

# Zum Tragverhalten von Injektionsdübeln in Mauerwerk

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

Vorgelegt von  
**Andrea Meyer**  
aus Bamberg

Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart  
2005

Hauptberichter: Prof. Dr.- Ing. R. Eligehausen  
Mitberichter: Prof. Dr.- Ing. K. Bergmeister

Tag der mündlichen Prüfung:  
14. Dezember 2005

---

## **Vorwort**

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

Ich bedanke mich herzlich bei Herrn Prof. Dr.-Ing. R. Eligehausen für die Betreuung dieser Arbeit, seine wertvollen und stets hilfreichen Ratschläge und Anregungen sowie für die Übernahme des Hauptberichts.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Bergmeister danke ich für das meiner Arbeit entgegengebrachte Interesse und die Übernahme des Mitberichts.

Zum Gelingen dieser Arbeit trugen auch die Hilfsbereitschaft und die Unterstützung zahlreicher Kollegen und Freunde bei. Besonderer Dank gilt den Herren G. Welz, R. Maliha, M. Potthoff, J. Appl, K. Schmid und T. Pregartner die immer ein offenes Ohr für Schwierigkeiten, Sorgen und Probleme hatten. Weiterhin möchte ich mich bei S. Fichtner, T. Hüer, M. Rößle, T. Sippel für die Diskussionen und Anregungen bedanken. Herrn Dr.-Ing. habil. J. Ožbolt danke ich für die Unterstützung bei den numerischen Untersuchungen. Weiterer Dank gebührt meinen Diplomanden und studentischen Hilfskräften T. Stern, P. Schillinger, M. Ahmad und M. Zarei. Für die Hilfe bei meinen zahlreichen experimentellen Untersuchungen möchte ich mich herzlich bei den Technikern des IWB P. Scherf, E. Lindenmeier, M. Langenfeld und L. Washington bedanken. Besonders danken möchte ich den in einer Forschungs Kooperation am IWB zusammengeschlossenen Firmen fischerwerke, Hilti und Würth für die Unterstützung meiner Arbeiten mit finanziellen Mitteln und Material.

Schließlich danke ich meinem Lebensgefährten Udo Moser und meiner Familie für das Verständnis, den Rückhalt und die moralische Unterstützung während meiner Arbeit und meines gesamten Studiums, ohne die ein Gelingen der Arbeit niemals möglich gewesen wäre.

## Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einführung.....</b>	<b>7</b>
1.1	Geschichtlicher Überblick - Anwendungsbereiche.....	7
1.2	Problemstellung und Zielsetzung .....	9
<b>2</b>	<b>Stand der Forschung zu Injektionsdübeln in Mauerwerk.....</b>	<b>12</b>
2.1	Untersuchungen zu Injektionsdübeln in Mauerwerk .....	12
2.1.1	Vollsteine.....	12
2.1.2	Lochsteine .....	15
2.2	Verbunddübel in Beton.....	19
2.2.1	Bruchlast bei Herausziehen und Betonausbruch.....	20
2.2.1.1	Einzeldübel in der Fläche.....	20
2.2.1.2	Befestigungen am Rand und Dübelgruppen .....	21
2.2.2	Bruchlast bei Spalten des Betons .....	23
2.3	Metalldübel und Kopfbolzen in Beton.....	24
<b>3</b>	<b>Der Ankergrund Mauerwerk.....</b>	<b>26</b>
3.1	Mauerwerk in Deutschland.....	26
3.2	Mauerwerk in Europa.....	28
3.3	Herstellungsprozesse der einzelnen Steinarten .....	30
3.3.1	Kalksandsteine.....	30
3.3.2	Ziegelsteine .....	31
3.3.3	Leichtbetonsteine .....	32
3.4	Materialeigenschaften der verwendeten Mauersteine.....	33
3.4.1	Bestimmung der Druckfestigkeit und des E- Moduls.....	35
3.4.2	Bestimmung der Zugfestigkeiten.....	36
3.4.2.1	Spaltzugfestigkeit.....	36
3.4.2.2	Biegezugfestigkeit.....	37
3.4.2.3	Zentrische Zugfestigkeit.....	37
3.4.3	Bestimmung der Bruchenergie .....	38
3.4.4	Versuchsergebnisse .....	40
3.4.5	Zusammenhang zwischen den Materialkennwerten .....	42
3.4.5.1	Spaltzugfestigkeit und Druckfestigkeit.....	42
3.4.5.2	Biegezugfestigkeit und Druckfestigkeit.....	43
3.4.5.3	Zentrische Zugfestigkeit und Druckfestigkeit .....	44
3.4.5.4	Elastizitätsmodul und Druckfestigkeit.....	45
3.4.5.5	Zusammenhang der Zugfestigkeiten.....	46
3.4.5.6	Zusammenfassung.....	47
<b>4</b>	<b>Theoretische Untersuchungen zum Tragverhalten von Injektionsdübeln in Mauerwerk .....</b>	<b>49</b>
4.1	Definition der Verankerungstiefen in Voll- und Lochsteinen .....	50
4.1.1	Vollsteine .....	50
4.1.2	Lochsteine .....	51
4.2	Tragmechanismen.....	52
4.2.1	Verbund.....	52
4.2.2	Formschluss.....	53
4.2.2.1	Kalksandsteine .....	53
4.2.2.2	Leichtbetonsteine.....	54
4.2.2.3	Hochlochziegel .....	55
4.2.3	Besonderheiten des Formschlusses bei Injektionsdübeln.....	56
4.2.3.1	Eigenheiten des Mörtelprofens .....	56
4.2.3.2	Lasteinleitungswinkel infolge Bohrlöcherstellung .....	57

4.2.4	Gegenüberstellung der Tragmechanismen.....	58
4.3	Das 3D-Finite-Element-Programm (MASA3) und Beschreibung des Microplane-Modells für Beton.....	59
4.3.1	Das Microplane-Modell .....	60
4.3.2	Rissband-Methode .....	61
4.3.3	Modellierung der Materialien .....	61
4.3.3.1	Modellierung des Stahls .....	61
4.3.3.2	Modellierung des Injektionsmörtels.....	61
4.3.3.3	Modellierung der Verbundschicht zwischen Mörtel und Mauerstein.....	62
4.3.3.4	Modellierung der Mauersteine .....	62
4.3.4	Untersuchte Geometrien.....	64
4.3.4.1	Geometrie der Mauersteine .....	64
4.3.4.2	Geometrie des Dübels.....	66
4.4	Ergebnisse der FEM-Studien an Vollsteinen.....	66
4.4.1	Variation der Verankerungstiefe.....	66
4.4.2	Variation der Verbundfestigkeit.....	68
4.5	Ergebnisse der FEM-Studien an Lochsteinen.....	72
4.5.1	Untersuchungen zum Tragmechanismus .....	72
4.5.2	Variation der Steingeometrie .....	77
4.5.2.1	Einfluss der Außenstegdicke.....	77
4.5.2.2	Einfluss des Lochdurchmessers.....	78
4.5.3	Einfluss der Bohrlochschädigung .....	78
4.5.4	Variation der Mörtelgeometrie .....	79
4.5.5	Einfluss der Mörtelsteifigkeit.....	81
4.5.6	Zentrischer Ausziehversuch in Hochlochziegeln .....	82
<b>5</b>	<b>Tragverhalten von Injektionsdübeln in Mauerwerk.....</b>	<b>86</b>
5.1	Verankerungstiefen.....	86
5.2	Versuchsdurchführung .....	86
5.2.1	Setzen der Dübel.....	86
5.2.2	Versuchsaufbau .....	87
5.3	Einzelstein versus Mauerwerkverband .....	89
5.4	Untersuchungen zum Tragmechanismus .....	91
5.4.1	Versuchsbedingungen.....	92
5.4.2	Versuchsergebnisse .....	92
5.4.3	Vergleich der Versuche mit FE-Studien.....	97
5.5	Versagensarten von Einzeldübeln bei zentrischer Zugbelastung.....	98
5.5.1	Stahlbruch (S).....	99
5.5.2	Herausziehen der Ankerstange aus dem Mörtel (D).....	100
5.5.3	Herausziehen des Dübels in Voll- und Lochsteinen (H) .....	101
5.5.3.1	Vollsteine.....	101
5.5.3.2	Lochsteine.....	103
5.5.4	Steinausbruch (B).....	104
5.5.5	Spalten (Sp).....	105
5.5.6	Steinauszug aus dem Mauerwerkverband (St) .....	106
5.6	Tragfähigkeit von Einzeldübeln bei zentrischer Zugbelastung mit Versagen Herausziehen, Steinausbruch oder kombiniertem Versagen.....	107
5.6.1	Einfluss des Ankersystems.....	107
5.6.1.1	Einfluss der Verankerungstiefe.....	108
5.6.1.2	Einfluss des Verbunds in Vollsteinen .....	110
5.6.1.3	Einfluss des Ringspalts.....	110
5.6.1.4	Einfluss des Mörtelpfropfens.....	111
5.6.2	Einfluss der Ankergrundparameter.....	114

5.6.2.1	Einfluss der Stegdicke in Lochsteinen.....	114
5.6.2.2	Einfluss zusätzlicher Innenstege und Hohlkammern .....	117
5.6.2.3	Einfluss der Druckfestigkeit.....	121
5.6.2.4	Einfluss der Rohdichte von Leichtbetonsteinen .....	126
5.6.3	<b>Berechnung der Versagenslasten in Voll- und Lochsteinen .....</b>	<b>127</b>
5.6.3.1	Steinausbruch.....	127
5.6.3.2	Verbundversagen.....	130
5.6.3.3	Lochsteine mit Steinausbruch und Verbundversagen.....	130
5.6.4	<b>Einfluss weiterer Faktoren.....</b>	<b>132</b>
5.6.4.1	Montagebedingungen.....	133
5.6.4.2	Einfluss der Feuchte.....	136
5.7	<b>Versagen durch Steinauszug aus dem Verband .....</b>	<b>143</b>
5.7.1	Einfluss des Steinformats.....	143
5.7.2	<b>Berechnung der Versagenslasten bei Steinauszug .....</b>	<b>145</b>
5.7.2.1	DIN 1053.....	145
5.7.2.2	Eurocode 6.....	148
<b>6</b>	<b>Einzelbefestigungen am Steinrand und Einfluss von Fugen .....</b>	<b>152</b>
6.1	Versuchsdurchführung .....	152
6.2	Versuchsergebnisse .....	153
6.2.1	Kalksandlochsteine .....	153
6.2.2	Hochlochziegel.....	155
6.2.3	Leichtbetonhohlblöcke .....	156
6.3	Vergleich der Versuchsergebnisse mit bestehenden Bemessungsmodellen für Beton.....	158
6.3.1	Beschreibung der Bemessungsmodelle für Verbunddübel in Beton.....	158
6.3.2	Erforderliche Modifikationen zur Anwendung der Modelle in Mauerwerk...	160
6.3.3	Vergleich Versuch – Rechnung .....	161
6.4	Zusammenfassung .....	163
<b>7</b>	<b>Dübelgruppen .....</b>	<b>167</b>
7.1	Versuchsdurchführung .....	167
7.2	Versuchsergebnisse .....	168
7.2.1	Kalksandlochsteine .....	168
7.2.2	Hochlochziegel.....	171
7.2.3	Hohlblöcke aus Leichtbeton .....	173
7.2.4	Kalksandplanelemente.....	177
7.3	Vergleich der Versuchsergebnisse mit bestehenden Bemessungsmodellen für Beton.....	179
7.3.1	Beschreibung der Bemessungsmodelle für Verbunddübel in Beton.....	179
7.3.2	Erforderliche Modifikationen zur Anwendung in Mauerwerk.....	181
7.3.3	Vergleich Versuch – Rechnung .....	182
7.4	Zusammenfassung .....	186
<b>8</b>	<b>Vorschlag für Berechnungsmodelle .....</b>	<b>188</b>
8.1	Versagen durch Stahlbruch und Herausziehen der Ankerstange aus dem Mörtel.....	188
8.2	Versagen durch Auszug des Steins aus dem Verband .....	189
8.3	Versagen Herausziehen des ganzen Dübels und Steinausbruch.....	190
8.3.1	Versagen durch Herausziehen des Dübels.....	191
8.3.2	Versagen Steinausbruch.....	192
8.3.3	Bemessungsdiagramme für Einzeldübel in der Fläche .....	192
8.3.4	Bemessung bei randnahen Dübeln und Dübelgruppen.....	194

<b>9</b>	<b>Vorschlag zur Durchführung von Zulassungsversuchen nach ETAG 196</b>	
9.1	Stand der Zulassungen.....	197
9.2	Vorschlag eines Versuchsprogramms für Zulassungsverfahren nach ETAG .....	200
9.2.1	Zulässige Anwendungsbedingungen.....	200
9.2.2	Eignungsversuche .....	202
<b>10</b>	<b>Entwicklung eines Prüfverfahrens am Bauwerk .....</b>	<b>206</b>
10.1	Einführung .....	206
10.2	Grundlagen und Prinzip des Verfahrens .....	207
10.3	Versuchsaufbau zur Durchführung von zentrischen Ausziehversuchen am Bauwerk .....	209
10.4	Nachweis der Tauglichkeit des Versuchsaufbaus.....	211
10.4.1	Vergleich der Höchstlasten bei weiter und kombinierter Abstützung .....	211
10.4.2	Nachweis des ersten Lastmaximums als Steinausbruch.....	212
10.4.2.1	Versuchsaufbau .....	212
10.4.2.2	Kalksandlochsteine .....	213
10.4.2.3	Hochlochziegel .....	215
10.4.2.4	Leichtbetonhohlbocke.....	216
10.4.3	Überprüfung der Steinschädigungen.....	219
10.4.3.1	Visuelle Beurteilung der Steinschädigungen.....	219
10.4.3.2	Restdruckfestigkeit der geprüften Mauersteine.....	221
10.5	Ausblick .....	223
<b>11</b>	<b>Zusammenfassung .....</b>	<b>225</b>
<b>12</b>	<b>Englische Zusammenfassung – Summary .....</b>	<b>228</b>
<b>13</b>	<b>Weiterführende Arbeiten und offene Fragen.....</b>	<b>230</b>
<b>14</b>	<b>Literaturverzeichnis.....</b>	<b>232</b>

**Anhang A: Abmessungen der Mauersteine mit Setzpositionen**

**Anhang B: Ergebnisse der FE-Simulationen**

**Anhang C: Ergebnisse der experimentellen Versuche**

## Bezeichnungen und Abkürzungen

Formelzeichen werden in der vorliegenden Arbeit entsprechend der üblichen Bezeichnungsweise der jeweiligen Thematik verwendet. Deshalb treten einige Formelzeichen mehrfach auf. Die Bedeutung der Symbole ist jedoch durch den Kontext eindeutig gegeben.

### Allgemeine Bezeichnungen

A	Querschnittsfläche
E	Elastizitätsmodul
N	Last
T	Temperatur
$\beta$	Steinfestigkeit
$\varepsilon$	Dehnung
$\sigma$	Spannung
$\rho$	Trockenrohdichte
b	Breite
d	Durchmesser
l	Länge
h	Höhe
x	Mittelwert
v	Variationskoeffizient

### Bezeichnungen aus der Befestigungstechnik

a	Schulterbreite
c	Randabstand
$c_1$	Randabstand zur Stoßfuge
$c_2$	Randabstand zur Lagerfuge
$c_{cr,N}$	Charakteristischer Randabstand bei Zugbelastung
$d_S$	Ankerstangendurchmesser
$d_B$	Bohrernenddurchmesser
$d_{cut}$	Bohrereckmaß des Hartmetallbohrers (Index max: maximal, min: minimal, m: Mittel)
$f_{uk}$	Zugfestigkeit von Stahl
$h_{ef}$	Verankerungstiefe eines Befestigungselements
$h'_{ef}$	Wirksame Verankerungstiefe
$h_{Steg}$	Stegdicke bei Lochsteinen
n	Anzahl durchgeführter Versuche
s	Achsabstand einer Dübelgruppe
$s_{cr,N}$	Charakteristischer Achsabstand einer Dübelgruppe bei Zugbelastung
$A_{c,N}$	Projizierte Fläche des Betonausbruchkörpers bei Zugbelastung
$A_{c,N}^0$	Projizierte Fläche des Betonausbruchkörpers der Einzelbefestigung bei Zugbelastung
$A_S$	Stahlquerschnittsfläche
G	Bruchenergie
N	Zuglast
$N_u$	Zentrische Herausziehlast eines Befestigungselementes oder einer Befestigungsgruppe
$N_u^0$	Ausbruchlast eines Einzeldübels unter Zugbelastung
$N_{u,S}$	Stahlbruchlast bei zentrischer Zugbelastung
$\alpha$	Lasteinleitungswinkel
$\beta_{BZ}$	Biegezugfestigkeit der Mauersteine
$\beta_D$	Druckfestigkeit
$\beta_{D,Zyl.}$	Zylinderdruckfestigkeit von Mauersteinen
$\beta_{Stein}$	Steindruckfestigkeit nach DIN
$\beta_{Stein,netto}$	Netto-Steindruckfestigkeit unter Berücksichtigung des Lochbilds
$\beta_{SZ}$	Spaltzugfestigkeit der Mauersteine
$\beta_Z$	Zugfestigkeit der Mauersteine
$\beta_W$	Würfeldruckfestigkeit von Beton

$\tau$	Verbundfestigkeit
$\tau_u$	Verbundfestigkeit bei Bruchlast
$\tau_{u,1}$	Verbundfestigkeit bei Versagen durch Herausziehen der Ankerstange
$\tau_{u,2}$	Verbundfestigkeit bei Versagen durch Herausziehen der Siebhülse
$\tau_{u,M}$	Mörtelscherfestigkeit bei Herausziehen mit Abscheren des Mörtels in Lochsteinen
$\tau_{u,m}$	Mittlere Verbundfestigkeit
$\tau_{u,m,max}$	Rechnerisch erforderliche Verbundfestigkeit zur Erzeugung eines Ausbruchkörpers
$\psi_{g,N}$	Faktor zur Berücksichtigung des Gruppeneffekts bei Zugbelastung
$\psi_{s,N}$	Faktor zur Berücksichtigung einer Bauteilkante bei Zugbelastung

### Bezeichnungen aus der Sicherheitstheorie

G	Ständig wirkende Last
R	Beanspruchbarkeit
S	Beanspruchung
Q	Verkehrslast
zul F	Zulässige Last nach bauaufsichtlichen Zulassungen des DIBt
$\alpha$	Quotient aus Mittelwert bzw. Fraktilwert von Eignungsversuchen und Referenzversuch
vor $\alpha$	Vorhandener Quotient (aus den Versuchen ermittelt)
req $\alpha$	Minimaler Wert des Quotienten ohne Abminderung des charakteristischen Wertes
$\gamma$	Sicherheitsbeiwert
$\gamma_M$	Teilsicherheitsbeiwert des Materialwiderstandes
$\gamma_F$	Teilsicherheitsbeiwert auf der Lasteinwirkungsseite

### Bezeichnungen aus dem Mauerwerksbau

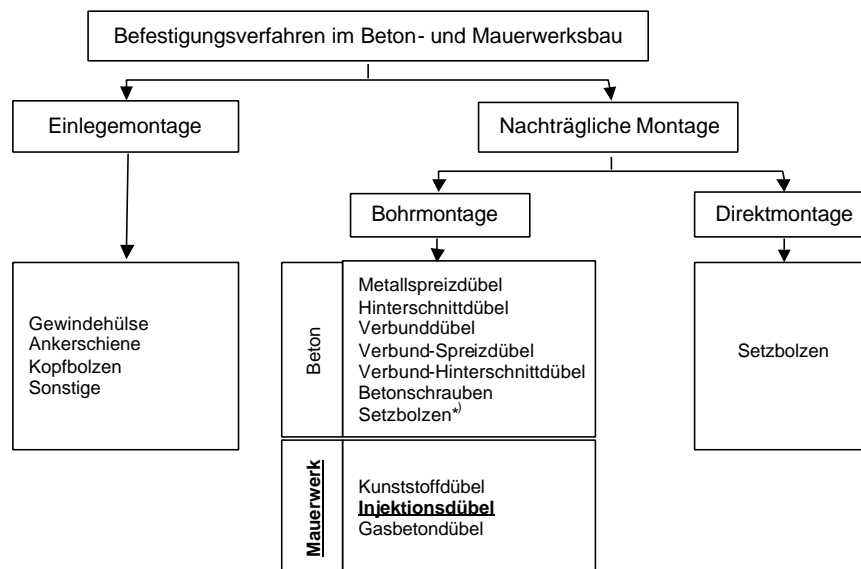
DF	Dünformat (1 DF = l x b x h = 240 mm x 115 mm x 52 mm)
Hbl	Leichtbetonhohlblock
Hlz	Hochlochziegel
KSL	Kalksandlochstein
KSPE	Kalksandplanelement
KSV	Kalksandvollstein
MG	Mörtelgruppe
Mz	Mauerziegel
NF	Normalformat (NF = l x b x h = 240 mm x 115 mm x 71 mm)
Vbl	Leichtbetonvollstein



# 1 Einführung

## 1.1 Geschichtlicher Überblick - Anwendungsbereiche

Verankerungen mit Injektionsdübeln in Mauerwerk gehören zu den nachträglich über Bohrmontage erstellten Befestigungen. Eine Einordnung in die vorhandenen Befestigungsmethoden ist Bild 1.1 zu entnehmen. Injektionssysteme gehören wie Patronensysteme zur Gruppe der Verbunddübel. In Mauerwerk sind ausschließlich Injektionssysteme zugelassen, da die Verwendung von Glaspatronen in Lochsteinen unmöglich ist. Die Patronen enthalten die Verbundmasse. Durch maschinelles Eindrehen der Ankerstange zersplittert das Glas und die zwei darin enthaltenen Komponenten vermischen sich. In Mauerwerk aus Lochsteine können die Patronen beim Einstecken in eine Hohlkammer nicht kontrolliert platziert werden, d.h. sie können in die Hohlkammer hineinfallen oder durch Kammern entlang der Setztiefe zu weit in den Stein hineingesteckt werden. Durch die vorgegebene Menge an Mörtelmasse ist dann eine ausreichende Verfüllung des Bohrlochs nicht mehr gewährleistet. Weiterhin wird die Mörtelmasse beim Eindrehen in den Hohlkammern großflächig verteilt, so dass eine gezielte Vermörtelung der Ankerstange unmöglich ist.



\*) Ergänzung des übernommenen Schaubilds: einige Setzbolzen benötigen eine Vorbohrung

**Bild 1.1:** Befestigungsverfahren im Beton- und Mauerwerksbau, aus *Elgehausen/Mallée (2000)*

Die Entwicklung der chemischen Befestigungen ist in *Schätzle (2001)* zusammengefasst. In den 60er Jahren wurden die ersten Dübel des Verbundtyps entwickelt. Im Jahre 1962 wurden zunächst die Glaspatronensysteme eingeführt. In den folgenden Jahren wurden diese um die flexibler einsetzbaren Injektionssysteme ergänzt. Seit 1975 werden in Deutschland Verbundankersysteme (Patronensysteme in Beton und Injektionssysteme in Mauerwerk) verschiedener Unternehmen bauaufsichtlich zugelassen.

Bei der Montage der Glaspatronensysteme werden Glaspatronen in ein zylindrisches Bohrloch eingeschoben und mit Hilfe einer Bohrmaschine unter einer Schlag-Drehbewegung bzw. einer reinen Drehbewegung die Gewindestange eingetrieben. Dabei vermischen sich die Glassplitter der zerstörten Patrone mit deren Inhalt (Polyesterharz + Härter). Nach ausreichender Aushärtung ist der Verbund zwischen Ankergrund und Harz sowie zwischen Harz und Ankerstange gewährleistet. Injektions-

dübel sind in ihrer chemischen Wirkungsweise den Glaspatronensystemen sehr ähnlich. Das Bohrloch wird hier durch Injizieren einer Mörtelmasse verfüllt und die Ankerstange drehend eingeschoben.

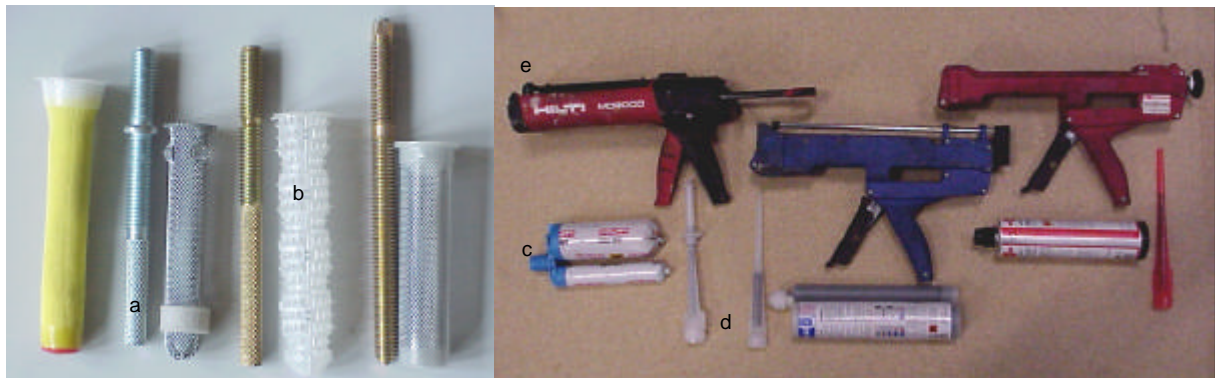
Seit der ersten Entwicklung von Verbunddübeln haben sich zahlreiche Verbesserungen eingestellt. In der zweiten Generation wurde das in der Mörtelmasse enthaltene ungesättigte Polyesterharz durch Vinylesterharz ersetzt, da dieses im Beton eine größere Beständigkeit hat. Polyester erwies sich nach *Rehm (1988)* in Untersuchungen als nicht alkalibeständig, Vinylesterharz hingegen ist alkalibeständig.

In der dritten Generation wurde der krebserregende Stoff Styrol, welcher als Katalysator beim Abbindeprozess benötigt wurde, durch unschädliche Ersatzstoffe ausgetauscht.

Da die ersten drei Verbunddübelgenerationen nur für ungerissenen Beton zugelassen waren, wurde 1993 eine vierte Generation für gerissenen Beton mit Rissbreiten über 0,3 mm entwickelt. Diese so genannten Verbund-Spreizdübel verfügen entlang der Ankerstange über Konen, die bei einer Rissöffnung Spreizkräfte und damit Reibungskräfte entwickeln.

Verbunddübel waren in Deutschland zunächst nur in Beton zugelassen. Später wurden Injektionssysteme entwickelt, die durch eine besonders geformte Siebhülse ein kontrolliertes Verfüllen der Hohlräume in Lochsteinen mit einem geeigneten Mörtel ermöglichen.

Injektionssysteme für Anwendungen in Mauerwerk nach Bild 1.2 bestehen aus einer Siebhülse aus Metall oder Kunststoff, einer Ankerstange, einer Unterlegscheibe und Sechskantmutter sowie einem Verbundmörtel, der aus einer Kartusche oder einem Schlauchbeutel über einen Statikmischer injiziert wird.



**Bild 1.2:** zugelassene Injektionsdübelssysteme: a) Ankerstange, b) Siebhülse, c) Injektionsmörtel im Schlauchbeutel, Side-by-side Kartusche oder Koaxialkartusche, d) Statikmischer, e) Auspresswerkzeuge

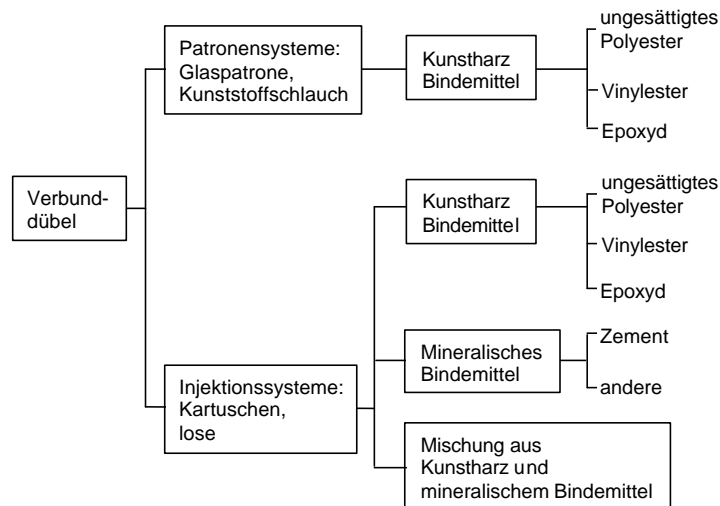
Bis ins Jahr 2000 waren in Deutschland Injektionsdübel ausschließlich in Hohlblockmauerwerk zugelassen. In Vollsteinen verhinderte die Abhängigkeit der Dübeltragfähigkeit von der Montagegenauigkeit, speziell von der Bohrlochreinigung, eine bautechnische Zulassung für den Einsatz in sicherheitsrelevanten Bereichen. Sicherheitsrelevanz liegt vor, wenn bei Versagen der Befestigung Leib und Leben in Gefahr ist oder mit hohen wirtschaftlichen Schäden zu rechnen ist. Als Beispiel sind hier Balkongeländer, Brüstungen oder Fassaden zu nennen.

Im Folgejahr wurden zur Verminderung des Einflusses der Bohrlochreinigung und der Temperaturempfindlichkeit so genannte Hybridmörtelsysteme entwickelt. Diese Systeme sind durch vier Komponenten gekennzeichnet, die sich auf zwei Kammern

verteilen. In der ersten Kammer befinden sich als Bindemittel ein organisches Harz und anorganischer Zement, in einer zweiten Kammer eine Mischung aus organischem Härter und Wasser, welches der Zement zum Abbinden benötigt. Im Jahr 2001 wurde in Deutschland der erste Dübel auf Hybridmörtelbasis in Vollsteinen zugelassen, der auch in Mauerwerksfugen verankert werden darf.

Die zulässigen Lasten der Dübelssysteme sind abhängig von der Steinart und deren Nennfestigkeit. Sie gelten bei vorwiegend ruhenden Belastungen für die Beanspruchungsrichtungen zentrischer Zug, Querlast und Schrägzug unter jedem Winkel.

Bild 1.3 zeigt eine Übersicht der auf dem Markt befindlichen Verbunddübelssysteme.



**Bild 1.3:** Einteilung von Verbunddübeln, nach CEB (1994)

Verankerungen in Mauerwerk werden z. B. in den Bereichen Elektroinstallation (Verteilerkästen, Rohrschellen), Heizung und Lüftung (Heizkörper, Rohrleitungen), Sanitärinstallationen (Waschbecken, Spülkästen), im Ausbau (Schränke, Geländer, Brüstungen) oder Fassadenbekleidungen eingesetzt.

## 1.2 Problemstellung und Zielsetzung

Mauerwerk ist ein sehr komplexer Baustoff. Es setzt sich aus künstlich gefertigten oder natürlichen quaderförmigen, aufeinander geschichteten Steinen zusammen, die mit Mörtel verbunden werden. Es existieren verschiedenartige Steine, die sich u. a. im Material, der Steinfestigkeit und der geometrischen Ausbildung stark unterscheiden.

Zur Befestigung in Mauerwerk werden hauptsächlich zwei Verankerungssysteme eingesetzt: Kunststoffdübel und Injektionsdübel. Die Problematik bei Verankerungen in Mauerwerk ist, dass die Steinmaterialien keine oder nur geringe Spreizkräfte, wie sie durch übliche Befestigungsmittel in Beton wie z. B. Metaldübel entstehen, aufnehmen können. So bilden sich bei Verwendung von Metallspreizdübeln bereits bei der Montage Schädigungen in Form von Spaltrissen.

Kunststoffdübel erzeugen während dem Eindrehen der Schraube ebenfalls Spreizkräfte, die jedoch deutlich geringer sind als die von Metaldübeln. Injektionsdübel hingegen können spreizdruckfrei montiert werden. Sie übertragen gegenüber Kunststoffdübeln höhere Lasten durch Ausnutzung der Ankergrundtragfähigkeit.

Der Tragmechanismus von Injektionsdübeln in Vollmaterial, z. B. Mauerwerk oder Beton, beruht überwiegend auf einer Klebewirkung zwischen Mörtelmasse und Ankergrund (Stoffschluss). Das Tragverhalten von chemischen Befestigungen in Beton wurde mehrfach untersucht und in zahlreichen Veröffentlichungen erörtert (z. B. Meszaros (2000), Lehr (2002), Eligehausen/ Appl/ Meszaros/ Lehr/ Fuchs (2004)). Darin werden u. a. Untersuchungen zum Einfluss verschiedener Parameter auf die Dübeltraglast und zum Verbundspannungsverlauf entlang der Dübelachse beschrieben sowie Vorschläge zur Bemessung angeführt.

Mauerwerk aus Vollsteinen ist mit dem Ankergrund Beton vergleichbar. Allerdings ist der Einfluss von Fugen unbekannt. Die Erkenntnisse zum Tragverhalten von Injektionsdübeln in Beton können den Untersuchungen in Vollmauerwerk zugrunde gelegt werden, da ähnliche Versagensarten und Last-Verschiebungskurven auftreten.

In Lochsteinen erfolgt die Lasteinleitung zunächst über Verbundkräfte in den Stegbereichen. Zusätzlich ist die Möglichkeit des Formschlusses zu berücksichtigen. Die flüssige Injektionsmasse dringt in die Steinhohlräume ein, erhärtet dort und stützt sich bei Zugbelastung durch mechanische Verzahnung gegen das Steinmaterial. Diese nachträglich entstehende Hinterschneidung wirkt sich günstig auf die übertragbare Last aus.

Über das Tragverhalten von Injektionsdübeln in Mauerwerk liegen bisher nur wenige Veröffentlichungen vor (Eligehausen/ Mallée (2000), Eligehausen/ Pregartner/ Weber (2000)). Darin wird generell auf die Problematik der Vielfalt von Mauerwerk eingegangen und der Einfluss einzelner Parameter auf die Traglast wie z. B. Dübelssystem, Setzposition oder Bohrlochreinigung vorgestellt. Analytische Verfahren zur Bestimmung der Einzeldübeltraglast in Mauerwerk liegen nicht vor.

Im Rahmen dieser Arbeit wird nach der Zusammenstellung des bisherigen Kenntnisstandes in Kapitel 2 zunächst auf den Ankergrund Mauerwerk eingegangen. In Kapitel 3 wird dargestellt, welche Arten von Mauersteinen speziell in Deutschland bzw. in Europa auf dem Markt zur Verfügung stehen, welche Materialien eingesetzt werden und welche geometrischen Ausbildungen von Steinen auftreten. Da der Ankergrund selbst häufig die Höhe der Traglast begrenzt, trägt die Kenntnis der Materialkennwerte zum Verständnis des Tragverhaltens bei. Auch für theoretische Untersuchungen sind die Materialkennwerte erforderlich. In der Literatur sind nur wenige Angaben zu Vollmaterialeigenschaften zu finden, so dass eigene Prüfungen zur Ermittlung maßgeblicher Kennwerte wie z. B. der zentrischen Zugfestigkeit oder des Elastizitätsmoduls durchgeführt wurden.

Im theoretischen Teil dieser Arbeit (Kapitel 4) werden verschiedene Steingeometrien mit einem für Mauerwerk typischen Materialgesetz modelliert und der Einfluss von verschiedenen Parametern auf die Traglast von Injektionsdübeln anhand von nichtlinearen 3-D-Finite-Element-Berechnungen untersucht. Die numerischen Studien ermöglichen die Variation von Parametern, die in der Praxis schwer kontrollierbar sind wie z. B. die Schädigung an der Stegunterseite in Lochsteinen, die durch den Bohrvorgang entsteht, oder die Ausbildung des in die Steinhohlräume eindringenden, erhärteten Mörtels. Die Ergebnisse erlauben Rückschlüsse auf das prinzipielle Tragverhalten von Injektionsdübeln in verschiedenen Mauersteinen.

In Kapitel 5 werden die Ergebnisse zahlreicher zentrischer Ausziehversuche mit Einzel-Injektionsdübeln zusammenfassend in Diagrammen ausgewertet. Es werden Untersuchungen zum Tragmechanismus beschrieben und der Einfluss von z. B.

Steindruckfestigkeit, Dübelssystem oder Setztiefe bzw. Stegdicken bezogen auf die beobachteten Versagensarten im Mauerwerk dargestellt. Weiterhin wird der Einfluss verschiedener Montagebedingungen wie Steinfuchtigkeit oder Bohrverfahren auf das Tragverhalten von Injektionsdübeln geschildert.

Kapitel 6 und Kapitel 7 enthalten experimentelle Untersuchungen mit Einzeldübeln am Steinrand zur vermörtelten Lagerfuge bzw. zur unvermörtelten Stoßfuge sowie zu Gruppenbefestigungen mit Injektionsdübeln.

Aus den Ergebnissen der theoretischen und experimentellen Parameterstudien wird in Kapitel 8 ein analytisches Modell zur Berechnung der Traglast einer Einzelbefestigung mit Injektionsdübeln in Mauerwerk entwickelt. Durch die vorliegenden Ergebnisse der zentrischen Ausziehversuche zum Einfluss von Rand- und Achsabständen wurde eine Datenbasis geschaffen, auf deren Grundlage ein Vorschlag für ein Modell von Befestigungen mit Injektionsdübeln (Gruppen, Befestigungen am Rand) in Mauerwerk in Anlehnung an bestehende Modelle erarbeitet werden konnte.

Anhand der aus dieser Arbeit erhaltenen Erkenntnisse werden Kriterien herausgestellt, die ein Injektionssystem zur Verankerung in Mauerwerk für einen Einsatz im sicherheitsrelevanten Bereich zu erfüllen hat. Die Eignung sowie die charakteristische Tragfähigkeit des Systems ist in einem Zulassungsverfahren zu prüfen. Kapitel 9 enthält eine zusammenfassende Beschreibung der Dübelprüfungen, die bisher im Rahmen eines Zulassungsverfahrens für Injektionsdübel in Mauerwerk durchgeführt wurden. Im Hinblick auf die in Vorbereitung befindliche ETAG (European Technical Approval Guidline) für Injektionsdübel in Mauerwerk wird ein verändertes Versuchsprogramm unter Berücksichtigung der erhaltenen Ergebnisse vorgeschlagen.

Liegt für ein Verankerungssystem eine bauaufsichtliche Zulassung vor, so gelten die darin enthaltenen Bestimmungen nur für die im Rahmen des Zulassungsverfahrens verwendeten Mauersteine. Aufgrund der enormen Vielfalt des in Europa vorzufindenden Baustoffs Mauerwerk ist es in zahlreichen Anwendungsfällen erforderlich, zentrische Ausziehversuche am Bauwerk zur Ermittlung der zulässigen Last für eine Befestigung mit Injektionsdübeln durchzuführen. Die Notwendigkeit solcher Versuche ergibt sich auch bei nachträglich zu erstellenden Befestigungen, z. B. an verputzten Altbauten, da die Auswahl eines geeigneten Dübelsystems die Kenntnis des Mauerwerkaufbaus voraussetzt.

Bei der Durchführung von zentrischen Ausziehversuchen am Bauwerk erweist sich die Ausnutzung der Tragfähigkeit des Ankergrunds durch Injektionssysteme als nachteilig, da die Versuche bei der derzeitigen Vorgehensweise zu großen, lokalen Schädigungen am Mauerwerk führen. Im Rahmen der durchgeführten Untersuchungen wurde ein Prüfverfahren entwickelt, mit dem die Traglast der Verankerung bestimmt werden kann ohne dabei signifikante Bauwerkschäden zu verursachen. Das Prüfverfahren zur Durchführung von zentrischen Ausziehversuchen mit Injektionsdübeln am Bauwerk wird in Kapitel 10 beschrieben.

Kapitel 11 enthält eine Zusammenfassung der Arbeit. Offene Fragen sowie Anregungen für weiterführende Forschungsarbeiten sind in Kapitel 12 enthalten.

## 2 Stand der Forschung zu Injektionsdübeln in Mauerwerk

Das Tragverhalten von Injektionsdübeln in Mauerwerk war bislang selten Thema von wissenschaftlichen Veröffentlichungen. An der Universität Stuttgart wurden einige grundlegende Untersuchungen durchgeführt, die in *Eligehausen/ Mallée (2000)* und *Eligehausen/ Pregartner/ Weber (2000)* zusammenfassend dargestellt sind. Weiterhin erfolgte im Rahmen einer Dissertation an der Universität Bochum (*Schild (2002)*) eine Parameterstudie zum Tragverhalten von Injektionsdübeln in Mauersteinen anhand von Laborversuchen. Die wesentlichen Erkenntnisse aus diesen Arbeiten werden in Kapitel 2.1 dargestellt.

Verankerungen mit Verbundsystemen im Ankergrund Beton waren hingegen häufiger Gegenstand wissenschaftlicher Arbeiten. Aufgrund der offensichtlichen Parallelen zwischen Vollsteinen und Beton erscheint es sinnvoll, den derzeitigen Wissenstand zum Tragverhalten und der Bemessung von Verbunddübeln in Beton in Kapitel 2.2 kurz zusammenzufassen.

Die Betrachtung eines im Lochstein montierten Injektionsdübels führt durch das formschlüssige Verhalten des Mörtels in den Hohlkammern zu einem Vergleich mit Kopfbolzen oder Hinterschnittdübeln, die durch mechanische Verzahnung Last in den Ankergrund einleiten. Kapitel 2.3 gibt in Kürze das aktuelle Bemessungsverfahren für Kopfbolzen in Beton wieder.

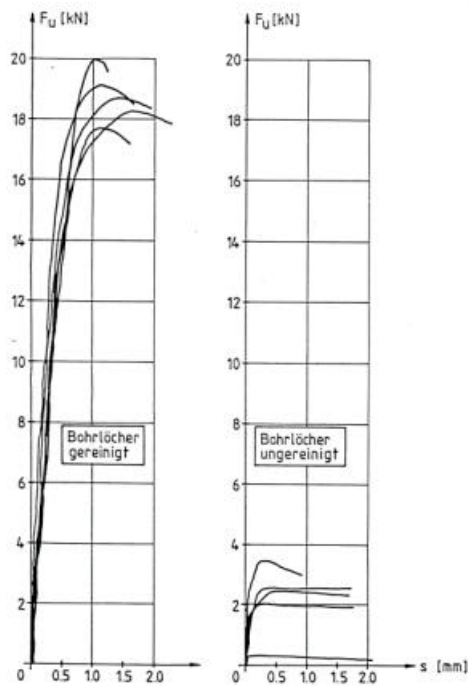
### 2.1 Untersuchungen zu Injektionsdübeln in Mauerwerk

#### 2.1.1 Vollsteine

Das Tragverhalten von Injektionssystemen in Vollsteinen unterscheidet sich nicht wesentlich vom Tragverhalten im ungerissenen Beton. Die Lastübertragung erfolgt über Verbund zwischen Ankerstange, Injektionsmörtel und Ankergrund (Stoffschluss). Dieses Tragverhalten gilt auch für Lochsteine, wenn beim Bohrvorgang kein Hohlraum angeschnitten wird. Auf das Tragverhalten von Injektionsdübeln in Beton wird in Kapitel 2.2 näher eingegangen.

