überschreitet den Rahmen dieser Arbeit. Da die getroffenen Überlegungen und Annahmen nicht mit exakten Materialwerten belegt werden können, wurde in Versuchen der Zusammenhang von Spalt- zu Zugkraft bei formschlüssigen Befestigungen (Kopfbolzen und Hinterschnittdübeln) detailliert experimentell untersucht (Abschnitt 7.2.2.3 bis 7.2.2.6).

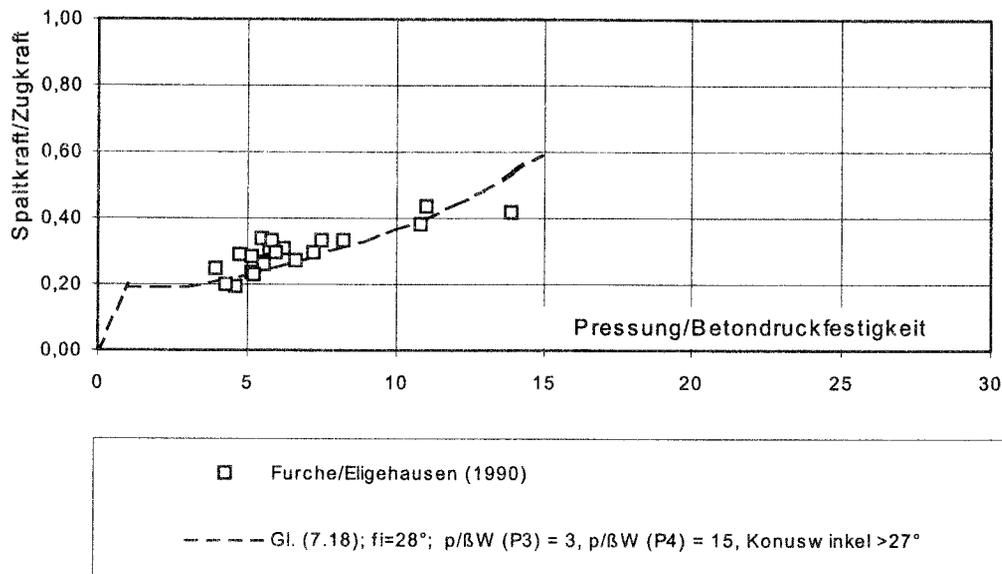


Bild 7.14 Umsetzungsverhältnis Spaltkraft/Zugkraft in Abhängigkeit vom Verhältnis Druck/Betondruckfestigkeit; Vergleich von Versuchsergebnissen mit seitlichem Betonausbruch (Furche/Elgehausen (1991)) mit Gleichung (7.18), $\beta_w = 26,4 \text{ N/mm}^2$

7.2.2.3 Experimentelle Untersuchungen - Kopfbolzen

Zur experimentellen Überprüfung und genaueren Quantifizierung der Überlegungen im vorhergehenden Abschnitt wurde die Umsetzung von Zug- in Spaltkräfte durch sogenannte Funktionersatzprüfungen mit dem im Bild 7.15 dargestellten Versuchsaufbau untersucht.

Bei diesen Versuchen liegt das Befestigungselement zwischen zwei Würfelhälften. Diese sind getrennt in je ein Stahljoch eingespannt und mit einer angedübelten Stahlplatte und einem darin eingespannten Bolzen mit den Querhäuptionen der servohydraulischen Prüfmaschine zug- und druckfest verbunden. Aufgrund eines Spaltes zwischen den Würfelhälften wird die infolge der aufgebrachten Zugkraft hervorgerufene Spaltkraft des Befestigungsmittels gemessen.

Als wesentliche Einflußfaktoren auf das Umsetzungsverhältnis von formschlüssigen Befestigungsmitteln sind die Lasteinleitungsfläche, der Lasteinleitungswinkel, die Spannungen im Lasteinleitungsbereich und gegebenenfalls die Betondruckfestigkeit anzusehen. Deshalb wurden in den Untersuchungen mit Kopfbolzen die Lasteinleitungsfläche ($A_1 = 12 - 564 \text{ mm}^2$) und -winkel ($\alpha = 15^\circ, 45^\circ, 90^\circ$) gezielt variiert. Zur Untersuchung des Einflusses der Betondruckfestigkeit wurden Serien in Beton mit $\beta_w = 35,6 \text{ N/mm}^2$ und $\beta_w = 61,2 \text{ N/mm}^2$ mit einer Schulterbreite $a_s = 3 \text{ mm}$ und allen Schaftdurchmessern ($d = 8, 12, 16 \text{ mm}$) durchgeführt. Einen detaillierten Überblick zu den Versuchsserien gibt Tabelle 7.1.

Für die Versuche mit Kopfbolzen $\alpha = 90^\circ$ wurden Betonwürfel mit einer Kantenlänge von 20 cm mittig durchgesägt und das Bohrloch nach dem Zusammenspannen der

Würfelhälften mit einer Zwischenschicht (≈ 2 mm) erstellt. Der Hinterschnitt wurde mit einem Kreissägeschnitt senkrecht zum Bohrloch mit einer Diamantsäge erzeugt. Zur Vorbereitung der Versuchskörper für Versuche mit Kopfbolzen $\alpha \neq 90^\circ$ wurden diese Kopfbolzen mit einer 2 mm starken Blechschablone, die die Würfel in zwei Hälften teilte, mittig in Schalungen von Betonwürfel eingesetzt und mit diesen einbetoniert. Weitere Einzelheiten zur Versuchsdurchführung enthält Asmus (1995/2).

Kopfbolzenabmessungen			
d	a_s	α	A_1
mm	mm	°	mm ²
8	3/6	15/45/90	92...237
12	0,5/1/2/3/4/6/8	15/45/90	12...471
16	3/8	15/45/90	160...564

Serien 90°: $\beta_w = 35,6$ N/mm²; zusätzlich für $a_s = 3$ mm: $\beta_w = 61,2$ N/mm²

Serien 15° und 45°: $\beta_w = 47,2$ N/mm²; $\beta_w = 51,9$ N/mm²

Tabelle 7.1 Versuchsprogramm zur Ermittlung der Einflußfaktoren auf die Umsetzung Spalt- in Zugkräfte bei Kopfbolzen

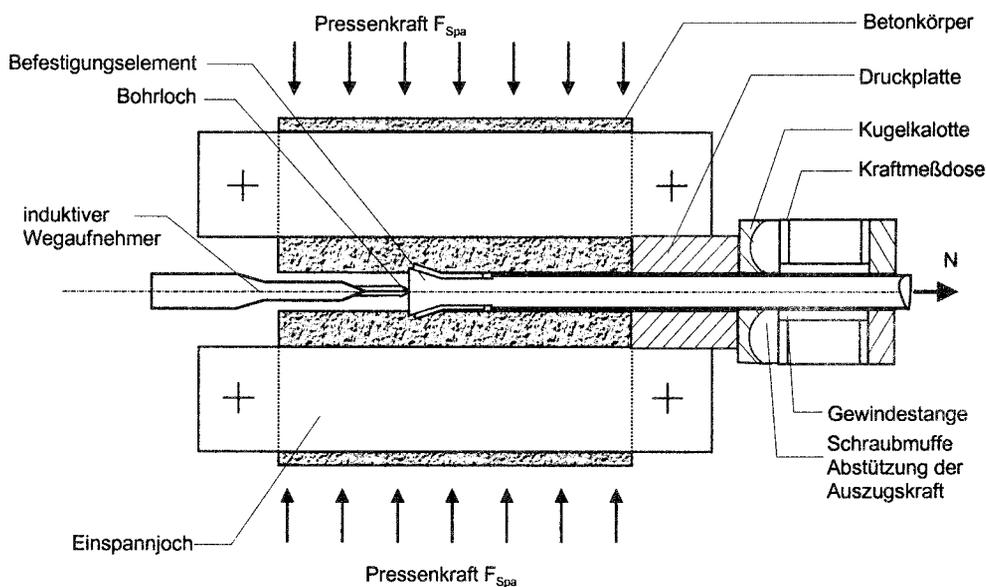


Bild 7.15 FEP II - Versuchsaufbau

Die bei den Versuchen erzielten hohen Pressungen führten im Lasteinleitungsbereich zur Ausbildung von Druckkegeln (Bild 7.16) und bestätigen somit die Modellvorstellung vom Lasteinleitungsmechanismus.

Bild 7.17 zeigt beispielhaft für Kopfbolzen ($d = 16$ mm, $\alpha = 90^\circ$, $a_s = 3$ u. 8 mm) den Verlauf der Spaltkräfte (Bild 7.17 a), des Verhältnisses F_{Spa}/F_Z (Bild 7.17 b) und der Verschiebung (Bild 7.17 c) in Abhängigkeit von der Vorspannkraft. Die Spaltkräfte nehmen mit zunehmender Vorspannkraft zu. Mit größer werdender Pressung im Lasteinleitungsbereich steigen die Verschiebungen erwartungsgemäß an.



Bild 7.16 Ausbildung eines Sprengekegels; Kopfbolzen: $d = 12 \text{ mm}$; $a_s = 1 \text{ mm}$; $\alpha = 90^\circ$

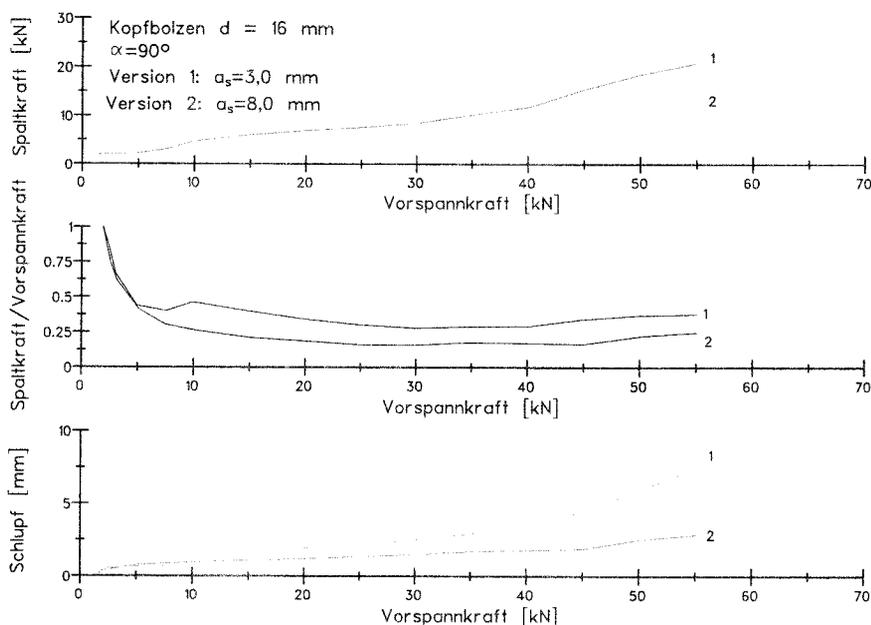


Bild 7.17 FEP-II Versuchsergebnisse mit Kopfbolzen,
 a) Spaltkraft in Abhängigkeit der Vorspannkraft
 b) Verhältnis Spaltkraft/Vorspannkraft in Abhängigkeit der Vorspannkraft
 c) Verschiebungen in Abhängigkeit der Vorspannkraft

Um von vergleichbaren Ausgangsbedingungen bei der Auswertung der ca. 150 Versuche auszugehen, wurden die Spaltkräfte für Vorspannkraften ermittelt, die 30% der Stahlstreckgrenze der unterschiedlichen Bolzengrößen betragen.

Zur Beurteilung des Einflusses der Betondruckfestigkeiten auf das Umsetzungsverhältnis Spaltkraft/Zugkraft wurden die Mittelwerte der Versuchsreihen mit Kopfbolzen $d = 8/12/16 \text{ mm}$ mit $\alpha = 90^\circ$ und $a_s = 3 \text{ mm}$ für Betondruckfestigkeiten $f_{w,0} = 35,6/51,9/61,2 \text{ N/mm}^2$ mittels t-Test für voneinander unabhängige Stichproben verglichen (Sachs (1968)). Danach ergibt sich bei ansonsten gleichen Parametern für den geprüften Festigkeitsbereich kein signifikanter Einfluß der Betondruckfestigkeit auf das Umsetzungsverhältnis Spaltkraft/Zugkraft (Bild 7.18).

Bild 7.19 zeigt die gemessenen mittleren Umsetzungsverhältnisse Spaltkraft/Zugkraft in Abhängigkeit von der Lasteinleitungsfläche für Kopfbolzen mit $\alpha = 90^\circ$. Aus der Darstellung wird deutlich, daß das Verhältnis Spaltkraft/Zugkraft mit abnehmender Lasteinleitungsfläche und damit ansteigender Pressung im Lasteinleitungsbereich zunimmt. Der mittels potentieller Regression (durchgezogene Linie) ermittelte Zusammenhang $F_{\text{Spa}}/F_Z \sim A^{-0,40}$ weist eine ähnliche Tendenz wie die in Zugversuchen gewonnenen Ergebnisse von Furche/Eligehausen (1991) auf ($F_{\text{Spa}}/F_Z \sim A^{-0,50}$).

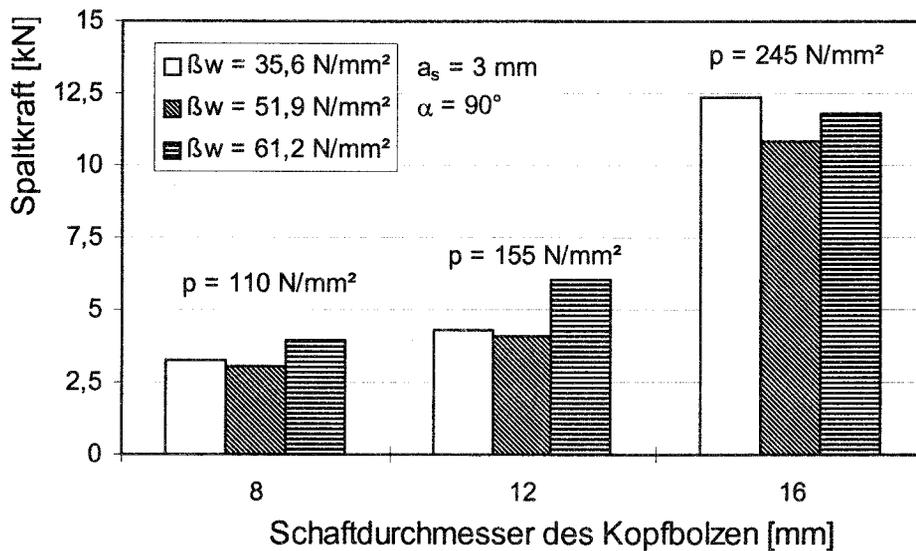


Bild 7.18 Einfluß der Betondruckfestigkeit auf die Spaltkraft

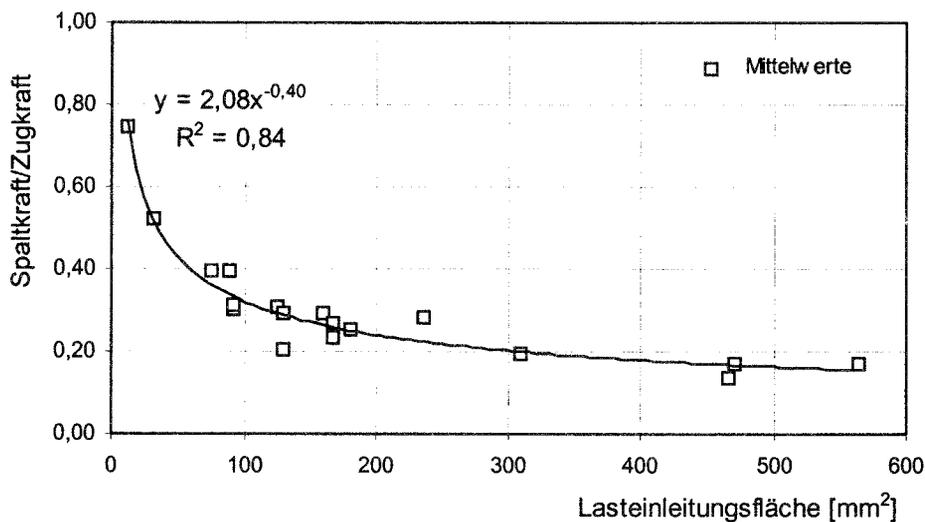


Bild 7.19 Umsetzungsverhältnis Spaltkraft/Zugkraft (Mittelwerte) in Abhängigkeit der Lasteinleitungsfläche; $\alpha = 45^\circ$ und 90° ; $d = 8, 12$ und 16 mm; $\beta_w = 35,2 \dots 61,2 \text{ N/mm}^2$

Die theoretischen Überlegungen im vorherigen Abschnitt haben gezeigt, daß die Umsetzung durch die Pressung im Lasteinleitungsbereich bestimmt wird. In Bild 7.20 ist das Umsetzungsverhältnis in Abhängigkeit der Pressung aufgetragen. Der Verlauf der Versuchsergebnisse bestätigt den in den theoretischen Überlegungen abgeleiteten Trend, wonach das Verhältnis Spaltkraft/Zugkraft mit sehr hoher Pres-

sung ($> 250 \text{ N/mm}^2$) überproportional zunimmt. Bis zu einer Pressung $p < 250 \text{ N/mm}^2$ ist kein signifikanter Anstieg erkennbar. In diesem Bereich sind relativ starke Streuungen der Versuchsergebnisse zu verzeichnen. Sie sind vermutlich auf die unterschiedliche Materialstruktur im unmittelbaren Lasteinleitungsbereich (Mikrostruktur) zurückzuführen (Lieberum (1987)). Hinzuweisen ist weiter auf die gegenüber Zugversuchen unterschiedlichen örtlichen Lasteintragungsbedingungen. Während in Zugversuchen im ungerissenen Beton eine „geschlossene Materialummantelung“ vorliegt, kann auf Grund der Rißöffnung bei den Funktionsersatzprüfungen zusammengedrücktes Material zunächst in den Spalt geschoben werden. Dies läßt die Vermutung zu, daß in den vom Verfasser durchgeführten Versuchen das Herausziehen bei einem geringeren Verhältnis p/β_w beginnt bzw. stattfindet als im ungerissenen Beton. Geht man demzufolge von einem Beginn des Herausziehens bei $p/\beta_w \sim 1$ und einem Herausziehen bei $p/\beta_w \sim 14$ aus, ergibt sich der nach Gleichung (7.18) ermittelte Trend. Dieser beschreibt den Verlauf der Versuchsergebnisse zufriedenstellend.

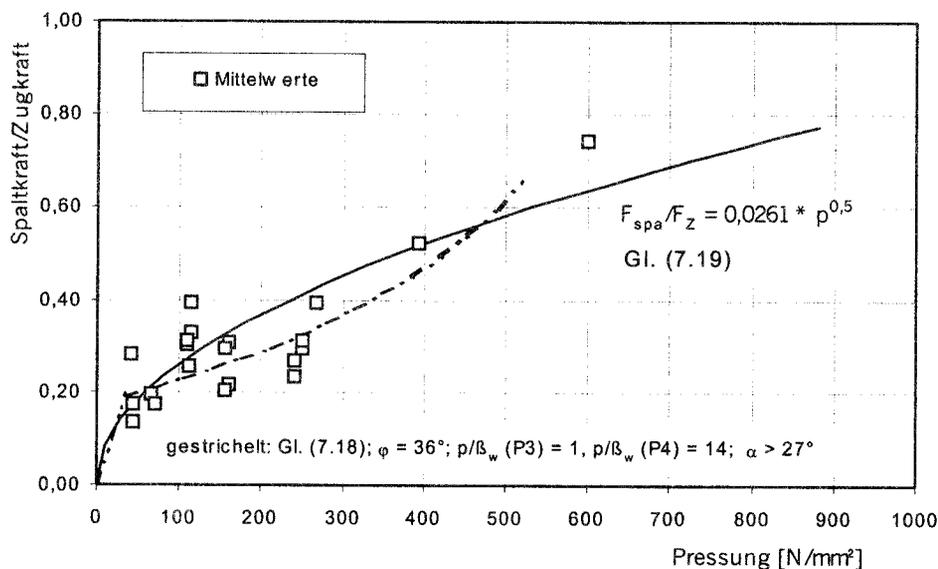


Bild 7.20 Umsetzungsverhältnis Spaltkraft/Zugkraft (Mittelwerte) in Abhängigkeit von der Druckung im Lasteinleitungsbereich, $\alpha = 45^\circ$ und 90° , $d = 8, 12$ und 16 mm , $\beta_w = 35,2 \dots 61,2 \text{ N/mm}^2$

Weiterhin wurde der Einfluß der Lasteinleitungswinkel untersucht. In Bild 7.21 ist das Umsetzungsverhältnis Spaltkraft/Zugkraft als Funktion der Lasteinleitungswinkel $\alpha = 15^\circ$, 45° und 90° für Kopfbolzen $d = 12 \text{ mm}$ und $a_s = 8 \text{ mm}$ dargestellt. Danach ergeben sich für $\alpha = 45^\circ$ und 90° nahezu gleiche Umsetzungsverhältnisse, während für $\alpha = 15^\circ$ deutlich höhere Verhältnisse zu verzeichnen sind. Dies entspricht der modelltheoretischen Ableitung zur Berücksichtigung des Lasteinleitungswinkels nach Gleichung (6.5). Versuchsergebnisse und Rechnung (durchgezogene Linie) weisen eine ausreichende Übereinstimmung aus.

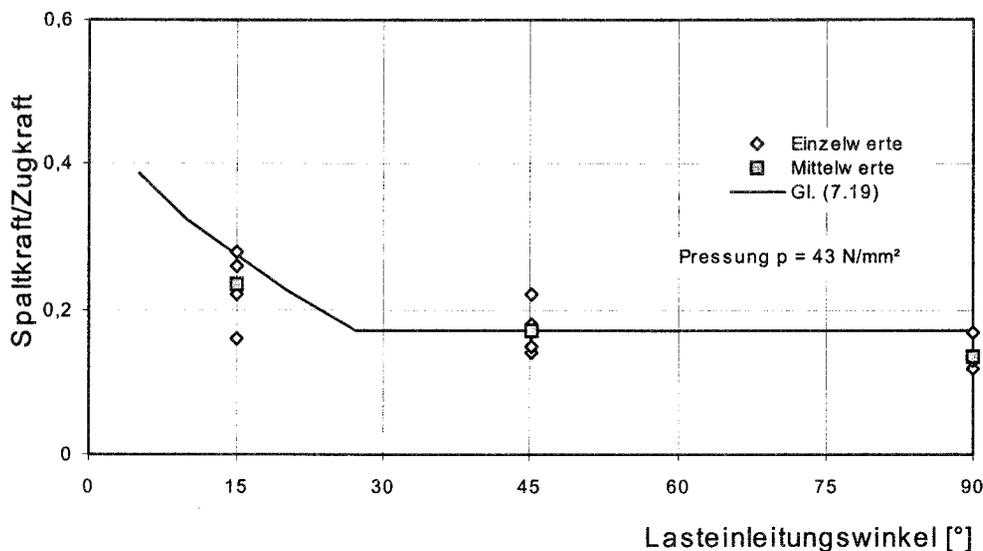


Bild 7.21 Umsetzungsverhältnis Spaltkraft/Zugkraft in Abhängigkeit des Lasteinleitungswinkels, $a_s = 8 \text{ mm}$, $d = 12 \text{ mm}$; Pressung konstant

7.2.2.4 Bestimmung des Umsetzungsverhältnisses - Kopfbolzen

Das Umsetzungsverhältnis F_{spa}/F_z läßt sich bei Kenntnis der Materialeigenschaften (Reibungswinkel, Last-Verschiebungsverhalten bei Teilflächenbelastung) und der Geometrie des formschlüssigen Befestigungselements (Lasteinleitungsfläche, Lasteinleitungswinkel) grundsätzlich nach Gleichung (7.18) ermitteln. Allerdings sind auf Grund des als Mikrostruktur anzusehenden unmittelbaren Lasteinleitungsbereiches stark differierende lokale Materialeigenschaften (Zementstein, Zuschlag) vorhanden. Diese sind nur schwer definierbar, wie die großen Streuungen zeigen. Für die weiteren Ausführungen wird deshalb und zur Vereinfachung der Bestimmung des Umsetzungsverhältnisses ein empirisch ermittelter Lösungsansatz empfohlen.

Die Auswertung der Versuchsergebnisse zeigte, daß die Betondruckfestigkeit im untersuchten Bereich keinen signifikanten Einfluß auf das Umsetzungsverhältnis Spaltkraft/Zugkraft hat. Demnach ist nur die Pressung zur Bestimmung des Umsetzungsverhältnisses anzusetzen. Die Auswertungen mit (Gleichung (7.14)) und ohne (Gleichung (7.15)) Berücksichtigung der Betondruckfestigkeit in Tabelle 7.2 weisen beim Ansatz ohne Betondruckfestigkeit etwas geringere Streuungen auf. Es wird vorgeschlagen das Umsetzungsverhältnis nach Gleichung (7.19) zu ermitteln. Der Verlauf dieses Ansatzes ist in Bild 7.20 (durchgezogene Linie) eingetragen.

Für Lasteinleitungswinkel $\alpha = 15^\circ$ weist die Auswertung um das 1,37-fache höhere Werte gegenüber Lasteinleitungswinkel $\alpha > 27^\circ$ aus. Nach Gleichung (6.5) beträgt die Erhöhung das 1,59-fache. Generell sind relativ starke Streuungen bei den Ergebnissen festzustellen. Dies wird sowohl auf die differierenden lokalen Materialeigenschaften als auch auf die unterschiedlichen örtlichen Lasteinleitungsbedingungen (Versuche: Rißbreite, Realität: geschlossene Ummantelung) zurückgeführt.

Ansatz	Gruppe	$\alpha = 45^\circ$ bzw. 90°	$\alpha = 15^\circ$	alle ¹⁾
Gl. (7.15) (ohne β_w)	Anzahl	83	19	102
	Mittelwert V_1	0,0231	0,0315	0,0261
	Variationskoeffizient [%]	31,9	35,4	34,5
Gl. (7.14) (mit β_w)	Anzahl	83	19	90
	Mittelwert V_2	0,166	0,220	0,173
	Variationskoeffizient [%]	29,4	36,8	36,4

¹⁾ Der Winkel $\alpha = 15^\circ$ wurde entsprechend Gleichung (6.5) berücksichtigt.

Tabelle 7.2 Statistische Auswertung der Versuchsreihen zum Umsetzungsverhältnis $k_{u,FS}$

$$k_{u,FS} = \frac{F_{Spa}}{F_Z} = \frac{0,0261 \cdot p^{0,5}}{k_\alpha} \quad (7.19)$$

k_α nach Gleichung (6.5)

für $\alpha = 45^\circ$ und 90° $k_\alpha = 1$; für $\alpha = 15^\circ$ $k_\alpha = 0,63$

Die Ergebnisse werden durch die Untersuchungen mit Kopfbolzen (Furche/Eligehausen (1991)), in denen das Umsetzungsverhältnis aus Versuchen mit seitlichem Betonausbruch ermittelt wurde, bestätigt. Für diese ergibt sich im Mittel ein Vorfaktor $V = 0,0233$. Die Abweichung zu dem in den Versuchen ermittelten Vorfaktor beträgt ca. 10 % und liegt damit im Bereich der Prüfstreuungen.

7.2.2.5 Experimentelle Untersuchungen - Hinterschnittdübel

Analog den Untersuchungen mit Kopfbolzen wurden Versuche zur Bestimmung des Verhältnisses Spalt- zu Zugkraft mit 3 Hinterschnittdübeltypen mit unterschiedlichen Größen und Lasteinleitungswinkeln durchgeführt. Die wesentlichen Parameter der Dübel sind in Tabelle 7.3 zusammengestellt. Der Hinterschnitt der gewählten Typen wird in unterschiedlicher Weise erstellt (siehe Fußnoten, Tabelle 7.3). Weitere Einzelheiten können Asmus (1995/2) entnommen werden.

Typ	Gewinde	$d_{\text{HÜLSE}}$	Lasteinleitungs- winkel	$A_{1,\text{NETTO}}^{4)}$	$A_{1,\text{BRUTTO}}^{5)}$	p	F_{SPA}/F_Z
		mm	°	mm ²	mm ²	N/mm ²	
1 ¹⁾	M8	12	14	49,0	83,7	119,5	0,45
	M10	14	14	64,5	96,3	155,8	0,46
	M12	18	16	107,2	160,0	125,0	0,51
	M16	22	16	159,8	234,5	170,6	0,57
2 ²⁾	M8	13,5	30	38,7	61,4	162,8	0,37
	M10	15,5	30	62,9	89,3	168,0	0,34
	M12	17,5	30	71,0	100,0	200,0	0,40
3 ³⁾	M8	13,5	18	64,2	115,3	86,7	0,40
	M10	15,5	18	104,6	155,6	96,4	0,55
	M12	17,5	18	107,5	166,0	120,5	0,56

1) Erstellung des Hinterschnitts durch Spezialbohrer und wegkontrollierte Montage (siehe Bild 2.6b)

2) Erstellung des Hinterschnitts durch wegkontrollierte Montage

3) Erstellung des Hinterschnitts durch Schneidstift (siehe Bild 2.6c)

4) Lasteinleitungsfläche abzüglich der Zwischenräume der Spreizelemente und der Rißöffnung des Versuchsaufbaus, Schulterbreite nach Versuch gemessen

5) Lasteinleitungsfläche abzüglich der Rißöffnung des Versuchsaufbaus

Tabelle 7.3 Für FEP-II Versuche verwendete Hinterschnittdübel einschließlich Versuchsparemetern (in dieser Tabelle Verhältnis F_{SPA}/F_Z und Pressung angeben, eventuell auch Bilder aus Versuchen zeigen)

7.2.2.6 Bestimmung des Umsetzungsverhältnisses - Hinterschnittdübel

Die Bestimmung der Umsetzungsverhältnisse F_{SPA}/F_Z kann in Analogie zur Verfahrensweise bei Kopfbolzen erfolgen. Zu klären ist, ob für die Ermittlung nach Gleichung (7.19) die Netto- oder Bruttolasteinleitungsfläche maßgebend ist. Dies kann, von Dübeltyp zu Dübeltyp differieren (Abschnitt 6.1.6).

Um dies festzustellen, wurden die in den Funktionsersatzprüfungen ermittelten Werte nach Gleichung (7.19) mit den rechnerischen Umsetzungsverhältnissen in Tabelle 7.4 verglichen. Bei Ansatz der Nettolasteinleitungsfläche sind die gemessenen Werte F_{SPA}/F_Z im Versuch im Mittel geringer als die rechnerischen Werte. Da die Hinterschnittdübel zumindest gleich große Umsetzungsverhältnisse wie Kopfbolzen aufweisen müssen, können die Nettolasteinleitungsflächen für diese Typen nicht maßgebend sein. Die Gründe hierfür wurden bereits erläutert (Abschnitt 6.1.6). Setzt man demzufolge die Bruttolasteinleitungsfläche an, so weisen die Dübel ein gleiches (Typ 1) oder etwas höheres Umsetzungsverhältnis (Typ 2 und Typ 3) gegenüber den rechnerischen Werten nach Gleichung (7.19) auf. Letzteres kann bei einem teilweise reibschlüssigen Tragmechanismus der Hinterschnittdübel durchaus erwartet werden. Dieses Verhalten ist, wie in Abschnitt 6.1.6 vorgeschlagen, mit einem Produktfaktor zu berücksichtigen.

In Bild 7.22 sind die Mittelwerte der Versuche und der rechnerische Ansatz (7.19) unter Verwendung der Bruttolasteinleitungsflächen dargestellt.

Hinterschnittdübel	Typ 1 $k_{\alpha} = 1,65 (14^{\circ})$ $k_{\alpha} = 1,53 (16^{\circ})$	Typ 2 $k_{\alpha} = 1 (30^{\circ})$	Typ 3 $k_{\alpha} = 1,43 (18^{\circ})$	Gesamt
Versuchszahl	16	13	16	45
Mittelwert ^{1), 2)}	0,80	0,90	0,95	0,89
Variationskoeffizient [%]	17,3	20,5	27,3	23,5
Versuchszahl	16	13	16	45
Mittelwert ^{1), 3)}	0,99	1,10	1,20	1,09
Variationskoeffizient [%]	16,6	21,0	25,2	22,85

- 1) $k_{u,FS}$ (Versuch)/ $k_{u,FS}$ (Rechnung, Gl. (7.19))
- 2) Berechnung mittels Nettolasteinleitungsfläche
- 3) Berechnung mittels Bruttolasteinleitungsfläche

Tabelle 7.4 Vergleich der Umsetzungsverhältnisse $k_{u,FS}$ (Versuch)/ $k_{u,FS}$ (Rechnung) bei Ansatz der Netto- und Bruttolasteinleitungsfläche

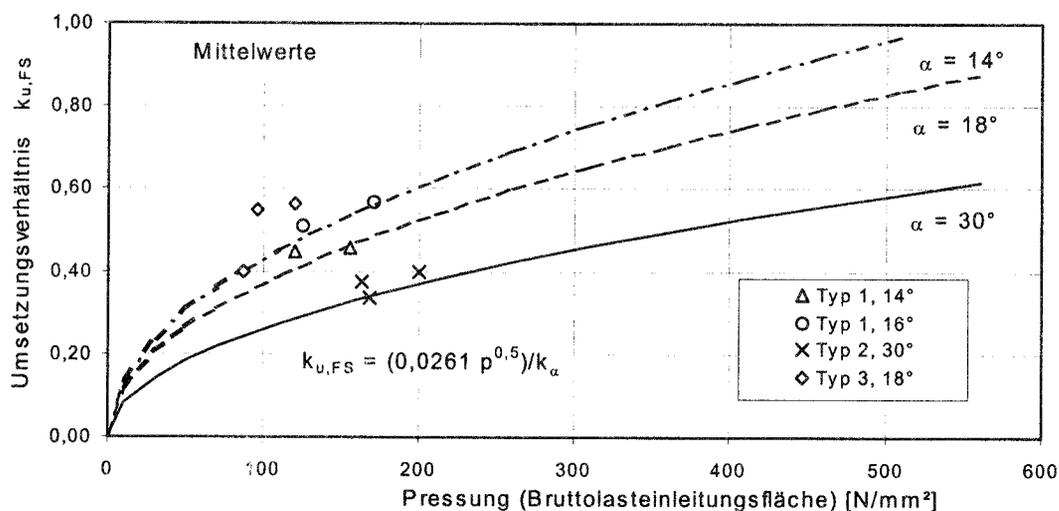


Bild 7.22 Versuchsergebnisse mit Hinterschnittdübeln zum Verhältnis Spaltkraft/Zugkraft (Mittelwerte) in Abhängigkeit von der Pressung (Bruttolasteinleitungsfläche)

7.2.2.7 Zusammenfassung

Die Untersuchungen zeigen, daß das Umsetzungsverhältnis von formschlüssigen Befestigungen $k_{u,FS} = F_{Spa}/F_Z$ von der Pressung im Lasteinleitungsbereich abhängt. Durch modelltheoretische Betrachtungen wurden die einzelnen Belastungsphasen charakterisiert. Für eine Berechnung des Umsetzungsverhältnisses wird ein Gleichungsansatz (7.19) vorgeschlagen, der empirisch abgeleitet wurde.

Parallelversuche mit Hinterschnittdübeln zeigen ein grundsätzlich ähnliches Verhalten wie Kopfbolzen. Dabei ist bei den hier verwendeten Hinterschnittdübeln von der Bruttolasteinleitungsfläche (ohne Berücksichtigung der Zwischenräume) auszugehen. Lasteinleitungswinkel $\alpha < 27^{\circ}$ sind nach Gleichung (6.5) zu berücksichtigen. Höhere

Spaltkräfte als nach Gleichung (7.19) können bei Hinterschnittdübeln auftreten, wenn die Kone die Spreizelemente hineingezogen werden. Dies kann über einen Produktfaktor berücksichtigt werden.

7.2.3 Reibschlüssige Befestigungen - Drehmomentkontrolliert spreizende Dübel

7.2.3.1 Stand der Erkenntnisse

Entsprechend Gleichung (7.7) läßt sich das Verhältnis Spaltkraft F_{SPA} zur Zugkraft F_Z bei bekanntem Konuswinkel α und Reibungswinkel δ_{KH} für drehmomentkontrolliert spreizende Dübel rechnerisch bestimmen. Bild 7.23 zeigt das Umsetzungsverhältnis $k_{u,RS} = F_{SPA}/F_Z$ für Spreizdübel in Abhängigkeit vom Reibungskoeffizient zwischen Konus und Hülse μ_{KH} für verschiedene Konuswinkel.

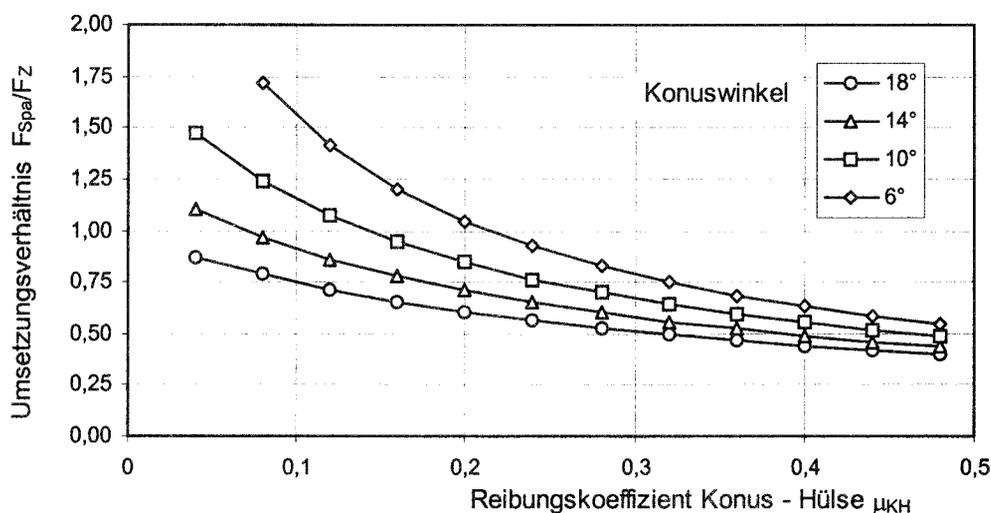
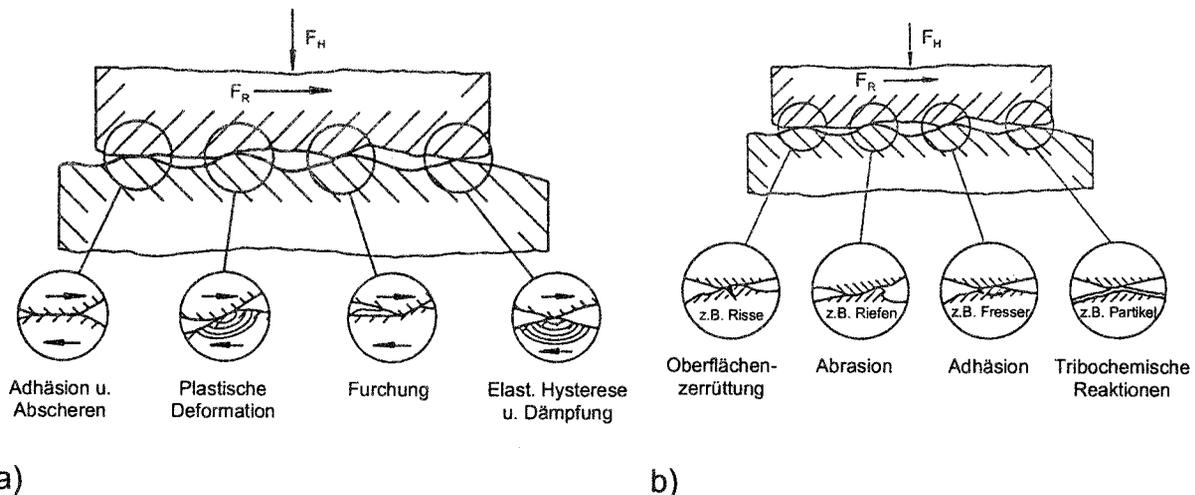


Bild 7.23 Umsetzungsverhältnis $k_{u,RS} = F_{SPA}/F_Z$ für verschiedene Konuswinkel in Abhängigkeit vom Reibungskoeffizient μ_{KH}

Während der Konuswinkel leicht ermittelt werden kann, ist die Angabe eines Reibungskoeffizienten wesentlich schwieriger. So hängt die tribologische Beanspruchung zwischen zwei Körpern (Spreizelementen und Kone) vom physikalischen und chemischen Aufbau ihrer technischen Oberflächen sowie den Verhältnissen in den Kontaktgrenzflächen ab (Czichos, Habig (1992)). Das Verspreizen der Kone in den Spreizelementen stellt eine Reibung von zwei Festkörpern (bei Dübeln in der Regel aus Metall) dar, die durch verschiedene Reibungs- und Verschleißmechanismen (Bild 7.24 a) und b)) bestimmt wird. Nach Czichos/Habig (1992) „... überlagern sich i.a. die elementaren Reibungsmechanismen mit nicht erfaßbaren, zeitlich und örtlich im Kontaktbereich wechselnden Anteilen, so daß das praktische Reibungsverhalten nicht theoretisch, sondern nur experimentell charakterisiert werden kann“. Desweiteren sind bei den Dübelkone gekrümmte Reibflächen zu berücksichtigen. Reibungszahlen gehen von ebenen Flächen aus.



a) b)
Bild 7.24 Vereinfachte Darstellung der grundlegenden a) Reibungsmechanismen und b) Verschleißmechanismen, nach Czichos/Habig (1992)

Die Probleme bei der Erfassung der Reibungsverhältnisse von Spreizdübeln werden durch Untersuchungen von Mayer (1991) bestätigt. Danach wurden „... keine befriedigenden und reproduzierbaren Ergebnisse“ zwischen Messungen zur Bestimmung der Oberflächenhärte bzw. Schichtdicke und parallel durchgeführten Spreizkraftmessungen mit Spreizdübeln erzielt.

Für die Spreizdübel würde dies bedeuten, daß eine experimentelle Bestimmung der Reibungsverhältnisse mit dem jeweiligen Dübel unerlässlich ist. Da die Bestimmung der Reibungsverhältnisse bei Spreizdübeln relativ aufwendig und nur mittels eines speziellen Versuchsaufbaus möglich ist, wird untersucht, wie das Umsetzungsverhältnis einfacher abgeschätzt werden kann.

Nach Mayer (1991) bestimmen bei Spreizdübeln im wesentlichen die Geometrie im Sprezbereich, die Herstellungsart und die Beschichtung des Konus das Verhältnis Spalt- zu Zugkräfte.

Anhand von durchgeführten Versuchen soll der Frage nachgegangen werden, ob und in welchem Maße Konuswinkel und Reibungskoeffizient (ermittelt an ebenen Flächen) ausreichend genaue Werte zur Abschätzung des Umsetzungsverhältnisses $k_{u,RS}$ liefern.

7.2.3.2 Experimentelle Untersuchungen

Um bei der Ermittlung der Spaltbruchlasten von realen Reibungsverhältnissen auszugehen, soll zunächst gezeigt werden, in welchem Bereich sich die Reibungskoeffizienten von üblichen Spreizdübelssystemen bewegen. Dazu werden aus den in Versuchen ermittelten Verhältnissen Spalt- zu Zugkraft die Reibungswerte zwischen Konus und Hülse unter Eliminierung der unterschiedlichen Konuswinkel ermittelt.

Der Reibungskoeffizient μ_{KH} ergibt sich aus dem Konuswinkel und dem in Versuchen bestimmten Umsetzungsverhältnis $k_{u,RS} = F_{SPA}/F_Z$ nach Gleichung (7.22).

$$\text{mit } \tan(\alpha + \delta_{KH}) = \frac{\tan\alpha + \tan\delta_{KH}}{1 - \tan\alpha \cdot \tan\delta_{KH}} \quad (7.20)$$

$$\text{und } \tan\delta_{KH} = \mu_{KH} \quad \text{zu} \quad (7.21)$$

$$\mu_{KH} = \frac{1 - k_{u,RS} \cdot \pi \cdot \tan\alpha}{k_{u,RS} \cdot \pi + \tan\alpha} \quad (7.22)$$

Dieser Ansatz gilt für Originaldübel. Um eindeutigere Verhältnisse bei der Kraffteinleitung zu erreichen, wurden in früheren Untersuchungen (Mayer (1991), Faoro (1985)) zunächst Dübel mit zwei Spreizschalen verwendet. Dies ist bei der Berechnung der Reibbeiwerte gegebenenfalls entsprechend zu berücksichtigen (Faoro (1985)).

Die hier angeführten Versuche wurden mit Originaldübeln durchgeführt. Da die statistische Auswertung von 57 Versuchsserien ($n \geq 4$) mit Originaldübeln (6 Hersteller, 11 Typen, 18 Dübelgrößen) relativ geringe Prüfstreuungen (mittlerer Variationskoeffizient $v = 9,5\% \leq 10\%$) ausweist, kann auch bei Originaldübeln von ausreichend reproduzierbaren Ergebnissen ausgegangen werden. Die in den einzelnen Serien ermittelten Variationskoeffizienten sind in Bild 7.25 a) - c) dargestellt. Danach besteht kein signifikanter Unterschied der Prüfstreuungen zwischen Spreizdübeln des Bolzen- und Hülsentyps sowie in verschiedenen Medien (SO_2 ; Bohrstaublösung; Salzsprühtest; vollentsalztes Wasser) vorgelagerten Dübeln.

Bild 7.26 a) und b) zeigt die mittleren Reibungskoeffizienten der einzelnen Versuchsserien mit Spreizdübeln. Diese liegen für Spreizdübel des Bolzentyps (Bild 7.26 a)) als auch des Hülsentyps (Bild 7.26 b)) zwischen $\mu_{KH} = 0,01$ bis $0,20$.

Die zum Teil sehr geringen Reibungskoeffizienten ($\mu_{KH} < 0,1$) sind dabei in der Regel auf die Anwendung von Schmierstoffen bei der Beschichtung der Konen zurückzuführen.

Von Interesse für ein zuverlässiges Tragverhalten von Dübeln ist auch, ob die Streuung der Reibungskoeffizienten bei Dübeln deren Konen beschichtet sind, geringer sind als die von Dübeln mit unbeschichteten Konen. Eine Auswertung für galvanisch verzinkte (GVZ) Dübel bzw. Dübel aus A4/A2-Stahl wies mittlere Variationskoeffizienten ($n \geq 4$) von $v_{\text{Mittel}} = 9,0\%$ (GVZ) bzw. $v_{\text{Mittel}} = 11,6\%$ (A4/A2-Stahl) und somit keine eindeutig signifikanten Abweichungen gegenüber den mit Spezialbeschichtungen (siehe Literatur (Produktinformationen): P1 bis P4) versehenen Dübeln ($v_{\text{Mittel}} \approx 9,0\%$) aus. Allerdings beinhaltet diese Auswertung keinen direkten Vergleich von Spreizdübeln gleichen Typs, da für die nicht spezialbeschichteten Dübel nur Spreizdübel des Hülsentyps zur Verfügung standen. Zur Klärung dieser Frage bedarf es weiterer Untersuchungen.

Die Spezialbeschichtungen tragen auch zum Korrosionsschutz und damit zu einer längeren Funktionssicherheit bei Korrosionsbeanspruchung bei.

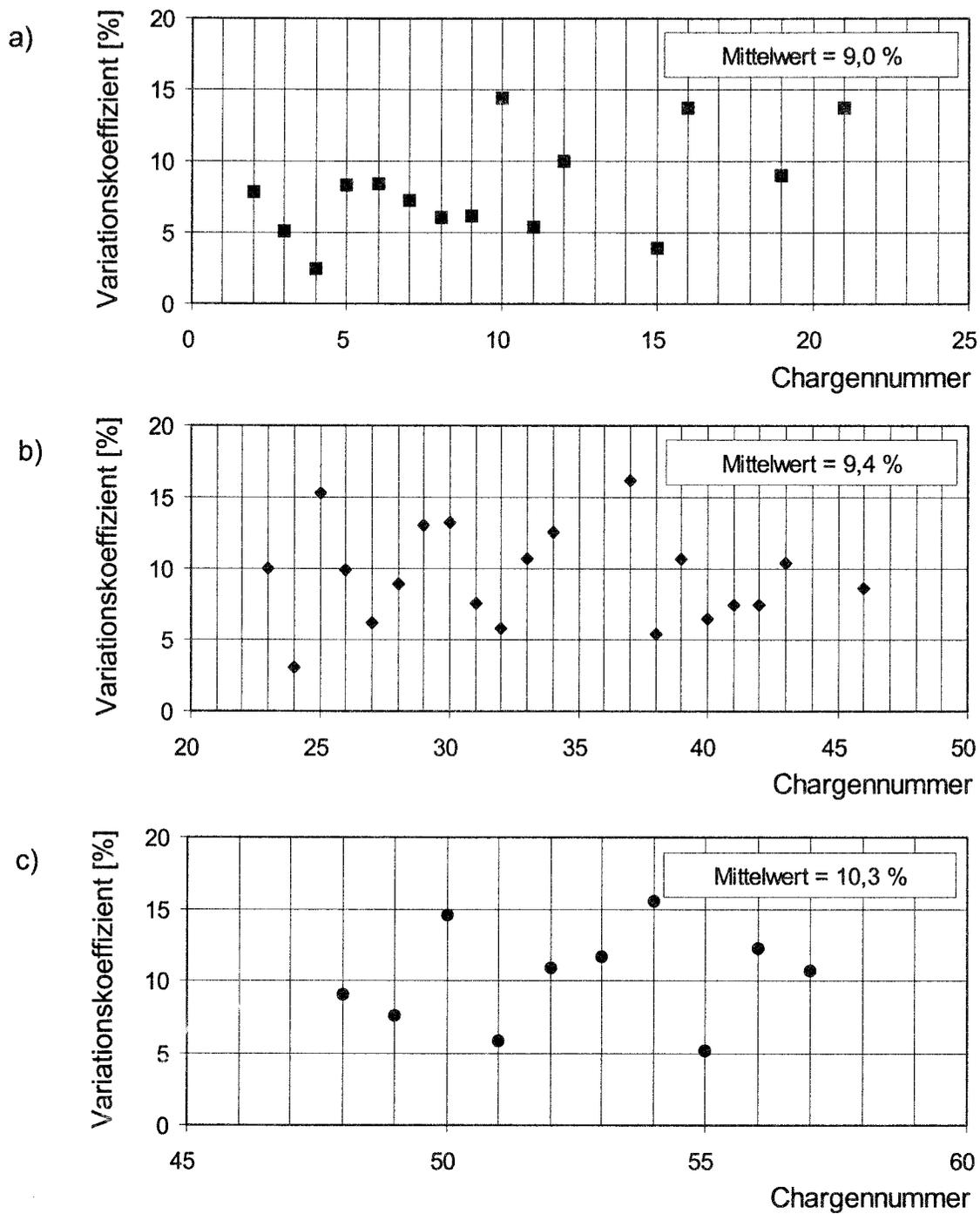


Bild 7.25 Prüfstreuungen von FEP II-Versuchsserien ($n \geq 4$):
 a) Spreizdübel des Bolzentyps mit Vorlagerung in verschiedenen Medien (SO_2 ; Bohrstaublösung; Salzsprühtest; vollentsalztes Wasser)
 b) Spreizdübel des Bolzentyps ohne Vorlagerung
 c) Spreizdübel des Hülsentyps

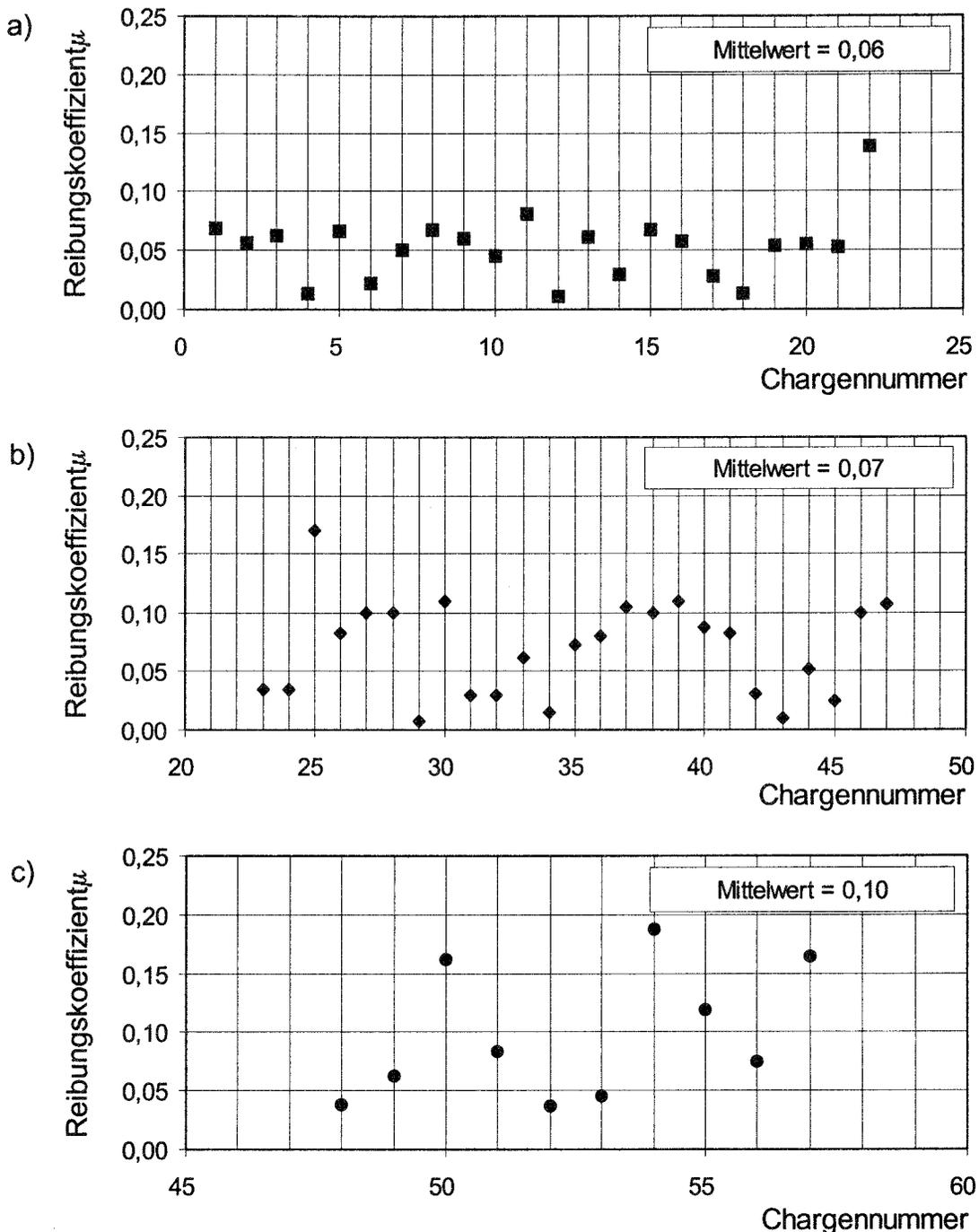


Bild 7.26 Mittlere Reibungskoeffizienten von FEP II-Versuchsserien ($n \geq 4$):
 a) Spreizdübel des Bolzentyps mit Vorlagerung
 b) Spreizdübel des Bolzentyps ohne Vorlagerung
 c) Spreizdübel des Hülsentyps

Vergleicht man die in Versuchen ermittelten Umsetzungsverhältnisse $k_{u,RS}$ mit den nach Gleichung (7.11) errechneten Verhältnissen, ergibt sich Bild 7.27. Zur Berechnung des Umsetzungsverhältnisses wurden als Reibungskoeffizienten dabei Werte aus der Literatur (VDI 2230) oder für spezielle Beschichtungen, die in den technischen Produktinformationen ausgewiesenen Werte angesetzt (Tabelle 7.5). Sind Bereiche für Reibungskoeffizienten angegeben, wurde der Mittelwert zur

weiteren Berechnung gewählt. Um von vergleichbaren Bedingungen auszugehen, gelten die gemessenen Umsetzungsverhältnisse für die beim Solldrehmoment des jeweiligen Dübels erreichte Vorspannkraft. In Abhängigkeit vom Verschleißungsgrad wird der Reibungskoeffizient μ_{KH} mit zunehmender Beanspruchung ansteigen bzw. das Umsetzungsverhältnis $k_{u,RS}$ sinken.

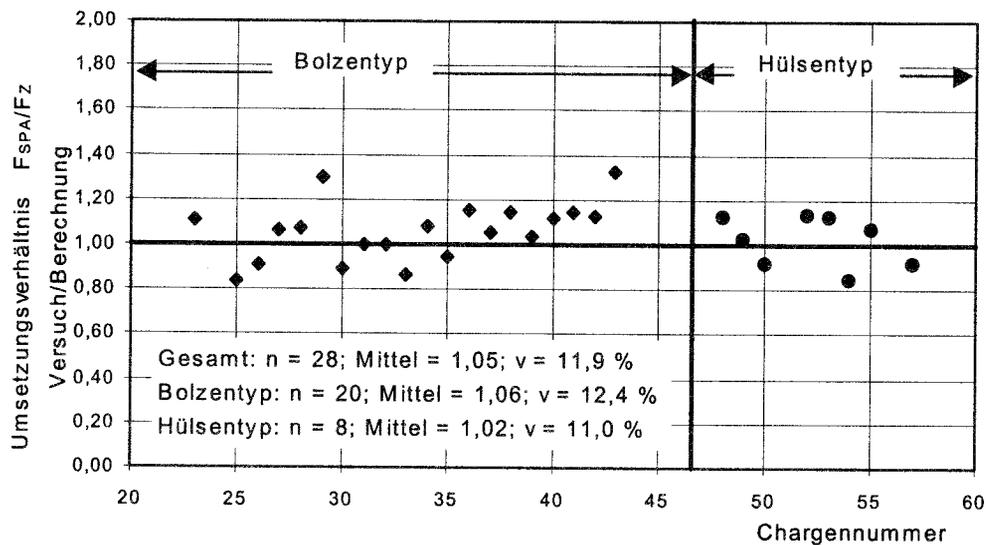


Bild 7.27 Vergleich der in Versuchen und rechnerisch ermittelten Umsetzungsverhältnisse $k_{u,RS}$ (Gleichung (7.11)) bei unterschiedlichen Dübeln bzw. Beschichtungen

Material bzw. Beschichtung	Reibungskoeffizient μ	Quelle ¹⁾
Adcoat	0,06	P2
Dacromet 320	0,18 - 0,22	P4
500	0,10 - 0,14	
Gleitmo 600	0,06 ²⁾ (0,08) ³⁾	P1
300	0,08	
Galvanisch verzinkt (GVZ)	0,07 ⁴⁾	Wagner-Grey (1978/1) VDI2230
	0,16 - 0,20	
Stahl A4	0,12 - 0,16	VDI2230
A2	0,12 - 0,16	
Molykote 7653 (D 107)	0,03	P3
3400	0,03	
7409	0,03	

¹⁾ siehe Literatur; P1 – P4 Produktinformationen

²⁾ Stahl 8.8

³⁾ A2 - Stahl

⁴⁾ Für den Vergleich Versuch - Berechnung wurde dieser Wert angesetzt.