Unter Zugbeanspruchung versagen Injektionsdübel durch Steinausbruch, Herausziehen des Dübels mit der Siebhülse oder durch eine Kombination von Steinausbruch und Herausziehen. In kleinen Steinformaten, z. B. NF oder 2DF, oder in Randnähe kann Spalten der Steine beobachtet werden. Ist der Verbund zwischen Ankerstange und Mörtel nicht ausreichend, kann es zum Herausziehen der Ankerstange aus dem Mörtel kommen, bevor die Zugtragfähigkeit des Ankergrunds erreicht wird. Ebenfalls wurde bei kleinen Steinformaten das Herausziehen des ganzen Steins aus dem Mauerwerkverband beobachtet. Die genannten Versagensarten werden in Kapitel 5.5 ausführlich beschrieben und anhand von Bildern dargestellt.

In den Arbeiten *Eligehausen/ Mallée (2000)*, *Eligehausen/ Pregartner/ Weber (2000)* und *Schild (2002)* wurden einige Parameter zum Tragverhalten von Injektionsdübeln in Mauerwerk untersucht. Die Ergebnisse der Untersuchungen werden im Folgenden dargestellt.



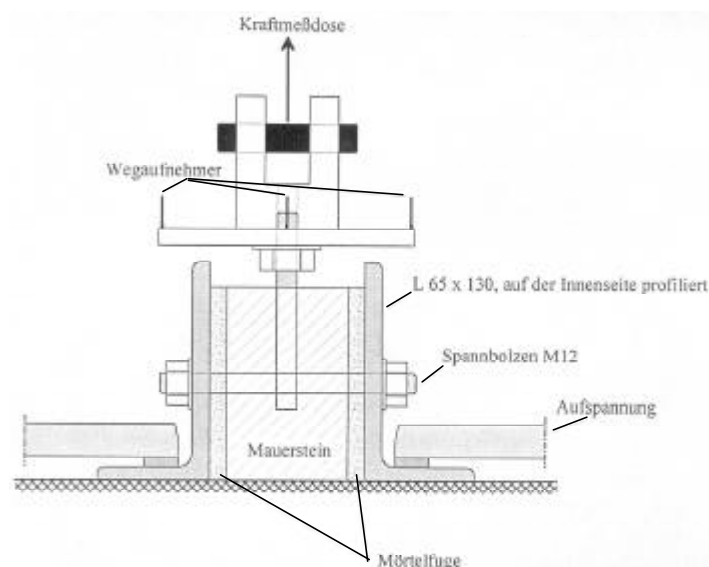
In *Eligehausen/ Pregartner/ Weber (2000)* wurde u.a. der Einfluss der Bohrlochreinigung auf das Tragverhalten von Injektionsdübeln in Kalksandvollsteinen untersucht. Bei sorgfältiger Bohrlochreinigung durch Ausblasen und Ausbürsten ergeben sich Ausziehlasten bis zu 20 kN. Bleibt das Bohrloch hingegen ungereinigt, erhält man niedrigere Herausziehlasten in der Größenordnung der in der Zulassung angegebenen zulässigen Lasten (Bild 2.1). Art und Umfang der Bohrlochreinigung haben demnach einen entscheidenden Einfluss auf das Tragverhalten der Dübel. Dies entspricht den Erfahrungen mit Verbunddübeln in Beton und wurde von *Schild (2002)* bestätigt. Häufig ist der Einfluss der Bohrlochreinigung mit einem Wechsel der Versagensarten von Ankergrundversagen bei gereinigtem Bohrloch zu Herausziehen des Dübels entlang der Bohrlochwandung bei ungereinigtem Bohrloch verbunden.

**Bild 2.1:**

Einfluss der Bohrlochreinigung auf das Last-Verschiebungsverhalten eines Injektionsdübels in Kalksandvollsteinen, aus *Rehm (1987)*

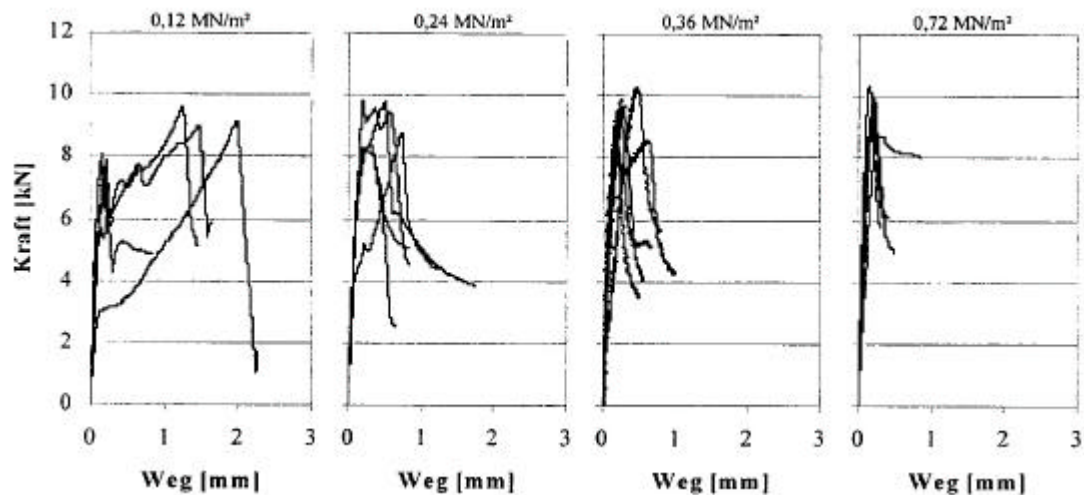
Weitere Einflüsse auf das Tragverhalten von Einzeldübeln in Vollsteinen wurden in *Schild (2002)* untersucht. Zu den variierten Parametern gehörten u.a. eine Vorspannung des Mauerwerks als

simulierte Mauerwerkdruckspannung, der Fugenmörtel, der Feuchtegehalt im Stein, das Steinformat sowie Setztiefe und Durchmesser der Ankerstange. Das Setzen der Dübel in Vollsteinen erfolgte generell ohne Siebhülse. Der Bohrlochdurchmesser wurde im allg. 2 mm größer gewählt als der verwendete Ankerstangendurchmesser. Es wurden jeweils fünf Versuche pro Serie durchgeführt. Die Versuche wurden in kleinformatischen Einzelsteinen (maximal 2 DF) durchgeführt, die jeweils über eine Mörtelschicht zwischen zwei L-Profilen aus Stahl gehalten wurden. Die Prüfkörper wurden über einen Spannbolzen mit einer Vorspannung von ca. 0,36 MN/m<sup>2</sup> belastet. Die Abstützung erfolgte außerhalb des Steins. Der Versuchsaufbau ist schematisch in Bild 2.2 dargestellt.



**Bild 2.2:** Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus von *Schild (2002)*

In Tastversuchen zur Festlegung der simulierten Mauerwerkdruckspannung mit einem Aufbau nach Bild 2.2 zeigte sich, dass die Höchstlast der Injektionsdübel im Mauerwerk durch die Größe der Vorspannung quer zur Längsachse des Injektionsdübels unwesentlich beeinflusst wird. Mit zunehmender Vorspannung verringerte sich jedoch die Dübelverschiebung bei Höchstlast (Bild 2.3). Als Ursache wird ein verbesserter Verbund der Steine zu nebenliegenden Steinschichten bei größeren Vorspannungen genannt. Die aufgetretenen Versagensarten in diesen Versuchserien sind nicht genannt.



**Bild 2.3:** Einfluss der Vorspannung auf die Last- Verschiebungskurve einer Injektionsverankerung in Kalksandvollstein, NF-Format, aus *Schild (2002)*

Die Versuchsergebnisse zum Einfluss des Feuchtegehalts im Ankergrund aus *Schild (2002)* zeigen weitgehend Übereinstimmung mit dem Tragverhalten von Verbundsystemen in Beton. In feuchten Steinen reduziert sich die Höchstlast des Dübels in Abhängigkeit vom Dübelssystem. Die Abnahme der Traglast resultiert daraus, dass der Injektionsmörtel mit der feuchten Bohrlochwandung keinen ausreichenden Verbund eingeht. Im Bohrloch entsteht durch das feuchte Bohrmehl entlang der Wandung eine Schmierschicht, die ein Verkleben des Injektionsmörtels mit dem Ankergrund erschwert. Das Versagen geht von Steinausbruch im lufttrockenen Stein zu Herausziehen des Dübels entlang der Bohrlochwandung im nassen Stein über.

Weiterhin wurde die Verankerungstiefe der Ankerstange in Kalksandvollsteinen zwischen 60 mm und 80 mm variiert. Für die geringere Tiefe ergaben sich geringere Bruchlasten. Diese Beobachtung entspricht dem Verhalten aller bekannten Dübeltypen, deren Traglasten immer in Abhängigkeit einer definierten Verankerungstiefe bestimmt werden. Eine genauere Spezifizierung des Einflusses erfolgte nicht.

In *Schild (2002)* wurde weiterhin der Ankerstangendurchmesser bei konstanter Setztiefe zwischen 8, 12, 16, und 20 mm variiert. Es ist darauf hinzuweisen, dass sich im Vollstein mit dem Ankerstangendurchmesser auch der Bohrlochdurchmesser geändert hat, da auf den Einsatz einer Siebhülse verzichtet wurde. In Kalksandsteinen im NF – Format lagen die Versuchsergebnisse mit Ankerstangen M8 und M12 im gleichen Streuband. Alle Dübel versagten durch Steinausbruch, wobei sich der Bruchkegeldurchmesser über die gesamte Steinoberfläche erstreckte. Weitere Versuche zum Einfluss des Ankerstangendurchmessers wurden in Kalksandplanelementen mit den Durchmessern M12, M16 und M20 durchgeführt. Für größere Durchmesser ergaben sich geringere Traglasten. Eine Erklärung zu dieser Beobachtung wird nicht gege-



ben. In *Eligehausen/ Mallée (2000)* wurden für einzelne Verbunddübelprodukte in Beton ähnliche Feststellungen gemacht.

Zur Untersuchung des Einflusses des Steinformats wurden in *Schild (2002)* Ergebnisse von zwei Versuchsserien mit Ankerstangendurchmesser M12 in unterschiedlichen Kalksandsteinformaten verglichen. Die Versuche erfolgten im NF-Format ( $l \times b \times h = 235 \times 115 \times 71$  mm) und in Planelementen ( $l \times b = 500 \times 500$  mm). Die Dicke der Planelemente ist nicht angegeben. Während sich in den großformatigen Kalksandelementen ungehindert ein Ausbruchkegel ausbilden konnte, versagten die Dübel im NF-Format durch einen Ausbruch, wobei der Bruchkegel durch die Lagerfugen begrenzt war. Die Bruchlast im kleinformatigen Stein lag im Mittel bei ca. 70 % der Traglast, die in Planelementen erreicht wurde.

Zusätzlich wurden zwei Versuchsserien mit Variation des Fugenmörtels durchgeführt. Die Mörtel zwischen dem NF-formatigen Stein und den L-Profilen des Versuchsaufbaus gehörten der Mörtelgruppe MG II bzw. MG III an. Die tatsächliche Mörteldruckfestigkeit wurde nicht ermittelt. Es wurde kein Einfluss des Fugenmörtels auf die Traglast des Injektionsdübels festgestellt.

### 2.1.2 Lochsteine

In Lochsteinen können Injektionsdübel angreifende Lasten über Verbundkräfte im Bereich der angeschnittenen Stege und über mechanische Verzahnung durch den in die Steinhohlräume gepressten Mörtel übertragen.

Das Versagen erfolgt meist durch Steinausbruch. Auch Spalten des Einzelsteins ist möglich. Im Mauerwerkverband können sich Spaltrisse mit einem ersten Lastmaximum entwickeln. Der Einzelstein wird jedoch aufgrund der bestehenden Dehnungsbehinderung zusammengehalten, so dass bei höherer Last Steinausbruch auftritt. Durch die Ausnutzung der Tragfähigkeit des Ankergrunds sind die Bruchlasten von der Steifigkeit sowie der Dicke und der Anzahl der vorhandenen Stege im Verankerungsbereich abhängig.

Werden bei der Erstellung eines Bohrlochs im Lochstein keine Hohlräume angebohrt entspricht das Tragverhalten einer Befestigung in Vollsteinen. Die Injektionsdübel leiten die Last ausschließlich über Verbundspannungen zwischen Mörtel und Bohrlochwand in den Stein ein. Wie in Vollsteinen ist auch in Lochsteinen ein Herausziehen des Dübels mit der Siebhülse möglich. Dieses Versagen tritt bei großen Stegdicken auf (z. B. bei 60%er Einbindung der Siebhülse in einen Steg) und ist zum einen mit einem Verbundversagen zwischen Ankergrund und Mörtel und zum anderen mit dem Abscheren des Mörtelpfropfens verbunden. Somit kann das Tragverhalten auch durch die Festigkeit des Mörtels beeinflusst werden. Eine geringe Mörtelscherfestigkeit hat zur Folge, dass der in die Kammern des Steins eingedrungene, ausgehärtete Mörtel entlang der Siebhülse unter Zugbeanspruchung abscheren und anschließend der Dübel mit Hülse aus dem Bohrloch herausgezogen wird. Weiterhin ist ein Herausziehen der Ankerstange aus dem Mörtelbett möglich. Das Herausziehen eines vollständigen Steins aus dem Mauerwerkverband wurde bei Lochsteinen bislang nicht beobachtet. Hier verzahnt sich der Mörtel in den Lagerfugen mit den Hohlräumen des Steins. Weiterhin wird die Tragfähigkeit des Ankergrunds durch die geringen Stegdicken bereits bei niedrigeren Lasten erreicht als in Vollbaustoffen.

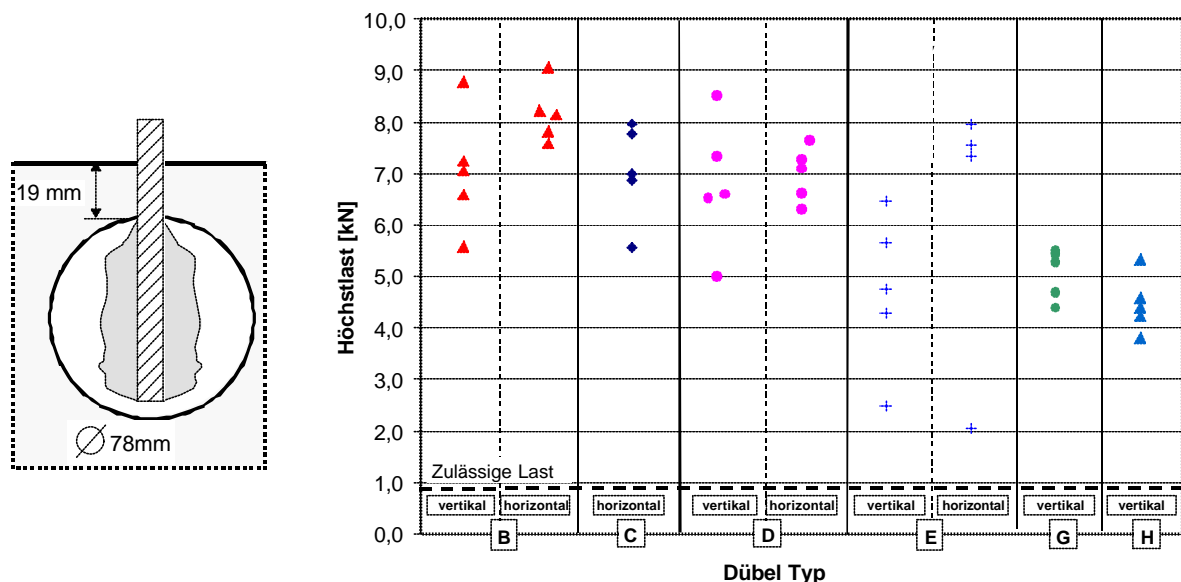
In *Eligehausen/ Pregartner/ Weber (2000)* wurden der Einfluss des Dübel systems und der Setzrichtung auf die Traglast in Kalksandlochsteinen, Hochlochziegeln und Leichtbetonhohlblöcken untersucht. Weiter sind Versuchsergebnisse zum Einfluss

der äußeren Stegdicken in Kalksandlochsteinen und der Setzposition in Hochlochziegeln enthalten.

Die Setzrichtung berücksichtigt das Fließverhalten des Mörtels bei der Injizierung. Man unterscheidet zwischen vertikaler und horizontaler Setzrichtung. Bei vertikaler Setzrichtung, die üblicherweise bei Versuchen im Labor gewählt wird, erfolgt die Injizierung des Mörtels senkrecht nach unten, während in der Praxis bei Befestigungen in einer Wand horizontal injiziert wird. Der Einfluss der Setzrichtung wurde in Kalksandlochsteinen nach DIN 106, Leichtbetonhohlblöcken nach DIN 18151 und Hochlochziegeln nach DIN 105 geprüft.

Die Ergebnisse der zentrischen Ausziehversuche sowie die zugehörigen Setzpositionen sind in Bild 2.4 bis Bild 2.9 enthalten. Aus den Diagrammen ist für die verwendeten Dübelssysteme kein Einfluss der Setzrichtung auf die Höchstlast erkennbar. Die gemessenen Höchstlasten in Bild 2.5 wurden in Kalksandlochsteinen etwa gleicher Druckfestigkeit mit im Drehgang erstellten Bohrlöchern erreicht. Bild 2.7 zeigt die Höchstlasten in Leichtbetonhohlblöcken mit ebenfalls im Drehgang erstellten Bohrlöchern.

Für Hochlochziegel ist in Bild 2.9 neben der Setzrichtung auch der Einfluss der Setzposition auf die Höchstlast enthalten. Die beiden Setzpositionen A und B ergeben sich aus der Lochung des Hochlochziegels. In Setzposition A werden beim Bohrvorgang zwei lange Kammern angebohrt, bei Setzposition B zu Beginn eine kurze und erst nachfolgend lange Kammern (Bild 2.8). Die gemessenen Höchstlasten in Bild 2.9 wurden in Hochlochziegeln etwa gleicher Druckfestigkeit mit im Hammergang erstellten Bohrlöchern erreicht. Die Bruchlast ist etwas vom Dübeltyp abhängig. Als Grund hierfür wird in *Eligehausen/ Pregartner/ Weber (2000)* die unterschiedliche Ausbildungsform des Mörtelpfropfens genannt. Der Sicherheitsabstand zur zulässigen Last ist i.a. ausreichend hoch.

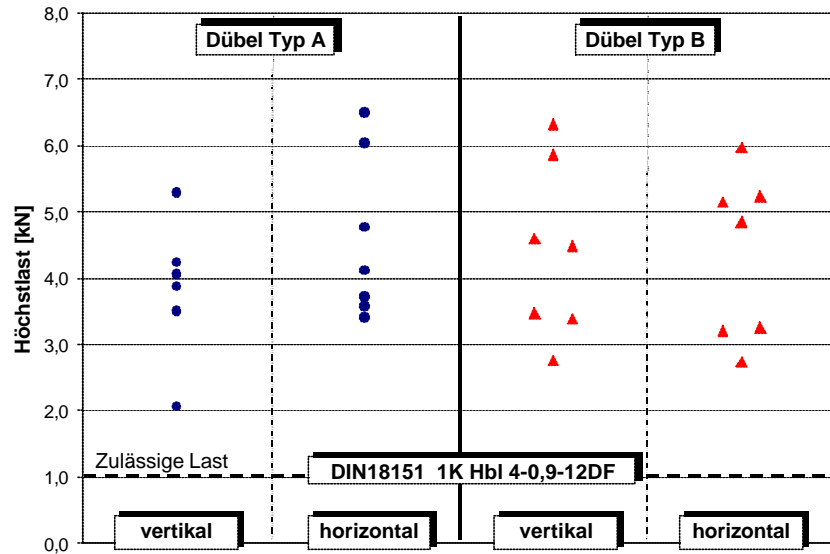
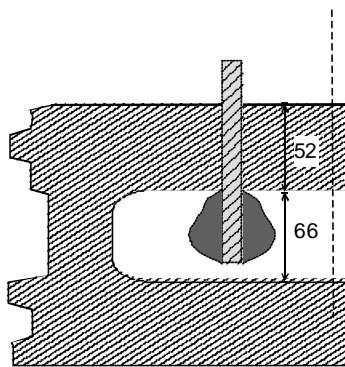


**Bild 2.4:**

Setzposition in Kalksandlochsteinen KSL12-1,2-10DF

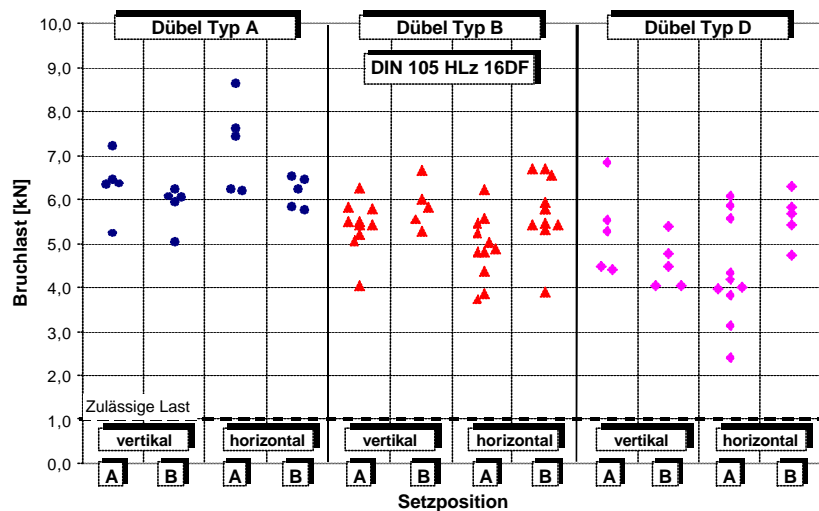
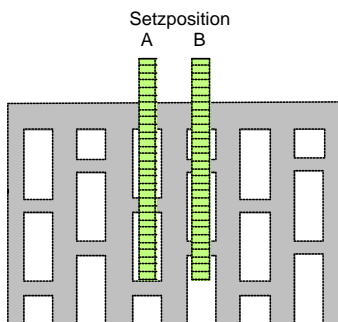
**Bild 2.5:**

Höchstlasten von verschiedenen Injektionsdübelssystemen mit horizontaler und vertikaler Setzrichtung in Kalksandlochsteinen KSL12-1,2-10DF nach DIN 106: Außenstegdicken 16-19 mm, Lochdurchmesser 78 mm, aus *Eligehausen/ Pregartner/ Weber (2000)*



**Bild 2.6:** Setzpositionen in Leichtbetonhohlblöcken 1K Hbl 4-0,9-12DF

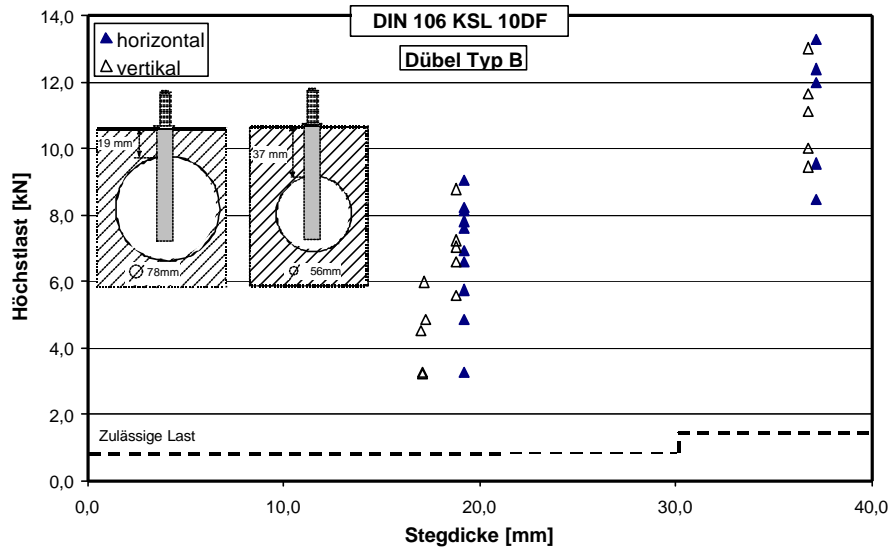
**Bild 2.7:** Höchstlasten von verschiedenen Injektionsdübelssystemen mit horizontaler und vertikaler Setzrichtung in Leichtbetonhohlblöcken 1K Hbl 4-0,9-12DF nach DIN 18152: Außenstegdicke 52 mm, Lochhöhe 66 mm, aus *Eligehausen/Pregartner/Weber (2000)*



**Bild 2.8:** Setzpositionen A und B in Hochlochziegeln

**Bild 2.9:** Höchstlasten von verschiedenen Injektionsdübelssystemen mit horizontaler und vertikaler Setzrichtung in Hlz12-0,9-16DF nach DIN 105; Setzposition A und B, aus *Eligehausen/Pregartner/Weber (2000)*

Die Höchstlast von Verankerungen in Lochsteinen ist abhängig von der Dicke der Stege entlang der Setztiefe. In Bild 2.10 sind Versuchsergebnisse in KSL12-10DF dargestellt. Die Höchstlasten nehmen bei Vergrößerung der Außenstegdicke von ca. 19 mm auf 37 mm deutlich zu. Die Dübel versagen in Steinen mit dickem Außensteg nicht durch Steinausbruch, sondern durch Abscheren des Mörtelpfropfens oder Herausziehen der Gewindestange aus dem Mörtel.

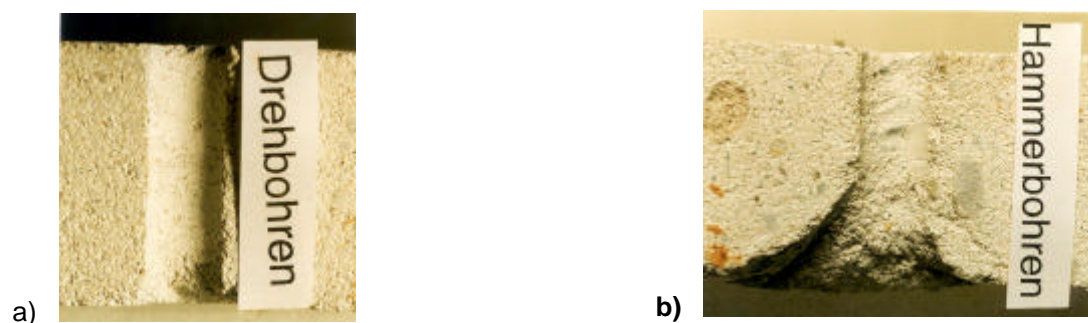


**Bild 2.10:** Höchstlasten eines Injektionsdübels in Kalksandlochsteinen; Setzrichtung horizontal und vertikal; aus *Eligehausen/ Pregartner/ Weber (2000)*

In *Schild (2002)* wurden Versuche zum Einfluss der Setzposition auf die Bruchlast in Kalksandlochsteinen und Hochlochziegeln durchgeführt. In den sieben Serien versagten die Verankerungen bis auf zwei Dübel durch Herausziehen der Ankerstange aus dem Injektionsmörtel, so dass keine Auswertung hinsichtlich des Einflusses der Stegdicke möglich ist.

In weiteren Parameterstudien in Lochsteinen wurde der Einfluss des Bohrverfahrens auf die Bruchlast von Injektionsdübeln untersucht. In der Praxis werden aus Gründen der Wirtschaftlichkeit die Bohrlöcher meist mit Hammerbohrmaschinen unter Nutzung des Hammergangs erstellt. Bild 2.11 zeigt Fotos des Bohrlochquerschnitts. Dabei wurde das Bohrloch in a) mittels Drehbohren und in b) mittels Hammerbohren erstellt.

Es ist deutlich zu sehen, dass durch den Einsatz eines Bohrhammers die Stege trichterförmig an der Austrittseite des Bohrers ausbrechen, so dass nur noch wenig Stegmaterial zur Verankerung übrig bleibt. Weiterhin sind Schädigungen im Gefüge des Steins möglich.



**Bild 2.11:** Fotos eines Bohrlochs in KSL12-10DF a) Drehbohren, b) Hammerbohren; aus *Eligehausen/ Pregartner/ Weber (2000)*

In *Schild (2002)* wurden zwei Serien zu jeweils 5 Versuchen in H12-0,9-2DF durchgeführt. In Versuchen mit im Hammergang erstellten Bohrlochern ergaben sich gleiche oder höhere Traglasten als mit im Drehgang erstellten Bohrlochern. Dies steht im Widerspruch zu den Ergebnissen in *Eligehausen/ Pregartner/ Weber (2000)* und

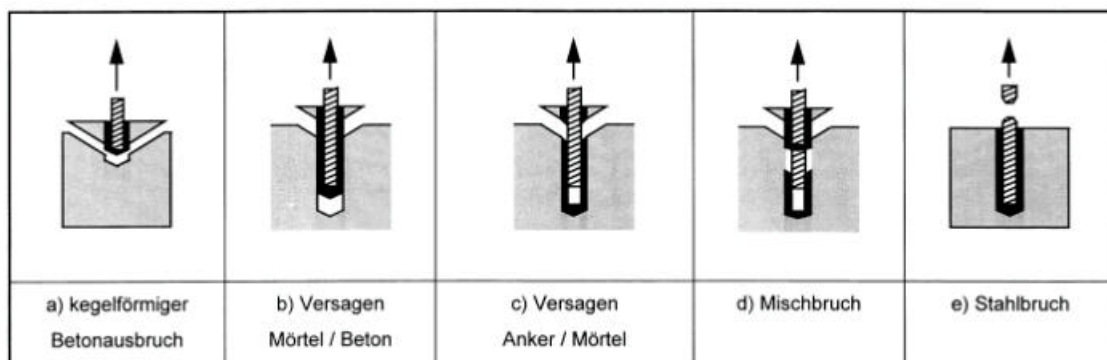
den Regelungen in *DIBt (2000/1)*, *DIBt (2000/2)*, *DIBt (2000/3)* und *DIBt (2002)*, woraus sich ein umgekehrter Sachverhalt ergibt.

In derzeitigen Zulassungsbescheiden für Injektionsdübel zur Anwendung in Mauerwerk sind in Abhängigkeit der Steinart und der Steifigkeit zulässige Lasten angegeben, die bei Erstellung des Bohrlochs im Drehgang erhöht werden dürfen. Demnach sollten sich bei Einsatz des Hammerbohrers niedrigere Taglasten ergeben. Um die Ergebnisse zum Bohrverfahren in *Schild (2002)* zu erklären, wurden von *Schild* Bohrversuche in Hochlochziegeln durchgeführt und die entstandenen Schädigungen im Stegbereich optisch begutachtet. Es ergaben sich keine sichtbaren Unterschiede in den kraterförmigen Ausbrüchen an der Stegunterseite wie sie in Bild 2.11 dargestellt sind. Zur Klärung der auftretenden Differenzen zwischen *Schild (2002)* und anderen Quellen bzgl. des Einflusses des Bohrverfahrens auf die Stegschädigungen ist die Kenntnis der verwendeten Bohrmaschinentypen bzw. der zum Einsatz kommenden Schlaggewichte von Interesse. Hierzu werden von *Schild (2002)* keine Abgaben gemacht.

## 2.2 Verbunddübel in Beton

Bei Verbunddübeln in Beton und Verankerungen mit Injektionsdübeln in Mauerwerk handelt es sich jeweils um einen annähernd homogenen Werkstoff, in dem eine Ankerstange in einem zylindrischen Bohrloch vermörtelt wird. Der Verbunddübel überträgt eine zentrische Zuglast über die Klebewirkung zwischen Ankerstange und Mörtel bzw. zwischen Mörtel und Beton. Das Tragverhalten von Verbunddübeln wurde in *Meszaros (2002)* und *Lehr (2002)* ausführlich untersucht.

Bild 2.12 zeigt typische Bruchbilder von Einzelverbunddübeln in Beton mit großem Randabstand unter Zuglast.



**Bild 2.12:** Versagensarten von Verbunddübeln in Beton unter Zuglast, nach *Cook et al. (1998)*

Bei kleinen Verhältniswerten ( $h_{ef}/d_s = 3 - 5$  mit  $d_s$  = Ankerstangendurchmesser) kann ein vom Ende der Verankerungstiefe ausgehender Betonausbruch (Bild 2.12a) entstehen. Bei zunehmenden Verankerungstiefen wird meistens ein kombiniertes Versagen beobachtet. Am Bohrlochmund entsteht ein Ausbruchkegel mit einer Tiefe von ca. 2-3- $d_s$ , auf der restlichen Länge versagt der Verbund. Das Verbundversagen kann in der Grenzfläche zwischen Beton und Mörtel (Bild 2.12b), in der Grenzfläche zwischen Mörtel und Ankerstange (Bild 2.12c) oder als Mischversagen (Bild 2.12d) auftreten. Bei großen Verankerungstiefen ist der Verbund so tragfähig, dass es zum Stahlbruch kommt (Bild 2.12e).

Das Tragverhalten von Verbunddübeln in Beton hängt wesentlich von der Klebekraft des Mörtels ab. Bei hoher Klebekraft und steifem Mörtel weisen die Dübel ein annähernd elastisches Verhalten bis nahe zur Höchstlast auf. Das Nachbruchverhalten ist abhängig von den beschriebenen Versagensarten.

Aufgrund der Abhängigkeit des Tragverhaltens vom Verbund des Mörtels beeinflussen alle Parameter, die den Verbund beeinflussen, auch das Tragverhalten. In diesem Zusammenhang sind vor allem die Bohrlochreinigung und die Untergrundfeuchtigkeit zu nennen. Infolge des Bohrvorgangs entsteht Bohrmehl, das zunächst im Bohrloch verbleibt. Bei der Injektion eines Mörtels behindert das Bohrmehl die Entstehung des Verbunds zwischen Mörtel und Beton. Das Bohrmehl bildet eine Art Trennschicht, wodurch die Klebewirkung des Mörtels ungünstig beeinflusst wird. Daher ist in Vollbaustoffen das Bohrmehl durch eine gründliche Reinigung mit dem vom Hersteller angebotenen Ausblasegerät und speziellen Bürsten vor dem Setzen des Dübels aus dem Bohrloch zu entfernen.

Die Feuchtigkeit im Bohrloch wirkt sich indirekt auf das Tragverhalten von Injektionsdübel aus. Durch die vorhandene Feuchtigkeit verklebt das Bohrmehl im Bohrloch, so dass die anschließende Reinigung erschwert wird. Es bildet sich eine Schmier-schicht zwischen Mörtel und Beton. Weiterhin kann Feuchtigkeit auch bei sehr gut gereinigtem Bohrloch die Adhäsion zwischen Mörtel und Beton verringern.

Ein weiterer Parameter ist die Temperatur im Ankergrund. Prinzipiell nimmt mit zunehmender Temperatur die Traglast des Mörtels ab. Das Verhalten eines Verbunddübels in Vollmaterial unter Einfluss unterschiedlicher Temperaturen ist produktabhängig. Für Dübelssysteme auf der Basis ungesättigter Polyesterharze oder Vinylester beträgt die Tragfähigkeit bei 80°C noch ca. 70% des für 20°C geltenden Wertes. Bei Verbunddübeln auf Basis von Epoxydharz ist ein deutlicher Einfluss der Harzformulierung auf das Temperaturverhalten vorhanden, so dass nach *Eligehausen/ Mallée (2000)* keine allgemeine Aussage möglich ist.

## 2.2.1 Bruchlast bei Herausziehen und Betonausbruch

### 2.2.1.1 Einzeldübel in der Fläche

Bei Verbunddübeln in Beton wird die Traglast mit einer über die Mantelfläche der Ankerstange als konstant angenommenen Verbundfestigkeit  $\tau_{u,m}$  ermittelt. Die tatsächliche Verteilung der Verbundspannung entlang der Verankerungstiefe hängt von der Höhe der Belastung, der Steifigkeit des Verbundmörtels, der Verankerungstiefe und der Versagensart ab. Vereinfachend ist nach *Meszaros (2002)* die Annahme einer gleichmäßigen Verteilung entlang der Verankerungstiefe zulässig. Die mittlere Verbundfestigkeit  $\tau_{u,m}$  ist ein charakteristischer Kennwert des Dübel-systems und für jedes Dübel-system zu bestimmen. Mit Hilfe dieses Systemkennwertes werden die unterschiedlichen Verbund- und Injektionsmörtelarten berücksichtigt. Die rechnerische Bruchlast von Einzeldübeln für Herausziehen oder Betonausbruch in Beton ergibt sich mit *Meszaros (2002)* nach Gleichung 2.1. Dabei wird zwischen den unterschiedlichen Versagensarten nach Bild 2.12 nicht weiter differenziert.

Aus Gleichung 2.1 ist zu erkennen, dass die Bruchlast für Verbunddübel in Beton linear von der Verankerungstiefe abhängt. Die mittlere Verbundfestigkeit für Zulassungen wird aus Ausziehversuchen mit weiter Abstützung ( $> 2 h_{ef}$ ) im niederfesten Beton ( $f_{c,nenn} \sim 25$  bis  $30 \text{ N/mm}^2$ ) ermittelt. Höhere Betonfestigkeiten können mit Gleichung 2.2 berücksichtigt werden. Der Exponent  $n$  ist für jedes Dübel-system unterschiedlich und muss experimentell bestimmt werden. Er liegt etwa zwischen 0 und 0,5.

**Gleichung 2.1:**  $N_u^0 = \pi \cdot d_s \cdot h_{ef} \cdot \tau_{u,m} \cdot \alpha_c$  [N]

mit:

$d_s$  Ankerstangendurchmesser [mm]  
 $h_{ef}$  Verankerungstiefe [mm]  
 $\tau_{u,m}$  mittlere Verbundfestigkeit (produktabhängig) [N/mm<sup>2</sup>]  
 $\alpha_c$  Berücksichtigung der Druckfestigkeit

**Gleichung 2.2:**  $\alpha_c = \left( \frac{f_{c,vorhanden}}{f_{c,nenn}} \right)^n$  [ - ]

mit:

$f_{c,vorhanden}$  vorhandene Würfeldruckfestigkeit des Betons [N/mm<sup>2</sup>]  
 $f_{c,nenn}$  ca. 25 bis 30 N/mm<sup>2</sup>, Würfeldruckfestigkeit des Betons in den Referenzversuchen zur Bestimmung von  $\tau_{u,m}$  [N/mm<sup>2</sup>]

Die in Deutschland zugelassenen Verbunddübel weisen in niederfesten Betonen eine mittlere Verbundfestigkeit zwischen 10 N/mm<sup>2</sup> und 20 N/mm<sup>2</sup> auf. Mit wachsendem Dübeldurchmesser wurde in *Meszaros (2002)* für vereinzelte Dübelssysteme eine Abnahme der Verbundfestigkeit festgestellt. Verbundfestigkeiten anderer Produkte zeigen sich hingegen unabhängig vom Durchmesser der Ankerstange. Dieser systembedingte Einfluss muss für jedes System durch Ausziehversuche ermittelt werden.

### 2.2.1.2 Befestigungen am Rand und Dübelgruppen

Die Bruchlast von Dübelgruppen bzw. Befestigungen am Rand bei den Versagensarten Betonausbruch und Herausziehen kann nach *Eligehausen/ Mallée (2000)* unabhängig von der Versagensart näherungsweise analog zum CC-Verfahren mit Gleichung 2.3 berechnet werden.

**Gleichung 2.3:**  $N_u = \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \Psi_{s,N} \cdot N_u^0$

mit:  $N_u^0$  nach Gleichung 2.1, [N]

$A_{c,N}$  Vorhandene projizierte Fläche der Befestigung auf der Betonfläche. Sie wird begrenzt durch die Überschneidung der einzelnen projizierten Flächen benachbarter Befestigungen ( $s < s_{cr,N}$ ) sowie durch Bauteilränder ( $c < c_{cr,N}$ )

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N}^2$$

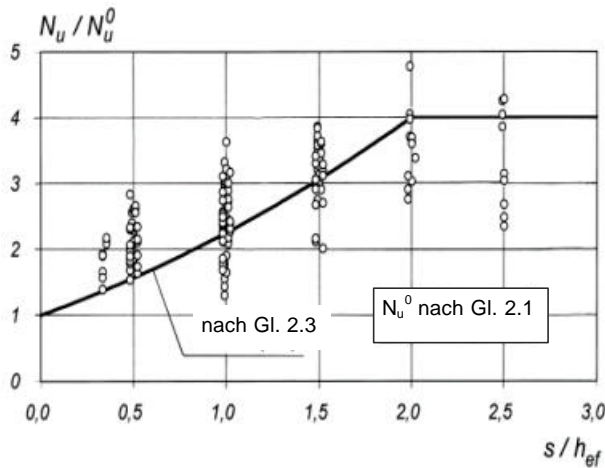
$$s_{cr,N} = 2 h_{ef} \text{ [mm]} \quad \text{charakteristischer Achsabstand}$$

$$c_{cr,N} = 1 h_{ef} \text{ [mm]} \quad \text{charakteristischer Randabstand}$$

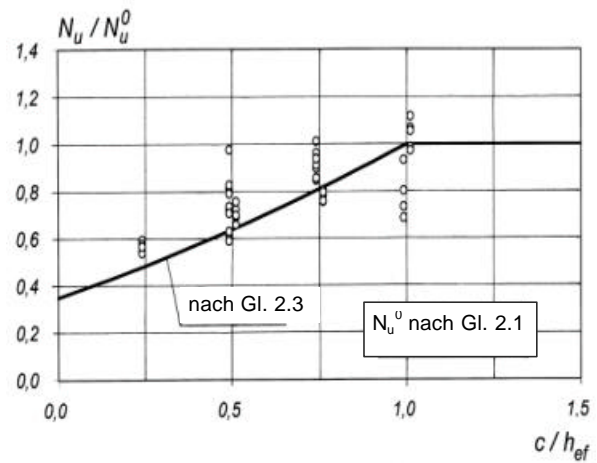
$$\Psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,0 \quad [ - ]$$

Nach Gleichung 2.3 kann bei Einhaltung von Achsabständen zwischen einzelnen Dübeln einer Gruppe von mindestens  $s = s_{cr} = 2 \cdot h_{ef}$  eine durch zentrische Zuglast beanspruchte Gruppe mit  $n$  Dübeln auch die  $n$ -fache Bruchlast eines Einzeldübel übertragen. Weiterhin ist ein Randabstand von  $c = c_{cr} = 1 \cdot h_{ef}$  einzuhalten, um die Bedingung für eine Befestigung in der Fläche zu erfüllen. Bei geringeren Randabständen geht zusätzlich der Faktor  $\Psi_{s,N}$  ein. Er berücksichtigt die Störung des rotations-symmetrischen Spannungszustandes durch den Bauteilrand.

Für Verankerungstiefen  $h_{ef} = 8 \cdot d_s$  bis  $10 \cdot d_s$  ergeben sich mit Gleichung 2.3 Bruchlasten, die auf der sicheren Seite liegend mit Versuchsergebnissen übereinstimmen. Dies zeigen Bild 2.13 und Bild 2.14. In den ausgewerteten Versuchsergebnissen trat das Versagen durch kegelförmigen Betonausbruch, durch Herausziehen oder durch Kombinationsversagen auf.



**Bild 2.13:** Einfluss des Achsabstandes auf die Bruchlast quadratischer Vierergruppen mit Verbunddübeln unter zentrischer Zugbeanspruchung, aus Lehr/ Eligehausen (1998)



**Bild 2.14:** Einfluss des Randabstandes auf die Bruchlast von Verbunddübeln unter zentrischer Zugbeanspruchung, aus Lehr/ Eligehausen (1998)

Lehr (2002) zeigte in experimentellen und numerischen Untersuchungen, dass der charakteristische Achsabstand  $s_{cr,N}$  ein Vielfaches des Dübeldurchmessers beträgt und nicht wie bei Metalldübel und Kopfbolzen von der Verankerungstiefe abhängt (Eligehausen/ Mallée (2000)). Lehr (2002) schlägt ein Bemessungskonzept nach Gleichung 2.3 mit einem charakteristischen Achsabstand nach Gleichung 2.4 vor.

**Gleichung 2.4:**  $s_{cr,N} = 16 \cdot d_s$  [mm]

$d_s$  Ankerstangendurchmesser [mm]

Ein Vergleich des Verfahrens nach Lehr (2002) mit vorliegenden Versuchsergebnissen zeigt gute Übereinstimmung. Bestehende Bemessungskonzepte konnten durch die Modifikation von  $s_{cr,N}$  weiter verbessert werden, was sich in einer geringeren Streuung des Quotienten  $N_{u,test} / N_{u,calc}$  zeigt. Der Quotient beträgt nach dem Verfahren von Lehr für Versuche am Rand und mit Gruppen mit zwei bzw. vier Dübeln für Injektionssysteme zwischen 0,98 und 1,16. Der zugehörige Variationskoeffizient liegt zwischen 12% und 28%, wobei für Vierfachbefestigungen die Streuungen am größten sind.

Neueste Untersuchungen nach Eligehausen/ Appl/ Lehr/ Meszaros/ Fuchs (2004) mit Verbunddübeln in Beton zeigen, dass der charakteristische Rand- und Achsabstand nicht nur vom Ankerstangendurchmesser, sondern auch von der dübel-spezifischen mittleren Verbundfestigkeit  $\tau_{u,m}$  abhängig ist. Für große Verbundfestigkeiten ergaben sich größere charakteristische Achsabstände als für kleinere Verbundfestigkeiten. Diese Erkenntnisse wurden im Bemessungskonzept nach CEN (2004) eingearbeitet. Der charakteristische Achsabstand ermittelt sich darin nach Gleichung 2.5.



**Gleichung 2.5:**  $s_{cr,N} = 4,3 \cdot d_s \cdot \tau_{u,m}^{2/3}$  [mm]

mit:

$d_s$  Ankerstangendurchmesser [mm]

$\tau_{u,m}$  mittlere Verbundfestigkeit [N/mm<sup>2</sup>]

Weitere Neuerungen in *CEN (2004)* im Vergleich zu Gleichung 2.3 sind, dass beim Nachweis des Herausziehens infolge Verbundversagen der Abminderungsfaktor  $\psi_{s,N}$  nicht berücksichtigt wird und somit  $\psi_{s,N} = 1$  gilt. Zusätzlich wird bei Dübelgruppen der Beiwert  $\psi_{g,N}$  zur Berücksichtigung eines positiven Gruppeneffekts bei Verbunddübeln eingeführt. Er begründet sich darin, dass sich die Lasteinleitungsfläche bei eng nebeneinander gesetzten Verbunddübeln und der Versagensart Herausziehen im Vergleich zu einem Einzeldübel vergrößert. Der Beiwert  $\psi_{g,N}$  berechnet sich nach Gleichung 2.6. Darin geht eine Verbundfestigkeit  $\tau_{u,m,max}$  ein. Sie berücksichtigt den Sachverhalt, dass die Bruchlast  $N_b$  bei Verbunddübeln durch die Betonausbruchlast für Metallspreizdübel nach oben hin begrenzt wird. Ist die mittlere Verbundfestigkeit eines Mörtels  $\tau_{u,m} < \tau_{u,m,max}$ , versagt die Verankerung zumindest teilweise durch Herausziehen, gilt  $\tau_{u,m} \geq \tau_{u,m,max}$  bildet sich immer ein vollständiger Betonausbruch. Die Gleichung zur Ermittlung von  $\tau_{u,m,max}$  ergibt sich durch Gleichsetzen von Gleichung 2.1 und Gleichung 2.7, die in Kapitel 2.3 angeführt wird.

**Gleichung 2.6:** 
$$\psi_{g,N} = \psi_{g,N}^0 + (1 - \psi_{g,N}^0) \cdot \left( \frac{s}{s_{cr,N}} \right) \geq 1,0$$

$$\psi_{g,N}^0 = n^\alpha \quad \text{mit} \quad \alpha = 0,7 \cdot \left( 1 - \frac{\tau_{u,m}}{\tau_{u,m,max}} \right) \leq 0,5$$

$$\tau_{u,m,max} = \frac{k}{\pi \cdot d_s} \sqrt{\beta_w \cdot h_{ef}} \quad , k = 10,8$$

mit:

$n$  Anzahl der Dübel [-]

$d_s$  Ankerstangendurchmesser [mm]

$s$  Achsabstand der Dübel innerhalb der Gruppe [mm]

$s_{cr,N}$  nach Gleichung 2.5

$\tau_{u,m}$  mittlere Verbundfestigkeit des Dübel systems bei weiter Abstützung [N/mm<sup>2</sup>]

$\tau_{u,m,max}$  rechnerisch maximal nutzbare Verbundfestigkeit

$\beta_w$  Würfeldruckfestigkeit des Betons, Kantenlänge 200x200mm, [N/mm<sup>2</sup>]

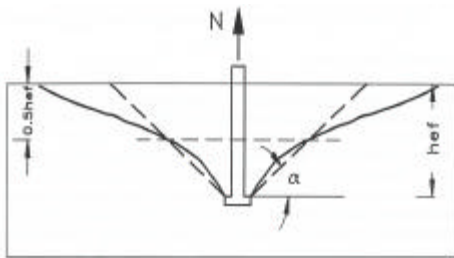
$h_{ef}$  effektive Verankerungstiefe, Verbundlänge [mm]

## 2.2.2 Bruchlast bei Spalten des Betons

Verbunddübel rufen bei Belastung Spaltkräfte hervor. Die Größe der Spaltkräfte wird in *CEB (1994)* zu  $F_{sp} \sim 0,5 N$  angegeben ( $N$  = angreifende Zugkraft). Ein Modell zur Berechnung der Bruchlast von Verbunddübeln bei Spalten des Betons liegt noch nicht vor. Daher werden die erforderlichen Rand- und Achsabstände sowie Bauteildicken, die gewährleisten, dass Spalten des Betons beim Vorspannen mit dem maximal zulässigen Drehmoment bzw. unter Last nicht auftreten, experimentell bestimmt. Bei einer Bauteildicke von  $h \geq 2 h_{ef}$  ist Spalten nicht maßgebend, und die Bruchlast ergibt sich nach Gleichung 2.3.

### 2.3 Metalldübel und Kopfbolzen in Beton

Verankerungen mit Kopfbolzen oder Metalldübel in Beton übertragen Last durch Formschluss und versagen in der Fläche meist durch Bildung eines Ausbruchkegels. Auch bei Befestigungen mit Injektionsdübeln in Lochsteinen wird häufig ein kegelförmiger Ausbruch durch Erreichen der Zugtragfähigkeit des Ankergrunds beobachtet. Daher wird kurz das derzeitige Bemessungsverfahren (CC-Verfahren nach *Eligehausen/ Mällée (2000)*) für Kopfbolzen und Metalldübel in Beton dargestellt.



**Bild 2.15:** Definition des Neigungswinkels  $\alpha$ , aus *Zhao (1994)*

Die mittlere Bruchlast einer Einzelbefestigung bei kegelförmigem Betonausbruch ohne Einfluss von Achs- und Randabständen ergibt sich nach Gleichung 2.7. Darin gibt der Faktor  $k_1 \cdot \sqrt{\beta_w}$  die Betonzugfestigkeit an, die hier proportional zur Wurzel der Druckfestigkeit angenommen wurde.

Der Faktor  $k_2 \cdot h_{ef}^2$  entspricht der Oberfläche des Ausbruchkegels. Dabei wird von einem konstanten Ausbruchneigungswinkel von  $\alpha = 35^\circ$

ausgegangen (vgl. Bild 2.15). Der Faktor  $k_3 / \sqrt{h_{ef}}$  berücksichtigt den Maßstabseinfluss, der besagt, dass bei Höchstlast die über die Betonausbruchfläche gemittelte Betonzugspannung mit zunehmender Bauteildicke abnimmt. Die Auswertung zahlreicher Versuche ergab einen Vorfaktor  $k$  von 13,5 für Metallspreizdübel (*Eligehausen/ Fuchs/ Mayer (1987)*) und von 15,5 für Kopfbolzen (*Eligehausen/ Fuchs/ Ick/ Mällée/ Reuter/ Schimmelpfennig/ Schmal (1992)*).

$$\text{Gleichung 2.7: } N_{u,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{\beta_w} \cdot k_2 \cdot h_{ef}^2 \cdot \frac{k_3}{\sqrt{h_{ef}}} = k \cdot \sqrt{\beta_w} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad [\text{N}]$$

mit:

$$k = 13,5 \text{ [N}^{0,5}\text{/mm}^{0,5}\text{]} \text{ für Metalldübel}$$

$$= 15,5 \text{ [N}^{0,5}\text{/mm}^{0,5}\text{]} \text{ für Kopfbolzen}$$

$$\beta_w \quad \text{Betonwürfeldruckfestigkeit, Kantenlänge 200x200mm, [N/mm}^2\text{]}$$

$$h_{ef} \quad \text{Verankerungstiefe [mm]}$$

Die Bruchlast von Dübelgruppen oder Befestigungen am Bauteilrand wird nach Gleichung 2.8 berechnet. Darin entspricht der charakteristische Achsabstand  $s_{cr} = 3 \cdot h_{ef}$  dem Durchmesser des Betonausbruchkörpers, der sich unter der Annahme von  $\alpha = 35^\circ$  ergibt.

$$\text{Gleichung 2.8: } N_{u,c}^0 = \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \Psi_{s,N} \cdot N_u^0$$

$$\text{mit: } N_{u,c}^0 = \text{nach Gleichung 2.7}$$

$A_{c,N}$  Vorhandene projizierte Fläche des Ausbruchkörpers der Verankerung auf der Betonoberfläche. Sie wird begrenzt durch die Überschneidung der einzelnen Ausbruchkörper benachbarter Befestigungen ( $s < s_{cr,N}$ ) sowie durch Bauteilränder ( $c < c_{cr,N}$ )

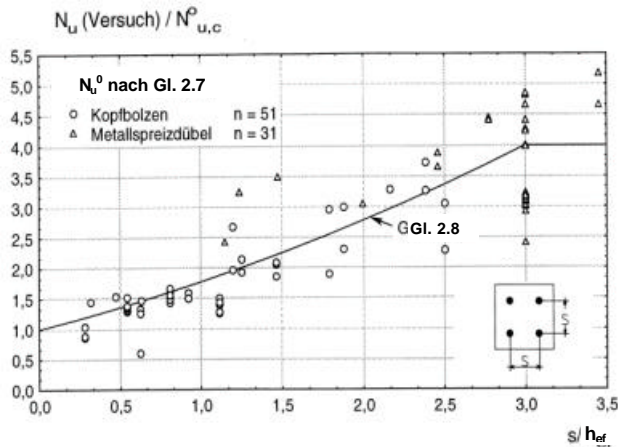
$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N}^2 = 9 h_{ef}^2 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$s_{cr,N} = 3 \cdot h_{ef} \text{ [mm]}$$

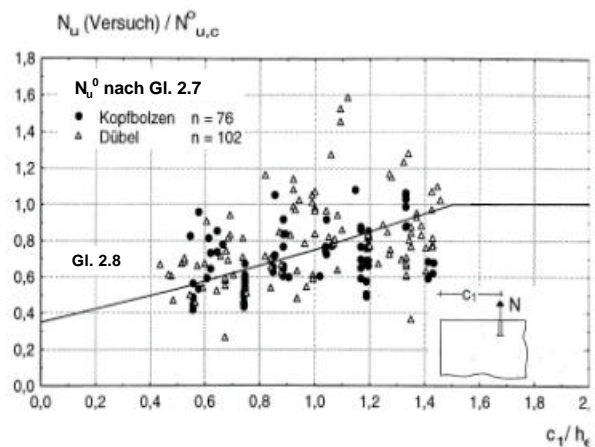
$$c_{cr,N} = 1,5 \cdot h_{ef} \text{ [mm]}$$

$$\Psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,0 \quad [-]$$

Die Bruchlast von Befestigungen mit Metaldübeln und Kopfbolzen kann mit ausreichender Genauigkeit nach Gleichung 2.8 ermittelt werden. Dies zeigen Bild 2.16 und Bild 2.17. In den ausgewerteten Versuchen trat das Versagen durch Bildung eines kegelförmigen Betonausbruchs auf.



**Bild 2.16:** Einfluss des Achsabstandes auf die Betonausbruchlast von Vierfachbefestigungen unter zentr. Zugbeanspruchung, aus *Eligehausen/ Mallée (2000)*



**Bild 2.17:** Einfluss des Randabstandes auf die Betonausbruchlast bei zentrischer Zugbeanspruchung, aus *Eligehausen/ Mallée (2000)*

Untersuchungen von *Sawade (1994)* zeigen, dass die Ausbruchlast einer Einzelbefestigung mit Kopfbolzen weniger durch die Betonzugfestigkeit, sondern exakter durch den Wert  $\sqrt{E \cdot G_f}$  beschrieben werden kann. Sowohl der Elastizitätsmodul  $E$  wie auch die Bruchenergie  $G_f$  kann als Wurzelfunktion der Betondruckfestigkeit  $f_c$  geschrieben werden. Der Maßstabeffekt wird in gleicher Größenordnung wie in Gleichung 2.7 erfasst. Die Höchstlast berechnet sich nach *Sawade (1994)* unter Anwendung der Bruchmechanik nach Gleichung 2.9.

$$\text{Gleichung 2.9: } N_u = k \cdot \sqrt{E_c \cdot G_f} \cdot h_{ef}^{1,5} = 2,1 \cdot \sqrt{E_c \cdot G_f} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad [\text{N}]$$

mit:

$E_c$	Elastizitätsmodul des Ankergrunds [N/mm <sup>2</sup> ]
$G_f$	Bruchenergie des Ankergrunds [N/mm]
$h_{ef}$	Verankerungstiefe [mm]

Für eine Anwendung des Bemessungsverfahrens zur Bestimmung der Versagenslast bei Steinausbruch für Injektionsdübel in Mauerwerk ist es erforderlich, die in der Literatur getroffenen Annahmen auf die veränderten Rahmenbedingungen hin zu überprüfen und gegebenenfalls anzupassen. Dies erfolgt in Kapitel 4.2.2.

### 3 Der Ankergrund Mauerwerk

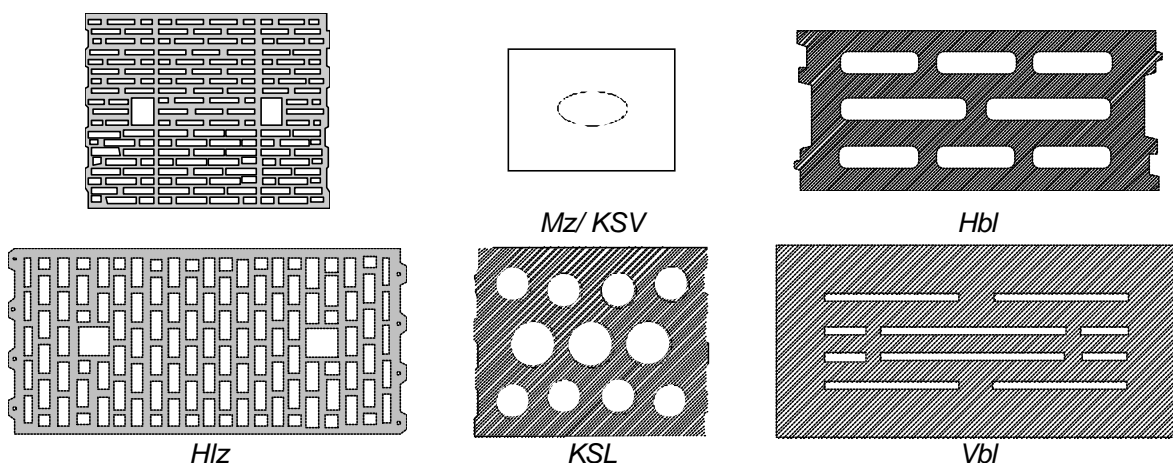
In den folgenden Abschnitten wird ein Überblick über vorhandene Steinarten in Deutschland bzw. Europa gegeben. Anschließend wird auf die marktüblichen Steinarten (Ziegelsteine, Kalksandsteine und Leichtbetonhohlblöcke) eingegangen. Bei den diskutierten Eigenschaften wird der Schwerpunkt auf die Parameter gelegt, die zum einen die jeweilige Steinart charakterisieren und zum anderen für das Tragverhalten von Injektionsdübeln von Bedeutung sind. Weiterhin werden Materialeigenschaften zusammengestellt, die zur Entwicklung eines Materialmodells für Mauersteine, das in numerischen Analysen eingesetzt werden kann, erforderlich sind.

#### 3.1 Mauerwerk in Deutschland

Zur Herstellung von Mauerwerk stehen grundsätzlich drei Materialien zur Verfügung: Ziegel, Kalksandstein und Beton, wobei Beton in Normalbeton, Leichtbeton und Porenbeton unterschieden werden kann. Die Anforderungen an die Steine hinsichtlich Abmessungen, Lochbild, Festigkeitseigenschaften und Rohdichteklassen sind in den entsprechenden Normen angegeben. Zusätzlich zu den in Bild 3.1 genannten Steinarten gibt es Hüttensteine nach DIN 398, Lochsteine aus Leichtbeton nach DIN 18149, Tonhohlplatten und Hohlziegel (DIN 278), Ziegel für Decken- und Wandtafeln nach DIN 4159 und Ziegel für Decken (DIN 4160).

Steinarten nach DIN					
DIN 105 „Mauerziegel“	DIN 106 „Kalksandsteine“	DIN 18151 „Hohlblöcke aus Leichtbeton“	DIN 18152 „Vollsteine aus Leichtbeton“	DIN 18153 „Mauersteine aus Normalbeton“	DIN 4165 Porenbetonsteine
Vollziegel (Mz) Hochlochziegel (Hlz)	Vollsteine (KSV) Lochsteine (KSL)	Unterscheidung nach Kammern- anzahl (1K Hbl)	Vollsteine Vollblöcke (Vbl)	Vollsteine (Vn) Hohlblöcke (Hbn)	Plansteine (PP) Blocksteine (PB)

**Bild 3.1:** Steinarten nach Normen des DIN, aus *Pregartner/Elgehausen/Fuchs (1998)*



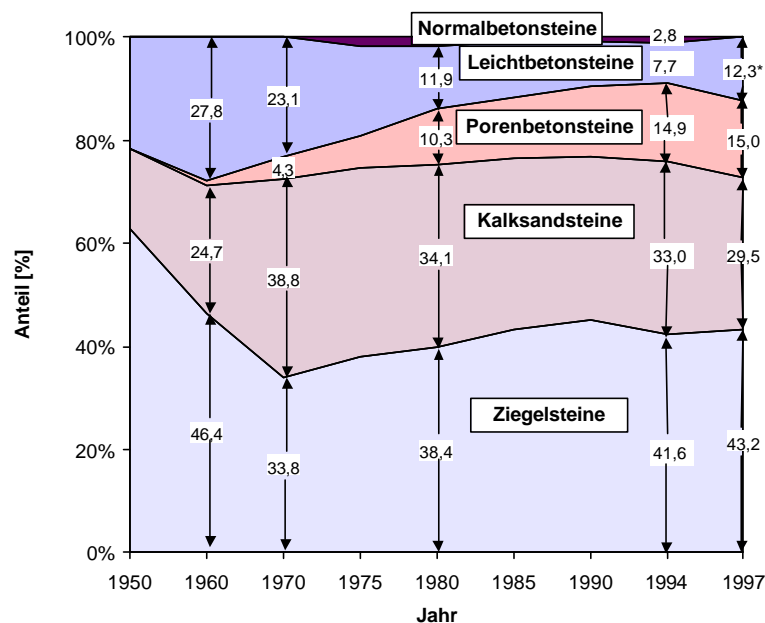
**Bild 3.2:** Beispiele für Mauersteine nach DIN 105, DIN 106, DIN 18151 und DIN 18152

Ziegel bestehen aus Ton, Lehm oder tonigen Massen mit oder ohne Zusatzstoffen. Kalksandsteine werden aus Kalk und säurehaltigen Zuschlägen hergestellt, Beton- und Leichtbetonsteine hingegen bestehen aus mineralischen Zuschlägen und einem hydraulischen Bindemittel. Die jeweiligen Herstellungsverfahren sind in Kapitel 3.3 beschrieben.

In Bild 3.2 sind Beispiele für unterschiedliche Steinarten nach Norm dargestellt. Grundsätzlich ist für jedes Material zwischen Vollsteinen und Lochsteinen zu unterscheiden, wobei Vollsteine ebenfalls einen Lochanteil besitzen dürfen, der auf 15% der Lagerfläche beschränkt ist. Für Hochlochziegel und Kalksandlochsteine ist in der jeweiligen DIN nur der zulässige Lochanteil genormt, wodurch eine Vielzahl von Lochgeometrien und -anordnungen auf dem Markt möglich sind. Demgegenüber sind bei Hohlblöcken aus Leichtbeton die Abmessungen und die minimale Stegdicke genormt. Alle Steinarten sind in unterschiedlichen Rohdichteklassen und Formaten vorzufinden.

Neben genormten Steinen gibt es zahlreiche Steine mit einer bauaufsichtlichen Zulassung vom Deutschen Institut für Bautechnik in Berlin (DIBt). Diese Steine wurden entwickelt, um den Bauablauf zu rationalisieren bzw. die bauphysikalischen Eigenschaften (insbesondere Wärmeschutz) erheblich zu verbessern.

In Bild 3.3 sind die Marktanteile der unterschiedlichen Werkstoffe der wandbaustoffherstellenden Industrie ab 1950 dargestellt. Seit 1950 hat sich der Marktanteil der Porenbetonsteine von ihrer Markteinführung bis ins Jahr 1997 auf ca. 15% stetig vergrößert, während die Betonsteine aufgrund ihres Gewichts an Bedeutung verlieren. In den Jahren 1970 bis 1997 ändert sich an der Marktbedeutung der Mauerziegel und der Kalksandsteine nur wenig. Mauerziegel weisen mit 43 % den größten Marktanteil auf, gefolgt von Kalksandsteinen mit ca. 30%. Der Marktanteil von Steinen aus Leichtbeton oder Normalbeton (zusammen ca. 12%) ist relativ gering.



\* Angabe enthält Normal- und Leichtbetonsteine

**Bild 3.3:** Marktanteile der wandbaustoffherstellenden Industrie in den Jahren 1950 bis 1997, aus *Eligehausen/ Pregartner/ Weber (2000)*

Eine ausführliche Zusammenstellung der geschichtlichen Entwicklungen und Tendenzen im deutschen Mauerwerkbau findet sich in *Pregartner/ Eligehausen/ Fuchs (1998)*.

### 3.2 Mauerwerk in Europa

Mauerwerk wird in den einzelnen europäischen Ländern in zahlreichen Variationen ausgeführt. Im Hinblick auf die Erstellung einer ETAG für Verankerungen in Mauerwerk wurde europaweit eine Studie durchgeführt mit dem Ziel, die Marktsituation bzgl. der verwendeten Steinmaterialien zu bestimmen. Die Untersuchungen sind in *Meyer/ Pregartner (2000)* näher beschrieben. Sie waren daraufhin ausgerichtet, länderweit vertretene Referenzsteine oder alternativ Steine mit der für Europa ungünstigsten Lochkonfiguration ausfindig zu machen, in denen Kunststoff- und Injektionsdübel im Rahmen eines europäisch technischen Zulassungsverfahrens (ETAG) einheitlich geprüft werden können. Eine ungünstigste Lochkonfiguration bezieht sich sowohl auf die Stegdicken als auch auf die Abmessungen der Hohlräume im Stein. Die ausgewählten Steine sollten in allen Ländern mit geringem Aufwand beschafft werden können und einen verhältnismäßig hohen Marktanteil haben. Die Festlegung eines Referenzsteins zur Durchführung von Zulassungsversuchen hätte den Nachteil, dass die Hersteller die Dübelentwicklung auf diesen Stein ausrichten, um dort möglichst hohe charakteristische Widerstände zu erreichen. Dafür spricht die dadurch gewährleistete Vergleichbarkeit der Dübelssysteme, unabhängig davon, ob ein System in Skandinavien, in Griechenland oder Spanien geprüft wird.

Die Informationssammlung erfolgte über Briefe und Fragebögen, die an die verschiedenen Mitgliedstaaten Europas versendet wurden. Parallel dazu wurde eine Internetrecherche durchgeführt. Das Resultat aus den vorgenommenen Aktionen kann wie folgt zusammengefasst werden:

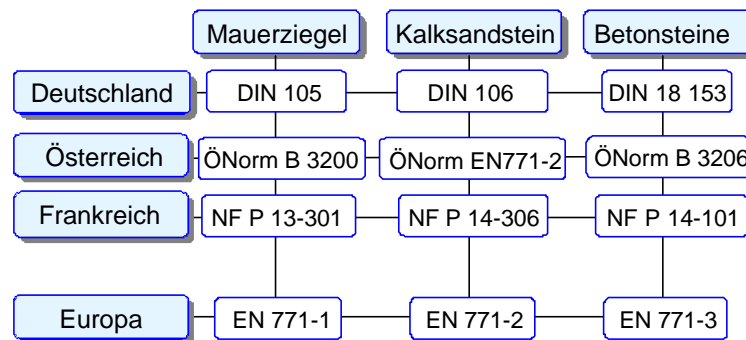
- insgesamt wurden 22 Länder kontaktiert, von denen 19 Länder auf verschiedenen Wegen antworteten,
- es wurde Informationsmaterial in Form von Normvorschriften, Prospekten, Statistiken, Artikeln und Befragungen zusammengetragen,
- aus Griechenland, Portugal und Irland liegen keine Informationen vor.

Die vorhandenen Normen sind ähnlich aufgebaut. Sie unterscheiden nach den einzelnen Steinarten, die in eigenen Kapiteln behandelt werden. Inhaltlich zeigen sich jedoch vor allem in der Klassifizierung große Unterschiede. Dies gilt vor allem für Deutschland im Vergleich zur Schweiz. Die deutsche DIN ist für jede Steinart getrennt sehr detailliert formuliert und gibt klare Werte für Klassifizierungen der Steine nach Rohdichte, Festigkeit und Format. Die schweizerische SIA hingegen weist keine eigenen Kapitel für die einzelnen Steinarten auf und gibt nur allgemein eine Untergrenze für die Druckfestigkeit an. Für jegliche Klassifizierung wird ein großer Spielraum gelassen. Alle anderen Länder liegen zwischen diesen beiden Grenzfällen.

Beispielhaft ist in Bild 3.4 neben Deutschland die Einteilung der Vorschriften in Österreich und Frankreich aufgeführt. Zusätzlich ist die Europa-Norm *EN 771 (2000)* berücksichtigt. Man erkennt deutlich den parallelen Aufbau der Vorschriften.

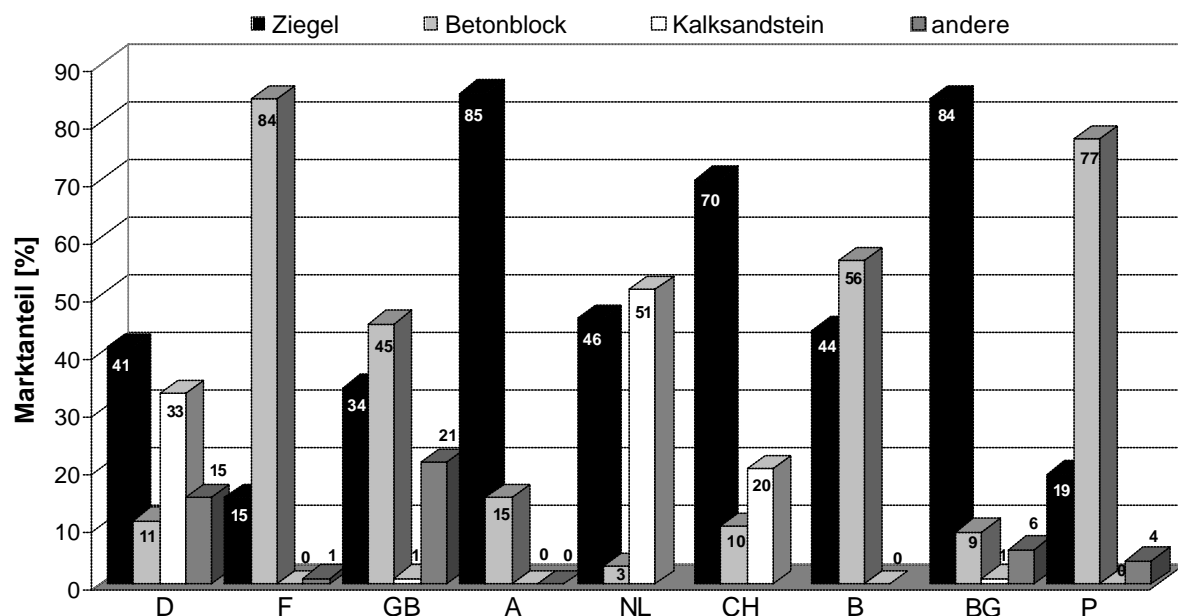
Die der Harmonisierung dienende Euro-Norm *EN 771 (2000)* weist äußerlich den gleichen Aufbau wie die meisten europäischen Vorschriften auf. Darin sind keine Klassifizierungen, Angaben über Festigkeiten, Lochbilder oder Stegdicken enthalten. Stattdessen enthält sie einen Anhang, der einige Vorschriften zur Regelung der Qualitätssicherung beinhaltet. Darin ist lediglich festgelegt, dass im Gebrauch befindliche Klassifizierungen in nationalen Anhängen zu finden sind. Daraus ergibt sich auch zukünftig in Europa keine harmonisierte Klassifizierung der Mauersteine. Stattdessen wird den nationalen Interessen der Mitgliedstaaten Rechnung getragen.

Die vorliegenden Normvorschriften gestatten einen großen Gestaltungsspielraum bzgl. der Lochkonfigurationen, der Lochanteile und der Stegdicken. Dieser wird von den Herstellern weitreichend genutzt. Ein einheitlicher Trend ist nicht feststellbar.



**Bild 3.4:** Aufbau verschiedener Normvorschriften

Das Bauverhalten der einzelnen Länder ist stark von dem dort vorherrschenden Klima und den dortigen eigenen Ressourcen abhängig. In Bild 3.5 sind Marktanteile der einzelnen Steinarten nach Angaben aus *Gorczyca (1997)* für mehrere europäische Länder nebeneinander zum Vergleich aufgetragen. Deutschland und die Niederlande erstellen einen Großteil des Mauerwerks aus Ziegel und Kalksandstein. Im Gegensatz dazu verwenden Frankreich oder Polen fast ausschließlich Betonblöcke. Großbritannien und Belgien weisen ebenfalls einen großen Anteil an Betonblöcken auf, verwenden aber auch zu fast gleichen Teilen Ziegelsteine. In der Schweiz und in Bulgarien wiederum wird hauptsächlich Ziegel verarbeitet. Der Anteil an Kalksandstein ist deutlich geringer als in Deutschland oder Holland.



**Bild 3.5:** Vergleich der Marktanteile verschiedener Steinarten in unterschiedlichen europäischen Ländern, Daten aus *Gorczyca (1997)*

Die Untersuchungen ergaben, dass die Vielzahl der in den europäischen Ländern zum Einsatz kommenden Steine kaum einzugrenzen ist. Die Mauersteine unterliegen in den Ausgangsmaterialien, den Abmessungen und der Geometrie der Kammern

den jeweiligen nationalen und regionalen Besonderheiten. Dadurch ist die Evaluierung eines Referenzsteins in Europa unmöglich.

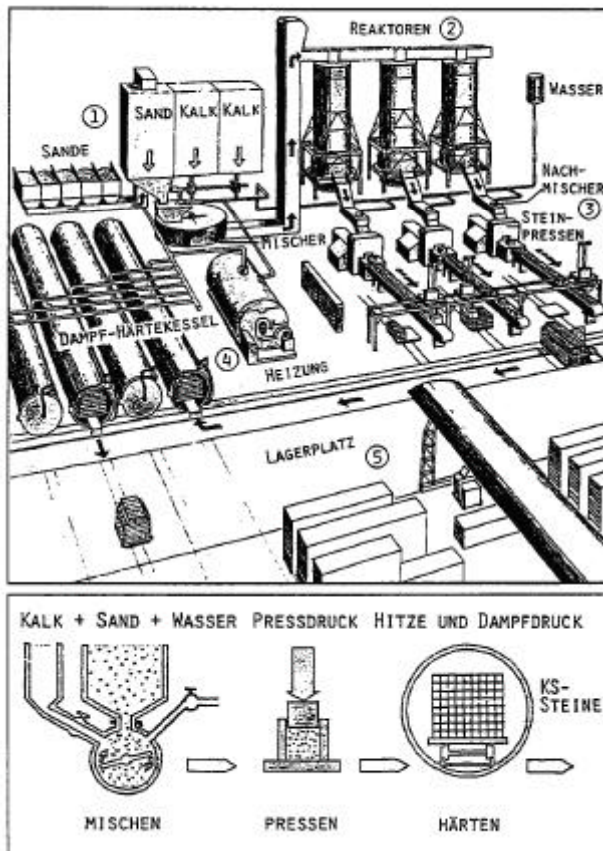
Diese ausführliche Darstellung der europaweiten Mauersteinvialt verdeutlicht die Problematik bei der Bestimmung von einheitlichen Regelungen oder analytischen Modellen zur Bemessung von Injektionsdübeln in Mauerwerk. Eine künftige europäische Prüfvorschrift muss die große Anzahl der in Europa zum Einsatz kommenden Steine berücksichtigen. Eine Alternative zum Referenzstein ist, dass der Dübelhersteller die Steine nach Festigkeit, Rohdichte, Lochbild oder ähnlichen Eigenschaften auswählt, in denen sein Produkt zugelassen werden soll. Liegt in einzelnen Anwendungsfällen auf der Baustelle ein Ankergrund vor, in dem das Dübelssystem keine Zulassung hat, sind Versuche am Bauwerk erforderlich. Mit diesen Versuchen sind die zulässigen Anwendungsbedingungen nachzuweisen. Hierfür gilt es zunächst Richtlinien zu formulieren, nach denen die Versuche durchgeführt und ausgewertet werden. Ein mögliches Verfahren ist in Kapitel 10 näher beschrieben.

Der Nachweis der Eignung des Verankerungssystems soll hingegen im Rahmen des europäischen Zulassungsverfahrens (vgl. Kapitel 9) erbracht werden.

### 3.3 Herstellungsprozesse der einzelnen Steinarten

#### 3.3.1 Kalksandsteine

Kalksandsteine sind mineralisch gebundene Steine und gehören zu den dampfgehärteten Baustoffen. Die nachfolgenden Ausführungen sind im wesentlichen *Reinhardt/ Rinder (1996)* entnommen.

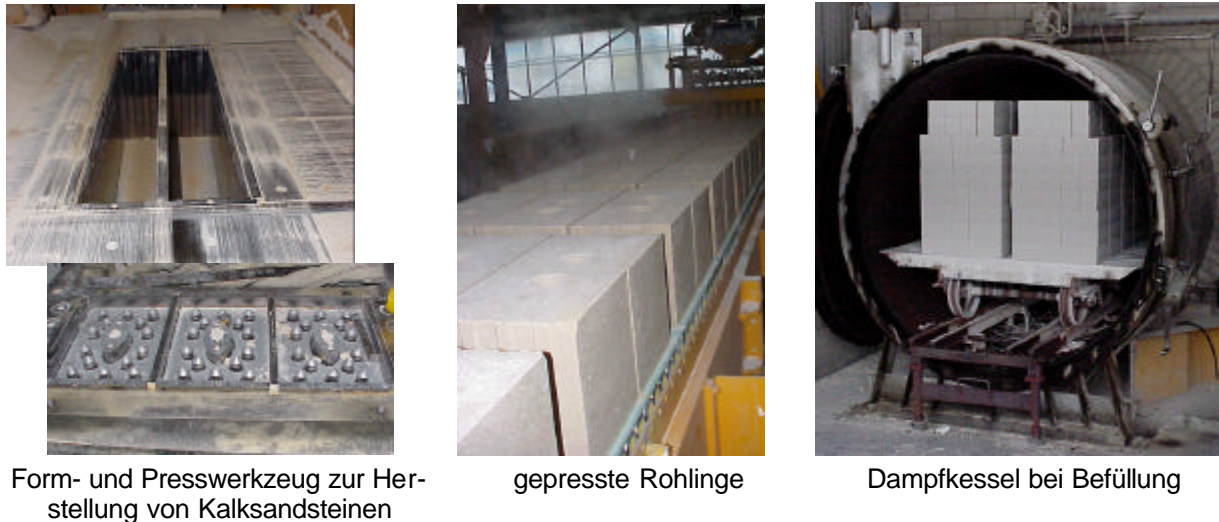


**Bild 3.6:** Herstellungsprozess von Kalksandsteinen, nach Cordes & Hahn, aus *Reinhardt/ Rinder (1996)*

Eine schematische Darstellung des Herstellungsprozesses von Kalksandsteinen ist in Bild 3.6 dargestellt. Zur Herstellung der Steine wird gemahlener Branntkalk mit kieselsäurehaltigen Zuschlägen, d.h. mit quarzreichem Sand im Verhältnis von 1:12 unter Zugabe von ca. 5 Masse-% Wasser gemischt. Bei der anschließenden Zwischenlagerung im Reaktionsbehälter löscht der Kalk zu Kalkhydrat ab. Nach etwa 4 Stunden werden Rohlinge gepresst. Dazu werden formatabhängige Formen mit der Masse aus den Reaktoren verfüllt und von oben mit dem das Lochbild prägenden Presswerkzeug verpresst. Die Rohlinge haben nach dem Pressvorgang ausreichende Standfestigkeit, um anschließend aufgestapelt und in Dampfdruckkessel (Autoklaven) versetzt zu werden (Bild 3.7). Dort werden sie bei



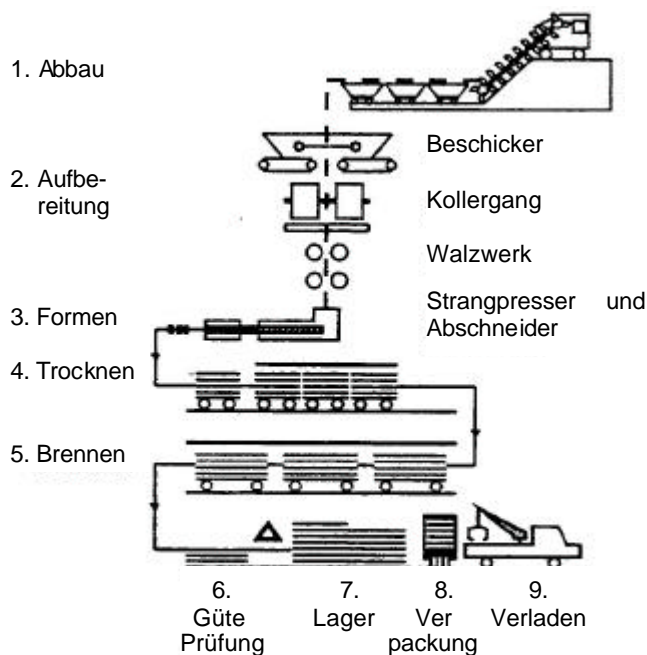
ca. 16-21 bar und einer Temperatur von 160-200°C weitere 4-8 Stunden gehärtet. Die Härtung findet durch eine Reaktion zwischen Kalkhydrat und Siliziumdioxid des Sandes statt. An den Kornoberflächen entstehen Calciumsilikathydrate, die eine feste und dauerhafte Verkitung der Sandkörner verursachen. Nach dem Abkühlen können die Steine unmittelbar auf der Baustelle verwendet werden, da Nachhärtung und Schwinden nur von geringer Bedeutung sind.



**Bild 3.7:** Formpressverfahren und Presswerkzeuge in der Kalksandsteinherstellung

### 3.3.2 Ziegelsteine

Ziegel sind gebrannte Steine und gehören zu den keramischen Erzeugnisse. Die Keramik entsteht durch Verfestigung der Ausgangsbestandteile unter Einwirkung hoher Temperaturen.



**Bild 3.8:** Herstellungsprozess von Mauerziegeln, nach Schneider et al., aus Reinhardt/Rinder (1996)

Die nachfolgenden Ausführungen sind im wesentlichen Reinhardt/ Rinder (1996) entnommen.

Eine schematische Darstellung des Herstellungsprozesses von Ziegelsteinen ist in Bild 3.8 dargestellt.

Ziegelsteine bestehen vor allem aus Ton, dessen Hauptbestandteile kristallwasserhaltige Aluminiumsilikate, ein Verwitterungsprodukt des Feldspates, sind. Die blättchenförmigen Tonminerale (Korngröße < 0,002 mm) wirken im Brennprozess als Bindemittel. Tone sind i.d.R. durch weitere Bestandteile (z. B. Quarz, Glimmer, Eisenverbindungen) gemagert. Eisenhydrat verursacht beim Brennen die typische ziegelrote Farbe. Die für Wärmedämmung und Gewichtseinsparung notwendige Porosität wird durch Zugabe von ausbrennbaren, porenbildenden Stoffen wie

Styroporkügelchen oder Sägespäne erzeugt.

Bei der Herstellung wird der in Tongruben abgebaute Ton zunächst zerkleinert und mit Wasser versetzt homogenisiert, wodurch eine plastisch verformbare Masse entsteht. Alternativ ist die Trockenaufbereitung möglich, bei der die Tone mit Heißluft getrocknet, staubfein gemahlen und gemischt werden. Anschließend wird Wasser zur Plastifizierung zugegeben. Meistens werden Tone verschiedener Vorkommen gemischt, um gleichmäßige Eigenschaften zu erzielen.

Die Formgebung der fertig abgemischten Rohmasse erfolgt durch kontinuierlich laufende Strangpressen. Dabei wird die Masse zunächst als Endlosstrang durch eine Schablone, wie sie in Bild 3.9 beispielsweise zu sehen ist, gepresst und anschließend maschinell in Abhängigkeit des Formats auf die erforderliche Größe zugeschnitten.

Die Rohlinge werden ca. 24 Stunden getrocknet und im Tunnelofen bei 900-1300°C gebrannt. Der Brennvorgang dauert 15-17 Stunden. Da sich das Volumen der Formstücke infolge der Schwindvorgänge beim Trocknen und Brennen verändert, müssen die Maße der Formen um ca. 10% größer ausgelegt werden.