Tabelle 7.5 Angesetzte Reibungskoeffizienten zur Ermittlung der rechnerischen Umsetzungsverhältnisse $k_{u,RS}$ nach Gleichung (7.11)

Problematisch ist die Abschätzung des Reibungskoeffizienten bei galvanischer Verzinkung (Dübel Nr. 21, 22, 24). In Bild 7.27 wurde von einem Reibungskoeffizient $\mu_{KH} = 0,07$, wie er von Wagner - Grey (1978/1) in Versuchen mit Stahlringen oder Stahlrohren ermittelt wurde, ausgegangen. Damit ergibt sich eine gute

Übereinstimmung zu den Versuchswerten. In VDI 2230 und Mayer (1991) wird jedoch für galvanische Verzinkungen $\mu_{KH} = 0,16 - 0,20$ angegeben.

Dieser zunächst gravierende Unterschied läßt sich möglicherweise mit folgenden Überlegungen erklären. Nach Bowden/Tabor (1959) gleicht das Verhalten dünner, weicher Metallschichten - wie sie bei galvanisch verzinkten Bauteilen vorliegen - in gewisser Weise stark denjenigen gewöhnlicher Schmierfilme, die eine beträchtliche Reibungsverminderung hervorrufen. Verdeutlicht wird dieser Effekt in Bild 7.28, das die Schmierung einer Stahlpaarung mit einem weichen Metall (Bild 7.28 c) - 40 μm dicke Indiumschicht - zeigt. Hier folgt der Reibungskoeffizient beim ungeschmierten (Bild 7.28 a) und mit Mineralöl geschmiertem Stahl (Bild 7.28 b) dem Amont'schen Gesetz. Danach steht die Reibungskraft in direktem Verhältnis zur Belastung und die wahre Kontaktfläche wächst direkt proportional mit zunehmender Belastung an. Bei weichen Metallen trifft dies nicht zu. Dort nimmt die wahre Kontaktfläche mit steigender Belastung nur degressiv zu, so daß die Reibungszahl kleiner wird (Bild 7.28 c). In den zitierten Versuchen fiel die Reibungszahl von 0,20 auf 0,04 ab. Geht man davon aus, daß zwischen Konus und Sprezhülse sehr große Pressungen auftreten, könnte dies zu der gemessenen gegenüber den Literaturangaben geringeren Reibungszahl von galvanisch verzinkten Dübeln führen. Weiterhin kann die Reibung durch unterschiedliche Rauigkeiten der Oberflächen beeinflusst werden.

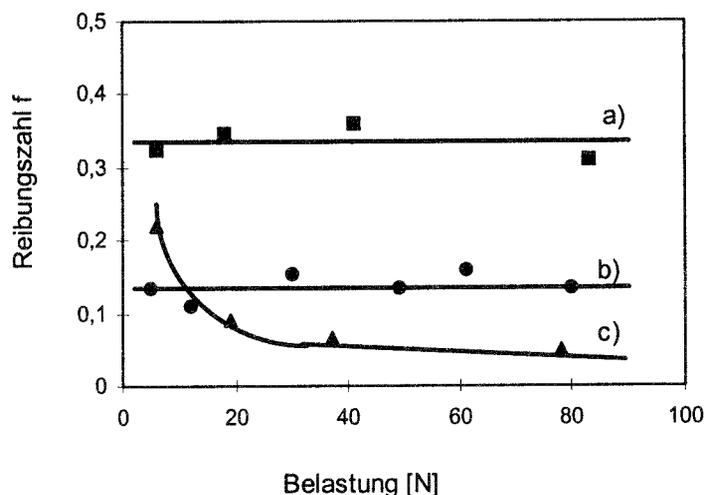


Bild 7.28 Reibung von Stahlgleitpaarungen, nach Bowden/Tabor (1959)
 a) ungeschmiert
 b) mit Mineralöl
 c) mit einer 40 μm dicken Indiumschicht

7.2.3.3 Bestimmung des Umsetzungsverhältnisses - Drehmomentkontrolliert spreizende Dübel

Mit einem mittleren Verhältnis $k_{u,RS}(\text{Versuch})/k_{u,RS}(\text{Berechnung}) = 1,05$ und einem Variationskoeffizienten $V \leq 12\%$ (Bild 7.27) wird nachgewiesen, daß sich das Umsetzungsverhältnis $k_{u,RS}$ für die hier untersuchten Spreizdübel ausreichend genau mit Gleichung (7.11) abschätzen läßt. Verwendet man die in den technischen Produktinformationen für Festschmierstoffe angegebenen Reibbeiwerte wird für

Dübel mit Beschichtungen eine gute Übereinstimmung zwischen den in Versuchen gemessenen und den rechnerisch ermittelten Umsetzungsverhältnissen F_{SPA}/F_Z festgestellt.

Die Auswertungen wurden für Vorspannkkräfte in Höhe des für den jeweiligen Dübels vorgeschriebenen Söldrehmomentes durchgeführt. Werden höhere Vorspannkkräfte erreicht, kann auf Grund des Verschleißes eine höhere Reibung auftreten. Dies führt zu geringeren Umsetzungsverhältnissen und somit zu einer weiteren Annäherung der Verhältnisse zwischen Versuch und Berechnung.

7.2.3.4 Zusammenfassung

Bei Konen mit Beschichtung wird die Reibung vorrangig durch den Reibungskoeffizient der Beschichtung und den Konuswinkel bestimmt. Die Berechnung des Umsetzungsverhältnis F_{SPA}/F_Z kann für die hier geprüften Dübel mit Gleichung (7.11) ausreichend genau ermittelt werden. Dennoch wird darauf verwiesen, daß weitere Einflußgrößen (Oberflächenrauigkeit, Schichtdicke, Oberflächenhärte, Temperatur, usw.) die Reibung entscheidend beeinflussen können (siehe Czichos/Habig (1992)). Daher erscheint es sinnvoll, bei neuen Dübeln die rechnerisch ermittelte Spreizkräfte durch Versuche zu überprüfen.

Die für galvanische Verzinkungen ermittelten geringen Reibungswerte stimmen mit den Ergebnissen von Wagner - Grey (1978/1) überein, weichen allerdings stark von in der Literatur angegebenen Reibungswerten ab. Dies ist möglicherweise auf den „Schmiereffekt“ von dünnen, weichen Metallschichten, wie er von Bowden/Tabor (1959) nachgewiesen wurde, zurückzuführen.

7.3 Berechnung der Spaltbruchlast von reibschlüssigen Befestigungen

7.3.1 Allgemein

Zur Ableitung eines Ansatzes zur Berechnung der Spaltbruchlast von reibschlüssigen Befestigungen wird vorgeschlagen, diese Befestigungen zunächst als formschlüssige Tragelemente zu betrachten (Abschnitt 7.1). Die Spaltbruchlast für reibschlüssige Befestigungen ergibt sich dann nach Gleichung (7.4) aus der Spaltbruchlast für formschlüssige Befestigungen $N_{u,sp,FS}$ (Gleichung (6.7)) und den Umsetzungsverhältnissen für Formschluß $k_{u,FS}$ (Gleichung (7.19)) und Reibschluß $k_{u,RS}$ (Gleichung (7.11)). Damit ergibt sich die mittlere Spaltbruchlast für Spreizdübel nach Gleichung (7.23). Darin ist der Quotient der Umsetzungsverhältnisse für Form- und Reibschluß zu k_{gesamt} zusammengefaßt.

$$N_{u,sp,RS} = \frac{k_{u,FS}}{k_{u,RS}} \cdot N_{u,sp,FS} = k_{gesamt} \cdot N_{u,sp,FS} \quad (7.23)$$

Weiterhin wird bei reibschlüssigen Befestigungen die Zugkraft auf Grund des Tragmechanismus und dem flachen Lasteinleitungswinkel vorwiegend über die

parallel zur Zugrichtung ausgerichteten Flächen eingeleitet, so daß hier die Mantelfläche A_{MANTEL} (Gleichung (7.5)) für die bisher herangezogene Lasteinleitungsfläche A_1 angesetzt wird. Der Lasteinleitungswinkel α bei Spreizdübeln ergibt sich aus dem Konuswinkel α_{KONUS} und dem Spreizhülsenwinkel $\alpha_{\text{HÜLSE}}$ nach Gleichung (7.24). Die Spaltbruchlast läßt sich nach Gleichung (7.25) ermitteln.

$$\alpha_{\text{Spreiz}} (\text{Spreizdübel}) = \alpha_{\text{KONUS}} - \alpha_{\text{HÜLSE}} \quad (7.24)$$

$$N_{u,\text{sp,RS}} = k_{\text{gesamt}} \cdot 4,65 \cdot k_{\alpha} \cdot b^{0,5} \cdot h^{0,5} \cdot (A_{\text{MANTEL}} \cdot \tan \alpha_{\text{Spreiz}})^{0,5} \cdot \beta_{\text{W}}^{0,5} \quad (7.25)$$

Der Vorfaktor k_{gesamt} wird nach Gleichung (7.26) aus den Umsetzungsverhältnissen für Formschluß $k_{u,\text{FS}}$ (Gleichung (7.19)) und Reibschluß $k_{u,\text{RS}}$ (Gleichung (7.11)) bestimmt.

$$k_{\text{gesamt}} = \frac{k_{u,\text{FS}}}{k_{u,\text{RS}}} = \frac{0,0788 \cdot A_{\text{BRUCH}}^{0,25} \cdot \beta_{\text{W}}^{0,25}}{k_{u,\text{RS}} \cdot (\tan(\alpha + 36^\circ))^{0,5} \cdot A_{\text{MANTEL}}^{0,25} \cdot \tan \alpha_{\text{Spreiz}}^{0,25}} \quad (7.26)$$

$$\text{mit } k_{u,\text{FS}} \leq 1$$

Zur Veranschaulichung der Herleitung der Bemessungsgleichung ist in Bild 7.29, welches links den Zusammenhang Zugkraft = f(Bruchfläche) und rechts Zugkraft = f(Spaltkraft) zeigt, an einem Beispiel in Einzelschritten dargestellt.

In diesem Beispiel sind die Parameter Lasteinleitungswinkel, Mantelfläche und Betondruckfestigkeit vorgegeben. Betrachtet man eine formschlüssige Befestigung, läßt sich daraus die Spaltbruchlast in Abhängigkeit der Bruchfläche ermitteln. Dieser Zusammenhang ist in Bild 7.29 auf der rechten Seite dargestellt. Für eine definierte Bruchfläche und den festgelegten o.g. Parametern läßt sich demzufolge eine Spaltbruchlast ermitteln (Schritt 1). Das Verhältnis Zug- zu Spaltkraft kann bei formschlüssigen Befestigungen durch Gleichung (7.19) (durchgezogene Linie in der linken Bildseite) beschrieben werden. Setzt man die Spaltbruchlast der formschlüssigen Befestigung als maßgebende Zugkraft an, erhält man die Spaltkraft im Augenblick des Versagens (Schritt 2 und 3). Dies gilt u.a. auch für einen Spreizdübel zu, dessen Spreizhülse fest mit dem Konus verbunden ist und der auf Grund einer mechanischen Verzahnung nicht herausgezogen wird. Bei einem Spreizdübel wird das Umsetzungsverhältnis $k_{u,\text{RS}} = F_{\text{SPA}}/F_{\text{Z}}$ durch die innere Reibung zwischen Konus und Hülse bestimmt. Der Zusammenhang Zug- zu Spaltkraft bei einer reibschlüssigen Befestigung ist beispielhaft für $k_{u,\text{RS}} = 0,92$ durch die gestrichelte Linie in der linken Bildhälfte dargestellt. Ausgehend von der gleichen Spaltkraft bei form- und reibschlüssigen Befestigungen im Augenblick des Versagens läßt sich die Zugkraft und somit die Spaltbruchlast für reibschlüssige Befestigungen ermitteln (Schritt 4 und 5).

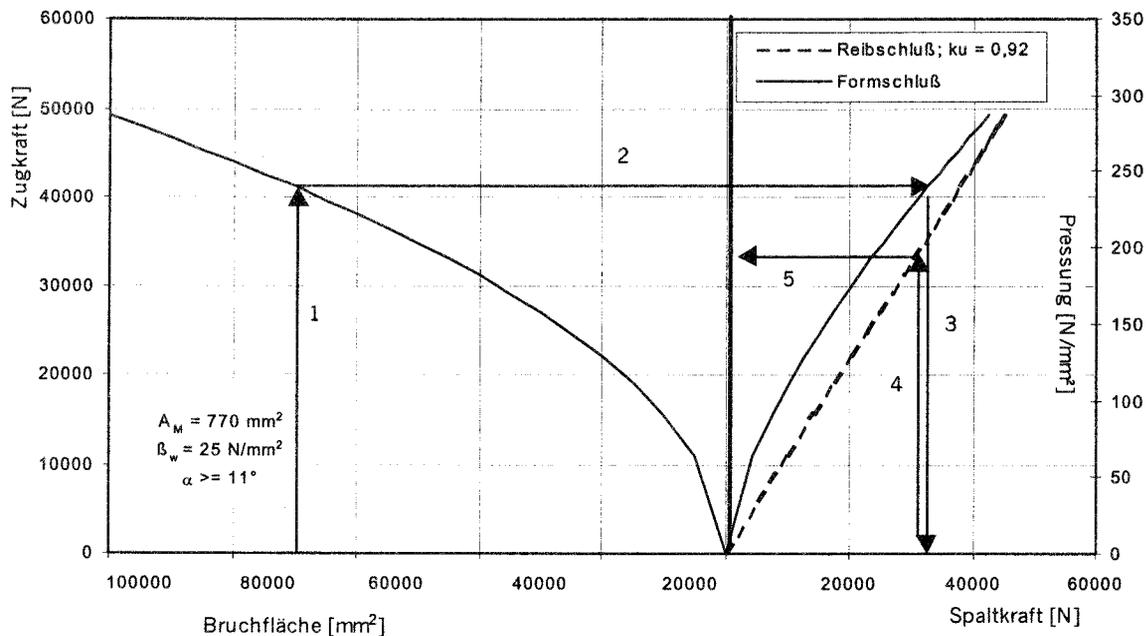


Bild 7.29 Veranschaulichung der Herleitung der Spaltbruchlast für drehmomentkontrolliert spreizende Dübel an einem Beispiel

7.3.2 Vereinfachter Bemessungsansatz für drehmomentkontrolliert spreizende Dübel

Die Berechnung der mittleren Spaltbruchlast nach Gleichung (7.25) und (7.26) erfordert genaue Kenntnisse über die Verhältnisse im Lasteinleitungsbereich (z.B. Lasteinleitungsfläche, Konuswinkel). Diese detaillierten Kenntnisse liegen aber in der Praxis in der Regel nicht vor. Problematisch ist insbesondere der Ansatz der Lasteinleitungsfläche A_{MANTEL} , da sich die Lasteinleitungshöhe h_{LE} während des Versuches mit zunehmender Zugkraft ständig ändert.

Ausgehend von den abgeleiteten Bemessungsansätzen (Gleichung (7.25) und (7.26)) wird deshalb ein vereinfachter, praktikabler Ansatz für Spreizdübel vorgeschlagen.

Geht man bei Spreizdübeln von einer Größe mit definierten Reibungs- und Geometrieverhältnissen aus, können die Konstanten aus Gleichung (7.25) und (7.26) zu einem Gesamtfaktor $k_{\text{DÜBEL}}$ zusammengefaßt werden. Damit ergibt sich

$$N_{u,sp,RS} = k_{\text{DÜBEL}} b^{0,75} h^{0,75} A_{\text{MANTEL}}^{0,25} \beta_w^{0,75} \quad (7.27)$$

mit $A_{\text{MANTEL}} = \pi d_{\text{BEM}} h_{\text{LE}}$
 $h \leq 2h_{\text{ef}}$

Nun ist die Lasteinleitungshöhe h_{LE} zu eliminieren. Grundgedanke ist dabei, daß h_{LE} näherungsweise - wie in Versuchen beobachtet (Abschnitt 8.51.) - proportional zur Wurzel der Bruchfläche $A_{\text{Bruch}} = b \cdot h$ zunimmt (Gleichung (7.29)).

$$h_{\text{LE}} = x (b \cdot h)^{0,5} \quad (7.28)$$

$$A_{\text{Mantel}} = \pi d_{\text{BEM}} h_{\text{LE}} = \pi d_{\text{BEM}} (b \cdot h)^{0,5} \quad (7.29)$$

Unter Einbeziehung von π und x zum Gesamtfaktor $k_{\text{Dübel}}$ gilt Gleichung (7.30).

$$N_{\text{u,Sp,RS}} = k_{\text{DÜBEL}} b^{0,875} h^{0,875} d_{\text{BEM}}^{0,25} \beta_{\text{W}}^{0,75} \quad (7.30)$$

$$h \leq 2h_{\text{ef}}$$

Rundet man zur Vereinfachung die Exponenten und ersetzt das meist nicht bekannte exakte Bohrereckmaß d_{BEM} mit dem Bohrerenndurchmesser d_{BND} lautet der vereinfachte Ansatz:

$$N_{\text{u,Sp,RS}} = k_{\text{DÜBEL}} b^{0,9} h^{0,9} d_{\text{BND}}^{0,2} \beta_{\text{W}}^{0,75} \quad (7.31)$$

$$h \leq 2h_{\text{ef}}$$

Der Gesamtfaktor $k_{\text{DÜBEL}}$ kann allgemeingültig für alle Anwendungsfälle in Tastversuchen mit Spaltversagen bestimmt werden. In Analogie zu EOTA (1994) werden hierzu Versuche mit Einzelbefestigungen in der Bauteilecke vorgeschlagen.

7.4 Berechnung der Spaltbruchlast für verschiedene Anwendungsfälle

7.4.1 Einzelbefestigungen

Entsprechend den Herleitungen in Abschnitt 7.3 wird vorgeschlagen, die Spaltbruchlast für Spreizdübel nach Gleichung (7.25) und (7.26) bzw. (7.31) (vereinfachter Ansatz) zu berechnen. Diese Ansätze gelten für eine Einzelbefestigung in Plattenstreifen (mittig).

Für die Berechnung der Spaltbruchlast bei anderen Anwendungsfällen mit Einzelbefestigungen kann wie bei formschlüssigen Befestigungen vorgegangen werden (siehe Abschnitt 6.3), d.h. die Bruchfläche bzw. Bauteilbreite wird durch die beim jeweiligen Anwendungsfall maßgebende Bruchfläche bzw. Rißlänge ersetzt.

7.4.2 Befestigungsgruppen

Prinzipiell kann bei Befestigungsgruppen mit drehmomentkontrolliert spreizenden Dübeln wie bei formschlüssigen Befestigungen vorgegangen werden. Allerdings sind hier Besonderheiten hinsichtlich der Lasteinleitungsfläche zu beachten. Während bei formschlüssigen Befestigungen während des Versuchs weitestgehend von konstanten Lasteinleitungsflächen ausgegangen werden kann, verändern sich die Lasteinleitungsflächen bei Spreizdübeln mit zunehmender Verschiebung (Abschnitt 7.3). Darüber hinaus führt die Aufteilung der an das Anbauteil angreifenden Zugkraft auf die einzelnen Dübel der Befestigungsgruppe zu einem abweichenden Last-Verschiebungsverhalten gegenüber Einzelbefestigungen und erfordert eine differenzierte Betrachtung. Ausführungen hierzu werden bei der Auswertung von Versuchen gegeben.

8 Experimentelle Untersuchungen und Auswertungen

8.1 Allgemeines

Zur Überprüfung der Bemessungsgleichungen wurden zahlreiche Kurzzeitversuche in ungerissenem Beton durchgeführt. Dabei wurde ein Parameter variiert, während die anderen konstant gehalten wurden. Es wurden zahlreiche Versuche mit Einzelbefestigungen und Gruppen in Plattenstreifen und Platten durchgeführt. Um die unterschiedlichen Tragmechanismen zu berücksichtigen, erfolgten Versuche sowohl mit Hinterschnittdübeln als auch mit verschiedenen drehmomentkontrolliert spreizenden Dübeln. Auf Grund der zahlreichen Einflußgrößen wurden im Laufe der Bearbeitung Versuchsserien durchgeführt, die sich in einigen Fällen überschneiden. Dies erfolgte, um die Vergleichbarkeit der Ergebnisse nicht durch zusätzliche Einflußfaktoren (unterschiedliche Betone usw.) zu erschweren.

Um den Übergang vom Spalten zum Betonausbruch zu erfassen, wurde die Reaktionskraft der Dübelbelastung unterschiedlich weit entfernt vom Dübel wieder in den Versuchskörper eingeleitet. Zur Untersuchung des dadurch zu berücksichtigenden Biegeeinflusses wurden die Abstützweiten gezielt variiert.

8.2 Beschreibung der Versuche

8.2.1 Versuchsprogramm

Die in Tabelle 8.1 aufgeführten Einflußparameter wurden getrennt nach Anwendungsfällen in Plattenstreifen und Platten (Bauteilrand und -ecke) untersucht. Detaillierte Angaben zu den Versuchsserien werden zur besseren Übersichtlichkeit in den jeweiligen Abschnitten gegeben.

Einflußgröße	Anwendungsfall	
	Plattenstreifen	Platte Bauteilrand, -ecke
Bauteilbreite	⊗	
Randabstand		⊗
Bauteilhöhe	⊗	⊗
Achsabstand	⊗	⊗
Exzentrische Lage (Bauteilbreite)	⊗	
Bauteilbiegung	⊗	
Umsetzung $k_u = F_{Spa}/F_Z$	⊗	
Dübelgröße/Lasteinleitungsfläche	⊗	
Streuung der Lasteinleitungsfläche		⊗

Tabelle 8.1 Untersuchte Einflußgrößen

8.2.2 Verwendete Befestigungsmittel

8.2.2.1 Hinterschnittdübel

Die verwendeten Hinterschnittdübel (Bild 2.6c) sind galvanisch verzinkt und bestehen aus einem Konusbolzen, einer geschlitzten Spreizhülse, einer Unterlegscheibe, einer Sechskantmutter und einer Distanzhülse. Zur Montage werden diese

Hinterschnittdübel in ein zylindrisches Bohrloch gesetzt. Die Hinterschneidung wird beim Setzen des Dübels mit speziellen Setzwerkzeugen durch die Schneidstifte an der Spreizhülse erzeugt. Eine aufgebrachte Zugkraft wird durch mechanische Verzahnung übertragen. Weitere Angaben enthalten Asmus (1995/1-5) und Asmus/Eligehausen (1996).

8.2.2.2 Drehmomentkontrolliert spreizende Dübel

8.2.2.2.1 Hülsentyp

Bei den verwendeten Spreizdübeln des Hülsentyps (Bild 2.4 a₁) handelt es sich um Dübel mit drehmomentkontrollierter zwangsweiser Spreizung aus galvanisch verzinktem Stahl. Der Dübel besteht aus einem Gewindebolzen mit Mutter, einer Unterlegscheibe, einem Konus, einer Distanzhülse und einer Kunststoffdreh Sicherung. Die Spreizhülse ist durch Längsschlitze in Zungen unterteilt. Im vorderen Bereich besitzt die Spreizhülse eine umlaufende Rippe. Durch Aufbringen eines Drehmoments (Anziehen der Mutter) wird eine Zugkraft erzeugt, so daß der Konus in die Spreizhülse gezogen wird und diese verspreizt. Längsrippen der Dreh Sicherung verhindern hierbei das Mitdrehen der Spreizhülse im Bohrloch. Das weitere grundsätzliche Verhalten bei Aufbringen einer Zugkraft ist in Abschnitt 2.2.1 beschrieben. Zusätzliche Angaben enthalten Asmus (1995/1-5).

8.2.2.2.2 Bolzentyp

Ein Spreizdübel des Bolzentyps (Bild 2.4 a₂) leitet die Zuglasten ähnlich wie ein Spreizdübel des Hülsentyps in den Beton ein. Er besteht aus einem Konusbolzen mit Unterlegscheibe und Sechskantmutter sowie einem einteiligen schalenförmigen Spreizsegment. Bei dem verwendeten Dübel ist das Spreizsegment in 3 mit Stegen verbundene Zungen unterteilt. Der Dübel wird - ähnlich dem Hülsentyp - durch Anziehen der Mutter in das Spreizsegment gezogen und spreizt dieses auf. Weitere Angaben enthalten Asmus (1995/1-5).

8.2.3 Durchführung der Zugversuche

Das Setzen der Dübel erfolgte entsprechend den Montageempfehlungen der jeweiligen Hersteller. Im Anhang wird in den Versuchstabellen angegeben, ob und in welcher Höhe die Dübel vorgespannt wurden. Nach der Montage wurden die Dübel (Einzelbefestigungen) bzw. das Anbauteil (Gruppenbefestigungen) mit der Zugstange der Versuchseinrichtung verbunden und durch kraftgesteuertes Aufbringen einer zentrischen Zugkraft mittels Hydraulikzylinder bis zum Versagen belastet. Die Messung der Zugkraft erfolgte über eine über dem Hydraulikzylinder angeordnete Kraftmeßdose, während die Verschiebung des Dübels vertikal zur Bauteiloberfläche mit Hilfe von i.d.R. 2 induktiven Wegaufnehmern gemessen wurde. Die Meßwerte wurden mit Hilfe des Meßwerterfassungsprogramms DAGO aufgezeichnet. Eine schematische Versuchseinrichtung zeigt Bild 8.1. Im Bild 8.1 ist eine Versuchseinrichtung mit linearer Abstützung (siehe Bild 6.21a)) dargestellt. Neben diesen Aufbauten wurden die Lasten in eigenen Versuchsreihen auch über eine flächenförmige Abstützung (Stahlplatte mit kreisförmiger Öffnung) abgeleitet. In Untersuchungen anderer Autoren wurden auch Dreiböcke und ringförmige

Abstützungen verwendet. Die jeweils verwendete Abstützart- und -weite ist in den Versuchstabellen (Anhang) angegeben.

Entsprechend den Ausführungen in Abschnitt 6.3.6 erfolgt eine Berücksichtigung von Biegeeinflüssen bei den gewählten Versuchsaufbauten nur in Plattenstreifen.

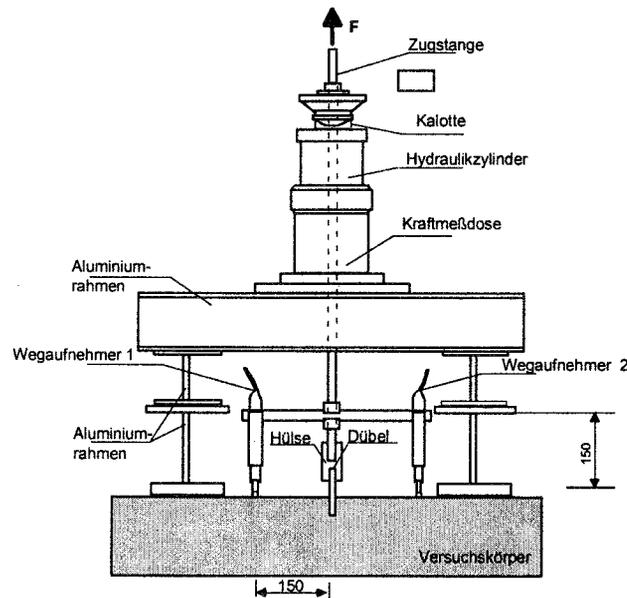


Bild 8.1 Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus

Als Versuchskörper kamen unbewehrte oder nur mit einer Transportbewehrung versehene Betonplatten zum Einsatz. Die Transportbewehrung war so angeordnet, daß sie nicht das Tragverhalten der Dübel bzw. die Spaltbruchlast beeinflusste.

8.3 Versuche mit formschlüssigen Befestigungen

8.3.1 Einzelbefestigungen in Plattenstreifen - mittig

8.3.1.1 Einfluß der Bauteilbreite

Zur Untersuchung des Einflusses der Bauteilbreite in Plattenstreifen wurden Versuche mit Hinterschnittdübeln durchgeführt. Dabei wurde die Bauteilbreite ($b = 160 \dots 640$ mm) bei konstanter Bauteilhöhe $h = 160$ mm variiert. Die Verankerungstiefe der mittig im Bauteil angeordneten Einzelbefestigungen betrug $h_{ef} = 80$ mm. Die hier ausgewerteten Ergebnisse wurden mit enger Abstützung ermittelt, d.h. es lag keine Beeinflussung durch Bauteilbiegung, vor. Die Ergebnisse der Untersuchungen zeigt Bild 8.2a) und b). Darin ist der Zusammenhang zwischen den gemessenen Bruchlasten $N_{u,30}$ bezogen auf $\beta_w = 30$ N/mm² als Funktion der Bauteilbreite des Plattenstreifens dargestellt. Die Umrechnung auf $\beta_w = 30$ N/mm² erfolgte über $\beta_w^{0,5}$.

In Bild 8.2 wird die Dübelgröße und die Lasteinleitungsfläche für die verwendeten Hinterschnittdübel angegeben. Innerhalb der Versuchsserie wurden die gleichen

Dübelgrößen verwendet. Bei der Beurteilung der Versuchsergebnisse ist zu prüfen, ob neben der Bauteilhöhe auch die Lasteinleitungsfläche während des Versuchs konstant blieb. Deshalb werden bei der Bewertung der Versuche Untersuchungen zum Last-Verschiebungsverhalten mit einbezogen.

Bild 8.3 zeigt die Spaltbruchlasten $N_{u,30}$ in Abhängigkeit der Verschiebung s_u bei Höchstlast für die Untersuchungen von Walser (1990). Der prinzipielle Last-Verschiebungsverlauf ist schematisch eingezeichnet. Nach Bild 8.3 verlaufen die Last-Verschiebungskurven bis zum Erreichen der Höchstlast bei unterschiedlichen Bauteilbreiten ähnlich. Bei Erreichen der Höchstlast tritt ein plötzliches Versagen auf, daß sich durch einen steilen, fast linearen Abfall ausdrückt. Die ansteigende Verschiebung des Dübelkopfes bzw. des ganzen Dübels bei größerer Bauteilbreite erfolgt infolge der zunehmenden Pressung im Lasteinleitungsbereich durch die der Beton zusammengedrückt wird. Wie Untersuchungen an Dübeln nach den Versuchen Popo-Ola/Newman (1995) und Asmus (1995/3) zeigten, spreizten die Dübel nicht nach, d.h. die Lasteinleitungsfläche blieb während des Versuchs konstant. Der Anstieg der Spaltbruchlast ist somit nur auf die zunehmende Bauteilbreite zurückzuführen. Die Spaltbruchlast nimmt proportional mit der Bauteilbreite $b^{0,5...0,6}$ zu (Bild 8.2a) und b)). Dies stimmt mit dem vorgeschlagenen Bemessungsansatz ($N_{u,sp} \sim b^{0,5}$) überein. In Bild 8.2a) und b) ist auch der Verlauf für den vorgeschlagenen Bemessungsansatz (Gleichung 6.10) für die jeweilige Lasteinleitungsfläche A_1 dargestellt. Es ist zu erkennen, daß die Ergebnisse der Untersuchungen Popo-Ola/Newman (1995) und Asmus (1995/3) gut mit Gleichung 6.10 übereinstimmen (Bild 8.2a)), während die in den Versuchen von Walser (1990) gemessenen Bruchlasten ca. 20% unter den rechnerischen Spaltbruchlasten liegen, obwohl in allen Untersuchungen selbsthinterschneidende Hinterschnittdübel des gleichen Typs verwendet wurden. Allerdings handelt es sich bei den von Walser (1990) benutzten Hinterschnittdübeltyp um eine ältere Version (Version 2), die gegenüber den bei den eigenen Untersuchungen eingesetzten Dübeln Unterschiede im Lasteinleitungsbereich aufweist. Die Spaltbruchlasten der älteren Version 2 liegen im Mittel auch um ca. 20% unter denen der mit der Version 1 erreichten Spaltbruchlasten. Möglicherweise wies die Version 2 erhöhte Spaltkräfte durch Nachspreizen auf. Auch eine wesentlich unterschiedliche Betonzugtragfähigkeit des Betons kann nicht ausgeschlossen werden. Leitet man wie in Gleichung 6.8 für Hinterschnittdübel bei teilweise reibschlüssigen Tragmechanismus vorgesehen einen Produktfaktor ab , ergibt sich $k_p = 0,83$. Berücksichtigt man diesen Faktor ist die Übereinstimmung zwischen Versuch und Rechnung gut.

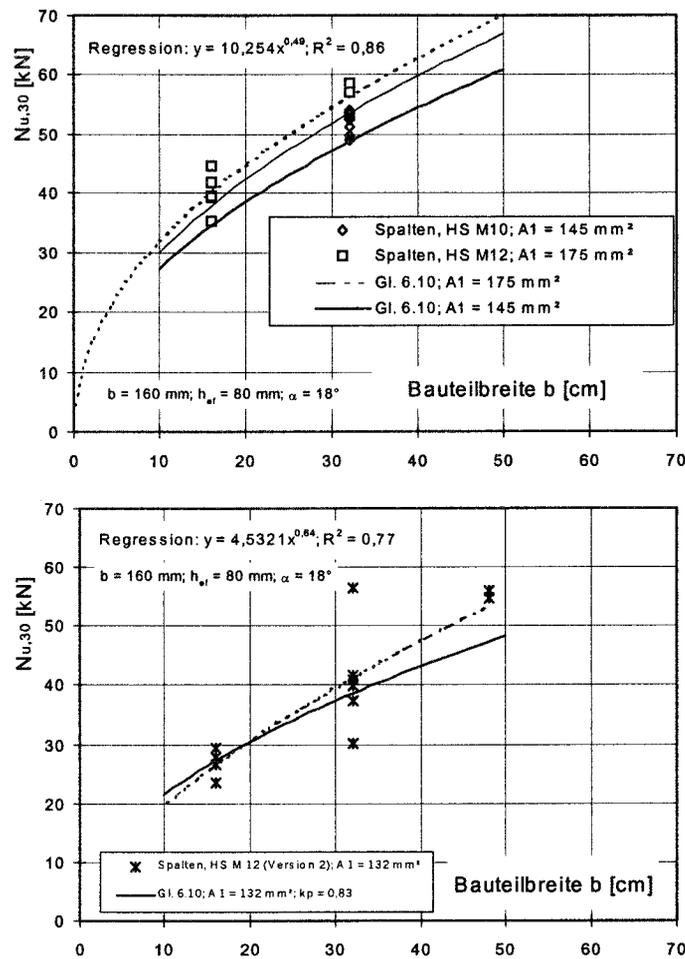


Bild 8.2 Zugversuche mit Einzelbefestigungen in Plattenstreifen, Bauteilhöhe $h = 16 \text{ cm}$, Verankerungstiefe $h_{ef} = 80 \text{ mm}$
 a) Hinterschnittdübel; enge Abstützung ($e < 5 \text{ cm}$); Popo-Ola/Newman (1995); Asmus (1995/3)
 b) Hinterschnittdübel M12, Version 2; enge Abstützung ($e < 5 \text{ cm}$); Walser (1990)

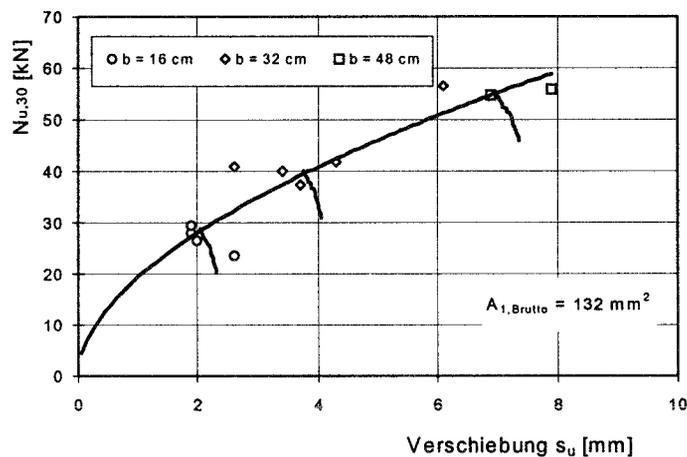


Bild 8.3 Spaltbruchlast $N_{u,30}$ in Abhängigkeit der Verschiebung s_u für Hinterschnittdübel M12, Version 2; Walser (1990)

8.3.1.2 Einfluß der Bauteilhöhe

Zum Einfluß der Bauteilhöhe auf die Spaltbruchlast in Plattenstreifen liegen Versuchsserien mit enger Abstützung (keine Bauteilbiegung) bei Bauteilbreiten $b = 2h_{ef} = 16 \text{ cm}$ und $b = 4h_{ef} = 32 \text{ cm}$ und einer Verankerungstiefe $h_{ef} = 80 \text{ mm}$ mit Hinterschnittdübeln M12 (Version 1) vor. Diese wiesen eine Bruttolasteinleitungsfläche $A_{1,Brutto} \approx 175 \text{ mm}^2$ auf. Die Bauteilhöhe wurde zwischen $h = 120$ und 640 mm bei einer konstanten Bauteilbreite von $b = 160 \text{ mm}$ bzw. $b = 320 \text{ mm}$ variiert. Um Reibungseinflüsse weitestgehend auszuschließen, befand sich zwischen der zur Abstützung des Versuchsaufbaus dienenden Stahlplatte und dem Bauteil eine beidseitig geschmierte Teflonscheibe und zwischen Bauteil und Auflageboden eine ca. 5 mm starke Kartonlage.

Bei einer Bauteilbreite $b = 16 \text{ cm}$ konnte bei allen Bauteilhöhen Spaltversagen beobachtet werden (Bild 8.4 a)). Dabei zeigte sich ein Übergang vom Spalten quer durch das Bauteil (Bauteilhöhen $h \leq 4h_{ef}$) bis zum Spalten bis zu einer Tiefe, die etwa der Verankerungstiefe entspricht (Querriß/seitlicher Betonausbruch (Bauteilhöhen $h \geq 4h_{ef}$ (teilweise); $= 8h_{ef}$ (immer))). Letzteres Versagen kann als Betonausbruch angesehen werden, da der an der Bauteilkante zu beobachtende Querriß eine von der Bauteiloberfläche ausgehende geringere Höhe gegenüber der Verankerungstiefe aufweist.

Bei einer Bauteilbreite $b = 32 \text{ cm}$ (Bild 8.4 b) versagten die Einzelbefestigungen durch Spalten (Bauteilhöhe $h \leq 4h_{ef}$) und Stahlbruch (Bauteilhöhe $h \geq 4h_{ef}$). Bei höherer Stahlzugfestigkeit des Dübelbolzens wäre das Versagen vermutlich ebenfalls durch seitlichen Betonausbruch erfolgt.

Den ermittelten Zusammenhang Spaltbruchlast in Abhängigkeit der Bauteilhöhe zeigen Bild 8.5 a) (Bauteilbreite $b=16\text{cm}$) und Bild 8.5 b) (Bauteilbreite $b=32\text{cm}$).

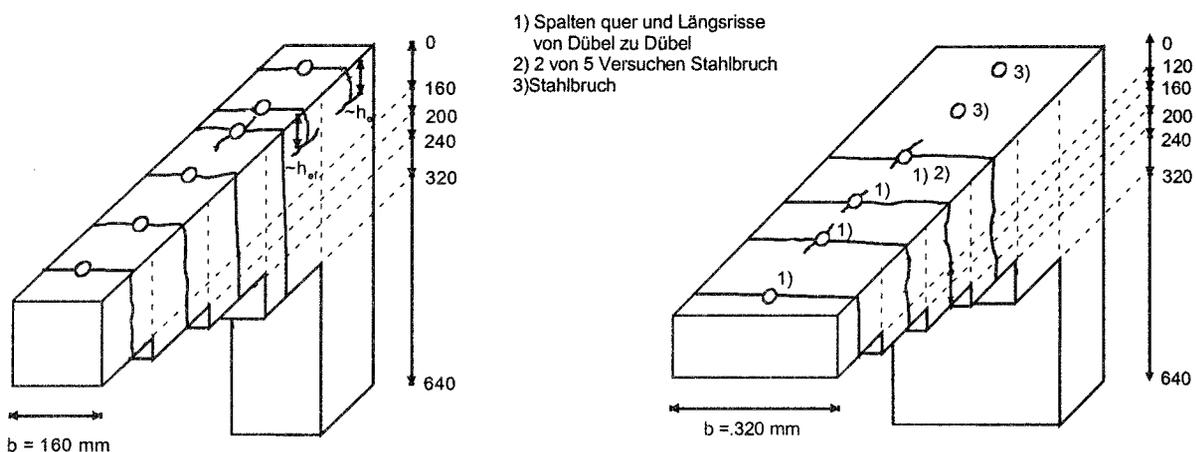


Bild 8.4 Versagensbilder; Zugversuche mit enger Abstützung bei Variation der Bauteilhöhe

a) Bauteilhöhe $h = 16 \text{ cm}$

b) Bauteilhöhe $h = 32 \text{ cm}$

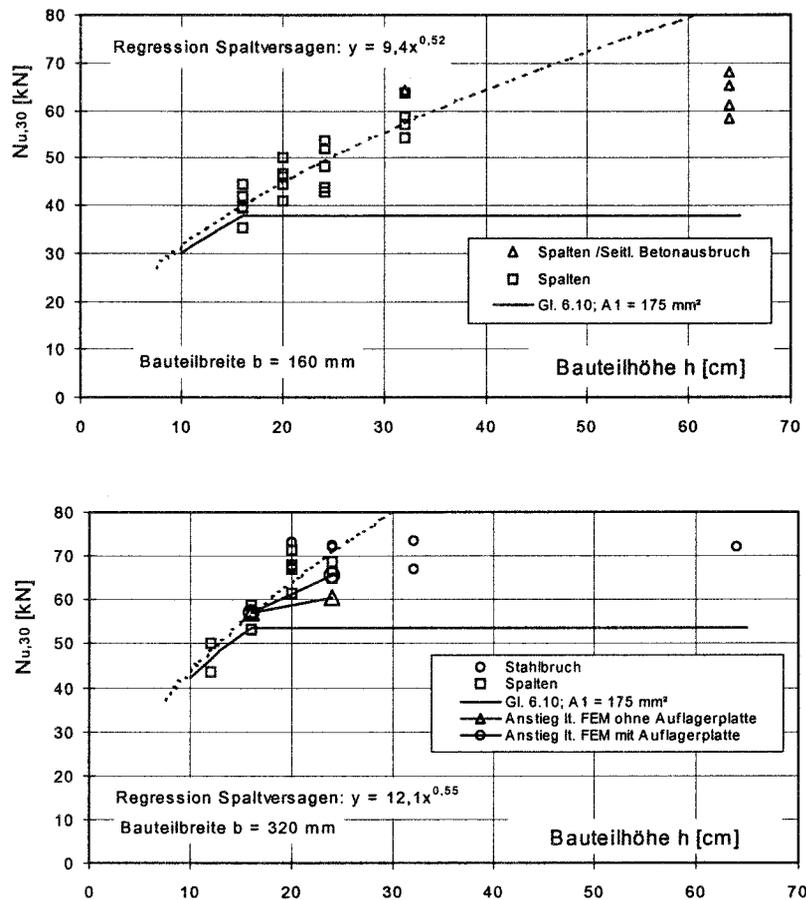


Bild 8.5 Zugversuche mit Einzelbefestigungen in Plattenstreifen; Hinterschnittdübel M12, Verankerungstiefe $h_{ef} = 80 \text{ mm}$; enge Abstützung ($e < 5 \text{ cm}$)

a) Bauteilbreite $b = 16 \text{ cm}$

b) Bauteilbreite $b = 32 \text{ cm}$

Eine Auswertung mittels potentieller Regressionsanalyse der Versuche mit Spaltversagen zeigt, daß die Spaltbruchlast etwa mit $N \sim h^{0,52}$ bzw. $0,55$ ansteigt. Dies stimmt mit dem vorgeschlagenen Bemessungsansatz überein. Allerdings geht dieser Ansatz - bestätigt durch numerische Ergebnisse - davon aus, daß ab Bauteilhöhen $h > 2h_{ef}$ keine weitere Laststeigerung erfolgt. Dies wird durch die Versuchsergebnisse nicht bestätigt. Danach nehmen die Spaltbruchlasten in Plattenstreifen bei enger, flächenartiger Abstützung bis $h \leq 4h_{ef}$ ($b = 16 \text{ cm}$) bzw. $h \leq 3h_{ef}$ ($b = 32 \text{ cm}$) zu.

Zur Interpretation dieser Versuchsergebnisse wurden zusätzliche numerische Untersuchungen mit dem Programm Microplane durchgeführt. In diesen wurde eine enge Abstützung simuliert. Dadurch waren keine vertikalen Verschiebungen möglich (siehe Abschnitt 5.3.4.3).

Als Versagen wurde in diesen numerischen Untersuchungen ohne und mit Auflagerplatte Spalten beobachtet. Während für $h = 2h_{ef}$ bei beiden Varianten etwa gleiche Spaltbruchlasten erreicht wurden, zeigten sich hinsichtlich der Spaltbruchlasten bei der Bauteilhöhe $h = 3h_{ef}$ deutliche Unterschiede. So stiegen die relativen Spaltbruchlasten ($N_{u,sp}(h)/N_{u,sp}(h = 2h_{ef})$) von $h = 2h_{ef}$ auf $h = 3h_{ef}$ mit Auflagerplatte um ca. 15%. Ohne Auflagerplatte erhöhte sich die Bruchlast nur um

ca. 6% (siehe Bild 8.6).

Der sich aus den numerischen Untersuchungen ohne und mit Auflagerplatte ergebende Anstieg der Spaltbruchlast wurde in Bild 8.5 eingetragen. Es zeigt sich, daß die mit enger Abstützung ermittelten numerischen Ergebnisse und die Versuchsergebnisse eine ähnliche Tendenz aufweisen. Bei der Bemessung ist auf der sicheren Seite liegend davon auszugehen, daß die Zuglasten i.d.R. ohne flächenartige Abstützung die Kräfte einleiten. Damit sind keine signifikanten Spaltbruchlaststeigerungen über eine Bauteilhöhe von $h = 2h_{ef}$ hinaus zu erwarten.

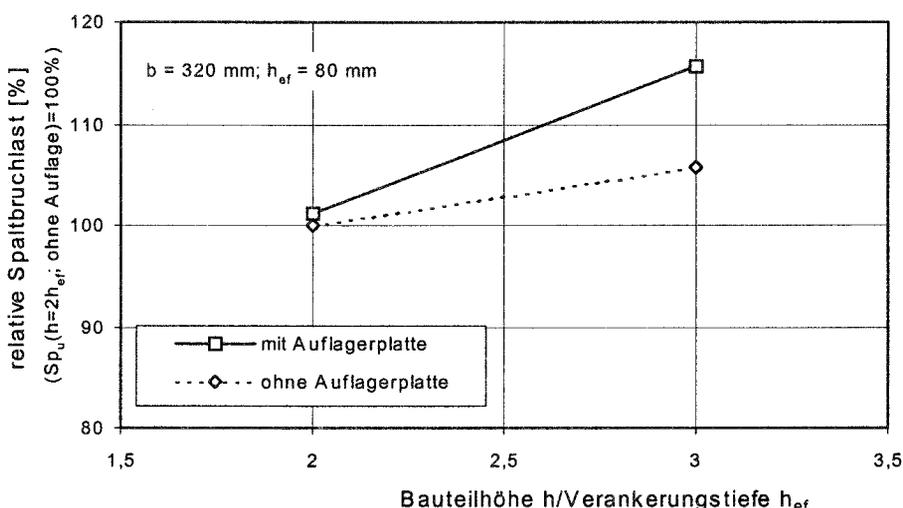


Bild 8.6 Ergebnis numerischer Untersuchungen zum Einfluß der Bauteilhöhe ohne und mit Auflagerplatte; Relative Spaltbruchlast in Abhängigkeit vom Verhältnis Bauteilhöhe/Verankerungstiefe

8.3.1.3 Einfluß der Bauteilbiegung

Die experimentellen Untersuchungen zum Einfluß der Bauteilbiegung gliedern sich in zwei Gruppen. Es wurden zunächst Voruntersuchungen mit Variation des Versuchsaufbaus und unterschiedlichen Abstützweiten durchgeführt. Dabei lag die Lasteinleitung der Befestigung in der Mitte der Bauteilhöhe ($h = 2h_{ef}$; Asmus (1995/3)). Diese Versuche sollten die Ergebnisse der FEM-Rechnungen (Abschnitt 5.6; Pukl/Asmus/Eligehausen (1996)), in denen unterschiedliche Abstützweiten und Versuchsaufbauten simuliert wurden, überprüfen.

Darauf aufbauend wurde der Einfluß des Lasteinleitungsortes über die Bauteilhöhe bei unterschiedlicher Biegebeanspruchung im Auftrag des Bearbeiters von Popo-Ola/Newman (1995) untersucht. Hierzu wurden Versuche in Plattenstreifen bei Variation der Abstützweite mit Hinterschnittdübel der Größe M12 ($A_{1,Brutto} = 175 \text{ mm}^2$) durchgeführt.

Zur Untersuchung des Einflusses des Versuchsaufbaus bzw. der Art der Abstützung und der Abstützweite wurden 33 Versuche gefahren. In der Regel trat bei den Versuchen Spalten über die Bauteilbreite in Einzelfällen auch Stahlbruch auf. Die

Ergebnisse der Versuche sind einschließlich der Versagensarten in Tabelle 8.2 zusammengestellt. Da in einigen Versuchsreihen auch Stahlbruch auftrat, wurden die Mittelwerte für alle Bruchlasten (Spalten und Stahlbruch) und nur für die Spaltbruchlasten (nur Spalten) gebildet.

In Bild 8.8 sind die Bruchlasten aller Versuche in Abhängigkeit vom Verhältnis Verankerungstiefe zur statischen Abstützweite dargestellt. Die statische Abstützweite wurde als Bezugsgröße gewählt, damit der rechnerische Vergleich mit Gleichung (6.25) erfolgen kann. Lichte und statische Abstützweite sind in Bild 8.7 definiert. In Bild 8.8 wird deutlich, daß ein Spaltbruchlastabfall infolge Biegeeinfluß erst bei statischen Abstützweiten $l_{\text{stat}} \geq 240 \text{ mm} = 3h_{\text{ef}}$ auftritt.

Vergleicht man die Versuche mit enger Abstützung ($l_{\text{STAT}} < 160 \text{ mm}$) mittels t-Test (Sachs (1968)) weisen die Mittelwerte der Bruchlasten zwischen den Versuchen ohne und mit Teflon keine statistisch signifikanten Unterschiede auf. Dies trifft auch beim Vergleich der flächenförmigen (Platte) mit der linearen (Parallelträger, $l_{\text{STAT}} = 160 \text{ mm}$) Abstützung zu. Demnach haben weder die in den Versuchen vorliegenden Reibungsverhältnisse zwischen Abstützung und Versuchsplatte noch die Abstützungsart (flächenförmig, linear) bis zur Abstützweite $l_{\text{STAT}} \leq 160 \text{ mm}$ einen wesentlichen Einfluß auf die Spaltbruchlast. Die numerischen Untersuchungen wiesen Unterschiede bei den Spaltbruchlasten von maximal ca. 10% auf. Die geringen Unterschiede zu den Versuchsergebnissen sind möglicherweise auf die Reduzierung der Reibung an der Unterseite des Versuchskörpers durch eine Zwischenlage (Karton $d \sim 6 \text{ mm}$) bei allen Versuchen zurückzuführen.

Mit größerer statischer Abstützweite ($l_{\text{STAT}} = 240 \text{ mm}$) ergeben sich signifikante Unterschiede zwischen den Mittelwerten der Versuchsreihen ohne und mit Teflon. Bei Verwendung von Teflon sind die Bruchlasten im Mittel um 10 % geringer. Generell steigt mit größeren Abstützweiten ab $l_{\text{STAT}} \geq 240 \text{ m}$ der Abfall der Spaltbruchlasten an. So beträgt die mittlere Abnahme der Bruchlasten gegenüber den Versuchen mit enger Abstützung ca. 5% ($l_{\text{STAT}} = 240 \text{ mm}$, ohne Teflon), ca. 10% ($l_{\text{STAT}} = 240 \text{ mm}$, mit Teflon) und ca. 30% ($l_{\text{STAT}} = 400 \text{ mm}$, ohne Teflon).

Die durchgezogene Linie in Bild 8.8 zeigt den nach Gleichung (6.25) zu erwartenden Verlauf. Die Spaltbruchlast ohne Biegung $N_{u,\text{sp}} (M=0)$ wurde dabei rechnerisch nach Gleichung (6.10) ermittelt. Die Versuchsergebnisse und der Ansatz zur Berücksichtigung des Biegeeinflusses zeigen eine gute Übereinstimmung.

Nr.	Art der Abstützung	statische Abstützweite mm	Teflon Abst.-Bauteil	Versagen ¹⁾	Anzahl		Mittel	V	Anzahl		Mittel	V
					nur Spaltversagen		$N_{u,25}$	%	Spaltversagen und Stahlbruch		$N_{u,25}$	%
							N/mm ²	%			N/mm ²	%
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11		
1	Platte	50 ²⁾	nein	4xSp;1xS	4	47,1	3,68	5	47,3	3,38		
2		50 ²⁾	ja	4xSp;1xS	2	47,4	6,01	5	48,5	3,73		
3	Streifen	160 ³⁾	nein	4xSp;1xS	4	48,9	2,20	5	49,3	2,70		
4		160 ³⁾	ja	5xSp	5	49,4	2,95	5	49,4	2,95		
5		240 ³⁾	nein	5xSp	5	45,9	4,71	5	45,9	4,71		
6		240 ³⁾	ja	3xSp	3	40,7	6,31	3	40,7	6,31		
7		400 ³⁾	nein	5xSp	5	32,3	6,12	5	32,3	6,12		

1) Versagensart: Sp = Spalten; S = Stahlbruch

2) Innendurchmesser der Platte

3) lichte Abstützweite $l = l_{Stat} - 80$ mm

Bauteilhöhe $h = 160$ mm; Bauteilbreite $b = 320$ mm; Verankerungstiefe $h_{ef} = 80$ mm; $\beta_w = 23,4$ 7mm²;

Hinterschnittdübel $A_1 = 175$ mm²; $\alpha = 18^\circ$

Tabelle 8.2 Zusammenstellung der Versuchsergebnisse, Mittelwerte und Variationskoeffizienten der Versuchsreihen, bezogen auf $\beta_w = 25$ N/mm²

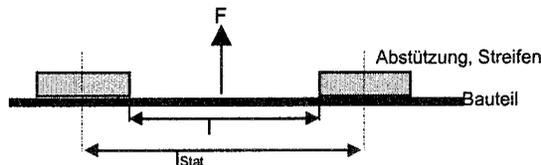


Bild 8.7 Definition der lichten Abstützweite l und der statischen Abstützweite l_{Stat}

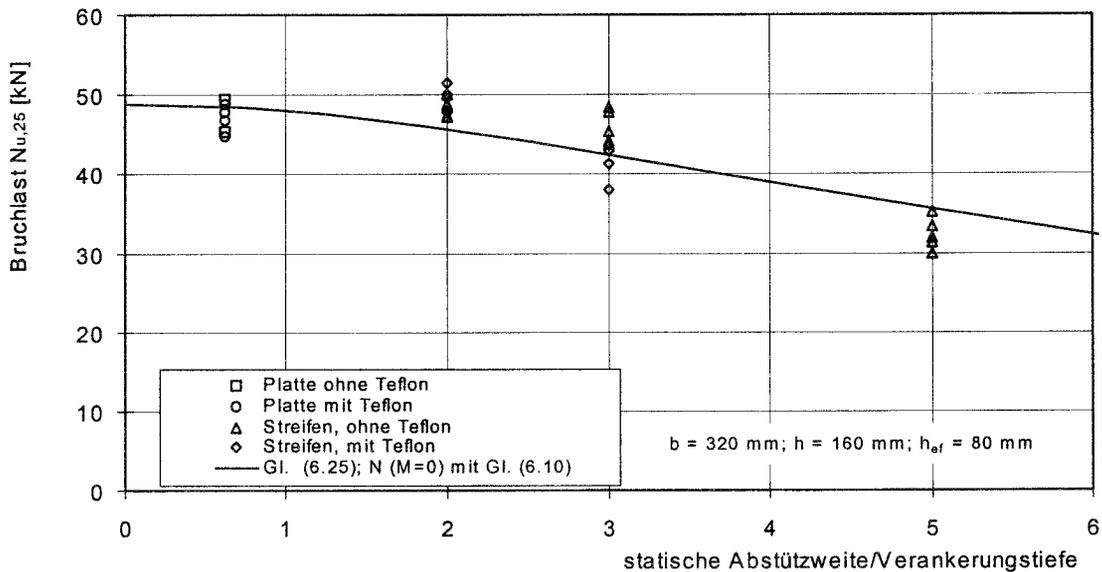


Bild 8.8 Zugversuche mit Hinterschnittdübel ($h_{ef} = 80$ mm), Bruchlast in Abhängigkeit zum Verhältnis statische Abstützweite/Verankerungstiefe, Bauteilbreite $b = 32$ cm, Bauteilhöhe $h = 16$ cm

Schlußfolgernd aus diesen Ergebnissen wurde für die weiteren Untersuchungen (Popo-Ola/Newman (1995)) folgender Versuchsaufbau verwendet:

- Abstützung des Versuchsaufbaus mittels einer steifen Stahlplatte (Dicke ≥ 30 mm)
- Einlegen von Karton (Stärke ≥ 5 mm) zwischen Versuchskörper (über die ganze Fläche) und dem Untergrund zur Reduzierung von Reibungseinflüssen.
- Einlegen von Teflon zwischen Abstützung und Versuchskörper zur Reduzierung von Reibungseinflüssen.