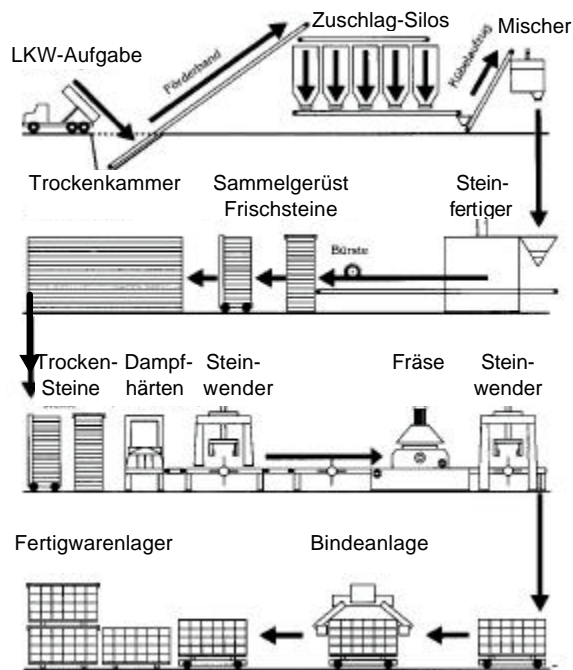
Der Brennvorgang ist unvermeidbar mit der Bildung von Schwindrisse verbunden. Mauersteine aus Ziegel haben daher immer mehr oder weniger stark ausgebildete, teilweise auch sichtbare Brennrisse.



**Bild 3.9:** Strangpressverfahren in der Ziegelherstellung, Zuschneiden der Steine und Schablone für Hochlochziegel des Formats 16DF

### 3.3.3 Leichtbetonsteine

Leichtbetonsteine werden aus mineralischen Zuschlägen und hydraulischen Bindemitteln hergestellt. Sie enthalten vor allem porige Zuschläge wie z. B. Naturbims, Lavaschlacke oder Blähton, durch die die Steine ein haufwerksporiges Gefüge erhalten.



**Bild 3.10:** Herstellungsprozess von Leichtbetonsteinen, aus *Liaplan* (2002)

Eine schematische Darstellung des Herstellungsprozesses von Leichtbetonsteinen ist in Bild 3.10 dargestellt.

Der mit Wasser vermischte Frischbeton wird durch Rütteln verdichtet und in Formen gepresst, in denen Loch- und Hohlblocksteine zusätzliche Hohlräume enthalten. Nach der Entformung sind die frischen Steine formstabil. Sie werden zur Vorhärtung in Hochregalen eingelagert und an der Luft getrocknet. Um den Erhärtungsvorgang zu beschleunigen, werden die Rohlinge häufig einer Dampfbehandlung unterzogen.

### 3.4 Materialeigenschaften der verwendeten Mauersteine

Die dominierende Versagensart für Verankerungen mit Injektionsdübeln in Mauerwerk ist das Versagen des Ankergrunds. Dies zeigt sich in Form eines Steinausbruchs oder durch Spalten der Mauersteine. Daher spielen die Materialeigenschaften der verwendeten Mauersteine eine entscheidende Rolle im Tragverhalten von Injektionssystemen.

Die Forschungsarbeiten beschränken sich hier auf Verankerungen in Mauerwerk aus Kalksandsteinen, Ziegelsteinen und Leichtbetonsteinen. Das Interesse bzgl. des Materialverhaltens bezieht sich aufgrund der lokalen Belastung des Steins auf die Eigenschaften der Scherben bzw. die des Vollmaterials. Die in der Literatur zu findenden Angaben zu Materialeigenschaften von Mauerwerk beziehen sich i.d.R. auf das Mauerwerk selbst als ein System aus Mörtelfugen und Steinen oder sind in Form von Bruttogrößen, die sich auf den gesamten Stein ohne Berücksichtigung eines evtl. vorhandenen Lochbilds beziehen, angegeben. Daher wurden Untersuchungen zur Ermittlung der Spalt- und Biegezugfestigkeit, der zentrischen Zugfestigkeit, dem E-Modul und der Druckfestigkeit durchgeführt. Die Versuche zur Ermittlung der zentrischen Zugfestigkeit wurden zusätzlich mit der Absicht durchgeführt, die Bruchenergie der Steinmaterialien bei Zugversagen zu ermitteln.

Die durchgeführten Materialprüfungen sind nicht darauf ausgelegt, die Materialeigenschaften von Kalksandstein, Ziegel oder Leichtbetonsteinen umfassend zu analysieren, sondern um einen Anhaltspunkt für die Größenordnung der Materialkennwerte für die am IWB üblicherweise bei Dübelprüfungen verwendeten Steine zu erhalten. Sie dienen dazu, Bezugswerte zu definieren, an denen numerische Modelle in Anlehnung an am IWB durchgeführte Laborversuche kalibriert und in das nichtlineare Finite-Element-Programm MASA implementiert werden können. Neben der Eingabe einer Querdehnzahl und eines E-Moduls ist für das Materialmodell ein Spannungs-

Dehnungsverhalten unter Zug und Druck für das jeweilige Material zu definieren. Spannungs-Dehnungs-Kurven werden durch die Bruchenergie, Zugfestigkeit und Druckfestigkeit des Scherbenmaterials sowie die Bruchdehnungen charakterisiert.

Üblicherweise wird in analytischen Modellen für Beton die zentrische Zugfestigkeit durch bekannte formale Zusammenhänge indirekt über die Druckfestigkeit, die Spalt- oder Biegezugfestigkeit berücksichtigt. Dies ist für Mauersteine aufgrund der geringen Zahl von Untersuchungen, die wiederum großen Streuungen unterliegen, nicht oder nur bedingt möglich. Die Bestimmung der Materialdaten erfolgt daher auch im Hinblick auf die Ermittlung von analytischen Zusammenhängen zwischen den einzelnen Kenngrößen der am IWB der Universität Stuttgart in Zulassungsversuchen verwendeten Steine.

Die Materialeigenschaften von Kalksandstein wurden in der Literatur am häufigsten untersucht. Zu dieser Steinart sind somit Vergleiche der eigenen Ergebnisse mit in der Literatur angegebenen Werten, die in *Marzahn (2000)* zusammengefasst sind, möglich. Das Vollmaterial wurde hinsichtlich verschiedener Zugfestigkeiten und deren Beziehungen zur Druckfestigkeit geprüft. Die ersten Erkenntnisse zu verschiedenen Zugfestigkeiten wurden 1976 vom Bundesverband Kalksandsteinindustrie e.V. veröffentlicht (*Thomas (1976)*). Darin wurden insgesamt 46 Voll- und Lochsteine aus 17 verschiedenen Kalksandsteinwerken erstmals auf den Zusammenhang zwischen Zug-, Spaltzug-, Biegezug- und Druckfestigkeit untersucht.

Nach *Thomas (1976)* unterliegt die zentrische Zugfestigkeit den größten Streuungen mit einem Variationskoeffizienten von ca. 22%, gefolgt von der Biegezugfestigkeit mit ca. 18% und der Spaltzugfestigkeit mit ca. 13%. Die geringste Streuung weist die Druckfestigkeit mit ca. 8% auf. Es zeigte sich, dass die Festigkeitswerte von Kalksandsteinen durch lineare Beziehungen miteinander verbunden sind. Für Vollsteine betragen die Mittelwerte für Zug-, Spaltzug- und Biegezugfestigkeit ca. 5%, 7% und 10% der Druckfestigkeit  $f_b$ . Der lineare Zusammenhang zwischen der Zugfestigkeit und der Druckfestigkeit ist ein wesentlicher Unterschied zum Werkstoff Beton, für den die zentrische Zugfestigkeit mit der Wurzel der Druckfestigkeit korreliert.

An der Universität Aachen wurden neben Kalksandsteinen auch andere Steinarten geprüft. Die Festigkeitseigenschaften wurden meist am ganzen Stein bezüglich der Bruttoquerschnittsfläche ohne Berücksichtigung der Lochung bestimmt. Ein nachträglicher Bezug auf die beanspruchte Nettofläche ist nicht möglich.

Daher liegen für Mauersteine aus Ziegel und Leichtbeton nur einige wenige, an Vollsteinen ermittelte Werte vor, die aufgrund der Versuchsbedingungen oder aufgrund fehlender Angaben zu Rahmenbedingungen nicht als Referenzwerte herangezogen werden können. Die wesentlichen Quellen hierzu sind *Schubert/ Glitza (1979)*, *Schubert/ Friede (1980)* und *Schubert (1991)*). Es wurden Prüfungen zur Spaltzug-, Biegezug- und zur zentrischen Zugfestigkeit sowie der Druckfestigkeit an Voll- und Lochsteinen durchgeführt und die Zusammenhänge der Festigkeitswerte untereinander ermittelt.

Alle bisher veröffentlichten Ergebnisse zu den Materialeigenschaften verschiedenster Steinarten sind in *Schubert (2003)* zusammengefasst. Darin wird für den Zusammenhang von Zug- bzw. Spaltzugfestigkeit zur Druckfestigkeit ein Bereich von 0,03 - 0,08 bzw. 0,04 - 0,10 für Kalksandsteine ( $n = 40$  Versuche), von 0,01 - 0,08 bzw. 0,05 - 0,08 für Ziegel ( $n = 9$  Versuche) und 0,04 - 0,21 bzw. 0,09 - 0,18 für Leichtbetonsteine ( $n = 13$  Versuche) angegeben.

Eine Darstellung der vorhandenen Werte aus der Literatur zu den unterschiedlichen Materialkenngrößen erfolgt zusammen mit den an der Universität Stuttgart erhaltenen Versuchsergebnissen in Kapitel 3.4.5. Die Bestimmung der Materialeigenschaften ist ausführlich in Meyer (2004/2) dokumentiert. Die Ergebnisse beziehen sich ausschließlich auf Daten, die an Vollmaterial oder an Lochsteinen mit Bezug der Materialeigenschaften auf den Nettoquerschnitt bestimmt wurden.

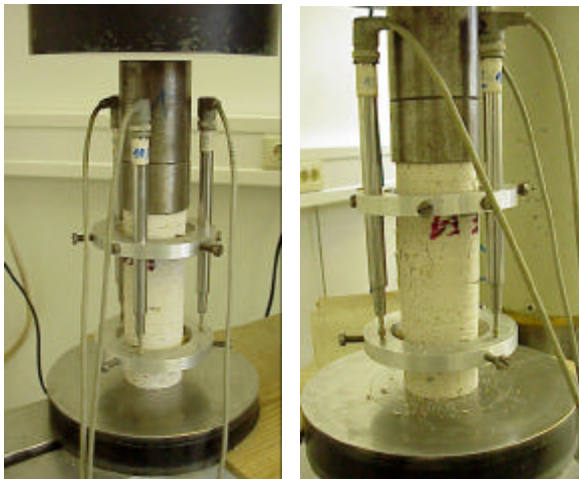
### 3.4.1 Bestimmung der Druckfestigkeit und des E- Moduls

Die Bestimmung des Elastizitätsmoduls erfolgte in Anlehnung an *DIN 1048* anhand von zylindrischen Probekörpern. Mit dem Verfahren nach *DIN 1048* wird der statische Druck-Elastizitätsmodul als Sehnenmodul aus dem Verhältniswert zwischen einer Druckspannungsdifferenz und der ihr entsprechenden elastischen Verformung ermittelt. Es werden eine obere Prüfspannung  $\sigma_o$ , die etwa ein Drittel der zu erwartenden Druckfestigkeit  $f_{D,Zyl}$  des Probekörpers beträgt, und eine untere Prüfspannung von  $\sigma_u = 0,5 \text{ N/mm}^2$  definiert. Die Druckfestigkeit  $f_{D,Zyl}$  ist zuvor als Mittelwert der Festigkeit von drei Probekörpern gleicher Art und Herstellung zu ermitteln.

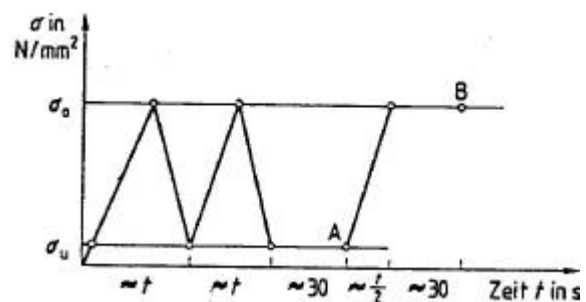
Die Ermittlung der Scherbrindruckfestigkeit und des E-Moduls erfolgte an Zylinderproben mit einem Durchmesser von 55 mm, die mittels eines Diamantbohrers aus Vollsteinen des Formats NF, 2DF oder 8DF entnommen wurden.

Die Zylinderdruckfestigkeit  $f_{D,Zyl}$  berechnet sich aus der erreichten Höchstlast im Verhältnis zur Probenquerschnittsfläche. Nach der Ermittlung von  $\sigma_o$  mithilfe der Zylinderdruckfestigkeit erfolgte die Bestimmung des Elastizitätsmoduls.

Zur Messung der Dehnungen wurden ringförmig drei Wegaufnehmer mit gleichem Abstand voneinander über die Mitte der Probe mit einer Messstrecke von 100 mm angebracht. Der Versuchsaufbau zur Bestimmung des E-Moduls ist in Bild 3.11 dargestellt.



**Bild 3.11:** Versuchsaufbau zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls und der Zylinderdruckfestigkeit



**Bild 3.12:** Belastungs-Zeit-Diagramm zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls, aus *DIN 1048*

Zu Versuchsbeginn wurde die untere Prüfspannung  $\sigma_u$  über die Druckplatten der Maschine angelegt und der Versuch nach dem in Bild 3.12 dargestellten Belastungs-Zeit-Diagramm mit einer Be- und Entlastungsgeschwindigkeit von  $0,5 \text{ N/mm}^2$  in der Sekunde durchgeführt. In den Punkten A bzw. B wurden zur Berechnung von  $\epsilon_o$  und

$\varepsilon_u$  die Verschiebungen abgelesen. Zuletzt wurde die Druckfestigkeit der Probe bestimmt.

Der Elastizitätsmodul errechnet sich nach Gleichung 3.1.

**Gleichung 3.1:** 
$$E = \frac{\sigma_o - \sigma_u}{\varepsilon_o - \varepsilon_u} \quad [\text{N/mm}^2]$$

mit:

- $\sigma_o$  obere Prüfspannung in  $[\text{N/mm}^2]$  bei der 3. Belastung
- $\sigma_u$  untere Prüfspannung in  $[\text{N/mm}^2]$  vor der 3. Belastung
- $\varepsilon_o$  die aus der gemessenen Verschiebung bei  $\sigma_o$  errechnete Dehnung
- $\varepsilon_u$  die aus der gemessenen Verschiebung bei  $\sigma_u$  errechnete Dehnung

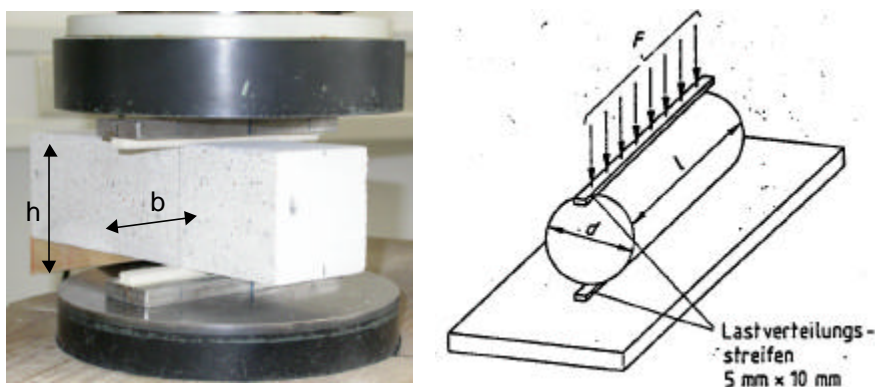
Neben der Zylinderdruckfestigkeit, die eine geringe praktische Bedeutung hat, spielt für Mauersteine die Druckfestigkeit nach *DIN 105* für Ziegel, *DIN 106* für Kalksandstein bzw. *DIN 18151* und *DIN 18152* für Leichtbetonsteine eine entscheidende Rolle. Das in diesen Normen beschriebene Verfahren zur Bestimmung der Druckfestigkeit ist maßgebend zur Einteilung der Steine in die Norm - Druckfestigkeitsklassen, die sich in den Steinbezeichnungen wiederfinden.

Die Steine werden, gegebenenfalls mit einer Ausgleichschicht aus Mörtel (z. B. bei Leichtbetonblöcken oder Ziegeln) für eine flächige Lasteinleitung, über ihre Lagerflächen bis zum Bruch belastet. Die Druckfestigkeit ergibt sich aus dem Verhältnis der Bruchlast zur Lagerfläche ohne Berücksichtigung des Lochbildes multipliziert mit einem von der Steinhöhe abhängigen Formfaktor. Die maximale Last wird auf die Außenabmessungen des Steins bezogen. Es handelt sich somit um einen Bruttowert der Druckfestigkeit.

### 3.4.2 Bestimmung der Zugfestigkeiten

#### 3.4.2.1 Spaltzugfestigkeit

Die Durchführung der Spaltzugfestigkeitsprüfung erfolgte in Anlehnung an *DIN 1048*. Alternativ sind darin zwei Vorgehensweisen zur Prüfung von Zylindern oder Rechteckquerschnitten beschrieben. Die Prüfkörper wurden mittels Diamantsäge oder Diamantbohrer aus Vollsteinen des Formats NF, 2DF oder 8DF entnommen. Die Abmessungen der Rechteckproben betragen 70 x 70 x 240 mm. Bei Verwendung von Prüfzylindern wurden Durchmesser von 55 mm und Längen zwischen 90 und 105 mm gewählt.



**Bild 3.13:** Versuchsaufbau zur Bestimmung der Spaltzugfestigkeit an prismatischen und zylindrischen Probekörpern

Die vom Prüfkörper abhängigen Versuchsaufbauten nach *DIN 1048* gehen aus Bild 3.13 hervor. Die Last wurde durch eine Druckprüfmaschine über Lastverteilungstreifen als Streifenlast aufgebracht und bis zum Spalten des Probekörpers erhöht. Aus der erreichten Höchstlast  $F$  [N] ergibt sich mit den in Bild 3.13 angegebenen Größen in [mm] die Spaltzugspannung  $\beta_{SZ}$  nach Gleichung 3.2.

**Gleichung 3.2:**

$$\beta_{SZ} = \frac{2 \cdot F}{\pi \cdot b \cdot h} \quad [\text{N/mm}^2] \quad \text{für Rechteckquerschnitte}$$

$$\beta_{SZ} = \frac{2 \cdot F}{\pi \cdot d \cdot l} \quad [\text{N/mm}^2] \quad \text{für Zylinder}$$

### 3.4.2.2 Biegezugfestigkeit

Die Durchführung der Biegezugfestigkeitsprüfung erfolgte in Anlehnung an *DIN 1048*. Es wurden 3-Punkt- Biegeprüfungen durchgeführt. Als Stützweite wurde die infolge des gewählten NF bzw. 2DF-Formats maximal mögliche Weite von  $l = 220$  mm gewählt. Die Prüfkörper wurden mittels Diamantsäge aus Vollsteinen des Formats NF, 2DF oder 8DF entnommen. Die Abmessungen der Rechteckproben betragen  $60 \times 60 \times 240$  mm bzw.  $70 \times 70 \times 240$  mm. Der Versuchsaufbau geht aus Bild 3.14 hervor. Die Last wurde durch eine Druckprüfmaschine über Auflager- bzw. Lastschneiden eingeleitet und bis zum Bruch des Probekörpers erhöht. Aus der erreichten Höchstlast  $F$  [N] ergibt sich die Biegezugfestigkeit  $\beta_{BZ}$  nach Gleichung 3.3.



**Bild 3.14:** Versuchsaufbau zur Bestimmung der Biegezugfestigkeit

**Gleichung 3.3:**

$$\beta_{BZ} = \frac{3 \cdot F \cdot l}{2 \cdot b \cdot h^2} \quad [\text{N/mm}^2]$$

mit:

$F$	Höchstlast im Biegeversuch [kN]
$l$	Stützweite [mm]
$b$	Breite des Balkens im Bruchquerschnitt [mm]
$h$	Höhe des Balkens im Bruchquerschnitt [mm]

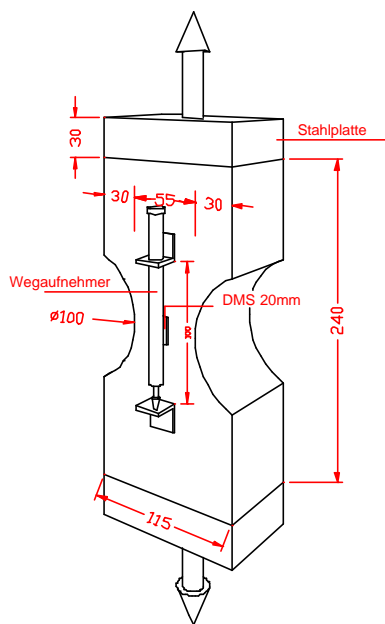
### 3.4.2.3 Zentrische Zugfestigkeit

Die Ermittlung der zentrischen Zugfestigkeit ist nicht normativ geregelt, da für Beton in der Praxis ersatzweise die versuchtechnisch weniger aufwendigere Spalt- oder Biegezugfestigkeit bestimmt wird und über bekannte Beziehungen auf die zentrische

Zugfestigkeit geschlossen werden kann. Die Versuchsdurchführung wurde daher in Anlehnung an *Marzahn (2000)* und *Schubert/ Glitza (1979)* gewählt.

Die Prüfkörper wurden aus NF- bzw. 2DF-Vollsteinen hergestellt. Die Sollbruchstelle wurde durch eine an zwei sich gegenüberliegenden Seiten befindliche Querschnittschwächung definiert. Die Schwächung erfolgte durch seitliches Ausbohren mit einem Diamantbohrer vom Durchmesser 100 mm. Neben der Kraft wurde die Dehnung bzw. die Verschiebung des Steins während des Versuchs kontinuierlich gemessen. Aus der ermittelten Last-Verschiebungskurve unter zentrischer Zugbeanspruchung kann bei Ausprägung eines abfallenden Astes die Bruchenergie aus der Fläche unter der Kurve bestimmt werden.

Zur Messung der Dehnung wurde über die Sollbruchstelle auf der Vorder- und Rückseite des Steins ein Dehnmessstreifen (DMS) der Länge 20 mm/ 120Ω aufgeklebt. Zusätzlich wurde über eine Messlänge von ca. 100 mm die Verschiebung in Lastrichtung mit je einem Wegaufnehmer auf der Vorder- und Rückseite, die gleichzeitig zur Steuerung des Versuchs herangezogen wurde, gemessen. Die Last wurde über zwei aufgeklebte Stahlplatten in den Stein eingeleitet. Der Prüfkörper ist in Bild 3.15 abgebildet.



**Bild 3.15:** Prüfkörper zur Ermittlung der zentralen Zugfestigkeit

Auf die vorbereiteten, mit DMS versehenen Prüfkörper wurden an die Stirnseiten Stahlplatten aufgeklebt und über eine Gewindestange in die Zugmaschine eingespannt. Die Versuche wurden servohydraulisch mittels den über die Sollbruchstelle angebrachten Wegaufnehmern (Messbereich bis 5 mm) weggeregelt gefahren.

Die Geschwindigkeit wurde an die in *Schubert/ Glitza (1979)* für Kalksandsteine und Hochlochziegel ermittelte Bruchdehnung von 0,12 bzw. 0,16 ‰ angepasst. Sie wurde auf 0,003 - 0,005 mm / min festgelegt.

Aus der erreichten Höchstlast  $F$  [N] ergibt sich die zentrale Zugfestigkeit  $\beta_z$  nach Gleichung 3.4.

**Gleichung 3.4:** 
$$\beta_z = \frac{F}{b \cdot h} \quad [\text{N} / \text{mm}^2]$$

mit:

$b$      Breite des Balkens im Bruchquerschnitt [mm]

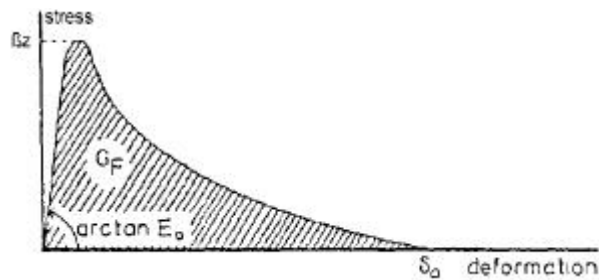
$h$      Höhe des Balkens im Bruchquerschnitt [mm]

### 3.4.3 Bestimmung der Bruchenergie

Die Bruchenergie  $G_F$  ist ein bruchmechanischer Kennwert, der zur Beurteilung des Widerstands von Beton gegenüber Zugbeanspruchung herangezogen werden kann. Sie beschreibt nach *Grübl/ Weigler/ Karl (2001)* die Energie, die erforderlich ist, um-



ein Rissfläche von der Größe  $1 \text{ mm}^2$  zu erzeugen und besitzt die Einheit  $[\text{Nmm}/\text{mm}^2 = \text{N}/\text{mm}]$ .



**Bild 3.16:** Definition der Bruchenergie, aus *Hordijk/ van Mier/ Reinhardt (1989)*

Es gibt zahlreiche Untersuchungen in der Literatur zur Bestimmung der Bruchenergie des Baustoffs Beton. Sie erfolgt nach RILEM aus einem in der Zugzone gekerbten Biegebalken, der mit einer Einzellast bei konstanter Durchbiegungsgeschwindigkeit wegge-regelt bis zum Bruch belastet wird. Die Probengröße ist hierbei im kleinsten Fall mit  $l \times b \times h = 840 \times 100 \times 100 \text{ mm}$

vorgegeben. Die Fläche unter dem Last- Durchbiegungs- Diagramm bezogen auf die Bruchfläche wird wie in Bild 3.16 dargestellt als Bruchenergie  $G_F$  definiert. Sie liegt nach *Eligehausen/ Mallée (2000)* für Normalbeton in Abhängigkeit verschiedener Parameter wie z. B. des Größtkorns oder der Betondruckfestigkeit ca. zwischen  $0,05 \text{ N}/\text{mm}$  und  $0,2 \text{ N}/\text{mm}$  und kann für geringe Druckfestigkeiten von  $20 \text{ N}/\text{mm}^2$  -  $30 \text{ N}/\text{mm}^2$  im Mittel zu  $0,1 \text{ N}/\text{mm}$  angenommen werden. Zu anderen Baustoffen, vor allem zu den für die hier behandelte Thematik relevanten Mauersteine aus Kalksandstein oder Ziegel, sind keine Werte zur Bruchenergie vorhanden. Es ist jedoch aufgrund des extrem spröden Materialverhalten dieser Baustoffe und der geringen maximalen Korngröße (für Kalksandstein ca.  $4 \text{ mm}$ ) anzunehmen, dass die Bruchenergie prinzipiell im unteren Bereich oder sogar unterhalb der Werte für Beton liegt.

In der Bruchmechanik werden neben den erwähnten Biegeversuchen auch andere mögliche Versuchsverfahren zur Bestimmung der Bruchenergie genannt. So können auch einachsige Zugversuche oder verschiedene Spaltzugversuche zur Ermittlung von  $G_F$  eingesetzt werden. Der Einfluss der Versuchsart auf mechanische und bruchmechanische Kenngrößen liegt in erster Linie an der genauen Spannungsverteilung im maßgebenden Probenquerschnitt und insbesondere in ihrer möglichen messtechnischen und rechnerischen Erfassung. Der bislang nicht genormte zentrische Zugversuch bietet bezüglich der Krafeinleitung, der Randbedingungen, der Probengrößen einschließlich einer möglichen Querschnittsverjüngung oder einer Kerbung erhebliche Variationsmöglichkeiten. Dennoch scheint der zentrische Zugversuch hier aus verschiedenen Gründen am besten geeignet.

Zum einen sind die möglichen Probekörper für Vollmauersteine infolge der auf dem Markt erhältlichen Steinformate begrenzt. Während für Kalksandstein nahezu beliebige Größen als Vollmaterial erhältlich sind, werden Vollziegel infolge der großen Schwindneigung während des Herstellungsprozesses maximal als 2DF ( $l \times b \times h = 240 \times 115 \times 113 \text{ mm}$ ) erzeugt. Daher sind Biegezugversuche nach RILEM für Ziegel in den geforderten Abmessungen nicht möglich. Um sicherzustellen, dass die Steine keine Lochungen haben, die nach *DIN 105* und *DIN 106* auch in Vollsteinen bis 15% der Lagerfläche zulässig sind, und um eine annähernd einheitliche Probengröße für alle Steinarten zu erhalten, wurden für Kalksandsteine und Ziegel NF-Formate und für Leichtbetonvollsteine das 2DF-Format jeweils mit einer Länge von  $240 \text{ mm}$  gewählt.

Weiterhin wurden bereits zentrische Zugversuche in *Schubert/ Glitza (1979)* durchgeführt, die hinsichtlich ihres Versuchsaufbaus und der Wahl der Probekörper (analog Bild 3.15) zur Messung einer Spannungs- Rissöffnungsbeziehung geeignet scheinen. Der Versuch ermöglicht in einem die Ermittlung der zentrischen Zugfestig-

keit, der Spannungs- Verschiebungslinie und somit der Bruchenergie. Die Wahl eines ähnlichen Versuchsaufbaus wie in *Schubert/ Glitza (1979)* ermöglicht einen Vergleich der eigenen Ergebnisse mit der Literatur.

In den Versuchen zur Bestimmung der Zugfestigkeit wurde versucht, die Last- Verschiebungskurve so aufzuzeichnen, dass nach Erreichen der Höchstlast ein das Nachbruchverhalten beschreibender abfallender Ast gemessen werden kann. Dazu wurde zum einen die Messfrequenz hoch gesetzt und zum anderen die Versuchsgeschwindigkeit zu 0,003 – 0,005mm / min gewählt, was bereits an der Grenze der technischen Machbarkeit der zur Verfügung stehenden Prüfmaschine lag. Trotzdem konnte durch das sehr spröde Materialverhalten vor allem bei Kalksandstein und Ziegel kein abfallender Ast der Last- Verschiebungskurve unter Zugbeanspruchung aufgezeichnet werden. In einem Versuch mit Leichtbetonsteinen hingegen gelang die Aufzeichnung der Last- Verschiebungskurve auch über die Höchstlast hinaus. Neben dem extrem spröden Versagen kann sich eine weitere mögliche Ursache für das Scheitern des Aufzeichnen der Last- Verschiebungskurve nach Erreichen der Höchstlast aus der ungenügenden Sensibilität der servohydraulischen Prüfmaschine ergeben. Bei einem spröden Versagen ist es notwendig, dass die Prüfmaschine sehr schnell die Last- bzw. die extreme Wegdifferenz pro Zeiteinheit im Versagensmoment erkennt und hydraulisch auf die vorgegebene Geschwindigkeit nachregelt. Aufgrund des schlagartigen Versagens bei einem Sprödbbruch werden hohe Anforderungen an die Regelung der Prüfmaschine gestellt.

Dennoch ist es mit Annahme eines steilen Lastabfalls nach Erreichen der Höchstlast näherungsweise möglich, die Fläche unterhalb der Spannungs- Verschiebungskurve, die der Bruchenergie eines Werkstoffs entspricht, zu bestimmen. Diese Näherungswerte der Bruchenergie bei Zugbelastung sind in Tabelle 3.1 angegeben. Sie sind als Richtwerte zu verstehen, die tendenziell im Vergleich zur Realität als Minimalwerte angesehen werden können.

#### **3.4.4 Versuchsergebnisse**

Die Ergebnisse der an der Universität Stuttgart durchgeführten Versuche zur Bestimmung der Materialeigenschaften von Mauersteinen aus Kalksandsteinen, Ziegel und Leichtbetonsteinen sind in Tabelle 3.1 zusammengefasst. Es sind jeweils die Mittelwerte, die Anzahl der Versuche und die Variationskoeffizienten der Serien angegeben. In einer Serie mit Kalksandsteinen nur zwei Versuche durchgeführt, die ursprünglich zum Testen der Versuchsdurchführung dienten. Aufgrund der mit den Ergebnissen der anderen Serien vergleichbaren Einzelergebnisse werden die Werte mit aufgeführt. Die Ermittlung eines Variationskoeffizienten bei diesen Versuchen ist statistisch nicht sinnvoll.

Kalksandsteine zeigen durchgängig geringe Streuungen in den einzelnen Materialparametern. Auffällig hingegen sind die großen Streuungen über 20 % in den Versuchsergebnissen der verschiedenen Zugfestigkeiten für Leichtbetonsteine. Die Ursache ist in dem grobkörnigen Gefüge und der geringen Zementmenge zu suchen. Die grobkörnigen Zuschläge sind aufgrund des geringen Zementgehalts nur an wenigen Stellen punktuell miteinander verbunden. Zwischen den einzelnen Zuschlagskörnern existieren zahlreiche Poren und Hohlräume. Je nach dem ob die Zugfestigkeitsprüfungen in einem Querschnitt mit vielen oder mit wenig Verkittungspunkten erfolgen, können sich die Ergebnisse erheblich unterscheiden. Die heterogene Verteilung der Kontaktpunkte im Materialgefüge über den Stein verursacht große Streu-

ungen, die sich auch in den Bruchdehnungen unter Zugbeanspruchung wiederfinden. Der Einfluss des Gefüges verringert sich in den Druckfestigkeits- und E-Moduluntersuchungen.

Ein ähnliches Verhalten lässt sich für Mauerziegel in den Zug- und Druckfestigkeitsuntersuchungen feststellen. Für diese Steinart, die im Vergleich zum Leichtbetonstein ein sehr homogenes und dichtes Gefüge aufweist, sind jedoch andere Gründe für die hohen Streuungen in den ermittelten Zugfestigkeiten verantwortlich. Die Ursachen sind im Herstellungsprozess zu suchen. Ziegel werden bei sehr hohen Temperaturen gebrannt, wodurch es infolge Schwinden zu unvermeidbaren Rissen kommt. Diese sind wiederum zufällig über den Stein verteilt und können in ihrer Breite von Mikrorissen bis hin zu deutlich sichtbaren Rissen variieren. Je nach Verteilung der Schwindrisse über den Querschnitt, der bei den Zugfestigkeitsuntersuchungen geprüft wird, unterliegt die Versagenslast mehr oder weniger großen Streuungen. Somit sind weniger die hohen Streuungen für  $f_{BZ}$  und  $f_Z$  ungewöhnlich, als die geringe Streuung von 6,8 % der Spaltzugversuche. Der Einfluss der Schwindrisse ist ähnlich wie bei Leichtbetonsteinen in Druckfestigkeits- und E-Modulprüfungen geringer als in Zugfestigkeitsprüfungen.

	Druckfestigkeit		Zugfestigkeiten			E-Modul	Bruchenergie	Bruchdehnungen	
	$f_D$	$f_{D,zyl}$	$f_{SZ}$	$f_{BZ}$	$f_Z$	E	$G_F$	$\epsilon_D$	$\epsilon_Z$
Kalksandstein									
Mittelwert	29,3	25,8	3,69	4,82	2,67	12.454	0,009	-3,64	0,25
n	5	5	5	5	5	5	5	5	5
v	4,1	5,5	8,1	5,8	11,7	1,7	13,3	2,4	6,3
Mittelwert	16,2	19,1	1,97	3,65	-	10.842	-	-4,28	-
n	5	3	3	3	-	3	-	3	-
v	3,3	5,2	12,3	5,9	-	4,0	-	5,0	-
Mittelwert	27,1	17,3	1,95	3,85	-	9.881	-	-3,05	-
n	3	2	3	2	-	2	-	2	-
v	6,2	-	5,1	-	-	-	-	-	-
Ziegelstein									
Mittelwert	47,8	23,3	4,10	6,09	2,67	10.999	0,013	-3,81	0,26
n	5	5	5	5	5	5	4	5	3
v	5,7	11,4	6,8	36,6	28,8	7,1	43,6	5,9	11,8
Leichtbetonstein									
Mittelwert	10,3	8,4	0,95	1,65	0,72	5.745	0,017	-2,20	0,16
n	5	5	5	5	5	5	4	5	5
v	9,4	13,2	22,1	23,3	34,7	9,4	32,1	12,6	24,4

n Anzahl der Versuche [-]

v Variationskoeffizient [%]

$f_D$  Normdruckfestigkeit in [N/mm<sup>2</sup>] nach *DIN105, DIN106* bzw. *DIN18152*

$f_{D,zyl}$  Zylinderdruckfestigkeit in [N/mm<sup>2</sup>] nach Kapitel 3.4.1

$f_{SZ}$  Spaltzugfestigkeit in [N/mm<sup>2</sup>] nach Kapitel 3.4.2.1

$f_{BZ}$  Biegezugfestigkeit in [N/mm<sup>2</sup>] nach Kapitel 3.4.2.2

$f_Z$  zentrische Zugfestigkeit in [N/mm<sup>2</sup>] nach Kapitel 0

E Elastizitätsmodul [N/mm<sup>2</sup>]

$G_F$  Bruchenergie unter Zugbeanspruchung [N/mm], Näherung

$\epsilon_D$  Bruchdehnung unter Druckbeanspruchung [‰]

$\epsilon_Z$  Bruchdehnung unter Zugbeanspruchung [‰]

**Tabelle 3.1:** Ergebnisse der an der Universität Stuttgart durchgeführten Versuche zur Bestimmung der Materialeigenschaften von Kalksandstein, Ziegel und Leichtbetonvollstein

Eine weitere Auffälligkeit zeigt sich im Vergleich der Normdruckfestigkeit und der Zylinderdruckfestigkeit für Mauerziegel und eine Kalksandsteinserie. Während in den beiden ersten Versuchsserien für Kalksandstein in Tabelle 3.1 die beiden Druckfestigkeitswerte in einer ähnlichen Größenordnung liegen, erreicht die Zylinderdruckfestigkeit mit  $\beta_{D,Zyl.} = 17,3 \text{ N/mm}^2$  in der dritten Serie nur ca. 64 % der Normdruckfestigkeit mit  $\beta_D = 27,1 \text{ N/mm}^2$ . Ein Vergleich der Mauerziegelfestigkeitswerte ergibt ein Verhältnis  $\beta_{D,Zyl.}$  zu  $\beta_D$  von knapp 0,5.

Dazu ist festzuhalten, dass die Zylinderdruckfestigkeit an Proben bestimmt wurde, die in Steinlängsrichtung beansprucht wurden. Die Normdruckfestigkeit hingegen wird über eine Drucklast in Richtung der Steinhöhe ermittelt. In *Schubert (2003)* sind Versuchsergebnisse zum Vergleich der Druckfestigkeit nach Norm und der Druckfestigkeit in Steinlängsrichtung  $\beta_{D,l}$  zusammengefasst. Darin wird  $\beta_{D,l}$  als bezogene Größe dargestellt. Die wesentlichen Ergebnisse wurden in Tabelle 3.2 übernommen. Für Vollziegel ergibt sich nach Tabelle 3.2 im Mittel ein Verhältnis für  $\beta_{D,l} / \beta_D$  von 0,67, für Kalksandsteine von 0,59 und für Leichtbetonvollsteine von 0,90. Die Daten aus *Schubert (2003)* zeigen, dass die großen Unterschiede zwischen Normdruckfestigkeit und Druckfestigkeit in Steinlängsrichtung keineswegs unüblich sind.

Steinart	n	Wertebereich $\beta_D$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Mittelwert $\beta_{D,l} / \beta_D$	min $\beta_{D,l} / \beta_D$	max $\beta_{D,l} / \beta_D$
Mz	2	21,9 / 22,7	0,67	0,64	0,70
KS	8	24,1...36,8	0,59	0,32	0,75
Vbl	5	2,7...3,6	0,90	0,36	1,13

n Anzahl der Versuchsserien

$\beta_D$  Normdruckfestigkeit in [N/mm<sup>2</sup>] mit Berücksichtigung des Formfaktors

$\beta_{D,l}$  Druckfestigkeit in Steinlängsrichtung in [N/mm<sup>2</sup>]

**Tabelle 3.2:** Druckfestigkeit in Steinlängsrichtung bezogen auf die Normdruckfestigkeit, aus *Schubert (2003)*

Im Vergleich der einzelnen Kennwerte zwischen den verschiedenen Steinarten fällt auf, dass unter Vernachlässigung der Normdruckfestigkeit die verwendeten Kalksandsteine und Ziegel ein ähnliches Materialverhalten aufweisen. Die Zylinderdruckfestigkeit ist im Vergleich der einzelnen Festigkeitswerte aufgrund der Prüfrichtung bzgl. des Steins besser geeignet, da diese in derselben Prüfrichtung wie die zentrische Zugfestigkeit, der E-Modul und die Bruchdehnungen ermittelt wurde.

### 3.4.5 Zusammenhang zwischen den Materialkennwerten

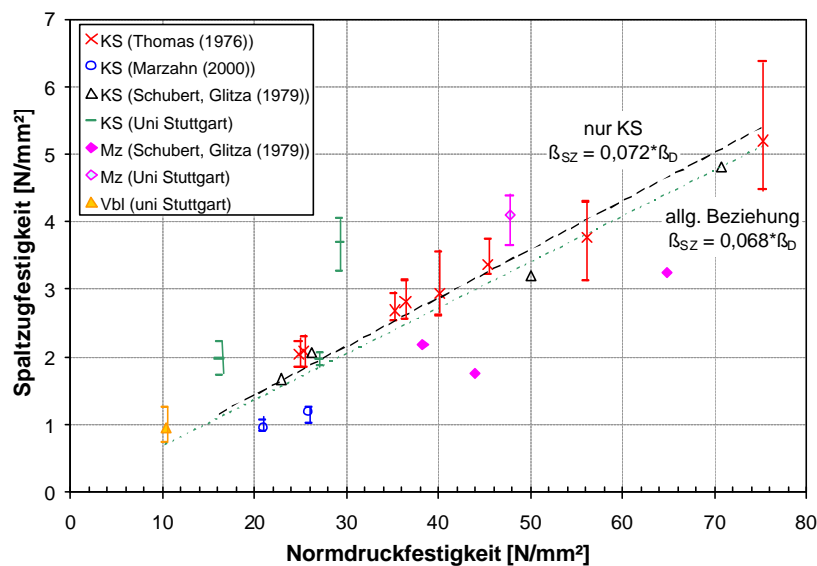
#### 3.4.5.1 Spaltzugfestigkeit und Druckfestigkeit

In Bild 3.17 sind unter Einbezug von *Marzahn (2000)*, *Schubert/ Glitza (1979)* und *Thomas (1976)* die Ergebnisse der Versuche zur Spaltzugfestigkeit über die Normdruckfestigkeit dargestellt. Die meisten Datenpunkte wurden für Kalksandstein ermittelt, für die eine eigenständige Auswertung möglich ist. Für den Zusammenhang zwischen Spaltzug- und Druckfestigkeit ergibt sich eine Regressionsgerade von  $\beta_{SZ} = 0,072 \cdot \beta_D$ . Dies liegt innerhalb des Bereichs, der für  $\beta_{SZ} / \beta_D$  in *Schubert (2003)* mit 0,04 - 0,10 für Kalksandvollsteine angegeben ist.

Aufgrund der geringen Anzahl von Daten für Mauerziegel und Leichtbetonsteine ist eine getrennte Auswertung nach Steinart und damit nach Herstellungsprozess nicht sinnvoll. Für Leichtbetonvollsteine liegt z. B. nur der Spaltzugfestigkeitswert aus den

Untersuchungen des Instituts für Werkstoffe im Bauwesen vor. Um dennoch eine qualitative Einordnung der Festigkeitswerte für die Steinarten zueinander zu ermöglichen, wurden die für Mz und Vbl vorliegenden Ergebnisse zusätzlich zu denen der Kalksandsteine in Bild 3.17 eingetragen und eine lineare Regression über alle Versuchsdaten durchgeführt.

Die Werte für Mauerziegel und Leichtbeton aus den vorliegenden Untersuchungen liegen in einem ähnlichen Bereich wie die für Kalksandstein. Die Spaltzugfestigkeiten für Mauerziegel aus *Schubert/ Glitza (1979)* liegen etwas unterhalb der übrigen Werte. Die Ursache hierfür liegt vermutlich darin, dass in *Schubert/ Glitza (1979)* Hochlochziegel geprüft wurden, deren Prüfwerte auf den Nettoquerschnitt umgerechnet wurden.



**Bild 3.17:** Beziehung zwischen Spaltzugfestigkeit  $\beta_{sz}$  und Druckfestigkeit  $\beta_D$ ; Mittelwerte mit zugehörigen Streubereichen, keine Angabe der Streubereiche in *Schubert/ Glitza (1979)*

Eine Zusammenfassung aller Ergebnisse ohne Berücksichtigung der Steinarten  $\sigma$  ergibt eine Beziehung  $\beta_{sz} = 0,07 \cdot \beta_D$ . Diese kann jedoch aufgrund der geringen Anzahl der Werte für Vbl und Mz nicht verallgemeinert werden, sondern gilt nur für die hier untersuchten Steine.

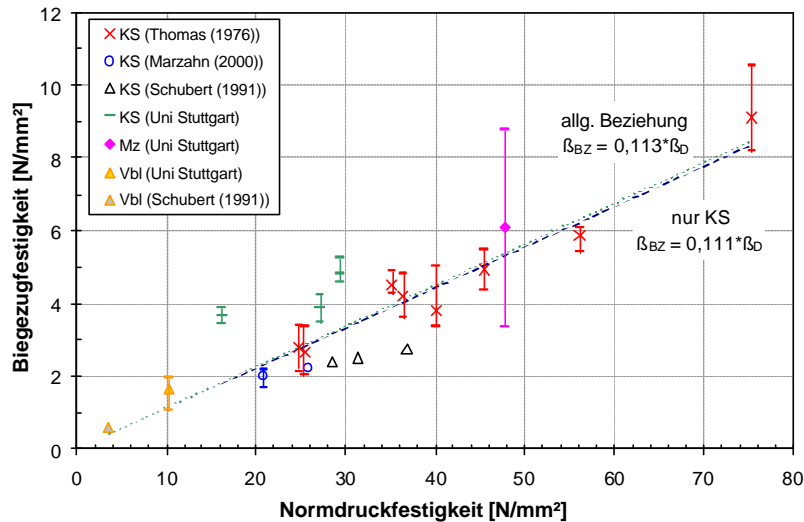
### 3.4.5.2 Biegezugfestigkeit und Druckfestigkeit

In Bild 3.18 sind unter Einbezug von *Marzahn (2000)*, *Schubert (1991)* und *Thomas (1976)* die Ergebnisse der Versuche zur Biegezugfestigkeit über die Normdruckfestigkeit dargestellt. Die meisten Datenpunkte liegen wie bei der Betrachtung der Spaltzugfestigkeit für Kalksandsteine vor, für die eine eigenständige Auswertung möglich ist. Für den Zusammenhang zwischen Biegezug- und Druckfestigkeit ergibt sich eine Regressionsgerade von  $\beta_{BZ} = 0,111 \cdot \beta_D$ . Dies entspricht der Angabe für  $\beta_{BZ} / \beta_D$  in *Thomas (1976)* mit 0,07 - 0,11, wobei der höhere Wert für Kalksandvollsteine gilt.

Aufgrund der geringen Anzahl von Daten für Mauerziegel und Leichtbetonsteine ist eine getrennte Auswertung nicht sinnvoll. So liegt z. B. für Mz nur der Biegezugfestigkeitswert aus den Untersuchungen des IWB vor. Um dennoch eine qualitative Einordnung der Festigkeitswerte für die Steinarten zueinander zu ermöglichen, wurden

die für Mz und Vbl vorliegenden Ergebnisse zusätzlich zu denen der Kalksandsteine in Bild 3.18 eingetragen und eine lineare Regression über alle Versuchsdaten durchgeführt.

Die Werte für Mauerziegel und Leichtbeton liegen in einem ähnlichen Bereich wie die für Kalksandsteine, so dass alle Ergebnisse zusammengefasst betrachtet werden können. Auffallend ist der große Streubereich für Mauerziegel, der auf die Existenz von Brandrisse in den Ziegeln zurückzuführen ist. Während des Trocknungsprozesses bei 900-1300°C entstehen im Stein zahlreiche, unvermeidbare, sichtbare Risse. Die Streuung der Festigkeitswerte ist abhängig von der Verteilung der Risse im Bruchquerschnitt.



**Bild 3.18:** Beziehung zwischen Biegezugfestigkeit  $\beta_{BZ}$  und Druckfestigkeit  $\beta_D$ : Mittelwerte mit zugehörigen Streubereichen, keine Angabe der Streubereiche in *Schubert (1991)*

Eine Zusammenfassung aller Ergebnisse ohne Berücksichtigung der Steinarten ergibt eine Beziehung  $\beta_{BZ} = 0,113 \cdot \beta_D$ . Dies kann jedoch aufgrund der geringen Anzahl der Werte für Vbl und Mz nicht verallgemeinert werden, sondern gilt nach bisherigem Kenntnisstand nur für die hier untersuchten Steine.

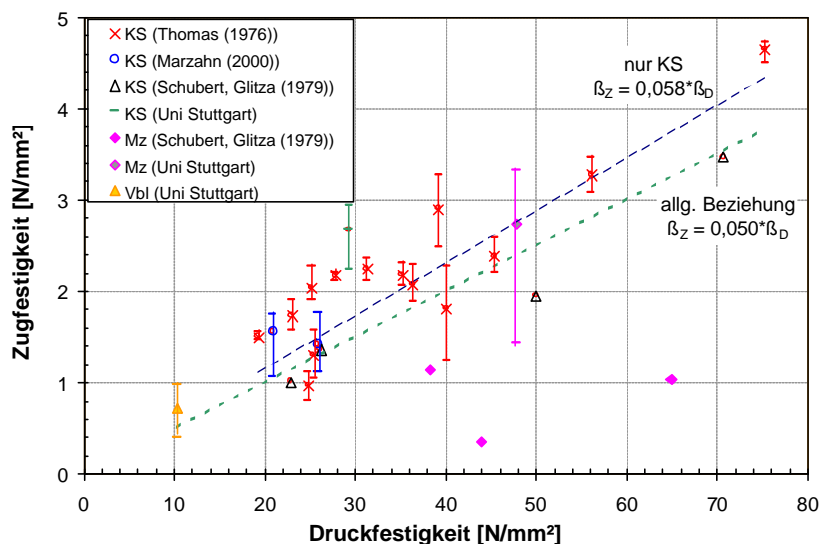
### 3.4.5.3 Zentrische Zugfestigkeit und Druckfestigkeit

In Bild 3.19 sind unter Einbezug von *Marzahn (2000)*, *Schubert/ Glitza (1979)* und *Thomas (1976)* die Ergebnisse der Versuche zur zentrischen Zugfestigkeit über die Normdruckfestigkeit dargestellt. Die meisten Datenpunkte wurden für Kalksandstein ermittelt, für die wiederum eine eigenständige Auswertung möglich ist. Für den Zusammenhang zwischen zentrischer Zug- und Druckfestigkeit ergibt sich eine Regressionsgerade von  $\beta_Z = 0,058 \cdot \beta_D$ . Dies liegt innerhalb des Bereichs, der für  $\beta_Z / \beta_D$  in *Schubert (2003)* mit 0,03-0,08 für Kalksandvollsteine angegeben ist.

Aufgrund der geringen Anzahl von Daten für Mauerziegel und Leichtbetonsteine ist eine getrennte Auswertung nicht sinnvoll. So liegt z. B. für Vbl nur der Zugfestigkeitswert aus den Untersuchungen des IWB vor. Um dennoch eine qualitative Einordnung der Festigkeitswerte für die Steinarten zueinander zu ermöglichen, wurden die für Mz und Vbl vorliegenden Ergebnisse zusätzlich zu denen der Kalksandsteine in Bild 3.19 eingetragen und eine lineare Regression über alle Versuchsdaten durch-

geführt. Die Werte für Leichtbeton und Ziegelstein, die an der Universität Stuttgart ermittelt wurden, passen sich gut in den Bereich für Kalksandstein ein.

Auffällig ist zum einen wie bereits in Kapitel 3.4.5.2 beschrieben, der große Streubereich für Mauerziegel, der auf die im Stein vorhandenen Brennrisse zurückzuführen ist. Weiterhin liegen die Zugfestigkeitswerte für Ziegel aus *Schubert/ Glitza (1979)* deutlich unterhalb der anderen Versuchsergebnisse. Sie wurden an Hochlochziegeln bestimmt und anschließend auf die Nettoquerschnittsfläche bezogen. Möglicherweise ist das Auftreten der Brennrisse in Ziegelsteinen ein Grund für die niedrigen Zugfestigkeitswerte. In einem Hochlochziegel sind häufig ganze Stege von Rissen durchzogen. Auch im Inneren des Steins befinden sich zahlreiche Schädigungen an den Lochwandungen, die sich unter Zugbeanspruchung negativ auf die Höchstlast auswirken. Bei Vollsteinen ist das Steininnere weitgehend von Brennrissen verschont, so dass bei gleicher Querschnittsfläche wie in Lochsteinen höhere Zuglasten erreicht werden können. Da im Rahmen dieser Untersuchungen die Scherbeneigenschaften von vorrangigem Interesse sind, werden die Werte aus *Schubert/ Glitza (1979)* nicht weiter in die Betrachtungen mit einbezogen.



**Bild 3.19:** Beziehung zwischen zentrischer Zugfestigkeit  $\beta_z$  und Druckfestigkeit  $\beta_D$ : Mittelwerte mit zugehörigen Streubereichen, keine Angabe der Streubereiche in *Schubert/ Glitza (1979)*

Somit können die verbleibenden Ergebnisse über eine gemeinsame Regressionsgerade zusammengefasst betrachtet werden. Eine Zusammenfassung aller Ergebnisse ohne Berücksichtigung der Steinarten ergibt eine Beziehung  $\beta_z = 0,05 \cdot \beta_D$ . Dies kann jedoch aufgrund der geringen Anzahl der Werte für Vbl und Mz nicht verallgemeinert werden, sondern gilt nach bisherigem Kenntnisstand nur für die hier untersuchten Steine.

### 3.4.5.4 Elastizitätsmodul und Druckfestigkeit

Zur Beschreibung des analytischen Zusammenhangs zwischen Elastizitätsmodul und Druckfestigkeit liegen nur vereinzelte und meist nicht ausreichend gesicherte Versuchsergebnisse vor, die zudem großen Streuungen unterliegen. Dies gilt vor allem für Ziegelsteine und Steine aus haufwerksporigem Leichtbeton, für die kein allgemeiner Zusammenhang in der Literatur vorliegt (*Schubert (2003)*). Für Kalksandsteine ist wie bei den anderen Materialeigenschaften die größte Zahl von Vergleichswerten in

der Literatur zu finden. Eine Zusammenstellung bisheriger Untersuchungen ist in *Marzahn (2000)* enthalten.

Darin wird zunächst darauf hingewiesen, dass es bislang keine deutschen oder europäischen Vorgaben für die Bestimmung des Längsdehnungsmoduls von Mauersteinen existiert. Somit ist bei der Angabe von Versuchswerten in Veröffentlichungen immer darauf zu achten, auf welche Weise der Elastizitätsmodul ermittelt wurde. Für E-Modulwerte nach DIN 1048, die in den beschriebenen Materialprüfungen zum Einsatz kam, wird in *Marzahn (2000)* unter Berücksichtigung von Daten aus *Schuber/Glitza (1979)* und *Franz/Möhler (1969)* eine lineare Beziehung für Kalksandstein mit  $E_{DIN\ 1048} = 400 \cdot \beta_D$ . Hierbei ist  $\beta_D$  die Normdruckfestigkeit nach DIN 106.

Weitere Auswertungen zum Zusammenhang zwischen E-Modul und Druckfestigkeit in Kalksandsteinen wurden in bezug auf die Zylinderdruckfestigkeit durchgeführt. Insgesamt liegen nur wenige Ergebnisse vor, Marzahn gibt jedoch als erste Annäherung das 650-fache der Zylinderdruckfestigkeit für den Elastizitätsmodul an.

Das wesentliche Ergebnis der in der Literatur angegebenen Untersuchungen ist die lineare Beziehung zwischen den beiden Materialparametern, die bereits für den Zusammenhang zwischen Zug- und Druckfestigkeiten ermittelt wurde. Die vom Beton bekannte Abhängigkeit der Zugfestigkeit bzw. des E-Moduls von der Wurzel der Druckfestigkeit trifft vor allem für Kalksandstein nicht zu.

In Tabelle 3.3 sind die Druckfestigkeiten und Elastizitätsmodulwerte der am Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart geprüften Kalksandsteine, Vollziegel und Leichtbetonsteine enthalten. Es ist sowohl die Druckfestigkeit nach der jeweiligen DIN in Abhängigkeit von der Steinart angegeben, sowie die bei der Bestimmung des E-Moduls erforderliche Zylinderdruckfestigkeit. Weiterhin wurden die Verhältniswerte zwischen E-Modul und den beiden Druckfestigkeiten berechnet.

In den Versuchen für Kalksandstein ergeben sich mit der Ausnahme der mittleren Versuchsserie in Tabelle 3.3 Verhältnisse E-Modul /  $\beta_D$ , die in der in *Marzahn (2000)* angegebenen Größenordnung von  $400 \cdot \beta_D$  liegen. Die auf die Zylinderdruckfestigkeit bezogenen Werte liegen tendenziell oberhalb der auf die Normdruckfestigkeit bezogenen Werte. Für Kalksandstein sind sie jedoch kleiner als in den Untersuchungen von Marzahn und erreichen im Mittel nur ca. das 530-fache.

Steinart	$\beta_D$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\beta_{D,zyl}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	E-Modul / $\beta_D$	E-Modul / $\beta_{D,zyl}$
KS	29,3	25,8	12.454	425	483
	16,2	19,1	10.482	647	549
	27,1	17,3	9.881	365	571
Mz	47,8	23,3	10.999	230	472
Vbl	10,3	8,4	5.745	558	684

$\beta_D$  Normdruckfestigkeit in [N/mm<sup>2</sup>] mit Berücksichtigung des Formfaktors

$\beta_{D,zyl}$  Zylinderdruckfestigkeit in [N/mm<sup>2</sup>]

E-Modul Elastizitätsmodul in [N/mm<sup>2</sup>]

**Tabelle 3.3:** Verhältnis von Elastizitätsmodul und Druckfestigkeit in den an der Universität Stuttgart durchgeführten Materialprüfungen

### 3.4.5.5 Zusammenhang der Zugfestigkeiten

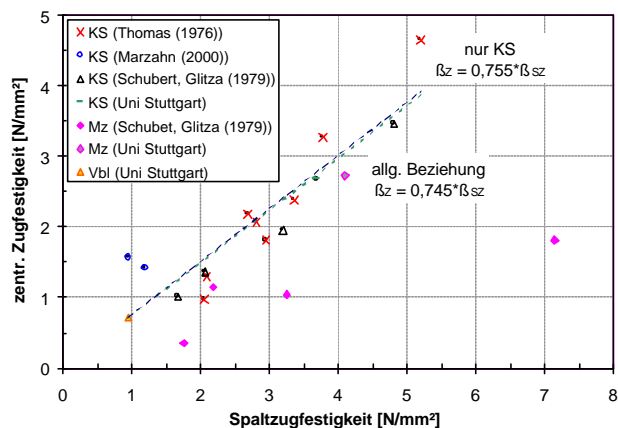
In Bild 3.20 und Bild 3.21 sind die Mittelwerte der zentrischen Zugfestigkeiten über die Spalt- bzw. -Biegezugfestigkeit dargestellt. Ein Vergleich der Zugfestigkeiten untereinander erfolgt hinsichtlich der Substituierbarkeit der zentrischen Zugfestigkeit.



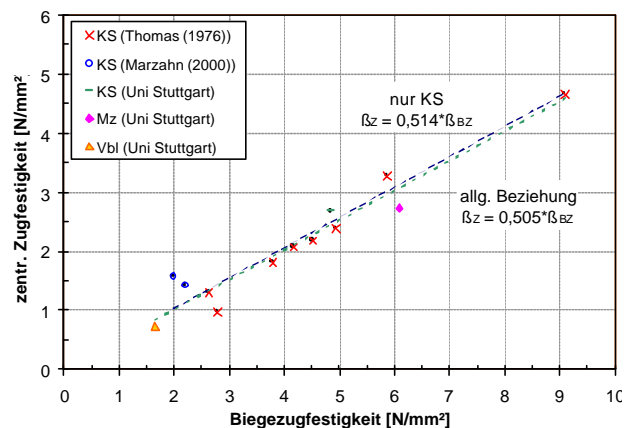
Analog zu Kapitel 3.4.5.3 sind in Bild 3.20 die niedrigen zentrischen Zugfestigkeitswerte aus *Schubert/ Glitza (1979)* für Mauerziegel auffällig. Auch hier wird auf deren Einbezug verzichtet. Die Ergebnisse für Ziegel und Leichtbetonsteine, die an der Universität Stuttgart ermittelt wurden, reihen sich hingegen gut in die Ergebnisse für Kalksandstein ein.

Es ergibt sich somit ein linearer Zusammenhang zwischen der Spaltzugfestigkeit und der zentrischen Zugfestigkeit von  $\beta_Z = 0,75 \cdot \beta_{SZ}$ .

Ein ähnliches Ergebnis wurde in *Marzahn (2000)* erzielt. Darin wird ein Verhältnis für  $\beta_Z / \beta_{SZ}$  für Kalksandstein in Kombination mit Porenbeton von 0,72 angegeben.



**Bild 3.20:** Beziehung zwischen zentrischer Zugfestigkeit  $\beta_Z$  und Spaltzugfestigkeit  $\beta_{SZ}$



**Bild 3.21:** Beziehung zwischen zentrischer Zugfestigkeit  $\beta_Z$  und Biegezugfestigkeit  $\beta_{BZ}$

Die Daten zur Darstellung des Zusammenhangs zwischen zentrischer Zugfestigkeit und Biegezugfestigkeit sind in Bild 3.21 dargestellt. Sie folgen ohne markante Abweichungen einer linearen Beziehung. Unter Einbezug aller Versuchsergebnisse in Kalksandstein, Ziegel und Leichtbeton wurde für den formalen Zusammenhang zwischen Biegezug und zentrischem Zug die Gleichung  $\beta_Z = 0,51 \cdot \beta_{BZ}$  ermittelt.

Dies entspricht weitgehend den Ergebnissen aus *Marzahn (2000)*. Darin wird ein Verhältnis für  $\beta_Z / \beta_{BZ}$  für Kalksandstein in Kombination mit Porenbeton von 0,50 angegeben.

### 3.4.5.6 Zusammenfassung

Die Zug- und Druckfestigkeiten von Kalksandsteinen wurden in mehreren Untersuchungen ermittelt. Die an der Universität Stuttgart bestimmten Festigkeitswerte für diese Steinart passen gut in das Spektrum bisheriger Versuche. Es liegen Daten aus verschiedenen Quellen vor, die eine eigenständige Auswertung ermöglichen. Die Verhältniswerte der einzelnen Festigkeiten stimmen mit Angaben aus der Literatur überein.

Weiterhin wurden Versuche an Vollziegeln und Leichtbetonvollsteinen durchgeführt. Zu den daraus erhaltenen Ergebnissen liegen nahezu keine Vergleichswerte aus der Literatur vor, die zudem unter anderen Versuchsbedingungen bestimmt wurden. Die Auswertung hinsichtlich der Aufstellung von mathematischen Gleichungen für Mauerziegel und Leichtbetonsteine beruht ausschließlich auf den an der Universität Stuttgart ermittelten Werten und kann aufgrund der geringen Datenmenge nicht als allgemein gültig angesehen werden. Die Gleichungen gelten nur für die geprüften Steine.

Im Mauerwerk ist es üblich, die Zugfestigkeit nicht als absolute Größe, sondern als Verhältniswert zur Druckfestigkeit anzugeben. Für die einzelnen Steinarten ergeben sich Verhältniswerte nach Tabelle 3.4. In der Spalte Mz sind die Ergebnisse mit und ohne Einbezug der Daten aus *Schubert, Glitza (1979)* in Hochlochziegeln enthalten.

		KSV	Vbl	Mz
Spaltzug/ Druck	$\beta_{SZ}/\beta_D$	0,072	0,092 <sup>1)</sup>	0,086 <sup>1)</sup> / 0,058 <sup>2)</sup>
Biegezug/ Druck	$\beta_{BZ}/\beta_D$	0,111	0,160 <sup>1)</sup>	0,127 <sup>1)</sup>
zentr. Zug/ Druck	$\beta_Z/\beta_D$	0,058	0,070 <sup>1)</sup>	0,057 <sup>1)</sup> / 0,025 <sup>2)</sup>
zentr. Zug/ Spaltzug	$\beta_Z/\beta_{SZ}$	0,755	0,758 <sup>1)</sup>	0,666 <sup>1)</sup> / 0,442 <sup>2)</sup>
zentr. Zug/ Biegezug	$\beta_Z/\beta_{BZ}$	0,514	0,436 <sup>1)</sup>	0,448 <sup>1)</sup>

<sup>1)</sup> Ergebnisse liegen ausschließlich von der Uni Stuttgart vor (n = 5)

<sup>2)</sup> Ergebnisse enthalten Daten aus *Schubert/ Glitza (1979)* an Hochlochziegeln

**Tabelle 3.4** Zusammenfassung der relativen Festigkeitswerte

Die in Ziegel und Leichtbeton ermittelten Materialkennwerte wurden zu einem qualitativen Vergleich in die Auswertung der Kalksandsteine mit einbezogen. Die Ergebnisse für diese Steinarten liegen im Streubereich der Kalksandsteine. Ohne Berücksichtigung der Steinart können die formalen Zusammenhänge für die vorliegenden Datenmenge aus Vollsteinen wie folgt linear beschrieben werden:

Spaltzug zu Druckfestigkeit:  $\beta_{SZ} = 0,07 * \beta_D$

Biegezug zu Druckfestigkeit:  $\beta_{BZ} = 0,11 * \beta_D$

Zentrischer Zug zu Druckfestigkeit:  $\beta_Z = 0,05 * \beta_D$

Zentrischer Zug zu Spaltzug:  $\beta_Z = 0,75 * \beta_{SZ}$

Zentrischer Zug zu Biegezug:  $\beta_Z = 0,51 * \beta_{BZ}$

Die Biegezugfestigkeit erscheint aufgrund der geringen Streuungen um die Regressionsgerade in Bild 3.21 als Ersatzgröße für die zentrische Zugfestigkeit von Mauersteinen geeignet zu sein. Weiterhin besteht nach Bild 3.18 eine gute Korrelation zwischen der Biegezugfestigkeit und der Druckfestigkeit.

## 4 Theoretische Untersuchungen zum Tragverhalten von Injektionsdübeln in Mauerwerk

Injektionsdübel in Vollstein können mit Verbunddübeln in Beton verglichen werden. Beide Systeme leiten eine zentrische Zuglast über Verbund zwischen Ankerstange und Mörtel bzw. zwischen Mörtel und Ankergrund in den Vollbaustoff ein.

Das Versagen durch Herausziehen wird in den bestehenden Bemessungsmodellen für Verbunddübel in Beton durch die Verbundfestigkeit und die Abmessungen der Ankerstange, deren Mantelfläche zur Bestimmung der Versagenslast eines Einzeldübel herangezogen wird, erfasst. Das Herausziehen des Dübel kann dabei sowohl infolge Verbundversagen zwischen Ankerstange und Mörtel, zwischen Mörtel und Beton oder einer Kombination von beidem erfolgen.

Injektionssysteme zur Verwendung in Mauerwerk unterscheiden sich von Systemen für Beton durch den zusätzlichen Einsatz einer Siebhülse. Diese verhindert, dass der Mörtel bei der Injizierung evtl. vorhandene Hohlräume des Mauersteins vollständig verfüllt. Die optimale Abstimmung zwischen Ausbildung der Siebhülse, Fließverhalten und Korngröße der Füllstoffe des Injektionsmörtels ermöglicht die ideale Verteilung der Mörtelmasse im Ankergrund.

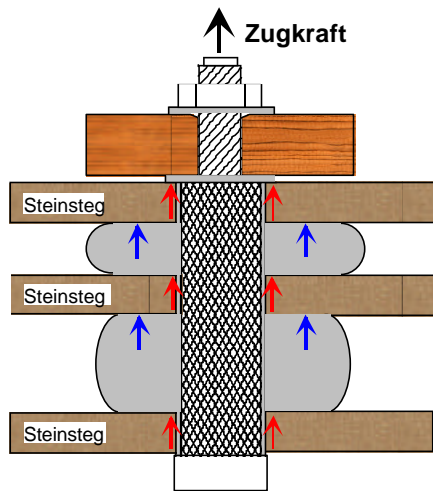
Aus der Verwendung einer Siebhülse ergeben sich größere Bohrlöcher im Verhältnis zum Ankerstangendurchmesser als für Verbunddübel in Beton. Während bei der Montage in Beton i.d.R. der Bohrl Lochdurchmesser ca. 2 - 4 mm größer gewählt wird als der Ankerstangendurchmesser, richtet sich das Bohrloch in Mauerwerk nach den Abmessungen der Siebhülse. Für verschiedene Ankerstangengrößen wird die gleiche Siebhülse verwendet. Manche Hersteller bieten zwei Siebhülsegrößen an. Die Durchmesser der Siebhülsen liegen zwischen 13,5 mm und 20 mm, die Nenndurchmesser der zugehörigen Bohrer zwischen 16 und 22 mm. Die zugehörigen Ankerstangen sind vom Typ M8, M10 und M12, die teilweise auch als Innengewindehülse erhältlich sind.

Erfolgt das Verbundversagen zwischen Ankerstange und Mörtel, kann im Mauerwerk analog zur Bemessung von Verbunddübeln in Beton vorgegangen werden. Die Traglast einer Verankerung ist abhängig von der Verbundfestigkeit zwischen Ankerstange und Mörtel und der im Mörtel eingebundenen Mantelfläche der Ankerstange. Im allgemeinen sollte diese Verbundfestigkeit vom Dübelhersteller so gewählt werden, dass diese Versagensart nur in Ausnahmefällen maßgebend wird.

Für den Fall, dass der Verbund zwischen Mörtel und Ankergrund bzw. zwischen Mörtel und Siebhülse maßgebend für die Traglast von Injektionsdübeln in Mauerwerk ist, kann nicht wie in Beton der Ankerstangendurchmesser in die Bemessung eingehen. Die Scherfläche des Verbundversagens entspricht hier der Fläche der Bohrlochwandung über die Länge der Siebhülse bzw. der Mantelfläche der Siebhülse. Eine Näherung über den Ankerstangendurchmesser ist ungeeignet, da er sich vom Bohrl Lochdurchmesser mit bis zu einem Faktor 2,25 unterscheidet (maximales Verhältnis für M8 mit Siebhülse 18 mm, größere Siebhülsen dürfen erst ab M10 eingesetzt werden). Die Mantelfläche der Siebhülse und die des Bohrlochs können näherungsweise gleichgesetzt werden.

Erweitert man die grundsätzlichen Überlegungen von Vollsteinen auf Lochsteine, ist zusätzlich das Lochbild zu berücksichtigen. Durch die Hohlräume kann sich durch den in die Kammern injizierten, ausgehärteten Mörtel eine Hinterschneidung ausbilden. Es entsteht neben Stoffschluss ein zweiter Tragmechanismus infolge der me-

chanischen Verzahnung. Eine schematische Darstellung der Tragmechanismen ist in Bild 4.1 zu sehen. Es stellt sich die Frage, in wie weit eine Zuglast über die Verbundwirkung zwischen Mörtel und Stein bzw. über die mechanische Verzahnung durch den Mörtelpfropfen in den Ankergrund eingeleitet wird.



**Bild 4.1:** Schematische Darstellung der möglichen Tragmechanismen in Lochsteinen

In den folgenden Ausführungen wird auf die Versagensart „Verbundversagen zwischen Ankerstange und Mörtel“ sowie auf die Möglichkeit des Stahlbruchs nicht weiter eingegangen. Das wesentliche Interesse dieser Arbeit richtet sich auf die häufigsten Versagensarten „Verbundversagen zwischen Mörtel und Ankergrund“, das als Herausziehen bezeichnet wird, sowie auf „Versagen des Ankergrunds“ und Kombinationen dieser Versagensarten. Hierzu ist die Definition der wirksamen Verankerungstiefe erforderlich. Dies erfolgt in Kapitel 4.1. Weiterhin werden in Kapitel 4.2 die Tragmechanismen zunächst getrennt voneinander auf der Basis von bestehenden Bemessungsmodellen für Verankerungen in Beton betrachtet und Parallelen bzw. Unterschiede zum Tragverhalten von Injektionsdübeln in Mauerwerk aufgezeigt.

In theoretischen Untersuchungen wird mit Hilfe der Finite-Element-Methode (FEM) das Tragverhalten von Injektionsdübel in Mauerwerk näher analysiert. Die numerischen Berechnungen geben Aufschluss über die Spannungsverteilung und die Rissentwicklung bei nahezu beliebiger Variation verschiedener Einflussparameter. Die 3-dimensionalen FE-Simulationen wurden mit dem am IWB entwickelten Berechnungsprogramm MASA durchgeführt, welches in Kapitel 4.3 beschrieben wird. Die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen sind in Kapitel 4.4 und 4.5 enthalten.

## 4.1 Definition der Verankerungstiefen in Voll- und Lochsteinen

### 4.1.1 Vollsteine

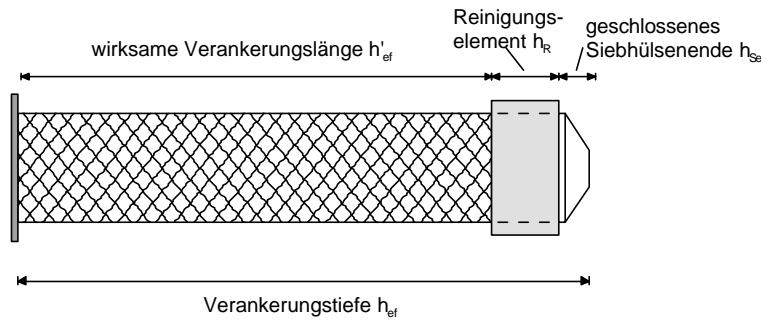
Die effektive Verankerungstiefe  $h_{ef}$  in Vollbaustoffen wird allein durch die Dübelgeometrie bestimmt. Sie ist definiert durch den Abstand zwischen Betonoberkante und dem Ende der Krafteinleitung in den Ankergrund. Bei Verankerungen mit Injektionsdübeln erfolgt die Krafteinleitung über die Mantelfläche der Siebhülse, deren Geometrie bei der Bestimmung der wirksamen Verankerungstiefe  $h'_{ef}$  maßgebend ist. Aus Bild 4.2 gehen die zu berücksichtigenden Komponenten einer Siebhülse zur Ermittlung von  $h'_{ef}$  in Vollbaustoffen hervor.

Der Verbund kann nur in Bereichen der Siebhülse erfolgen, in denen der Mörtel bei der Injektion durch das siebartige Netz der Hülse austreten und den Ringspalt zwischen Hülse und Verankerungsgrund verfüllen kann. Daher sind Bereiche der Siebhülse mit verschlossenen Abschnitten wie verschweißte Enden oder mit Reinigungselementen versehene Stücke von der Setztiefe zu subtrahieren. Die wirksame Verankerungslänge ergibt sich somit nach Gleichung 4.1.

**Gleichung 4.1:**

$$h'_{ef} = h_{ef} - h_R - h_{Se} \quad [\text{mm}]$$

$$h_{ef}, h_R, h_{Se} \quad [\text{mm}] \text{ nach Bild 4.2}$$



**Bild 4.2:** Bestimmung der wirksamen Verankerungstiefe in Vollsteinen

### 4.1.2 Lochsteine

In Lochsteinen ist die Tiefe eines Ausbruchkegels bzw. die zur Haftung zur Verfügung stehende Verbundfläche von der Dicke und Anzahl der im Verankerungsbereich vorhandenen Stege abhängig. Um unterschiedliche Steingeometrien berücksichtigen zu können ist es daher notwendig, eine lochbildabhängige effektive Verankerungstiefe  $h'_{ef}$  zu definieren. Hierzu wurde eine Einteilung der unterschiedlichen Steine vorgenommen. Die Klassifizierung erfolgt zum einen in Abhängigkeit der Lochgeometrie, zum anderen nach der Art der Lastübertragung.

Die Kategorien 1 und 2 werden durch die senkrecht zur Dübelachse vorhandenen Breiten bzw. Durchmesser der Steinhohlräume  $d_{Loch}$  definiert. Die Länge der Lochung ist i.d.R. durch die Steinhöhe gegeben. Kategorie 1 umfasst alle Steine, deren Lochdurchmesser deutlich größer ist als der zur Montage des Dübels erforderliche Bohrl Lochdurchmesser. In diesem Fall kann sich der Mörtelpfropfen im Loch in alle Richtungen ausbilden. Ein Beispiel für solche Steintypen ist der KSL12-1,2-10DF oder der 3K Hbl2-0,8-16DF (vgl. Anhang A). Die zweite Kategorie bezieht sich auf Steine, deren Lochungen kleiner oder gleich dem verwendeten Bohrl Lochdurchmesser sind. Wird der Mörtel in einen solchen Stein injiziert, kontaktiert er die Hohlraumwandungen und kann dort im Idealfall mit dem Ankergrundmaterial einen Verbund eingehen. Dieser Gruppe gehört beispielsweise der Steintyp Hlz12-0,9-16DF an (vgl. Anhang A).

Neben den Hohlraumabmessungen des Steins ist die Bestimmung der wirksamen Verankerungstiefe  $h'_{ef}$  vom Tragmechanismus abhängig. In mörtel hinterfüllten Stegen kann die Last sowohl über Verbund wie auch über Formschluss in den Ankergrund eingeleitet werden, wodurch eine Aktivierung der Stegbereiche gewährleistet ist. Dieser Fall wird mit (a) bezeichnet und ist für Steine der Kategorie 1 und 2 identisch. Die wirksame Verankerungstiefe  $h'_{ef}$  ergibt sich aus der Summe der Stegdicken. Der letzte durchbohrte Steg darf dabei nur angesetzt werden, wenn er mindestens mit seiner Stegdicke hinterfüllt ist. Diese Voraussetzung vermeidet das Abscheren des Mörtelpfropfens, bevor die Tragfähigkeit des Ankergrunds erreicht ist.

Weiterhin können entlang der Verankerungstiefe Bereiche vorliegen, in denen die Lasteinleitung ausschließlich über Verbund erfolgt. Die Qualität des Verbunds ist von zahlreichen Parametern abhängig (z. B. Bohrl Lochreinigung, Feuchte), so dass ein Mittragen der Verbundflächen nicht immer gewährleistet ist. Wird hingegen für eine gute Ausbildung des Verbunds gesorgt, z. B. durch eine gründliche Bohrl Lochreinigung, erfüllt die Verankerung die Kriterien der Kategorie (b). Die wirksame Verankerungstiefe  $h'_{ef}$  erhöht sich dabei für Kategorie 1 im Vergleich zu Fall (a) durch Addition der zusätzlichen Verbundlänge  $h_{Steg,E}$  am Hülsenende. Für Steine der Kategorie 2 wird die Höhe der Kammern zur Hälfte angesetzt. Der Faktor 0,5 berücksichtigt, dass

die Verbundfläche in den Kammern nicht der gesamten Mantelfläche der Siebhülse entspricht, sondern nur an zwei Seiten des Hohlraums anhaftet. Die Siebhülseausbildung ist wie bei Vollsteinen zu berücksichtigen. Auf der sicheren Seite liegend kann immer Fall a angenommen werden. Eine Zusammenstellung der Gleichungen zur Bestimmung der effektiven Verankerungstiefe  $h'_{ef}$  in Lochsteinen zeigt Tabelle 4.1.

		1	2
		Steine mit großen Löchern, d.h. $d_{Loch} > d_{Bohrloch}$ z.B. KSL6-1,4-10DF	Steine mit schmalen Löchern, d.h. $d_{Loch} \leq d_{Bohrloch}$ z.B. Hlz12-0,9-16DF
a	Formschlüssig hinterfüllte Stege	$h'_{ef} = \sum h_{Steg,i} \quad i = 1,2,..n$ mit $h_{Steg,n} \leq h_{ef} - h_{Se} - h_R - h_{n,UK}$	
b	Fall a + reine Verbundbereiche	$h'_{ef} = \sum h_{Steg,i} + h_{Steg,E}$ $i = 1,2,..n$	$h'_{ef} = \sum h_{Steg,i} + 0,5 \cdot \sum h_{Kammer,i} - h_{Se} - h_R$ mit $\sum h_{Kammer,i} \leq h_{ef} - \sum h_{Steg,i}$ und $i = 1,2,..n$

**Tabelle 4.1:** Bestimmung der effektiven Verankerungstiefe  $h'_{ef}$  in Lochsteinen

## 4.2 Tragmechanismen

### 4.2.1 Verbund

In Vollsteinen wird unter Vernachlässigung des Versagens zwischen Ankerstange und Mörtel entweder das Herausziehen der Siebhülse oder Steinausbruch bzw. eine Kombination aus beiden als Versagensform beobachtet. Die Versagensbilder entsprechen Bild 2.12 a, b und d.

Ursache für die Versagensart Herausziehen ist das Verbundversagen zwischen Mörtel und Ankergrund bzw. zwischen Mörtel und Siebhülse. Dieses Versagen ist auch in Lochsteinen möglich, wenn der ausgehärtete Mörtelpropfen nicht unmittelbar an der Stegunterseite ansitzt. In diesem Fall kann der Mörtel erst als Hinterschneidung wirken, wenn er nach einem Verbundversagen soweit an die Stegunterseite herangezogen wurde, bis er kraftschlüssig anliegt.

Wie aus Versuchen in Beton (*Meszaros (2001)*) mit geringen Verankerungstiefen (ca. 3 – 5  $d_s$ ) bekannt, kann über den Verbundmechanismus bei ausreichend hoher Verbundfestigkeit ein vollständiger Ausbruchkegel erzeugt werden. Die Verbundfestigkeit des Mörtels ist höher als die von der Materialfestigkeit des Ankergrunds abhängige Ausbruchlast. Bei größeren Verankerungstiefen kommt es zu einem kombinierten Versagen, das sich durch einen kleinen oberflächennahen Ausbruch mit einer

Tiefe von ca. 2 - 3  $d_s$  und dem Herausziehen des Ankers im unteren Bereich zusammensetzt. Neuere Untersuchungen mit Verbunddübeln in Beton von *Appl (2004)* haben gezeigt, dass die Tiefe des Ausbruchkegels, bzw. die Verankerungstiefe, bei der gerade noch ein vollständiger Ausbruch entsteht, abhängig von der Verbundfestigkeit des Mörtels ist.

Prinzipiell können diese Ergebnisse im Ankergrund Beton auf das Tragverhalten von Injektionsdübeln in Mauerwerk übertragen werden. Als erste Abschätzung ist im Ankergrund Mauerwerk mit Bohrlochdurchmessern  $d_B$  von 16 – 20 mm ein vollständiger Ausbruchkegel bei Verankerungstiefen mit bis  $h'_{ef}$  von 50 – 60 mm zu erwarten. Mit zunehmenden Verankerungslängen ist in Abhängigkeit der Verbundfestigkeit mit einem kombinierten Versagen zu rechnen. Dies wird für Voll- und Lochsteinen in Kapitel 5 experimentell näher untersucht.

Die Traglast einer Einzelbefestigung, die über Verbund Kräfte in den Ankergrund einleitet, kann nach Gleichung 2.1 berechnet werden. Sie ist für Versagen durch Herausziehen oder durch Bildung eines Ausbruchs gültig. Wird Gleichung 2.1 an die bereits getroffenen Modifikationen bzgl. der Verankerungstiefe nach Kapitel 4.1 und  $d = d_{\text{Bohrloch}} = d_B$  angepasst, ergibt sich Gleichung 4.2.  $\tau_{u,m}$  ist darin die mittlere, produkt- und ankergrundabhängige Verbundfestigkeit des Mörtels, die unter definierten Referenzbedingungen zu bestimmen ist. Gleichung 4.2 wird anhand von FE- Rechnungen in Kapitel 4.4 und experimenteller Untersuchungen in Kapitel 5 überprüft. Auf die Bestimmung der mittleren Verbundfestigkeit im Rahmen eines Zulassungsverfahrens wird in Kapitel 9 eingegangen.

**Gleichung 4.2:** 
$$N_u^0 = \pi \cdot d_B \cdot h'_{ef} \cdot \tau_{u,m} \quad [N]$$

mit:

$d_B$	Bohrlochdurchmesser [mm]
$h'_{ef}$	wirksame Verankerungstiefe [mm]
$\tau_{u,m}$	mittlere Verbundfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]

## 4.2.2 Formschluss

Formschluss kann ausschließlich in Lochsteinen infolge der vorhandenen Hohlräume entstehen. Der in den Kammern ausgehärtete Mörtel ähnelt einer Hinterschneidung bei Metalldübeln bzw. einem Kopfbolzen mit variablen Kopfneigungswinkeln und Schulterbreiten.

Injektionsdübel in Lochsteinen mit Stegdicken bis ca. 50 mm versagen i.d.R. durch Steinausbruch. Die Risse des Ausbruchkegels beginnen innerhalb des Steins an den Stegunterseiten und wachsen unter einem Winkel  $\alpha$  an die Steinaußenseite. Der Ausbruchkegel kann infolge des in den Kammern des Steins ausgehärteten Mörtels hervorgerufen werden.

Die Bildung eines kegelförmigen Betonausbruchs ist von Befestigungen mit Metalldübeln bzw. Kopfbolzen in Beton bekannt. Die Ermittlung der Höchstlast erfolgt nach Kapitel 2.3. Im folgenden wird die Übertragbarkeit der Berechnungsgleichungen im Hinblick auf die Materialeigenschaften der verschiedenen Steine geprüft.

### 4.2.2.1 Kalksandsteine

Das Ausbruchversagen wird durch Erreichen der Zugfestigkeit hervorgerufen. Für Beton wird die Zugfestigkeit in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit dargestellt und in Gleichung 2.7 durch die Wurzel der Würfeldruckfestigkeit berücksichtigt.