Um den Einfluß der Lage der Lasteintragung in Abhängigkeit von der Abstützweite experimentell zu überprüfen, wurden Versuche in Plattenstreifen (Bauteilbreite $b = 320$ mm) mit enger Abstützung (Platte; Bild 8.4) und lichten Abstützweiten $l = 320$ mm $= 4 h_{ef}$ und $l = 640$ mm $= 8 h_{ef}$ bei unterschiedlichen Bauteilhöhen $h = 120$ mm; 160 mm; 200 mm; 320 mm; 640 mm durchgeführt. Da die Verankerungstiefe mit $h_{ef} = 80$ mm konstant gehalten wurde, verschob sich der Ort der Lasteintragung mit zunehmender Bauteilhöhe und damit größerer Biegesteifigkeit von der Biegedruckzone über die Spannungsnulllinie zur Biegezugzone.

Die Zusammenhänge zwischen den ermittelten Bruchlasten in Abhängigkeit der statischen Abstützweiten zeigen Bild 8.10 bis Bild 8.14. Die jeweils auftretende Versagensart ist in den Bildern angegeben. Bei Spalten verlief der Bruchriß quer über die Bauteilplatte. Auf Grund einer relativ hohen Betondruckfestigkeit ($\beta_w \sim 35$ N/mm²) versagten die Hinterschnittdübel insbesondere bei großen Bauteilhöhen ($h \geq 320$ mm) und enger Abstützung durch Stahlbruch, so daß in diesen Fällen kein direkter quantitativer Vergleich erfolgen kann. Für die Bauteilhöhe $h = 640$ mm mit der lichten Abstützweite $l = 320$ mm wurde Spalten/Betonausbruch beobachtet. Dabei sind auf der Betonoberfläche Spaltrisse ausgehend vom Dübel, deren Tiefe allerdings nur bis ca. $1 h_{ef}$ reicht, zu beobachten. An den Seitenflächen zeichnen sich Horizontalrisse ab. Erwartungsgemäß ist ein Abfall der Bruchlasten bei allen Bauteilhöhen mit zunehmender Abstützweite zu verzeichnen.

Die durchgezogene Linie zeigt den nach Gleichung (6.25) zu erwartenden Verlauf. Die Spaltbruchlast ohne Biegung $N_{u,sp}$ ($M=0$) wurde dabei rechnerisch nach Gleichung (6.10) ermittelt. Da der gewählte Versuchsaufbau keine freie Verdrehbarkeit bzw. Verschiebung, wovon beim Träger auf 2 Stützen ausgegangen wird, gewährleistet, wurde das rechnerische Biegemoment für diesen Anwendungsfall abgeschätzt (siehe Bild 8.9; Gleichung (8.1)). Ausgangspunkt der statischen Überlegungen war dabei, daß die Versuchsbedingungen eine „teilweise“ eingespannte Konstruktion darstellen. Bild 8.9 zeigt die Grenzbedingungen (Bild 8.9 a) und c)) sowie die Versuchsbedingungen (Bild 8.9 b) mit dem Momentenverlauf.

Der Vergleich des Verlaufes der Spaltbruchlasten bei zunehmendem Biegeeinfluß mit dem vorgeschlagenen rechnerischen Ansatz zeigt bei den Bauteilhöhen $h = 120$ mm (Druckzone), 160 mm und 200 mm (Zugzone) eine gute Übereinstimmung. Bei größeren Bauteilhöhen $h = 320$ mm und $h = 640$ mm kann auf Grund unterschiedlicher Versagensarten kein direkter Vergleich erfolgen. Der Verlauf nach Gleichung (8.14) ist eingetragen.

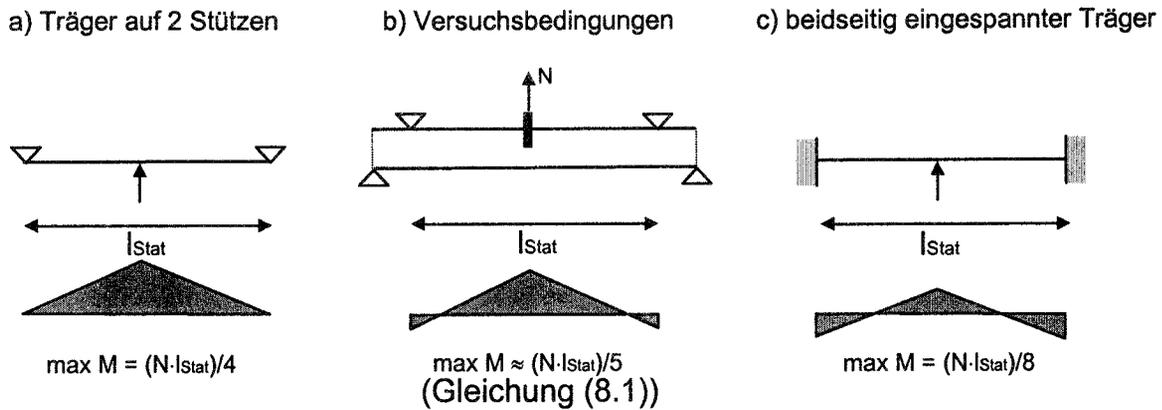
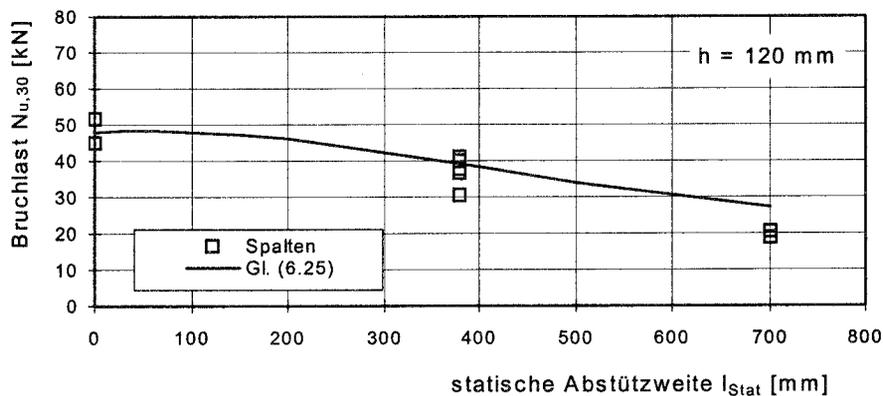
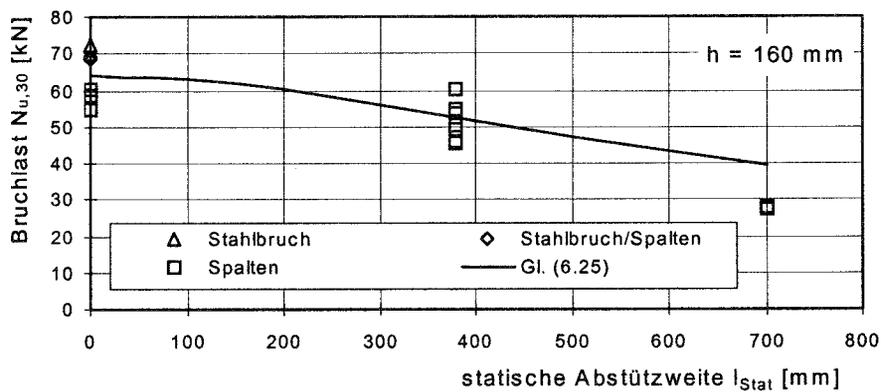


Bild 8.9 Abschätzung des Momentenverlaufs bei der Versuchsdurchführung

Bild 8.10 Zugversuche mit Einzelbefestigungen in Plattenstreifen; Hinterschnittdübel M12; $A_1 = 175$ mm²; $\alpha = 18^\circ$; Bauteilhöhe $h = 120$ mm; Verankerungstiefe $h_{ef} = 80$ mm; Bauteilbreite $b = 320$ mmBild 8.11 Zugversuche mit Einzelbefestigungen in Plattenstreifen; Hinterschnittdübel M12; $A_1 = 175$ mm²; $\alpha = 18^\circ$; Bauteilhöhe $h = 160$ mm; Verankerungstiefe $h_{ef} = 80$ mm; Bauteilbreite $b = 320$ mm

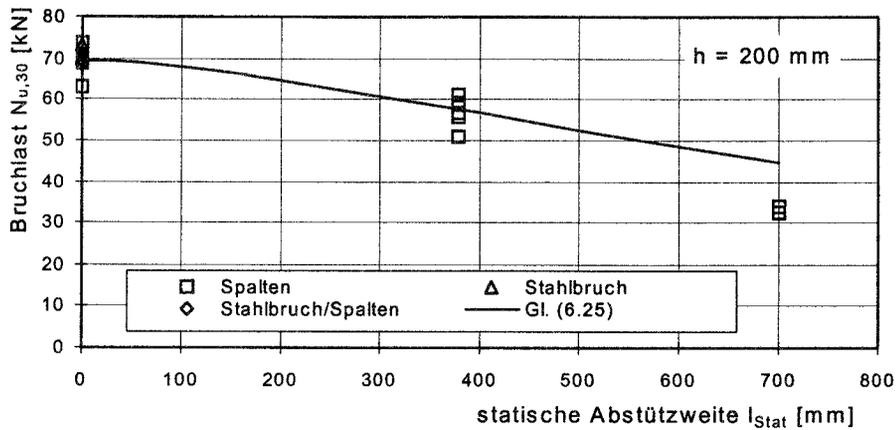


Bild 8.12 Zugversuche mit Einzelbefestigungen in Plattenstreifen; Hinterschnittdübel M12; $A_1 = 175 \text{ mm}^2$; $\alpha = 18^\circ$; Bauteilhöhe $h = 200 \text{ mm}$; Verankerungstiefe $h_{ef} = 80 \text{ mm}$; Bauteilbreite $b = 320 \text{ mm}$

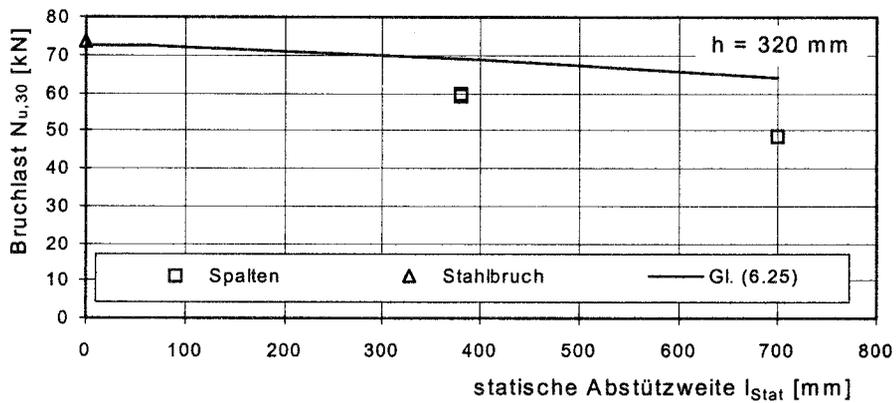


Bild 8.13 Zugversuche mit Einzelbefestigungen in Plattenstreifen; Hinterschnittdübel M12; $A_1 = 175 \text{ mm}^2$; $\alpha = 18^\circ$; Bauteilhöhe $h = 320 \text{ mm}$; Verankerungstiefe $h_{ef} = 80 \text{ mm}$; Bauteilbreite $b = 320 \text{ mm}$

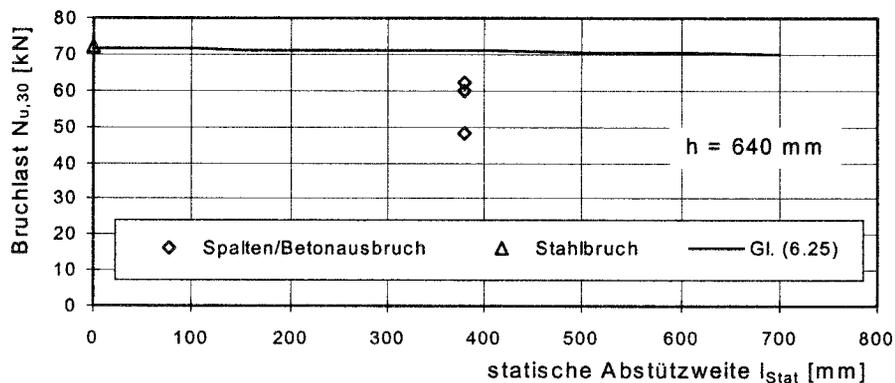


Bild 8.14 Zugversuche mit Einzelbefestigungen in Plattenstreifen; Hinterschnittdübel M12; $A_1 = 175 \text{ mm}^2$; $\alpha = 18^\circ$; Bauteilhöhe $h = 640 \text{ mm}$; Verankerungstiefe $h_{ef} = 80 \text{ mm}$; Bauteilbreite $b = 320 \text{ mm}$

Ziel weiterer Untersuchungen war es, den Einfluß der Überlagerung der Biegespannungen aus Abstützung und exzentrischem Lasteintrag über die Bauteilhöhe zu klären.

Hierzu wurde in Versuchsreihen mit drehmomentkontrolliert spreizenden Dübeln gezielt der Ort der Lasteintragung über die Bauteilhöhe (Verankerungstiefe h_{ef}) bei ansonsten gleichen Bauteilabmessungen ($b = 320 \text{ mm}$; $h = 160 \text{ mm}$) und konstanter Abstützweite ($l_{STAT} = 320 \text{ mm}$) variiert (Asmus (1995/4)).

Die ermittelten Spaltbruchlasten in Abhängigkeit der Verankerungstiefe zeigt Bild 8.15. Geht man von Spaltbruchlasten bei Lasteinleitung in der Biegespannungsnulllinie ($h_{ef} = 80 \text{ mm}$) aus, ergibt sich erwartungsgemäß eine Lastreduzierung bei Lasteinleitung in der Zugzone ($h_{ef} = 60 \text{ mm}$) und eine Laststeigerung bei Lasteinleitung in der Druckzone ($h_{ef} = 115 \text{ mm}$ und 125 mm). Es ist anzunehmen, daß die Lastreduzierung bei $h_{ef} = 60 \text{ mm}$ sowohl aus der Überlagerung der Biegezugspannungen als auch aus der verringerten Verankerungstiefe $h_{ef} = 60 \text{ mm}$ gegenüber $h_{ef} = 80 \text{ mm}$ resultiert. Diese Aspekte werden beim rechnerischen Ansatz (Gleichung (6.25)) - durchgehende Linie in Bild 8.15 - berücksichtigt. Da hier nicht alle rechnerischen Einflußparameter (Lasteinleitungsfläche) bekannt sind, wurde bei der Berechnung der Spaltbruchlasten für die Versuche mit $h_{ef} = 40 \text{ mm}$ sowie $h_{ef} = 120 \text{ mm}$ nach Gleichung (6.25) als Wert $N_U (M=0)$ die mittlere gemessenen Spaltbruchlast für $h_{ef} = 80 \text{ mm}$ eingesetzt. Die Übereinstimmung ist sowohl bei Lasteinleitung in der Zug- als auch in der Druckzone zufriedenstellend.

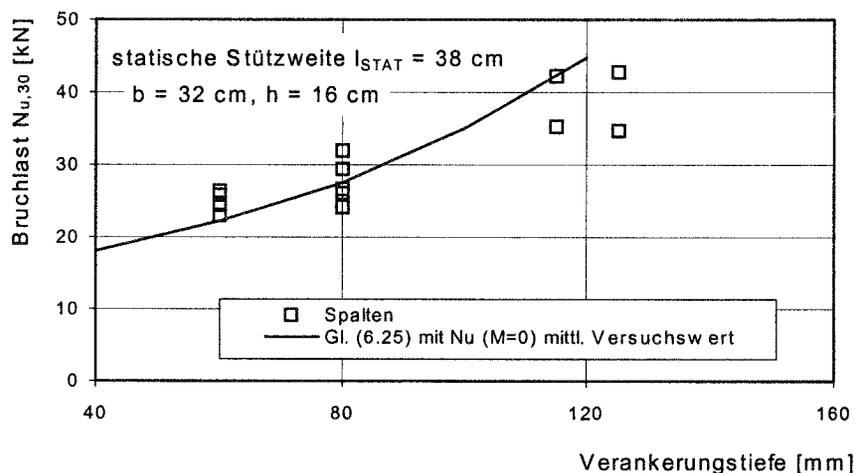


Bild 8.15 Spaltbruchlast in Abhängigkeit der Verankerungstiefe bei konstanter Bauteilgröße ($b = 32 \text{ cm}$; $h = 16 \text{ cm}$) und Abstützweite ($l_{STAT} = 38 \text{ cm}$), drehmomentkontrolliert spreizende Dübel, Bolzentyp

8.3.1.4 Maßstabseinfluß

Zur Untersuchung des Maßstabseinflusses wurden Versuche durchgeführt, bei denen alle geometrischen Einflußgrößen proportional zur Bezugsgröße Verankerungstiefe h_{ef} geändert wurden.

Sie wurden in Plattenstreifen mit Hinterschnittdübeln der Größen M 8 ($h_{ef} = 60$ mm), M 16 ($h_{ef} = 125$ mm) und M 20 ($h_{ef} = 170$ mm) durchgeführt. Das Verhältnis Bauteilbreite/Bauteildicke/Verankerungstiefe $b/h/h_{ef} = 3/2/1$ blieb konstant. Im Idealfall sollte die Lasteinleitungsfläche A_1 ebenfalls proportional zu h_{ef} ansteigen. Dies war nicht möglich, da handelsübliche Hinterschnittdübel mit der Soll-Verankerungstiefe eingesetzt wurden. Die Lasteinleitungsfläche in den Versuchen war proportional zu $h_{ef}^{1,14}$ (siehe Bild 8.16). Dieser Zusammenhang ist in der Bewertung der Versuche zu berücksichtigen. Die lichte Abstützweite betrug $l \approx 4h_{ef}$.

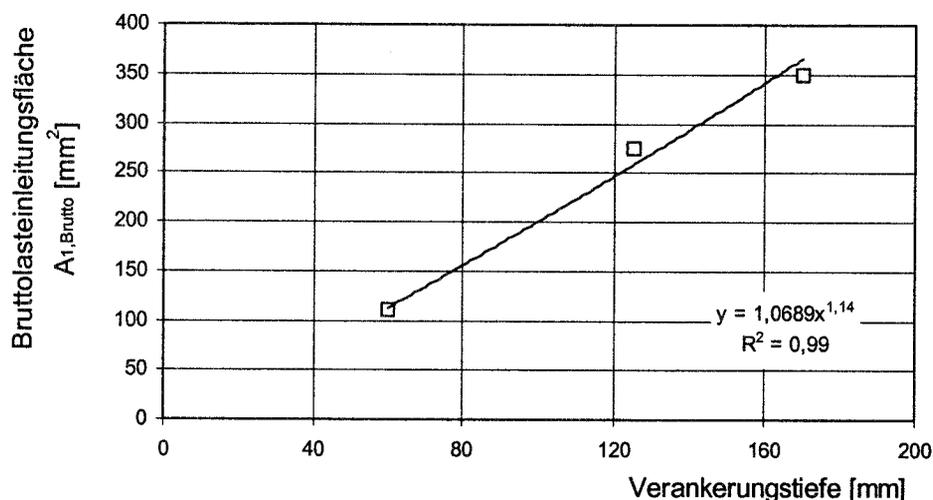


Bild 8.16 Ermittelte Lasteinleitungsflächen in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe bei den Versuchen zum Maßstabseinfluß

Bei allen Versuchen trat Spalten über die Bauteilbreite als Versagensart auf. Die Spaltbruchlasten unterlagen auf Grund des Versuchsaufbaus einem Biegeeinfluß. Dieser läßt sich durch Auflösung von Gleichung (6.25) nach N_u ($M=0$) eliminieren. Als statische Abstützweite wurde $l_{STAT} = 4h_{ef} + 60$ mm angesetzt. Bild 8.17 a) und b) zeigen die Spaltbruchlasten als Funktion der Bezugsgröße Verankerungstiefe h_{ef} mit (Bild 8.17 a)) und ohne (Bild 8.17 b)) Biegeeinfluß.

Eine Auswertung der Ergebnisse ohne Biegeeinfluß mittels Regressionsanalyse ergibt für den Zusammenhang zwischen der Spaltbruchlast N_u und der Verankerungstiefe h_{ef} $N_u \sim h_{ef}^{1,53}$ (Bild 8.17b)).

Bei Proportionalität aller geometrischen Einflußparameter zur Verankerungstiefe - Bauteilbreite und -höhe für die Bruchfläche sowie Außen- und Innendurchmesser für die Lasteinleitungsfläche - ergibt sich nach dem vorgeschlagenen Bemessungsansatz der Zusammenhang Spaltbruchlast - Verankerungstiefe $N_u \sim h_{ef}^2$. Während in den Versuchen zum Maßstabseinfluß Bauteilbreite und -höhe ein

Vielfaches der Verankerungstiefe waren, stieg die Lasteinleitungsfläche A_1 nicht proportional zur Verankerungstiefe h_{ef} an (siehe Bild 8.16; $A_1 \sim h_{ef}^{1,14}$). Berücksichtigt man im rechnerischen Ansatz (Gleichung (6.10)) die in den Versuchen vorliegenden Verhältnisse steigt die Spaltbruchlast mit $N_u \sim (b/h_{ef}^1 \cdot h/h_{ef}^1 \cdot A/h_{ef}^{1,14})^{0,5} \sim h_{ef}^{1,56}$ an. Eingetragen ist in Bild 8.17b) der Verlauf nach Gleichung (6.10) bei Ansatz der Versuchsparameter. Somit liegt eine ausreichend genaue Übereinstimmung mit den Versuchen vor. Weitere Ergebnisse (Walser (1990); $N_u \sim h_{ef}^{1,65}$) mit dem gleichen Hinterschnittdübeltyp, weisen eine ähnliche Tendenz auf.

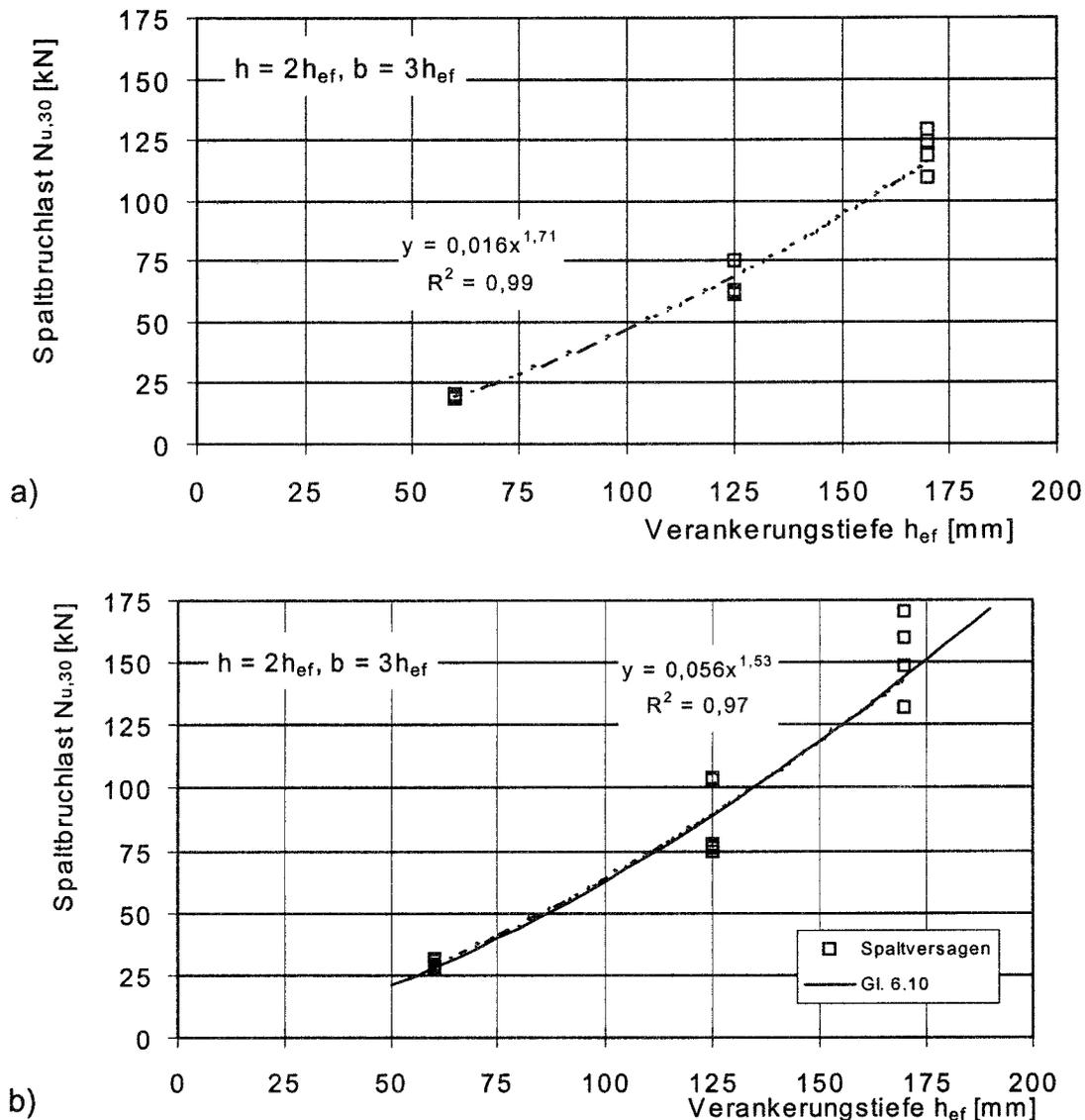


Bild 8.17 Untersuchungen mit Hinterschnittdübel ($\alpha = 18^\circ$; A_1 siehe Bild 8.16) in Plattenstreifen zum Maßstabseinfluß; Spaltbruchlast $N_{u,25}$ in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe h_{ef}

a) Mit Biegeeinfluß; Abstützweite $l_{Stat} \approx 4h_{ef} + 60$ mm

b) Ohne Biegeeinfluß; Eliminierung des Biegeeinflusses nach Gleichung (6.25)

Zusammenfassend läßt sich feststellen, daß der rechnerische Ansatz nach Gleichung (6.10) und die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen, wonach kein Maßstabseinfluß bei linearem Anstieg aller geometrischen Einflußparameter vorliegt (Abschnitt 5.3), bestätigt wurde. Dies zeigte sich auch in FEM-Rechnungen. Der in Versuchen zu beobachtende nichtquadratische Anstieg der Spaltbruchlast zur Verankerungstiefe ist auf den konstruktionsbedingten nichtlinearen Anstieg der Lasteinleitungsfläche bezogen auf die Verankerungstiefe der verwendeten Hinterschnittdübel zurückzuführen.

8.3.1.5 Exzentrische Lage von Einzelbefestigungen in Plattenstreifen

Bisher wurden Einzelbefestigungen in Plattenstreifen betrachtet, die in die Mitte der Bauteilbreite gesetzt wurden. Zum Vergleich des in Abschnitt 6.3.5 dargelegten Bemessungsansatzes bei exzentrischer Lasteinteilung in Plattenstreifen werden Versuche von Walser (1990) herangezogen. In diesen wurde für verschiedene Bauteilbreiten ($b = 32 \text{ cm}$, 48 cm , 64 cm) die Einzelbefestigung von der Bauteilmitte zum Bauteilrand hin verschoben. Dabei konnte ein Wechsel des Versagensbildes von Spalten über die Bauteilbreite zu Spalten zum Bauteilrand beobachtet werden.

Die relativen Spaltbruchlasten (Spaltbruchlast/mittlere Spaltbruchlast bei mittiger Anordnung) in Abhängigkeit des Randabstandes sind in Bild 8.18a) bis c) nach Bauteilbreiten geordnet dargestellt. Die Übereinstimmung der Spaltbruchlasten bei mittiger Anordnung über die Bauteilbreite mit Gleichung (6.10) wurde in Abschnitt 8.3.1.1 als ausreichend beurteilt. Die Versagensarten sind durch unterschiedliche Symbole gekennzeichnet. Die durchgezogenen Linien kennzeichnen den zu erwartenden Verlauf der relativen Spaltbruchlast nach Abschnitt 6.3.5. Es zeigt sich, daß die rechnerischen Ansätze nach Gleichung (6.10) für die mittige Anordnung und nach Gleichung (6.13) für die Anordnung zum Rand den Einfluß einer exzentrischen Lage einer Einzelbefestigung in Plattenstreifen ausreichend genau erfassen.

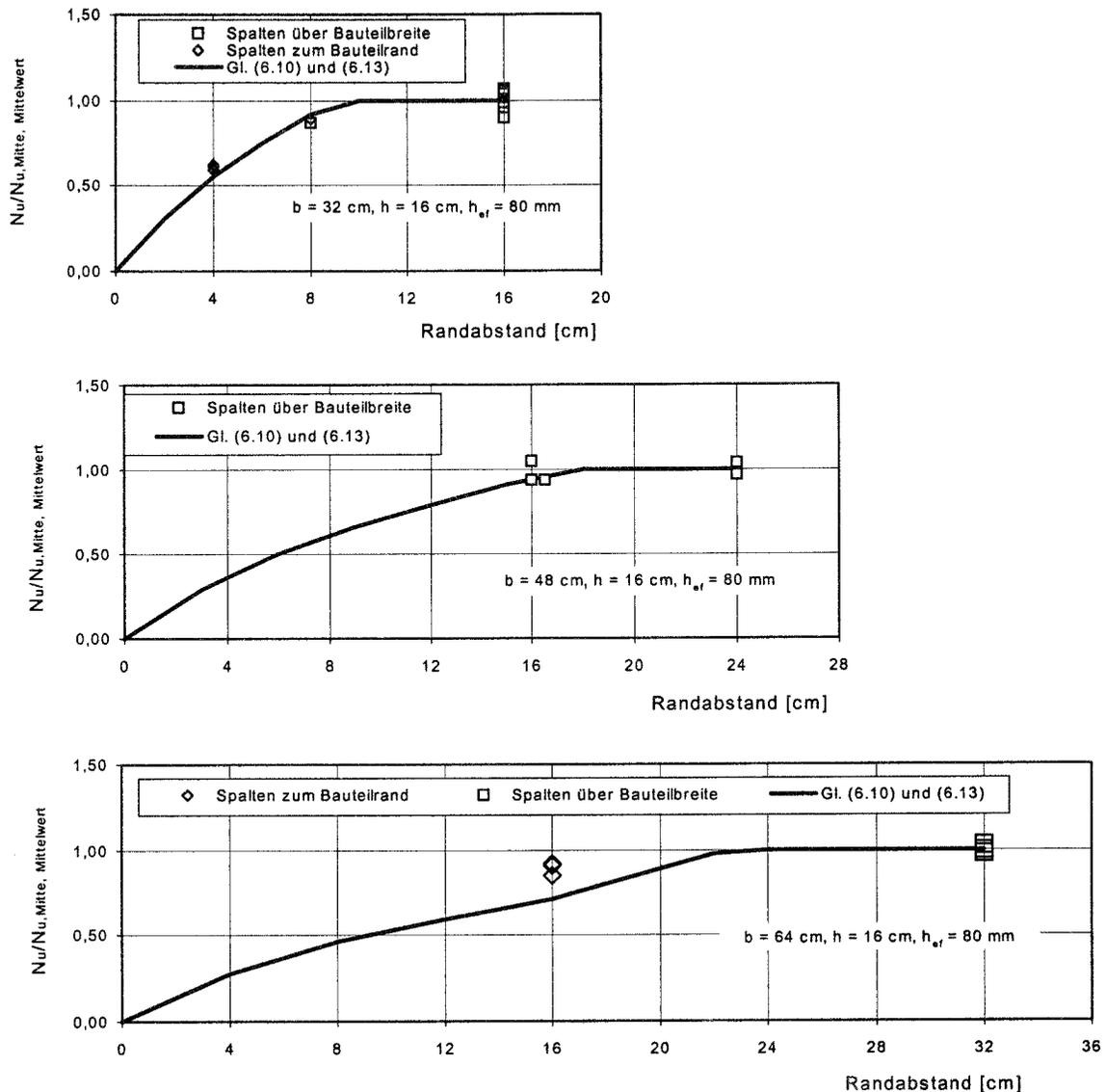


Bild 8.18 Zugversuche in Plattenstreifen (Walser (1990)); Einfluß der exzentrischen Lage; Relative Spaltbruchlast (Spaltbruchlast/mittlere Spaltbruchlast bei mittlerer Anordnung) in Abhängigkeit des Randabstandes

- Bauteilbreite $b = 32 \text{ cm}$
- Bauteilbreite $b = 48 \text{ cm}$
- Bauteilbreite $b = 64 \text{ cm}$

8.3.2 Einzelbefestigungen am Bauteilrand und in der Bauteilecke

8.3.2.1 Einfluß des Randabstandes

Um die in Abschnitt 6.3 ausgeführten Bemessungsvorschläge zum Einfluß des Randabstandes am Bauteilrand und in der Bauteilecke zu überprüfen, wurden Versuchsreihen mit Hinterschnittdübeln der Größe M10 und Verankerungstiefen von $h_{ef} = 80 \text{ mm}$ am Bauteilrand und in der Bauteilecke durchgeführt. Innerhalb dieser Versuchsreihen wurden die Randabstände $c = 0,5 \dots 2h_{ef}$ bei Bauteildicken von

$h = 1,5h_{ef}$, $2h_{ef}$ und $3h_{ef}$ variiert. Wechselte mit Ansteigen des Randabstandes die Versagensart von Spalten zu Betonausbruch bzw. Stahlbruch wurden die Versuchsreihen nicht fortgesetzt.

Die Versuche wurden mit weiter Abstützung (lichte Stützweite ca. $4h_{ef} = 320$ mm) durchgeführt. Für die Versuche in den Bauteilecken wurden die Versuchskörper zusätzlich durch ein Rechteckhohlprofil mit 4 Schraubzwingen an eine 30 cm dicke Betonplatte geklammert, um ein Abheben des Versuchskörpers zu vermeiden. Die Abstützung am Bauteilrand bzw. in der Bauteilecke entsprach Bild 6.21 b) bzw. c).

Die Einzelbefestigungen versagten in der Regel durch Betonversagen. Die beobachteten Versagensarten sind übersichtlich in Tabelle 8.3 zusammengestellt. Danach versagen die verwendeten Hinterschnittdübel bis zu Bauteildicken $h = 1,5h_{ef}$ in der Bauteilecke und am Bauteilrand i.d.R. durch Spalten. Ab Bauteildicken $h \geq 2,0h_{ef}$ und Randabständen $c \geq 0,75h_{ef}$ ging das Spalten am Bauteilrand in die Versagensarten Spalten/Betonausbruch und Betonausbruch sowie bei größeren Abmessungen in Stahlbruch über. In der Bauteilecke trat vorwiegend Spalten auf.

Randabstand c	Bauteilhöhe h			Bauteilhöhe h		
	12 cm	16 cm	24 cm	12 cm	16 cm	24 cm
4 cm	3 x SP	2 x SP 1 x B	3 x SP	4 x SP	4 x SP 1 x B	5 x SP
6 cm		2 x SP			1 x SP 3 x B	2 x SP 1 x B 1 x SP/B
8 cm		4 x SP	4 x SP	2 x SP	1 x SP 3 x B 1 x SP/B	4 x SP/B
10 cm		4 x SP				2 x SP/B 1 x S
12 cm	4 x SP	2 x SP 1 x SP/B 1 x B		1 x SP	1 x B 1 x SP/B 2 x S	
16 cm				3 x SP	2 x S	

a) Bauteilecke

b) Bauteilrand

SP - Spalten; B - Betonausbruch; SP/B Spalten/Betonausbruch; S - Stahlbruch
 vorwiegend Spaltversagen

Tabelle 8.3 Auftretende Versagensarten bei Versuchen mit Hinterschnittdübeln in Abhängigkeit von der Bauteilhöhe h und dem Randabstand c

8.3.2.1.1 Bauteilrand

In Bild 8.19 ist die Bruchlast in Abhängigkeit des Randabstandes für Bauteilhöhen $h = 12$ cm bis 24 cm ($h = 1,5 h_{ef} \dots 3,0h_{ef}$) dargestellt. Die durchgezogenen Linien kennzeichnen die nach Gleichung (6.13) zu erwartenden rechnerischen Spaltbruchlasten. Mit zunehmendem Randabstand steigen die Spaltbruchlasten an. Eine statistische Auswertung der Zunahme mit dem Ansatz $N_{u,sp} = i \cdot c^j$ ist nur bei Bauteilhöhen $h = 1,5 h_{ef}$ sinnvoll (nur dort trat durchgehend Spalten auf). Die

potentielle Regressionsanalyse ergibt den Exponenten $j = 0,5$ und bestätigt damit den Bemessungsvorschlag. Abgesehen von den Spaltbruchlasten bei sehr geringen Randabständen ($c = 4$ cm) beschreibt der theoretische Ansatz die Versuchswerte zufriedenstellend genau. Die Abweichung der gemessenen von den rechnerischen Spaltbruchlasten für kleine Randabstände wird auf die durch die Bohrlocherstellung hervorgerufenen Vorschädigungen zurückgeführt (siehe Abschnitt 6.3.3).

8.3.2.1.2 Bauteilecke

Die Bruchlast in Abhängigkeit des Randabstandes für Bauteilhöhen $h = 12$ cm bis 24 cm ($h = 1,5 h_{ef} \dots 3,0 h_{ef}$) ist in Bild 8.20 dargestellt. Mit steigendem Randabstand nimmt die Spaltbruchlast zu. Der abgeleitete Ansatz (durchgezogene Linie) beschreibt die Versuchsergebnisse ausreichend genau. Für kleinere Randabstände als $c = 5$ cm gelten die im vorstehenden Abschnitt getroffenen Aussagen.

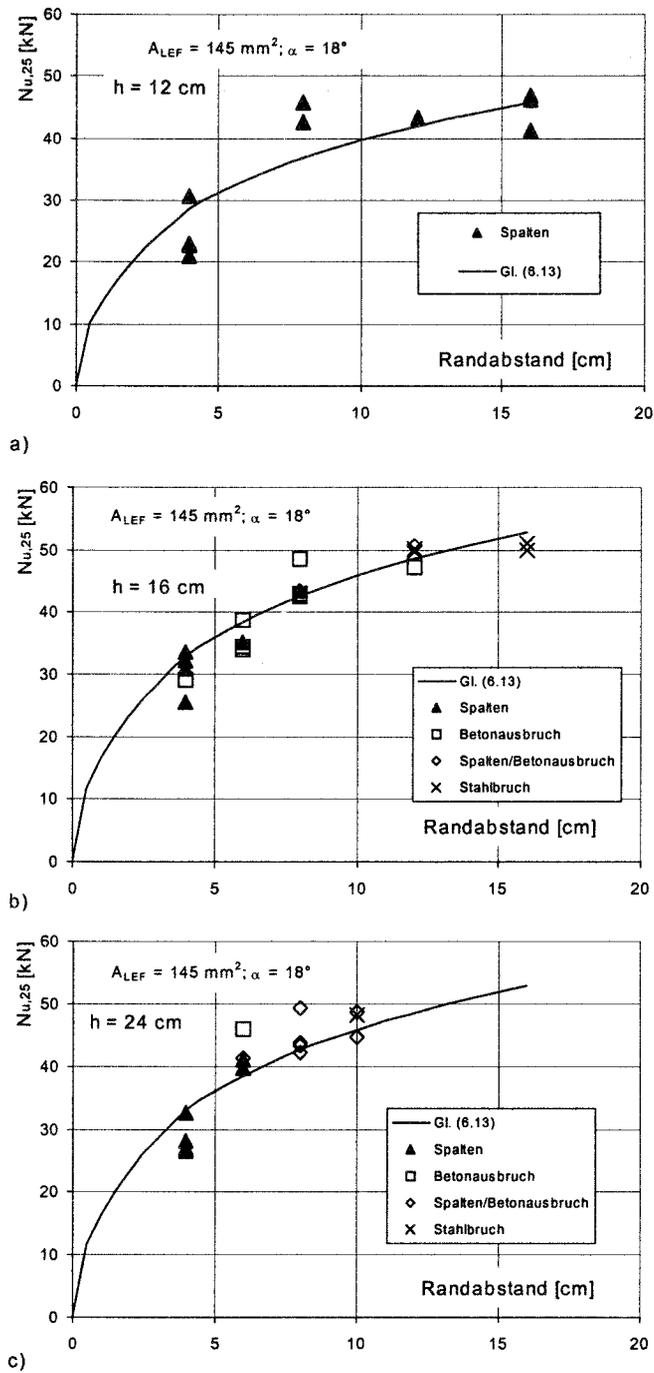


Bild 8.19 Versuche mit Hinterschnittdübel ($h_{ef} = 80 \text{ mm}$, $\alpha = 18^\circ$) am Bauteilrand, Bruchlast in Abhängigkeit des Randabstandes für die Bauteilhöhen:

- a) $h = 12 \text{ cm}$ ($h = 1,5h_{ef}$);
 b) $h = 16 \text{ cm}$ ($h = 2,0h_{ef}$);
 c) $h = 24 \text{ cm}$ ($h = 3,0h_{ef}$)

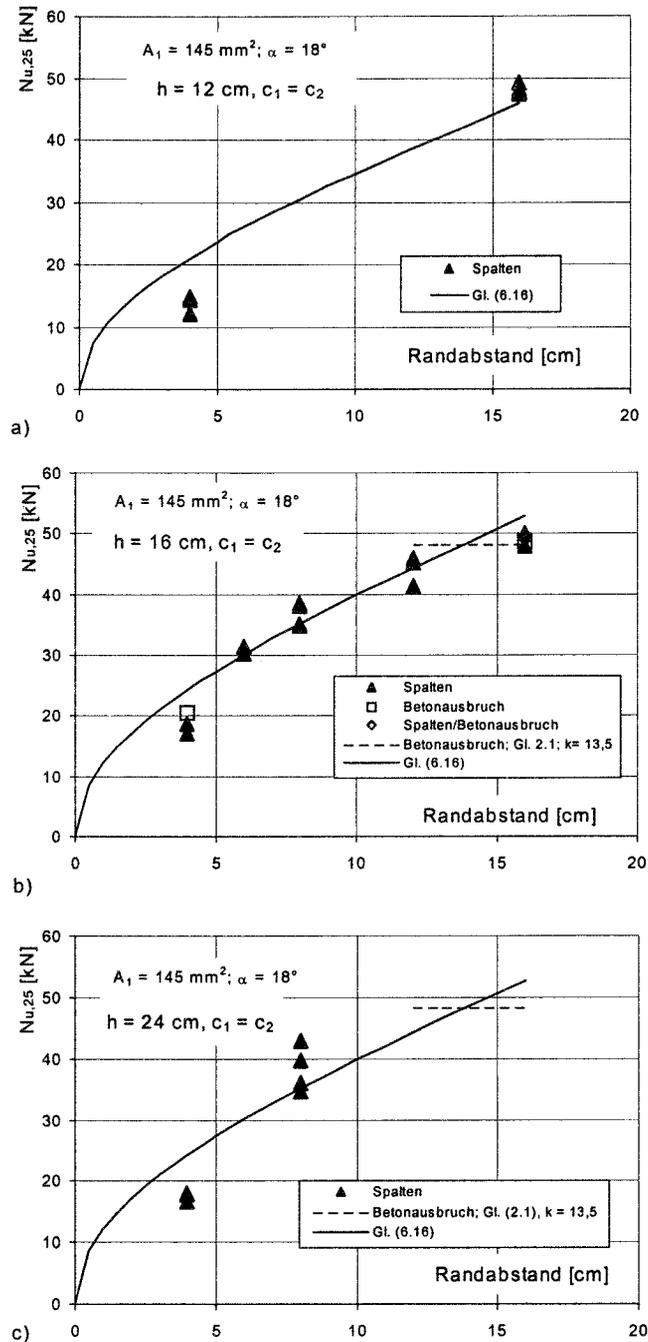


Bild 8.20 Versuche mit Hinterschnittdübel ($h_{ef} = 80 \text{ mm}, \alpha = 18^\circ$) in der Bauteillecke, Bruchlast in Abhängigkeit des Randabstandes für die Bauteilhöhen:

- a) $h = 12 \text{ cm} (h = 1,5h_{ef});$
 b) $h = 16 \text{ cm} (h = 2,0h_{ef});$
 c) $h = 24 \text{ cm} (h = 3,0h_{ef})$

8.3.2.1.3 Vergleich Bauteillecke - Bauteilrand

Die durchgeführten Versuchsreihen erlauben einen direkten Vergleich der Spaltbruchlasten am Bauteilrand und in der Bauteillecke und damit eine Überprüfung der Annahmen im Abschnitt 6.3.4.

Bild 8.21 zeigt das Verhältnis der mittleren Bruchlasten in der Bauteilecke zum Bauteilrand $N_{u,Ecke}/N_{u,Rand}$ in Abhängigkeit vom Randabstand für verschiedene Bauteilhöhen. In dieser Darstellung wurden nur Höchstlasten der Versuche mit der Versagensart Spalten ausgewertet. Danach steigt das Verhältnis Bruchlast $N_{u,sp,Ecke}/N_{u,sp,Rand}$ mit zunehmendem Randabstand von $N_{u,sp,Ecke}/N_{u,sp,Rand} \sim 0,60$ (Randabstand $c = 4 \text{ cm} = 0,5 h_{ef}$) über $N_{u,sp,Ecke}/N_{u,sp,Rand} \sim 0,85$ (Randabstand $c = 6 \dots 12 \text{ cm} = 0,75 \dots 1,5 h_{ef}$) auf $N_{u,sp,Ecke}/N_{u,sp,Rand} \sim 1,0$ (Randabstand $c = 16 \text{ cm} = 2,0 h_{ef}$) an. Frühere Auswertungen der Bruchdrehmomente von Montageversuchen mit Zweiergruppen (Asmus (1995/1)) ergaben bei Hinterschnittdübeln mit einem Randabstand $c = 1h_{ef}$ ein Verhältnis $M_{u,Ecke}/M_{u,Rand} \sim 0,90$, d.h. ein ähnliches Verhältnis wie bei den Spaltbruchlasten von Einzelbefestigungen. Bei kleineren Randabständen ($c = 0,5h_{ef}$) wirkt sich der zweiseitige Randeinfluß bei Befestigungen in der Bauteilecke offensichtlich stärker aus, so daß $N_{u,sp,Ecke}/N_{u,sp,Rand}$ nur ca. 0,60 beträgt. Diese Tendenz ist in den Bemessungsansätzen ausreichend genau berücksichtigt (Bild 8.21, durchgezogene Linie).

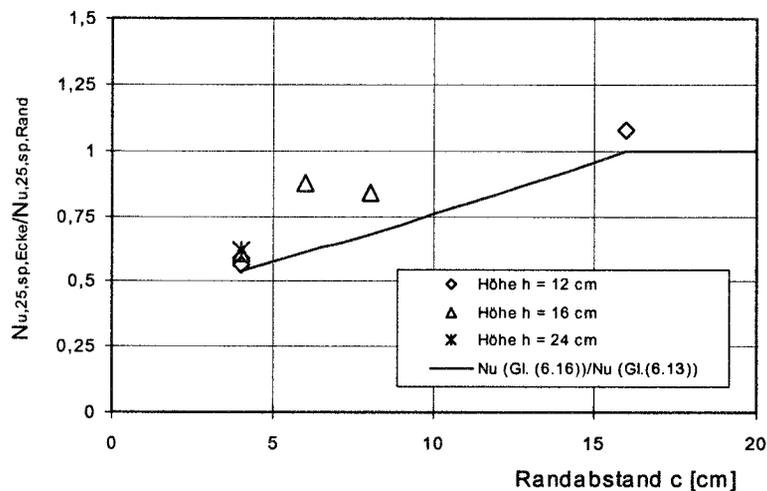


Bild 8.21 Zugversuche mit Hinterschnittdübel ($h_{ef} = 80 \text{ mm}$), Vergleich der mittleren Spaltbruchlasten $N_{u,sp,Ecke}/N_{u,sp,Rand}$ in Abhängigkeit vom Randabstand c

8.3.2.2 Einfluß der Bauteilhöhe

In den Versuchsreihen mit Einzelbefestigungen am Bauteilrand und in der Bauteilecke wurde die Bauteilhöhe von $h = 1,5h_{ef} \dots 3,0h_{ef}$ variiert. CEB (1994) geht beim Spalten mit $N_u \sim h^{2/3}$ von Laststeigerungen bis $h < 3,67h_{ef}$ aus. Gemäß dem Bemessungsvorschlag steigt $N_u \sim h^{0,5}$ bis Bauteilhöhen von $h \leq 2h_{ef}$ an. Ein Vergleich der Spaltbruchlasten bei unterschiedlichen Bauteilhöhen ist nur für Randabstände $c = 0,5h_{ef} = 4 \text{ cm}$ und $1,0h_{ef} = 8 \text{ cm}$ möglich. Bezieht man die mittleren Spaltbruchlasten ($n \geq 3$) von Versuchsreihen mit $h = 12 \text{ cm} = 1,5h_{ef}$ und $h = 24 \text{ cm} = 3h_{ef}$ auf die Spaltbruchlasten von Versuchsreihen mit der Mindestbauteildicke $h = 16 \text{ cm} = 2h_{ef}$, so ergibt sich in Abhängigkeit von der Bauteilhöhe der in Bild 8.22 gezeigte Zusammenhang. Demnach tritt am Bauteilrand und an der Bauteilecke keine signifikante Laststeigerung bei Erhöhung der

Bauteildicke von $h = 2h_{ef}$ auf $h = 3h_{ef}$ auf. Bei einem Randabstand $c = 0,5h_{ef}$ bewirkt eine Reduzierung der Bauteildicke von $h = 2h_{ef}$ auf $h = 1,5h_{ef}$ eine Abnahme der Spaltbruchlast auf ca. 80 %. Die Linien kennzeichnen den Ansatz nach Bemessungsvorschlag (durchgezogen; Gleichung (6.13) bzw. (6.16)) und nach CEB (1994; gestrichelt). Es wird deutlich, daß der CEB-Ansatz die Zunahme der Spaltbruchlasten bei Bauteilhöhen $h > 2h_{ef}$ bei diesen Anwendungsfällen weit überschätzt, während der Bemessungsansatz das ermittelte Tragverhalten gut widerspiegelt.

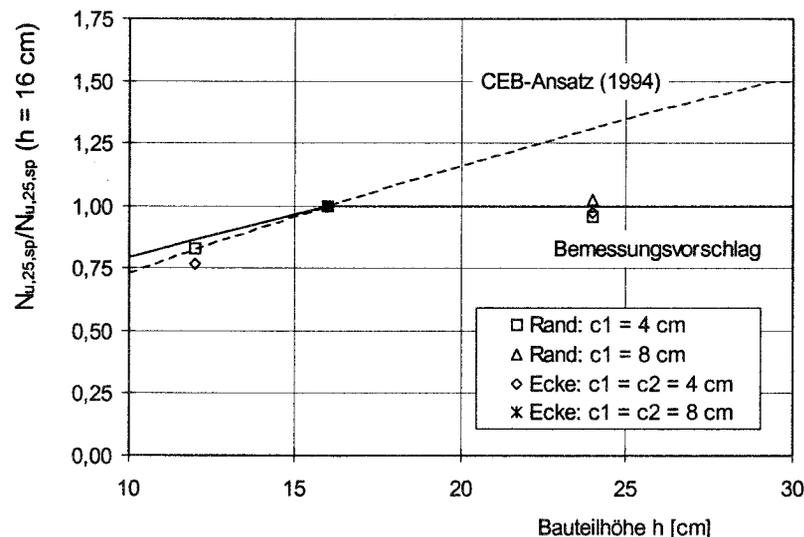


Bild 8.22 Zugversuche mit Hinterschnittdübel ($h_{ef} = 80 \text{ mm}$), Vergleich der mittleren Spaltbruchlasten $N_{u,sp}/N_{u,sp} (h = 16 \text{ cm})$ in Abhängigkeit von der Bauteilhöhe

8.3.3 Zusammenfassender Vergleich der rechnerischen und experimentellen Spaltbruchlasten von Einzelbefestigungen

8.3.3.1 Allgemeines

Im vorhergehenden Abschnitt wurden die gemessenen mit den rechnerischen Spaltbruchlasten bei Variation einzelner Parameter verglichen. Folgen soll ein zusammenfassender quantitativer Vergleich der Versuchsergebnisse mit den im Abschnitt 6 vorgeschlagenen rechnerischen Ansätzen für formschlüssige Einzelbefestigungen. Dieser wird für Anwendungen in Plattenstreifen und am Bauteilrand bzw. in der Bauteilecke getrennt durchgeführt. Zur Auswertung kommen nur Versuche, bei denen Spalten als Versagen festgestellt wurde.

Zur Kontrolle der Bemessungsansätze werden die Verhältnismerte der Spaltbruchlasten aus Versuch und Rechnung $N_{u,sp,Test}/N_{u,sp,Rechnung}$ bei ausreichender Anzahl in Abhängigkeit der Einflußparameter dargestellt. Da bei den Befestigungsgruppen für die unterschiedlichen Anwendungsfälle nur eine vergleichsweise geringe Versuchsanzahl mit Spaltversagen vorliegt, beschränkt sich der Vergleich auf Einzelbefestigungen. Befestigungsgruppen werden in Abschnitt 8.3.5 bzw. 8.3.6 behandelt.

8.3.3.2 Plattenstreifen

Für die Auswertung werden Zugversuche mit Hinterschnittdübeln in Plattenstreifen herangezogen. Dies schließt die Versuche von Walser (1990), Popo-Ola/Newman (1995) und Asmus 1995/1-5) ein. Zur Überprüfung zeigt Bild 8.23 die Verhältnisse der experimentellen zu den rechnerischen Spaltbruchlasten $N_{u,sp,Test}/N_{u,sp,Rechnung}$ in Abhängigkeit der Einflußparameter Randabstand bzw. Bauteilbreite ($b = 2c$; Bild 8.23 a)), Bauteilhöhe (Bild 8.23 b)), Verankerungstiefe (Bild 8.23 c)) und der Bruttolasteinleitungsfläche (Bild 8.23 d)).

Die Ermittlung der Spaltbruchlasten für Hinterschnittdübel in Plattenstreifen erfolgte nach Gleichung (6.10). Der teilweise vorhandene Biegeeinfluß wurde nach Gleichung (6.25) berücksichtigt. Alle ausgewerteten Versuche wurden mit selbsthinterschneidenden Hinterschnittdübeln durchgeführt. Allerdings handelt es sich bei den von Walser (1990) benutzten Dübeln um eine ältere Version (Version 2), die gegenüber der ansonsten eingesetzten Version 1 Unterschiede im Lasteinleitungsbereich aufweist. Die Spaltbruchlasten der älteren Version 2 liegen im Mittel um ca. 20% unter denen der mit der Version 1 erreichten Spaltbruchlasten. Mögliche Ursachen hierfür werden in Abschnitt 8.3.1.1 erläutert. Die rechnerischen Spaltbruchlasten der Version 2 (nur Versuche Walser (1990)) wurden deshalb bei der Auswertung mit dem Produktfaktor $k_p = 0,83$ multipliziert.

Das Verhältnis der Spaltbruchlasten aus Versuch/Rechnung verläuft bei allen Einflußparametern über den variierten Bereich im Mittel näherungsweise horizontal, d.h. die Parameter werden richtig erfaßt. Die Verhältnismittel weisen eine Normalverteilung aus (Bild 8.24) und betragen im Mittel 1,08. Der Variationskoeffizient liegt mit $v \approx 20\%$ im Bereich der Streuungen der Betonzugfestigkeit, wenn man berücksichtigt, daß in Betonen mit verschiedenen Betonzusammensetzungen geprüft wurde. Erschwerend kommen auch die Biegeeinflüsse hinzu.

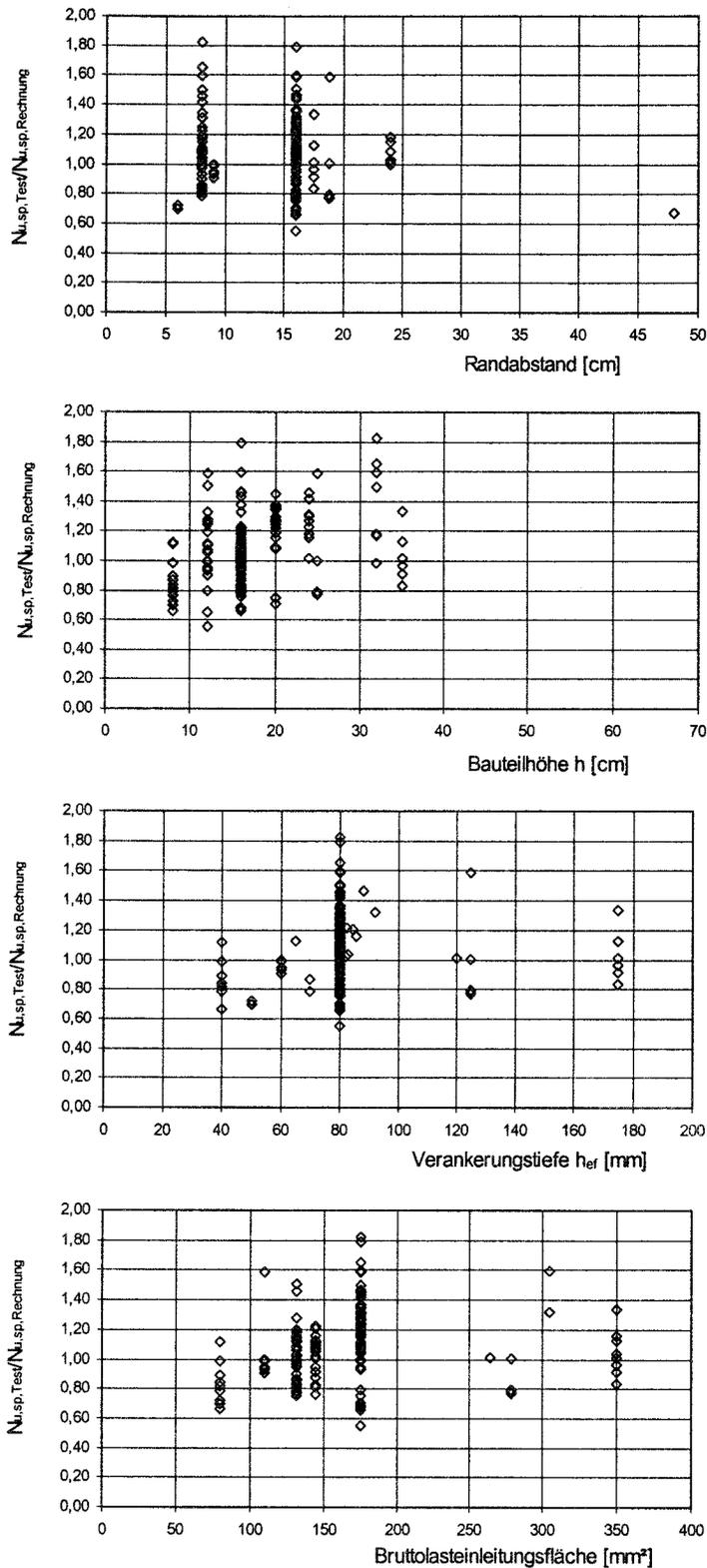


Bild 8.23 Zugversuche mit formschlüssigen Einzelbefestigungen in Plattenstreifen; Verhältnis der rechnerischen und experimentellen Spaltbruchlasten in Abhängigkeit der Einflußparameter

- Randabstand mit $c = b/2$
- Bauteilhöhe
- Verankerungstiefe
- Bruttolasteinleitungsfläche

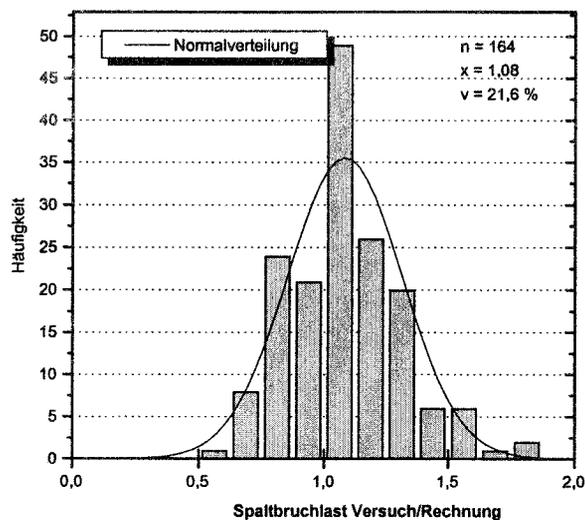


Bild 8.24 Histogramm der Verhältniszerte der Spaltbruchlasten aus Versuch und Rechnung; formschlüssige Einzelbefestigungen in Plattenstreifen

8.3.3.3 Bauteilrand und -ecke

Als wesentliche Einflußfaktoren bei den Anwendungen am Bauteilrand und in der Bauteilecke wurden die Randabstände und die Bauteilhöhe variiert. Getrennt nach Bauteilrand und Bauteilecke verlaufen die Verhältniszerte der Spaltbruchlasten Rechnung/Versuch ab einem Randabstand $c \geq 50$ mm sowohl für den Randabstand und die Bauteilhöhe annähernd horizontal (Bild 8.25). Signifikant kleinere Werte als 1 sind insbesondere in der Bauteilecke für den Randabstand $c = 40$ mm zu verzeichnen. Dies wird vor allem auf Vorschädigungen des Betons durch die Bohrlöcherstellung zurückgeführt (Abschnitt 8.3.2.1.2).