Die Zusammenhänge der Materialeigenschaften von Kalksandsteinen wurden in Kapitel 3.4.5 beschrieben. Daraus geht hervor, dass die Steinzugfestigkeit linear von der Druckfestigkeit abhängt.

Der Ausbruchkörper ist wie für Beton kegelförmig. Seine Oberfläche sowie der Maßstabeffekt wird in Anlehnung an Kapitel 2.3 übernommen.

Wird die lineare Beziehung zwischen Zug- und Druckfestigkeit in der Herleitung einer Gleichung zur Berechnung der Traglast eines Einzeldübeln in Kalksandsteinen mit Versagen Steinausbruch infolge mechanischer Verzahnung berücksichtigt, ergibt sich Gleichung 4.3. Die Ermittlung des Vorfaktors  $k_{cs}$  erfolgt anhand der Auswertung von Versuchsergebnissen in Kapitel 5.6.

**Gleichung 4.3:** 
$$N_{u,c}^0 = k_{cs} \cdot \beta_{\text{Stein}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad [\text{N}]$$

mit:

$k_{cs}$  Vorfaktor für Kalksandsteine [-], empirisch nach Kapitel 5  
 $h'_{ef}$  wirksame Verankerungstiefe [mm]  
 $\beta_{\text{Stein}}$  Steindruckfestigkeit [ $\text{N}/\text{mm}^2$ ]

#### 4.2.2.2 Leichtbetonsteine

Die Herleitung der Gleichung zur Berechnung der Ausbruchlast bei Leichtbetonsteinen erfolgt ausgehend von Gleichung 2.9. Nach *Sawade (1994)* kann der Einfluss des Ankergrunds auf die Ausbruchlast mit dem Wert  $\sqrt{E \cdot G_f}$  beschrieben werden. Da für Normalbeton sowohl die Bruchenergie als auch der Elastizitätsmodul durch die Wurzel der Betondruckfestigkeit beschrieben werden können, entspricht der Faktor  $k_1 \cdot \sqrt{\beta_w}$  in Gleichung 2.7 der Größe  $\sqrt{E \cdot G_f}$ .

Betrachtet man die Materialzusammenhänge für Leichtbeton nach *Grübl/ Weigler/ Karl (2001)* ergibt sich ein Zusammenhang zwischen mittlerem Elastizitätsmodul und Druckfestigkeit nach Gleichung 4.4.

**Gleichung 4.4:** 
$$E_{lc} = 6400 \cdot f_{lck}^{1/3} \cdot \frac{\rho}{2200} \quad [\text{N}/\text{mm}^2] \quad \text{für } \rho \leq 1400 \text{ kg/m}^3$$

mit:

$f_{lck}$  charakteristische Druckfestigkeit in [ $\text{N}/\text{mm}^2$ ]  
 $\rho$  mittlere Trockenrohdichte in [ $\text{kg}/\text{m}^3$ ]

Ein wesentlicher Unterschied zu Normalbeton ist, dass der Elastizitätsmodul von haufwerksporigem Leichtbeton nicht nur von der Druckfestigkeit, sondern auch von der Rohdichte des Materials abhängig ist. Die Druckfestigkeit geht mit einer geringeren Potenz in die Steifigkeit ein als es für Normalbeton der Fall ist. Unter der Annahme, dass wie für Normalbeton die Druckfestigkeit mit derselben Potenz wie beim Elastizitätsmodul in die Bruchenergie eingeht, ergibt sich zur Beschreibung des Ankergrundeinflusses bei Steinausbruch allgemein der Faktor  $k_1 \cdot \beta_{\text{Stein}}^{0,3} \cdot \sqrt{\rho}$  und somit Gleichung 4.5. Darin wird die Oberfläche des kegelförmigen Ausbruchkörpers sowie der Maßstabeffekt in Anlehnung an Kapitel 2.3 übernommen. Die Ermittlung des Vorfaktors  $k_c$  erfolgt anhand der Auswertung von Versuchsergebnissen in Kapitel 5.6.



**Gleichung 4.5:** 
$$N_{u,c}^0 = k_{lc} \cdot \beta_{\text{Stein}}^{0,3} \cdot \sqrt{\rho} \cdot h'_{ef}{}^{1,5} \quad [\text{N}]$$

mit:

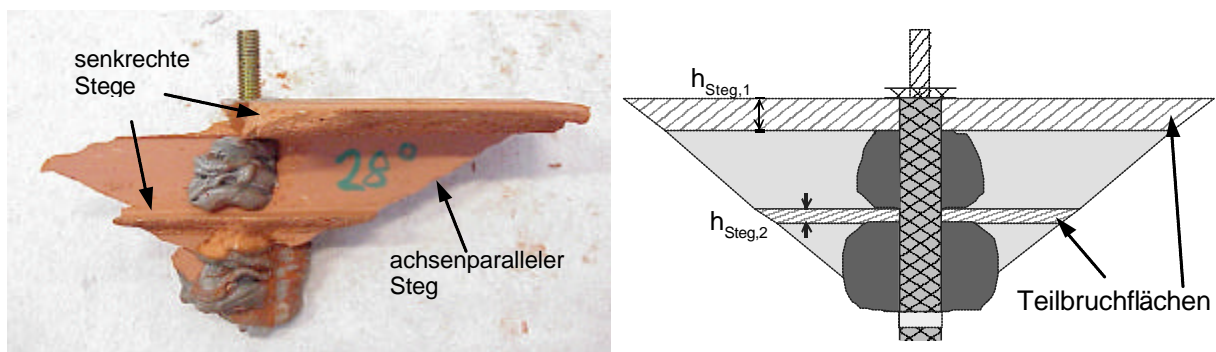
$k_{lc}$	Vorfaktor für Leichtbetonsteine [-], empirisch nach Kapitel 5
$\beta_{\text{Stein}}$	Steindruckfestigkeit in $[\text{N}/\text{mm}^2]$
$\rho$	mittlere Trockenrohdichte in $[\text{kg}/\text{m}^3]$
$h'_{ef}$	wirksame Verankerungstiefe $[\text{mm}]$

#### 4.2.2.3 Hochlochziegel

Ziegelsteine kommen meist in Form von Hochlochziegeln zum Einsatz. Die Lochstruktur der Hochlochziegel ist sehr vielfältig und weist in der Regel viele kleine Hohlräume und zahlreiche dünne Stege auf, die in jede Richtung orientiert sein können. Dies bereitet bei der Herleitung einer theoretisch fundierten Berechnungsgleichung für die Ausbruchlast unter zentrischer Zugbelastung gewisse Schwierigkeiten. In das analytische Modell geht u.a. die Bruchfläche des Ausbruchkörpers ein. Während diese Fläche in Vollsteinen oder Steinen mit verhältnismäßig einfachen Lochungen im wesentlichen der Mantelfläche eines Kegels gleicht, weist ein Hochlochziegel ein komplexeres Bruchbild auf.

In Abhängigkeit der Lochorientierung werden nicht nur senkrecht zur Dübelachse gelegene Stege, sondern auch Stege parallel zur Achse durchbrochen. Die einzelnen Teilbruchflächen gleichen Rechteckflächen mit der Breite des Stegs und einer Länge in Abhängigkeit des Bruchwinkels bzw. der Verankerungstiefe.

Aus dieser Anschauung heraus geht die effektive Verankerungstiefe in die Gesamtbruchfläche nicht, wie es in den bisherigen Ausführungen der Fall war, quadratisch ein, sondern linear. Weiterhin erscheint die Berücksichtigung der einzelnen Stegdicken sinnvoll. Ein Beispiel des Bruchbilds in Hochlochziegeln mit idealisierten Teilbruchflächen zur Verdeutlichung der beschriebenen Sachverhalte ist in Bild 4.3 dargestellt.



**Bild 4.3:** Bruchbild bei Steinausbruch in Hochlochziegeln und schematische Darstellung der Bruchflächen

Weiterhin problematisch erweist sich, dass für Ziegelsteine die Beziehungen zwischen den einzelnen Materialparametern nur vereinzelt und nicht ausreichend gesichert vorliegen. So sind in der Literatur weder Relationen zwischen Elastizitätsmodul und Druckfestigkeit noch Untersuchungen zur Bruchenergie unter Zugbeanspruchung zu finden. Zum Verhältnis zwischen Zug- und Druckfestigkeit finden sich Wertebereiche in *Schubert (2003)*, die jedoch großen Streuungen unterliegen.

In Kapitel 5.6 wird daher unter Berücksichtigung der beschriebenen Vorüberlegungen ein empirisches Modell entwickelt. Die allgemeine Form  $N_{u,c}^o = k_c \cdot h_{ef}^a \cdot \beta_{\text{Stein}}^b$  soll dabei gewahrt bleiben.

### 4.2.3 Besonderheiten des Formschlusses bei Injektionsdübeln

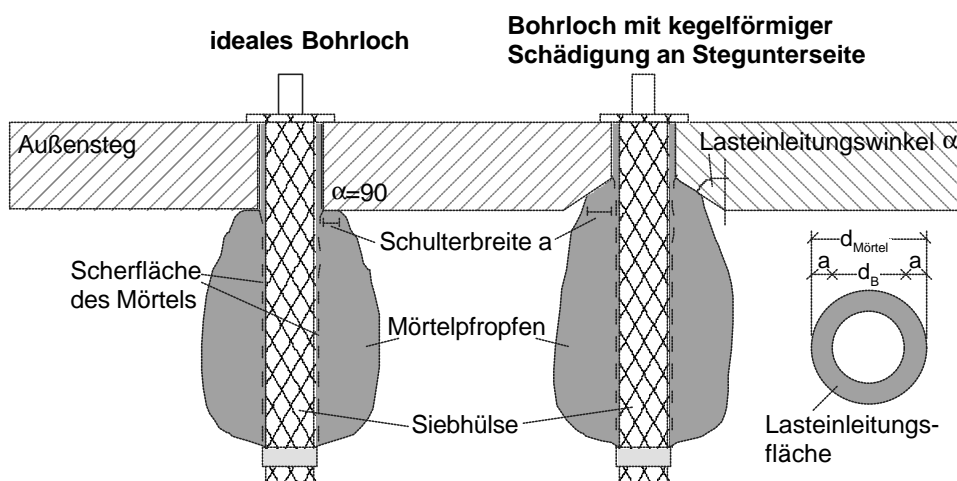
Die Form des in den Steinhohlräumen ausgehärteten Mörtels ist weitgehend zufällig und je nach Injektionssystem unterschiedlich. Geht man davon aus, dass der Mörtelpfropfen als Hinterschneidung zu betrachten ist, können aus Untersuchungen zu Kopfbolzen Rückschlüsse zum Einfluss der Mörtelpfropfenform und des Lasteinleitungswinkels auf das Tragverhalten gezogen werden. Weiterhin sind die Unterschiede der Mörtel Eigenschaften, vor allem die Steifigkeit und Scherfestigkeit, im Vergleich zu Kopfbolzen aus Stahl zu berücksichtigen.

#### 4.2.3.1 Eigenheiten des Mörtelpfropfens

##### 4.2.3.1.1 Schulterbreite a

Die Form des ausgehärteten Mörtels im Hohlraum eines Lochsteins ist u.a. abhängig von der injizierten Mörtelmenge, der Mörtelkonsistenz, der Siebhülseausbildung und somit vom Injektionssystem selbst. Zunächst wird von einem idealen Bohrloch ausgegangen. Dies setzt voraus, dass der Ankergrund infolge der Bohrlocherstellung keine weiteren Schädigungen erfährt. Der Lasteinleitungswinkel beträgt bei rechteckiger Steinlochung ca.  $90^\circ$ , bei runden Kammern ist er abhängig vom Lochdurchmesser.

Der Mörtel verteilt sich bei der Injektion an der Stegunterseite in den Hohlraum des Steins. Die Querschnittsfläche des ausgehärteten Mörtelpfropfens unmittelbar an der Stegunterseite abzgl. des Bohrdurchmessers (Bild 4.4) kann mit der Lasteinleitungsfläche von Kopfbolzen verglichen werden.



**Bild 4.4:** Definition der Schulterbreite a und des Lasteinleitungswinkels  $\alpha$  bei idealem und geschädigtem Bohrloch

Aufgrund der zufälligen Formung des Mörtelpfropfens bei der Injektion sind in Lochsteinen Schulterbreiten in jeder Größenordnung möglich. Zur Untersuchung der Frage, inwieweit die Größe des Mörteldurchmessers an der Stegunterseite für die Lastübertragung bei Injektionsdübel in Mauerwerk eine Rolle spielt, wurden FE-Berechnungen mit Schulterbreiten von  $a = 0,5 \text{ mm}$ ,  $2 \text{ mm}$  und  $4 \text{ mm}$  durchgeführt.

Die Ergebnisse sind in Kapitel 4.5 enthalten. Weiterhin wurden die tatsächlich vorhandenen Durchmesser der ausgehärteten Mörtelpfropfen nach zentrischen Zugversuchen in Kalksandsteinen, in denen die Verankerungen durch Steinausbruch versagten, gemessen. Die Ergebnisse hierzu sind in Kapitel 5.6.1.4 zu finden.

#### **4.2.3.1.2 Mörtelscherfestigkeit**

In einem zentrischen Ausziehversuch liegt am Kopf des Verankerungsmittels infolge der Schulterbreite  $a$  eine Scherbeanspruchung vor. Im Vergleich zu Kopfbolzen aus Stahl besitzt der ausgehärtete Mörtel eine deutlich geringere Steifigkeit und Festigkeit. Es ist daher möglich, dass der Mörtelpfropfen selbst zerstört wird.

Mauersteine weisen mit 5.000 bis 10.000 N/mm<sup>2</sup> (vgl. Kapitel 3.4.4) mindestens die Steifigkeit von Injektionsmörteln auf ( $\leq 4.500$  N/mm<sup>2</sup> nach Herstellerangaben). Daraus ergibt sich, dass der Mörtel unter Zugbeanspruchung größeren Verformungen ausgesetzt ist. Bei sehr weichen Mörteln kann der Pfropfen unter Zugbelastung theoretisch durch das Bohrloch hindurch gezogen werden. Mit zunehmender Steifigkeit leitet der Mörtel größere Lasten in den Ankergrund ein. Ist eine ausreichende Scherfläche des Mörtels vorhanden, kann die Ankergrundtragfähigkeit ausgenutzt werden. Anderenfalls schert der Mörtel an der Stegunterkante ab. Die Scherfläche des Mörtels ergibt sich aus dem Anteil der Siebhülsenmantelfläche, der sich im Hohlraum befindet. Sie ist in Bild 4.4 dargestellt.

Zur Untersuchung der Mörtelscherfestigkeiten wurden Versuche in Kalksandsteinen mit unterschiedlichen Außenstegdicken bzw. variablen Scherflächen mit enger und weiter Abstützung durchgeführt. Die Beschreibung der experimentellen Arbeiten und der Ergebnisse erfolgt in Kapitel 5.6.1.4.

#### **4.2.3.2 Lasteinleitungswinkel infolge Bohrlocherstellung**

Die Annahme eines idealen Bohrlochs geht davon aus, dass der Ankergrund durch den Bohrvorgang keine zusätzlichen Schädigungen erfährt. In Lochsteinen ist infolge des Bohrvorgangs jedoch ein Ausbrechen des Steins an der Stegunterseite zu beobachten (vgl. Bild 4.4). In Bohrversuchen, deren Durchführung und Ergebnisse in Kapitel 5.6.4.1 beschrieben sind, wurden Bohrlöcher im Hammer- und Drehbohrverfahren erstellt. Dazu wurden zwei verschiedene Bohrmaschinen mit unterschiedlichen Schlagenergien verwendet. Anschließend wurden die Schädigungen infolge des Bohrprozesses an der Stegunterseite vermessen. Als Kenngrößen für die Schädigung wurden der Ausbruchdurchmesser und die Ausbruchtiefe gewählt.

Infolge der Bohrlochschädigung in Lochsteinen ändert sich nach Bild 4.4 der Lasteinleitungswinkel, unter dem die Zuglast bei Aktivierung des Formschlusses vom Mörtelpfropfen in den Ankergrund eingeleitet wird.

Der Lasteinleitungswinkel wird nach Definition für Kopfbolzen senkrecht zur Betonoberfläche gemessen. Damit beträgt der Lasteinleitungswinkel für einen glatten Schaft ohne Kopf bzw. einen Injektionsdübel ohne Mörtelpfropfen  $\alpha = 0^\circ$ . Für einen zur Ankergrundoberfläche parallelen Kopf ergibt sich  $\alpha = 90^\circ$ . Übertragen auf einen Injektionsdübel entspricht dies einer rechteckigen Hohlkammer ohne Bohrlochschädigung mit unmittelbar anliegendem Mörtelpfropfen.

Tatsächlich können sich nahezu alle Lasteinleitungswinkel bilden, da die Schädigungen des Untergrunds infolge des Bohrvorgangs abhängig vom Schlaggewicht des Bohrhammers, vom Bohrvorgang und von lokalen Fehlstellen des Ankergrunds sind.

Nach *Furche (1994)* haben Lasteinleitungswinkel bis ca.  $25^\circ$  keinen Einfluss auf das Tragverhalten von Kopfbolzen. Ab  $\alpha < 25^\circ$  zeigen die Last-Verschiebungskurven deutlich größere Verschiebungen. Weiterhin zeigt sich bei flacher werdenden Kopfeigungswinkeln nach *Furche/ Elighausen (1991)* am Bauteilrand eine Abnahme der Höchstlasten. Diese Beobachtung wird mit der Zunahme der Querspannungen erklärt, wodurch die Spreizkräfte im Ankergrund zunehmen und frühzeitig zum Spalten des Betons führen.

Die Kenntnisse zum Einfluss des Lasteinleitungswinkels auf das Tragverhalten von Kopfbolzen in Beton können auf das Tragverhalten von Injektionsdübeln in Mauerwerk übertragen werden.

Die auf dem Markt verfügbaren Steinformate mit Steinhöhen bis ca. 240 mm haben zur Folge, dass die Setzpositionen der Verankerungen mindestens in eine Richtung relativ geringe Randabstände von  $\leq 120$  mm aufweisen. In zentrischen Ausziehversuchen mit Injektionsdübeln in Einzelsteinen ist neben der Versagensart Steinausbruch das Spalten des Steins zu beobachten. Aufgrund der beliebigen Bruchkegel an der Stegunterseite eines Lochsteins ergeben sich auch beliebige Neigungswinkel des Mörtelpfropfens. Infolge flacher Winkel erhöhen sich analog zu Kopfbolzen die Spreizkräfte, die zum Versagen durch Spalten führen können. Sind die theoretischen Überlegungen richtig, ist in zentrischen Ausziehversuchen in Abhängigkeit von der Schädigung des Bohrlochs bei sonst gleichen Versuchsbedingungen ein Übergang vom Versagen Steinausbruch zum Versagen Spalten zu erwarten. Die Gültigkeit der getroffenen Annahmen wird anhand von FE-Rechnungen in Kapitel 4.5.3 und experimentellen Untersuchungen in Zusammenhang mit den zu Beginn des Kapitels genannten Bohrversuchen in Kapitel 5.6.4.1 überprüft.

#### 4.2.4 Gegenüberstellung der Tragmechanismen

Aus den vorangegangenen Überlegungen zeigt sich, dass die Bildung eines Steinausbruchs theoretisch sowohl durch den formschlüssigen Mörtelpropfen in den Steinkammern als auch durch Verbundspannungen hervorgerufen werden kann. Die Höchstlasten bei der Versagensart Steinausbruch liegen für verschiedene Dübeltypen bei identischer Steinart in einem einheitlichen Streuband, so dass sich kein Hinweis ergibt, wodurch das Versagen bei den einzelnen Dübeltypen verursacht wurde. Auch die Last-Verschiebungskurven zeigen für verschiedenen Dübeltypen keine deutlichen Unterschiede.

Unter der Annahme, dass das Versagen entweder durch Formschluss (z. B. sehr geringe Verbundfestigkeiten) oder durch Verbund (z. B. Vollstein) hervorgerufen wird, kann bei gleicher Höchstlast Gleichung 4.3 mit Gleichung 4.2 gleichgesetzt und nach  $\tau_{u,m} = \tau_{crit}$  aufgelöst werden. Diese kritische Verbundspannung ergibt sich beispielsweise für Kalksandsteine nach Gleichung 4.6 und gibt an, wie hoch die Verbundfestigkeit zwischen Mörtel und Ankergrund gerade sein muss, um ein Versagen durch Bildung eines vollständigen Ausbruchkegels zu erzeugen.

**Gleichung 4.6:** 
$$\tau_{crit} = k_{cs} \cdot \frac{\beta_{Stein} \cdot h'_{ef}{}^{0,5}}{\pi \cdot d_B} \quad [N/mm^2]$$

mit:

$k_{cs}$	= 2,3 [-], Vorfaktor für Kalksandsteine, empirisch nach Kapitel 5
$h'_{ef}$	wirksame Verankerungstiefe [mm]
$\beta_{Stein}$	Steindruckfestigkeit
$d_B$	Bohrlochdurchmesser [mm]

In Tabelle 4.2 sind für Verankerungstiefen von 15 mm bis 100 mm in Kalksandstein kritische Verbundspannungen für einige Kombinationen von Steindruckfestigkeit und Bohrlochdurchmessers berechnet.

Verankerungstiefe $h'_{ef}$ [mm]	15	20	40	60	80	100
Bohrlochdurchmesser $d_B$ [mm]	22	18	16	18	18	16
Steindruckfestigkeit $f_{Stein}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	15	15	20	20	25	25
krit. Verbundspannung $\tau_{crit}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	1,9	2,7	5,8	6,3	9,1	11,4

**Tabelle 4.2:** Beispiele für kritische Verbundspannungen  $\tau_{crit}$  für verschiedene Kombinationen von  $h'_{ef}$ ,  $d_B$  und  $f_{Stein}$  in Kalksandstein

Die erforderliche Verbundfestigkeit zur Erzeugung eines Ausbruchkegels durch Verbund ist umso größer, je größer die effektive Verankerungstiefe und die Steindruckfestigkeit und je geringer der Bohrlochdurchmesser.

Sind die vorhandenen Verbundfestigkeiten kleiner als  $\tau_{crit}$ , entsteht in Vollsteinen kein Ausbruch, sondern die Verankerung versagt durch Herausziehen oder einer Kombination mit einem oberflächennahen Ausbruch. In Lochsteinen hat dies zur Folge, dass spätestens nach Verbundversagen der Mörtelpfropfen durch Formschluss zur Lastübertragung aktiviert wird. Stege, die eine Hinterschneidung durch den Mörtelpfropfen aufweisen, können bei ausreichender Mörtelscherfestigkeit die Ausbruchlast nach Gleichung 4.3 bzw. Gleichung 4.5 übertragen. Angeschrittene Stege oder Wandungen können nur Lastanteile über die vorhandene Verbundfestigkeit nach Gleichung 4.2 übertragen.

Sind die Verbundfestigkeiten gleich oder größer als  $\tau_{crit}$ , wird die Höchstlast durch die Materialeigenschaften des Ankergrunds bestimmt. Die Traglast wird durch die Steinausbruchlast begrenzt. Demnach sind bei Auftreten eines vollständigen Ausbruchkegels die Höchstlasten eines Injektionsankers unabhängig davon, wie die Last in den Ankergrund übertragen wird.

Die rechnerischen Traglasten bei sehr hohen Verbundfestigkeiten nach Gleichung 4.2 sind nur theoretisch möglich, in der Praxis erreicht die Traglast maximal Werte nach Gleichung 4.3 bzw. Gleichung 4.5 (vgl. auch *Appl (2004)*).

Zur Untersuchung der Frage, zu welchen Teilen die beiden Tragmechanismen bei Injektionsdübel in Mauerwerk zur Lastübertragung beitragen oder ob einer der beiden Mechanismen dominiert, wurden experimentelle Versuche durchgeführt, in denen jeweils nur ein Tragmechanismus aktiviert wurde. Das Vorgehen in den Versuchen und die zugehörigen Ergebnisse sind in Kapitel 5.4 beschrieben.

Weiterhin wurden numerische Berechnungen zur Klärung der Kraftübertragung von Injektionsdübeln in Lochsteinen durchgeführt. Die Ergebnisse der FE-Untersuchungen folgen in Kapitel 4.5.1.

### 4.3 Das 3D-Finite-Element-Programm (MASA3) und Beschreibung des Mikroplane-Modells für Beton

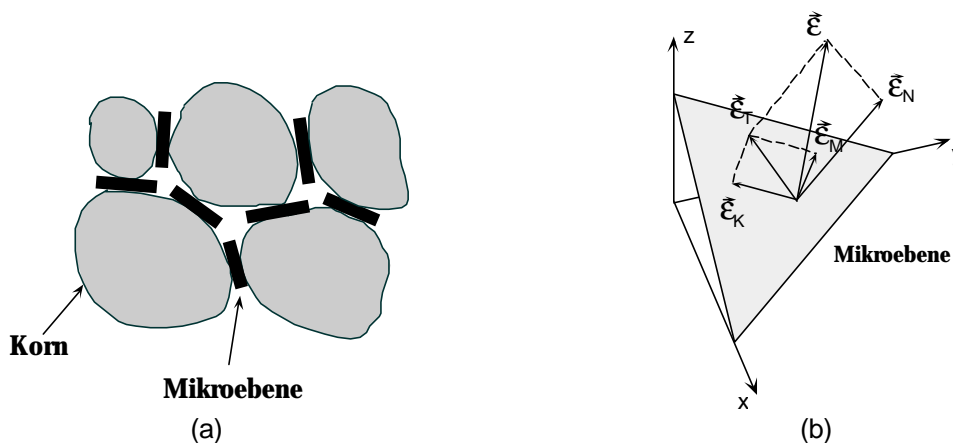
Zur numerischen Analyse des Tragverhaltens von Injektionsdübeln in Mauerwerk wurde das nichtlineare 3D-Finite-Element-Programm MASA3 eingesetzt. Die Netzgenerierung und das Postprocessing wurden mit dem kommerziellen CAE-Programm

Femap 8.1 durchgeführt. Die numerischen Untersuchungen in Kalksandlochsteinen sind auch in Meyer (2005/3) beschrieben.

Das FE-Programm MASA3 arbeitet mit verschiedenen Elementtypen. Zur Simulation der Mauersteine, der Ankerstange, des Mörtels und der Verbundschicht zwischen Mörtel und Stein wurden vierknotige Tetraeder-Elemente eingesetzt. Zur Reduzierung der Element- und Knotenanzahl wurde in der Regel die Symmetrie der modellierten Stein- und Dübelgeometrien ausgenutzt. Die Formulierung der Elementeigenschaften basiert auf dem Microplane-Modell für quasi-spröde Materialien.

### 4.3.1 Das Microplane-Modell

Im Microplane-Modell sind die Materialeigenschaften getrennt auf Mikroebenen unterschiedlicher Ausrichtung innerhalb des Materials definiert (Bild 4.5 (a)). Auf diesen Mikroebenen liegen nur wenige einachsige Spannungs- und Dehnungskomponenten vor und es müssen keine Anforderungen im Hinblick auf die Tensorinvarianz beachtet werden. Den Beschränkungen der Tensorinvarianz wird automatisch entsprochen, da die Mikroebenen bis zu einem gewissen Grad direkt das Verhalten auf verschiedenen schwachen Ebenen im Material simulieren (Berührungsflächen zwischen Teilchen, Grenzflächen, Mikrorissebenen etc.).



**Bild 4.5:** Das Konzept des „Microplane“-Modells: (a) Kontaktflächen (Mikroebenen) im Material und (b) Dehnungskomponenten; aus Ožbolt/ Li/ Kožar (2001).

Die Materialeigenschaften sind auf jeder Mikroebene vollständig durch eine eindimensionale Beziehung zwischen den Spannungs- und Dehnungskomponenten sowohl in Normal- als auch in Schubspannungsrichtung gekennzeichnet (Bild 4.5 (b)). Von den Dehnungskomponenten auf der Mikroebene wird angenommen, dass es sich um Projektionen des makroskopischen Dehnungstensors handelt (Methode der kinematischen Bindung). Wenn man das Spannungs-Dehnungsgesetz jeder Komponente der Mikroebene kennt, werden aus bekannten Dehnungen der Mikroebene die makroskopische Steifigkeit und der Spannungstensor berechnet. Dafür bedient man sich der Integration der Spannungskomponenten auf der Mikroebene über alle Richtungen. Diese Integration erfolgt numerisch auf der Grundlage der Methode der virtuellen Arbeit.

Die Grundidee des Modells liegt darin, dass für jede Komponente der Mikroebenen nur einachsige Spannungs-Dehnungsgesetze erforderlich sind und dass sich daraus das makroskopische Verhalten automatisch ergibt.

### 4.3.2 Rissband-Methode

Bei nichtlinearen Rechnungen muss eine Lokalisierung der Dehnungen in ein Null-Volumen verhindert werden, weil man andernfalls falsche Ergebnisse erhält. Zur Begrenzung der Lokalisierung wurde im Programm MASA3 die Rissband-Methode gewählt. Die grundlegende Annahme der Rissband-Methode ist die Lokalisierung der Schädigung in einer Reihe (Linie) von finiten Elementen. Um nun die Energiedissipation infolge Rissbildung konstant und gleich groß wie die Bruchenergie  $G_F$  Materials zu halten, muss das konstitutive Entfestigungsgesetz derart modifiziert werden, dass Gleichung 4.7 erfüllt ist.

**Gleichung 4.7:**  $G_F = A_f \cdot h = \text{const.}$

mit:

$G_F$  Bruchenergie

$A_f$  Fläche unter der lokalen (konstitutiven) Spannungs-Dehnungslinie für zentrischen Zug

$h$  Elementgröße bzw. angenommene Breite des Rissbandes

Der gleiche Ansatz wird auch für die Entfestigung unter Druckbeanspruchung verwendet. Dabei wird davon ausgegangen, dass die Bruchenergie  $G_C$  bei einachsiger Druckbeanspruchung ca. 100 mal größer ist als bei Zugbeanspruchung. Dies bedeutet, dass das Materialgesetz sowohl für einachsige Zugentfestigung als auch für Druckentfestigung an die Elementgröße angepasst wird.

Obwohl bei der Rissband-Methode das Energieaufnahmevermögen des Ankergrunds, das als Materialkonstante anzusehen ist, an die Elementgröße angepasst wird, können die Berechnungsergebnisse von der Form und der Ausrichtung der Elemente abhängig sein. Um diese Abhängigkeit zu reduzieren und gleichzeitig den numerischen Aufwand der Rissband-Methode nicht zu erhöhen, wurde die sogenannte „Stress Relaxation Method“ entwickelt. Diese Methode ist eine Kombination der Rissband-Methode und der nichtlokalen Integralmethode.

Weitere Details zum verwendeten Microplane-Modell sind in *Bažant/ Wu (1974)*, *Ožbolt/ Li/ Kožar (2001)*, *Ožbolt/ Reinhardt (2001)* und *Ožbolt/ Hofmann/ Eligehausen (2001)* enthalten.

### 4.3.3 Modellierung der Materialien

#### 4.3.3.1 Modellierung des Stahls

Den Elementen der Ankerstange wurde ein linear-elastisches Verhalten zugewiesen, da Stahlversagen vermieden werden soll. Der Elastizitätsmodul wurde mit  $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$  festgelegt, die Querdehnzahl betrug 0,33.

#### 4.3.3.2 Modellierung des Injektionsmörtels

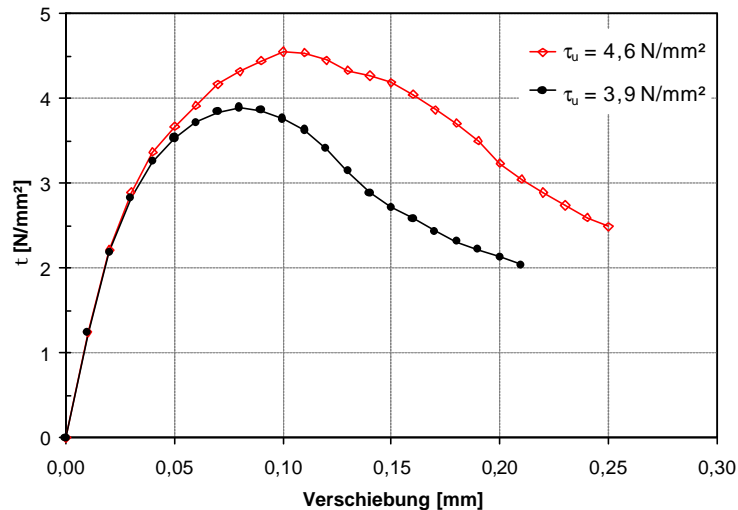
Die Elemente des Injektionsmörtels wurden mit einem linear-elastischen Materialverhalten modelliert, um ein Versagen des Injektionsmörtels zu verhindern. Die Berechnungen hatten zum Ziel, das Tragverhalten bei Versagen durch Steinausbruch numerisch zu untersuchen.

Der Elastizitätsmodul wurde in den Berechnungen zu  $5.000 \text{ N/mm}^2$  gewählt. Der Einfluss der Mörtelsteifigkeit wurde durch Variation des E-Moduls untersucht.

Die Querdehnzahl des Materials betrug 0,10.

### 4.3.3.3 Modellierung der Verbundschicht zwischen Mörtel und Mauerstein

Die Verbundschicht wurde mit dem Microplane-Modell simuliert. Es wurde ein nicht-lineares Materialverhalten angenommen. Die Verbundschicht charakterisiert im numerischen Modell die Verklebung des Mörtels mit dem Ankergrund. Die Schubfestigkeit als wesentliche Größe der Verbundelemente ist ein Maß für die Verbundfestigkeit des Injektionsmörtels. Die Höhe der Verbundfestigkeit wurde in den Berechnungen zwischen  $0 \text{ N/mm}^2$  und  $7,4 \text{ N/mm}^2$  variiert. Beispielhaft sind in Bild 4.6 die Verbundspannungsverläufe über die Verschiebung für die Verbundfestigkeiten  $\tau_u = 3,9 \text{ N/mm}^2$  und  $\tau_u = 4,6 \text{ N/mm}^2$  dargestellt.



**Bild 4.6:** Darstellung der Verbundspannungen über die Verschiebung für eine mittlere Verbundfestigkeit von  $\tau = 3,9 \text{ N/mm}^2$  und  $\tau = 4,6 \text{ N/mm}^2$

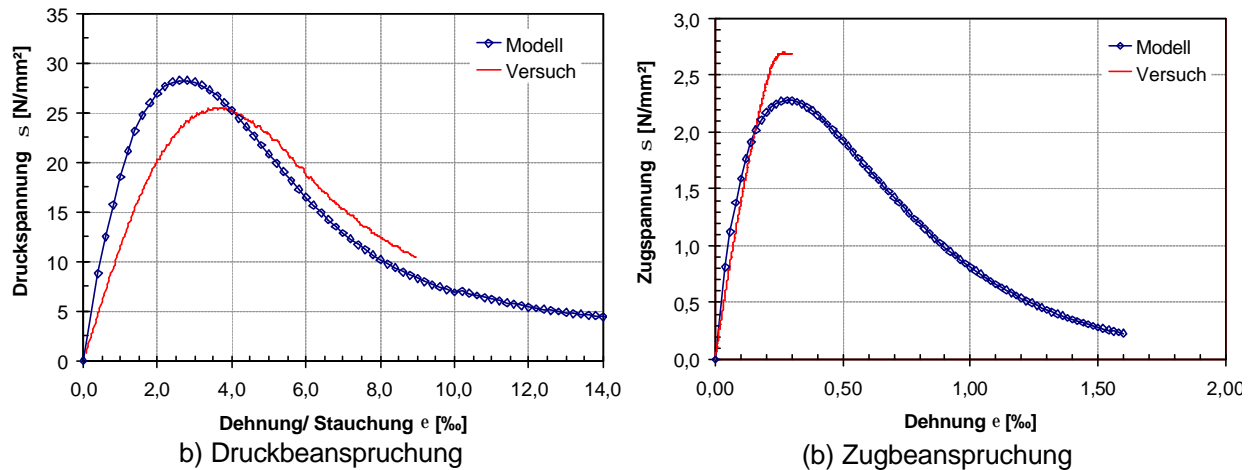
### 4.3.3.4 Modellierung der Mauersteine

Für die Abbildung des Materialverhaltens der Steine wird ein Microplane-Modell verwendet. Durch spezielle Kalibrierungen des Spannungs-Dehnungsverhaltens wurde das Microplane-Modell an das reale Verhalten von verschiedenen Steinmaterialien im Zug-, Druck- und Schubbereich angepasst.

Die Untersuchung des Tragverhaltens von Injektionsdübeln in Mauerwerk erfolgte an Kalksandsteinmodellen. Die Kalibrierung des Materialmodells zur Simulation des Ankergrunds Kalksandstein unter Zug- und Druckbelastung wurde auf Basis der am Institut für Werkstoffe im Bauwesen bestimmten Materialkennwerte (vgl. Kapitel 3.4) durchgeführt. Die Spannungs-Dehnungs-Verläufe des FE-Materialmodells für Kalksandstein unter Zug- und Druckbeanspruchung sind in Bild 4.7 dargestellt. Die Bruchenergie bei Zugbelastung ergibt sich zu  $0,009 \text{ N/mm}$ . Zusätzlich sind in Bild 4.7 gemittelte Spannungs-Dehnungskurven enthalten, die sich aus den experimentellen Materialuntersuchungen ergaben. Die Kurven wurden den Versuchen zur Bestimmung des E-Moduls unter Druckbeanspruchung und zur Bestimmung der zentrischen Zugfestigkeit aus Kapitel 3.4 entnommen. Für beide Beanspruchungsarten zeigt sich eine gute Übereinstimmung zwischen numerischem Modell und Laborversuch.

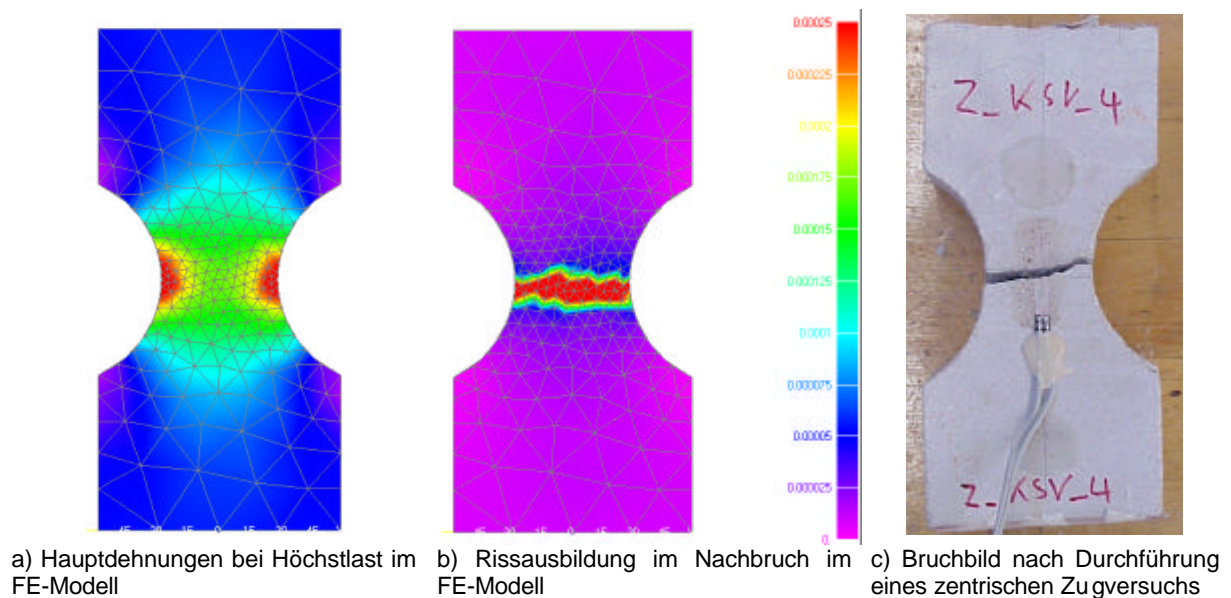
Das FE-Materialmodell überschätzt die Steifigkeit unter Druckbeanspruchung etwas und erreicht dadurch geringere Bruchstauchungen. Die Steifigkeit unter Zugbeanspruchung wird hingegen gut simuliert. Da die Ausnutzung der Tragfähigkeit des Ankergrunds durch ein Befestigungsmittel durch Überschreiten der Zugfestigkeit erfolgt, stand die Anpassung des Modells an das Zugtragverhalten im Vordergrund.



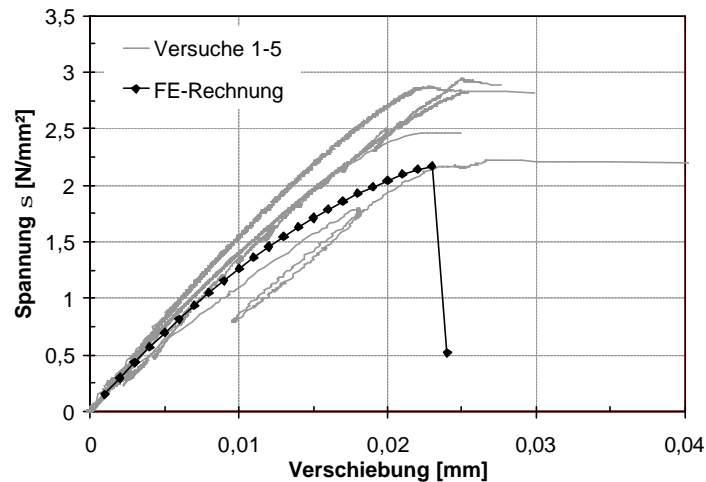


**Bild 4.7:** Spannungs-Dehnungskurven des FE-Materialmodells für Kalksandstein im Vergleich zum tatsächlichen Materialverhalten in Laborversuchen; (a) unter Druckbeanspruchung; (b) unter Zugbeanspruchung

Aufgrund des spröden Bruchverhaltens der Mauersteine in den durchgeführten zentrischen Zugversuchen konnte das Nachbruchverhalten nach Erreichen der Zugfestigkeit experimentell nicht erfasst werden. Der für die numerischen Untersuchungen gewählte Verlauf der Spannungs-Dehnungskurve unter Zugbeanspruchung wurde daher durch Simulation der zentrischen Zugversuche überprüft. Die Ergebnisse der FE-Berechnungen sind in Bild 4.8 und Bild 4.9 vergleichend zu den Laborversuchen dargestellt. Bild 4.8 zeigt die Bruchbilder, Bild 4.9 die Last- Verschiebungskurven im Modell und im Versuch. In beiden Fällen zeigt sich eine gute Übereinstimmung, so dass die gewählten Parameter das Materialverhalten von Kalksandsteinen ausreichend genau beschreiben.



**Bild 4.8:** Vergleich des Rissbildes einer Zugprobe aus Kalksandstein unter zentrischer Zugbeanspruchung; a) Hauptdehnungen im numerischen Modell bei Höchstlast; b) Hauptdehnungen im numerischen Modell bei Lastabfall; c) Bruchbild im Laborversuch



**Bild 4.9:** Darstellung der in empirischen und numerischen Zugversuchen gemessenen Spannungs-Verschiebungskurven von Kalksandsteinen

Die Materialparameter des für Kalksandstein verwendeten FE-Materialmodells sind in Tabelle 4.3 zusammengefasst.