Eine statistische Auswertung (Tabelle 8.1) der Versuche am Bauteilrand und in der Bauteilecke getrennt für Randabstände $40 \text{ mm} \leq c \leq 160 \text{ mm}$ und $c \geq 50$, unterstreicht dies. So weisen die Verhältniszerte für Randabstände $c \geq 50$ mm mit $v \approx 10 \%$ (Bauteilrand) und $v \approx 7 \%$ (Bauteilecke) sehr geringe Streuungen auf. Berücksichtigt man auch kleinere Randabstände steigen die Variationskoeffizienten signifikant an. Deshalb wird empfohlen, daß bei nachträglichen Befestigungen Mindestrandabstände von $\min c = 50$ mm einzuhalten sind. Insgesamt wird für die Anwendungsfälle Bauteilrand und -ecke eine brauchbare Übereinstimmung mit den Bemessungsansätzen (Abschnitt 6.4) festgestellt.

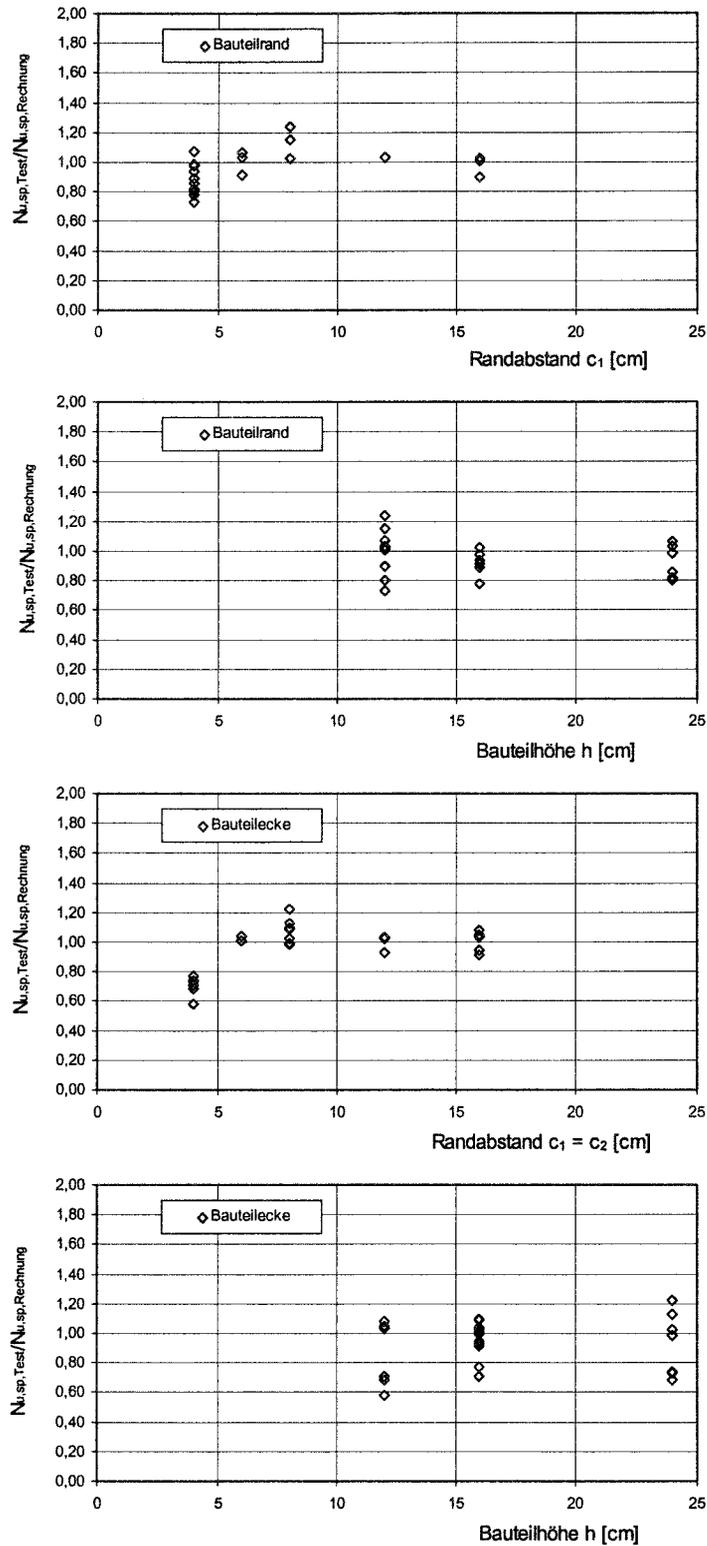


Bild 8.25 Zugversuche am Bauteilrand und in der Bauteilecke mit Hinterschnittdübel; Verhältnis der rechnerischen und experimentellen Spaltbruchlasten in Abhängigkeit der Einflußparameter

- Bauteilrand, Randabstand c_1
- Bauteilrand, Bauteilhöhe
- Bauteilecke, Randabstand $c_1 = c_2$
- Bauteilecke, Bauteilhöhe

Anwendungsfall	Bemerkung	Statistische Auswertung $N_{u,sp,Test}/N_{u,sp,Rechnung}$		
		Anzahl	Mittelwert	Variationskoeffizient [%]
Bauteilrand	$40 \text{ mm} \leq c \leq 160 \text{ mm}$	25	0,96	14,9
	$c \geq 50 \text{ mm}$	12	1,06	10,4
Bauteilecke	$40 \text{ mm} \leq c \leq 160 \text{ mm}$	28	0,94	17,7
	$c \geq 50 \text{ mm}$	19	1,03	6,9

Tabelle 8.1 Statistische Auswertung der Verhältniswerte der experimentellen und rechnerischen Spaltbruchlasten $N_{u,sp,Test}/N_{u,sp,Rechnung}$

8.3.4 Streuung der Lasteinleitungsfläche bei Hinterschnittdübeln

Die Gesamtstreuung der Spaltbruchlasten kann bei Hinterschnittdübeln außer durch die Streuung der Betonzugtragfähigkeit auch durch Streuungen der Lasteinleitungsfläche beeinflusst werden. In Abhängigkeit des Montageverfahrens sind unterschiedliche Streuungen der Lasteinleitungsfläche beim Erstellen des Hinterschnitts zu erwarten. Welche Größenordnung diese Streuungen annehmen, hängt vom jeweiligen System ab.

Zur Überprüfung der Streuung der Lasteinleitungsflächen bei den verwendeten selbsthinterschneidenden Hinterschnittdübeln wurden die Lasteinleitungsflächen der Größen M10 und M12 in je 10 Versuchen rechnerisch über die gemessenen Bohrereckmaße und Außendurchmesser ermittelt. Zur Vergrößerung der Stichprobe erfolgte eine gemeinsame Auswertung der Messungen mit M10 und M12. Das Verhältnis der gemessenen Bruttolasteinleitungsfläche zur mittleren Bruttolasteinleitungsfläche der jeweiligen Größe ist in Bild 8.26 ausgewertet. Bei 20 Messungen ergibt sich ein Variationskoeffizient dieses Verhältniswertes von $V = 5,1 \%$. Trotz einer einseitig erscheinenden Verteilung weist der Kolmogorov-Smirnov-Test eine Normalverteilung für eine Wahrscheinlichkeit $> 10\%$ aus.

Geht man von einer Streuung der Spaltbruchlasten von ca. $V \approx 20\%$ ohne Berücksichtigung der Streuungen der Lasteinleitungsflächen aus, ist nach dem Gaußschen Fehlerfortpflanzungsgesetz bei Streuungen der Lasteinleitungsflächen in einer Größenordnung von $V = 5\%$ nur eine geringe Zunahme der Gesamtstreuung der Spaltbruchlasten bei selbsthinterschneidenden Systemen ($V = 20,6\%$) zu erwarten.

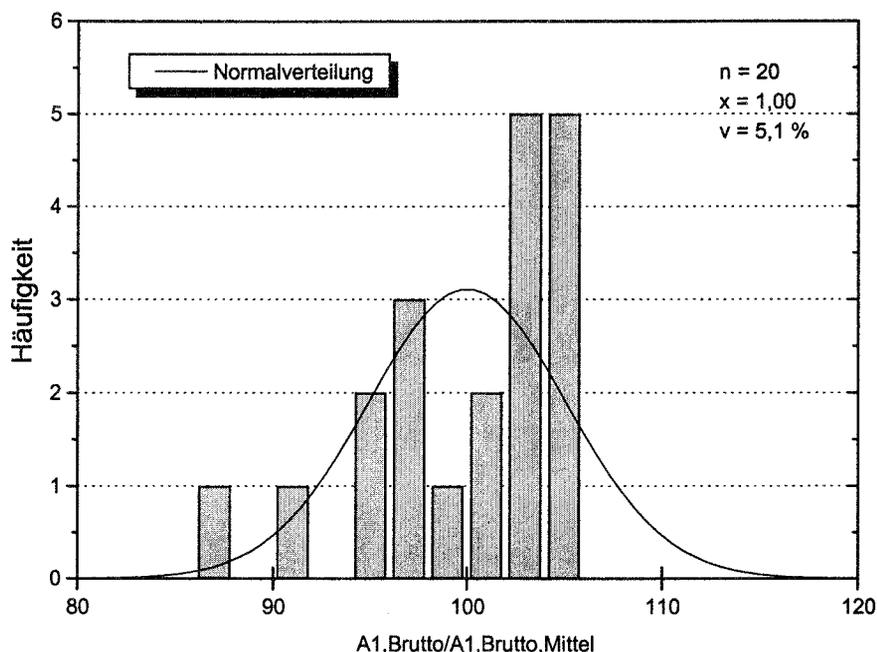


Bild 8.26 Histogramm der Verhältniszerte der gemessenen Bruttolasteinleitungsfläche zur mittleren Bruttolasteinleitungsfläche von Hinterschnittdübeln der Größe M10 und M12

8.3.5 Befestigungsgruppen in Plattenstreifen

8.3.5.1 Zweiergruppe senkrecht zum Bauteilrand

Zur Untersuchung des Einflusses des Achsabstandes senkrecht zum Bauteilrand werden Versuche von Walser (1990) mit Hinterschnittdübeln der Größe M12 herangezogen. In den Versuchen betrug die Verankerungstiefe $h_{ef} = 80$ mm und die Bauteilhöhe $h = 2 h_{ef} = 160$ mm. Die statische Abstützweite betrug $l_{STAT} = 270$ mm. Variiert wurden die Achsabstände s_2 und die Bauteilbreite b (Tabelle 8.2).

Zeile	Bauteilbreite b mm	Achsabstand s_2 mm
1	320	160
2	480	160
3	640	160
4		320

Tabelle 8.2 Variierte Parameter bei Versuchen mit Zweiergruppen (Hinterschnittdübel M12, Version 2; $A_1 = 132$ mm², $\alpha = 18^\circ$) in Plattenstreifen senkrecht zum Bauteilrand

Das Versagen erfolgte durch Spalten über die Bauteilbreite. Um den Biegeeinfluß zu berücksichtigen, erfolgte die Umrechnung der gemessenen Spaltbruchlasten auf biegefreie Bruchlasten entsprechend Abschnitt 6.3.6. Bild 8.27 zeigt die relativen Spaltbruchlasten einer Zweiergruppe gegenüber einer Einzelbefestigung in Abhängigkeit vom Verhältnis Achsabstand s_2 /Bauteilbreite b . Im Mittel ergibt sich ein

Verhältnis $N_{U,ZWEI}/N_{U,EINZEL} = 1,46$. Der Bezugswert für die Spaltbruchlasten der Einzelbefestigung wurde dabei nach Gleichung (6.10) ermittelt. Der Variationskoeffizient beträgt $V = 21,0\%$. Auffallend ist die Abweichung der Versuchsergebnisse für die Serie mit $b = 320$ mm und $s_2 = 160$ mm. Betrachtet man die Versagensbilder dieser Serie (Waiser (1990)) zeigt sich, daß in 2 der 3 Versuche die Befestigungen in unmittelbarer Nähe (ca. 8 cm Abstand) einer Transporthülse lagen, so daß dadurch möglicherweise eine Beeinflussung vorlag.

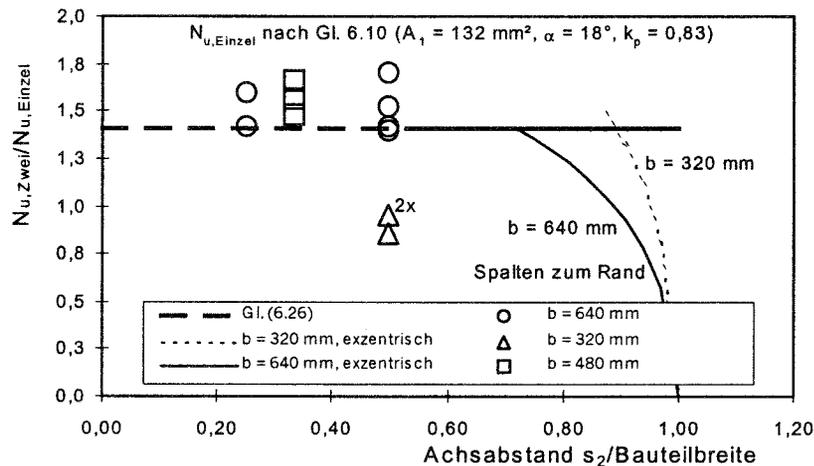


Bild 8.27 Zugversuche in Plattenstreifen, Zweiergruppen senkrecht zum Bauteilrand; Relative Spaltbruchlasten (Bruchlast der Zweiergruppe/rechnerische Bruchlast einer Einzelbefestigung (Gleichung (6.10)) in Abhängigkeit vom Verhältnis Achsabstand s_2 /Bauteilbreite

Die überprüften Bereiche ($b = 320 \dots 640$ mm; $s_2/b = 0,25 \dots 0,5$) zeigen eine zufriedenstellende Übereinstimmung mit dem Bemessungsvorschlag für formschlüssige Befestigungen nach Gleichung (6.26). Dieser ist in Bild 8.27 eingetragen. Bei sehr großen Achsabständen wird Spalten zum Rand maßgebend. Der Zeitpunkt, ab welchem Verhältnis s_2/b diese Versagensart relevant wird, hängt dabei von der Bauteilbreite ab.

8.3.5.2 Vierergruppen in Plattenstreifen

Zur Untersuchung des Einflusses des Achsabstandes s_1 parallel zum Bauteilrand liegen nur Versuche mit Vierergruppen ($s_2 = 2h_{ef}$) mit Hinterschnittdübeln der Größe M12 vor. Der Einfluß des Achsabstandes senkrecht zum Bauteilrand wurde im vorherigen Abschnitt behandelt. In den Versuchen in Plattenstreifen betrug die Verankerungstiefe $h_{ef} = 80$ mm und die Bauteilhöhe $h = 2 h_{ef} = 160$ mm. Die statische Abstützweite betrug 380 mm. Variiert wurden die Achsabstände s_1 und die Bauteilbreite b (Tabelle 8.3).

Zeile	Bauteilbreite b	Achsabstand s_1
	mm	mm
1	640	0
2		80
3		160
4		240

Tabelle 8.3 Variierte Parameter bei Versuchen mit Vierergruppen (Hinterschnittdübel M12, $A_1 = 175 \text{ mm}^2$, $\alpha = 18^\circ$, $s_2 = 160 \text{ mm}$) in Plattenstreifen

Das Versagen in den Versuchen erfolgte durch Spalten über die Bauteilbreite. Charakteristisch war dabei, daß bei der Vierergruppe i.d.R. nur ein Spaltriß über die minimale Bauteilbreite zu beobachten war. Bild 8.28 zeigt die relativen Spaltbruchlasten für Hinterschnittdübel in Abhängigkeit vom Verhältnis Achsabstand s_1 /Verankerungstiefe h_{ef} . Die relativen Spaltbruchlasten stellen hier das Verhältnis der Spaltbruchlast der Vierergruppe zur mittleren Spaltbruchlast einer Zweiergruppe ($s_1 = 0$; $s_2 = 2h_{ef}$) dar. Da die statische Abstützweite bei allen Versuchen 380 mm betrug, kann der Biegeeinfluß beim Vergleich der Spaltbruchlasten vernachlässigt werden. Die Darstellung läßt deutlich werden, daß eine Verdoppelung der Ausgangsbruchlast mit $s_1 = 0$ bei etwa $s_1 = 3h_{ef}$ erfolgt. Dies entspricht der in Gleichung (6.28) (Bild 8.28: durchgezogene Linie) vorgeschlagenen Bemessung.

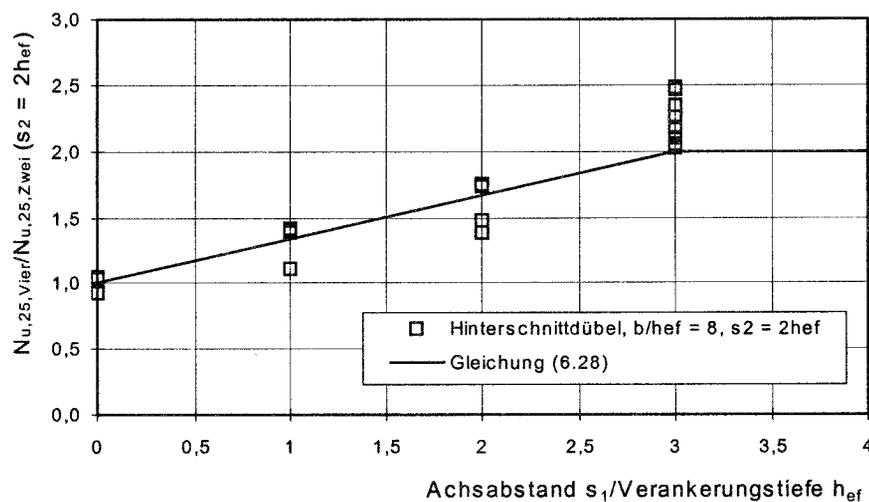


Bild 8.28 Zugversuche in Plattenstreifen mit Hinterschnittdübel, Einfluß des Achsabstandes über die minimale Bauteilbreite; Relative Spaltbruchlasten (Bruchlast der Vierergruppe/Bruchlast der Zweiergruppe) in Abhängigkeit vom Verhältnis Achsabstand s_1 /Verankerungstiefe h_{ef}

8.3.6 Befestigungsgruppen am Bauteilrand und in der Bauteilecke

8.3.6.1 Zweiergruppen parallel zum Bauteilrand

Einen Vorschlag zur Bemessung von Zweiergruppen parallel zum Bauteilrand und in der Bauteilecke enthält Abschnitt 6.5.

Zum Vergleich des Ansatzes wurden Zugversuche mit Zweiergruppen parallel zum Bauteilrand mit Hinterschnittdübeln durchgeführt. Die variierten Rand- und Achsabstände bezogen auf die in den Versuchen konstante Verankerungstiefe von $h_{ef} = 80$ mm sind in Tabelle 8.4 (Bauteilrand) aufgeführt.

Zeile	Randabstand c_1	Achsabstand s_1
	mm	mm
1	80	0
2		40
3		80

Tabelle 8.4 Variierte Parameter bei Versuchen mit Zweiergruppen parallel zum Bauteilrand; Verankerungstiefe $h_{ef} = 80$ mm; Bauteilhöhe $h = 160$ mm

Spalten war i.d.R. nur bei Rand- und Achsabständen von 40 mm zu beobachten. Bei Hinterschnittdübeln war bei größeren Abständen eine Kombination aus Spalten und Betonausbruch oder nur Betonausbruch zu beobachten. Auf Grund der unterschiedlichen Versagensarten kann keine exakte Überprüfung des Bemessungsvorschlages (Gleichung (6.29)) erfolgen. Trägt man das Verhältnis der Bruchlasten einer Zweiergruppe zur mittleren Bruchlast einer Einzelbefestigung für einen Randabstand $c_1 = 80$ mm über das Verhältnis Achsabstand s_1 zu Randabstand c_1 auf, ergibt sich Bild 8.29. Die durchgezogene Linie entspricht dem Verlauf nach Gleichung (8.23) für $c_1 = 80$ mm.

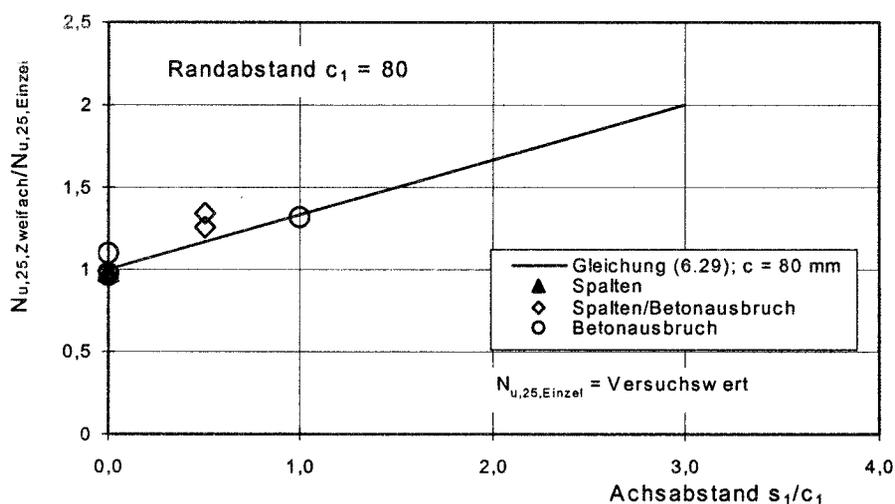


Bild 8.29 Zugversuche mit Zweiergruppen (Hinterschnittdübel) parallel am Bauteilrand; Relative Spaltbruchlast (Zweiergruppe/Einzelbefestigung) in Abhängigkeit vom Verhältnis Achsabstand s_1 /Randabstand c_1

8.3.6.2 Zweiergruppen in der Bauteilecke

Die Rand- und Achsabstände der mit Hinterschnittdübeln durchgeführten Versuche zum Anwendungsfall Zweiergruppe in der Bauteilecke zeigt Tabelle 8.5.

Zeile	Randabstand c_1	Achsabstand s_1
	mm	mm
1	80	0
2		40
3		80
4		160
5	160	0
6		80

Tabelle 8.5 Variierte Parameter bei Versuchen mit Zweiergruppen in der Bauteilecke; Verankerungstiefe $h_{ef} = 80$ mm; Bauteilhöhe $h = 160$ mm

Das Versagen erfolgte überwiegend durch Spalten oder eine Kombination aus Spalten und Betonausbruch. Die durchgeführten Versuchsreihen erlauben einen Vergleich der relativen Spaltbruchlasten (Zweiergruppe Bauteilecke/Einzelbefestigung Bauteilecke) für Randabstände $c = 8$ cm (Hinterschnittdübel (Bild 8.30)) und $c = 16$ cm (Hinterschnittdübel (Bild 8.31)). Der Vergleich zeigt, daß der Bemessungsvorschlag (Gleichung (6.33): durchgezogene Linie) die Zunahme der Bruchlasten mit ansteigendem Achsabstand ausreichend genau beschreibt.

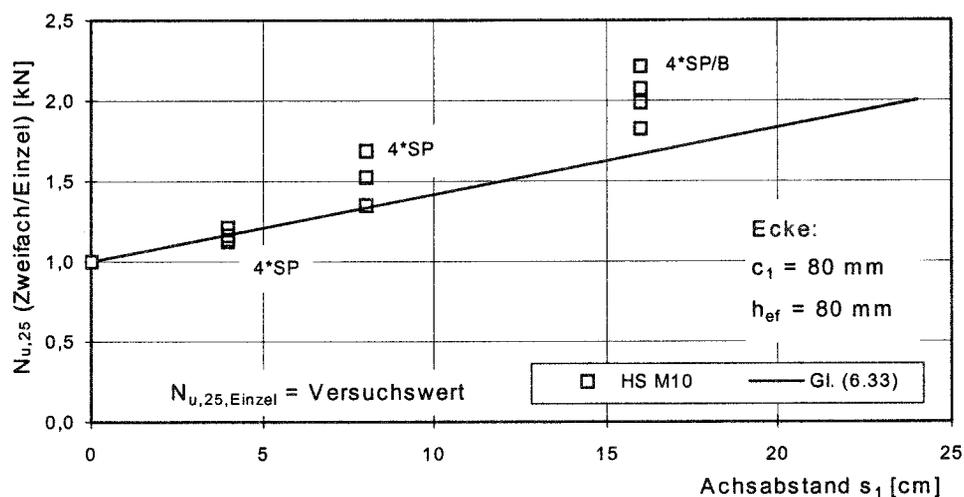


Bild 8.30 Relative Spaltbruchlast in Abhängigkeit vom Achsabstand s_1 , Hinterschnittdübel M10; $c_1 = 80$ mm

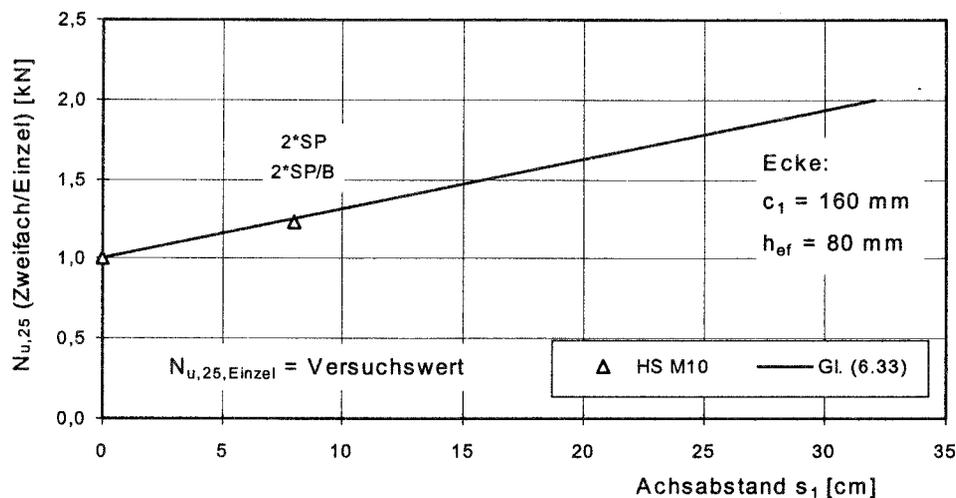


Bild 8.31 Relative Spaltbruchlast in Abhängigkeit vom Achsabstand s_1 , Hinterschnittdübel $c_1 = 160$ mm; Verankerungstiefe $h_{ef} = 80$ mm; Bauteilhöhe $h = 160$ mm

8.3.6.3 Zweiergruppen senkrecht zum Plattenrand

Zur Untersuchung des Anwendungsfalles Zweiergruppe senkrecht zum Plattenrand wurden Versuche mit Hinterschnittdübeln der Größe M10 mit einem Randabstand $c_1 = 8$ cm durchgeführt. Dabei wurde ausgehend von einer Einzelbefestigung der Achsabstand bis auf $s_2 = 16$ cm = $2 c$ vergrößert. Die Bauteilhöhe betrug $h = 16$ cm = $2 h_{ef}$. Die variierten Parameter sind in Tabelle 8.6 zusammengestellt.

Zeile	Randabstand c_1 mm	Achsabstand s_2 mm
1	80	0
2		40
3		80
4		160

Tabelle 8.6 Variierte Parameter bei Versuchen mit Zweiergruppen senkrecht zum Bauteilrand; Verankerungstiefe $h_{ef} = 80$ mm; Bauteilhöhe $h = 160$ mm

In allen Versuchen wurde kein Spaltversagen zum Bauteilrand beobachtet. In der Regel trat Betonausbruch oder ein Biegespaltriß über die gesamte Plattenbreite (Abstützung entsprach Bild 6.21b)) auf. Die ermittelten Bruchlasten in Abhängigkeit des Achsabstandes zeigt Bild 8.32. Betonausbruch war zu erwarten, denn bei den Einzelbefestigungen am Bauteilrand (Hinterschnittdübel) trat ab $c = 12$ cm Spalten/Betonausbruch bzw. Betonausbruch auf. Die durchgezogene Linie gibt die zu erwartende Spaltbruchlast der Zweiergruppe an (Gleichung (6.32)) und zeigt, daß der vorgeschlagene Ansatz auf der sicheren Seite liegt.

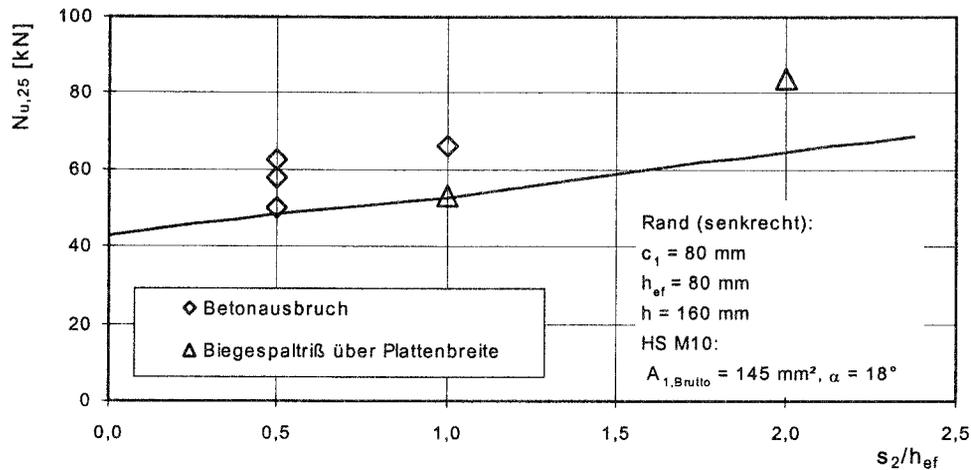


Bild 8.32 Zweiergruppen senkrecht zum Plattenrand; Spaltbruchlast in Abhängigkeit vom Verhältnis Achsabstand s_2 /Verankerungstiefe h_{ef}

8.3.6.4 Vierergruppen am Bauteilrand

Zum Vergleich des Bemessungsansatzes für eine Vierergruppe ($s_1 = s_2$) am Bauteilrand wurden Versuchsreihen mit Hinterschnittdübeln ($h_{ef} = 80$ mm, $h = 160$ mm) mit einem konstanten Randabstand $c_1 = 8$ cm durchgeführt. Dabei wurde der Achsabstand kontinuierlich gesteigert. Tabelle 8.7 zeigt die in den Versuchen variierten Rand- und Achsabstände.

Die ermittelten Bruchlasten für Hinterschnittdübel in Abhängigkeit der Achsabstände sind in Bild 8.33 dargestellt. Während bei den Einzelbefestigungen sowohl Spalten als auch Betonausbruch zu beobachten war, erfolgte das Versagen bei den Vierergruppen durch Betonausbruch oder durch Biegespaltrisse quer über die Plattenbreite. Dies wird durch die Bemessung nach Gleichung (6.34) indirekt bestätigt, denn es ergeben sich rechnerisch höhere Spaltbruchlasten (Bild 8.33: durchgezogene Linie) als die in den Versuchen ermittelten Betonausbruchlasten. Ein direkter Vergleich von Bemessungsvorschlag und Versuch für Spalten kann damit letztendlich bei diesem Anwendungsfall nicht erfolgen.

Zeile	Randabstand c_1	Achsabstand $s_1 = s_2$
	mm	mm
1	80	0
2		40
3		80
4		160

Tabelle 8.7 Variierte Parameter bei Versuchen mit Vierergruppen am Bauteilrand; Verankerungstiefe $h_{ef} = 80$ mm; Bauteilhöhe $h = 160$ mm

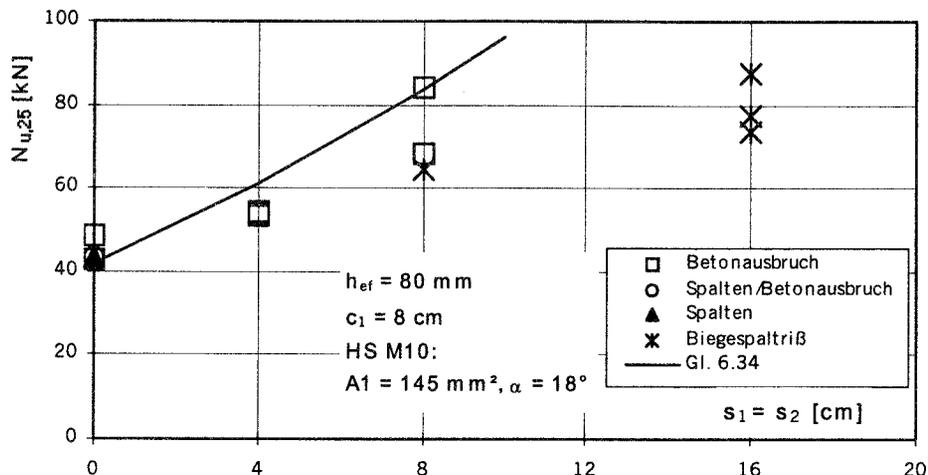


Bild 8.33 Vierergruppen am Bauteilrand, Bruchlasten in Abhängigkeit der Achsabstände ($s_1 = s_2$); Verankerungstiefe $h_{ef} = 80$ mm; Bauteilhöhe $h = 160$ mm

8.3.6.5 Vierergruppen in der Bauteilecke

Bei den Versuchsreihen zum Anwendungsfall Vierergruppen in der Bauteilecke mit Hinterschnittdübeln wurden bei einem konstanten Randabstand $c_1 = c_2 = 80$ mm die Achsabstände $s_1 = s_2$ variiert (Tabelle 8.8). Die Verankerungstiefe betrug $h_{ef} = 80$ mm und die Bauteilhöhe $h = 160$ mm.

Die Ergebnisse der Versuchsreihen - Bruchlast in Abhängigkeit der Achsabstände $s_1 = s_2$ - zeigt Bild 8.34. Während die Einzelbefestigungen durch Spalten versagten, war bei Vierergruppen mit Achsabständen von $s_1 = s_2 = 4$ cm und 8 cm ein Mischversagen Spalten/Betonausbruch oder Betonausbruch zu beobachten. Die Bruchlasten in diesem Bereich sind nahezu identisch mit dem vorgeschlagenen Bemessungsansatz (Bild 8.34: durchgezogene Linie). Bei Achsabständen $s_1 = s_2 = 16$ cm trat das Versagen durch einen Biegeriß quer über die Bauteilecke auf. Versagen im Bereich der Vierergruppe war nicht zu beobachten. Ursache hierfür ist der in den Versuchen in der Bauteilecke gewählte Versuchsaufbau, der schematisch in Bild 8.35 dargestellt ist. Die Bruchlasten liegen auf Grund dessen unterhalb des Bemessungsansatzes.

Zeile	Randabstand $c_1 = c_2$		Achsabstand $s_1 = s_2$	
	mm		mm	
1	80		0	
2			40	
3			80	
4			160	

Tabelle 8.8 Variierte Parameter bei Versuchen mit Vierergruppen in der Bauteilecke; Verankerungstiefe $h_{ef} = 80$ mm; Bauteilhöhe $h = 160$ mm

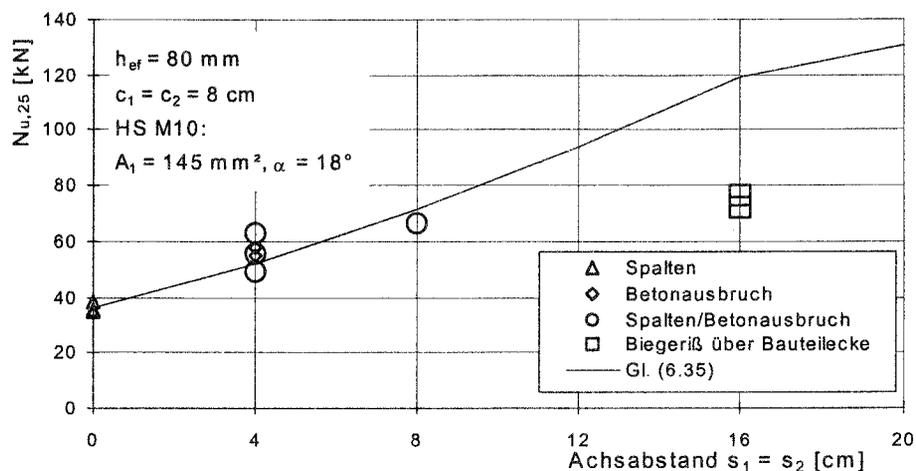


Bild 8.34 Vierergruppen in der Bauteilecke ($c_1 = c_2 = 80 \text{ mm}$), Bruchlasten in Abhängigkeit der Achsabstände ($s_1 = s_2$), Versuche mit Hinterschnittdübel M10

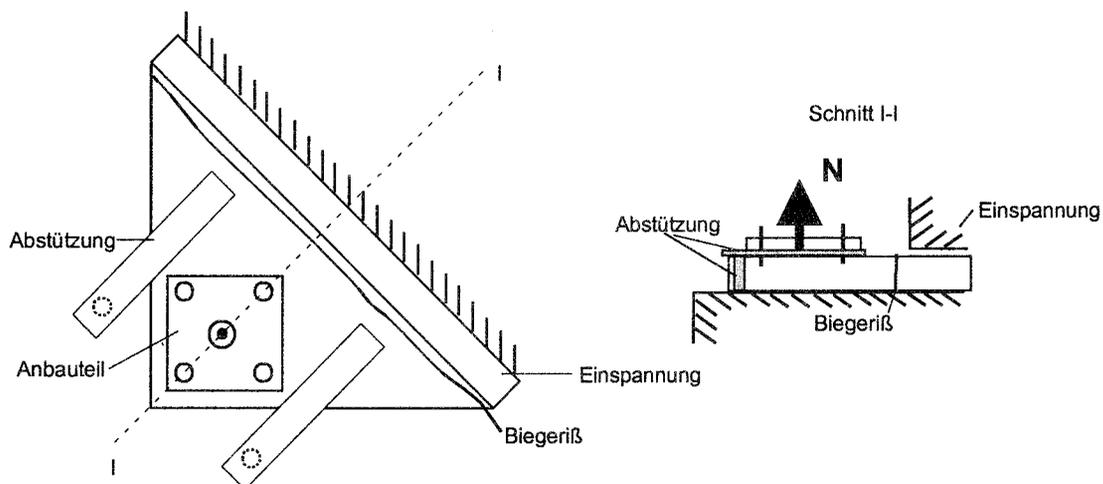


Bild 8.35 Zugversuche in der Bauteilecke, Schematischer Versuchsaufbau bei Befestigungsgruppen, Versagen bei $s_1 = s_2 = 160 \text{ mm}$; $c_1 = c_2 = 80 \text{ mm}$

8.4 Versuche mit form- und reibschlüssigen Befestigungen

8.4.1 Einfluß der Dübelgröße

8.4.1.1 Allgemeines

Zur Untersuchung des Einflusses der Dübelgröße wurden Versuche mit Spreiz- und Hinterschnittdübeln unterschiedlicher Größe mit enger Abstützung, konstanter Bauteilgröße und Verankerungstiefe durchgeführt. Damit sollte der Einfluß der Lasteinleitungsfläche untersucht werden. Bei den geprüften Hinterschnittdübeln kann von einer konstanten Lasteinleitungsfläche während des Versuchs ausgegangen werden. Bei Spreizdübeln hingegen wird der Konus mit zunehmender Zugkraft weiter in die Spreizelemente gezogen, so daß die Lasteinleitungsfläche sich mit zunehmender Verschiebung verändert.

Der Lasteinleitungsdurchmesser entspricht in etwa dem Bohrlochdurchmesser, der

durch das Bohrereckmaß bestimmt wird. Bild 8.36 zeigt die Spaltbruchlasten in Abhängigkeit des Bohrereckmaßes für Spreiz- und Hinterschnittdübel. Während bei Spreizdübeln die Spaltbruchlasten nahezu konstant bleiben, ist bei Hinterschnittdübeln eine deutliche Zunahme der Spaltbruchlasten mit zunehmendem Bohrlochdurchmesser zu beobachten. Sie steigt proportional mit dem Bohrlochdurchmesser $d_B^{0,7}$ an.

Da man i.a. bei beiden Dübelssystemen mit zunehmendem Bohrlochdurchmesser auch von einer zunehmenden Lasteinleitungsfläche ausgeht, sollten die Spaltbruchlasten für beide Dübelssysteme ansteigen. Dies wird durch die Versuche mit Hinterschnittdübeln bestätigt. Der nahezu konstante Verlauf der Spaltbruchlasten bei Spreizdübeln scheint nicht plausibel. Um die Versuchsergebnisse mit dem Bemessungsansatz zu vergleichen, ist deshalb eine genaue Bestimmung der Lasteinleitungsflächen beider Systeme notwendig.

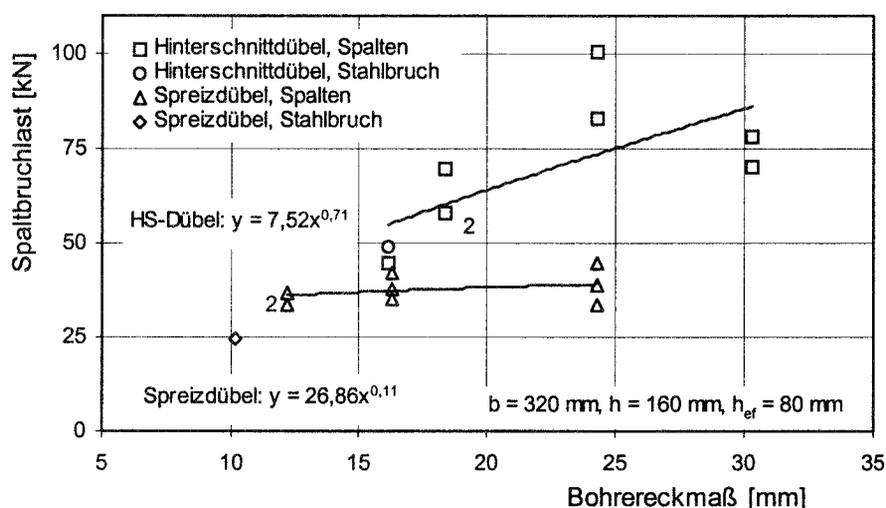


Bild 8.36 Bruchlasten in Abhängigkeit der Bohrereckmaße, Zugversuche in Plattenstreifen mit Spreizdübeln des Bolzentyps und Hinterschnittdübel, $\beta_w = 24,1 \text{ N/mm}^2$, enge Abstützung

8.4.1.2 Hinterschnittdübel

Bei Hinterschnittdübeln wird in den Bemessungsansätzen von der Lasteinleitungsfläche A_1 senkrecht zur Lastrichtung ausgegangen. Bei Spreizdübeln wird die Fläche A_{MANTEL} parallel zur Lastrichtung angesetzt. Um den Vergleich anschaulich darzustellen, soll an dieser Stelle auch für Hinterschnittdübel von A_{MANTEL} ausgegangen werden. Da A_1 und A_{MANTEL} über den Lasteinleitungswinkel verknüpft sind, bedeutet dies keine grundsätzlich andere Betrachtungsweise.

Zur exakten Bestimmung der Lasteinleitungsfläche A_{MANTEL} wurden die Hinterschnittdübel nach den Versuchen vermessen. Aus Schulterbreite a_s und dem Neigungswinkel α der Spreizelemente lässt sich die Lasteinleitungshöhe h_{LE} ermitteln (Asmus/Eligehausen (1996)). Trägt man diese über das Bohrereckmaß auf (Bild 8.37), zeigt sich mit zunehmendem Bohrereckmaß eine annähernd konstante

Lasteinleitungshöhe und damit insgesamt eine mit dem Bohrlochdurchmesser zunehmende Lasteinleitungsfläche A_{MANTEL} . Dabei wurden die Zwischenräume der Spreizlappen vernachlässigt (siehe Abschnitt 6.2.3). Die Zunahme der Lasteinleitungsfläche führt bei konstanten Bauteilabmessungen zu einer nach dem Bemessungsansatz mit dem Exponent 0,5 ansteigenden Spaltbruchlast. Bild 8.38 zeigt die Spaltbruchlast in Abhängigkeit der Lasteinleitungsflächen. In den Versuchen mit Hinterschnittdübeln steigen die Spaltbruchlasten ebenfalls proportional zur Wurzel der Lasteinleitungsfläche ($N_{u,sp} \sim A_{\text{Mantel}}^{0,5}$) an und bestätigen somit den Bemessungsansatz für formschlüssige Befestigungen. Die relativ großen Streuungen der gemessenen Spaltbruchlasten werden auf Streuungen des Betongefüges im unmittelbaren Lasteinleitungsbereich zurückgeführt. So verläuft bei dem Versuch mit einer Spaltbruchlast $N_u \approx 100$ kN der Spaltriß nicht quer über den Plattenstreifen, sondern senkrecht dazu, so daß sich die Rißlänge von $b = 32$ cm auf 55 cm erhöht (Asmus/Eligehausen (1996)). Berücksichtigt man diesen Umstand liegt dieser Versuch im Streuband der anderen Ergebnisse.

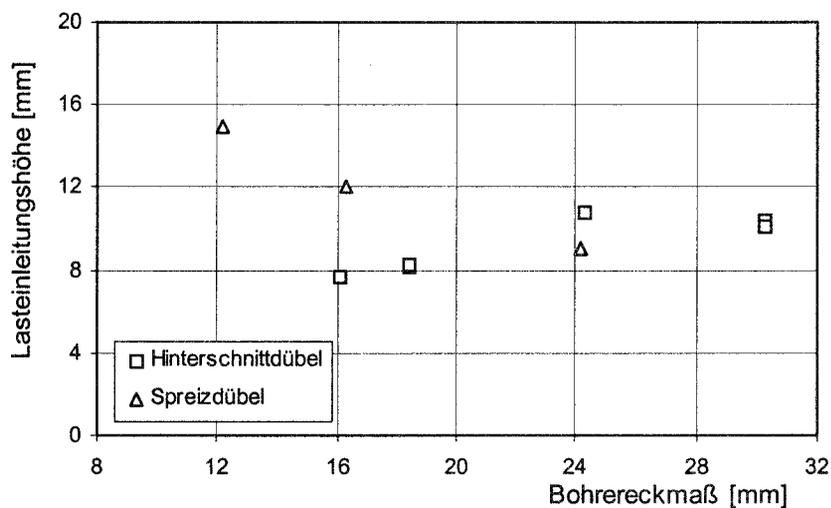


Bild 8.37 Nach Zugversuchen mit Hinterschnitt- und Spreizdübeln ermittelter Zusammenhang zwischen Lasteinleitungshöhe und Bohrereckmaß

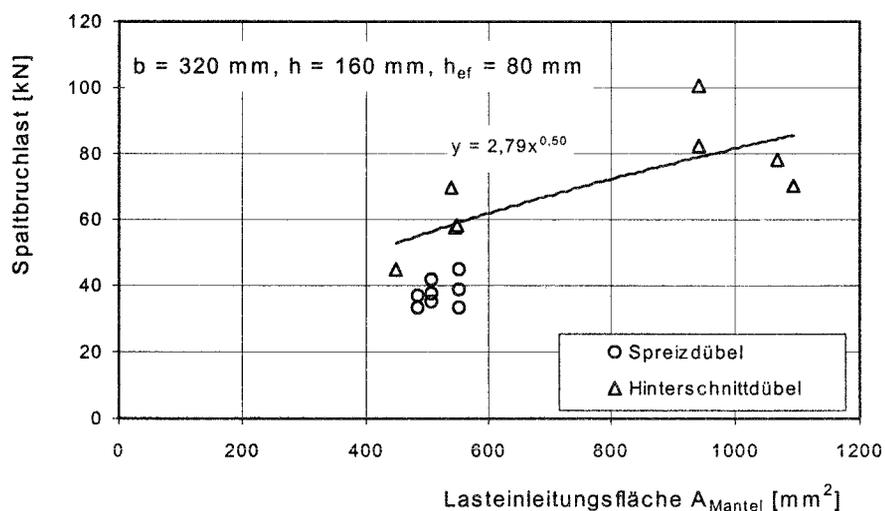


Bild 8.38 Spaltbruchlast in Abhängigkeit der Lasteinleitungsfläche A_{Mantel} für Hinterschnittdübel und drehmomentkontrolliert spreizende Dübel

8.4.1.3 Drehmomentkontrolliert spreizende Dübel

Ähnlich wie bei den Hinterschnittdübeln wird bei Spreizdübeln die Lasteinleitungsfläche A_{Mantel} durch die Lasteinleitungshöhe h_{LE} und dem wirksamen Umfang l_w bestimmt. Um die Lasteinleitungshöhe h_{LE} zum Zeitpunkt des Versagens zu ermitteln, wurde die Gesamtverschiebung der Dübel aus der Summe der Verschiebung bei der Vorspannung s_v (Aufbringen des Drehmoments) und der Bruchlastverschiebung s_u (Aufbringen der Zugkraft) berechnet ($s_{\text{ges}} = s_v + s_u$). Die Einzel- und Gesamtverschiebungen sind im Anhang angegeben. Unter der Annahme, daß sich die Spreizelemente nach dem Einschlagen des Dübels auf Grund ihrer äußeren Verzahnung nicht mehr verschieben, erfolgt die Verspreizung durch Einziehen des Konus um diese Gesamtverschiebung in die Spreizelemente. Wegen der komplizierten geometrischen Ausbildung im Lasteinleitungsbereich und dem nahezu vollständigen Anlegen der Spreizelemente an die Konen („duktiles“ Verhalten der Schalen) wurde eine zeichnerische Bestimmung der Lasteinleitungshöhe h_{LE} vorgenommen. Dabei wurden die für jede Dübelgröße ermittelten mittleren Gesamtverschiebungen angesetzt. Das Prinzip der Ermittlung für die Größe M16 zeigt Bild 8.39. Dargestellt ist die Lage der Spreizelemente vor und nach dem Vorspannen sowie bei Erreichen der Bruchlast. Der Vergleich der zeichnerischen Lösung mit der Lage der Spreizelemente nach Ausbau der Dübel (Bild 8.40) zeigt eine sehr gute Übereinstimmung. Vergleicht man die so ermittelten Lasteinleitungshöhen mit dem Bohrereckmaß (Bild 8.37), so ist bei zunehmendem Bohrereckmaß eine abnehmende Lasteinleitungshöhe festzustellen. Dies führt trotz unterschiedlicher Dübelgröße unter Berücksichtigung der Zwischenräume der Spreizelemente zu annähernd gleich großen Lasteinleitungsflächen ($A_{\text{MANTEL}} = 480 \dots 550 \text{ mm}^2$). Da die Bruchfläche konstant war, ergaben sich demzufolge auch keine signifikanten Unterschiede der Spaltbruchlasten für die einzelnen Dübelgrößen (Bild 8.38).

Nach detaillierter Auswertung insbesondere der Lasteinleitungsflächen bei Erreichen der Bruchlast ist festzustellen, daß die Versuche zum Einfluß der Dübelgröße den im Bemessungskonzept vorgeschlagenen Ansatz für form- und reibschlüssige Befestigungen bestätigen.

Für eine praktikable Bemessung sind bei Spreizdübeln aber Abschätzungen der Lasteinleitungsfläche notwendig.

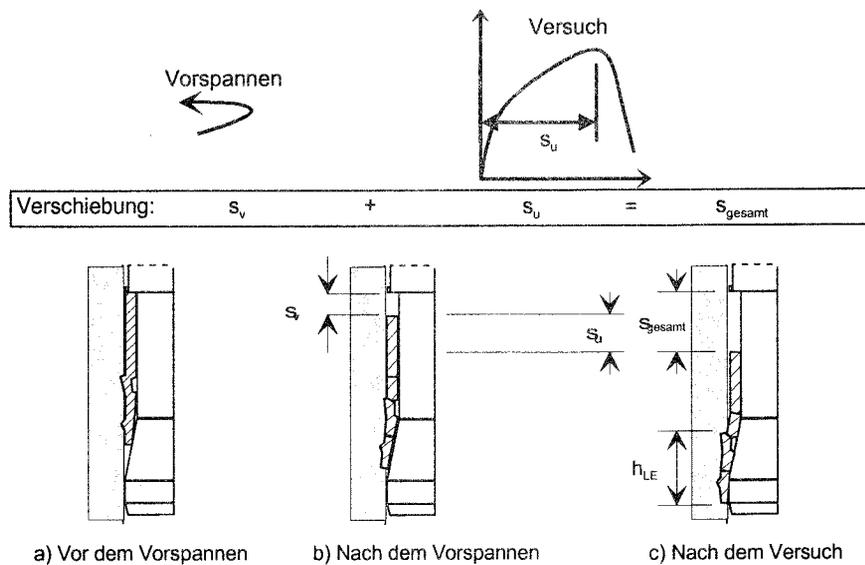


Bild 8.39 Prinzipielle zeichnerische Ermittlung der Lasteinleitungshöhe bei drehmomentkontrolliert spreizenden Dübeln (Größe M16)

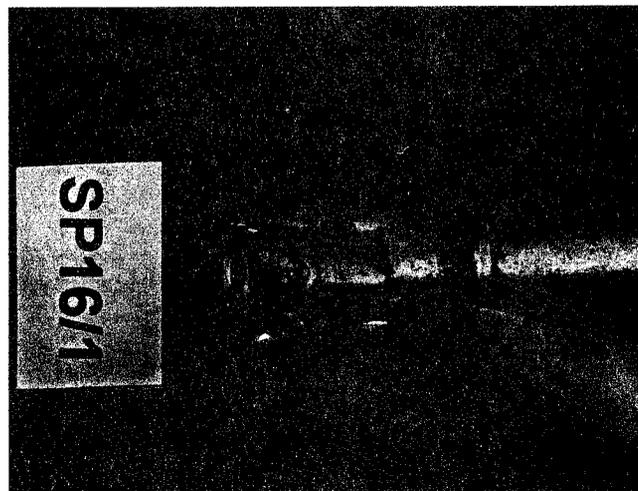


Bild 8.40 Vergleich der zeichnerischen Ermittlung mit der Lage der Spreizelemente nach dem Versuch (Größe M16)

8.1.1 Einfluß des Tragmechanismus und der Betondruckfestigkeit

8.1.1.1 Allgemeines

Zur Untersuchung des Einflusses des Tragmechanismus wurden Einzelbefestigungen mit reibschlüssigem (Spreizdübeln des Hülsentyps (M12) und des Bolzentyps (M16)) sowie formschlüssigem Tragmechanismus (Hinterschnittdübel (M10)) mittig in Würfeln mit 200 mm Kantenlänge gleicher Herstellungslage mit einer Verankerungstiefe von $h_{ef} = 80$ mm gesetzt. Die Bohrereckmaße betragen ca. 18,3 mm (Hülsentyp) und 16,3 mm (Bolzentyp und Hinterschnittdübel). Die Betondruckfestigkeit wurde in den Versuchen mit $\beta_w = 22,7$ N/mm² und $\beta_w = 49,2$ N/mm² variiert. Parallel dazu wurden in Versuchen die

Umsetzungsverhältnisse F_{Spa}/F_Z an der gleichen Liefercharge der in den Zugversuchen verwendeten Spreizdübel bestimmt.

Alle Dübel in niederfestem Beton versagten durch Spaltbruch. Bei den Versuchen in höherfestem Beton versagten die Hinterschnittdübel durch Stahlbruch der Gewindestange und die Spreizdübel durch Spaltbruch. Die Ergebnisse der Zugversuche sind in Tabelle 8.9 zusammengestellt. Weitere Einzelheiten zu den Versuchen enthält Asmus (1995/4).

Zeile	Dübel ¹⁾	BLT ²⁾	M_D ³⁾	N_U	s_U ⁴⁾	Versagen ⁵⁾	N_U Mittel ⁶⁾	$N_{U,25}$ ⁷⁾	$N_{U,25}$ Mittel ⁵⁾
		mm	Nm	KN	mm		kN	kN	kN
Versuche im niederfesten Beton mit $\beta_w = 22,7 \text{ N/mm}^2$									
1	HS M10	92,3	-	43,8	7,25	SP	42,27	45,97	44,36
2		90,8	-	39,5	3,21	SP		41,45	
3		91,3	-	43,5	4,20	SP		45,65	
4	HT M12	109,	40	33,3	3,97	SP	32,97	35,80	35,44
5		106,7	40	34,4	5,34	SP		36,98	
6		105,7	40	31,2	4,88	SP		33,54	
7	BT M16	111,5	62,5	28,7	2,98	SP	32,10	30,85	34,51
8		118,7	62,5	36,7	4,20	SP		39,45	
9		117,4	62,5	30,9	5,65	SP		33,22	
Versuche im hochfesten Beton mit $\beta_w = 49,2 \text{ N/mm}^2$									
1	HS M10	90,4	-	49,8	6,49	S ⁸⁾ /S	49,87	-	-
2		90,4	-	50,1	5,34	S		-	
3		92,0	-	49,7	7,63	S		-	
4	HT M12	106,4	40	67,4	3,51	S ⁸⁾ /SP	64,50	40,56	38,82
5		104,4	40	66,4	8,85	SP		39,96	
6		105,4	40	59,7	5,04	SP		35,93	
7	BT M16	119,3	62,5	64,1	8,54	SP	60,43	38,58	36,37
8		118,2	62,5	62,9	8,32	SP		37,86	
9		117,1	62,5	54,3	4,73	SP		32,68	

¹⁾ HS M10 = Hinterschnittdübel M10; HT M12 = Spreizdübel – Hülsentyp M10; BT M16 = Spreizdübel – Bolzentyp M10

²⁾ Bohrlochtiefe

³⁾ aufgebrachtes Drehmoment

⁴⁾ Verschiebung bei Höchstlast N_U

⁵⁾ SP = Spaltversagen; s = Stahlbruch

⁶⁾ Mittelwert

⁷⁾ Hinterschnittdübel $N_{U,25} = (25/\beta_w, \text{Versuch})^{0,5} \cdot N_U$; Spreizdübel $N_{U,25} = (25/\beta_w, \text{Versuch})^{0,75} \cdot N_U$

⁸⁾ Zugstange gerissen, Versuch wiederholt

Tabelle 8.9 Ergebnisse der Zugversuche in Würfeln (Kantenlänge 20 cm) mit unterschiedlichen Dübelssystemen ($h_{\text{ef}} = 80 \text{ mm}$) in nieder- und hochfestem Beton

8.4.2.2 Ergebnisse zum Einfluß der Betondruckfestigkeit

Weil die Hinterschnittdübel in höherfestem Beton durch Stahlbruch versagten, kann eine experimentell bestätigte Aussage zum Einfluß der Betondruckfestigkeit auf die Spaltbruchlast nur für Spreizdübel erfolgen. Entsprechend dem Bemessungsansatz für Hinterschnittdübel steigt die Spaltbruchlast proportional zur Wurzel der Betondruckfestigkeit an (Gleichung (6.8)). Bei Spreizdübeln steigt die Spaltbruchlast nach Gleichung (7.29) mit $\beta_w^{0,75}$ an. Dies ist natürlich nicht auf eine unterschiedliche Bewertung der Zugtragfähigkeit des Betons bei Spreizdübeln gegenüber formschlüssigen Befestigungen, sondern auf den unterschiedlichen

Tragmechanismus der beiden Systeme zurückzuführen.

Die gemessenen Höchstlasten N_u in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit zeigt Bild 8.41. Für die Spreizdübel des Hülsen- und Bolzentyps wurden jeweils potentielle Regressionen durchgeführt (Bild 8.41). Danach nimmt die Spaltbruchlast proportional zu $N_{u,sp} \sim \beta_w^{0,86}$ (Hülstentyp) bzw. $\beta_w^{0,82}$ (Bolzentyp) zu und bestätigt damit grundsätzlich den im Bemessungsansatz für Spreizdübel vorgeschlagenen Trend ($N_{u,sp} \sim \beta_w^{0,75}$). Der für Hinterschnittdübel zu erwartende Verlauf ($N_{u,sp} \sim \beta_w^{0,50}$) ist ebenfalls in Bild 8.41 eingetragen, kann aber auf Grund des vorher eintretenden Stahlbruchs nicht experimentell belegt werden.

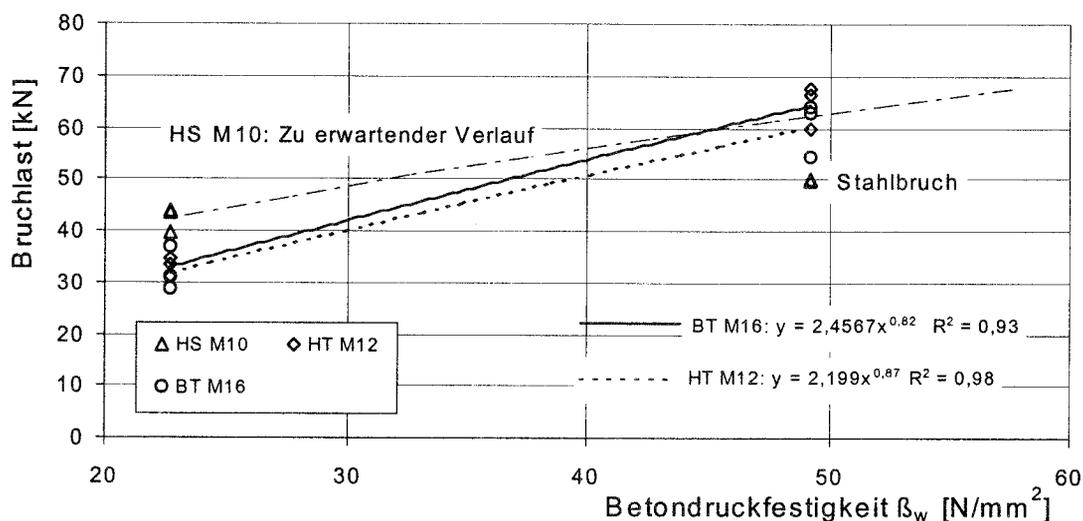


Bild 8.41 Zugversuche in Würfeln mit unterschiedlichen Dübelssystemen (Hinterschnittdübel; Spreizdübel – Hülstentyp; Spreizdübel – Bolzentyp); Bruchlast in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit.

8.4.2.3 Einfluß des Tragmechanismus

In Abschnitt 7.3 wird die Vorgehensweise zur Ermittlung der Spaltbruchlasten von Spreizdübeln erläutert. Darin wird der signifikante Einfluß des Tragmechanismus und der Umsetzungsverhältnisse unterstrichen. Die Berechtigung der theoretischen Vorgehensweise soll anhand der Versuche nachgewiesen werden. Die Berechnung bzw. das Ausmessen der Lasteinleitungsflächen zeigte, daß näherungsweise von etwa gleichen Lasteinleitungsflächen A_{MANTEL} ($A_{\text{MANTEL}} = 480 \dots 600 \text{ N/mm}^2$) ausgegangen werden kann.

Bild 8.42 a) zeigt, daß die unterschiedlichen Dübelssysteme trotz gleicher Versuchsparameter unterschiedliche Spaltbruchlasten erreichen. Dabei versagten die Spreizdübel des Hülstentyps und Bolzentyps bei nahezu gleichen Höchstlasten und die Hinterschnittdübel bei deutlich größeren Spaltbruchlasten. Die Spreizdübel erreichten im niederfesten Beton ca. 80% der Spaltbruchlasten der Hinterschnittdübel.

Die in Funktionsersatzprüfungen II gemessene Spaltkraft in Abhängigkeit von der

Zugkraft ist in Bild 8.42 b) aufgetragen. Es wird erwartungsgemäß deutlich, daß die Spaltkräfte des formschlüssigen Befestigungssystems (Hinterschnittdübel; $\alpha = 18^\circ$) bei gleichen Lasten geringer sind als die der Spreizdübel. Die Mittelwertkurven der Spreizdübel verlaufen dabei bis zum Herausziehen nahezu linear. Bei den Hinterschnittdübeln nimmt die Spaltkraft bei steigender Vorspannkraft i.d.R. progressiv zu. Der theoretische Verlauf nach Gleichung (7.18) ist in Bild 8.42 b) dargestellt. Der hier in den Versuchen gemessene mittlere nahezu lineare Verlauf wird auf die relativ geringen Pressungen (ca. $5\beta_w$) zurückgeführt.

Nach Berücksichtigung der Umsetzung für das jeweilige Dübelssystem ergeben sich Spaltkräfte, die in einem engen Streuband liegen (Bild 8.42 c); unten rechts). Der Variationskoeffizient der Einzelversuche beträgt $V = 11,7\%$ ($n = 9$, $\beta_w = 23,4 \text{ N/mm}^2$) bzw. $V = 7,7\%$ ($n = 6$, $\beta_w = 49,2 \text{ N/mm}^2$). Dies belegt, daß die Rückrechnung der Zugkräfte in Spaltkräfte im Augenblick des Spaltversagens bei ansonsten gleichen Parametern zu annähernd gleichen Spaltkräften führt.

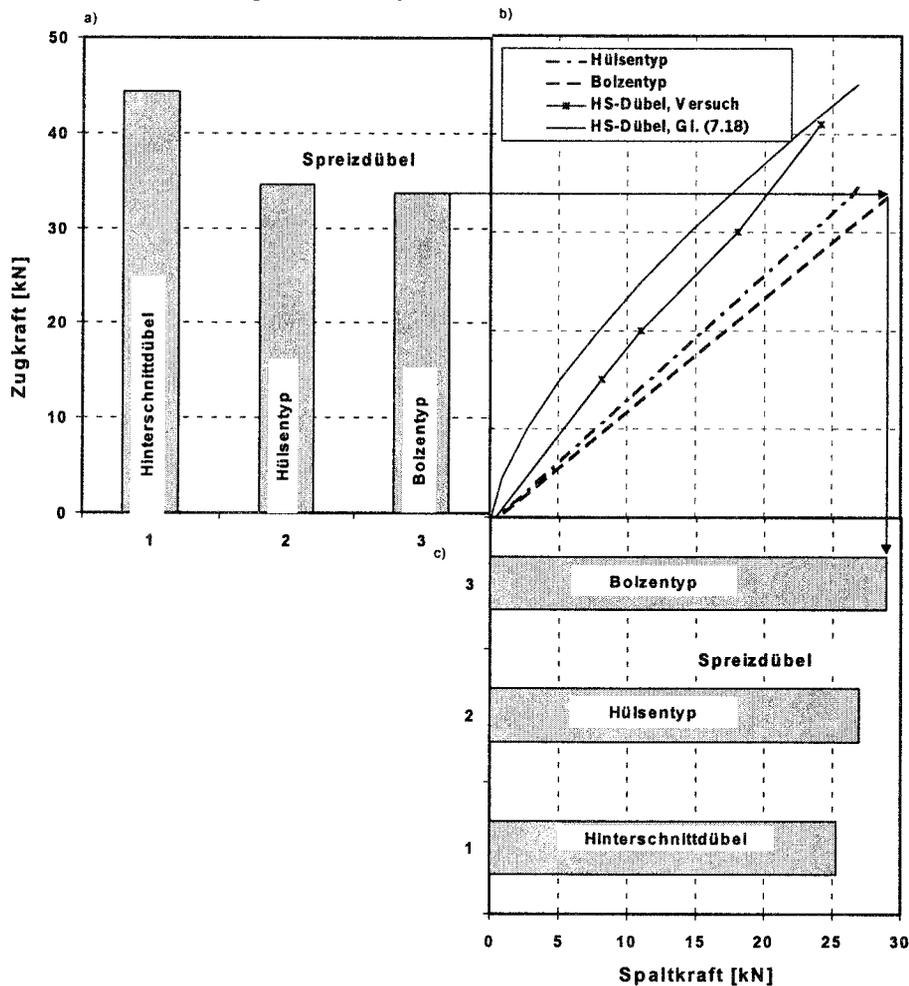


Bild 8.42 Auswertung von Zugversuchen mit unterschiedlichen Dübelssystemen und Tragmechanismen unter Berücksichtigung der Umsetzung Zug- in Spaltkräfte

- In Zugversuchen gemessene mittlere Spaltbruchlast in Würfeln (200 mm Kantenlänge) (oben links)
- Gemessene Umsetzung Zug- in Spaltkräfte (oben rechts)
- Errechnete Spaltkräfte (unten rechts)

8.5 Versuche mit reibschlüssigen Befestigungen

8.5.1 Einzelbefestigungen in Plattenstreifen - Einfluß der Bauteilbreite

Zur Untersuchung des Einflusses der Bauteilbreite in Plattenstreifen wurden Versuche mit drehmomentkontrolliert spreizenden Dübeln des Hülsen- und Bolzentyps durchgeführt. Dabei wurde die Bauteilbreite ($b = 160 \dots 640$ mm) bei konstanter Bauteilhöhe $h = 160$ mm variiert. Die Verankerungstiefe der mittig im Bauteil angeordneten Einzelbefestigungen betrug $h_{ef} = 80$ mm.

Zeile	Spreizdübeltyp	Bauteilbreite b
		mm
1	Hülsentyp M12	160
2		320
3		480
4		640
5	Bolzentyp M16	160
6		640

weite Abstützung $l_{Stat} \approx 40$ cm

Tabelle 8.10 Variierte Parameter bei Versuchen mit Einzelbefestigungen in Plattenstreifen - Einfluß der Bauteilbreite; Verankerungstiefe $h_{ef} = 80$ mm; Bauteilhöhe $h = 160$ mm

Analog zur Verfahrensweise bei formschlüssigen Befestigungen (Abschnitt 8.3.1.1) werden der Bewertung der Versuchsergebnisse Ausführungen zum Last-Verschiebungsverhalten vorangestellt.

Der Last-Verschiebungsverlauf von Spreizdübeln des Hülsentyps weist im Bild 8.44 prinzipiell ein ähnlichen Verlauf wie bei Hinterschnittdübeln auf. Allerdings muß auf Grund des Tragmechanismus Reibschluß hierbei davon ausgegangen werden, daß die Verschiebungen im wesentlichen auf das Einziehen der Konen in die Spreizelemente zurückzuführen sind (siehe Abschnitt 8.4.1). Damit ist mit ansteigender Verschiebung auch von einer zunehmenden Lasteinleitungshöhe h_{LE} auszugehen. Dies gilt bis der Konus soweit in die Hülse eingezogen ist, daß das Konusende mit den Spreizhülsenenden abschließt. Danach erfolgt keine weitere Zunahme der Lasteinleitungshöhe.

Somit ist bei der Versuchsserie mit Spreizdübeln nicht nur der Anstieg der Bauteilbreite sondern auch der Lasteinleitungshöhe zu berücksichtigen. Da die gleiche Dübelgröße innerhalb der Serie verwendet wurde, ist der Lasteinleitungsdurchmesser konstant. Geht man davon aus, daß die Verschiebung aus oben genannten Gründen tendenziell der Lasteinleitungshöhe entspricht, ergibt sich $N_{U,30} \sim s_U^{0,4} \sim h_{LE}^{0,4}$ (Bild 8.44 b). Eliminiert man diesen die Spaltbruchlast beeinflussenden Anteil, steigt die Spaltbruchlast in Abhängigkeit der Bauteilbreite mit $N_{U,30} \sim b^{0,95 - 0,40} = 0,55$ wie bei den Hinterschnittdübeln und dem vorgeschlagenen Ansatz an.

Insgesamt wird der im Bemessungsvorschlag angesetzte Anstieg der Spaltbruchlast in Abhängigkeit der Bauteilbreite mit $N_U \sim b^{0,5}$ durch die aufgeführten Versuchsreihen

bestätigt. Der in den Versuchen mit Spreizdübeln ermittelte nahezu lineare Anstieg zwischen Spaltbruchlast und Bauteilbreite ist auf ein gleichzeitiges Zunehmen der Lasteinleitungshöhe infolge Einziehen des Konus in die Sprezhülse zurückzuführen. Dies wird bei der vereinfachten Bemessung von Spreizdübeln berücksichtigt (Gleichung (7.31)).

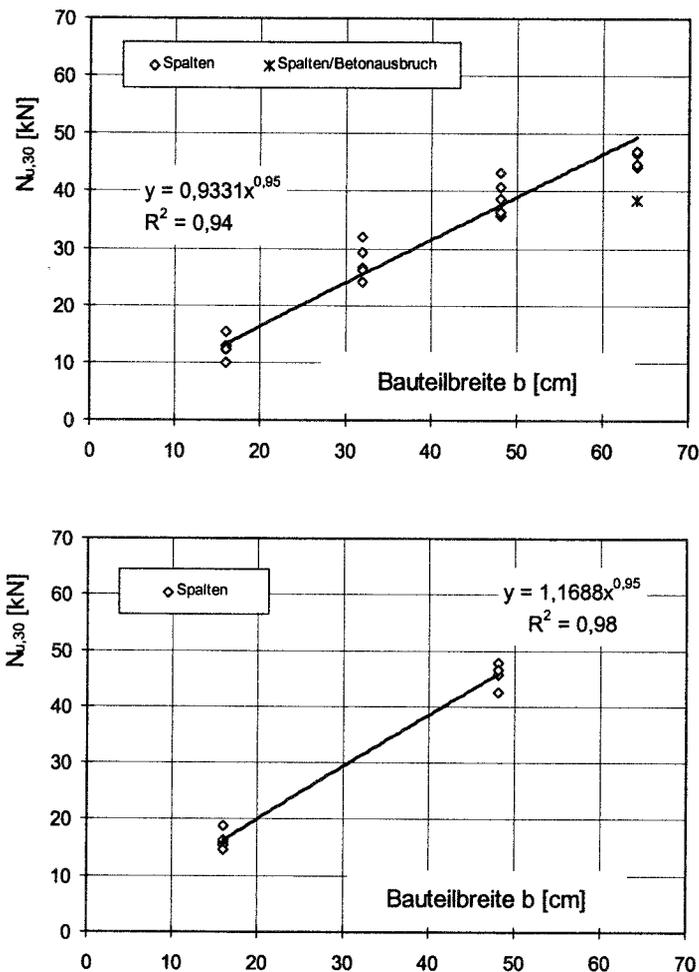


Bild 8.43 Zugversuche mit Einzelbefestigungen in Plattenstreifen, Bauteilhöhe $h = 16$ cm, Verankerungstiefe $h_{ef} = 80$ mm

- Spreizdübel (Hülstentyp M12); weite Abstützung ($e \sim 40$ cm); Asmus (1995/4)
- Spreizdübel (Bolzentyp M16); weite Abstützung ($e \sim 40$ cm); Asmus (1995/4)

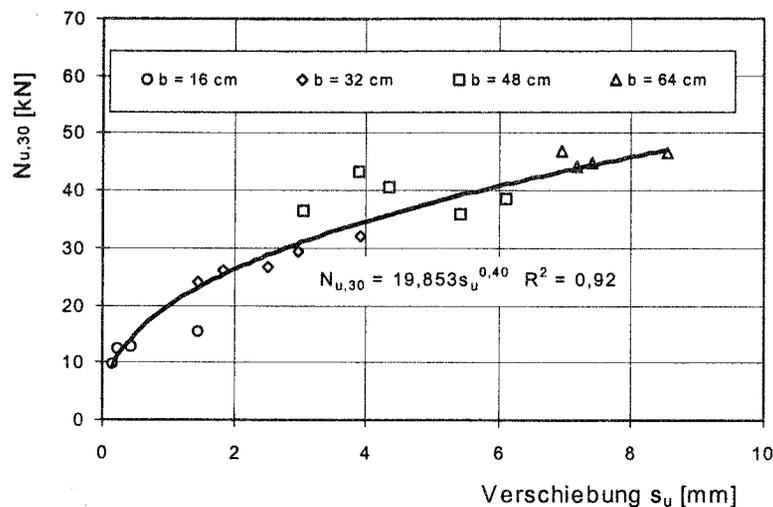


Bild 8.44 Spaltbruchlast $N_{u,30}$ in Abhängigkeit der Verschiebung s_u für Spreizdübel - Hülsentyp M12 (Asmus (1995/4))

8.5.2 Zusammenfassender Vergleich der rechnerischen und experimentellen Spaltbruchlasten von Einzelbefestigungen

8.5.2.1 Allgemeines

Zur Überprüfung des Bemessungsansatzes für Spreizdübel wurden Versuche mit Dübeln des Hülsen- und Bolzentyps durchgeführt. Bereits während der Auswertung einzelner Versuchsreihen zeigte sich, wie schwierig und umständlich es bei diesen Dübeln ist, die exakte Lasteinleitungsfläche zu ermitteln (siehe Abschnitt 8.4.1). Dies erfolgte auch nur in einigen Versuchen.

Auf Grund dieser Problematik wurde in Abschnitt 7.3.2 mit Gleichung (7.31) ein vereinfachter, praktikabler Ansatz für Spreizdübel vorgeschlagen. Folgend soll die Gültigkeit dieses Ansatzes im anschließenden Vergleich mit Versuchsergebnissen nachgewiesen werden. Der Vergleich der experimentellen und rechnerischen Spaltbruchlasten erfolgt getrennt für Spreizdübel des Hülsen- und Bolzentyps. Der Faktor $k_{\text{DÜBEL}}$ in Gleichung (7.31) wird aus den Versuchen abgeleitet.

8.5.2.2 Drehmomentkontrolliert spreizende Dübel - Hülsentyp

Mit Spreizdübeln des Hülsentyps wurden Versuche mit der Größe M12 in Plattenstreifen (mit und ohne Biegeeinfluß), am Bauteilrand ($n = 8$) und in der Bauteilecke ($n = 4$) durchgeführt ($\Sigma n = 34$). Der ermittelte Faktor beträgt $k_{\text{DÜBEL}} = 0,088$. Der Variationskoeffizient liegt mit $V = 21,1\%$ in der gleichen Größenordnung wie bei Hinterschnittdübeln (Bild 8.45 a). Ohne Berücksichtigung von Versuchen mit Biegeeinfluß ergibt sich $V = 19,9\%$ (Faktor $k_{\text{DÜBEL}} = 0,098$; Bild 8.45 b). Die Auswertung zeigt, daß die vereinfachte Bemessung nach Gleichung (7.31) für die verschiedenen Anwendungsfälle ausreichend genaue Ergebnisse liefert.

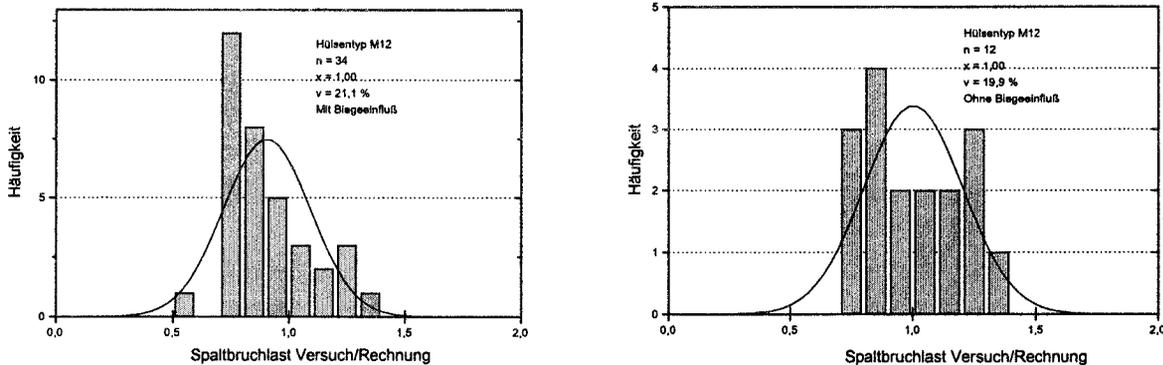


Bild 8.45 Zugversuche mit drehmomentkontrolliert spreizenden Dübeln - Hülseentyp in Plattenstreifen, am Plattenrand und in der Bauteilecke
 a) Hülseentyp M12 mit Biegeeinfluß
 b) Hülseentyp M12 ohne Biegeeinfluß

8.5.2.3 Drehmomentkontrolliert spreizende Dübel - Bolzentyp

Mit drehmomentkontrolliert spreizenden Dübeln des Bolzentyps wurden 23 Versuche in Plattenstreifen mit ($l_{\text{STAT}} = 40 \text{ cm}$) und ohne Biegeeinfluß durchgeführt. Von diesen 23 Versuchen erfolgten 17 mit der Größe M16 und je 3 mit der Größe M12 und M24. Obwohl sich für jede Größe ein „eigener“ Gesamtfaktor ergibt, werden hier aus Auswertungsgründen zunächst alle Versuche (Bild 8.46 a) und in einer zweiten Auswertung nur die Versuche mit der Größe M16 (Bild 8.46 b) herangezogen.

Der Faktor $k_{\text{DÜBEL}}$ beträgt $k_{\text{DÜBEL}} = 0,105$. Die statistische Auswertung ergibt in beiden Tabellen nur sehr geringe Streuungen ($V < 13\%$). Dies zeigt zumindest die Gültigkeit der Gleichung (7.31) für die in den Versuchsreihen variierten Parameter (Bauteilbreite, Dübelgröße) und den Anwendungsfall Plattenstreifen. Da Spreizdübel des Bolzentyps ähnlich wie Spreizdübel des Hülseentyps tragen, sollte die Gültigkeit auch bei anderen Anwendungsfällen und Parametern bestehen.

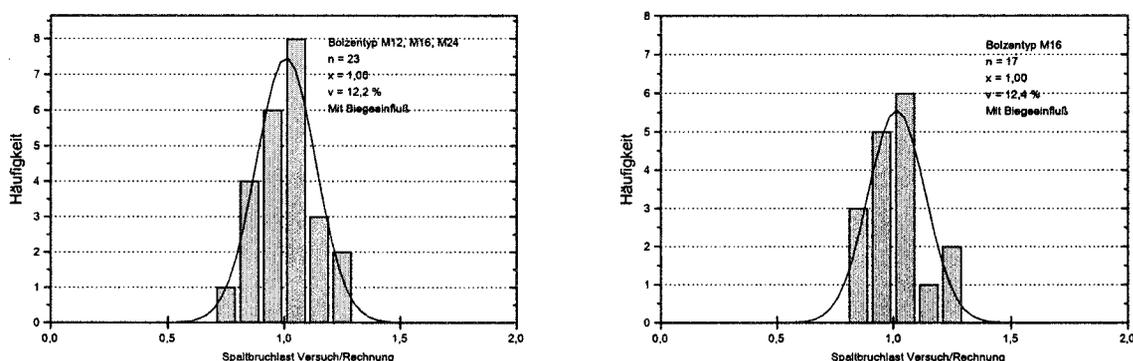


Bild 8.46 Zugversuche mit drehmomentkontrolliert spreizenden Dübeln - Bolzentyp in Plattenstreifen
 a) Bolzentyp M12 ($n = 3$), M16 ($n = 17$), M24 ($n = 3$) mit Biegeeinfluß
 b) Bolzentyp M16 mit Biegeeinfluß

8.5.3 Befestigungsgruppen in Plattenstreifen

8.5.3.1 Zweiergruppen senkrecht zum Bauteilrand

Zur Untersuchung des Einflusses des Achsabstandes senkrecht zum Bauteilrand bei reibschlüssigen Befestigungen wurden neben Versuchen mit Hinterschnittdübeln (Walser (1990)) eigene Versuche mit Spreizdübeln (Asmus 1995/4) durchgeführt. Mit Spreizdübeln des Hülsentyps wurden Versuche in Plattenstreifen mit $b = 320$ mm und 640 mm durchgeführt. Die Zweiergruppen wiesen einen Achsabstand $s_2 = 160$ mm auf. Die Bauteilhöhe betrug $h = 160$ mm und die Verankerungstiefe $h_{ef} = 80$ mm. Variiert wurden die Achsabstände s_2 und die Bauteilbreite b (Tabelle 8.11).

Zeile	Bauteilbreite b	Achsabstand s_2
	mm	mm
1	320	0
2		160
3	640	0
4		160

Tabelle 8.11 Variierte Parameter bei Versuchen mit Zweiergruppen (Spreizdübel des Hülsentyps) in Plattenstreifen senkrecht zum Bauteilrand; Verankerungstiefe $h_{ef} = 80$ mm; Bauteilhöhe $h = 160$ mm

Das Versagen erfolgte durch Spalten über die Bauteilbreite. Die Ergebnisse der Versuche mit Spreizdübeln sind gegenüber den Versuchen mit Hinterschnittdübeln getrennt zu betrachten, denn hier ist neben den variierten Parametern s_2 und b auch die Lasteinleitungsfläche A_{MANTEL} bei der Auswertung zu berücksichtigen. Diese wurde nach den Versuchen nicht vermessen, doch erlaubt der Last-Verschiebungsverlauf Schlußfolgerungen hinsichtlich der Lasteinleitungshöhe (siehe auch Abschnitt 8.4.1).

Die Ergebnisse der Versuche sowie die mittleren Last-Verschiebungsverläufe zeigen Bild 8.47. In beiden Versuchsreihen mit gleichen Plattenbreiten erzielen die Einzelbefestigungen und Zweiergruppen etwa gleiche Spaltbruchlasten ($N_{U,ZWEI}/N_{U,EINZEL} \approx 1$). Die eingetragenen mittleren Last-Verschiebungsverläufe unterscheiden sich signifikant. Dies war zu erwarten, da jeder Spreizdübel einer Zweiergruppe bei zentrisch an das Anbauteil angreifender Zugkraft nur die Hälfte der Zugkraft einer Einzelbefestigung abträgt. Dies wird daran deutlich, daß der zunächst steile lineare Anstieg (hier wirkt noch die Vorspannkraft) bei den Zweiergruppen erst bei der etwa doppelten Zugkraft in einen flacheren Verlauf (Überschreiten der Vorspannkraft - Einziehen des Konus in die Spreizelemente) übergeht. Da beim Aufbringen des Drehmomentes von $M_D = 40$ Nm gleiche Verschiebungen und beim Versuch Bruchlastverschiebungen im Verhältnis 3:1 (Einzelbefestigung : Zweiergruppe) auftraten, liegt das Verhältnis der Gesamtverschiebung aus Vorspannung und Zuglast zwischen diesen Werten. Geht man davon aus, daß die Gesamtverschiebung und damit die Lasteinleitungshöhe der Zweiergruppe etwa die Hälfte der Höhe der Einzelbefestigung beträgt, ergibt sich in der Summe bei den Zweiergruppen insgesamt die gleiche Lasteinleitungsfläche wie bei

Einzelbefestigungen. Eine Erhöhung infolge einer Vergrößerung der Lasteinleitungsflächen wie bei formschlüssigen Befestigungen tritt demzufolge hier nicht auf. Auf Grund dessen ergeben sich für Zweiergruppen und Einzelbefestigungen mit Spreizdübeln gleiche Spaltbruchlasten.

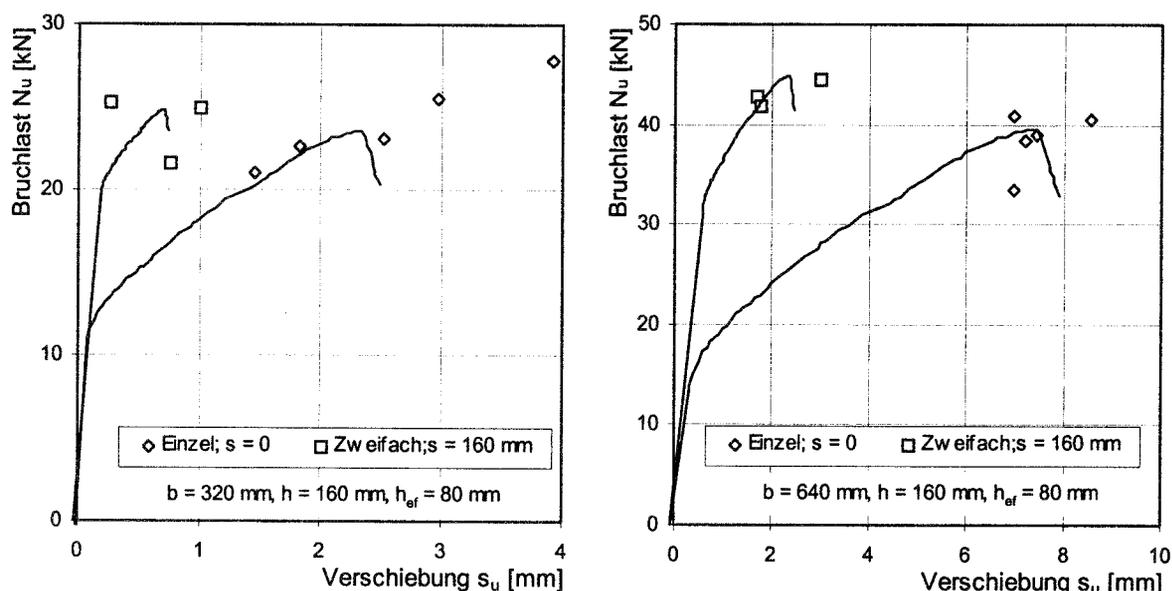


Bild 8.47 Mittlere Last-Verschiebungsverläufe von Zugversuchen mit Spreizdübeln des Hülsentyps in Plattenstreifen (Einzelbefestigung und Zweiergruppe)
 a) Bauteilbreite $b = 320$ mm
 b) Bauteilbreite $b = 640$ mm

8.5.3.2 Zweiergruppen in der Bauteilecke

Die Rand- und Achsabstände der mit Spreizdübeln durchgeführten Versuche zum Anwendungsfall Zweiergruppe in der Bauteilecke zeigt Tabelle 8.12.

Zeile	Randabstand $c_1 = c_2$	Achsabstand s_1
	mm	mm
1	80	0
2		80
3		160

Tabelle 8.12 Variierte Parameter bei Versuchen mit Zweiergruppen (Spreizdübel) in der Bauteilecke; Verankerungstiefe $h_{ef} = 80$ mm; Bauteilhöhe $h = 160$ mm

Das Versagen erfolgte durch Spalten. In Bild 8.48 sind die relativen Spaltbruchlasten (Zweiergruppe Bauteilecke/Einzelbefestigung Bauteilecke) für Randabstände $c_1 = c_2 = 8$ cm in Abhängigkeit des Achsabstandes s_1 aufgetragen. Der Vergleich zeigt, daß der Bemessungsvorschlag (Gleichung (6.33) durchgezogene Linie) die

Zunahme der Bruchlasten mit ansteigendem Achsabstand ausreichend genau beschreibt.

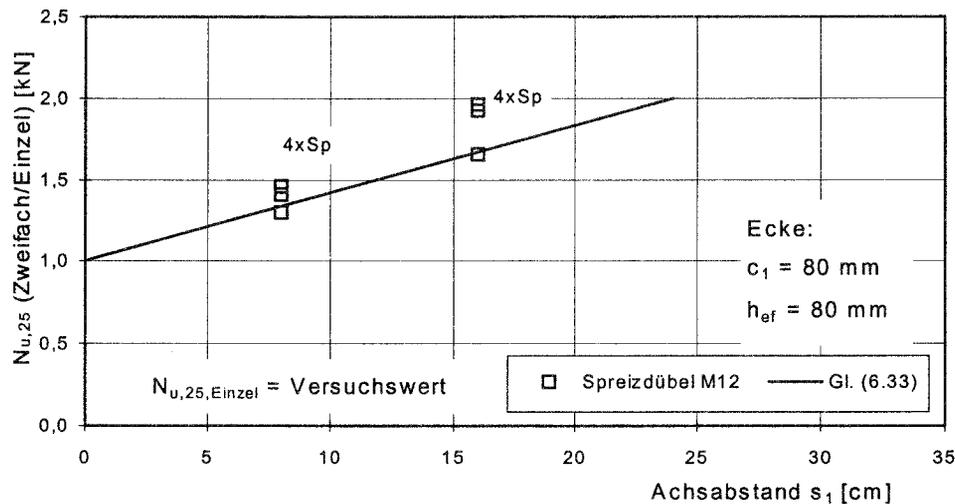


Bild 8.48 Relative Spaltbruchlast in Abhängigkeit vom Achsabstand s_1 , Spreizdübel $c_1 = 80$ mm

8.5.3.3 Vierergruppen parallel zum Bauteilrand

Zur Untersuchung des Einflusses des Achsabstandes s_1 parallel zum Bauteilrand wurden Versuche mit Vierergruppen ($s_2 = 2h_{ef}$) mit Spreizdübeln des Hülsentyps M12 durchgeführt. Variiert wurden die Achsabstände s_1 und die Bauteilbreite b . Die variierten Parameter zeigt Tabelle 8.13.

Zeile	Bauteilbreite b	Achsabstand s_1
	mm	mm
1	640	0
2		160

$l_{Stat} = 380$ mm

Tabelle 8.13 Variierte Parameter bei Versuchen mit Vierergruppen (Hinterschnittdübel M12, $A_1 = 175$ mm², $\alpha = 18^\circ$, $s_2 = 160$ mm) in Plattenstreifen; Verankerungstiefe $h_{ef} = 80$ mm; Bauteilhöhe $h = 160$ mm

Die Ergebnisse in Bild 8.49 zeigen wie bei den Versuchen mit Hinterschnittdübeln (Abschnitt 8.3.5.2) eine zufriedenstellende Übereinstimmung mit dem Bemessungsansatz nach Gleichung (6.28). Eine wesentlich geringere Bruchlastverschiebung der Vierer- gegenüber der Zweiergruppe, die auf eine kleinere Lasteinleitungshöhe schließen ließe, ist hier nicht zu verzeichnen. Bei der Vierergruppe beträgt $s_{u,Mittel} = 2,9$ mm und bei der Zweiergruppe ist die Verschiebung mit $s_{u,Mittel} = 2,2$ mm sogar geringer. Damit kann zumindest von ebenso großen Lasteinleitungshöhen bei den Vierergruppen im Vergleich zur Zweiergruppe ausgegangen werden. Daraus ist zu schlußfolgern, daß die Lasterhöhung bei den

Spreizdübeln für diesen Anwendungsfall wie bei den Hinterschnittdübeln auf den zunehmenden Achsabstand s_1 parallel zur Bauteilbreite zurückzuführen ist.

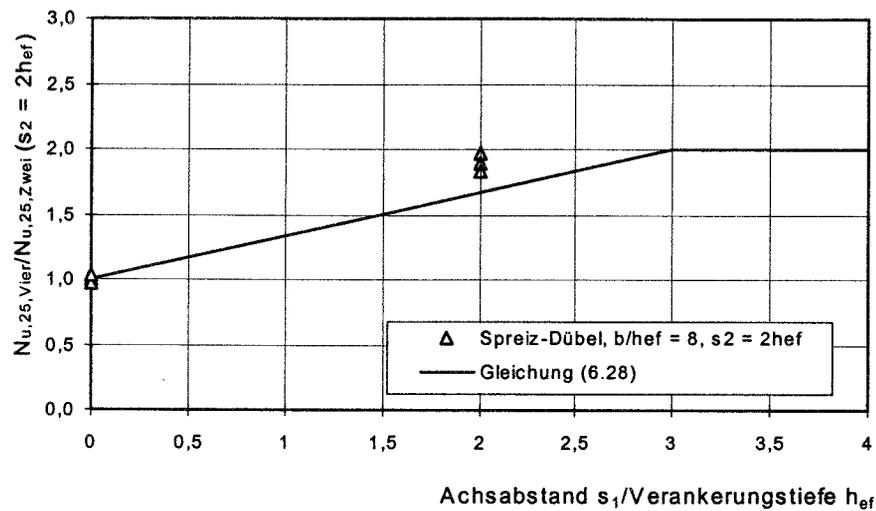


Bild 8.49 Zugversuche in Plattenstreifen, Einfluß des Achsabstandes über die minimale Bauteilbreite; Relative Spaltbruchlasten (Bruchlast der Vierergruppe/Bruchlast der Zweiergruppe) in Abhängigkeit vom Verhältnis Achsabstand s_1 /Verankerungstiefe h_{ef}

9 Versagensart Spalten im gerissenen Beton

Das Tragverhalten von Befestigungen im gerissenen Beton ändert sich signifikant gegenüber im ungerissenen Beton beanspruchten Befestigungen. Deshalb ist die Versagensart Spalten auch im gerissenen Beton zu betrachten. Es ist zu erwarten, daß Spaltrisse zunächst auch im gerissenen Beton auftreten können. Allerdings werden die Spaltkräfte durch die Bewehrung aufgenommen, so daß bei ausreichender Bemessung der Bewehrung maximale Rißbreiten von $w \leq 0,3$ mm auftreten und Spaltversagen verhindert wird. Bei diesen Rißbreiten ist bei für gerissenen Beton geeigneten Befestigungssystemen von einer Bruchlast auszugehen, die etwa der Betonausbruchlast im gerissenen Beton entspricht.

Bestätigt werden diese Überlegungen durch Untersuchungen mit Ankerschienen von Wohlfahrt (1996). Er führte Versuche mit Ankerschienen in der Bauteilecke und in Plattenstreifen in bewehrtem Beton durch. Parallel dazu wurden Versuche mit der gleichen Ankerschienenanordnung aber ohne Bewehrung durchgeführt. Da Ankerschienen den gleichen Tragmechanismus wie formschlüssige Befestigungen aufweisen, können diese Versuche grundsätzlich zur Bewertung der Versagensart Spalten im gerissenen Beton herangezogen werden.

Bei den Zugversuchen im unbewehrten Beton war Spaltversagen zu beobachten. Während im bewehrten Beton zunächst zwar Spaltrisse auftraten, erfolgte das Versagen aber letztendlich durch Betonausbruch. Dies schlug sich entsprechend in den Bruchlasten nieder. So betragen diese im unbewehrten Beton ca. 55% bis 60% der rechnerischen Betonausbruchlast für ungerissenen Beton. Mittels der Bewehrung stiegen die Bruchlasten auf $\geq 78\%$ des Rechenwertes für ungerissenen Beton. Damit liegen diese über dem für Betonausbruch im gerissenen Beton ausgewiesenen Rißfaktor $\psi_{w,N} = 0,7$ (Eligehausen/Balogh (1995)) und können somit auf der sicheren Seite liegend wie Betonausbruch im gerissenen Beton bemessen werden.

10 Sicherheitskonzept

10.1 Allgemeines

Zur genaueren Erfassung der Beanspruchungs- und Widerstandsseite wird bei modernen Bemessungskonzepten der globale Sicherheitsbeiwert in Teilsicherheitsbeiwerte aufgegliedert. Bei der Bemessung von Befestigungen werden in der DIBt (1993) die Sicherheitsüberlegungen moderner Stahlbetonnormen mit den speziellen Erfordernissen der Befestigungstechnik verknüpft. Ausgehend von diesem Konzept sollen die Teilsicherheitsbeiwerte bei Spaltversagen festgelegt werden.

Der Nachweis der Tragfähigkeit erfolgt nach Gleichung (10.1):

$$S_d \leq R_d \quad (10.1)$$

mit S_d = Entwurfsschnittgrößen (Beanspruchung)
 R_d = Entwurfswiderstand (Beanspruchbarkeit)

Die Bemessungswerte für die Beanspruchung werden für den Fall einer ständigen und einer in gleicher Richtung wirkenden veränderlichen Last nach Gleichung (10.2) ermittelt.

$$S_d = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k \quad (10.2)$$

mit $\gamma_G = 1,35$ (Eigengewichtslasten)
 $\gamma_Q = 1,50$ (Verkehrslasten)

Der Entwurfswiderstand ergibt sich nach Gleichung (10.3) aus dem charakteristischen Wert des Widerstandes R_k und dem Teilsicherheitsbeiwert γ_M . Der Widerstandswert R_k entspricht dem 5%-Fraktile der Spaltbruchlast.

$$R_d = R_k / \gamma_M \quad (10.3)$$

Der Teilsicherheitsbeiwert für den Materialwiderstand hängt von der Versagensart ab. Nach Elgehausen/Mallee/Rehm (1997) wird dieser bei Betonversagen wie folgt ermittelt:

$$\gamma_{MC} = \gamma_C \cdot \gamma_1 \cdot \gamma_2 \cdot \gamma_3 \quad (10.4)$$

mit γ_C = Teilsicherheitsbeiwert für Beton auf Druck
 = 1,5
 γ_1 = Teilsicherheitsbeiwert zur Berücksichtigung der größeren Streuung der Zugfestigkeit von Baustellenbeton gegenüber der Streuung der Druckfestigkeit
 = 1,0 bei sehr sorgfältig hergestelltem und nachbehandeltem Beton
 = 1,2 bei normal hergestelltem und nachbehandeltem Beton
 γ_2 = Teilsicherheitsbeiwert zur Berücksichtigung der Montagesicherheit eines Systems

- = 1,0 bei Systemen mit hoher Montagesicherheit
 - = 1,2 bei Systemen mit normaler Montagesicherheit
 - ≥ 1,4 bei Systemen mit geringer, jedoch noch ausreichender Montagesicherheit
- γ_3 = Teilsicherheitsbeiwert zur Berücksichtigung der Streuung der Bruchlasten
- = 1,0 bei Variationskoeffizienten $V \leq 15\%$ (im allgemeinen bei Betonausbruch und Herausziehen)
 - = $1,0 + (V [\%] - 15) \cdot 0,03 \geq 1,0$
bei einem Variationskoeffizienten
 $15\% < V \leq 30\%$

Wie die Auswertungen der Spreizdübelversuche zeigen, kann innerhalb einer Versuchsreihe auch bei Spaltversagen von Streuungen $V \leq 15\%$ ausgegangen werden. Damit ergibt sich wie für Betonausbruch ein $\gamma_3 = 1,0$. Die Montagesicherheit eines System schwankt zwischen $\gamma_2 = 1,0 \dots 1,4$ und ist als dübel-spezifischer Wert anzusehen. Nach EOTA (1994) dürfen für $\gamma_{M_{sp}}$ und γ_{M_c} gleiche Werte angesetzt werden. Geht man von normal hergestelltem Beton ($\gamma_1 = 1,2$) aus, sind in Abhängigkeit von der Montagesicherheit für Spaltversagen Sicherheitsbeiwerte zwischen $\gamma_{M_{sp}} \approx 1,8$ und $2,5$ anzusetzen.

Wird von ungerissenem Beton ausgegangen, gelten die Sicherheitsbeiwerte nur, wenn in jedem Einzelfall nachgewiesen wird, daß die Befestigungselemente im Gebrauchszustand mit ihrer gesamten Verankerungstiefe im ungerissenen Beton liegen. Dieser Nachweis ist nach DIBt (1993) zu führen.

10.2 Charakteristische Spaltbruchlast

Der charakteristische Widerstand $N_{Rk,sp}$ einer Befestigung bei Spaltversagen wird aus der mittleren Spaltbruchlast unter Berücksichtigung der in Versuchen ermittelten Streuungen abgeleitet. Unter Ansatz der Streuungen aus dem Vergleich der Versuchslasten mit den rechnerischen Lasten von $V \approx 22\%$, ergibt sich das 5%-Fraktile der Spaltbruchlasten und damit die charakteristische Spaltbruchlast bei bekannter Standardabweichung nach Gleichung (10.5).

$$N_{Rk,sp} = 0,65 \cdot N_{um,sp} \quad (10.5)$$

11 Zusammenfassung

Befestigungsmittel in Bauteilen mit geringen Abmessungen und/oder Rand- und Achsabständen können vor Erreichen der Betonausbruchlast durch Spalten versagen. Für diese Versagensart liegt bisher kein allgemeines Bemessungsverfahren vor. Es war das Ziel der Arbeit Bemessungsmodelle für zugbeanspruchte Kopfbolzen, Hinterschnittdübel und drehmomentkontrolliert spreizende Dübel bei der Versagensart Spalten zu entwickeln. Hierzu wurden umfangreiche theoretische und experimentelle Untersuchungen durchgeführt.

In der vorliegenden Arbeit wird gezeigt, daß die nahezu „punktueller“ Lasteinleitung bei Befestigungen mit den Verhältnissen bei extremer Teilflächenbelastung vergleichbar ist. So weisen Teilflächenbelastungen mit Laststempeln auf der Bauteiloberfläche einen ähnlichen Lasteinleitungsmechanismus auf, wie er auch bei Versuchen mit formschlüssigen Befestigungen im Bauteilinneren beobachtet wird. Es bildet sich jeweils ein plastifizierter Betonkegel unterhalb der Lasteinleitungsfläche aus. Auf Grund der räumlichen Umschnürung bei zugbeanspruchten Befestigungsmitteln im Bauteilinneren erfolgt eine Spannungsausbreitung ober- und unterhalb des Lasteinleitungskegels, die zu einer wirksamen Bauteilhöhe $h = 2h_{ef}$ führt.

Das Tragverhalten und das Versagen durch Spalten wurde numerisch mit Hilfe von FEM-Programmen, die das nicht-lineare Tragverhalten von Beton berücksichtigen, analysiert. Die Rechnungen zeigen, daß mit zunehmender Belastung ein stabiler Rißbildungsprozeß bis zum Erreichen einer kritischen Rißlänge auftritt. Mit Eintreten von instabilem Rißwachstum ist die Maximallast erreicht. Die Auswertungen der Bruchlasten bei Einzelbefestigungen in Plattenstreifen ergeben eine gute Übereinstimmung mit Berechnungsansätzen, wie sie bei extremer Teilflächenbelastung aus der Literatur bekannt sind. Bei proportionaler Änderung der Bauteilabmessungen und der Lasteinleitungsflächen ist kein Maßstabseinfluß zu verzeichnen, weil die relative Inhomogenität des Dehnungsfeldes konstant bleibt. In nichtsymmetrischen Anwendungen konnte neben dem Traglastverlauf mit zunehmendem Randabstand der Spaltrißverlauf am Bauteilrand und in der Bauteilecke analysiert werden.

Die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen sowie theoretischen Betrachtungen zeigen, daß die Spaltbruchlasten von Befestigungen durch

- die Bauteilgeometrie,
- die Lasteinleitungsfläche,
- die Betonzugtragfähigkeit und
- den Tragmechanismus

bestimmt werden. Den wesentlichen Unterschied zwischen form- und reibschlüssigen Systemen stellt der Tragmechanismus dar. Dieser beeinflusst wesentlich die Umsetzung der Zug- in Spaltkräfte.

Auf Grund von numerischen Untersuchungen und theoretischen Überlegungen werden zunächst Ansätze zur Berechnung der mittleren Spaltbruchlast für

formschlüssige Befestigungen abgeleitet. Ausgehend von Ansätzen für Einzelbefestigungen in Plattenstreifen werden für weitere Anwendungsfälle Ansätze für Einzel- und Gruppenbefestigungen in Plattenstreifen und am Bauteilrand und in der Bauteilecke unterbreitet.

Zur Herleitung eines Ansatzes für reibschlüssige Befestigungen wurden die Umsetzungsverhältnisse Spalt- zu Zugkraft bei form- und reibschlüssigen Systemen detailliert untersucht.

Bei über Formschluß tragenden Systemen wird das Verhältnis Spalt- zu Zugkraft durch den Lasteinleitungswinkel und die Pressung im Lasteinleitungsbereich bestimmt. Zur Beschreibung des Verhältnisses wird ein rechnerischer Ansatz für Kopfbolzen und für Hinterschnittdübel abgeleitet.

Die Umsetzung von Zug- in Spaltkräfte bei reibschlüssigen Befestigungen wird vorrangig durch die Reibungsverhältnisse zwischen Konus und Spreizelement sowie dem Konuswinkel bestimmt. Bei bekanntem Reibungskoeffizient kann das Verhältnis Spalt- zu Zugkraft nach Gleichung (7.7) bestimmt werden. Dies gilt insbesondere dann, wenn spezielle Festschmierstoffe mit geringen Reibungsstreuungen vorliegen

Unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Umsetzungsverhältnisse bei form- und reibschlüssigen Systemen werden Ansätze zur Berechnung der mittleren Spaltbruchlast für reibschlüssige Befestigungen abgeleitet. Allerdings sind bei Spreizdübeln meist die beim Versagen vorliegenden Lasteinleitungsflächen nicht genau bekannt. Auf Grund dessen wird ein vereinfachter, praktikabler Bemessungsansatz hergeleitet, der die sich mit zunehmender Belastung verändernden Flächenverhältnisse und die vom jeweiligen Dübeltyp abhängigen Reibungsverhältnisse berücksichtigt. Hierzu wird vorgeschlagen einen dübeltypspezifischen Faktor in Tastversuchen – in Analogie zur EOTA (1994) Versuche mit Einzelbefestigungen in der Bauteilecke – zu bestimmen. Ein erster Vergleich dieses Ansatzes mit den vorliegenden Versuchsergebnissen bestätigt die Gültigkeit dieses Konzepts.

Zur Überprüfung der Bemessungsansätze wurden zahlreiche Kurzzeitversuche mit Hinterschnitt- und Spreizdübeln durchgeführt. Die Auswertungen ergeben für beide Systeme eine brauchbare Übereinstimmung zwischen den gemessenen und rechnerischen Bruchlasten.

Zusammenfassend ist festzustellen, daß die abgeleiteten Bemessungsansätze eine Ermittlung der Spaltbruchlasten für die wesentlichen Anwendungsfälle von form- und reibschlüssigen Einzel- und Gruppenbefestigungen ermöglichen. Gleichzeitig werden Hinweise für die konstruktive Ausbildung von Befestigungen gegeben, um höhere Spaltbruchlasten zu erreichen.

12 Offene Fragen

Die Bestätigung der Bemessungsansätze gilt zunächst nur für die in den Experimenten untersuchten Bereiche. So bedarf es noch einer experimentellen Überprüfung bei relativ großen Lasteinleitungsflächen, wie sie bei Kopfbolzen vorliegen. Für diese ist ein Verhältnis von Kopf- zu Schaftdurchmesser von mindestens 1,6 vorgeschrieben. Bei den in den Versuchen eingesetzten Hinterschnittdübeln lagen Verhältnisse von ca. 1,3 vor. Weiterhin wird hier von kreisförmigen Lasteinleitungsflächen und damit rotationssymmetrischen Verhältnissen ausgegangen. Andere Lasteinleitungsformen, wie sie z. B. bei Ankerschienen (rechteckig) auftreten, bedürfen einer detaillierteren Betrachtung.

Spaltversagen kann auch beim Aufbringen des Drehmoments bei der Montage von Dübeln relevant werden, da hier ein Betonausbruch durch das Anbauteil vermieden wird. Prinzipiell gelten die vorgeschlagenen Bemessungsgleichungen auch für Spalten bei der Montage. Allerdings sind die Reibungsverhältnisse der Mutter und des Gewindes, d.h. die Umsetzung des Drehmoments in Zugkräfte zu berücksichtigen. Ein weiterer Einflußparameter stellt möglicherweise die durch die Größe des Anbauteils bestimmte Druckspannung auf die Betonoberfläche dar. Eine Auswertung der bisher vorliegenden Versuche ist hierzu noch durchzuführen.

LITERATURVERZEICHNIS

Asmus (1995/1):

Asmus, J.: Zusammenstellung und Auswertung von Zulassungsversuchen mit Dübeln in Beton mit der Versagensart „Spalten“; Bericht Nr. 16/10 - 95/3, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 1995.

Asmus (1995/2):

Asmus, J.: Einflußgrößen auf die Umsetzung der Zug- in Spaltkräfte formschlüssiger Befestigungsmittel; Bericht Nr. 16/14 - 95/16, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 1995.

Asmus (1995/3):

Asmus, J.: Untersuchungen zum Einfluß des Versuchsaufbaus auf die Spaltbruchlast; Bericht Nr. 16/11 - 95/7, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 1995.

Asmus (1995/4):

Asmus, J.: Untersuchungen zur Versagensart Spalten mit kraftkontrolliert spreizenden Dübeln; Bericht Nr. 16/8 - 95/1, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 1995.

Asmus (1995/5):

Asmus, J.: Tragverhalten von Hinterschnittdübeln am Bauteilrand bzw. in der Bauteillecke bei der Versagensart „Spalten“; Bericht Nr. 16/9 - 95/2, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 1995.

Asmus/Eligehausen (1996):

Asmus, J.; Eligehausen, R.: Untersuchungen zum Einfluß der Dübelgröße auf die Spaltbruchlast; Bericht Nr. 16/19 - 96/25, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 1996.

Asmus (1998):

Asmus, J.: Einfluß von Lasteinleitungswinkel bei formschlüssigen Befestigungen bei der Versagensart „Spalten“; Bericht des Instituts für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 1998.

Au/Baird (1960):

Au, Tung; Baird, D.L.: „Bearing Capacity of Concrete Blocks“, ACI-Journal, März 1960.

Barenblatt (1962):

Barenblatt, G.J.: „The Mathematical Theory of Equilibrium Crack in the Brittle Fracture“, Advance in Applied Mechanics, Vol. 7, 1962.

Ballarini/Shah/Keer (1986):

Balarini, R.; Shah, S. P.; Keer, L. M.: „Failure Characteristics of Short Anchor Bolts Embedded in a Brittle material“. Proceedings, Royal Society London A 404, 1986, pp 35 - 54.

Bazant (1976):

Bazant, Z. P. „Instability, ductility and size effect in strain softening concrete.“ ASCE Journal of the Engineering Mechanics Division, 102, pp 331 - 344, 1976.

Bazant (1984):

Bazant, Z. P. „Size Effect in Blunt Fracture: Concrete, Rock, Metals.“ ASCE Journal of the Engineering Mechanics Division, 110, pp 518 - 538, 1984.

Bazant (1994):

Bazant, Z. P.: „Nonlocal damage theory based on micromechanics of crack interactions.“; ASCE J. of Engrg. Mech., 120 (3), pp 593 - 617; with Addendum, pp 1401 - 1402, 1994.

Bazant/Bishop/Chang (1985):

Bazant, Z.P.; Bishop, F.C.; Chang, T.: „Compression Tests of concrete and cement paste at very high pressure and lateral confinement.“; Festschrift Sandro die Poli zum 70. Geburtstag, S. 21 - 41, 1985.

Bazant/Oh (1983):

Bazant, Z. P.; Oh, B.: „Crack Band Theory for Fracture of Concrete.“; Rilem, No. 93, 1983, pp. 155 - 177.

Beer (1988):

Beer, U. H.: „Seitliches Ausbrechen des Ankergrundes Beton bei zentrisch belasteten formschlüssigen Befestigungsmitteln.“; Diplomarbeit, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 1988.

Bilcik et.al. (1991):

Bilcik, J.; Priechodsky, V.: „Stresses and Strains in a Model Ring under Internal Radial Pressure.“ IABSE Colloquium Structural Concrete, Stuttgart, Germany, pp. 755-760, April 1991.

Bohner (1988):

Bohner, R.: Spalten des Ankergrundes Beton infolge zentrisch belasteter formschlüssiger Befestigungsmittel; Diplomarbeit, Bericht Nr. 9/7 - 88/20, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 1988.

Bowden/Tabor (1959):

Bowden, F.P.; Tabor, D.: Reibung und Schmierung fester Körper. Springer Verlag Berlin/Göttingen/Heidelberg, 1959.

Cairns/Jones (1995):

Cairns, J.; Jones, K.: „Influence of rib geometry on strength of lapped joints: an experimental and analytical study.“ Magazine of Concrete Research, 47, No. 172, pp 253 - 262, 1995.