		Kalksandstein
Zugfestigkeit	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,3
Bruchdehnung (Zug)	[‰]	0,28
Druckfestigkeit	[N/mm <sup>2</sup> ]	28
Bruchdehnung (Druck)	[‰]	2,6
Querdehnzahl	[-]	0,13
Bruchenergie	[N/mm]	0,009

**Tabelle 4.3:** Materialparameter des verwendeten FE-Materialmodells für Kalksandstein

Das dargestellte Materialmodell wurde aufgrund der ähnlichen Materialkennwerte für Kalksandstein und Ziegelstein (siehe Kapitel 3.4) verwendet. Leichtbeton wurde nicht modelliert.

#### 4.3.4 Untersuchte Geometrien

Die verwendeten dreidimensionalen Geometrien stellen eine Vereinfachung realer Dübel- und Steingeometrien dar. Stein und Dübel sind zur Reduzierung der Elementanzahl in der Regel zu einem Viertel modelliert, da bei den meisten Geometrien eine Symmetrie vorliegt. Entsprechend der Symmetriebedingungen wurden die Schnittflächen mit Auflagern versehen.

Die Ankerstange des Injektionssystems ist in den Mörtel eingebettet, der über eine Verbundschicht mit der Bohrlochwandung verbunden ist. An der Stegunterseite von Lochsteinen kontaktiert der Mörtel unmittelbar die Steinelemente, wodurch eine Aktivierung des Mörtelpropfens ab dem ersten Lastschritt der Berechnung erfolgt.

##### 4.3.4.1 Geometrie der Mauersteine

Vollsteine wurde als homogene Würfel mit einem mittig platzierten, zylindrischen Bohrloch vom Durchmesser 18 mm modelliert.

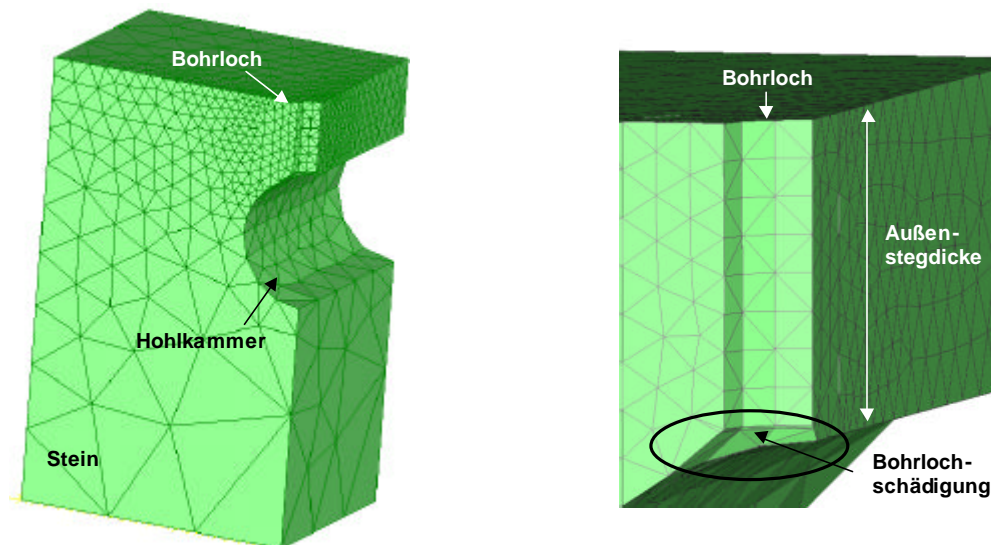
Für Lochsteine erfolgten die Parameterstudien an Geometrien, die realen Kalksandlochsteinen nachempfunden wurden. Charakteristisch für diese Lochbilder sind runde

Hohlkammern mit Durchmessern von ca. 20 mm bis 70 mm. Weiterhin wurde ein Lochbild von Hochlochziegeln modelliert. Eine hierfür typische Lochkonfiguration weist zahlreiche kleine, rechteckige Kammern mit dünnen Innenstegen auf. Die Abmessungen der Stege und Kammern wurden den in experimentellen Ausziehversuchen verwendeten Steinen nachempfunden.

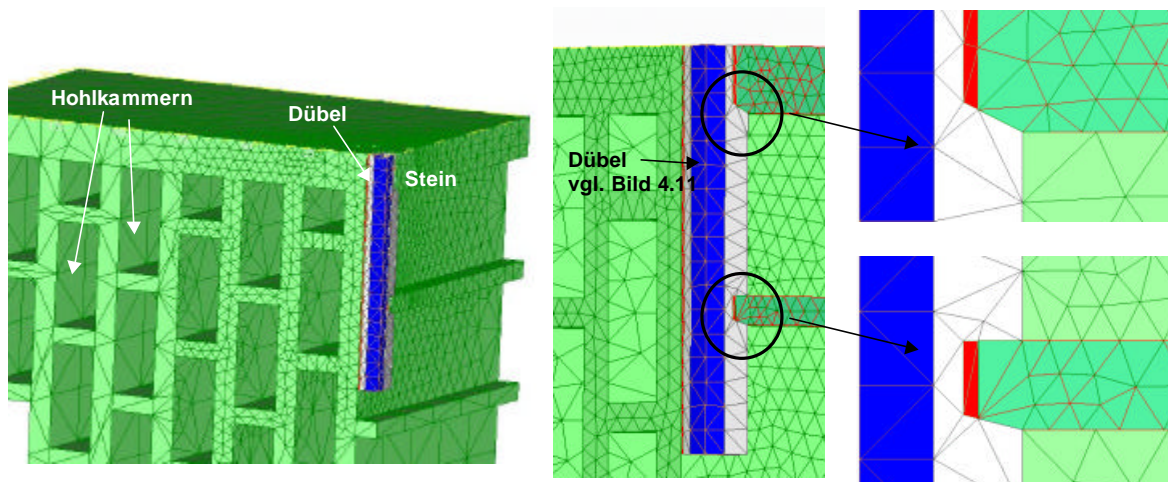
Für die Außenabmessungen von Kalksandlochsteinen wurde ein 10 DF-Format mit  $l \times b \times h = 300 \text{ mm} \times 240 \text{ mm} \times 240 \text{ mm}$  gewählt. Die Außenabmessungen des Hochlochziegels entsprechen einem 16 DF-Format mit  $l \times b \times h = 500 \text{ mm} \times 240 \text{ mm} \times 240 \text{ mm}$ .

Der Lochdurchmesser variierte in den Kalksandsteinen zwischen 30 mm, 50 mm und 70 mm, zur Variation der Stegdicke wurden 20 mm, 30 mm, 40 mm und 50 mm gewählt. Die Bohrlochschrägung an der Stegunterseite von Lochsteinen wurde durch eine kegelförmige Fehlstelle um das Bohrloch herum simuliert. Die Neigung der Schädigung entspricht dem Lasteinleitungswinkel.

Die Abstützung in Zugrichtung wurde kreisförmig an einzelnen Knoten der Steinoberfläche in einem Abstand von ca. 100 mm bis 120 mm zur Dübelachse aufgebracht. Einige Beispielgeometrien sind in Bild 4.10 dargestellt.



a) Kalksandlochstein mit Setzposition des Dübels und Bohrlochschrägung



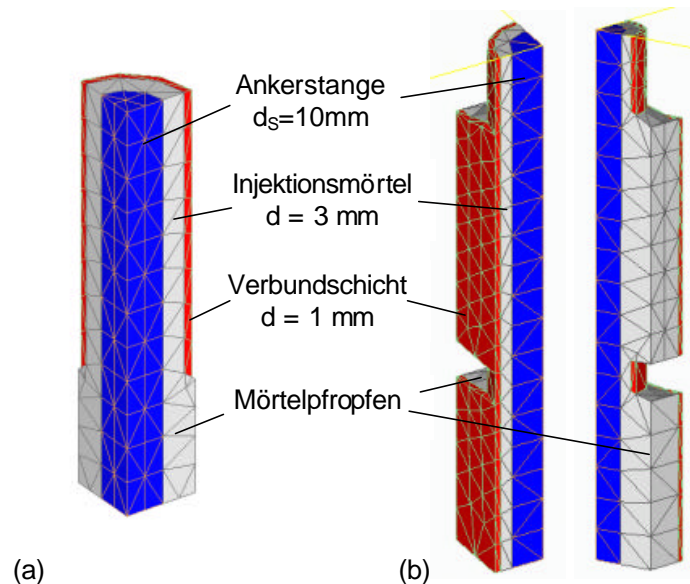
b) Hochlochziegel mit Setzposition des Dübels und Bohrlochschrägung an den Stegen

**Bild 4.10:** modellierten Lochsteingeometrien: a) Kalksandlochstein, b) Hochlochziegel

#### 4.3.4.2 Geometrie des Dübels

Der Injektionsdübel setzt sich in den numerischen Untersuchungen aus der modellierten, glatten Ankerstange mit Durchmesser 10 mm, dem Injektionsmörtel und der Verbundschicht zwischen Mörtel und Ankergrund zusammen. Das Modell des Dübels ist in Bild 4.11 schematisch dargestellt.

Der Bohrlochdurchmesser betrug in allen Rechnungen 18 mm. Die Ankerstange wurde als Zylinder ohne Berücksichtigung der Gewindegänge dargestellt. Die Verbundschicht wird mit einer Dicke von 1 mm modelliert. Dies entspricht etwa der Breite des in der Praxis auftretenden Ringspalts zwischen Siebhülse und Bohrlochwandung. Die Verbundlänge ist abhängig von der Stegdicke der modellierten Steine. In Vollsteinen verläuft die Verbundschicht über die gesamte Einbindetiefe des Dübels. In Lochsteinen bildet sich in den über die Setztiefe auftretenden Hohlkammern des Steins ein Mörtelpropfen aus, der im Modell durch einen Kopf mit definiertem Kopfneigungswinkel  $\alpha$  und vorgegebener Schulterbreite  $a$ , modelliert wurde (vgl. Bild 4.4). Zur Untersuchung des Einflusses auf das Tragverhalten variierte der Kopfneigungswinkel zwischen  $20^\circ$ ,  $50^\circ$  und ca.  $90^\circ$ , die Schulterbreite betrug 0 mm, 0,5 mm, 2 mm und 4 mm.



**Bild 4.11:** FE-Modell eines Injektionsdübels in (a) Kalksandlochsteinen und (b) Hochlochziegeln

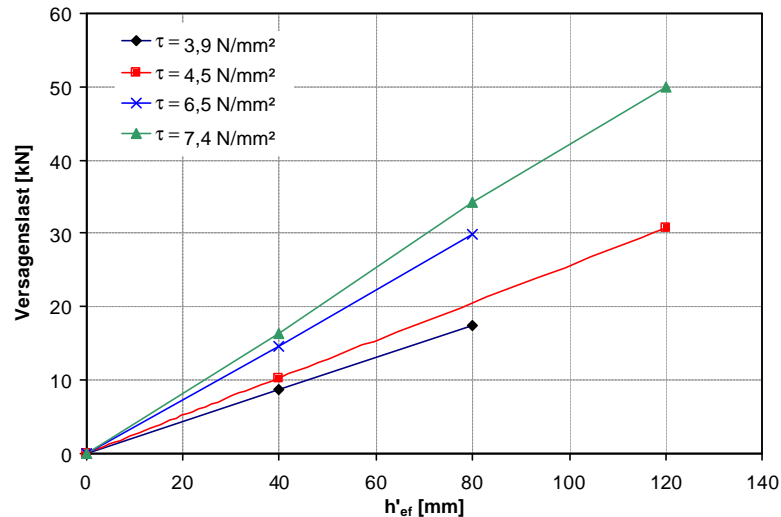
### 4.4 Ergebnisse der FEM-Studien an Vollsteinen

Im Folgenden werden die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen von Injektionsdübeln in Vollsteinen beschrieben. Es wurden insgesamt drei Verankerungstiefen mit vier unterschiedlichen Verbundfestigkeiten simuliert. Die numerischen Berechnungen in Vollmaterial erfolgten an Kalksandsteinmodellen. Die detaillierten Ergebnisse der Berechnungen sind im Anhang B angegeben. In den numerischen Untersuchungen zu Vollsteinen wurden die grundlegenden Annahmen aus den Erkenntnissen zu Injektionsdübeln in Beton überprüft.

#### 4.4.1 Variation der Verankerungstiefe

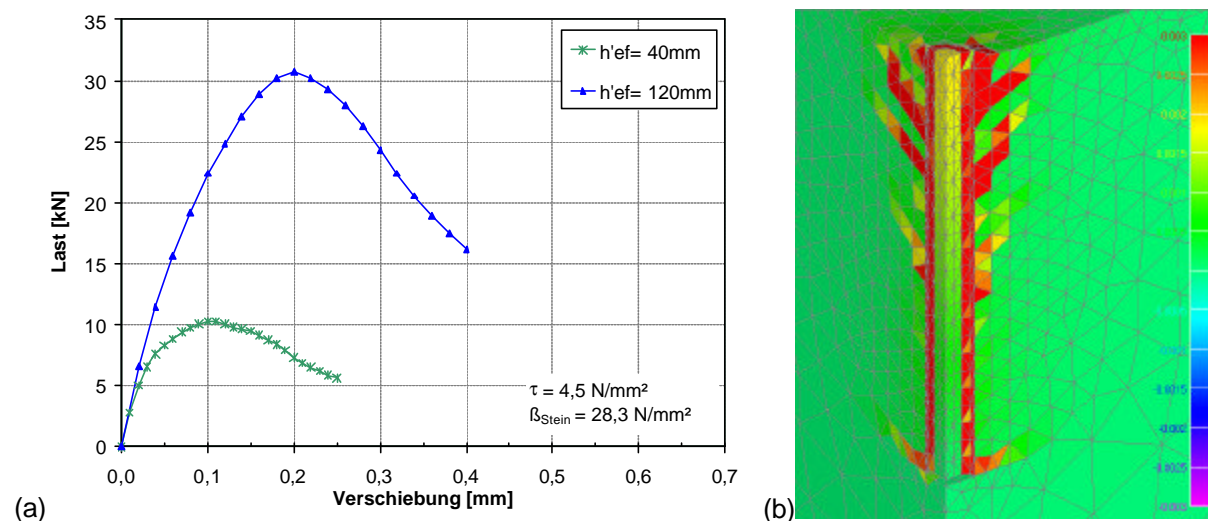
In den Berechnungen wurden Verankerungstiefen 40 mm, 80 mm und 120 mm bei jeweils gleichen Verbundfestigkeiten simuliert. Es zeigt sich, dass mit zunehmender Verankerungstiefe die Traglast linear zunimmt. Dies ist in Bild 4.12 für unterschiedli-

che Verbundfestigkeiten dargestellt und entspricht den Untersuchungen zu Verbunddübeln in Beton. Da in Vollmaterial ausschließlich Verbund als Tragmechanismus in Frage kommt, geht bei Gültigkeit des Verbundmodells nach Gleichung 4.2 die Mantelfläche des Dübels und somit die Verankerungstiefe linear in die Traglast ein.



**Bild 4.12:** Ergebnisse der FE-Berechnungen: Einfluss der Verankerungstiefe auf die Traglast von Injektionsdübeln in Vollsteinen

Für alle Verankerungstiefen bildete sich ein oberflächennaher Ausbruchkegel mit einer Tiefe von ca. 10 - 15 mm. Die Dübel versagten durch Herausziehen bzw. durch kombiniertes Versagen. Die Tiefe des Ausbruchkegels bei kombiniertem Versagen ist abhängig von der Verbundfestigkeit (vgl. Kapitel 4.4.2). In Bild 4.13 sind exemplarisch die Last-Verschiebungskurven für eine Verbundfestigkeit von  $\tau = 4,5 \text{ N/mm}^2$  mit den Verankerungstiefen 40 mm und 120 mm sowie die Hauptdehnungsverteilung bei Höchstlast für die Berechnung mit  $h'_{ef} = 120 \text{ mm}$  abgebildet.



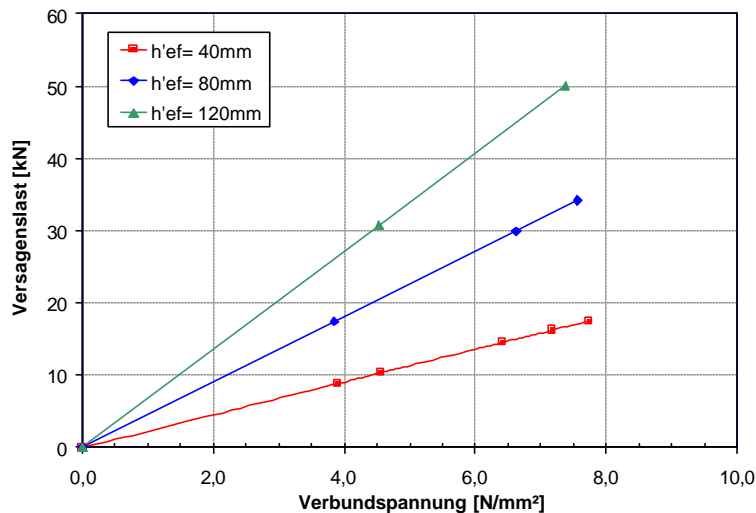
**Bild 4.13:** Ergebnisse der FE-Berechnungen mit  $\tau = 4,5 \text{ N/mm}^2$ : (a) Last- Verschiebungskurven von Injektionsdübeln bei Verankerungstiefe 40 mm bzw. 120 mm, (b) Hauptdehnungen in Kalksandstein bei Höchstlast mit  $h'_{ef} = 120 \text{ mm}$

Bei geringer Verankerungstiefe ( $h_{ef} = 40 \text{ mm}$ ) und hoher Verbundfestigkeit ( $\tau = 7,4 \text{ N/mm}^2$ ) bildete sich ein vollständiger Ausbruchkegel über den gesamten Ein-

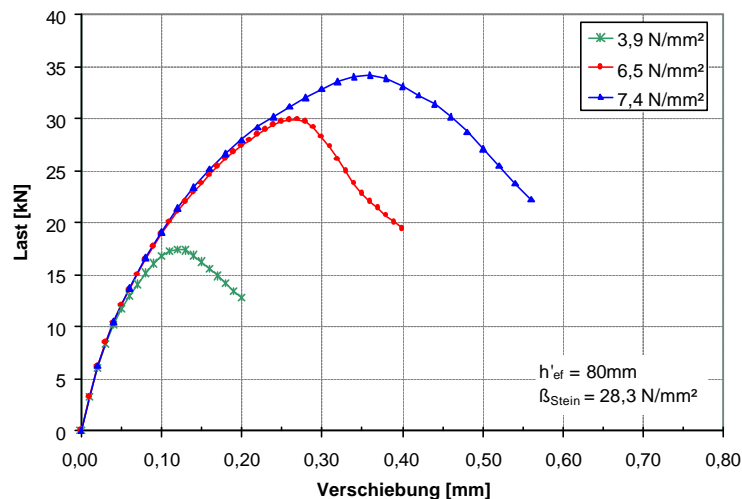
bindebereich des Dübels (vgl. Bild 4.17). Der Einfluss der Verbundfestigkeit auf das Tragverhalten wird im folgenden Kapitel beschrieben.

#### 4.4.2 Variation der Verbundfestigkeit

Die numerischen zentrischen Ausziehversuche wurden mit vier verschiedenen Verbundfestigkeiten durchgeführt. Bei konstanter Setztiefe zeigte sich eine lineare Zunahme der übertragbaren Last proportional zu  $\tau_u$ . Dies geht aus Bild 4.14 hervor. In Bild 4.15 sind beispielhaft die zugehörigen Last-Verschiebungskurven für verschiedene Verbundfestigkeiten bei konstanter Verankerungstiefe von 80 mm dargestellt.



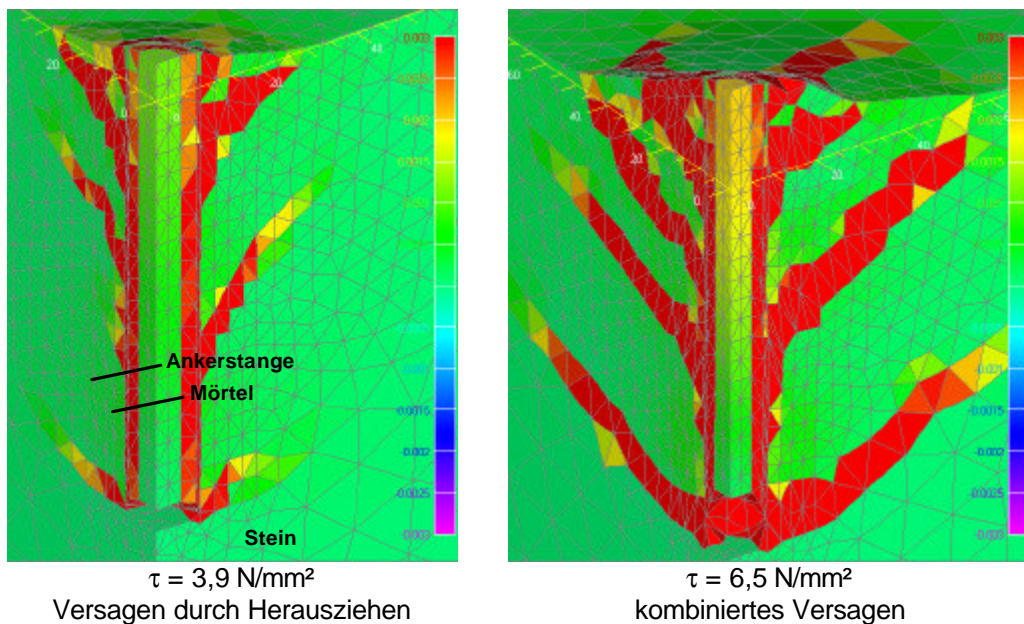
**Bild 4.14:** Ergebnisse der FE-Berechnungen: Einfluss der Verbundfestigkeit auf die Versagenslast in Vollsteinen bei verschiedenen Verankerungstiefen



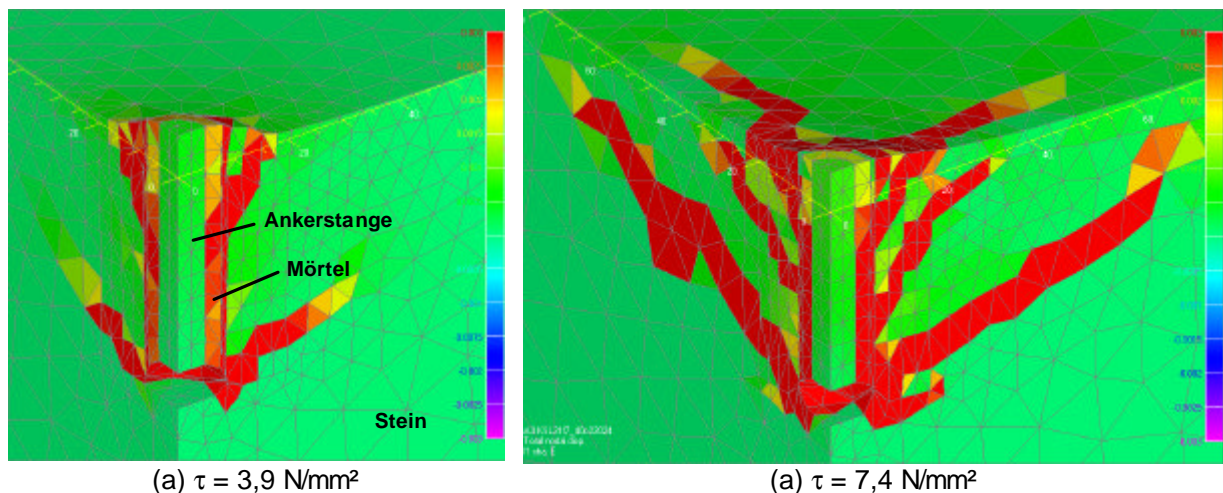
**Bild 4.15:** Ergebnisse der FE-Berechnungen: Einfluss der Verbundfestigkeit auf die Last-Verschiebungskurve von Injektionsdübeln bei einer Verankerungstiefe von  $h'_{ef} = 80\text{ mm}$  in Vollsteinen

Die Versagenslast kann bei konstanter Verankerungstiefe nicht beliebig gesteigert werden, sondern ist nach *Appl (2004)* durch die Zugtragfähigkeit des Ankergrunds mit Bildung eines Steinausbruchs über die vollständige Verankerungstiefe begrenzt. Bei kleinen Verbundfestigkeiten  $\tau$  versagt der Dübel für alle geprüften Verankerungstiefen durch Herausziehen mit einem Oberflächenausbruch. Bevor die Tragfähigkeit des Ankergrunds erreicht ist, versagt der Verbund in der Mörtelschicht. Es entstehen

Risse entlang der Verankerungstiefe, die jedoch nicht zu Trennrissen führen. Mit zunehmenden Verbundfestigkeiten nimmt die Tiefe des Ausbruchkegels zu. Die Risse wachsen entlang der Dübelachse an und bilden sich in einer bestimmten Tiefe zu vollständigen Trennrissen aus (Bild 4.16). Die Verankerung versagt durch eine Kombination aus Steinausbruch und Herausziehen. Wird die Verbundfestigkeit weiter gesteigert, geht das Versagen in einen vollständigen Steinausbruch über, der sich über die gesamte Einbindetiefe erstreckt. Dies zeigt Bild 4.17 für die Verankerungstiefe von 40 mm.



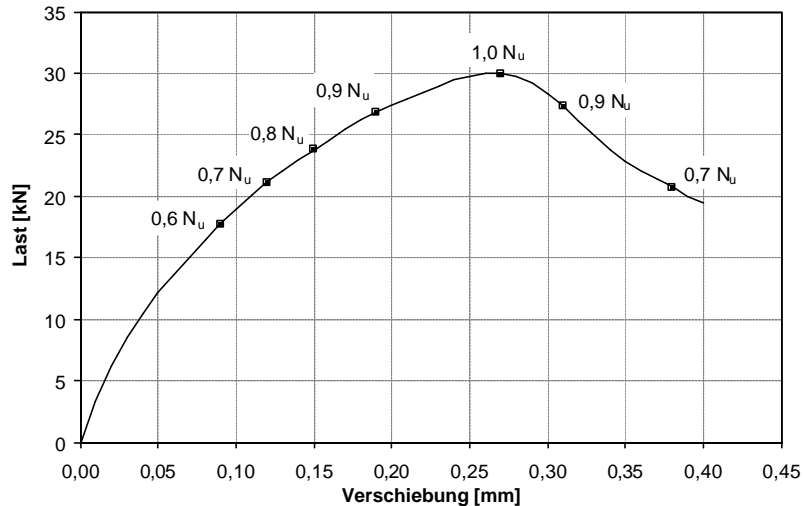
**Bild 4.16:** Ergebnisse der FE-Berechnungen: Einfluss der Verbundfestigkeit auf die Hauptdehnungen bei Höchstlast in Vollsteinen mit  $h'_{ef} = 80 \text{ mm}$



**Bild 4.17:** Ergebnisse der FE-Berechnungen: Einfluss der Verbundfestigkeit auf die Hauptdehnungen bei Höchstlast in Vollsteinen mit  $h'_{ef} = 40 \text{ mm}$ , (a) Versagen durch Herausziehen und (b) durch Steinausbruch

Die Zuglast am Dübel wird von der Ankerstange über den Mörtel durch die Klebeschicht in den Ankergrund übertragen. Die Verbundspannungen in der Klebeschicht können nach Meszaros (2001) über die Verankerungstiefe als annähernd konstant angenommen werden. Diese Annahme, auf deren Gültigkeit das Modell zur Berechnung der Traglast eines Einzeldübeln mit dem Tragmechanismus Verbund beruht,

wurde durch numerisch durchgeführte, zentrische Ausziehversuche mit einer Verankerungstiefe von 80 mm in Kalksandvollstein überprüft. Der Dübel versagte durch Herausziehen mit oberflächennahem Steinausbruch. Die Tiefe des Ausbruchkegels betrug ca. 50 mm. Die zugehörige Last- Verschiebungskurve ist in Bild 4.18 dargestellt.



**Bild 4.18:** Last- Verschiebungskurve eines Injektionsdübels bei einem numerisch durchgeführten, zentrischen Zugversuch in Kalksandvollstein mit  $h'_{ef} = 80$  mm

Die Verteilung der Verbundspannungen entlang der Verankerungstiefe ist in Bild 4.19 dargestellt. Für die maßgebenden Laststufen ( $0,7 \cdot N_u$ ,  $0,8 \cdot N_u$ ,  $0,9 \cdot N_u$ ,  $1,0 \cdot N_u$  und  $0,9 \cdot N_u$  sowie  $0,7 \cdot N_u$  im Nachbruch mit  $N_u =$  maximale Last) wurden die mittleren Verbundspannungen in jedem Element über die Verankerungstiefe im Abstand von 4 mm ermittelt. Zur Darstellung des Verbundspannungsverlaufs wurde die Elementreihe in der Verbundschicht zwischen Mörtel und Ankergrund gewählt.

Die Verbundspannungen zeigen im mittleren Einbindebereich einen annähernd konstanten Verlauf. Bei einer Verankerungstiefe von 50 mm, die der Ausbruchtiefe des Kegels beim kombinierten Versagen entspricht, fällt die Verbundspannungen ab. Das zugehörige Versagensbild bei Höchstlast zeigt Bild 4.16 (rechts). Im Stein entstehen Risse, durch die der Verbund lokal geschädigt wird. Unterhalb des Rissbereichs nehmen der Verbundspannungen wieder zu.

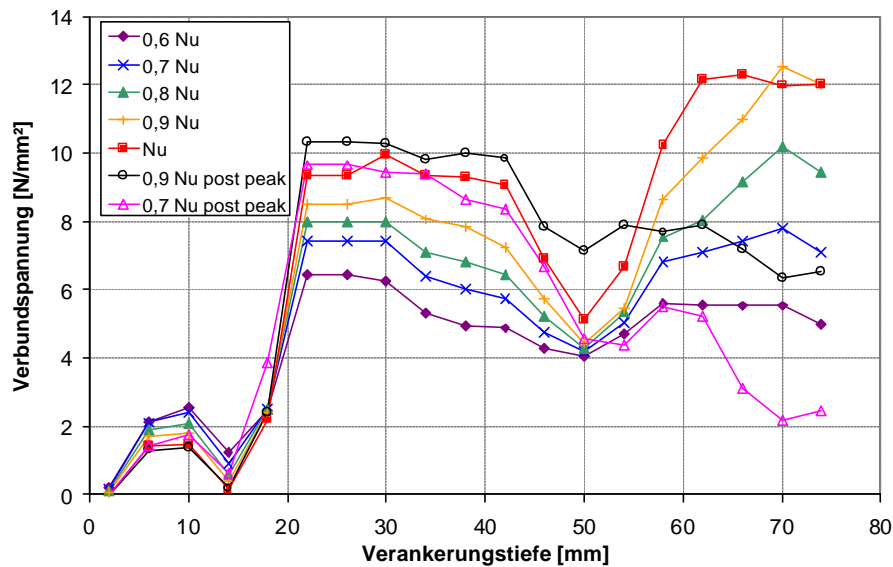
Von der Steinoberfläche bis zu einer Einbindetiefe von ca.  $18 \text{ mm} = 1d$  ergeben sich nur geringe Verbundspannungen. Durch die Ausbildung eines kleinen Oberflächenausbruchs, der in allen Rechnungen beobachtet wurde, reduziert sich das Verbundvermögen. Die Schädigung des Steins infolge der an der Oberfläche möglichen Verformungen zerstören den Verbund bereits bei geringen Lasten.

Mit wachsender Zuglast nehmen die Verbundspannungen zu. Sie steigen abgesehen vom Rissbereich bei 50 mm an jeder Ankerstelle nahezu um die gleiche Differenz an. An der Ankerspitze ergeben sich ab ca.  $0,8 \cdot N_u$  höhere Verbundspannungen als im mittleren Verankerungsbereich und erreichen dort kurz vor der Höchstlast ein Maximum.

Nach Überschreiten der Maximallast nehmen die Verbundspannungen unterhalb des Ausbruchs rasch ab, was auf ein Verbundversagen im unteren Verankerungsbereich schließen lässt. Der Dübel versagt im unteren Bereich durch Herausziehen, wodurch in der Last- Verschiebungskurve ein Lastabfall verursacht wird. Im Nachbruch bei  $0,9 \cdot N_u$  lagert sich die Last in den vorderen Verbundbereich um. Dadurch wachsen



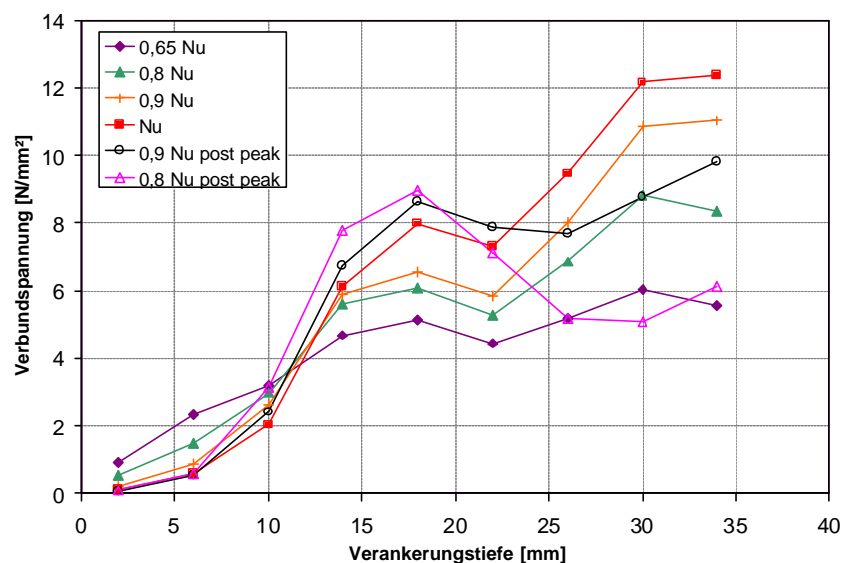
die Risse in einer Tiefe von 50 mm zu vollständigen Trennrissen an und es entsteht ein Ausbruchkegel.



**Bild 4.19:** Verteilung der Verbundspannungen entlang der Verankerungstiefe für verschiedene Belastungsstufen bei  $h'_{ef} = 80$  mm in Vollsteinen

Der Verbundspannungsverlauf für eine Verankerungstiefe von 40 mm ist in Bild 4.20 dargestellt. Er zeigt bzgl. des reduzierten Verbundvermögens im oberen Einbindebereich und des Verhaltens an der Dübelspitze einen ähnlichen Verlauf. Das Spannungsniveau an der Dübelspitze bei Höchstlast ist für beide Verankerungstiefen gleich, da identische Verbundeigenschaften vorgegeben wurden. Nach Erreichen der Höchstlast versagt an der Dübelspitze der Verbund und die Last wird in den vorderen Verankerungsbereich umgelagert.

Der mittlere Verankerungsbereich ist entsprechend geringer als bei  $h'_{ef} = 80$  mm und reicht nicht aus, um einen konstanten Verbundspannungsverlauf auszubilden. Vielmehr nimmt  $\tau$  etwa linear mit  $h_{ef}$  zu.



**Bild 4.20:** Verteilung der Verbundspannungen entlang der Verankerungstiefe für verschiedene Belastungsstufen bei  $h'_{ef} = 40$  mm in Vollsteinen

In Meszaros (2001) wurde der Verbundspannungsverlauf entlang der Ankerstange mit Verbunddübeln in Beton numerisch und experimentell mit Verankerungstiefen zwischen 48 mm bis 384 mm untersucht. Die Versuchsergebnisse zeigten im wesentlichen die beschriebenen Merkmale. Bei Verankerungstiefen ab ca. 100 mm ergaben sich lokal Spannungsschwankungen, die auf lokale Schädigungen im Verbundbereich zurückgeführt wurden. Diese Schwankungen entsprechen dem beschriebenen Verbundspannungsabfall in den Berechnungen mit  $h_{ef} = 80\text{mm}$ .

Die Untersuchungen zu den Verbundspannungsverläufen zeigen, dass  $\tau$  vor allem bei kleinen Verankerungstiefen nicht konstant über die Einbindetiefe verläuft. Dennoch ergibt sich mit der Annahme  $\tau = \text{konstant}$  eine ausreichend genau Beschreibung von  $N_u$  (vgl. Bild 4.14).

## 4.5 Ergebnisse der FEM-Studien an Lochsteinen

Im Folgenden werden die numerischen Simulationen von Injektionsdübeln in Lochsteinen beschrieben. Die detaillierten Ergebnisse der Berechnungen sind im Anhang B angegeben. Die Parameterstudien in Lochsteinen erfolgte an Kalksandsteinmodellen. In Hochlochziegeln wurde ein zentrischer Ausziehversuch durchgeführt, um die Rissentwicklung in der Lochkonfiguration zu untersuchen.

### 4.5.1 Untersuchungen zum Tragmechanismus

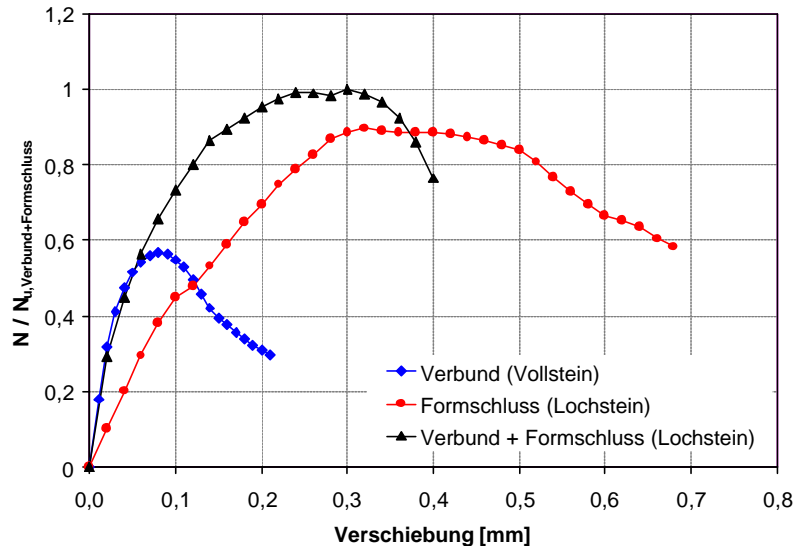
In Lochsteinen stellt sich die Frage, welcher Tragmechanismus zur Lastübertragung herangezogen bzw. in welcher Form das Zusammenspiel der beiden Mechanismen Verbund und Formschluss genutzt wird.

Dazu wurde zunächst ein zentrischer Ausziehversuch in Kalksandlochsteinen mit einer Außenstegdicke von 40 mm berechnet, in dem beide Tragmechanismen vorhanden sind. Im weiteren wurde die Verbundschicht im Lochstein durch eine Luftschicht ersetzt, so dass ausschließlich der Formschluss Last in den Ankergrund einleiten konnte. Zum Vergleich wurden die Ergebnisse der Berechnungen im Vollstein mit  $h'_{ef} = 40\text{ mm}$  herangezogen, um die Lastübertragung allein durch Verbund zu erfassen. Das Materialmodell für die Verbundelemente im Voll- und Lochstein waren identisch.

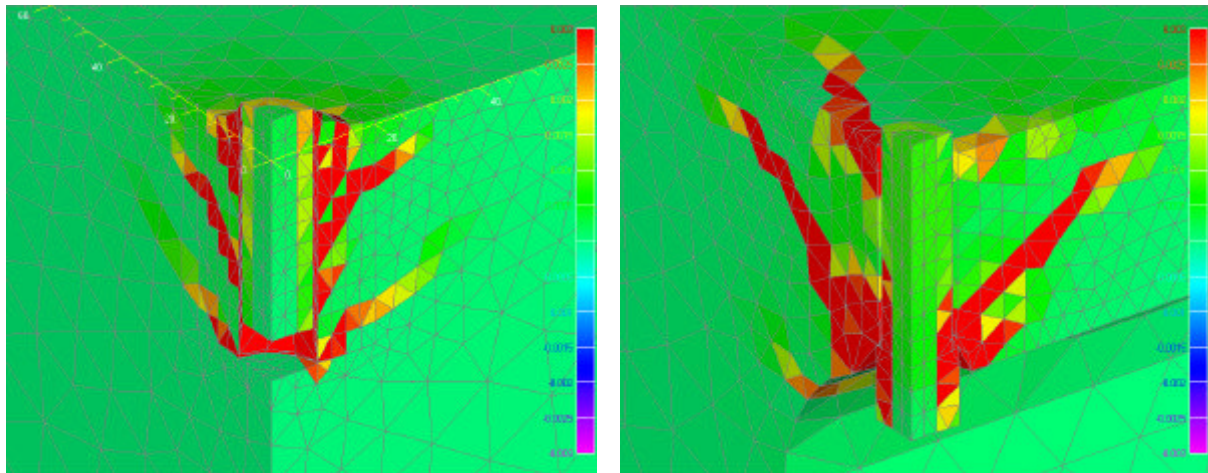
Die Ergebnisse der FE-Simulationen sind in Bild 4.21 und Bild 4.22 abgebildet. Bild 4.21 zeigt die Verschiebungen der Ankerstange über die bezogenen Lasten für die Tragmechanismen Verbund, Formschluss und deren Kombination. Als Bezugsgröße diente die Höchstlast des Ausziehversuchs mit kombiniertem Tragmechanismus. Es sei darauf hingewiesen, dass die Last-Verschiebungskurven in drei verschiedenen Berechnungen ermittelt wurden. Daher entspricht die Kurve für das gemeinsame Tragverhalten nicht der Addition der Kurven Verbund und Formschluss.

Die Anfangssteifigkeit in Lochsteinen wird offensichtlich durch die Verbundsteifigkeit beeinflusst wie die Last-Verschiebungskurven in Bild 4.21 zeigen. Die Last-Verschiebungskurve des Ausziehversuchs, in der nur über Formschluss Last übertragen wird, zeigt insgesamt größere Verschiebungen. Die Traglast ist ähnlich der bei kombiniertem Tragmechanismus. Während bei der gewählten Verbundfestigkeit im Vollstein die Verankerung durch Herausziehen des Dübels aus dem Ankergrund versagt (Bild 4.22, links), werden in den Lochsteinen höhere Lasten in Verbindung mit einem Steinausbruch erreicht (Bild 4.22, rechts). Dies lässt vermuten, dass eine Aktivierung des Formschlusses erfolgt ist. Daher wurden aus der Berechnung mit Kombination

der Tragmechanismen die durch Verbund bzw. durch Formschluss übertragenen Lastanteile getrennt ermittelt. Das Ergebnis zeigt Bild 4.23. Darin ist die Last-Verschiebungskurve aus Bild 4.21 für „Verbund + Formschluss“ normiert auf die Maximallast eingetragen. Zusätzlich ist die auf die Verbundfläche (Kontaktfläche zwischen Mörtel und Stein) gemittelte Last-Verschiebungskurve sowie die des Mörtelpfropfens enthalten.