Cairns (1979):

Cairns, J.: „An analysis of the ultimate strength of lapped joints of compression reinforcement.“ Magazine of Concrete Research, 31, No. 106, pp 19 - 27, 1979.

CEB (1994):

Comité Euro-International du Béton (CEB)(1994): Fastenings to Concrete and Masonry Structures. Bulletin D'Information No. 216, Lausanne, published by Thomas Telford, London, 1994.

Chen/Covarrubias (1971):

Chen, W.F.; Covarrubias, S.: „Bearing Capacity of Concrete Blocks“, Proc. of the ASCE, Oktober 1971.

Chen/Drucker (1969):

Chen, W.F.; Drucker, D.C.: „The Bearing Capacity of Concrete Blocks or Rocks“, Proceedings ASCE, Vol. 95, EM 4, Ag. 1969, pp. 955 - 978.

Cornelissen/Reinhardt (1986):

Cornelissen, H.A.W.; Reinhardt, H.W.: Effects of static and fatigue preloading and residual strength and stiffness of plain concrete. In „Fracture control of engineering structures“, ed. H.C. van Elst and A. Bakker. EMAS, Vol. III, S. 2087 - 2103, Warley 1986.

Czichos/Habig (1992):

Czichos, H.; Habig, K.H.: Tribologie-Handbuch, Reibung und Verschleiß. Friedr. Vieweg & Sohn Verlagsgesellschaft mbH, Braunschweig/Wiesbaden, 1992.

DIBt (1993):

Deutsches Institut für Bautechnik: Bemessungsverfahren für Dübel zur Verankerung von Beton, Ausgabe 6/1993.

Dugdale (1960):

Dugdale, D.S.: „Yielding of Steel Sheets Containing Slits.“ Journal of Mech. Phys. Solids, Vol. 8, 1960.

Eibl/Iványi (1976):

Eibl J.; Iványi, G.: Studie zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton. DAfStb H.260, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH, Berlin, 1976.

Elfgren/Ohlsson/Gyllthoft (1989):

Elfgren, L.; Ohlsson, U.; Gyllthoft, K.: Anchor Bolts Analysed with Fracture Mechanics, Paper presented at the International Conference of Concrete and Rock, Houston, Texas, Fracture of Concrete and Rock (edited by Shah, S. and Swertz, S.), 1989.

Eligehausen (1979):

Eligehausen, R.: „Übergreifungsstöße zugbeanspruchter Rippenstäbe.“; Schriftenreihe DAfStb, Heft 301, Berlin, 1979.

Eligehausen (1989):

Eligehausen, R.: Gutachtliche Stellungnahme zur Eignung der Hinterschnittdübel TOP M10 und M12, unveröffentlicht, 1989.

Eligehausen/Balogh (1995):

Eligehausen, R.; Balogh, T.: „Behaviour of Fasteners Loaded in Tension in Cracked Reinforced Concrete.“; ACI-Structural Journal, Vol. 92, No. 3, PP. 365-379, 1995.

Eligehausen/Fuchs/Ick/Mallée/Schimmelpfennig/Schmal (1992)

Eligehausen, R.; Fuchs, W.; Ick, U.; Mallee, R.; Schimmelpfennig, K.; Schmal, B.: Tragverhalten von Kopfbolzenverankerungen bei zentrischer Zugbeanspruchung. Bauingenieur 67, S. 183 - 884

Eligehausen/Mallee/Rehm (1997):

Eligehausen, R.; Mallee, R.; Rehm, G.: Befestigungstechnik, Betonkalender, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH, Berlin, 1997.

Eligehausen/Fuchs/Mayer (1987):

Eligehausen, R.; Fuchs, W.; Mayer, B.: Tragverhalten von Dübelbefestigungen bei Zugbeanspruchung. Beton+Fertigteil-Technik 1987, Heft 12, S. 826 - 832 und 1988, Heft 1, S. 29 - 35.

Eligehausen/Ozbolt (1990):

Eligehausen, R.; Ozbolt, J.: Numerical Analysis of Headed Studs Embedded in Large Plain Concrete Blocks, Proceedings of the 2nd International Conference on Computer Aided Analysis and Design of Concrete Structures, Edited by N. Bicanic and H. Mang, Pineridge Press, UK, 1990.

Eligehausen/Sawade (1985):

Eligehausen, R.; Sawade, G.: Verhalten von Beton auf Zug; Betonwerk + Fertigteil-Technik, Heft 5, S. S. 315-322, Heft 6, S. S. 389-391, 1985.

EOTA (1994):

European Organisation for Technical Approvals (EOTA) (1994): Guideline for European Technical Approval of Anchors (Metal Anchors) for Use in Concrete, Final Draft, Sept. 1994.

Ersoy/Percinel (1967):

Ersoy, U.; Percinel, Ö.: „Bearing Capacity of Concrete“, Bericht der Middle East Technical University Ankara, 1967.

Fabritius (1995):

Fabritius, G.: Untersuchungen zur Versagensart Spalten bei formschlüssigen Mehrfachbefestigungen, Diplomarbeit am Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 1995.

Faoro (1985/1):

Faoro, M.: Zum Reibungsverhalten von Metallspreizdübeln in Beton, Teil 2, Bericht Nr. 8/3-84/11, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, Januar 1985.

Faoro (1985/2):

Faoro, M.: Untersuchungen zur Berücksichtigung der Spalt- und Spreizkräfte von Befestigungssystemen (Teil I), Bericht Nr. 3/4-85/2, Institut für Werkstoffe im Bauwesen Universität Stuttgart, 1985.

Fiedler (1962):

Versuche über den Reibungskoeffizienten in den Fugen zusammengespannter Betonfertigteile. Bauplanung - Bautechnik 16 (1962) Heft 3, S. 142 - 146.

Fuchs (1990):

Fuchs, W.: Tragverhalten von Befestigungen unter Querlast in ungerissenem Beton, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 424, Beuth-Verlag, 1992.

Fuchs/Eligehausen (1995):

Fuchs, W.; Eligehausen, R.: Das CC-Verfahren für die Berechnung der Betonausbruchlast von Verankerungen; © Ernst & Sohn Beton und Stahlbetonbaus 90, Heft 1, 1995.

Furche (1987):

Furche, J.: Einfluß der Hinterschnittform auf das Last-Verschiebungsverhalten bei zentrischem Zug, Teil I, Bericht Nr. 9/3 - 87/5.

Furche (1988/1):

Furche, J.: „Spalten des Ankergrundes Beton infolge zentrisch belasteter formschlüssiger Befestigungsmittel“; Nachtrag zur Diplomarbeit Bohner (1988), Bericht Nr. 9/7 - 88/20, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 1988.

Furche (1988/2):

Furche, J.: Einfluß der Hinterschnittform auf das Last-Verschiebungsverhalten bei zentrischem Zug, Teil II, Verankerungen im ungerissenen Beton, Bericht Nr. 9/6 - 88/14.

Furche (1994):

Furche, J.: Zum Trag- und Verschiebungsverhalten von Kopfbolzen bei zentrischem Zug, Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 1994.

Furche/Eligehausen (1991):

Furche, J.; Eligehausen, R.: „Lateral Blow-Out Failure of Headed Studs Near a Free Edge“, In: Senkiw, G. A.; Lancelot, H. B. (Herausgeber), SP-130, Anchors in Concrete, Design and Behaviour. American Concrete Institute, Detroit, 1991, S. 235 - 252.

Griffith (1920):

Griffith, A.A.: „The Phenomena of Rupture and Flow in Solids.“ Phil. Trans. Roy. Soc. London, Bd. A221, 1920.

Haagsma (1969):

Haagsma, T.: „De bezwijkbelasting van ongewapende betonprisma's onderworpen aan geconcentreerde drukkrachten“, Rapport 5-69-1-GB-1 Stevin- Laboratorium Delft, Februar 1969.

Hawkins (1968/1):

Hawkins, N. M.: The Bearing Strength of Concrete Loaded through Rigid Plates; Magazine of Concrete Research, Number 62 March 1968.

Hawkins (1968/2):

Hawkins, N.M.: The bearing strength of concrete loaded through flexible plates; Magazine of Concrete Research: Vol. 20, No. 63: June 1968.

Hawkins (1970):

Hawkins, N.M.: The Bearing Strength of Concrete for Strip Loadings; Magazine of Concrete Research: Vol. 22, No. 71 : June 1970.

Hawkins/Wyss/Mattock (1977):

Hawkins, N.M.; Wyss, A.N.; Mattock, A.H.: „Fracture Analysis of cracking in concrete beams. Journal of the structural division, Vol. 103, No. St 5, S. 1015-1030, 1977.

Heilmann (1969):

Heilmann, H.G.: „Beziehungen zwischen Zug- und Druckfestigkeit des Betons.“; beton, Heft 2, Berlin, S. 68-70, 1969.

Hildenbrand (1995):

Hildenbrand, F.: Einfluß der Bauteilabmessungen und der Lage einer Befestigung auf die Spaltbruchlast bei Lasteinleitung durch kraftkontrolliert spreizende Dübel; Diplomarbeit am Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 1995.

Hildenbrand (1996):

Hildenbrand, F.: Auswertung von Funktionsersatzprüfungen mit Spreizdübeln; Seminararbeit, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 1996.

Hillerborg/Modeer/Petersson (1976):

Hillerborg, A.; Modeer, M.; Petersson, P.E.: „Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by Means of Fracture Mechanics and Finite Elements.“; Cement and Concrete Research, Vol. 6, pp. 773-782, 1976.

Hillerborg (1983):

Hillerborg, A.: „Analysis of One Single Crack.“; Fracture Mechanics of Concrete, edited by Wittmann, Elsevier Science Publishers B. V., Amsterdam, 1983.

Hiltscher/Florin (1968):

Hiltscher, R.; Florin, G.: Darstellung der Spaltzugspannung unter einer konzentrierten Last (Druckplatte) nach Guyon-Iyengar und nach Hiltscher und Florin; Die Bautechnik 6/1968.

Hiltscher/Florin (1972):

Hiltscher, R.; Florin, G.: Spaltzugspannungen in kreiszylindrischen Säulen, die durch eine kreisförmige Flächenlast zentrisch-axial belastet sind; Die Bautechnik 3/1972.

Hyland/Chen (1970)

Hyland, M.W.; Chen, W.F.: „Bearing Capacity of Concrete Blocks“, ACI-Journal 67, 1970, Nr. 3, pp. 228 - 236.

Iványi (1976):

Iványi, G.: „Zugfestigkeit von Beton in örtlichen veränderlichen Beanspruchungszuständen - Gradientenwirkung“, Bericht des Instituts für Baustoffkunde und Stahlbetonbau an der Technischen Universität Braunschweig, (1976).

Irwin (1948):

Irwin, G.R.: „Fracture Dynamics“, Fracturing of Metals, American Society for Metals, 1948

Jahn (1983):

Jahn, M.: Zum Ansatz der Betonzugfestigkeit bei den Nachweisen zur Trag- und Gebrauchsfähigkeit von unbewehrten und bewehrten Betonbauteilen, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 341, Berlin, 1983.

Karihaloo (1994):

Karihaloo, B.: „Fracture Mechanics and Structural Concrete“. Concrete Design and Construction Series. 1994.

Keitel (1994):

Keitel, R.: Zusammenstellung und Auswertung von Dübelversuchen in Beton mit der Versagensart "Spalten". Diplomarbeit am Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 1994.

Kupfer/Hilsdorf/Rüsch (1969)

Kupfer, H.; Hilsdorf, H. K. und Rüsch, H.: Behaviour of Concrete under Biaxial Stress; ACI Journal, Proc. V. 66-52, No. 8. 1969.

Langendonck (1952)

van Langendonck, T.: „Resistencia de bloco parcialmente carregados“, Assoc. Brasileira de Cimento Portland, Sao Paulo, 1952.

Lächler (1977):

Lächler, W.: „Beitrag zum Problem der Teilflächenpressung bei Beton am Beispiel der Pfahlkopfanschlüsse.“, Dissertation, Institut für für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Stuttgart, 1977.

Lehmann (1994):

Lehmann, R.: Tragverhalten von Metallspreizdübeln im ungerissenen und gerissenen Beton bei der Versagensart Herausziehen, Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 1994.

Leonhardt (1986):

Leonhardt, F.: Vorlesungen über Massivbau, Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, New York, 1986.

Lieberum (1978):

Lieberum, K.-H.: Das Tragverhalten von Beton bei extremer Teilflächenbelastung. Dissertation an der Technischen Hochschule Darmstadt, 1978.

Lieberum/Reinhardt (1978):

Lieberum, K.H.; Reinhardt, H.W.: Strength of Concrete on an Extremely Small Bearing Area..

Marti (1989):

Marti, P.: Size Effect in Double-Punch Tests on Concrete Cylinders. ACI Materials Journal, 1986 (6), pp 597 - 601.

Martin (1973):

Martin, H.: Zusammenhang zwischen Oberflächenbeschaffenheit, Verbund und Sprengwirkung von Bewehrungsstählen unter Kurzzeitbelastung; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 228, Berlin, 1973.

Mayer (1991):

Mayer, B.: Funktionsersatzprüfungen für die Beurteilung der Eignung von kraftkontrolliert spreizenden Dübeln; Institut für Werkstoffe im Bauwesen, IWB, Mitteilungen 1991/1.

Mayer/Ozbolt/Eligehausen (1997):

Mayer, U.; Ozbolt, J.; Eligehausen, R.: „Optimierung des Verbundverhaltens zwischen geripptem Bewehrungsstahl und Beton im Gebrauchs- und Bruchzustand.“, Bericht des Instituts für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, in Vorbereitung

Mc Henry/Karni (1958):

Mc Henry, D.; Karni, J.: „Strength of concrete under combined tensile and compressive stress, ACI-Journal, Vol. 54, Nr. 10, S. 829-839, April 1958

Meyerhof (1953):

Meyerhof, G. G.: „The Bearing Capacity of Concrete and Rock“, Magazine of Concrete Research, V. 4, Nr. 12, April 1953, pp. 107 - 116.

Middendorf (1960):

Middendorf, K.H.: „Anchorage Bearing Stresses in Post-tensioned Concrete“, ACI-Journal, November 1960.

Model Code (1990):

CEB-FIP Model Code; Final Draft, Bulletin D'Information Nr. 203, 1990.

Neuner/Stöckl/Grasser (1978):

Neuner, J.; Stöckl, S.; Grasser, E.: Versuche an dickwandigen, unbewehrten Betonringen mit Innendruckbeanspruchung; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 299, Berlin, 1978.

Niyogi (1973):

Niyogi, S. K.: The Bearing Strength of Concrete-Geometric Variations; ASCE, Journal of the Structural Division No. 99, July 1973.

Noghabai/Ohlsson/Olofsson (1993):

Noghabai, K.; Ohlsson, U.; Olofsson, T.: Bond Properties of High Strength Concrete; Division of Structural Engineering, Lulea University of Technology, Sweden; High-Strength Concrete 1993; 20-24 June, Lillehammer, Norway.

Noghabai/Olofsson/Elfgren (1995):

Noghabai, K.; Olofsson, T.; Elfgren, L.: Bond between Concrete and Reinforcement Modelled by Fracture Mechanics; Division of Structural Engineering, Lulea University of Technology, Sweden; Nordic symposium on modern design of concrete structures; Aalborg University, Denmark, May 3-5, 1995.

Orowan (1949):

Orowan, E.: „Fracture strength of solids, Report on Progress in Physics, Phys. Soc. Lond., pp. 185-232, 1949

Ozbolt (1996):

Ozbolt, J.: Microplane Model for Quasibrittle Materials-Part1 Theory; Report No. 96-1a / AF, October 1996.

Ozbolt/Asmus/Jebara (1997):

Ozbolt, J.; Asmus, J.; Jebara, K.: Dreidimensionale-Finite-Element-Analyse zur Versagensart Spalten durch Befestigungsmittel; Bericht des Instituts für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, in Vorbereitung.

Ozbolt/Eligehausen (1994):

Ozbolt, J.; Eligehausen, R.: Scaling laws in Concrete Structures; Fracture and damage in quasibrittle structures; Experiment modelling and computer analysis; Edited by Bazant, Z.P.; Bittnar, Z.; Jirasek, M.; Mazars, J., 1994.

Popo-Ola/Newman (1995):

Popo-Ola, S. O.; Newman, J. B.: Tensile tests with single anchor in non-cracked concrete; failure mode splitting (Influence of bending, height, width and eccentricity effects), Project No.: 16D, Imperial College of Science, Technology and Medicine, London.

Pukl/Asmus/Eligehausen (1996):

Pukl, R.; Asmus, J.; Eligehausen, R.: „FEM Investigation of Test Setup Influence on Splitting Failure Load.“, Report No. 16/17-96/13, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 1996.

Pukl/Asmus/Eligehausen (1997):

Pukl, R.; Asmus, J.; Eligehausen, R.: „FEM Investigation of Bending Influence on Splitting Failure Load.“, Bericht des Instituts für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 1997.

Pukl/Schlottke/Ozbolt/Eligehausen (1992):

Pukl, R.; Schlottke, B.; Ozbolt, J.; Eligehausen, R.: Computer Simulation of Concrete Thick walled Rings with Internal Radial Pressure; Splitting of Concrete, Part 1, Bericht Nr. 16/2-92/5, Stuttgart, January 1992.

Pukl/Schlottke/Ozbolt/Eligehausen (1993/1):

Pukl, R.; Schlottke, B.; Ozbolt, J.; Eligehausen, R.: Computer Simulation of Concrete Specimens with Radial Splitting Force; Splitting of Concrete, Part 2, Bericht Nr. 16/5-93/1, Stuttgart, January 1993.

Pukl/Schlottke/Ozbolt/Eligehausen (1993/2):

Pukl, R.; Schlottke, B.; Ozbolt, J.; Eligehausen, R.: Computer Simulation of Concrete Members under Combined Load; Splitting of Concrete, Part 3, Bericht Nr. 16/6-93/13, Stuttgart, November 1993.

Pukl/Schlottke/Ozbolt/Eligehausen (1994):

Pukl, R.; Schlottke, B.; Ozbolt, J.; Eligehausen, R.: Computer Simulation of Steel Expansion Anchors Embedded into Small Concrete Members; EURO-C 1994 Conference, Innsbruck, Austria, 22-25th March 1994 Computational Modelling of Concrete Structures.

Pusill-Wachtsmuth (1982):

Pusill-Wachtsmuth, P.: Tragverhalten von Metallspreizdübeln in unbewehrtem Beton unter zentrischer Zugbeanspruchung; Dissertation am Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 1982.

Rapp (1980):

Rapp, H.: Untersuchungen zum Verhalten von Beton unter hohen örtlichen Pressungen.“; Diplomarbeit am Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 1980.

Rehm (1961)

Rehm, G.: Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 138, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH, Berlin, 1961.

Rehm/Eligehausen/Mallee (1992):

Rehm, G.; Eligehausen, R.; Mallee, R.: Befestigungstechnik, Betonkalender, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH, Berlin, 1992.

Reineck (1990):

Reineck, K. H.: Ein mechanisches Modell für den Querkraftbereich von Stahlbetonteilen, Dissertation, Institut für Tragwerksentwurf und -konstruktion der Universität Stuttgart, 1990.

Reinke (1986):

Reinke, H. G.: Zum Ansatz der Betonzugfestigkeit bei der Stahlbetonbemessung, Dissertation, Institut für Massivbau der Universität Stuttgart, 1986.

Rosati/Schumm (1992):

Rosati, G.; Schumm, C.: „Modelling of local Bar-to-concrete bond in RC Beams.“, Proceedings International Conference Bond in Concrete, Riga, S. 12-34-1243, 1992

Sachs (1968):

Sachs, L.: Statistische Auswertungsmethoden, Springer Verlag, 1968.

Sawade (1993):

Sawade, G.: Ein energetisches Materialmodell zur Berechnung des Tragverhaltens von zugbeanspruchtem Beton, Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen Universität Stuttgart, 1993.

Sawade/Eligehausen (1989):

Sawade, G.; Eligehausen, R.: A Fracture Mechanics Based Description of Pull-Out-Tests on Headed Studs in Concrete. In: Elfgrén, L. (Herausgeber): Fracture Mechanics of Concrete Structures. Clapmann and Hall, London, New York, 1989, S. 281 - 299.

Schneider (1986):

Schneider, K.J.: Bautabellen für Ingenieure, Werner-Verlag GmbH Düsseldorf, 1986.

Shelson (1957):

Shelson, W.: „Bearing Capacity of Concrete“, ACI-Journal, Vol. 29, Nr. 5, November 1957.

Spieth (1959):

Spieth, H.P.: Das Verhalten von Beton unter hoher örtlicher Pressung und Teilbelastung unter besonderer Berücksichtigung von Spannbetonverankerungen. Dissertation TH Stuttgart, 1959.

Spieth (1961):

Spieth, H.P.: Das Verhalten von Beton unter hoher örtlicher Pressung; Beton und Stahlbetonbau, Heft 11, 1961.

Stoß (1995):

Stoß, M.R.: Einfluß der Lage einer Befestigung (Randabstand, Achsabstand) und der Bauteilabmessungen auf die Spaltbruchlast bei Lasteinleitung durch formschlüssige Befestigungsmittel in Beton; Diplomarbeit am Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 1995.

Szabo (1963):

Szabo, G.: Über die Berechnung der Bruchlast örtlich belasteter Stahlbetonkörper, Betonstein-Zeitung, Heft 2/1963.

Tepfers (1973):

Tepfers, R.: „A Theory of Bond Applied to Overlapped Tensile Reinforcement Splices for Deformed Bars. Chalmers University of Technology, Division of Concrete Structures, Publication 73:2, p. 328. Göteborg, 1973.

Tepfers/Olsson (1992):

Tepfers, R.; Olsson, P-A.: „Ring Test for Evaluation of Bond Properties of Reinforcing Bars.“, Proceedings International Conference Bond in Concrete, Riga, S. 89-99, 1992.

Utescher (1978):

Utescher, G.: Beurteilungsgrundlagen für Fassadenverankerungen. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1978.

Van der Veen (1990):

Van der Veen, C.: Cryogenic bond stress-slip relationship. Thesis, Delft University of Technology, Delft, 111 pp., 1990.

Wagner-Grey (1976):

Wagner-Grey, U.: Tragfähigkeit von Beton unter inneren Pressungen nach den Modellen der dickwandigen Hohlkugel und des dickwandigen Hohlzylinders; Cement and Concrete Research. Vol. 6, pp. 15 - 28, 1976.

Wagner-Grey (1978/1):

Wagner-Grey, U.: Experimentelle und Theoretische Untersuchungen zum Tragverhalten von Spreizdübeln in Beton. Dissertation an der Technischen Universität München, 1978.

Wagner-Grey (1978/2):

Wagner-Grey, U.: Nachträglich eingesetzte Dübel für tragende Verbindungen. Bauingenieur 53, S. 57 - 62, 1978.

Walser (1990)

Walser, P.: Einfluß der Bauteilabmessungen auf die Spaltbruchlast von Betonbauteilen bei Lasteinleitung durch formschlüssige Befestigungsmittel; Diplomarbeit am Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, April 1990.

Weyerhäuser (1984):

Weyerhäuser, C. C.: Ein Verfahren zur Berechnung von dickwandigen, unbewehrten Betonringen unter zentrischer innerer rotationssymmetrischer Radial- und Tangentialbeanspruchung mit Hilfe der Finite-Element-Methode; Dissertation, D17 Darmstadt 1984.

Wohlfahrt (1996):

Wohlfahrt, R.: Tragverhalten von Ankerschienen ohne Rückhängebewehrung, Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 1996.

Wurm/Daschner (1977):

Wurm, P.; Daschner, F.: Versuche über Teilflächenbelastung von Normalbeton, Deutscher. Ausschuß für Stahlbeton, Heft 286, Berlin Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Ernst & Sohn, 1977.

Wurm/Daschner (1983):

Wurm, P.; Daschner, F.: Teilflächenbelastung von Normalbeton Versuche an bewehrten Scheiben, Deutscher. Ausschuß für Stahlbeton, Heft 344, Berlin Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, 1983.

Zhao (1994):

Zhao, G.: Tragverhalten von randfernen Kopfbolzenverankerungen bei Betonbruch, Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 1994.

Produktinformationen:

P1

Produktinformation Gleitmo 600; gleitmolybdän Schmierstoffe GmbH

P2

Produktinformation 5.110d - Klübertop 02-131 (Adcoat); Ausgabe 10.94; Klüber Lubrication München KG

P3

Technische Information Molykote; Dow Corning GmbH München

P4

Produktinformation Dacromet 320 und 500; Benseler Beschichtungen GmbH

Anhangsverzeichnis

Anhang A

- Anhang A-1: Bauteilbreite - Hauptspannungsverteilung bei Höchstlast
Anhang A-2: Bauteilhöhe - Hauptspannungsverteilung bei Höchstlast
Anhang A-3: Verankerungstiefe - Hauptspannungsverteilung bei Höchstlast
Anhang A-4: Lasteinleitungsfläche – Hauptdehnungs- und Spannungsverteilung bei Höchstlast ($d_B = 18$ mm und 72 mm, $h_L = 10$ mm)
Lasteinleitungsfläche – Hauptdehnungs- und Spannungsverteilung bei Höchstlast ($d_B = 18$ mm und 72 mm, $h_L = 40$ mm)
Anhang A-5: Bauteilecke - Hauptspannungsverteilung bei Höchstlast
Bauteilecke - Hauptdehnungsverteilung bei Höchstlast
Anhang A-6: Bauteilrand - Hauptspannungsverteilung bei Höchstlast
Bauteilrand - Hauptdehnungsverteilung bei Höchstlast
Anhang A-7: Zweifachbefestigung - Hauptdehnungs- und Spannungsverteilung bei Höchstlast ($s = 80$ mm und 160 mm, $b = 160$ mm)
Zweifachbefestigung - Hauptdehnungs- und Spannungsverteilung bei Höchstlast ($s = 160$ mm und 240 mm, $b = 320$ mm)
Anhang A-8: Halbplatte - Hauptdehnungs- und Spannungsverteilung bei Höchstlast (1-fach symmetrisch)
Halbplatte - Hauptdehnungs- und Spannungsverteilung beim Versagen (1-fach symmetrisch)

Anhang B

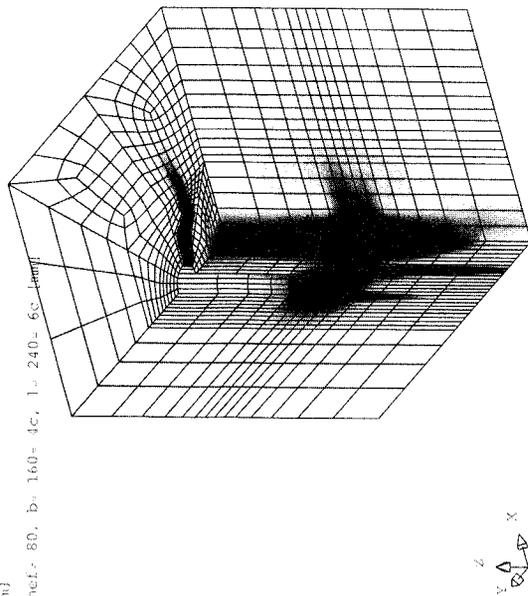
- Anhang B-1: Bezeichnung der Rand- und Achsabstände bei unterschiedlichen Anwendungsfällen
Anhang B-2: Numerische und experimentelle Ergebnisse von Untersuchungen an Betonhohlzylindern belastet durch Innendruck
Anhang B-3: Experimentelle Untersuchungen - Formschlüssige Befestigungen (Ergebnisse der FEP II-Prüfungen)
Anhang B-4: Experimentelle Untersuchungen - Reibschlüssige Befestigungen (Ergebnisse der FEP II-Prüfungen)
Anhang B-5: Experimentelle Untersuchungen - Zugversuche zur Versagensart Spalten
Anhang B-6: Experimentelle Untersuchungen - Zugversuche in Plattenstreifen (Details)

Anhang C

- Anhang C-1: Zusammenstellung der Bemessungsgleichungen

c= 40 [mm]

h= 160, hef= 80, b= 160= 4c, l= 240= 6c [mm]

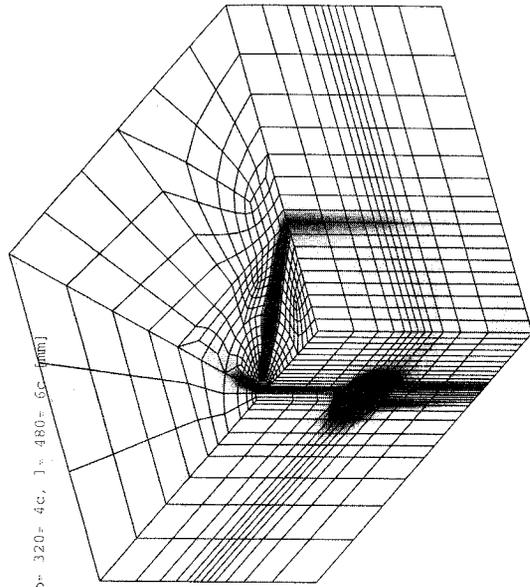


0
 .125E-3
 .25E-3
 .375E-3
 .5E-3
 .625E-3
 .75E-3
 .875E-3
 1E-2

1

c= 80 [mm]

h= 160, hef= 80, b= 320= 4c, l= 480= 6c [mm]

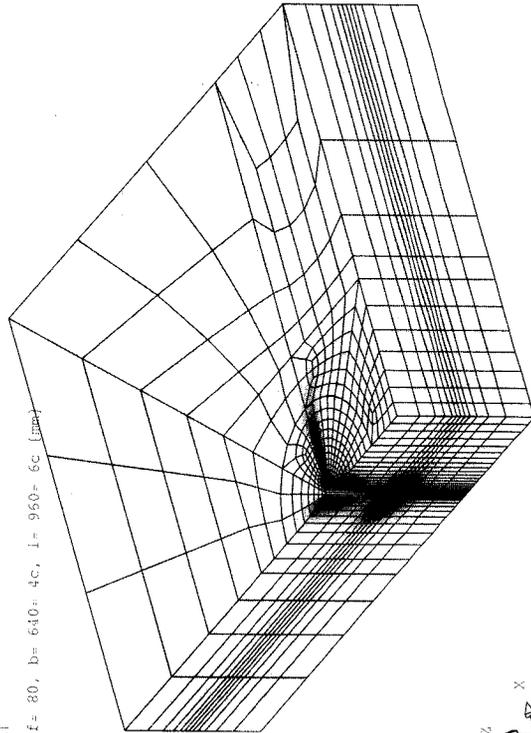


0
 .125E-3
 .25E-3
 .375E-3
 .5E-3
 .625E-3
 .75E-3
 .875E-3
 1E-2

2

c= 160 [mm]

h= 160, hef= 80, b= 640= 4c, l= 960= 6c [mm]

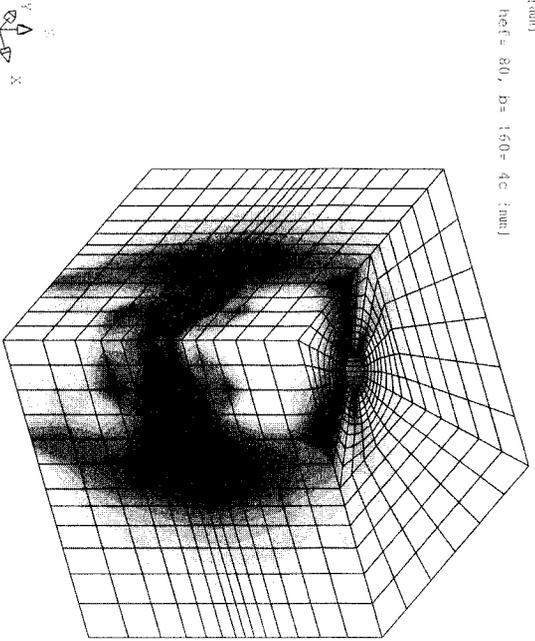


0
 .125E-3
 .25E-3
 .375E-3
 .5E-3
 .625E-3
 .75E-3
 .875E-3
 1E-2

3

4

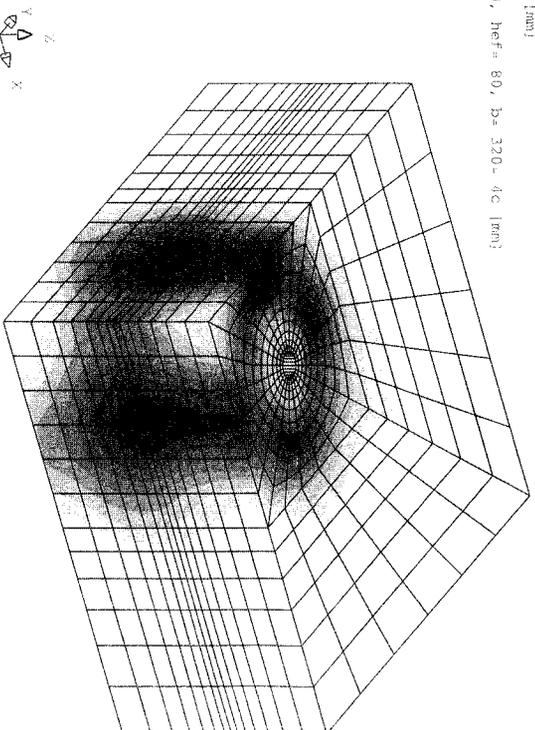
$c = 40$ [mm]
 $b = 160$, $hef = 80$, $b = 160 = 4c$ [mm]



0
 .25
 .5
 .75
 1
 1.25
 1.5
 2

1

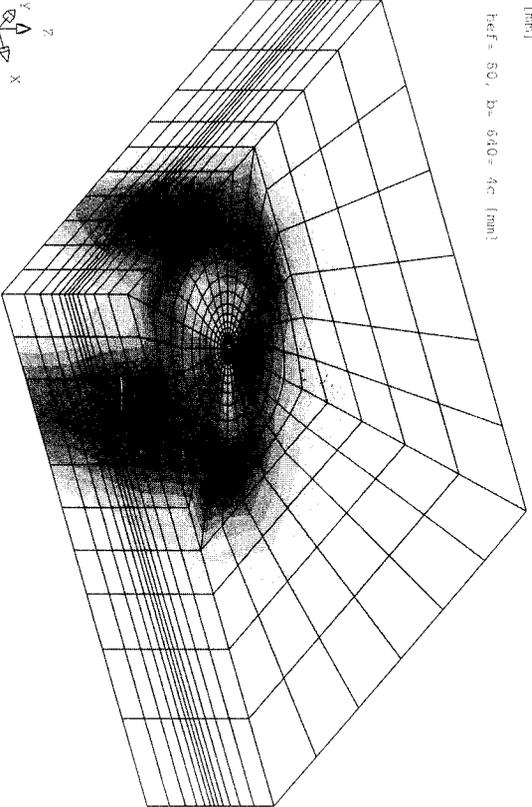
$c = 80$ [mm]
 $b = 160$, $hef = 80$, $b = 320 = 4c$ [mm]



0
 .25
 .5
 .75
 1
 1.25
 1.5
 1.75
 2

2

$c = 160$ [mm]
 $b = 160$, $hef = 80$, $b = 640 = 4c$ [mm]

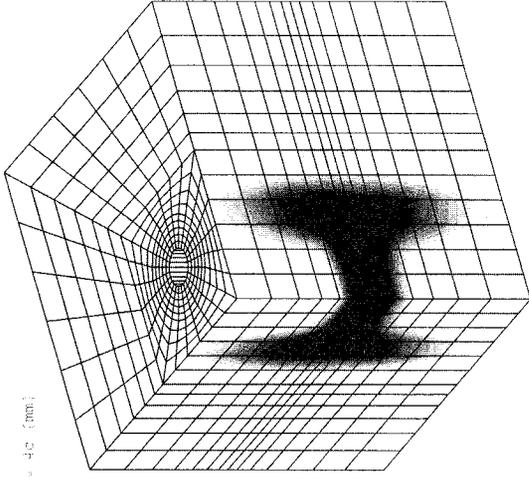


0
 .25
 .5
 .75
 1
 1.25
 1.5
 1.75
 2

3

4

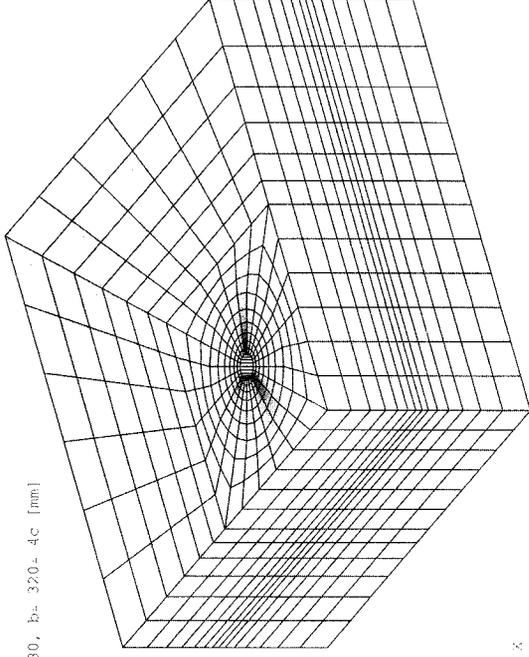
c= 40 [mm]
 h= 160, hef= 80, b= 150+ 4c [mm]



0
 .125E-3
 .25E-3
 .375E-3
 .5E-3
 .625E-3
 .75E-3
 .875E-3
 1E-2

1

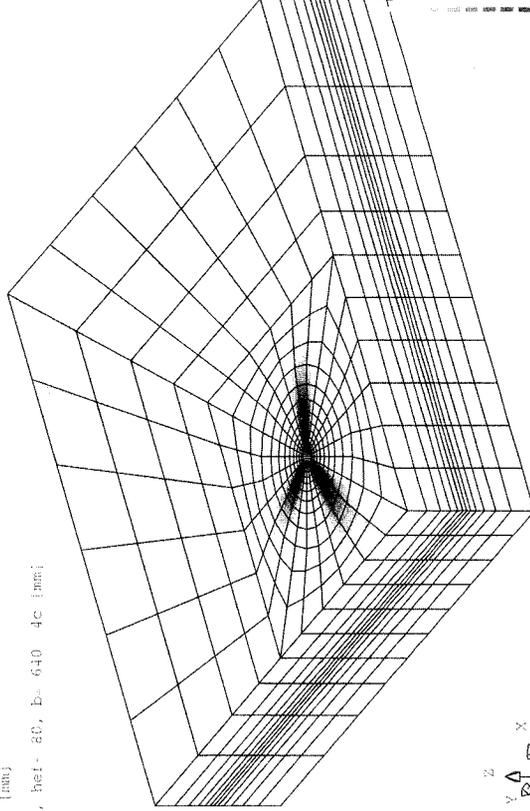
c= 80 [mm]
 h= 160, hef= 80, b= 320+ 4c [mm]



0
 .125E-3
 .25E-3
 .375E-3
 .5E-3
 .625E-3
 .75E-3
 .875E-3
 1E-2

2

c= 150 [mm]
 h= 160, hef= 80, b= 640+ 4c [mm]

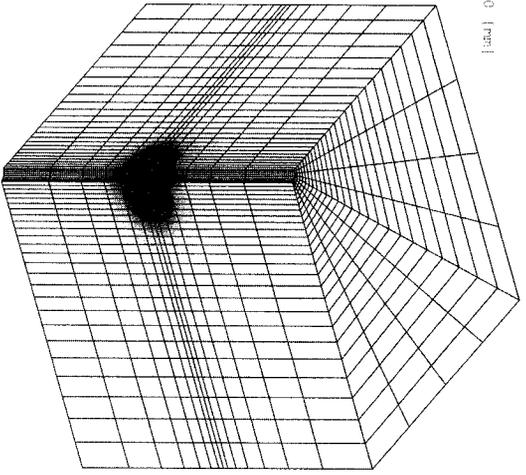


0
 .125E-3
 .25E-3
 .375E-3
 .5E-3
 .625E-3
 .75E-3
 .875E-3
 1E-2

3

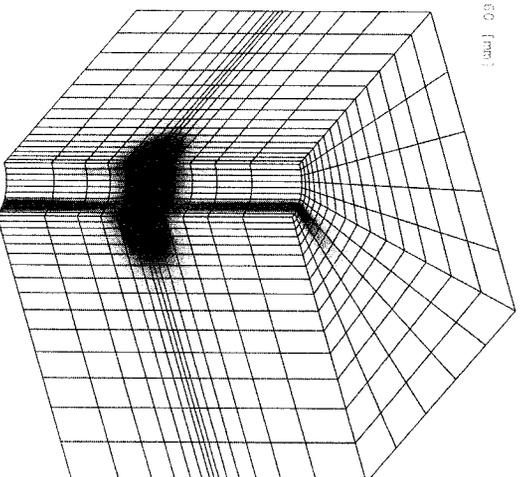
4

db= 18, h1= 10 [mm]
b= 640, h= 320, hof= 160 [mm]



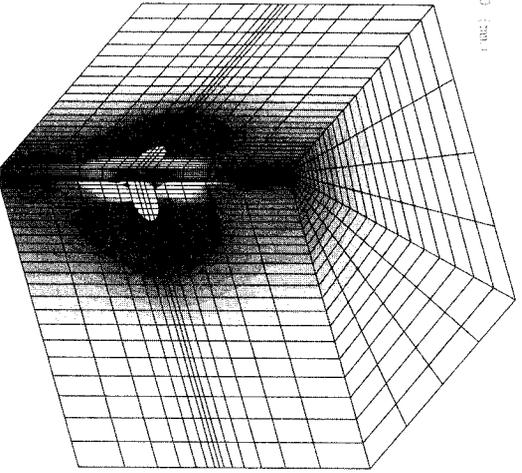
1

db= 72, h1= 10 [mm]
b= 640, h= 320, hof= 160 [mm]



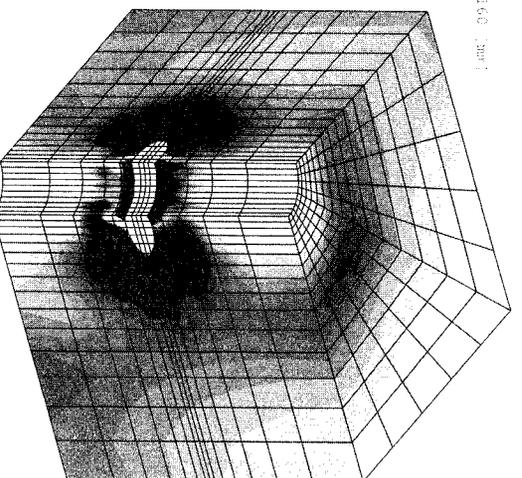
2

db= 18, h1= 10 [mm]
b= 640, h= 320, hof= 160 [mm]



3

db= 72, h1= 10 [mm]
b= 640, h= 320, hof= 160 [mm]



4



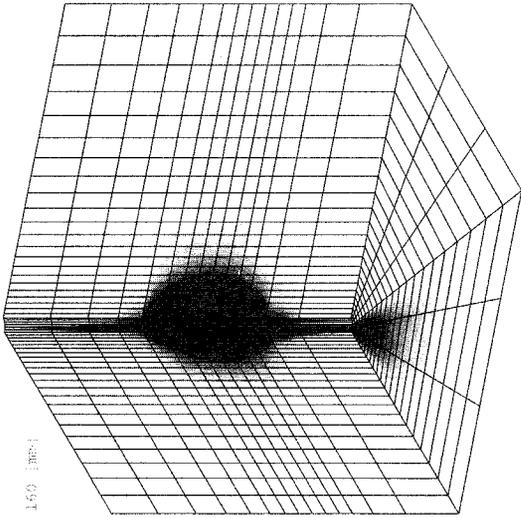
0
1.25E+4
2.50E+4
3.75E+4
5.00E+4
6.25E+4
7.50E+4
8.75E+4
1.00E+5
1.125E+5
1.25E+5

0
1.15E+4
2.29E+4
3.44E+4
4.58E+4
5.73E+4
6.87E+4
8.02E+4
9.16E+4
1.03E+5
1.14E+5
1.25E+5

0
1.25E+4
2.50E+4
3.75E+4
5.00E+4
6.25E+4
7.50E+4
8.75E+4
1.00E+5
1.125E+5
1.25E+5

0
1.35E+4
2.70E+4
4.05E+4
5.40E+4
6.75E+4
8.10E+4
9.45E+4
1.08E+5
1.215E+5
1.35E+5

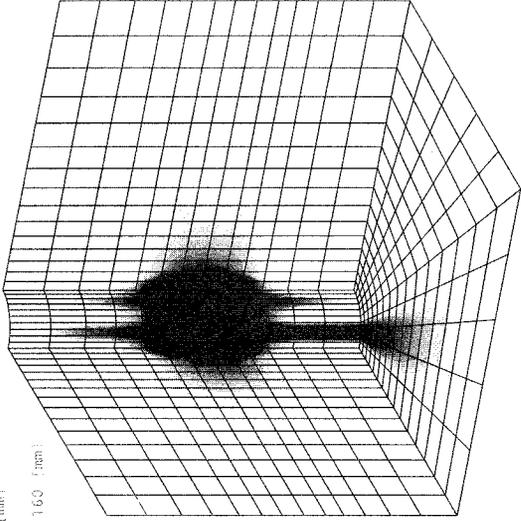
dD= 18, h1= 40 [mm]
b= 640, B= 320, hef= 160 [mm]



0
-1.25E-3
-2.5E-3
-3.75E-3
-5E-3
-6.25E-3
-7.5E-3
-8.75E-3
-1E-2

1

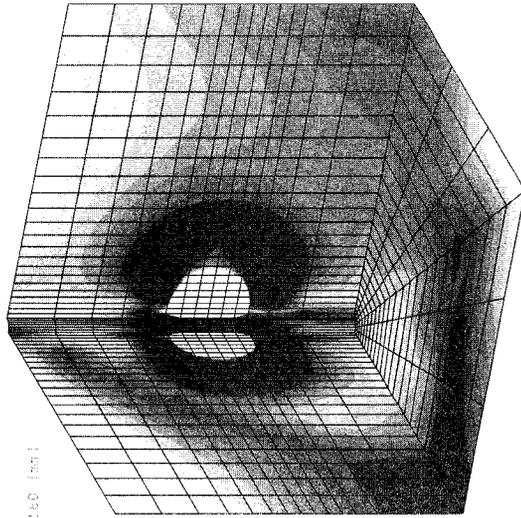
dD= 72 [mm], h1= 40 [mm]
b= 640, B= 320, hef= 160 [mm]



0
-1.25E-3
-2.5E-3
-3.75E-3
-5E-3
-6.25E-3
-7.5E-3
-8.75E-3
-1E-2

2

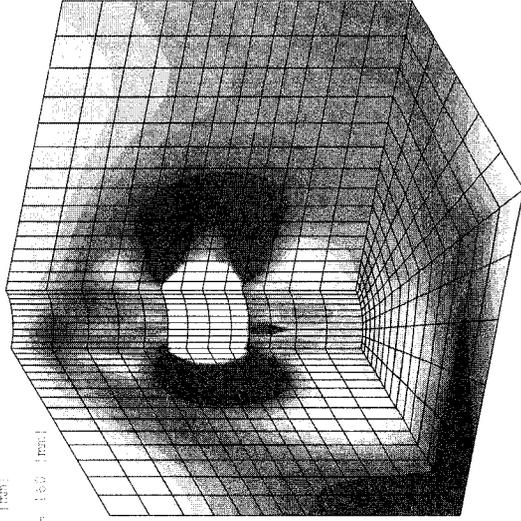
dD= 18, h1= 40 [mm]
b= 640, B= 320, hef= 160 [mm]



0
-1.25E-3
-2.5E-3
-3.75E-3
-5E-3
-6.25E-3
-7.5E-3
-8.75E-3
-1E-2

3

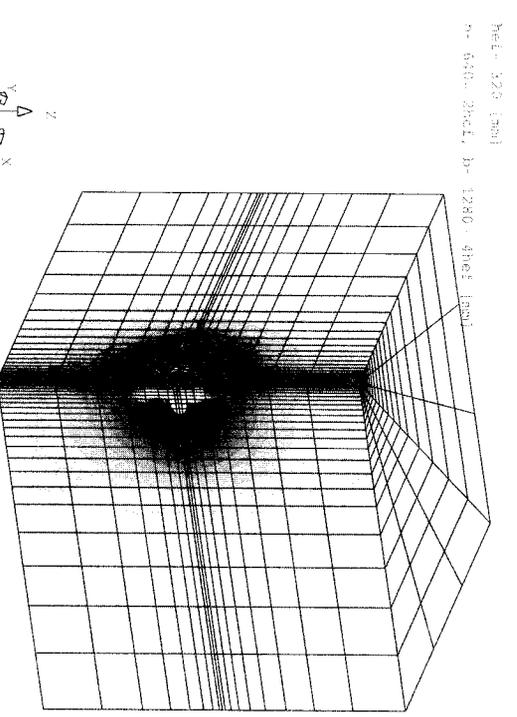
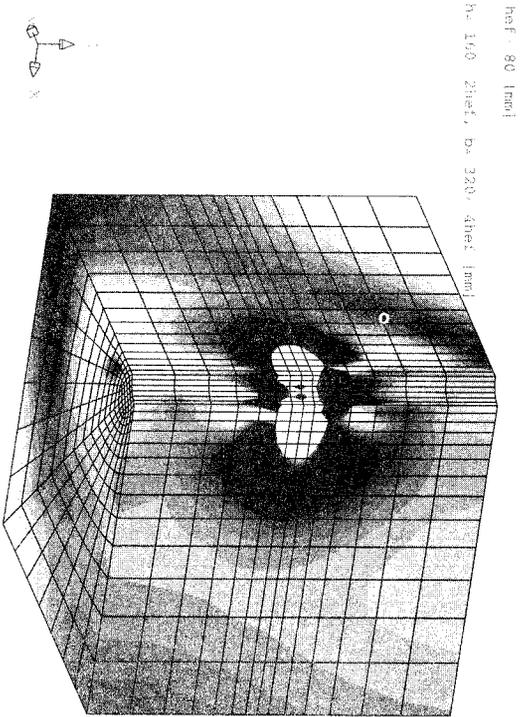
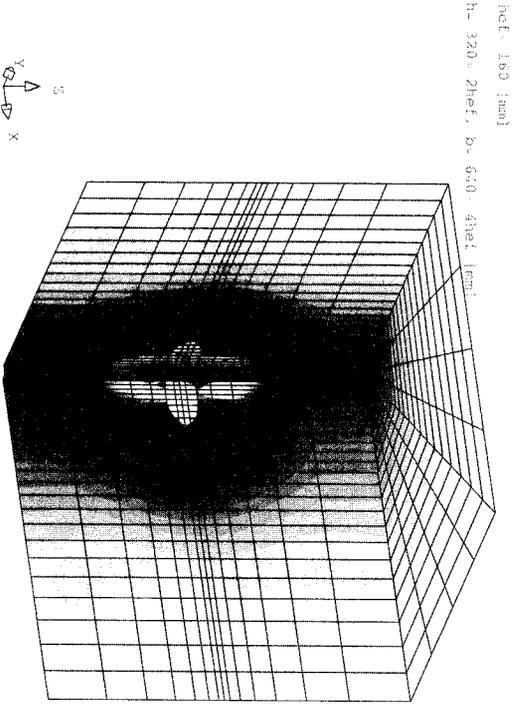
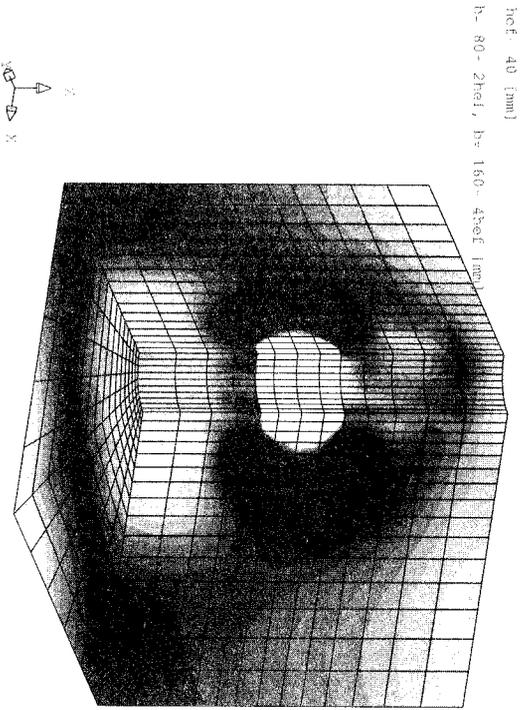
dD= 72 [mm], h1= 40 [mm]
b= 640, B= 320, hef= 160 [mm]



0
-1.25E-3
-2.5E-3
-3.75E-3
-5E-3
-6.25E-3
-7.5E-3
-8.75E-3
-1E-2

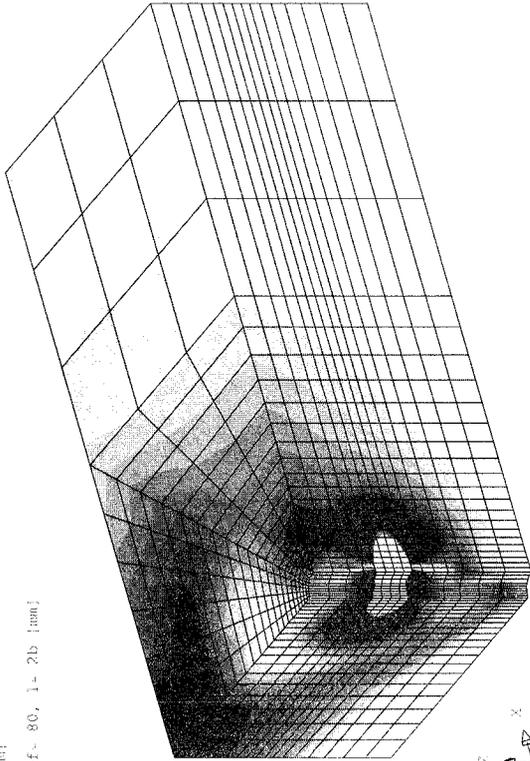
4

Anhang A4: Lasteinleitungsfläche - Hauptachsungs- und spannungsverteilung bei Hochstlast



h = 120 [mm]

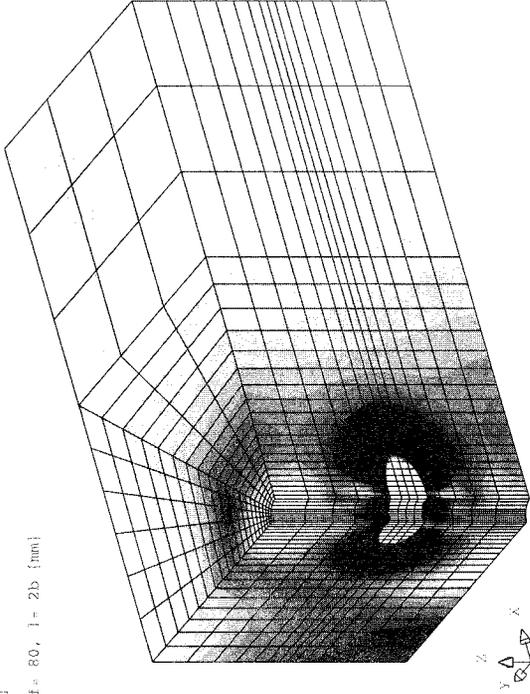
b = 320, hef = 80, l = 2b [mm]



1

h = 160 [mm]

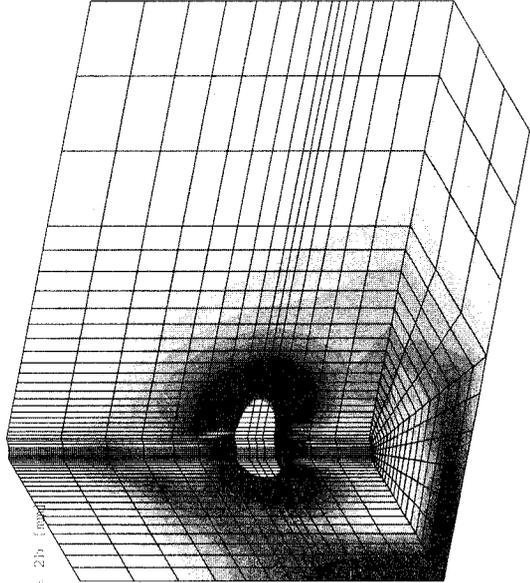
b = 320, hef = 80, l = 2b [mm]



2

h = 240 [mm]

b = 320, hef = 80, l = 2b [mm]

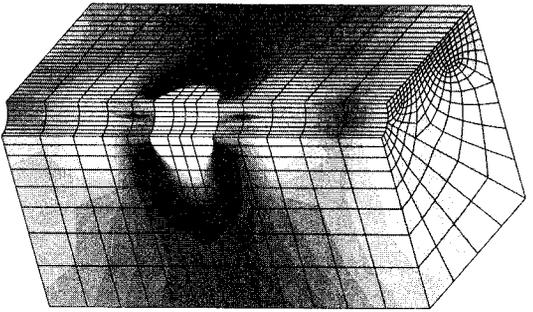


3



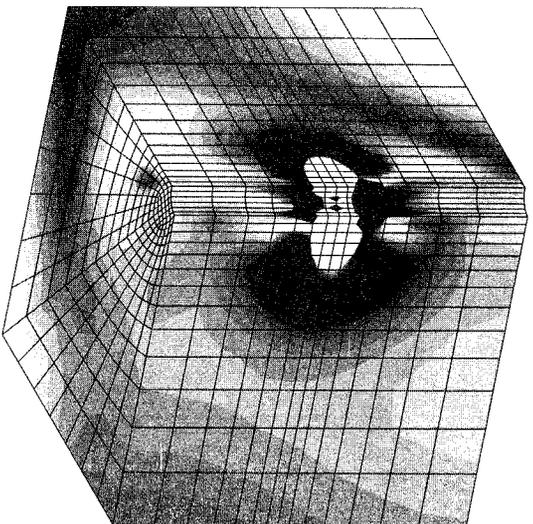
4

b = 160 [mm]
h = 160, hef = 80 [mm]



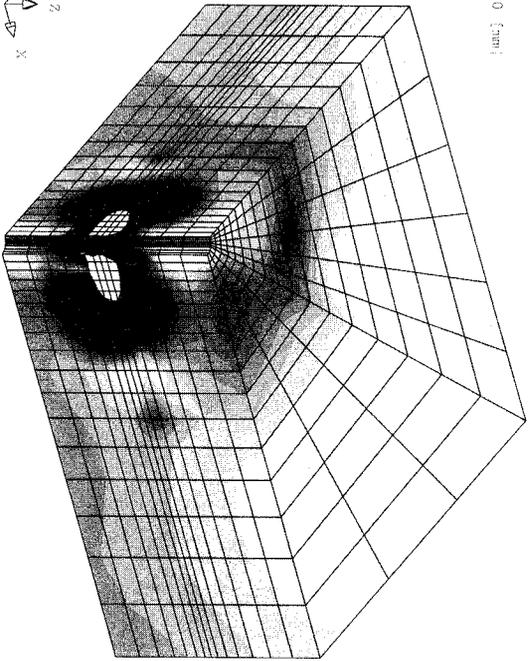
1

b = 320 [mm]
h = 160, hef = 80 [mm]



2

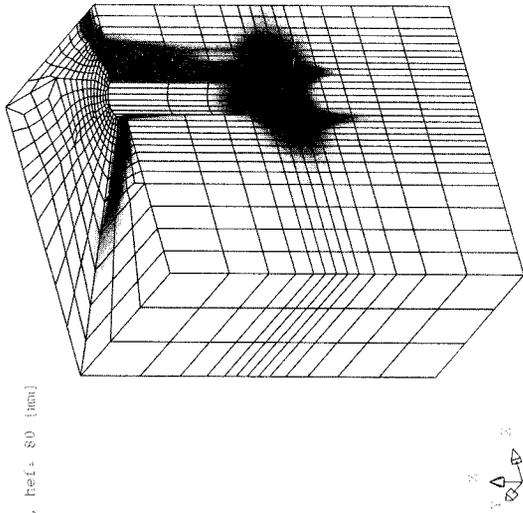
b = 640 [mm]
h = 160, hef = 80 [mm]



3

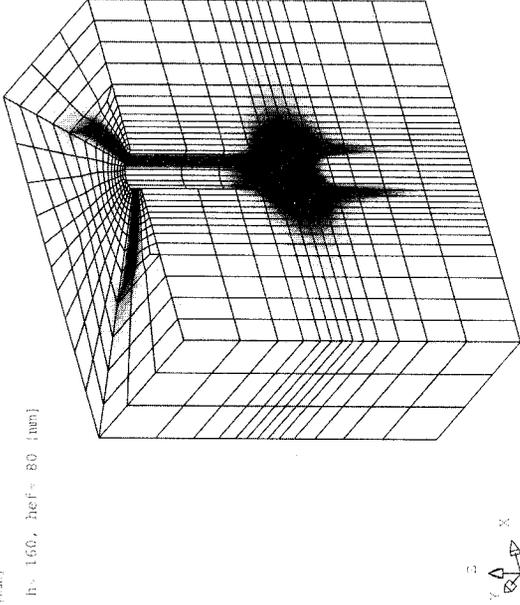
4

s= 80 [mm]
b= 160, h= 160, hef= 80 [mm]



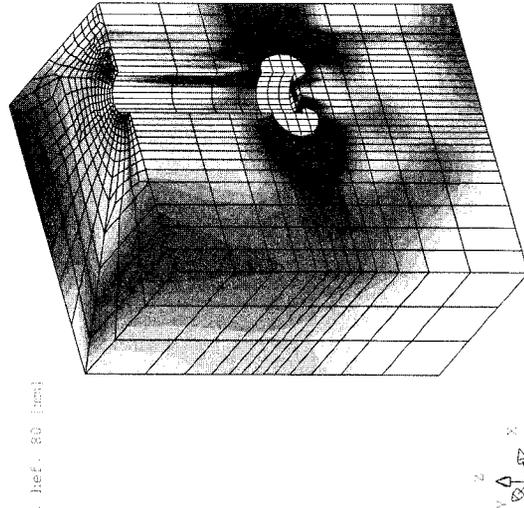
1

s= 160 [mm]
b= 160, h= 160, hef= 80 [mm]



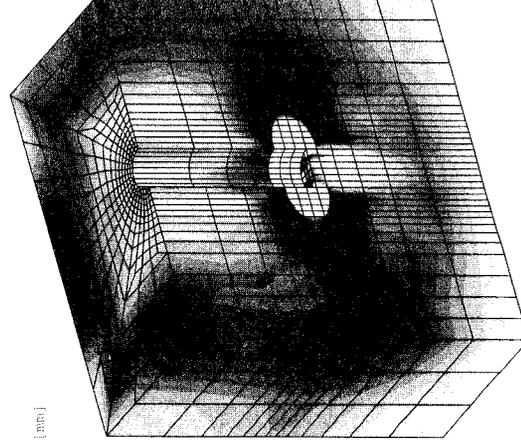
2

s= 80 [mm]
b= 160, h= 160, hef= 80 [mm]



3

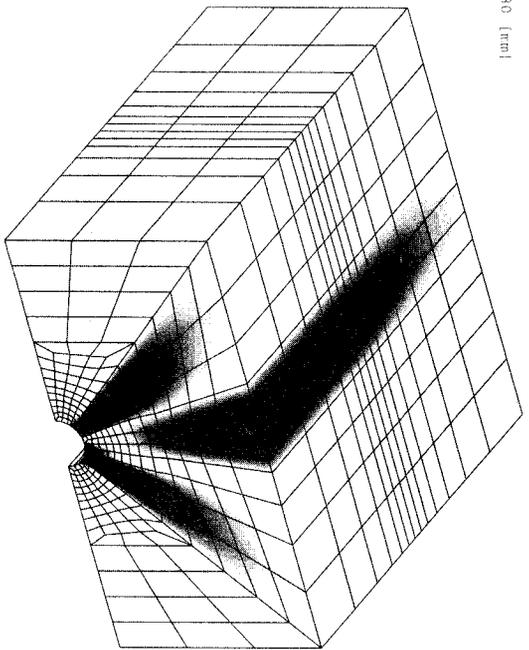
s= 160 [mm]
b= 160, h= 160, hef= 80 [mm]



4

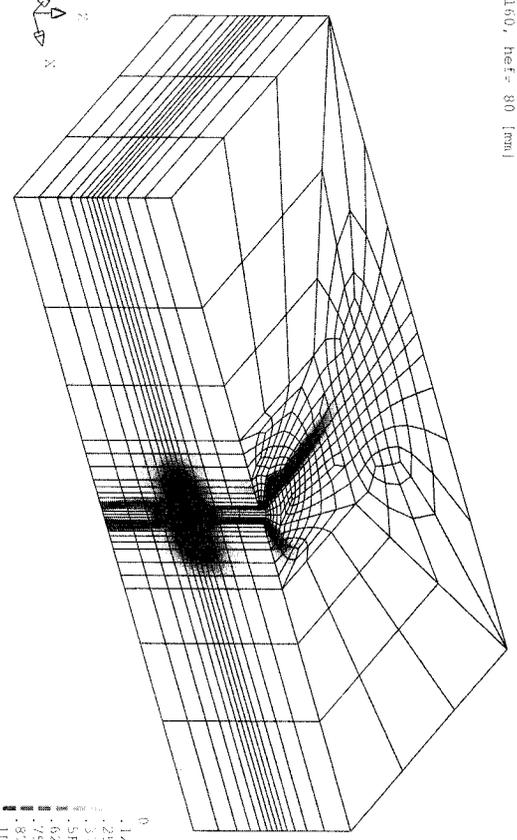
Anhang A7: Zweifachbefestigung - Hauptdehnungs- u. spannungsverteilung bei Hoechstlast

b = 160 [mm]
h = 160, hef = 80 [mm]



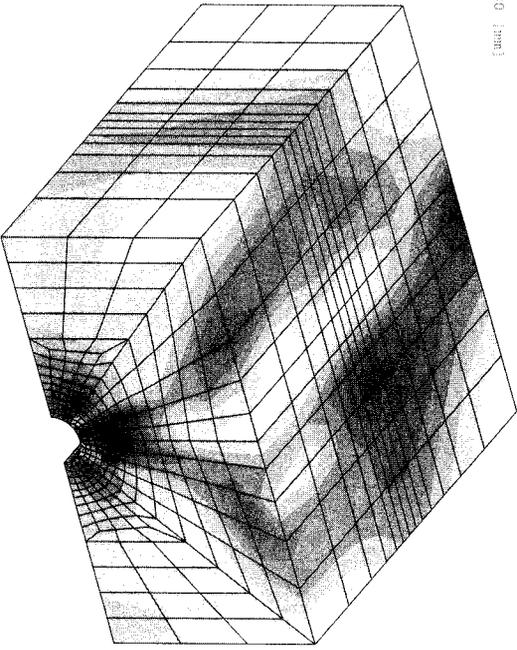
1

b = 640 [mm]
h = 160, hef = 80 [mm]



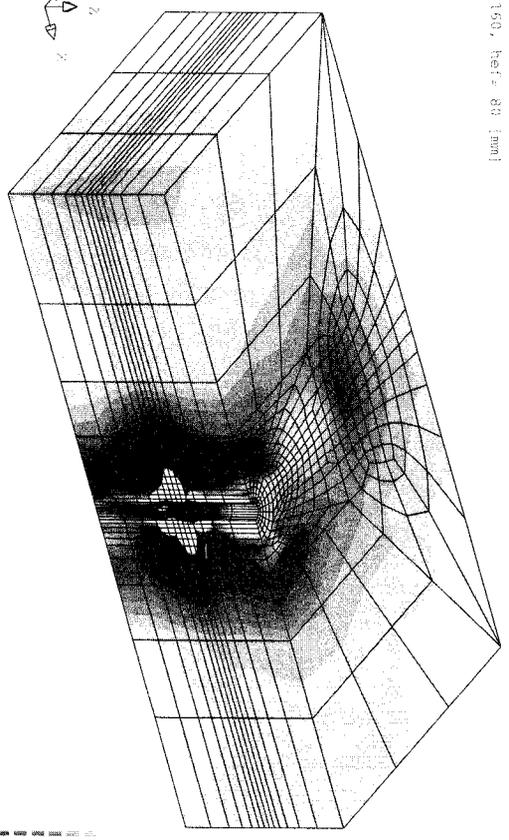
2

b = 160 [mm]
h = 160, hef = 80 [mm]



3

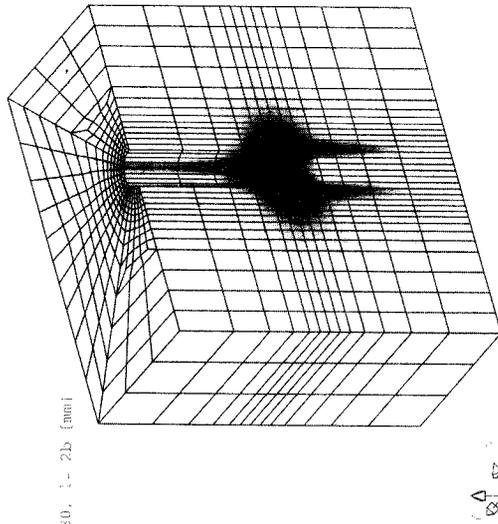
b = 640 [mm]
h = 160, hef = 80 [mm]



4

Anhang A8: Halbplatte - Hauptdehnungs- und spannungsverteilung beim Versagen

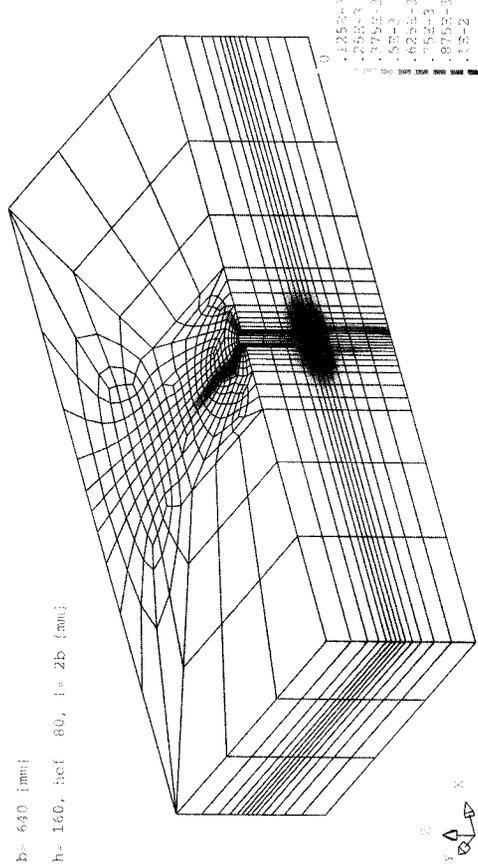
b= 160 [mm]
h= 150, hef= 80, i= 2b [mm]



0
.1275E+3
.2550E+3
.3825E+3
.5100E+3
.6375E+3
.7650E+3
.8925E+3
.1020E+4
.1147E+4
.1275E+4

1

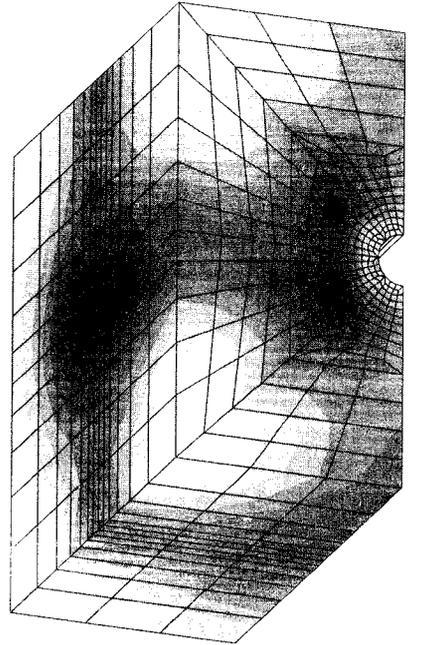
b= 640 [mm]
h= 160, hef= 80, i= 2b [mm]



0
.135E+3
.270E+3
.405E+3
.540E+3
.675E+3
.810E+3
.945E+3
.1080E+4
.1215E+4
.1350E+4

2

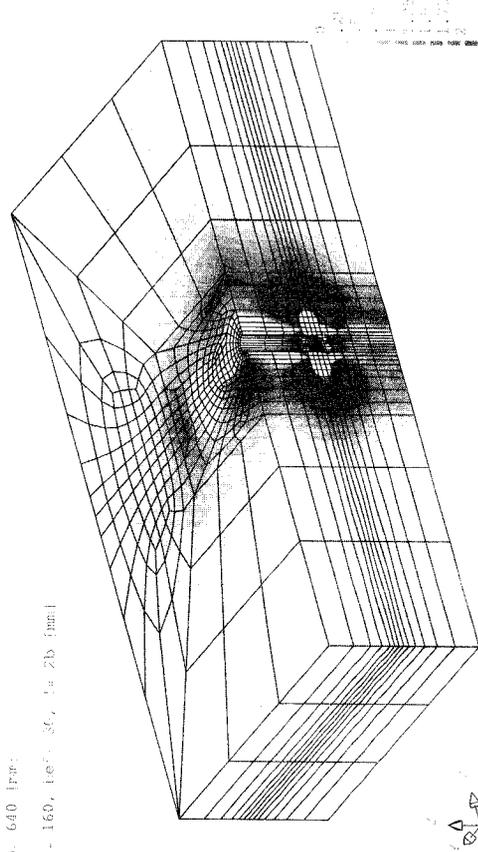
b= 160 [mm]
h= 160, hef= 80, i= 2b [mm]



0
.1275E+3
.2550E+3
.3825E+3
.5100E+3
.6375E+3
.7650E+3
.8925E+3
.1020E+4
.1147E+4
.1275E+4

3

b= 640 [mm]
h= 160, hef= 80, i= 2b [mm]



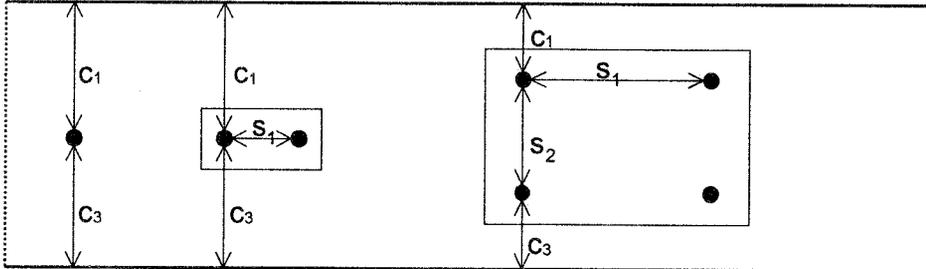
0
.135E+3
.270E+3
.405E+3
.540E+3
.675E+3
.810E+3
.945E+3
.1080E+4
.1215E+4
.1350E+4

4

Anhang A8: Halbplatte - Hauptdehnungs- und Spannungsverteilung bei Hochlast

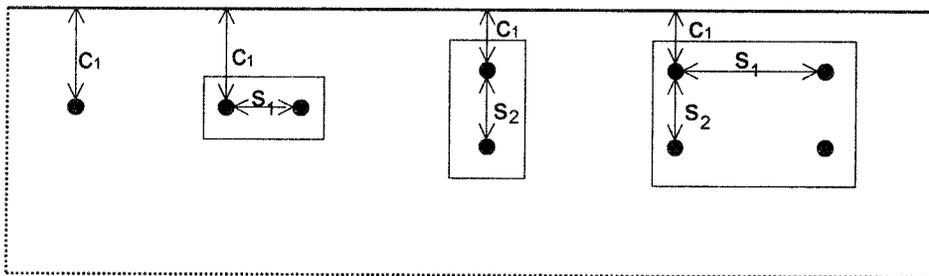
Bezeichnung der Rand- und Achsabstände bei unterschiedlichen Anwendungsfällen

1. Befestigungen in Plattenstreifen

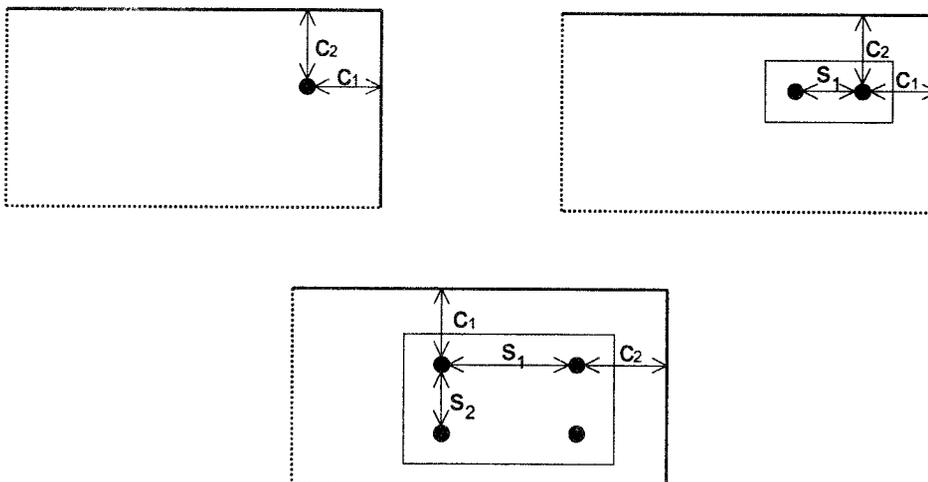


2. Befestigungen am Bauteilrand und in der Bauteilecke

a) Bauteilrand



b) Bauteilecke



Numerische und experimentelle Ergebnisse von Untersuchungen an Betonhohlzylindern belastet durch Innendruck

Versuche : Innendruck bei dickwandigen Hohlzylindern											
Art	Quelle	Nr.	r_a	r_i	r_a/r_i	h	β_w	β_{sz}	$\beta_z^{1)2)}$	P_{iu}	
			mm	mm		mm	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	
Experimentelle Untersuchungen	Martin (1973)	1	39	9	4,33	40	15,8		2,0	9,02	
		2	58	9	6,44	40	15,8		2,0	13,82	
		3	31	9	3,44	105	18,0		2,2	5,33	
		4	48	9	5,33	105	18,0		2,2	9,36	
		5	37	9	4,11	105	18,3		2,3	6,94	
		6	59	9	6,56	105	18,3		2,3	12,66	
		7	31	9	3,44	39	27,5		3,0	5,95	
		8	48	9	5,33	39	27,5		3,0	12,03	
		9	39	9	4,33	104	30,0		3,1	11,10	
		10	58	9	6,44	104	30,0		3,1	17,60	
		11	34	9	3,78	104	30,1		3,1	8,01	
		12	48	9	5,33	104	30,1		3,1	11,50	
		13	36	9	4	104	30,5		3,2	8,70	
		14	58	9	6,44	104	30,5		3,2	14,10	
	Bilcik et. al. (1991) max. Größtkorn d=4mm	21	50	9	5,56	30	37,9		2,8	3,58	
		22	50	9	5,56	30	37,9		2,8	4,17	
		23	50	9	5,56	30	37,9		2,8	5,18	
		24	100	9	11,1	30	37,9		2,8	7,73	
		25	100	9	11,1	30	37,9		2,8	8,79	
		26	100	9	11,1	30	37,9		2,8	9,91	
		27	150	9	16,7	30	37,9		2,8	12,43	
		28	150	9	16,7	30	37,9		2,8	13,55	
	Neuner/ Stöckl/ Grasser (1978) ³⁾	15	365	109	3,35	100	26,3	1,97	2,1	3,77	
		16	365	109	3,35	100	23,3	1,58	2,0	3,55	
		17	625	109	5,73	100	22,5	1,54	1,9	3,67	
	McHenry Karni (1958)	18	177,8	127	1,4		22,1		1,9	0,81	
		19	177,8	127	1,4		37,1		2,7	1,01	
		20	177,8	127	1,4		44,6		3,0	1,07	
	Noghabai et. al. (1993) ⁴⁾	40	156,5	18	8,69	175	57,0	4,20	3,8	20,20	
		41	156,5	18	8,69	176	105,0	5,60	5,0	26,70	
		42	156,5	18	8,69	177	157,4	8,90	8,0	28,10	
	Numerische Untersuchungen	microplane 3D Pukl et. al. (1992)	30	50	9	5,56		37,9		2,8	4,44
			31	100	9	11,1		37,9		2,8	8,80
32			150	9	16,7		37,9		2,8	12,91	
33			365	9	40,6		37,9		2,8	29,89	
34			625	9	69,4		37,9		2,8	34,53	
Sbeta Pukl et. al. (1992)		35	50	9	5,56		37,9		2,8	4,18	
		36	100	9	11,1		37,9		2,8	9,05	
		37	150	9	16,7		37,9		2,8	13,97	
		38	365	9	40,6		37,9		2,8	25,66	
		39	625	9	69,4		37,9		2,8	28,68	

1) Berechnung nach Heilmann (1969): $\beta_z = 0,24 * \beta_w^{2/3}$ oder $\beta_z = 0,9 * \beta_{sz}$.

2) Nach Pusill- Wachtmuth (1982) betrug die Biegezugfestigkeit bei den Versuchen von Martin $\beta_{bz} = 5,3 \text{ N/mm}^2$. Diese liegt 35% über dem rechn. Wert nach Heilmann (1969), so daß vom rechnerischen Wert ausgegangen wurde.

3) Zur Vermeidung von Schwindrissen wurden die Versuchskörper versiegelt. Die zur Ermittlung der Festigkeitseigenschaften hergestellten Würfel bzw. Zylinder wurden nicht versiegelt in einer Nebelkammer feucht gelagert. Deshalb wird von der rechnerischen Zugfestigkeit nach Heilmann (1969) ausgegangen ($\beta_z = 0,24 * \beta_w^{2/3}$)

4) $r_{gerissen}/r_a = 0,58/0,55/0,36$ (Versuch 40 - 42)

Experimentelle Untersuchungen - Formschlüssige Befestigungen

Dübeltyp: Kopfbolzen
 Anwendungsfall: Ergebnisse der FEP II-Prüfungen
 Quelle: Asmus (1995/2)

Nr.	d	a _s	BEM	α	h _{ef}	A ₁	A _{FEP}	β _w	F _v	F _{Spa} /F _v Versuch	Pressung	F _{Spa} /F _v Rechnung	F _{Spa} /F _v Versuch/ Rechnung
	mm	mm	mm	°	mm	mm ²	mm ²	N/mm ²	kN		N/mm ²		
Hinterschnitt durch Diamantsäge erstellt													
1	8	3	8,3	90	70	99,8	88,4	35,6	10	0,43	113,1	0,28	1,55
2	8	3	8,3	90	70	99,8	88,4	35,6	10	0,39	113,1	0,28	1,41
3	8	3	8,3	90	70	99,8	88,4	35,6	10	0,39	113,1	0,28	1,41
4	8	3	8,3	90	70	99,8	88,4	35,6	10	0,37	113,1	0,28	1,33
5	8	6	8,3	90	70	260,1	236,7	35,6	10	0,28	42,3	0,17	1,65
6	8	6	8,3	90	70	260,1	236,7	35,6	10	0,28	42,3	0,17	1,65
7	8	6	8,3	90	70	260,1	236,7	35,6	10	0,29	42,3	0,17	1,71
8	12	0,5	12,3	90	70	13,9	12,5	35,6	7,5	0,73	599,5	0,64	1,14
9	12	0,5	12,3	90	70	13,9	12,5	35,6	7,5	0,89	599,5	0,64	1,39
10	12	0,5	12,3	90	70	13,9	12,5	35,6	7,5	0,66	599,5	0,64	1,03
11	12	0,5	12,3	90	70	13,9	12,5	35,6	7,5	0,80	599,5	0,64	1,25
12	12	0,5	12,3	90	70	13,9	12,5	35,6	7,5	0,65	599,5	0,64	1,02
13	12	1	12,3	90	70	35,1	31,7	35,6	12,5	0,60	394,1	0,52	1,16
14	12	1	12,3	90	70	35,1	31,7	35,6	12,5	0,47	394,1	0,52	0,91
15	12	1	12,3	90	70	35,1	31,7	35,6	12,5	0,63	394,1	0,52	1,22
16	12	1	12,3	90	70	35,1	31,7	35,6	12,5	0,44	394,1	0,52	0,85
17	12	1	12,3	90	70	35,1	31,7	35,6	12,5	0,48	394,1	0,52	0,93
18	12	2	12,3	90	70	82,2	74,8	35,6	20	0,33	267,2	0,43	0,77
19	12	2	12,3	90	70	82,2	74,8	35,6	20	0,33	267,2	0,43	0,77
20	12	2	12,3	90	70	82,2	74,8	35,6	20	0,51	267,2	0,43	1,20
21	12	2	12,3	90	70	82,2	74,8	35,6	20	0,38	267,2	0,43	0,89
22	12	2	12,3	90	70	82,2	74,8	35,6	20	0,43	267,2	0,43	1,01
23	12	3	12,3	90	70	135,6	124,3	35,6	20	0,23	161,0	0,33	0,69
24	12	3	12,3	90	70	135,6	124,3	35,6	20	0,34	161,0	0,33	1,03
25	12	3	12,3	90	70	135,6	124,3	35,6	20	0,42	161,0	0,33	1,27
26	12	3	12,3	90	70	135,6	124,3	35,6	20	0,27	161,0	0,33	0,82
27	12	3	12,3	90	70	135,6	124,3	35,6	20	0,27	161,0	0,33	0,82
28	12	4	12,3	90	70	195,3	179,9	35,6	20	0,25	111,1	0,28	0,91
29	12	4	12,3	90	70	195,3	179,9	35,6	20	0,26	111,1	0,28	0,95
30	12	6	12,3	90	70	333,6	310,2	35,6	20	0,22	64,5	0,21	1,05
31	12	6	12,3	90	70	333,6	310,2	35,6	20	0,14	64,5	0,21	0,67
32	12	6	12,3	90	70	333,6	310,2	35,6	20	0,22	64,5	0,21	1,05
33	12	8	12,3	90	70	496,9	465,5	35,6	20	0,17	43,0	0,17	0,99
34	12	8	12,3	90	70	496,9	465,5	35,6	20	0,12	43,0	0,17	0,70
35	12	8	12,3	90	70	496,9	465,5	35,6	20	0,12	43,0	0,17	0,70
36	12	8	12,3	90	70	496,9	465,5	35,6	20	0,13	43,0	0,17	0,76
37	16	3	16,3	90	70	171,5	160,1	35,6	40	0,30	249,9	0,41	0,73
38	16	3	16,3	90	70	171,5	160,1	35,6	40	0,25	249,9	0,41	0,61
39	16	3	16,3	90	70	171,5	160,1	35,6	40	0,37	249,9	0,41	0,90
40	16	3	16,3	90	70	171,5	160,1	35,6	40	0,31	249,9	0,41	0,75
41	16	3	16,3	90	70	171,5	160,1	35,6	40	0,24	249,9	0,41	0,58
42	16	8	16,3	90	70	595,6	564,2	35,6	40	0,26	70,9	0,22	1,18
43	16	8	16,3	90	70	595,6	564,2	35,6	40	0,13	70,9	0,22	0,59
44	16	8	16,3	90	70	595,6	564,2	35,6	40	0,09	70,9	0,22	0,41
45	16	8	16,3	90	70	595,6	564,2	35,6	40	0,17	70,9	0,22	0,77
46	16	8	16,3	90	70	595,6	564,2	35,6	40	0,21	70,9	0,22	0,96
47	8	3	8,3	90	70	99,8	88,4	61,2	10	0,48	113,1	0,28	1,73
48	8	3	8,3	90	70	99,8	88,4	61,2	10	0,36	113,1	0,28	1,30
49	8	3	8,3	90	70	99,8	88,4	61,2	10	0,26	113,1	0,28	0,94
50	8	3	8,3	90	70	99,8	88,4	61,2	10	0,34	113,1	0,28	1,22
51	8	3	8,3	90	70	99,8	88,4	61,2	10	0,21	113,1	0,28	0,76
52	12	3	12,3	90	70	135,6	124,3	61,2	20	0,27	161	0,33	0,82
53	12	3	12,3	90	70	135,6	124,3	61,2	20	0,19	161	0,33	0,57
54	12	3	12,3	90	70	135,6	124,3	61,2	20	0,19	161	0,33	0,57
55	16	3	16,3	90	70	171,5	160,1	61,2	40	0,32	249,9	0,41	0,78
56	16	3	16,3	90	70	171,5	160,1	61,2	40	0,29	249,9	0,41	0,70
57	16	3	16,3	90	70	171,5	160,1	61,2	40	0,35	249,9	0,41	0,85
58	16	3	16,3	90	70	171,5	160,1	61,2	40	0,28	249,9	0,41	0,68
59	8	3		15	70	103,7	91,7	51,9	10	0,33	109,1	0,43	0,76

Nr.	d	a _s	BEM	α	h _{ef}	A ₁	A _{FEP}	β _w	F _V	F _{Spa} /F _V Versuch	Pressung	F _{Spa} /F _V Rechnung	F _{Spa} /F _V Versuch/ Rechnung
	mm	mm	mm	°	mm	mm ²	mm ²	N/mm ²	kN		N/mm ²		
Prüfkörper mit eingelegtem Befestigungselement betoniert ab Nr. 59													
60	8	3		15	70	103,7	91,7	51,9	10	0,51	109,1	0,43	1,18
61	8	3		15	70	103,7	91,7	51,9	10	0,44	109,1	0,43	1,02
62	8	3		15	70	103,7	91,7	51,9	10	0,58	109,1	0,43	1,34
63	8	3		15	70	103,7	91,7	51,9	10	0,33	109,1	0,43	0,76
64	8	3		45	70	103,7	91,7	51,9	10	0,31	109,1	0,27	1,14
65	8	3		45	70	103,7	91,7	51,9	10	0,25	109,1	0,27	0,92
66	8	3		45	70	103,7	91,7	51,9	10	0,29	109,1	0,27	1,06
67	8	3		45	70	103,7	91,7	51,9	10	0,36	109,1	0,27	1,32
68	8	3		90	70	103,7	91,7	51,9	10	0,23	109,1	0,27	0,84
69	8	3		90	70	103,7	91,7	51,9	10	0,28	109,1	0,27	1,03
70	8	3		90	70	103,7	91,7	51,9	10	0,42	109,1	0,27	1,54
71	12	3		15	70	141,4	129,4	47,2	20	0,26	154,6	0,52	0,50
72	12	3		15	70	141,4	129,4	47,2	20	0,34	154,6	0,52	0,66
73	12	3		15	70	141,4	129,4	47,2	20	0,28	154,6	0,52	0,54
74	12	3		15	70	141,4	129,4	47,2	20	0,40	154,6	0,52	0,78
75	12	3		45	70	141,4	129,4	47,2	20	0,24	154,6	0,32	0,74
76	12	3		45	70	141,4	129,4	47,2	20	0,22	154,6	0,32	0,68
77	12	3		45	70	141,4	129,4	47,2	20	0,39	154,6	0,32	1,20
78	12	3		45	70	141,4	129,4	47,2	20	0,33	154,6	0,32	1,02
79	12	3		90	70	141,4	129,4	51,9	20	0,23	154,6	0,32	0,71
80	12	3		90	70	141,4	129,4	51,9	20	0,22	154,6	0,32	0,68
81	12	3		90	70	141,4	129,4	51,9	20	0,16	154,6	0,32	0,49
82	12	8		15	70	502,7	470,7	47,2	20	0,26	42,5	0,27	0,96
83	12	8		15	70	502,7	470,7	47,2	20	0,26	42,5	0,27	0,96
84	12	8		15	70	502,7	470,7	47,2	20	0,16	42,5	0,27	0,59
85	12	8		15	70	502,7	470,7	47,2	20	0,22	42,5	0,27	0,81
86	12	8		15	70	502,7	470,7	47,2	20	0,28	42,5	0,17	1,65
87	12	8		45	70	502,7	470,7	47,2	20	0,17	42,5	0,17	1,00
88	12	8		45	70	502,7	470,7	47,2	20	0,22	42,5	0,17	1,29
89	12	8		45	70	502,7	470,7	47,2	20	0,14	42,5	0,17	0,82
90	12	8		45	70	502,7	470,7	47,2	20	0,15	42,5	0,17	0,88
91	12	8		45	70	502,7	470,7	47,2	20	0,18	42,5	0,17	1,06
92	16	3		15	70	179,1	167,1	47,2	40	0,24	239,4	0,64	0,37
93	16	3		15	70	179,1	167,1	47,2	40	0,25	239,4	0,64	0,39
94	16	3		15	70	179,1	167,1	47,2	40	0,38	239,4	0,64	0,59
95	16	3		15	70	179,1	167,1	47,2	40	0,29	239,4	0,64	0,45
96	16	3		15	70	179,1	167,1	47,2	40	0,46	239,4	0,64	0,72
97	16	3		45	70	179,1	167,1	47,2	40	0,28	239,4	0,40	0,69
98	16	3		45	70	179,1	167,1	47,2	40	0,23	239,4	0,40	0,57
99	16	3		45	70	179,1	167,1	47,2	40	0,17	239,4	0,40	0,42
100	16	3		45	70	179,1	167,1	47,2	40	0,26	239,4	0,40	0,64
101	16	3		90	70	179,1	167,1	51,9	40	0,21	239,4	0,40	0,52
102	16	3		90	70	179,1	167,1	51,9	40	0,33	239,4	0,40	0,82

Experimentelle Untersuchungen - Formschlüssige Befestigungen

Dübeltyp: Hinterschnittdübel
 Anwendungsfall: Ergebnisse der FEP II-Prüfungen
 Quelle: Asmus (1995/2)

Nr.	Typ/ Größe	d	a _s	BEM	α	h _{ef}	A ₁	A _{1Brutto}	A _{1Netto}	β _w	F _v	F _{Spa} /F _V Versuch	Pressung	F _{Spa} /F _V Rechnung	F _{Spa} /F _V Versuch/ Rechnung
		mm	mm	mm	°	mm	mm ²	mm ²	mm ²	N/mm ²	kN		N/mm ²		
1	1/M8	12,0	2,3	12,6	14	40	91,7	83,7	49,0	35,6	10	0,36	119,5	0,47	0,77
2	1/M8	12,0	2,3	12,6	14	40	91,7	83,7	49,0	35,6	10	0,55	119,5	0,47	1,17
3	1/M8	12,0	2,3	12,6	14	40	91,7	83,7	49,0	35,6	10	0,43	119,5	0,47	0,92
4	1/M10	14,0	2,3	14,6	14	60	104,3	96,3	64,5	35,6	15	0,45	155,8	0,54	0,84
5	1/M10	14,0	2,3	14,6	14	60	104,3	96,3	64,5	35,6	15	0,47	155,8	0,54	0,88
6	1/M10	14,0	2,3	14,6	14	60	104,3	96,3	64,5	35,6	15	0,45	155,8	0,54	0,84
7	1/M10	14,0	2,3	14,6	14	60	104,3	96,3	64,5	35,6	15	0,45	155,8	0,54	0,84
8	1/M12	18,0	2,9	18,7	16	80	170,2	160,0	107,2	35,6	20	0,52	125,0	0,45	1,16
9	1/M12	18,0	2,9	18,7	16	80	170,2	160,0	107,2	35,6	20	0,48	125,0	0,45	1,07
10	1/M12	18,0	2,9	18,7	16	80	170,2	160,0	107,2	35,6	20	0,46	125,0	0,45	1,03
11	1/M12	18,0	2,9	18,7	16	80	170,2	160,0	107,2	35,6	20	0,55	125,0	0,45	1,23
12	1/M12	18,0	2,9	18,7	16	80	170,2	160,0	107,2	35,6	20	0,53	125,0	0,45	1,19
13	1/M16	22,0	3,4	22,7	16	100	246,7	234,5	159,8	35,6	40	0,70	170,6	0,52	1,34
14	1/M16	22,0	3,4	22,7	16	100	246,7	234,5	159,8	35,6	40	0,48	170,6	0,52	0,92
15	1/M16	22,0	3,4	22,7	16	100	246,7	234,5	159,8	35,6	40	0,56	170,6	0,52	1,07
16	1/M16	22,0	3,4	22,7	16	100	246,7	234,5	159,8	35,6	40	0,53	170,6	0,52	1,02
17	2/M8	13,5	1,8	14,4	30	40	66,8	61,4	38,7	40,3	10	0,44	162,9	0,33	1,32
18	2/M8	13,5	1,8	14,4	30	40	66,8	61,4	38,7	40,3	10	0,22	162,9	0,33	0,66
19	2/M8	13,5	1,8	14,4	30	40	66,8	61,4	38,7	40,3	10	0,39	162,9	0,33	1,17
20	2/M8	13,5	1,8	14,4	30	40	66,8	61,4	38,7	40,3	10	0,44	162,9	0,33	1,32
21	2/M10	15,5	2,1	16,3	30	40	96,1	89,3	62,9	40,3	15	0,26	168,0	0,34	0,77
22	2/M10	15,5	2,1	16,3	30	40	96,1	89,3	62,9	40,3	15	0,43	168,0	0,34	1,27
23	2/M10	15,5	2,1	16,3	30	40	96,1	89,3	62,9	40,3	15	0,24	168,0	0,34	0,71
24	2/M10	15,5	2,1	16,3	30	40	96,1	89,3	62,9	40,3	15	0,34	168,0	0,34	1,01
25	2/M10	15,5	2,1	16,3	30	40	96,1	89,3	62,9	40,3	15	0,41	168,0	0,34	1,21
26	2/M12	17,5	2,1	18,3	30	60	106,8	100,0	71,0	40,3	20	0,41	200,0	0,37	1,11
27	2/M12	17,5	2,1	18,3	30	60	106,8	100,0	71,0	40,3	20	0,38	200,0	0,37	1,03
28	2/M12	17,5	2,1	18,3	30	60	106,8	100,0	71,0	40,3	20	0,39	200,0	0,37	1,06
29	2/M12	17,5	2,1	18,3	30	60	106,8	100,0	71,0	40,3	20	0,41	200,0	0,37	1,11
30	3/M8	13,5	2,8	14,35	18	60	124,8	115,3	64,3	29,6	10	0,44	86,7	0,35	1,27
31	3/M8	13,5	2,8	14,35	18	60	124,8	115,3	64,3	29,6	10	0,51	86,7	0,35	1,47
32	3/M8	13,5	2,8	14,35	18	60	124,8	115,3	64,3	29,6	10	0,33	86,7	0,35	0,95
33	3/M8	13,5	2,8	14,35	18	60	124,8	115,3	64,3	29,6	10	0,32	86,7	0,35	0,92
34	3/M8	13,5	2,8	14,35	18	60	124,8	115,3	64,3	29,6	10	0,38	86,7	0,35	1,10
35	3/M10	15,5	3,2	16,35	18	80	166,7	155,6	104,6	29,6	15	0,49	96,4	0,37	1,34
36	3/M10	15,5	3,2	16,35	18	80	166,7	155,6	104,6	29,6	15	0,41	96,4	0,37	1,12
37	3/M10	15,5	3,2	16,35	18	80	166,7	155,6	104,6	29,6	15	0,44	96,4	0,37	1,21
38	3/M10	15,5	3,2	16,35	18	80	166,7	155,6	104,6	29,6	15	0,50	96,4	0,37	1,37
39	3/M10	15,5	3,2	16,35	18	80	166,7	155,6	104,6	29,6	15	0,77	96,4	0,37	2,11
40	3/M10	15,5	3,2	16,35	18	80	166,7	155,6	104,6	29,6	15	0,67	96,4	0,37	1,84
41	3/M12	17,5	3,1	18,35	18	100	176,7	166,0	107,5	29,6	20	0,50	120,5	0,41	1,23
42	3/M12	17,5	3,1	18,35	18	100	176,7	166,0	107,5	29,6	20	0,78	120,5	0,41	1,91
43	3/M12	17,5	3,1	18,35	18	100	176,7	166,0	107,5	29,6	20	0,46	120,5	0,41	1,13
44	3/M12	17,5	3,1	18,35	18	100	176,7	166,0	107,5	29,6	20	0,60	120,5	0,41	1,47
45	3/M12	17,5	3,1	18,35	18	100	176,7	166,0	107,5	29,6	20	0,48	120,5	0,41	1,18

Experimentelle Untersuchungen - Reibschlüssige Befestigungen

Dübeltyp: Kraftkontrolliert spreizende Dübel - Bolzentyp

Anwendungsfall: Ergebnisse der FEP II-Prüfungen

Nr.	Charge Nr.	h_{ef}	BEM	β_w	$M_{D,rot}$	F_v bei $M_{D,rot}$	F_{Spa} bei $M_{D,rot}$	F_{Spa}/F_v	Konuswinkel	Bemerkung
		mm	mm	N/mm ²	Nm	kN	kN		[°]	
Bolzentyp mit Lagerung										
1	1	68	12,3	28,0	60	13,0	18,6	1,43	11,0	Korund / Adcoat Lagerung 100 d in Bohrstaublösung
2	1	68	12,3	28,0	60	13,0	13,9	1,07	11,0	
3	1	68	12,3	28,0	60	13,0	13,9	1,07	11,0	
4	2	68	12,3	28,0	60	13,0	17,4	1,34	11,0	Korund / Adcoat Lagerung 100 d in vollentsalztem Wasser
5	2	68	12,3	28,0	60	13,0	16,3	1,25	11,0	
6	2	68	12,3	28,0	60	13,0	17,5	1,35	11,0	
7	2	68	12,3	28,0	60	13,0	14,0	1,08	11,0	
8	2	68	12,3	28,0	60	13,0	15,8	1,22	11,0	
9	3	68	12,3	28,0	60	13,0	15,4	1,18	11,0	Korund / Adcoat 100 d im Salzsprühtest
10	3	68	12,3	28,0	60	13,0	14,9	1,15	11,0	
11	3	68	12,3	28,0	60	13,0	17,4	1,34	11,0	
12	3	68	12,3	28,0	60	13,0	16,0	1,23	11,0	
13	3	68	12,3	28,0	60	13,0	16,2	1,25	11,0	
14	3	68	12,3	28,0	60	13,0	15,3	1,18	11,0	
15	4	68	12,3	28,0	60	13,0	20,3	1,56	11,0	Korund / Adcoat 75 Zyklen SO ₂ Lagerung
16	4	68	12,3	28,0	60	13,0	19,0	1,46	11,0	
17	4	68	12,3	28,0	60	13,0	20,0	1,54	11,0	
18	4	68	12,3	28,0	60	13,0	19,8	1,52	11,0	
19	5	68	12,3	28,0	60	13,0	16,0	1,23	11,0	Korund / Adcoat 25 Zyklen SO ₂ Lagerung
20	5	68	12,3	28,0	60	13,0	14,8	1,14	11,0	
21	5	68	12,3	28,0	60	13,0	16,3	1,25	11,0	
22	5	68	12,3	28,0	60	13,0	13,7	1,05	11,0	
23	5	68	12,3	28,0	60	13,0	17,5	1,35	11,0	
24	6	68	12,3	26,8	60	11,6	16,9	1,46	11,0	Korund / Concretin Lagerung in Normalklima
25	6	68	12,3	26,8	60	11,6	19,5	1,68	11,0	
26	6	68	12,3	26,8	60	11,6	15,5	1,34	11,0	
27	6	68	12,3	26,8	60	11,6	15,7	1,35	11,0	
28	6	68	12,3	26,8	60	11,6	17,1	1,47	11,0	
29	7	68	12,3	28,0	60	11,6	13,8	1,19	11,0	Korund / Concretin Lagerung 100 d in Bohrstaublösung
30	7	68	12,3	28,0	60	11,6	15,2	1,31	11,0	
31	7	68	12,3	28,0	60	11,6	14,2	1,22	11,0	
32	7	68	12,3	28,0	60	11,6	16,6	1,43	11,0	
33	8	68	12,3	28,0	60	11,6	13,2	1,14	11,0	Korund / Concretin Lagerung 100 d in vollentsalztem Wasser
34	8	68	12,3	28,0	60	11,6	15,0	1,29	11,0	
35	8	68	12,3	28,0	60	11,6	14,5	1,25	11,0	
36	8	68	12,3	28,0	60	11,6	13,0	1,12	11,0	
37	9	68	12,3	28,0	60	11,6	14,0	1,21	11,0	Korund / Concretin 100 d im Salzsprühtest
38	9	68	12,3	28,0	60	11,6	13,1	1,13	11,0	
39	9	68	12,3	28,0	60	11,6	14,7	1,27	11,0	
40	9	68	12,3	28,0	60	11,6	15,8	1,36	11,0	
41	9	68	12,3	28,0	60	11,6	14,1	1,22	11,0	
42	10	68	12,3	28,0	60	11,6	17,0	1,47	11,0	Korund / Concretin 75 Zyklen SO ₂ Lagerung
43	10	68	12,3	28,0	60	11,6	18,4	1,59	11,0	
44	10	68	12,3	28,0	60	11,6	14,2	1,22	11,0	
45	10	68	12,3	28,0	60	11,6	12,3	1,06	11,0	
46	10	68	12,3	28,0	60	11,6	14,1	1,22	11,0	
47	11	68	12,3	28,0	60	11,6	12,5	1,08	11,0	Korund / Concretin 25 Zyklen SO ₂ Lagerung
48	11	68	12,3	28,0	60	11,6	12,7	1,09	11,0	
49	11	68	12,3	28,0	60	11,6	14,5	1,25	11,0	
50	11	68	12,3	28,0	60	11,6	12,9	1,11	11,0	
51	11	68	12,3	28,0	60	11,6	13,4	1,16	11,0	
52	12	68	12,3	26,8	60	11,8	16,0	1,36	11,0	Alk. Wäsche / Concretin Lagerung in Normalklima
53	12	68	12,3	26,8	60	11,8	19,8	1,68	11,0	
54	12	68	12,3	26,8	60	11,8	20,9	1,77	11,0	
55	12	68	12,3	26,8	60	11,8	17,2	1,46	11,0	
56	12	68	12,3	26,8	60	11,8	17,2	1,46	11,0	
57	13	68	12,3	28,0	60	11,8	13,8	1,17	11,0	Alk. Wäsche / Concretin Lagerung 60 d in Bohrstaublösung
58	13	68	12,3	28,0	60	11,8	15,2	1,29	11,0	
59	14	68	12,3	28,0	60	11,8	16,9	1,43	11,0	Alk. Wäsche / Concretin Lagerung 60 d in vollentsalztem Wasser
60	14	68	12,3	28,0	60	11,8	16,4	1,39	11,0	
61	15	68	12,3	28,0	60	11,8	13,5	1,14	11,0	Alk. Wäsche / Concretin Lagerung 100 d in Bohrstaublösung
62	15	68	12,3	28,0	60	11,8	13,9	1,18	11,0	
63	15	68	12,3	28,0	60	11,8	13,7	1,16	11,0	
64	15	68	12,3	28,0	60	11,8	14,7	1,25	11,0	
65	15	68	12,3	28,0	60	11,8	14,9	1,26	11,0	
66	16	68	12,3	28,0	60	11,8	13,6	1,15	11,0	Alk. Wäsche / Concretin Lagerung 100 d in vollentsalztem Wasser
67	16	68	12,3	28,0	60	11,8	11,8	1,00	11,0	
68	16	68	12,3	28,0	60	11,8	16,8	1,42	11,0	
69	16	68	12,3	28,0	60	11,8	14,3	1,21	11,0	
70	16	68	12,3	28,0	60	11,8	17,2	1,46	11,0	
71	17	68	12,3	28,0	60	13,2	19,4	1,47	11,0	Alk. Wäsche / Adcoat Lagerung 60 d in Bohrstaublösung
72	17	68	12,3	28,0	60	13,2	18,0	1,36	11,0	

Nr.	Charge Nr.	h_{ef} mm	BEM mm	β_w N/mm ²	$M_{0,eff}$ Nm	F_v bei $M_{0,eff}$ kN	F_{Spa} bei $M_{0,eff}$ kN	F_{Spa}/F_v	Konus- winkel [°]	Bemerkung
73	18	68	12,3	28,0	60	13,2	17,2	1,30	11,0	Alk. Wäsche / Adcoat Lagerung 60 d in vollentsalztem Wasser
74	18	68	12,3	28,0	60	13,2	23,5	1,78	11,0	
75	18	68	12,3	28,0	60	13,2	19,8	1,50	11,0	
76	19	68	12,3	28,0	60	13,2	19,2	1,45	11,0	Alk. Wäsche / Adcoat Lagerung 100 d in Bohrstaublösung
77	19	68	12,3	28,0	60	13,2	17,0	1,29	11,0	
78	19	68	12,3	28,0	60	13,2	16,6	1,26	11,0	
79	19	68	12,3	28,0	60	13,2	16,2	1,23	11,0	
80	19	68	12,3	28,0	60	13,2	14,5	1,10	11,0	
81	20	68	12,3	28,0	60	13,2	19,5	1,48	11,0	Alk. Wäsche / Adcoat Lagerung 100 d in vollentsalztem Wasser
82	20	68	12,3	28,0	60	13,2	13,8	1,05	11,0	
83	21	68	12,3	21,6	60	13,0	20,3	1,56	11,0	GVZ / Aqualack / Maculube Lagerung 30 d in Bohrstaublösung
84	21	68	12,3	21,6	60	13,0	15,5	1,19	11,0	
85	21	68	12,3	21,6	60	13,0	14,2	1,09	11,0	
86	21	68	12,3	21,6	60	13,0	16,2	1,25	11,0	
87	22	68	12,3	21,6	60	13,0	16,6	1,28	11,0	GVZ / Aqualack / Maculube Lagerung 100 d in Bohrstaublösung
88	22	68	12,3	21,6	60	13,0	9,0	0,69	11,0	
89	22	68	12,3	21,6	60	13,0	10,4	0,80	11,0	
90	22	68	12,3	21,6	60	13,0	11,1	0,85	11,0	
91	22	68	12,3	21,6	60	13,0	13,2	1,02	11,0	
Bolzentyp ohne Lagerung										
102	23	68	12,5	28,0	60	11,9	15,2	1,28	11,0	GVZ / Adcoat
103	23	68	12,5	28,0	60	11,9	16,9	1,42	11,0	
104	23	68	12,5	28,0	60	11,9	14,1	1,18	11,0	
105	23	68	12,5	28,0	60	11,9	16,7	1,40	11,0	
106	23	68	12,5	28,0	60	11,9	18,9	1,59	11,0	
107	24	68	12,5	28,0	60	13,0	17,1	1,32	11,0	GVZ / Aqualack / Maculube
108	24	68	12,5	28,0	60	13,0	17,9	1,38	11,0	
109	24	68	12,5	28,0	60	13,0	17,7	1,36	11,0	
110	24	68	12,5	28,0	60	13,0	18,3	1,41	11,0	
111	24	68	12,5	28,0	60	13,0	18,7	1,44	11,0	
112	25	50	8,3	61,6	15	9,2	11,2	1,22	8,0	Dacromet 500 / 2 Konen
113	25	50	8,3	61,6	15	9,2	7,6	0,83	8,0	
114	25	50	8,3	61,6	15	9,2	10,6	1,15	8,0	
115	25	50	8,3	61,6	15	9,2	8,5	0,92	8,0	
116	25	50	8,3	61,6	15	9,2	8,2	0,89	8,0	
117	26	60	k.A	k.A	45	9,0	12,5	1,39	10,0	Gleitmo 600 / 2 Konen
118	26	60	k.A	k.A	45	9,0	9,7	1,08	10,0	
119	26	60	k.A	k.A	45	9,0	11,0	1,22	10,0	
120	26	60	k.A	k.A	45	9,0	10,5	1,17	10,0	
121	27	60	k.A	k.A	45	9,0	9,3	1,03	10,0	Dacromet 500 / 2 Konen
122	27	60	k.A	k.A	45	9,0	10,0	1,11	10,0	
123	27	60	k.A	k.A	45	9,0	11,0	1,22	10,0	
124	28	60	10,3	36,0	35	12,5	16,3	1,30	10,0	Dacromet 500 / 2 Konen
125	28	60	10,3	36,0	35	12,5	12,7	1,02	10,0	
126	28	60	10,3	36,0	35	12,5	13,5	1,08	10,0	
127	28	60	10,3	36,0	35	12,5	13,4	1,07	10,0	
128	28	60	10,3	36,0	35	12,5	14,7	1,18	10,0	
129	29	70	12,5	29,7	40	15,1	32,7	2,17	10,0	GVZ / Gleitmo 600 / 2 Konen
130	29	70	12,5	29,7	40	15,1	24,0	1,59	10,0	
131	29	70	12,5	29,7	40	15,1	25,9	1,72	10,0	
132	29	70	12,5	29,7	40	15,1	24,2	1,60	10,0	
133	29	70	12,5	29,7	40	15,1	23,6	1,56	10,0	
134	30	70	12,5	29,7	40	14,7	15,2	1,03	10,0	GVZ / Clips mit Gleitmo 300 / 2 Konen
135	30	70	12,5	29,7	40	14,7	19,2	1,31	10,0	
136	30	70	12,5	29,7	40	14,7	12,9	0,88	10,0	
137	30	70	12,5	29,7	40	14,7	17,3	1,18	10,0	
138	30	70	12,5	29,7	40	14,7	15,5	1,05	10,0	
139	31	70	12,5	29,7	40	13,7	23,5	1,72	10,0	GVZ / Clips mit Moly 7653 / 2 Konen
140	31	70	12,5	29,7	40	13,7	18,9	1,38	10,0	
141	31	70	12,5	29,7	40	13,7	19,9	1,45	10,0	
142	31	70	12,5	29,7	40	13,7	21,0	1,53	10,0	
143	31	70	12,5	29,7	40	13,7	21,9	1,60	10,0	
144	32	70	12,5	30,2	40	20,6	33,8	1,64	10,0	GVZ / Clips mit Moly 3400 / 2 Konen
145	32	70	12,5	30,2	40	20,6	31,7	1,54	10,0	
146	32	70	12,5	30,2	40	20,6	28,8	1,40	10,0	
147	32	70	12,5	30,2	40	20,6	32,4	1,57	10,0	
148	33	70	12,5	30,2	40	8,4	12,4	1,48	10,0	Edelstahl / Clips mit Moly 7653 / 2 Konen
149	33	70	12,5	30,2	40	8,4	9,8	1,17	10,0	
150	33	70	12,5	30,2	40	8,4	9,8	1,17	10,0	
151	33	70	12,5	30,2	40	8,4	12,5	1,49	10,0	
152	33	70	12,5	30,2	40	8,4	11,0	1,31	10,0	
153	34	70	12,3	29,0	40	9,7	14,6	1,51	10,0	Edelstahl / Clips mit Moly 7409 / 2 Konen
154	34	70	12,3	29,0	40	9,7	15,4	1,59	10,0	
155	34	70	12,3	29,0	40	9,7	18,6	1,92	10,0	
156	34	70	12,3	29,0	40	9,7	13,6	1,40	10,0	
157	34	70	12,3	29,0	40	9,7	18,4	1,90	10,0	
158	35	70	k.A	k.A	65	15,0	21,5	1,43	10,0	Gleitmo 600 / 2 Konen
159	35	70	k.A	k.A	65	15,0	17,5	1,17	10,0	
160	35	70	k.A	k.A	65	15,0	17,8	1,19	10,0	
161	36	70	k.A	k.A	65	15,0	16,0	1,07	10,0	Dacromet 500 / 2 Konen
162	36	70	k.A	k.A	65	15,0	21,6	1,44	10,0	
163	36	70	k.A	k.A	65	15,0	17,2	1,15	10,0	

Nr.	Charge Nr.	h _{ef} mm	BEM mm	β _w N/mm ²	M _{D,soil} Nm	F _V bei M _{D,soil} kN	F _{Sp} bei M _{D,soil} kN	F _{Sp} /F _V	Konus- winkel [°]	Bemerkung
164	37	70	12,25	31,1	65	23,3	22,0	0,94	10,0	Dacromet 500 / 2 Konen
165	37	70	12,25	31,1	65	23,3	20,6	0,88	10,0	
166	37	70	12,25	31,1	65	23,3	29,2	1,25	10,0	
167	37	70	12,25	31,1	65	23,3	31,7	1,36	10,0	
168	37	70	12,25	31,1	65	23,3	26,0	1,12	10,0	
169	38	70	12,25	36,5	60	9,3	11,1	1,19	10,0	Edelstahl
170	38	70	12,25	36,5	60	9,3	10,2	1,10	10,0	
171	38	70	12,25	36,5	60	9,3	11,1	1,19	10,0	
172	38	70	12,25	36,5	60	9,3	10,4	1,12	10,0	
173	38	70	12,25	36,5	60	9,3	9,6	1,03	10,0	
174	39	80	k.A	64,1	90	20,0	23,0	1,15	10,0	Dacromet 500 / 2 Konen
175	39	80	k.A	64,1	90	20,0	24,5	1,23	10,0	
176	39	80	k.A	64,1	90	20,0	23,0	1,15	10,0	
177	39	80	k.A	64,1	90	20,0	18,0	0,90	10,0	
178	39	80	k.A	64,1	90	20,0	20,2	1,01	10,0	
179	40	58	10,2	37,1	40	12,0	13,2	1,10	11,0	Dacromet 500 / 2 Konen
180	40	58	10,2	37,1	40	12,0	14,7	1,23	11,0	
181	40	58	10,2	37,1	40	12,0	12,6	1,05	11,0	
182	40	58	10,2	37,1	40	12,0	12,6	1,05	11,0	
183	41	65	12,2	37,1	55	20,3	20,7	1,02	11,0	Dacromet 500 / 2 Konen
184	41	65	12,2	37,1	55	20,3	21,6	1,06	11,0	
185	41	65	12,2	37,1	55	20,3	25,6	1,26	11,0	
186	41	65	12,2	37,1	55	20,3	23,7	1,17	11,0	
187	41	65	12,2	37,1	55	20,3	23,5	1,16	11,0	
197	42	68	12,3	28,0	60	13,0	19,8	1,52	11,0	Korund / Adcoat
198	42	68	12,3	28,0	60	13,0	16,1	1,24	11,0	
199	42	68	12,3	28,0	60	13,0	18,6	1,43	11,0	
200	42	68	12,3	28,0	60	13,0	17,1	1,32	11,0	
201	42	68	12,3	28,0	60	13,0	19,1	1,47	11,0	
202	43	68	12,3	26,8	60	13,2	19,9	1,51	11,0	Alkal. Wäsche / Adcoat
203	43	68	12,3	26,8	60	13,2	25,4	1,92	11,0	
204	43	68	12,3	26,8	60	13,2	19,3	1,46	11,0	
205	43	68	12,3	26,8	60	13,2	23,0	1,74	11,0	
206	43	68	12,3	26,8	60	13,2	20,7	1,57	11,0	
207	44	60	20,35	24,9	80	22,6	28,9	1,28	11,0	Zinc Plate Bs. 1706 Class C (zn2) (Fe Zn5C2) min passivate
208	44	60	20,35	24,9	80	22,6	26,2	1,16	11,0	
209	44	60	20,35	24,9	80	22,6	32,0	1,42	11,0	
210	45	60	20,35	27,5	80	22,6	35,4	1,57	11,0	Zinc Plate Bs. 1706 Class C (zn2) (Fe Zn5C2) min passivate
211	45	60	20,35	27,5	80	22,6	30,4	1,35	11,0	
212	45	60	20,35	27,5	80	22,6	31,6	1,40	11,0	
213	46	60	20,35	36,4	80	24,4	30,2	1,24	11,0	Zinc Plate Bs. 1706 Class C (zn2) (Fe Zn5C2) min passivate mit Procat N
214	46	60	20,35	36,4	80	24,4	24,2	0,99	11,0	
215	46	60	20,35	36,4	80	24,4	28,0	1,15	11,0	
216	46	60	20,35	36,4	80	24,4	24,4	1,00	11,0	
217	46	60	20,35	36,4	80	24,4	23,4	0,96	11,0	
218	46	60	20,35	36,4	80	24,4	26,4	1,08	11,0	
219	46	60	20,35	36,4	80	24,4	25,1	1,03	11,0	
220	47	60	20,35	40,4	80	24,4	24,8	1,02	11,0	
221	47	60	20,35	40,4	80	24,4	25,7	1,05	11,0	
Hülsentyp										
222	48	70	18,35	52,2	80	9,7	11,3	1,16	13,0	Matt verzinkt / Mittenrauhw. d. Oberfl: Ra < 1,5 * 10 ⁻⁶ m Spreizh. kalt gef. / Konus gedreht
223	48	70	18,35	52,2	80	9,7	13,3	1,37	13,0	
224	48	70	18,35	52,2	80	9,7	10,2	1,05	13,0	
225	48	70	18,35	52,2	80	9,7	11,0	1,13	13,0	
226	48	70	18,35	52,2	80	9,7	10,3	1,06	13,0	
227	48	70	18,35	52,2	80	9,7	10,8	1,11	13,0	
228	48	70	18,35	52,2	80	9,7	12,8	1,32	13,0	
229	48	70	18,35	52,2	80	9,7	11,3	1,16	13,0	
230	48	70	18,35	52,2	80	9,7	12,2	1,26	13,0	
231	48	70	18,35	52,2	80	9,7	10,3	1,06	13,0	
232	49	80	18,3	40,4	80	9,7	10,9	1,12	13,0	
233	49	80	18,3	40,4	80	9,7	9,8	1,01	13,0	
234	49	80	18,3	40,4	80	9,7	9,8	1,01	13,0	
235	49	80	18,3	40,4	80	9,7	11,6	1,20	13,0	
236	49	80	18,3	40,4	80	9,7	9,6	0,99	13,0	
237	50	80	16,3	25,2	50	14,1	14,1	1,00	6,0	A4 Oberfläche Konus Rz < 6,3 * 10 ⁻⁶ m Oberfläche Spreizh. Rz < 16 * 10 ⁻⁶ m Spreizhw. 4°
238	50	80	16,3	25,2	50	14,1	16,3	1,16	6,0	
239	50	80	16,3	25,2	50	14,1	20,5	1,45	6,0	
240	50	80	16,3	25,2	50	14,1	13,8	0,98	6,0	
241	50	80	16,3	25,2	50	14,1	17,9	1,27	6,0	
242	50	80	16,3	25,2	50	14,1	17,6	1,25	6,0	
243	50	80	16,3	25,2	50	14,1	15,4	1,09	6,0	
244	50	80	16,3	25,2	50	14,1	19,7	1,40	6,0	
245	50	80	16,3	25,2	50	14,1	13,6	0,96	6,0	
246	51	80	18,2	25,8	70	22,5	24,4	1,08	13,0	Zinc Plate Bs. 1706 Class C (zn2) (Fe Zn5C2) min passivate
247	51	80	18,2	25,8	70	22,5	21,4	0,95	13,0	
248	51	80	18,2	25,8	70	22,5	22,8	1,01	13,0	
249	51	80	18,2	25,8	70	22,5	20,6	0,92	13,0	
250	51	80	18,2	25,8	70	22,5	22,2	0,99	13,0	
251	52	80	18,4	28,4	80	20,2	22,2	1,10	10,0	GVZ
252	52	80	18,4	28,4	80	20,2	24,9	1,23	10,0	
253	52	80	18,4	28,4	80	20,2	24,0	1,19	10,0	
254	52	80	18,4	28,4	80	20,2	30,5	1,51	10,0	
255	52	80	18,4	28,4	80	20,2	25,8	1,28	10,0	

Nr.	Charge Nr.	h_{ef}	BEM	β_w	$M_{D,act}$	F_V bei $M_{D,act}$	F_{Spa} bei $M_{D,act}$	F_{Spa}/F_V	Konuswinkel	Bemerkung
		mm	mm	N/mm ²	Nm	kN	kN		[°]	
256	53	55	10,35	25,5	25	7,0	12,6	1,80	9,0	GVZ
257	53	55	10,35	25,5	25	7,0	11,3	1,61	9,0	
258	53	55	10,35	25,5	25	7,0	10,5	1,50	9,0	
259	53	55	10,35	25,5	25	7,0	12,6	1,80	9,0	
260	53	55	10,35	25,5	25	7,0	8,6	1,23	9,0	
261	53	55	10,35	25,5	25	7,0	10,1	1,44	9,0	
262	53	55	10,35	25,5	25	7,0	10,1	1,44	9,0	
263	53	55	10,35	25,5	25	7,0	11,2	1,60	9,0	
264	54	65	12,35	40,4	60	13,6	10,9	0,80	9,0	A4
265	54	65	12,35	40,4	60	13,6	9,9	0,73	9,0	
266	54	65	12,35	40,4	60	13,6	11,0	0,81	9,0	
267	54	65	12,35	40,4	60	13,6	13,6	1,00	9,0	
268	54	65	12,35	40,4	60	13,6	14,9	1,10	9,0	
269	55	45	8,35	31,1	20	7,5	7,0	0,93	11,0	Stahl AG 2 Rz < 16 * 10 ⁻⁶ m
270	55	45	8,35	31,1	20	7,5	7,1	0,95	11,0	
271	55	45	8,35	31,1	20	7,5	7,9	1,05	11,0	
272	55	45	8,35	31,1	20	7,5	7,7	1,03	11,0	
273	56	55	10,3	61,4	25	6,1	7,6	1,25	9,0	Gleitr. Polyam. Rz < 16 * 10 ⁻⁶ m Spreizhülse 5°
274	56	55	10,3	61,4	25	6,1	10,0	1,64	9,0	
275	56	55	10,3	61,4	25	6,1	8,3	1,36	9,0	
276	56	55	10,3	61,4	25	6,1	8,2	1,34	9,0	
277	56	55	10,3	61,4	25	6,1	7,0	1,15	9,0	
278	57	85	16,3	22,6	110	19,6	21,5	1,10	9,0	Stahl A2 G
279	57	85	16,3	22,6	110	19,6	17,0	0,87	9,0	
280	57	85	16,3	22,6	110	19,6	20,8	1,06	9,0	
281	57	85	16,3	22,6	110	19,6	18,2	0,93	9,0	
282	57	85	16,3	22,6	110	19,6	16,5	0,84	9,0	

Experimentelle Untersuchungen

Anwendungsfall: Zentrische Zugversuche zur Versagensart Spalten
 Legende zur Versuchstabelle

Parameter	Abkürzung	Bedeutung
Typ	HS KB BT HT	Hinterschnittdübel Kopfbolzen Kraftkontrolliert spreizender Dübel - Bolzentyp Kraftkontrolliert spreizender Dübel - Hülsentyp
Quelle	1 2 3 4 5 6 7 8 9	Walser (1990) Bohner (1988) Asmus (1995/3) Asmus (1995/4) Asmus (1995/5) Asmus/Eligehausen (1996) Popo-Ola/Newman (1995) Stoß (1995) Fabritius (1995)
Institut	1 IC	Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart Imperial College of Science, Technology and Medicine London
Befestigung	EB ZB VB	Einzelbefestigung Zweiergruppe Vierergruppe
Ort	PM PE WP W Rd Eck	Mitte – Plattenstreifen Exzentrische Lage - Plattenstreifen Würfelplatte Würfel Bauteilrand Bauteilecke
Versagen	Sp SpR B S SBA BüP SpüP H	Spalten Spalten zum Bauteilrand Betonausbruch Stahlbruch Seitlicher Betonausbruch Biegeriß über Bauteilecke Spalten über Bauteilplatte (bei Rand- und Eckversuche) Herausziehen
$A_{LEF,Netto}$		Lasteinleitungsfläche - Netto (Fläche abzüglich Zwischenräume)
$A_{LEF,Brutto}$		Lasteinleitungsfläche - Brutto (Fläche einschließlich Zwischenräume)
Versuchsaufbau	Li KrP DrB PI mT mP	Lineare Abstützung Ringförmige Abstützung Dreibock Flächenförmige Abstützung (300 mm x 300 mm) mit Teflon zwischen Versuchsabstützung und Bauteil mit Pappe zwischen Bauteil und Untergrund

Gr.	Dübel Nr.	Größe	Typ	Quelle Nr.	Institut	Ort	Veragen	M _u (kN)	a _g (mm)	BEM (mm) ¹⁾	r _m (mm)	r _s (°)	M ₀₂ (Nm)	A _{EF,red} (mm ²) bzw. d _{red} (mm)	A _{EF,Beh} (mm ²)	c ₁ (cm)	c ₂ (cm)	c ₃ (cm)	c ₄ (cm)	h ₁ (cm)	h ₂ (cm)	h ₃ (cm)	b ₁ (mm ²)	b ₂ (mm ²)	b ₃ (mm ²)	Versuchsartbau	Produktfaktor k _p	N _{u,rest} (M=0)	N _u (M)/N _u (M=0)	N _{u,rest} (M=0)/N _{u,cm}		
1	Kopfbolzen	M12	KB 2	1	EEB	WP	SP	26,6	16,72	-	80	90,0	0,0	20,0	20,0	0	8,0	8,0	0	8,0	16	16	16	31,3	31,3	31,3	Pf/Mt	5	1	28,9	1,00	1,43
2	Kopfbolzen	M12	KB 2	1	EEB	WP	SP	27,9	10,08	-	80	90,0	0,0	20,0	20,0	0	8,0	8,0	0	8,0	16	16	16	31,3	31,3	31,3	Pf/Mt	5	1	27,9	1,00	1,50
3	Kopfbolzen	M12	KB 2	1	EEB	WP	SP	36,2	3,67	-	80	90,0	0,0	41,0	41,0	0	8,0	8,0	0	8,0	16	16	16	31,3	31,3	31,3	Pf/Mt	5	1	32,5	1,00	1,22
4	Kopfbolzen	M12	KB 2	1	EEB	WP	SP	36,1	9,78	-	80	90,0	0,0	41,0	41,0	0	8,0	8,0	0	8,0	16	16	16	31,3	31,3	31,3	Pf/Mt	5	1	36,1	1,00	1,43
5	Kopfbolzen	M12	KB 2	1	EEB	WP	SP	35,9	1,64	-	80	90,0	0,0	141,0	141,0	0	8,0	8,0	0	8,0	16	16	16	31,3	31,3	31,3	Pf/Mt	5	1	35,9	1,00	1,35
6	Kopfbolzen	M12	KB 2	1	EEB	WP	SP	36,7	2,57	-	80	90,0	0,0	141,0	141,0	0	8,0	8,0	0	8,0	16	16	16	31,3	31,3	31,3	Pf/Mt	5	1	36,7	1,00	0,82
7	Kopfbolzen	M12	KB 2	1	EEB	WP	SP	30,6	1,70	-	80	90,0	0,0	141,0	141,0	0	8,0	8,0	0	8,0	16	16	16	31,3	31,3	31,3	Pf/Mt	5	1	30,6	1,00	0,62
8	Kopfbolzen	M12	KB 2	1	EEB	WP	SP	31,0	1,85	-	80	90,0	0,0	141,0	141,0	0	8,0	8,0	0	8,0	16	16	16	31,3	31,3	31,3	Pf/Mt	5	1	31,0	1,00	0,63
9	Kopfbolzen	M12	KB 2	1	EEB	WP	SP	30,8	1,44	-	80	90,0	0,0	141,0	141,0	0	8,0	8,0	0	8,0	16	16	16	31,3	31,3	31,3	Pf/Mt	5	1	30,8	1,00	1,41
10	Kopfbolzen	M12	KB 2	1	EEB	WP	SP	38,3	2,09	-	80	90,0	0,0	207,0	207,0	0	8,0	8,0	0	8,0	16	16	16	31,3	31,3	31,3	Pf/Mt	5	1	38,3	1,00	1,76
11	Kopfbolzen	M12	KB 2	1	EEB	WP	SP	23,9	1,36	-	80	90,0	0,0	141,0	141,0	0	8,0	8,0	0	8,0	16	16	16	31,3	31,3	31,3	Pf/Mt	5	1	23,9	1,00	1,41
12	Kopfbolzen	M12	KB 2	1	EEB	WP	SP	29,1	1,59	-	80	90,0	0,0	141,0	141,0	0	8,0	8,0	0	8,0	16	16	16	31,3	31,3	31,3	Pf/Mt	5	1	29,1	1,00	1,21
13	Kopfbolzen	M12	KB 2	1	EEB	WP	SP	45,5	1,90	-	80	90,0	0,0	207,0	207,0	0	8,0	8,0	0	8,0	16	16	16	31,3	31,3	31,3	Pf/Mt	5	1	45,5	1,00	1,47
14	Kopfbolzen	M12	KB 2	1	EEB	WP	SP	36,1	1,75	-	80	90,0	0,0	207,0	207,0	0	8,0	8,0	0	8,0	16	16	16	31,3	31,3	31,3	Pf/Mt	5	1	36,1	1,00	0,77
15	Kopfbolzen	M20	KB 2	1	EEB	WP	SP	34,8	3,48	-	80	90,0	0,0	87,0	87,0	0	8,0	8,0	0	8,0	16	16	16	31,3	31,3	31,3	Pf/Mt	5	1	34,8	1,00	0,85
16	Kopfbolzen	M20	KB 2	1	EEB	WP	SP	47,4	4,03	-	80	90,0	0,0	87,0	87,0	0	8,0	8,0	0	8,0	16	16	16	31,3	31,3	31,3	Pf/Mt	5	1	47,4	1,00	1,22
17	Kopfbolzen	M20	KB 2	1	EEB	WP	SP	30,5	1,33	-	80	90,0	0,0	138,0	138,0	0	8,0	8,0	0	8,0	16	16	16	31,3	31,3	31,3	Pf/Mt	5	1	30,5	1,00	0,56
18	Kopfbolzen	M20	KB 2	1	EEB	WP	SP	47,9	2,36	-	80	90,0	0,0	138,0	138,0	0	8,0	8,0	0	8,0	16	16	16	31,3	31,3	31,3	Pf/Mt	5	1	47,9	1,00	0,56
19	Kopfbolzen	M12	KB 2	1	EEB	WP	SP	27,0	23,43	-	80	90,0	0,0	20,0	20,0	0	12,0	12,0	0	12,0	16	16	16	24	31,3	22,0	Pf/Mt	5	1	27,0	1,00	1,19
20	Kopfbolzen	M12	KB 2	1	EEB	WP	SP	29,7	18,52	-	80	90,0	0,0	20,0	20,0	0	12,0	12,0	0	12,0	16	16	16	24	31,3	22,0	Pf/Mt	5	1	29,7	1,00	1,30
21	Kopfbolzen	M12	KB 2	1	EEB	WP	SP	34,6	5,18	-	80	90,0	0,0	41,0	41,0	0	12,0	12,0	0	12,0	16	16	16	24	31,3	22,0	Pf/Mt	5	1	34,6	1,00	1,22
22	Kopfbolzen	M12	KB 2	1	EEB	WP	SP	33,9	6,38	-	80	90,0	0,0	41,0	41,0	0	12,0	12,0	0	12,0	16	16	16	24	31,3	22,0	Pf/Mt	5	1	33,9	1,00	0,56
23	Kopfbolzen	M12	KB 2	1	EEB	WP	SP	40,3	2,45	-	80	90,0	0,0	141,0	141,0	0	12,0	12,0	0	12,0	16	16	16	24	31,3	22,0	Pf/Mt	5	1	40,3	1,00	0,87
24	Kopfbolzen	M12	KB 2	1	EEB	WP	SP	41,3	2,65	-	80	90,0	0,0	141,0	141,0	0	12,0	12,0	0	12,0	16	16	16	24	31,3	22,0	Pf/Mt	5	1	41,3	1,00	0,86
25	Kopfbolzen	M12	KB 2	1	EEB	WP	SP	41,1	2,57	-	80	90,0	0,0	141,0	141,0	0	12,0	12,0	0	12,0	16	16	16	24	31,3	22,0	Pf/Mt	5	1	41,1	1,00	0,86
26	Kopfbolzen	M12	KB 2	1	EEB	WP	SP	37,1	1,77	-	80	90,0	0,0	141,0	141,0	0	12,0	12,0	0	12,0	16	16	16	24	31,3	22,0	Pf/Mt	5	1	37,1	1,00	0,81
27	Kopfbolzen	M12	KB 2	1	EEB	WP	SP	30,8	1,17	-	80	90,0	0,0	141,0	141,0	0	12,0	12,0	0	12,0	16	16	16	24	31,3	22,0	Pf/Mt	5	1	30,8	1,00	0,81
28	Kopfbolzen	M12	KB 2	1	EEB	WP	SP	38,6	1,06	-	80	90,0	0,0	141,0	141,0	0	12,0	12,0	0	12,0	16	16	16	24	31,3	22,0	Pf/Mt	5	1	38,6	1,00	1,15
29	Kopfbolzen	M12	KB 2	1	EEB	WP	SP	31,6	2,16	-	80	90,0	0,0	141,0	141,0	0	12,0	12,0	0	12,0	16	16	16	24	31,3	22,0	Pf/Mt	5	1	31,6	1,00	1,44
30	Kopfbolzen	M12	KB 2	1	EEB	WP	SP	32,6	1,57	-	80	90,0	0,0	141,0	141,0	0	12,0	12,0	0	12,0	16	16	16	24	31,3	22,0	Pf/Mt	5	1	32,6	1,00	1,30
31	Kopfbolzen	M12	KB 2	1	EEB	WP	SP	36,9	1,33	-	80	90,0	0,0	201,0	201,0	0	12,0	12,0	0	12,0	16	16	16	24	31,3	22,0	Pf/Mt	5	1	36,9	1,00	1,34
32	Kopfbolzen	M12	KB 2	1	EEB	WP	SP	41,5	1,43	-	80	90,0	0,0	201,0	201,0	0	12,0	12,0	0	12,0	16	16	16	24	31,3	22,0	Pf/Mt	5	1	41,5	1,00	0,51
33	Kopfbolzen	M20	KB 2	1	EEB	WP	SP	37,3	3,13	-	80	90,0	0,0	87,0	87,0	0	12,0	12,0	0	12,0	16	16	16	24	31,3	22,0	Pf/Mt	5	1	37,3	1,00	0,57
34	Kopfbolzen	M20	KB 2	1	EEB	WP	SP	55,2	4,93	-	80	90,0	0,0	87,0	87,0	0	12,0	12,0	0	12,0	16	16	16	24	31,3	22,0	Pf/Mt	5	1	55,2	1,00	0,78
35	Kopfbolzen	M20	KB 2	1	EEB	WP	SP	39,0	1,76	-	80	90,0	0,0	138,0	138,0	0	12,0	12,0	0	12,0	16	16	16	24	31,3	22,0	Pf/Mt	5	1	39,0	1,00	1,18
36	Kopfbolzen	M20	KB 2	1	EEB	WP	SP	36,0	1,72	-	80	90,0	0,0	138,0	138,0	0	12,0	12,0	0	12,0	16	16	16	24	31,3	22,0	Pf/Mt	5	1	36,0	1,00	0,65
37	Typ 3 (V2)	M12	HS 1	1	EEB	PM	SP	26,1	1,60	18,00	80	18,0	0,0	100,0	100,0	0	16,0	29,0	0	16,0	16	32	250	28,0	2,20	Li	50	0,83	31,1	0,84	0,83	
38	Typ 3 (V2)	M12	HS 1	1	EEB	PM	SP	24,9	1,50	18,00	80	18,0	0,0	100,0	100,0	0	16,0	71,0	0	16,0	16	32	221	28,0	2,20	Li	50	0,83	29,1	0,86	0,78	
39	Typ 3 (V2)	M12	HS 1	1	EEB	PM	SP	24,4	1,50	18,00	80	18,0	0,0	100,0	100,0	0	16,0	35,0	0	16,0	16	32	150	28,0	2,20	Li	50	0,83	28,3	0,86	0,76	
40	Typ 3 (V2)	M12	HS 1	1	EEB	PM	SP	35,4	2,30	18,00	80	18,0	0,0	100,0	100,0	0	16,0	18,0	0	16,0	16	32	71	28,0	2,20	Li	23	0,83	38,5	0,92	1,03	
41	Typ 3 (V2)	M12	HS 1	1	EEB	PM	SP	33,1	3,50	18,00	80	18,0	0,0	100,0	100,0	0	16,0	18,0	0	16,0	16	32	115	28,0	2,20	Li	23	0,83	35,6	0,93	0,97	
42	Typ 3 (V2)	M12	HS 1	1	EEB	PM	SP	36,4	3,80	18,00	80	18,0	0,0	100,0	100,0	0	16,0	21,0	0	16,0	16	32	97	28,0	2,20	Li	23	0,83	39,6	0,91	1,07	
43	Typ 3 (V2)	M12	HS 1	1	EEB	PM	SP	41,4	2,40	18,00	80	18,0	0,0	100,0	100,0	0	16,0	17,5	0	16,0	16	32	200	33,0	2,20	Li	23	0,83	45,4	0,91	1,12	
44	Typ 3 (V2)	M12	HS 1	1	EEB	PM	SP	42,0	2,70	18,00	80	18,0	0,0	100,0	100,0	0	16,0	17,5	0	16,0	16	32	183	33,0	2,20	Li	23	0,83	46,2	0,91	1,14	
45	Typ 3 (V2)	M12	HS 1	1	EEB	PM	SP	42,5	1,90	18,00	80	18,0	0,0	100,0	100,0	0	16,0	8,5	0	16,0	16	32	165	33,0	2,20	Li	23	0,83	46,9	0,91	1,19	
46	Typ 3 (V2)	M12	HS 1	1	EEB	PM	SP	40,3	4,30	18,00	80	18,0	0,0	100,0	100,0	0	16,0	33,0	0	16,0												

Dübel Nr.	Größe	Typ	Quelle Nr.	Institut	Befestigung	Ort	F _u (kN)	e _u (mm)	BEM (mm) ²	A _u (mm ²)	M _{u2} (Nm)	A _{eff, Min} (mm ²) bzw. d _{amp} (mm)	A _{eff, Bruch} (mm ²)	f ₁ (cm)	f ₂ (cm)	f ₃ (cm)	f ₄ (cm)	f ₅ (cm)	f ₆ (cm)	f ₇ (cm)	f ₈ (cm)	f ₉ (cm)	f ₁₀ (cm)	f ₁₁ (cm)	f ₁₂ (cm)	d _u (N/mm ²)	β _{eff} (N/mm ²)	Versuchsaufbau	Produktfaktor k _p	N _{u,lim} (M=0)	N _{u,lim} (M=0)	N _{u,lim} (M=0)/N _{u,com}
546	M12	HT	4	1	EB	PM	33,2	4,83	18,30	80	13,0	40,0	18,0	16,0	0	16,0	8,99	0	999,0	16	120	31,7	23,4	0,088	35,2	1,00	kein Spalten	0,088	35,2	1,00	1,15	
547	M12	HT	4	1	EB	PM	37,1	4,95	18,30	80	13,0	40,0	18,0	16,0	0	16,0	9,99	0	999,0	16	120	31,7	24,4	0,088	37,1	1,00	kein Spalten	0,088	37,1	1,00	1,24	
548	M12	HT	4	1	EB	PM	42,0	5,33	18,30	80	13,0	40,0	18,0	16,0	0	16,0	9,99	0	999,0	16	120	31,7	24,4	0,088	42,0	1,00	kein Spalten	0,088	42,0	1,00	1,41	
549	M12	HT	4	1	EB	PM	44,1	5,80	18,30	80	13,0	40,0	18,0	16,0	0	16,0	9,99	0	999,0	16	120	31,7	24,4	0,088	44,1	1,00	kein Spalten	0,088	44,1	1,00	1,48	
550	M12	HT	4	1	EB	PM	41,8	6,49	18,30	80	13,0	40,0	18,0	16,0	0	16,0	9,99	0	999,0	16	120	31,7	24,4	0,088	41,8	1,00	kein Spalten	0,088	41,8	1,00	1,40	
551	M12	HT	4	1	EB	RG	SHUP	40,2	3,82	18,20	80	13,0	40,0	18,0	8,0	0	9,99	9,99	0	999,0	16	120	31,7	31,7	0,088	40,2	1,00	kein Spalten	0,088	40,2	1,00	kein Spalten
552	M12	HT	4	1	EB	RG	SHUP	42,8	4,54	18,20	80	13,0	40,0	18,0	8,0	0	9,99	9,99	0	999,0	16	120	31,7	31,7	0,088	42,8	1,00	kein Spalten	0,088	42,8	1,00	kein Spalten
553	M12	HT	4	1	EB	RG	SHUP	45,0	4,88	18,20	80	13,0	40,0	18,0	8,0	0	9,99	9,99	0	999,0	16	120	31,7	31,7	0,088	45,0	1,00	kein Spalten	0,088	45,0	1,00	kein Spalten
554	M12	HT	4	1	EB	RG	SHUP	52,1	6,33	18,20	80	13,0	40,0	18,0	16,0	0	9,99	9,99	0	999,0	16	120	31,7	31,7	0,088	52,1	1,00	kein Spalten	0,088	52,1	1,00	kein Spalten
555	M12	HT	4	1	EB	RG	SHUP	40,1	4,27	18,20	80	13,0	40,0	18,0	16,0	0	9,99	9,99	0	999,0	16	120	31,7	31,7	0,088	40,1	1,00	kein Spalten	0,088	40,1	1,00	kein Spalten
556	M12	HT	4	1	EB	RG	SHUP	52,9	7,02	18,20	80	13,0	40,0	18,0	16,0	0	9,99	9,99	0	999,0	16	120	31,7	31,7	0,088	52,9	1,00	kein Spalten	0,088	52,9	1,00	kein Spalten
557	M12	HT	4	1	EB	RG	SHUP	43,7	5,03	18,20	80	13,0	40,0	18,0	16,0	0	9,99	9,99	0	999,0	16	120	31,7	31,7	0,088	43,7	1,00	kein Spalten	0,088	43,7	1,00	kein Spalten
558	M12	HT	4	1	EB	RG	SHUP	44,4	5,57	18,20	80	13,0	40,0	18,0	16,0	0	9,99	9,99	0	999,0	16	120	31,7	31,7	0,088	44,4	1,00	kein Spalten	0,088	44,4	1,00	kein Spalten
Reibschlüssige Befestigungen - Zweifelngruppen - Drehmomentkontrolliert spreizende Dübel - HülseTyp																																
559	M12	HT	4	1	ZB	Eck	SPR	46,0	2,14	18,20	80	13,0	40,0	18,0	8,0	8	9,99	8,0	0	999,0	16	120	31,7	31,7	0,088	46,0	1,00	kein Spalten	0,088	46,0	1,00	kein Spalten
560	M12	HT	4	1	ZB	Eck	SPR	42,5	1,75	18,20	80	13,0	40,0	18,0	8,0	8	9,99	8,0	0	999,0	16	120	31,7	31,7	0,088	42,5	1,00	kein Spalten	0,088	42,5	1,00	kein Spalten
561	M12	HT	4	1	ZB	Eck	SPR	47,7	1,91	18,20	80	13,0	40,0	18,0	8,0	8	9,99	8,0	0	999,0	16	120	31,7	31,7	0,088	47,7	1,00	kein Spalten	0,088	47,7	1,00	kein Spalten
562	M12	HT	4	1	ZB	Eck	SPR	42,4	1,37	18,20	80	13,0	40,0	18,0	8,0	8	9,99	8,0	0	999,0	16	120	31,7	31,7	0,088	42,4	1,00	kein Spalten	0,088	42,4	1,00	kein Spalten
563	M12	HT	4	1	ZB	Eck	SPR	62,9	3,89	18,20	80	13,0	40,0	18,0	8,0	16	9,99	8,0	0	999,0	16	120	31,7	31,7	0,088	62,9	1,00	kein Spalten	0,088	62,9	1,00	kein Spalten
564	M12	HT	4	1	ZB	Eck	SPR	54,2	2,95	18,20	80	13,0	40,0	18,0	8,0	16	9,99	8,0	0	999,0	16	120	31,7	31,7	0,088	54,2	1,00	kein Spalten	0,088	54,2	1,00	kein Spalten
565	M12	HT	4	1	ZB	Eck	SPR	64,2	4,20	18,20	80	13,0	40,0	18,0	8,0	16	9,99	8,0	0	999,0	16	120	31,7	31,7	0,088	64,2	1,00	kein Spalten	0,088	64,2	1,00	kein Spalten
566	M12	HT	4	1	ZB	Eck	SPR	64,1	4,09	18,20	80	13,0	40,0	18,0	8,0	16	9,99	8,0	0	999,0	16	120	31,7	31,7	0,088	64,1	1,00	kein Spalten	0,088	64,1	1,00	kein Spalten
567	M12	HT	4	1	ZB	PM	SP	24,9	1,00	18,30	80	13,0	40,0	18,0	8,0	16	8,0	9,99	0	999,0	16	120	31,7	25,0	0,088	24,9	1,00	kein Spalten	0,088	24,9	1,00	kein Spalten
568	M12	HT	4	1	ZB	PM	SP	21,5	0,76	18,30	80	13,0	40,0	18,0	8,0	16	8,0	9,99	0	999,0	16	120	31,7	25,0	0,088	21,5	1,00	kein Spalten	0,088	21,5	1,00	kein Spalten
569	M12	HT	4	1	ZB	PM	SP	25,3	0,27	18,30	80	13,0	40,0	18,0	8,0	16	8,0	9,99	0	999,0	16	120	31,7	25,0	0,088	25,3	1,00	kein Spalten	0,088	25,3	1,00	kein Spalten
570	M12	HT	4	1	ZB	PM	SP	42,8	1,88	18,30	80	13,0	40,0	18,0	24,0	16	24,0	9,99	0	999,0	16	120	31,7	22,9	0,088	42,8	1,00	kein Spalten	0,088	42,8	1,00	kein Spalten
571	M12	HT	4	1	ZB	PM	SP	41,9	1,76	18,30	80	13,0	40,0	18,0	24,0	16	24,0	9,99	0	999,0	16	120	31,7	22,9	0,088	41,9	1,00	kein Spalten	0,088	41,9	1,00	kein Spalten
572	M12	HT	4	1	ZB	PM	SP	44,5	3,00	18,30	80	13,0	40,0	18,0	24,0	16	24,0	9,99	0	999,0	16	120	31,7	22,9	0,088	44,5	1,00	kein Spalten	0,088	44,5	1,00	kein Spalten
573	M12	HT	4	1	ZB	RG	SHUP	41,5	1,88	18,20	80	13,0	40,0	18,0	8,0	8	9,99	9,99	0	999,0	16	120	31,7	31,7	0,088	41,5	1,00	kein Spalten	0,088	41,5	1,00	kein Spalten
574	M12	HT	4	1	ZB	RG	SHUP	40,2	1,99	18,20	80	13,0	40,0	18,0	8,0	8	9,99	9,99	0	999,0	16	120	31,7	31,7	0,088	40,2	1,00	kein Spalten	0,088	40,2	1,00	kein Spalten
575	M12	HT	4	1	ZB	RG	SHUP	41,8	2,67	18,20	80	13,0	40,0	18,0	8,0	8	9,99	9,99	0	999,0	16	120	31,7	31,7	0,088	41,8	1,00	kein Spalten	0,088	41,8	1,00	kein Spalten
576	M12	HT	4	1	ZB	RG	SHUP	56,3	4,31	18,20	80	13,0	40,0	18,0	8,0	16	9,99	9,99	0	999,0	16	120	31,7	31,7	0,088	56,3	1,00	kein Spalten	0,088	56,3	1,00	kein Spalten
577	M12	HT	4	1	ZB	RG	SHUP	56,7	3,40	18,20	80	13,0	40,0	18,0	8,0	16	9,99	9,99	0	999,0	16	120	31,7	31,7	0,088	56,7	1,00	kein Spalten	0,088	56,7	1,00	kein Spalten
578	M12	HT	4	1	ZB	RG	SHUP	43,5	2,29	18,20	80	13,0	40,0	18,0	8,0	16	9,99	9,99	0	999,0	16	120	31,7	31,7	0,088	43,5	1,00	kein Spalten	0,088	43,5	1,00	kein Spalten
Reibschlüssige Befestigungen - Viergruppen - Drehmomentkontrolliert spreizende Dübel - HülseTyp																																
579	M12	HT	4	1	VB	Eck	SPR	43,1	0,64	18,20	80	13,0	40,0	18,0	8,0	4	9,99	8,0	0	999,0	16	120	31,7	31,7	0,088	43,1	1,00	kein Spalten	0,088	43,1	1,00	kein Spalten
580	M12	HT	4	1	VB	Eck	SPR	41,4	3,82	18,20	80	13,0	40,0	18,0	8,0	4	9,99	8,0	0	999,0	16	120	31,7	31,7	0,088	41,4	1,00	kein Spalten	0,088	41,4	1,00	kein Spalten
581	M12	HT	4	1	VB	Eck	SPR	41,3	0,89	18,20	80	13,0	40,0	18,0	8,0	4	9,99	8,0	0	999,0	16	120	31,7	31,7	0,088	41,3	1,00	kein Spalten	0,088	41,3	1,00	kein Spalten
582	M12	HT	4	1	VB	Eck	SPR	39,9	0,95	18,20	80	13,0	40,0	18,0	8,0	4	9,99	8,0	0	999,0	16	120	31,7	31,7	0,088	39,9	1,00	kein Spalten	0,088	39,9	1,00	kein Spalten
583	M12	HT	4	1	VB	Eck	SPR	67,9	1,72	18,20	80	13,0	40,0	18,0	8,0	16	9,99	8,0	0	999,0	16	120	31,7	31,7	0,088	67,9	1,00	kein Spalten	0,088	67,9	1,00	kein Spalten
584	M12	HT	4	1	VB	Eck	SPR	58,7	1,73	18,20	80	13,0	40,0	18,0	8,0	16	9,99	8,0	0	999,0	16	120	31,7	31,7	0,088	58,7	1,00	kein Spalten	0,088	58,7	1,00	kein Spalten
585	M12	HT	4	1	VB	Eck	SPR	72,4	1,63	18,20	80	13,0	40,0	18,0	8,0	16	9,99	8,0	0	999,0	16	120	31,7	31,7	0,088	72,4	1,00	kein Spalten	0,088	72,4	1,00	kein Spalten
586	M12	HT	4	1	VB	Eck	SPR	68,1	1,91	18,20	80	13,0	40,0	18,0	8,0	16	9,99	8,0	0	999,0	16	120	31,7	31,7	0,088	68,1	1,00	kein Spalten	0,088	68,1	1,00	kein Spalten
587	M12	HT	4	1	VB	PM	SP	45,6	0,93	18,30	80	13,0	40,0	18,0	8,0	16	8,0	9,99	0	999,0	16	120	31,7	23,0	0,088	45,6	1,00	kein Spalten	0,088	45,6	1,00	kein Spalten
588	M12	HT	4	1	VB	PM	SP	45,0	0,90	18,30	80	13,0	40,0	18,0	8,0	16	8,0	9,99	0	999,0	16	120	31,7	23,0	0,088	45,0	1,00	kein Spalten	0,088	45,0	1,00	kein Spalten
589	M12	HT	4	1	VB	PM	SP																									

Experimentelle Untersuchungen

Befestigung: Einzelbefestigung (Spreizdübel - Bolzentyp)
 Anwendungsfall: Zugversuche in Plattenstreifen (b = 32 cm; h = 16 cm),
 enge Abstützung mit Teflon
 Parameter: $\beta_w = 24,1 \text{ N/mm}^2$; $M_D = 40 \text{ Nm}$

Nr.	Größe	h_{ef}	BLT ¹⁾	BEM	α ³⁾	s_v	Versagen ⁶⁾	N_u	s_u	S_{gesamt} ⁵⁾
		mm	mm	mm	°	mm		kN	mm	mm
SP10/1	M10	80	108,0	10,2	450	1,88	D	24,6	11,2	13,08
SP12/1	M12	80	108,5	12,2	750	3,65	Sp	33,5	7,0	10,65
SP12/2	M12	80	104,0	12,2	720	3,50	Sp	36,8	9,2	12,70
SP12/3	M12	80	105,0	12,2	630	3,06	Sp	36,7	11,2	14,26
SP16/1	M16	80	101,5	16,3	630	3,50	Sp	37,6	⁴⁾	⁴⁾
SP16/2	M16	80	101,0	16,3	540	3,00	Sp	41,8	6,2	9,20
SP16/3	M16	80	101,5	16,3	700	3,89	Sp	34,9	6,2	10,09
SP24/1	M24	80	104,0	24,3	360	3,00	Sp	44,9	7,9	10,90
SP24/2	M24	80	105,0	24,3	360	3,00	Sp	39,0	5,2	8,20
SP24/3	M24	80	104,6	24,3	360	3,00	Sp	33,3	5,0	8,00

1) in der Mitte des Bohrlochs gemessen

2) zunächst wurde ein $M_D = 40 \text{ Nm}$ aufgebracht, das nach ca. 60 s auf 0 reduziert wurde

3) Mittrehwinkel beim Aufbringen des Drehmoments

4) Stromausfall, Versuchsdaten nicht abgespeichert

5) $S_{gesamt} = S_v + S_u$

6) D - Durchziehen, Sp - Spalten

Experimentelle Untersuchungen

Befestigung: Einzelbefestigung (Hinterschnittdübel)
 Anwendungsfall: Zugversuche in Plattenstreifen ($b = 32 \text{ cm}$; $h = 16 \text{ cm}$),
 enge Abstützung mit Teflon
 Parameter: $f_w = 24,1 \text{ N/mm}^2$; $M_D = 0$

Nr.	Größe	$h_{ef}^{1)}$	$BLT^{2)}$	BEM	A_{LE}	Versage n	N_u	s_u
		mm	mm	mm	mm^2			
HS10/1	M10	-	92,0	16,1	140,8	S	48,6	7,5
HS10/2	M10	82,2	92,0	16,1	140,8	Sp	44,6	4,1
HS12/1	M12	84,4	92,0	18,4	156,5	Sp	57,9	6,2
HS12/2	M12	88,2	91,0	18,4	140,9	Sp	69,8	9,0
HS12/3	M12	82,3	92,4	18,4	157,4	Sp	58,2	6,6
HS16/1 ³⁾	M16	79,9	110,0	24,3	268,3	Sp	100,7	-
HS16/2	M16	92,1	108,5	24,3	276,8	Sp	82,7	4,2
HS20/1	M20	83,0	104,9	30,3	342,7	Sp	70,4	5,0 ⁴⁾
HS20/2	M20	85,5	107,1	30,3	339,5	Sp	78,3	6,6

- 1) angestrebt 80 mm, Ermittlung der Ist - Verankerungstiefe nach dem Versuch: Länge des Dübels bis zur Lasteinleitung - Überstand
- 2) in der Mitte des Bohrlochs gemessen
- 3) Dieser Versuch wurde wiederholt. 1. Versuch bei ca. 83,5 kN abgebrochen, da Zugkraft bei diesem Versuchsaufbau nicht weiter gesteigert werden konnte.
- 4) Wegaufnehmer stützten sich hier auf der Metallplatte des Versuchsaufbaus ab, ansonsten Abstützung auf der Betonoberfläche.
- 5) gemessen ab Betonoberfläche bis Ende Gewindestange

Zusammenstellung der Bemessungsgleichungen

1. Berechnung der Spaltbruchlast von formschlüssigen Befestigungen

1.1. Allgemein

1.1.1. Kopfbolzen

$$N_{u,sp,KB} = 4,65 \cdot k_{\alpha} \cdot A_1^{0,5} \cdot A_{Bruch}^{0,5} \cdot \beta_W^{0,5} \quad (1.1)$$

$$h \leq 2 h_{ef}$$

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

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

1.1.2. Hinterschnittdübel

$$N_{u,sp,HS} = 4,65 \cdot k_{\alpha} \cdot k_P \cdot A_{1,Brutto}^{0,5} \cdot A_{Bruch}^{0,5} \cdot \beta_W^{0,5} \quad (1.2)$$

$$h \leq 2 h_{ef}$$

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

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

$$k_P \leq 1 \text{ (Produktfaktor)}$$

1.2. Einzelbefestigungen

1.2.1. Einzelbefestigungen in Plattenstreifen - mittig

$$A_{Bruch} = b \cdot h \quad (1.3)$$

$$h \leq 2 h_{ef}$$

1.2.2. Einzelbefestigungen am Bauteilrand

$$A_{Bruch} = r_{RAND} \cdot h \quad (1.4)$$

$$\text{mit } h \leq 2 h_{ef}$$

$$r_{RAND} = \frac{2 \cdot c_1}{\sin(21 + 0,15 \cdot c_1)} \quad (1.5)$$

$$40 \text{ mm} < c_1 < 160 \text{ mm} \quad (c_1 \leq 40 \text{ mm: } r = 4,4c; \quad c_1 \geq 160 \text{ mm: } r = 2,8c)$$

$$\beta = 27^{\circ} \text{ für } c_1 \leq 40 \text{ mm}$$

$$\beta = 45^{\circ} \text{ für } c_1 \geq 160 \text{ mm}$$

1.2.3. Einzelbefestigungen in der Bauteillecke

$$A_{\text{Bruch}} = r_{\text{ECKE}} \cdot h \quad (1.6)$$

mit $h \leq 2 h_{\text{ef}}$

$$r_{\text{ECKE}} = \frac{2 \cdot c}{\sin(\beta - 0,1 \cdot c)} \quad \text{mit } c_1 = c_2 \quad (1.7)$$

40 mm < c < 160 mm ($c_1 \leq 40$ mm: $r = 2,4c$; $c_1 \geq 160$ mm: $r = 2,8c$)

$\beta = 57^\circ$ für $c \leq 40$ mm

$\beta = 45^\circ$ für $c \geq 160$ mm

1.2.4. Berücksichtigung von Biegeeinflüssen

$$\left[\frac{N_U(M)}{N_U(M=0)} \right]^2 + \left[\frac{M_{\text{gesamt}}}{M_U} \right]^2 = 1 \quad (1.8)$$

$$M_{\text{aus}} = M/M_U \quad (1.9)$$

$$M_{\text{gesamt}} = M_1 + M_2 \quad (1.10)$$

$$M_1 = \frac{N_U \cdot I_{\text{Stat}}}{4} \quad (1.11)$$

$$M_2 = F_{\text{Spa}} \cdot e = k_U \cdot N_U \cdot e \quad (1.12)$$

$$e = h_{\text{ef}} - h/2$$

exzentrische Lasteintragung: Zugzone: e positiv; Druckzone: e negativ

k_U = Verhältnis Spalt- zu Zugkraft (Abschnitt 7.2.2)

$$M_U = \beta_{\text{bz}} \cdot W \quad \text{mit } W = \frac{b \cdot h^2}{6} \quad (\text{bei Rechteckquerschnitt}) \quad (1.13)$$

$$\beta_{\text{bz}} = \frac{0,30 \cdot \beta_w^{2/3}}{1,5 \cdot (h/100)^{0,7}} \quad (1.14)$$

$$\frac{1}{1 + 1,5 \cdot (h/100)^{0,7}}$$

$$N_U(M) = \frac{1}{\sqrt{\left(\frac{1}{N_U(M=0)} \right)^2 + \left(\frac{I_{\text{Stat}}/4 + k_U \cdot e}{M_U} \right)^2}} \quad (1.15)$$

mit $N_U(M=0)$ Spaltbruchlast ohne Biegeeinfluß (Gleichung (1.3))

I_{Stat} Abstützweite der abgeleiteten Zuglast

k_U Verhältnis Spalt- zu Zugkraft (Abschnitt 7.2.2)

e Außermittigkeit über die Bauteilhöhe (Zugzone: e positiv; Druckzone: e negativ)

M_U Bruchmoment

1.3. Befestigungsgruppen in Plattenstreifen

1.3.1. Zweiergruppen

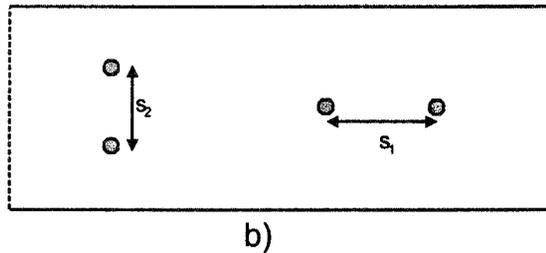


Bild 1.1 Lage einer Zweiergruppe in Plattenstreifen
 a) Zweiergruppe senkrecht zum Bauteilrand
 b) Zweiergruppe parallel zum Bauteilrand

1.3.2. Zweiergruppen senkrecht zum Bauteilrand

$$N_{u,ZWEI}(s_2) = 1,41 \cdot N_{u,EINZEL}(s_2 = 0) \quad (1.16)$$

mit $N_{u,EINZEL}$ nach Gleichung (1.3)

1.3.3. Zweiergruppen parallel zum Bauteilrand

$$N_{u,ZWEI}(s_1) = N_{u,EINZEL}(s_1 = 0) \cdot \left(1 + \frac{s_1}{s_{cr,sp1}}\right) \quad (1.17)$$

mit $N_{u,EINZEL}$ nach Gleichung (1.3)

$$s_{cr,sp1} = 3h_{ef} \quad \text{für } s_{cr,sp1} < b$$

$$s_{cr,sp1} = b \quad \text{für } s_{cr,sp1} \geq b$$

1.3.4. Vierergruppen in Plattenstreifen

$$N_{u,VIERFACH}(s_1) = N_{u,EINZEL}(s_1 = s_2 = 0) \cdot 1,41 \cdot \left(1 + \frac{s_1}{s_{cr,sp1}}\right) \quad (1.18)$$

mit $N_{u,EINZEL}$ nach Gleichung (1.3)

$$s_{cr,sp1} = 3h_{ef} \quad \text{für } s_{cr,sp1} < b$$

$$s_{cr,sp1} = b \quad \text{für } s_{cr,sp1} \geq b$$

1.4. Befestigungsgruppen am Bauteilrand und in der Bauteilecke

1.4.1. Zweiergruppen parallel zum Bauteilrand

$$N_{u,ZWEI,RAND} = N_{u,EINZEL,RAND} \left(1 + \frac{s_1}{s_{cr,sp1}}\right) \quad (1.19)$$

mit $N_{u,EINZEL,RAND}$ nach Gleichung (1.4)

$$s_{cr,sp1} = \frac{2 \cdot c_1}{\tan(21 + 0,15 \cdot c_1)} \quad (1.20)$$

1.4.2. Zweiergruppen senkrecht zum Bauteilrand

$$N_{u,sp,ZWEI,RAND-SENKRECHT} = N_{u,sp,EINZEL,RAND} \left(1 + \frac{s_2}{s_{cr,sp2}} \right) \quad (1.21)$$

$$\text{mit } s_{cr,sp2} = 2c_1$$

$$\frac{s_2}{s_{cr,sp2}} \leq 1$$

1.4.3. Zweiergruppen in der Bauteilecke

$$N_{u,sp,ZWEI,ECKE} = N_{u,sp,EINZEL,ECKE} \left(1 + \frac{s}{s_{cr,sp1}} \right) \quad (1.22)$$

$$\text{mit } N_{u,sp,EINZEL,ECKE} \text{ nach Gleichung (1.6)}$$

$$s_{cr,sp1} \text{ nach Gleichung (1.20)}$$

1.4.4. Vierergruppen am Bauteilrand

$$N_{u,VIER,RAND} = N_{u,ZWEI,RAND} \left(1 + \frac{s_2}{s_{cr,sp2}} \right) \quad (1.23)$$

$$\text{mit } s_{cr,sp2} = 2c_1 \quad \text{und} \quad \frac{s_2}{s_{cr,sp2}} \leq 1$$

$$= N_{u,EINZEL,RAND} \left(1 + \frac{s_2}{s_{cr,sp2}} \right) \cdot \left(1 + \frac{s_1}{s_{cr,sp1}} \right)$$

1.4.5. Vierergruppen in der Bauteilecke

$$N_{u,sp,VIER,ECKE} = N_{u,sp,ZWEI,ECKE} \left(1 + \frac{s_2}{s_{cr,sp2}} \right) \quad (1.24)$$

$$= N_{u,sp,EINZEL,ECKE} \left(1 + \frac{s_1}{s_{cr,sp1}} \right) \cdot \left(1 + \frac{s_2}{s_{cr,sp2}} \right)$$

$$\text{mit } s_{cr,sp2} = 2c_1 \quad \text{und} \quad \frac{s_2}{s_{cr,sp2}} \leq 1$$

$$s_{cr,sp1} \text{ nach Gleichung (1.20)}$$

2. Berechnung der Spaltbruchlast von reibschlüssigen Befestigungen

2.1. Allgemein

$$N_{u,sp,RS} = \frac{k_{u,FS}}{k_{u,RS}} \cdot N_{u,sp,FS} = k_{gesamt} \cdot N_{u,sp,FS} \quad (2.1)$$

$$N_{u,sp,RS} = k_{gesamt} \cdot 4,65 \cdot k_{\alpha} \cdot b^{0,5} \cdot h^{0,5} \cdot (A_{MANTEL} \cdot \tan \alpha_{Spreiz})^{0,5} \cdot \beta_W^{0,5} \quad (2.2)$$

$$k_{gesamt} = \frac{k_{u,FS}}{k_{u,RS}} = \frac{0,0788 \cdot A_{BRUCH}^{0,25} \cdot \beta_W^{0,25}}{k_{u,RS} \cdot (\tan(\alpha + 36^{\circ}))^{0,5} \cdot A_{MANTEL}^{0,25} \cdot \tan \alpha_{Spreiz}^{0,25}} \quad (2.3)$$

mit $k_{u,FS} \leq 1$

$$\alpha_{Spreiz} \text{ (Spreizdübel)} = \alpha_{KONUS} - \alpha_{HÜLSE} \quad (2.4)$$

2.2. Vereinfachter Bemessungsansatz für drehmomentkontrolliert spreizende Dübel

$$N_{u,Sp,RS} = k_{DÜBEL} A_{Bruch}^{0,9} d_{BND}^{0,2} \beta_W^{0,75} \quad (2.5)$$

$h \leq 2h_{ef}$

2.3. Berechnung der Spaltbruchlast für verschiedene Anwendungsfälle

2.3.1. Einzelbefestigungen

Für die Berechnung der Spaltbruchlast bei anderen Anwendungsfällen mit Einzelbefestigungen kann wie bei formschlüssigen Befestigungen vorgegangen werden (siehe Abschnitt 1.2), d.h. die Bruchfläche bzw. Bauteilbreite wird durch die beim jeweiligen Anwendungsfall maßgebende Bruchfläche bzw. Rißlänge ersetzt.

Verzeichnis

der bisher in der Schriftenreihe „IWB-Mitteilungen“ erschienenen Hefte:

- 1986/1: Institutsbericht 1983-1985 Activities
- 1987/1: Verdrehfähigkeit plastizierter Tragwerksbereiche im Stahlbetonbau, von Peter Langer
- 1987/2: Jahresbericht 1986 Activities
- 1987/3: Übertragbarkeit von Werkstoffkennwerten bei Glasfaser-Harz-Verbundstäben, von G. Rehm und B. Schlottke
- 1988/1: Zum Tragverhalten kunstharzgebundener Glasfaserstäbe im Bereich von Endverankerungen und Rissen in Beton, von Martin Faoro
(ISBN 3-9801833-0-0)
- 1988/2: Einfluß der Stahlkennlinie auf den möglichen Grad der Schnittkraftumlagerung bei Stahlbetontragwerken
Teil 1: Theoretische Untersuchungen, von R. Eligehausen, H. Kreller
Teil 2: Versuchsbericht, von R. Eligehausen, H. Kreller, P. Langer
(ISBN 3-9801833-1-9)
- 1989/1: Beiträge zur Befestigungstechnik
- Moderne Befestigungstechnik im Bauwesen - Systeme und Anwendungsbedingungen, von R. Eligehausen, W. Fuchs, M. Reuter
- Tragverhalten von Dübelbefestigungen bei Zugbeanspruchung - Loadbearing Behaviour of Anchor Fastenings in Tension, von R. Eligehausen, W. Fuchs, B. Mayer
- Tragverhalten von Dübelbefestigungen bei Querkraft-, Schrägzug- und Biegebeanspruchung - Loadbearing Behaviour of Anchor Fastenings under Shear, Combined Tension and Shear or Flexural Loading, von R. Eligehausen, W. Fuchs
- Bemessung von Befestigungen mit Stahldübeln - Zukünftiges Konzept - design of Fastenings with Steel Anchors - Future Concept, von R. Eligehausen
- 1989/2: Zum Weiterreißverhalten von beschichteten Geweben, von Walter Bidmon
(ISBN 3-9801833-2-7)
- 1989/3: Zum Tragverhalten von Übergreifungsstößen in Stahlbetonbauteilen bei Brandeinwirkung, von Roland Gerster
(ISBN 3-9801833-3-5)
- 1989/4: Zum nichtlinearen Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbauteilen unter Last- und Zwangseinwirkung, von Helmut Kreller
(ISBN 3-9801833-4-3)
- 1989/5: Untersuchungen zum Verbundverhalten gerippter Bewehrungsstäbe mit praxisüblicher Betondeckung, von Rolf Eligehausen, Helmut Kreller, Peter Langer
(ISBN 3-9801833-5-1)
- 1989/6: Jahresbericht 1987-1988 Activities
- 1990/1: SBETA Computer Program for Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures, von V. Cervenka, R. Eligehausen, R. Pukl
(ISBN 3-9801833-6-X)
- 1990/2: Tragverhalten von Befestigungen unter Querlast in ungerissenem Beton, von Werner Fuchs
(ISBN 3-9801833-7-8)
- 1991/1: Funktionsersatzprüfungen für die Beurteilung der Eignung von kraftkontrolliert spreizenden Dübeln, von Burkhard Mayer
(ISBN 3-9801833-8-6)
- 1991/2: Jahresbericht 1989-1990 Activities

- 1992/1: Zur Korrosion von verzinktem Stahl in Kontakt mit Beton, von Klaus Menzel
(ISBN 3-9801833-9-4)
- 1993/1: Tragverhalten und Anwendung von Dübeln unter oftmals wiederholter Belastung, von Dieter Lotze
(ISBN 3-9803044-0-X)
- 1994/1: Tragverhalten von randfernen Kopfbolzenverankerungen bei Betonbruch, von Guochen Zhao
(ISBN 3-9803044-2-6)
- 1994/2: Zum Trag- und Verschiebungsverhalten von Kopfbolzen bei zentrischem Zug, von Johannes Furche
(ISBN 3-9803044-3-4)
- 1994/3: Tragverhalten von Metallspreizübeln im ungerissenen und gerissenen Beton bei der Versagensart Herausziehen, von Rolf Lehmann
(ISBN 3-9803044-1-8)
- 1994/4: Ein energetisches Materialmodell zur Berechnung des Tragverhaltens von zugbeanspruchtem Beton, von Gottfried Sawade
(ISBN 3-9803044-4-2)
- 1994/5: Zur bruchmechanischen Modellierung des Kurzzeit-Bruchverhaltens von Holz im Reißöffnungsmodus I, von Tino Schatz
(ISBN 3-9803044-5-0)
- 1995/1: Rotationsfähigkeit von plastischen Gelenken im Stahl- und Spannbetonbau, von Longfei Li
(ISBN 3-9803044-6-9)
- 1995/2: Maßstabeffekt und Duktilität von Beton- und Stahlbetonkonstruktionen, von Josko Ozbolt
(ISBN 3-9803044-7-7)
- 1995/3: Jahresbericht 1993-1995 Activities
- 1996/1: Gas Permeability as a Means to Assess The Performance Properties of Concrete, von Abebe Dinku
(ISBN 3-9803044-8-5)
- 1996/2: Nachbehandlungsunempfindlicher Hochleistungsbeton, von Silvia Weber
(ISBN 3-9803044-9-3)
- 1996/3: Zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetontragwerken unter Betriebsbelastung, von Thomas M. Sippel
(ISBN 3-9805102-0-4)
- 1996/4: Tragverhalten von Ankerschienen ohne Rückhängebewehrung, von Rolf Wohlfahrt
(ISBN 3-9805102-1-2)
- 1997/1: Jahresbericht 1996-1997 Activities