**Bild 4.21:** Last-Verschiebungskurven von Injektionsdübeln in drei zentrischen Ausziehversuchen in Kalksandsteinen mit verschiedenen Tragmechanismen bei  $h'_{ef} = 40$  mm,  $\tau = 3,9$  N/mm<sup>2</sup>

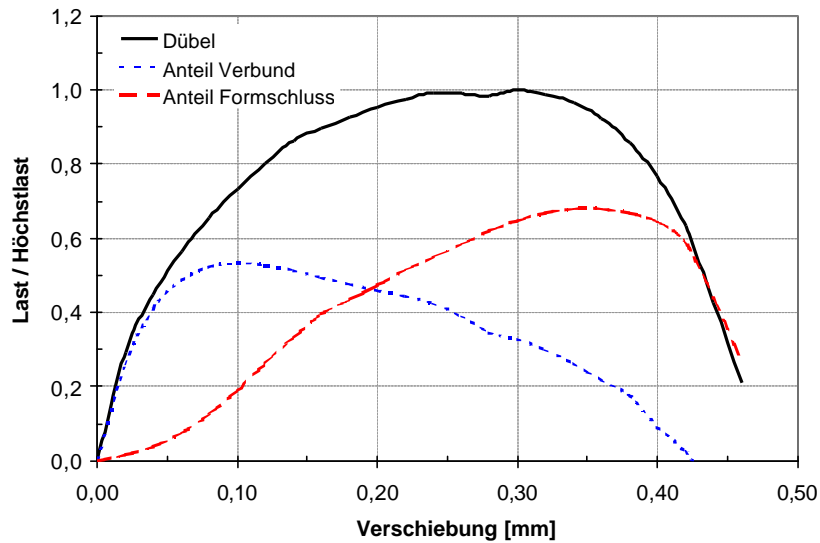


**Bild 4.22:** Hauptdehnungen in Kalksandstein mit  $h'_{ef} = 40$  mm bei einem zentr. Ausziehversuch links: Vollstein mit Tragmechanismus Verbund ( $\tau = 3,9$  N/mm<sup>2</sup>), Versagen durch Herausziehen  
rechts: Lochstein mit Tragmechanismus Formschluss, Versagen durch Steinausbruch

Aus Bild 4.23 geht hervor, dass der Verbund entsprechend Bild 4.21 für die Anfangssteifigkeit der Verankerung verantwortlich ist. Die Last steigt mit zunehmender Verschiebung steil an. Der Formschluss hingegen weist zu Belastungsbeginn bei kleinen Verschiebungen bis ca. 0,06 mm nur einen geringen Lastanstieg auf. Kurz vor Erreichen der Verbundfestigkeit wird der Mörtelpfropfen verstärkt aktiviert.

Der Übergang von einem Tragmechanismus zum anderen erfolgt kontinuierlich, da der durch Verbund übertragene Lastanteil nach dem Verbundversagen nur langsam abfällt. Die Dübellast ergibt sich aus der Summe der durch die beiden Tragmecha-

nismen übertragenen Lastanteile. Bei Erreichen der Höchstlast wird in dem gewählten Beispiel noch ca. 35% der Last durch Verbund und 65% durch Formschluss übertragen.



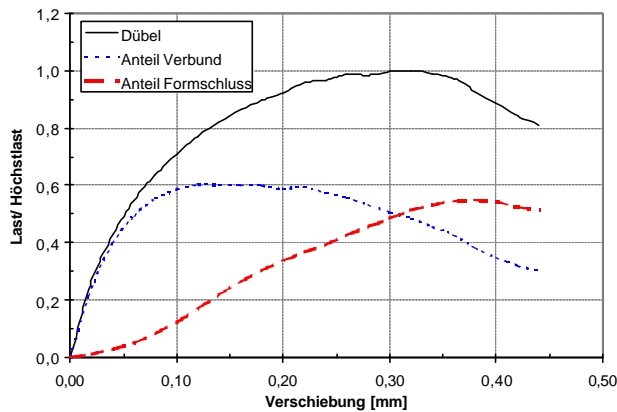
**Bild 4.23:** Last- Verschiebungskurven von Injektionsdübeln mit unterschiedlichen Tragmechanismen in Kalksandlochsteinen mit  $h'_{ef} = 40$  mm und  $\tau = 3,9$  N/mm<sup>2</sup>

Die anteiligen Lasten sind abhängig von der Verbundfestigkeit des Mörtels. Wird die Verbundfestigkeit auf  $\tau = 6,5$  N/mm<sup>2</sup> erhöht, ergibt sich nach Bild 4.24 eine Lastaufteilung bei Höchstlast von 50% Verbundanteil und 50% Formschluss. Wie in Kapitel 4.4.2 für Vollsteine gezeigt, kann bei genügend hoher Verbundfestigkeit auch ohne Mörtelpfropfen Steinausbruch hervorgerufen werden. Vor allem bei kleinen Außenstegdicken zwischen 15 mm und 30 mm genügt eine geringe Verbundfestigkeit, um ein Versagen durch einen Ausbruchkegel zu erreichen.

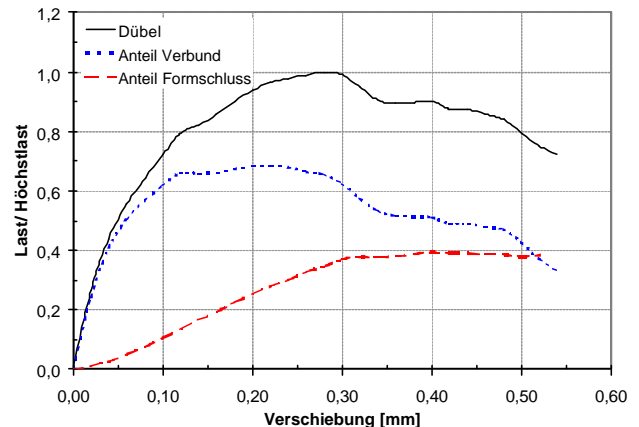
In Vollsteinen zeigte sich bei einer Verankerungstiefe von 40 mm nach Bild 4.17 mit einer Verbundfestigkeit von  $\tau = 7,4$  N/mm<sup>2</sup> ein Versagen durch Steinausbruch. Dieser wird ausschließlich über den Tragmechanismus Verbund hervorgerufen. Dieselbe Verbundfestigkeit wurde nun in die Berechnungen mit Lochsteinen eingesetzt. Die Ergebnisse wurden analog zu Bild 4.23 nach den Anteilen der Tragmechanismen ausgewertet.

Aus Bild 4.25 ist zu erkennen, dass infolge der höheren Verbundfestigkeit im Vergleich zu Bild 4.23 und Bild 4.24 ein größerer Lastanteil über Verbund übertragen wird. Bei Höchstlast beträgt der durch Verbund aufgenommene Anteil ca. 65%, durch Formschluss wird zu diesem Zeitpunkt 35% der Gesamtlast übertragen.

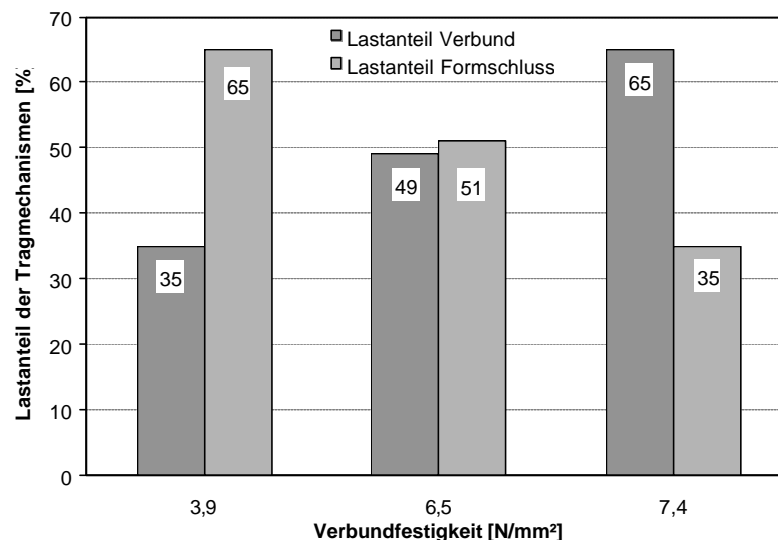
Eine Gegenüberstellung der Lastanteile bei Dübelhöchstlast, die durch Verbund bzw. durch Formschluss bei unterschiedlichen Verbundfestigkeiten übertragen werden, zeigt Bild 4.26. Mit Zunahme der Verbundfestigkeit nimmt auch die durch Verbund in den Ankergrund eingeleitete Last zu. Die Bedeutung des Mörtelpfropfens in der Hohlkammer nimmt ab.



**Bild 4.24:** Last- Verschiebungskurven der einzelnen Tragmechanismen bei zentrischen Ausziehversuchen in Kalksandlochsteinen mit  $h'_{ef} = 40 \text{ mm}$  und  $\tau = 6,5 \text{ N/mm}^2$



**Bild 4.25:** Last- Verschiebungskurven der einzelnen Tragmechanismen bei zentrischen Ausziehversuchen in Kalksandlochsteinen mit  $h'_{ef} = 40 \text{ mm}$  und  $\tau = 7,4 \text{ N/mm}^2$



**Bild 4.26:** Gegenüberstellung der Lastanteile der beiden Tragmechanismen Verbund und Formschluss für verschiedene Verbundfestigkeiten bei Höchstlast

Ein Vergleich der Versagenslasten im Voll- und Lochstein zeigt Tabelle 4.4. Während in Vollsteinen die Traglast mit zunehmender Verbundfestigkeit deutlich ansteigt (vgl. auch Kapitel 4.4.2), sind die erreichten Höchstlasten in Lochsteinen nahezu unabhängig von  $\tau_u$ . Die Traglast im Vollstein mit  $\tau_u = 7,4 \text{ N/mm}^2$  entspricht bei vergleichbarem Versagensbild der Traglast im Lochstein. Während im Vollstein ein Übergang von Herausziehen zu Steinausbruch erfolgt, versagt die Verankerung im Lochstein unabhängig von der Verbundfestigkeit durch Bildung eines Steinausbruchs.

Bei Betrachtung der Lastanteile, die durch Verbund übertragen werden, zeigt Tabelle 4.4, dass bei gleicher Verbundfestigkeit im Lochstein der Verbund bei geringeren Lasten ein Maximum erreicht als in Vollsteinen. In der Berechnung mit  $\tau = 7,4 \text{ N/mm}^2$  beträgt die im Lochstein durch Verbund übertragene Last ca. 70% der Höchstlast und somit etwa 70% der Verbundbruchlast im Vollstein. Bei Belastung des Dübels wird der Mörtelpfropfen infolge der Verschiebungen des Verbunds an die Stegunterseite gepresst, so dass bereits vor Verbundversagen der Pfropfen beginnt, Last aufzunehmen. Infolge der Kopfpressung an der Stegunterseite ändert sich im Vergleich

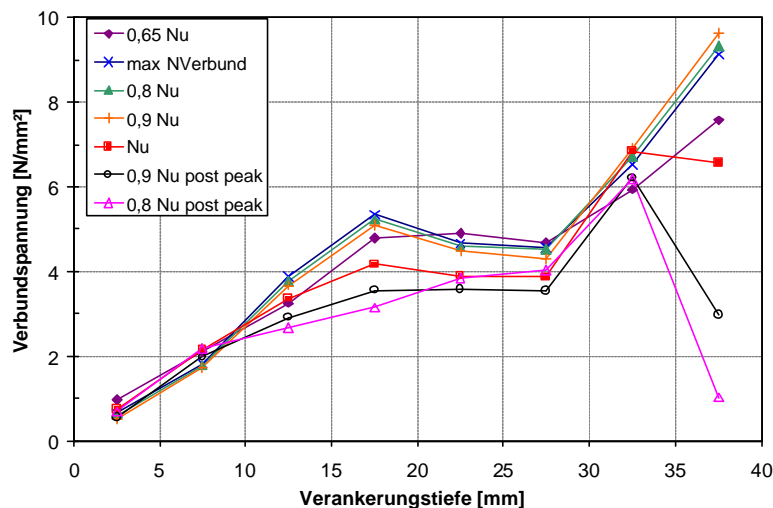
zum reinen Verbundmechanismus der Spannungszustand im unteren Verankerungsbereich. Die Höchstlast im Lochstein ergibt sich durch ein Zusammenspiel von Verbund und Formschluss, auch wenn im Vollstein die Verbundfestigkeit  $\tau = 7,4 \text{ N/mm}^2$  ausreicht, um einen Steinausbruch hervorzurufen. Das Verbundversagen im unteren Verankerungsbereich für  $\tau = 6,5 \text{ N/mm}^2$  vor Erreichen der Dübeltraglast ist in Bild 4.27 zu erkennen.

$\tau_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Vollstein		Lochstein			
	$N_u$ [kN]	Versagen	$N_u$ [kN]	Versagen	max $N_{\text{Verbund}}$ [kN]	max $N_{\text{Verbund}} / N_u$ (Vollstein)
3,9	8,8	H	15,5	B	8,3	0,94
6,5	14,5	B+H	17,7	B	10,7	0,74
7,4	17,5	B	17,9	B	12,2	0,70

$\tau_u$  Verbundfestigkeit bei Höchstlast  
 $N_u$  Höchstlast im zentrischen Ausziehversuch  
 $N_{\text{Verbund}}$  Last, die durch Verbund in den Ankergrund übertragen wird

B Steinausbruch  
H Herausziehen des gesamten Dübels  
B+H Kombination aus Herausziehen und Steinausbruch

**Tabelle 4.4:** Vergleich der Versagenslasten mit unterschiedlichen Verbundfestigkeiten in Vollstein und Lochstein bei  $h'_{ef} = 40 \text{ mm}$



**Bild 4.27:** Verteilung der Verbundspannungen ( $\tau = 6,5 \text{ N/mm}^2$ ) entlang der Verankerungstiefe in Kalksandlochstein für verschiedene Belastungsstufen bei  $h'_{ef} = 40 \text{ mm}$  im zentrischen Ausziehversuch nach Bild 4.24

Bild 4.27 zeigt, dass die maximale Verbundspannung bei  $\max N_{\text{Verbund}}$  an der Stegunterseite des Lochsteins vor Erreichen von  $N_u$  auftritt. Das Spannungsniveau bleibt zunächst annähernd konstant, was dem Verlauf der Last-Verschiebungskurve für Verbund in Bild 4.24 entspricht. In diesem Bereich wird die Last auf den Mörtelpfropfen umgelagert. Bei Höchstlast  $N_u$  hat der Verbund bereits versagt, was eine Abnahme der Verbundspannungen zur Folge hat. Dies zeigt sich in Bild 4.27 durch einen Kurvenverlauf bei  $N_u$  unterhalb der Kurven vorangegangener Lastschritte. Im Gegensatz zu Vollsteinen erfolgt keine Umlagerung auf vordere Verbundbereiche, sondern eine Umlagerung auf den Mörtelpfropfen.

Im Laborversuch ist es möglich, dass sich beim Setzvorgang des Dübels die Mörtelmasse nicht unmittelbar an die Stegunterseite anlegt, wie es im Modell vorausgesetzt wird. In diesem Fall ist in der Last-Verschiebungskurve bei Verbundversagen ein erstes Lastmaximum zu erwarten. Ein Lastanstieg infolge Lastübertragung durch

Formschluss kann erst nach einer bestimmten Verschiebung erfolgen, wenn der Mörtelpfropfen formschlüssig anliegt. Eine Laststeigerung über das erste Lastmaximum hinaus bis hin zum Steinausbruch ist wiederum abhängig von der Scherfestigkeit des Mörtels.

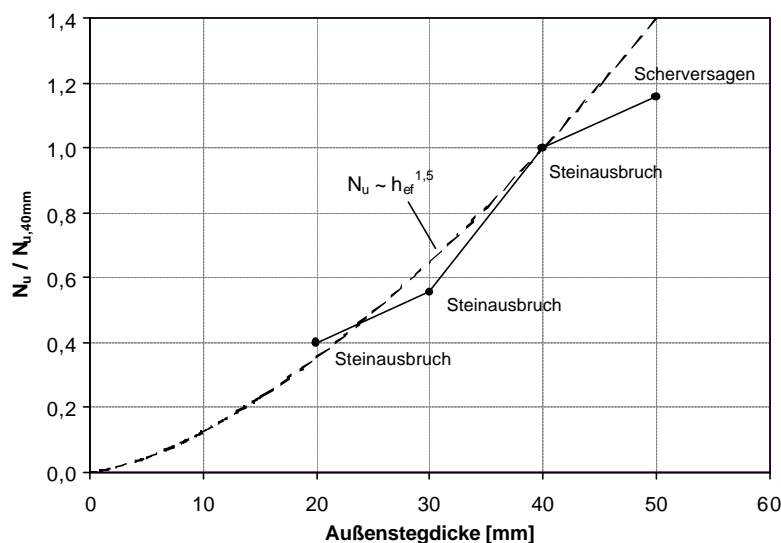
#### 4.5.2 Variation der Steingeometrie

Aufgrund der zahlreichen Lochbilder wurden für Kalksandlochsteine verschiedene Parameter der Steingeometrie variiert. Zunächst wurde der Einfluss der Außenstegdicke auf die Dübelbruchlast untersucht. Weiterhin wurde der Lochdurchmesser verändert. Als Referenzversuch wird ein zentrischer Ausziehversuch in Kalksandlochstein mit einer Außenstegdicke von 40 mm, einem Lochdurchmesser von 70 mm und einer Schulterbreite des Mörtelpfropfen in der Hohlkammer von 0,5 mm mit der Versagensart Steinausbruch herangezogen.

##### 4.5.2.1 Einfluss der Außenstegdicke

Zur Untersuchung des Einflusses der Außenstegdicke wurden numerische Untersuchungen in Kalksandsteinmodellen durchgeführt, in denen die Dicke des Außenstegs mit 20 mm, 30 mm, 40 mm und 50 mm variiert wurde. Bis auf die Berechnung mit der Außenstegdicke 50 mm versagten die Verankerungen durch Steinausbruch. Bei  $h'_{ef} = 50\text{mm}$  kam es zu einem Scherversagen in der ersten Elementreihe des Kalksandsteinnetzes und anschließend zu einem Ausbruch mit einer Tiefe von ca. 30 mm. Ein Abscheren des Mörtelpfropfens an der Stegunterseite wurde in den numerischen Simulationen ausgeschlossen. Aufgrund der erhaltenen Versagensbilder in der Simulation ist es jedoch möglich, dass in vergleichbaren Laborversuchen hier ein Mörtelabscheren auftritt.

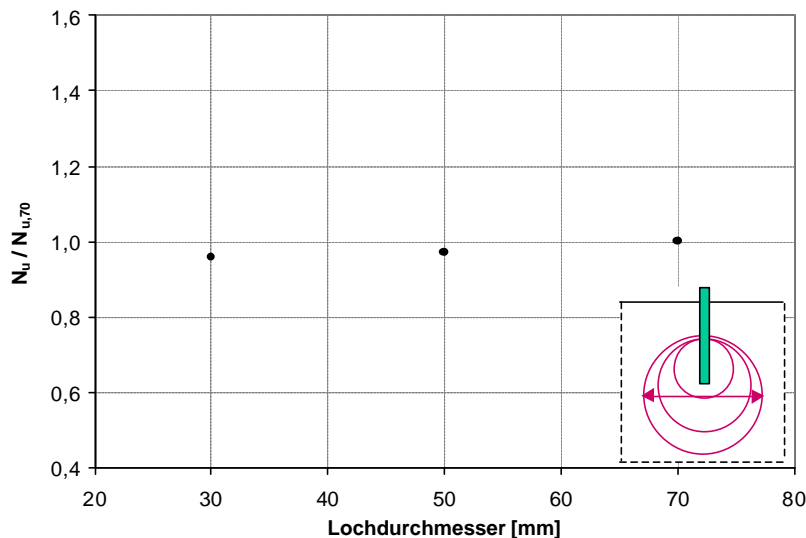
In Bild 4.28 sind die auf den Referenzversuch bezogenen Höchstlasten über die verschiedenen Außenstegdicken aufgetragen. In den Berechnungen, in denen ein Ausbruchkegel zum Versagen führte, steigt die Versagenslast etwa proportional zu  $h_{ef}^{1,5}$  an. Dieser Anstieg der Höchstlast entspricht den bisherigen Erkenntnissen im Ankergrund Beton. Bei einer Stegdicke von 50 mm fällt der Lastanstieg aufgrund der veränderten Versagensart geringer aus.



**Bild 4.28:** Einfluss der Außenstegdicke auf die Höchstlast von Injektionsdübeln in Kalksandlochsteinen

#### 4.5.2.2 Einfluss des Lochdurchmessers

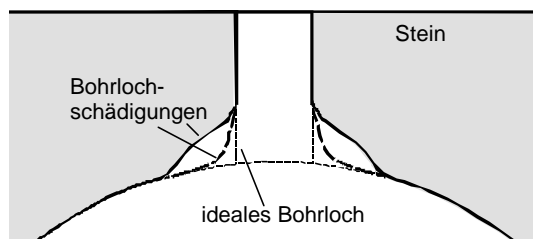
Zur Untersuchung des Einflusses des Lochdurchmessers auf die maximale Dübeltraglast wurden numerische Versuche in Kalksandsteinmodellen durchgeführt, in denen der Durchmesser mit 30 mm, 50 mm und 70 mm variiert wurde. In allen Berechnungen versagten die Verankerungen durch Steinausbruch. In Bild 4.29 sind die auf den Referenzversuch bezogenen Höchstlasten über die verschiedenen Lochdurchmesser aufgetragen. Es zeigt sich kein wesentlicher Einfluss des Lochdurchmessers auf die maximale Dübeltraglast. Dieses Verhalten ist plausibel, da die Ausbruchflächen bei Steinausbruch, der sich an der Stegunterseite ausgehend vom Bohrlochrand zur Steinoberfläche hin ausbildet, unabhängig vom Lochdurchmesser identisch sind.



**Bild 4.29:** Einfluss des Hohlkammerdurchmessers auf die Höchstlast von Injektionsdübeln in Kalksandlochsteinen

#### 4.5.3 Einfluss der Bohrlochschädigung

Durch die Erstellung des Bohrlochs kommt es in Lochsteinen in Abhängigkeit vom Bohrverfahren und des evtl. eingesetzten Schlaggewichts des Bohrhammers zu ausbruchartigen Schädigungen an der Stegunterseite. Dies wurde mit Bohrversuchen in verschiedenen Steinmaterialien unter Variation des Bohrverfahrens und des Bohrwerkzeugs untersucht. Die Ergebnisse der Laborversuche sind in Kapitel 5.6.4.1 näher beschrieben.



**Bild 4.30:** Schematische Darstellung von Bohrlochs-schädigungen

Die Schädigung des Bohrlochs an der Stegunterseite kann relativ steil mit kleinen Ausbrüchen oder auch flach mit großen Ausbruchdurchmessern sein. Für Injektionsdübel hat dies zur Folge, dass sich der Mörtel bei der Injektion entlang der Schädigung ausbreitet und bereits oberhalb der Stegunterseite eine Hinterschneidung entlang der Bohrlochaufweitung bildet (Bild 4.4). Je nach Schädigung kommt es zu beliebig variierenden Lasteinleitungswinkeln.

Der Einfluss des Lasteinleitungswinkels bei Kopfbolzen in Beton wurde bereits in Kapitel 4.2.3.2 beschrieben.

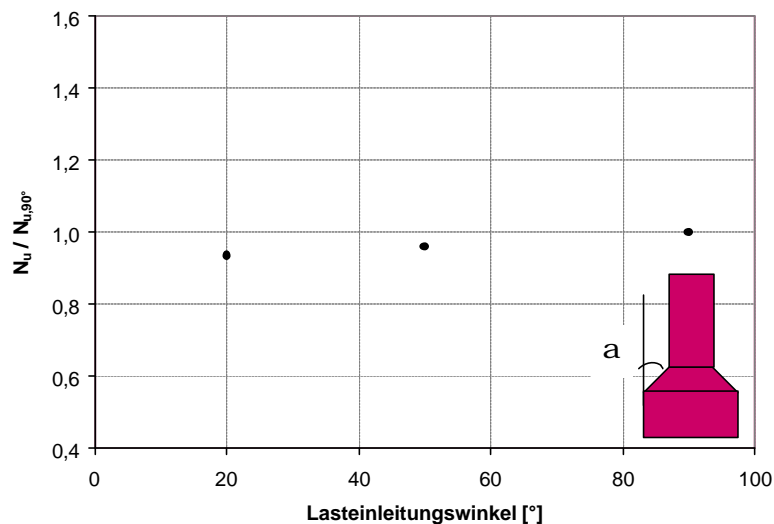


Eine weitere Folge der Bohrlochschädigung ist die Reduzierung der Stegdicke. Die Tiefe der Ausbruchstelle infolge des Bohrvorgangs ist variabel und kann in Abhängigkeit der Steinart und des Bohrwerkzeugs Werte bis ca. 50% der ursprünglichen Stegdicke erreichen. Diese Verringerung der Stegdicke ist nach Kapitel 4.5.2.1 gleichbedeutend mit einer Abminderung der Traglast.

In Bild 4.31 sind die Ergebnisse der numerischen Simulationen mit unterschiedlichen Lasteinleitungswinkeln dargestellt. Die Außenstegdicke betrug  $h'_{ef} = 40$  mm. Die Verbundfestigkeit des Injektionsmörtels wurde zu  $\tau = 3,9$  N/mm<sup>2</sup> gewählt, so dass eine Aktivierung des Mörtelpfropfens nach Bild 4.23 erfolgte. Der Datenpunkt bei  $\alpha = 90^\circ$  entspricht der Bruchlast ohne Bohrlochschädigung (ideales Bohrloch ohne Reduzierung der Stegdicke). Für  $\alpha = 50^\circ$  bzw.  $\alpha = 20^\circ$  reduzierte sich die Stegdicke infolge des Bohrlochausbruchs um ca. 4 mm.

Aus Bild 4.31 ist kein Einfluss des Neigungswinkels  $\alpha$  auf die Höchstlast ersichtlich. Die geringfügige Abnahme der Traglast bei  $\alpha = 50^\circ$  bzw.  $\alpha = 20^\circ$  im Vergleich zum unbeschädigten Bohrloch ist vielmehr auf die erforderliche Reduzierung der Stegdicke zurückzuführen. Sie liegt mit 10% in der gleichen Größenordnung wie die Abnahme der Höchstlast.

Hinsichtlich der Versagensarten ergab sich bei einem Lasteinleitungswinkel von  $20^\circ$  ein Spalten des Steins. In den beiden anderen Berechnungen trat das Versagen Steinausbruch auf. Der flache Neigungswinkel führt im Ankergrund analog zu Kopfbolzen in Beton zu einer Zunahme der Querkzugspannungen und damit zu einer Erhöhung der Spaltkräfte. Dadurch kommt es im Modell bei einem Randabstand von 120 mm, der sich aus der Steingeometrie ergibt, zu einem Wechsel der Versagensarten. Bei geringeren Randabständen ist das Steinspalten bereits bei größeren Lasteinleitungswinkeln zu erwarten, da in diesem Fall geringere Spaltkräfte zum Erzeugen von Spaltrissen ausreichen.



**Bild 4.31:** Einfluss des Lasteinleitungswinkels auf die Höchstlast von Injektionsdübeln in Kalksandlochsteinen

#### 4.5.4 Variation der Mörtelgeometrie

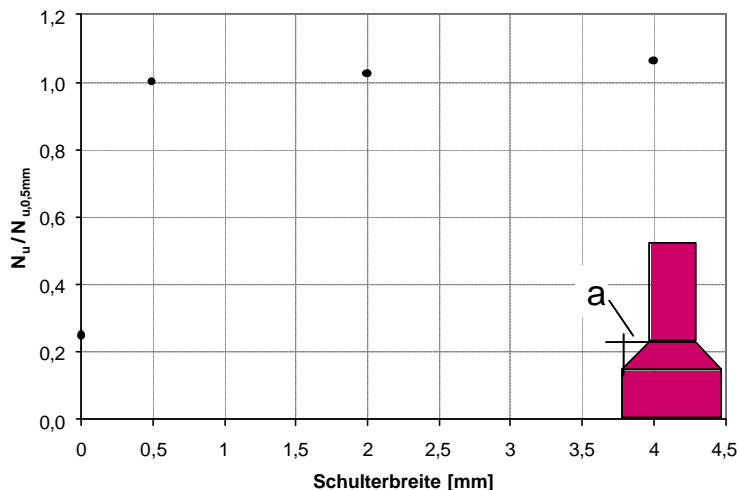
Bei der Injektion des Mörtels ist die Form des in den Hohlraum eindringenden und erhärtenden Mörtels zufällig. Durch die Gestaltung der Siebhülse entsteht in Kombination mit der Mörtelkonsistenz für jeden Dübeltyp ein charakteristisches Mörtelbild.

Je nach Menge des injizierten Mörtels, der Bohrlochschädigung und des Steins können die Abmessungen jedoch variieren.

Zur Untersuchung des Einflusses der Lasteinleitungsfläche bzw. der Schulterbreite  $a$  nach Bild 4.4 wurden zentrische Ausziehversuche mit weiter Abstützung simuliert, in denen die Schulterbreite  $a$  mit 0 mm, 0,5 mm, 2 mm und 4 mm variiert wurde. Weiterhin wurde bei  $a = 0,5$  mm und  $a = 4$  mm zum einen mit Verbund zwischen Mörtel und Ankergrund gerechnet, zum anderen wurde die Verbundschicht durch einen Luftspalt ersetzt. Dies entspricht der Annahme, dass bei Kopfbolzen mit glattem Schaft der Verbund zwischen Bolzen und Ankergrund vernachlässigbar ist.

Die Ergebnisse der zentrischen Ausziehversuche mit unterschiedlichen Schulterbreiten sind in Bild 4.32 dargestellt. Die Verbundfestigkeit wurde in den Berechnungen zu  $\tau = 1,9 \text{ N/mm}^2$  gewählt, so dass die Verankerung ohne Formschluss ( $a = 0$  mm) bereits bei kleinen Lasten durch Herausziehen versagte. Ab einer Schulterbreite von 0,5 mm versagte der Dübel durch Steinausbruch. In diesem Fall wurde der Formschluss aktiviert und die Höhe der Versagenslast ist mit zunehmender Größe des Mörtelstopfens nahezu konstant. Die Schulterbreite hat aufgrund der identischen Versagensart keinen Einfluss auf die Versagenslast.

Die Höhe der Traglastabminderung bei einer Schulterbreite von  $a = 0$  mm ist abhängig von der gewählten Verbundfestigkeit (vgl. Kapitel 4.4.2).



**Bild 4.32:** Einfluss der Schulterbreite auf die Höchstlast von Injektionsdübeln in Kalksandlochsteinen

In Tabelle 4.5 ist der Einfluss der Verbundfestigkeit auf die Dübeltraglast bei konstanter Schulterbreite  $a = 0,5$  mm bzw.  $a = 4$  mm aufgeführt. Die Traglasten sind als Verhältniszerte bezogen auf die Traglast bei einer Verbundfestigkeit von  $\tau = 3,9 \text{ N/mm}^2$  dargestellt. Es zeigt sich, dass bei großen Mörtelstopfendurchmessern an der Stegunterseite ( $a = 4$  mm) keine Unterschiede in der Versagenslast und der Versagensart auftreten. Auch ohne Verbund kann infolge der großen Lasteinleitungsfläche und der daraus folgenden Lastverteilung im Stein ein vollständiger Ausbruchkegel entstehen.

Bei einer Schulterbreite von  $a = 0,5$  mm kommt es in der Simulation ohne Verbund hingegen an der Stegunterseite zu einem teilweisen Durchziehen des Dübels. Der Ausbruch bildet sich ab einer Tiefe von 25 mm aus. Dieser Übergang der Versagensarten von Steinausbruch zu Herausziehen bei kleinen Schulterbreiten ent-

spricht im wesentlichen den Erkenntnissen von Kopfbolzen in Beton, bei denen nahezu kein Verbund zwischen Stahlschaft und Ankergrund entsteht.

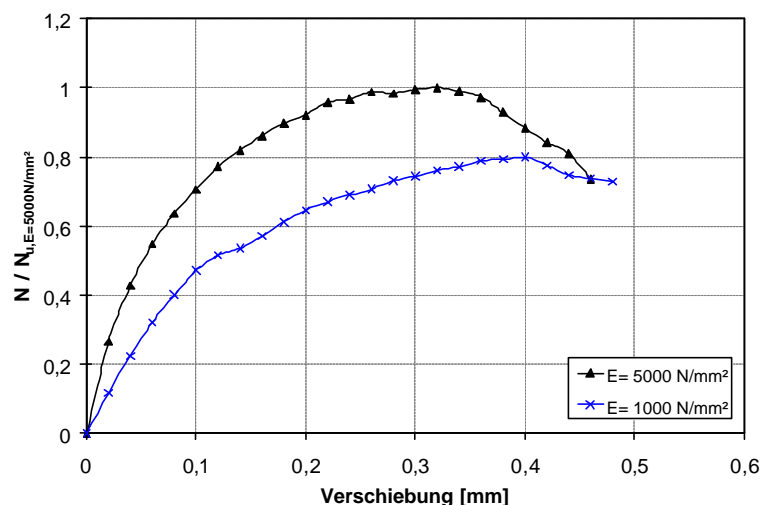
a [mm]	$t_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$N_u / N_{u,t=3,9\text{N/mm}^2}$	Versagen	
0,5	0	0,80	H+B	B = Steinausbruch H+B = kombiniertes Versagen von Steinausbruch und Herausziehen
	1,9	1,04	B	
	3,9	1,00	B	
4	0	0,99	B+Sp	B+Sp = kombiniertes Versagen von Steinausbruch und Steinspalten
	1,9	1,01	B+Sp	
	3,9	1,00	B+Sp	

**Tabelle 4.5:** Vergleich der Versagenslasten von Injektionsdübeln in Kalksandlochsteinen mit unterschiedlichen Verbundfestigkeiten

#### 4.5.5 Einfluss der Mörtelsteifigkeit

In Lochsteinen wird neben dem Verbund auch die formschlüssig in den Hohlkammern des Steins erhärtete Mörtelmasse zur Lastübertragung herangezogen. Ist der Mörtelpropfen ausreichend steif und besitzt er eine genügend hohe Scherfestigkeit, kann die Tragfähigkeit des Ankergrunds auch nach Verbundversagen ausgenutzt werden. Um den Einfluss der Mörtelsteifigkeit zu untersuchen, wurde der Elastizitätsmodul des Mörtels von 5000 N/mm<sup>2</sup> auf 1000 N/mm<sup>2</sup> reduziert. Die Verbundfestigkeit wurde mit  $\tau = 6,5$  N/mm<sup>2</sup> konstant gehalten. Der numerisch durchgeführte Ausziehversuch zeigt eine Abnahme der Traglast auf ca. 80% im Vergleich zur Last mit einer Mörtelsteifigkeit von 5000 N/mm<sup>2</sup> (Bild 4.33). Die Traglastabminderung wird durch eine Änderung des Versagensbildes hervorgerufen. Während bei der höheren Mörtelsteifigkeit ein vollständiger Ausbruchkegel zum Versagen führt, kommt es bei  $E = 1000$  N/mm<sup>2</sup> teilweise zu einem Durchziehen des Mörtelpropfens. Erst bei einer Tiefe von ca. 25 mm bildet sich ein Ausbruch im Ankergrund.

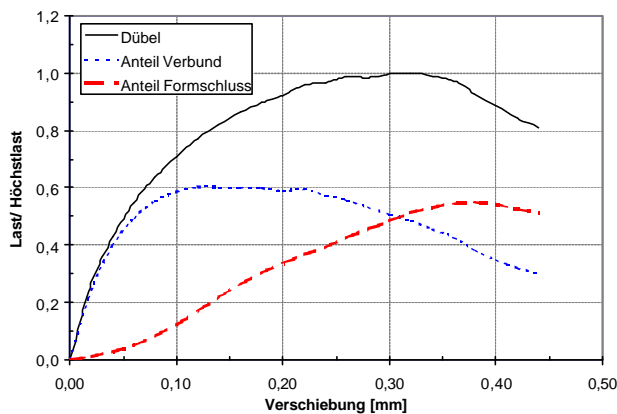
Die Last-Verschiebungskurven der zentrischen Ausziehversuche mit  $E = 5000$  N/mm<sup>2</sup> und  $E = 1000$  N/mm<sup>2</sup> sind in Bild 4.33 zu sehen. Es ist zu beobachten, dass die Verschiebungen bei geringerer Mörtelsteifigkeit zunehmen. Dies begründet sich durch größere Verschiebungen in der Mörtelschicht zwischen Ankerstange und Verbundschicht und größere Verformungen des Mörtelpropfens an der Stegunterseite



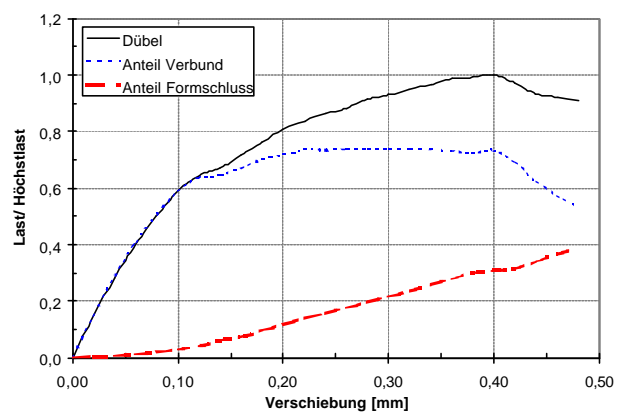
**Bild 4.33:** Last-Verschiebungskurven von zentrischen Ausziehversuchen in Kalksandlochsteinen mit unterschiedlichen Mörtelsteifigkeiten

Infolge der kleineren Mörtelsteifigkeit ändern sich die durch die beiden Tragmechanismen Verbund und Formschluss übertragenen Lastanteile. In Bild 4.34 und Bild 4.35 ist die Aufteilung der Dübelzuglast auf die beiden Tragmechanismen Verbund und Formschluss für beide Mörteltypen vergleichend nebeneinander dargestellt.

Der Verbund spielt bei weniger steifen Injektionsmörteln eine wesentlich größere Rolle als bei hohem Elastizitätsmodul. Für  $E = 1000 \text{ N/mm}^2$  wird bei Höchstlast noch ca. 70% der Dübeltraglast durch Verbund zwischen Mörtel und Ankergrund übertragen, während bei einem Elastizitätsmodul von  $5000 \text{ N/mm}^2$  die beiden Tragmechanismen jeweils zu ca. 50% an der Lasteinleitung in den Ankergrund beteiligt sind. Durch die verringerte Mörtelsteifigkeit erfährt der Formschluss in der Steinhohlkammer bereits bei geringer Lastaufnahme große Verformungen. Dadurch ist nur eine geringere Umlagerung der Dübellast vom Verbund auf den Mörtelpfropfen möglich. Nach dem Verbundversagen, das in beiden durchgeführten Rechnungen bei gleicher Last erfolgte, ist die durch den Formschluss aufnehmbare Last bei geringerer Steifigkeit niedriger als bei hoher Steifigkeit. Dadurch nimmt die Traglast der Verankerung insgesamt ab.



**Bild 4.34:** Last- Verschiebungskurven der einzelnen Tragmechanismen bei zentrischen Ausziehversuchen in Kalksandlochsteinen mit  $E = 5000 \text{ N/mm}^2$  ( $h'_{ef} = 40 \text{ mm}$  und  $\tau = 6,5 \text{ N/mm}^2$ )



**Bild 4.35:** Last- Verschiebungskurven der einzelnen Tragmechanismen bei zentrischen Ausziehversuchen in Kalksandlochsteinen mit  $E = 1000 \text{ N/mm}^2$  ( $h'_{ef} = 40 \text{ mm}$  und  $\tau = 6,5 \text{ N/mm}^2$ )

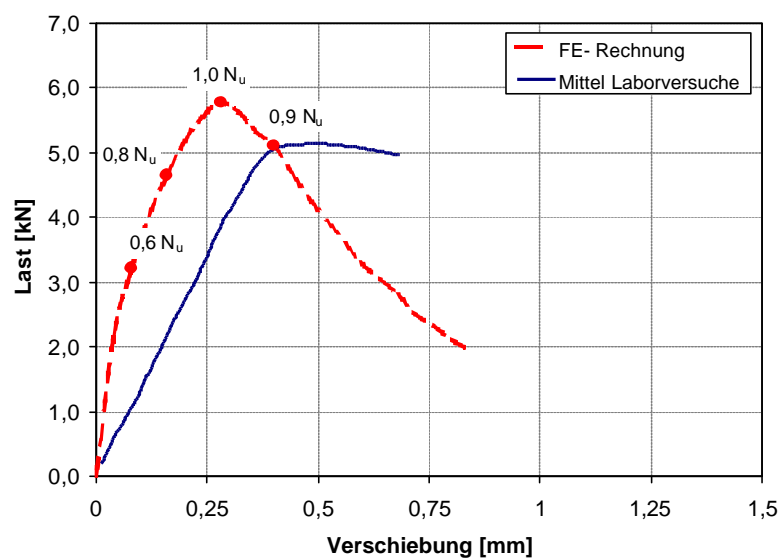
#### 4.5.6 Zentrischer Ausziehversuch in Hochlochziegeln

Zur Visualisierung der Rissentwicklung in Hochlochziegeln bei einem zentrischen Ausziehversuch mit Injektionsdübeln wurden Laborversuche numerisch simuliert. In der Simulation des zentrischen Ausziehversuchs wurde dasselbe Materialgesetz wie für Kalksandstein verwendet (vgl. Kapitel 4.3.3.4, Tabelle 4.3).

Die Geometrie des Hochlochziegels weist mit zahlreichen kleinen Hohlkammern und vielen dünnen Innenstegen komplexere Strukturen als ein Kalksandlochstein auf. Bei Versagen durch Steinausbruch entsteht aufgrund der komplexen Struktur kein rotationssymmetrischer, kegelförmiger Ausbruch wie in den beiden anderen Steinarten. Infolge der dünnen Außenstege und der kleinen Hohlkammern werden entlang der Verankerungstiefe eines Injektionsdübels immer mehrere senkrecht zur Dübelachse verlaufende Stege durchbohrt. Der injizierte Mörtel kann je nach Ausrichtung der Lochungen aufgrund der schmalen Kammern die seitlichen Wandungen kontaktieren und dort mit dem Ziegelmaterial einen Verbund eingehen.

In der numerischen Simulation wurde ein dreidimensionales Steinmodell mit der Geometrie eines Hlz12-0,9-16DF gewählt (vgl. Bild 4.10). Der Dübel wurde in Setzposition A gesetzt (Bild 2.8). Analog zu den Kalksandsteinmodellen wurde an den Stegunterseiten eine Bohrlochschädigung angenommen. Die Verbundschicht wurde entlang der Steg- und der Kammerwandungen modelliert (vgl. Bild 4.11)

Die Last-Verschiebungskurve der FE-Berechnung ist in Bild 4.36 dargestellt. Zum Vergleich ist die mittlere Last-Verschiebungskurve aus fünf experimentellen Ausziehversuchen eingetragen. Die Laborversuche versagen sehr spröde, wodurch die Aufzeichnung des abfallenden Astes in der Last-Verschiebungskurve nach Erreichen der Höchstlast nicht möglich ist. Der numerische Ausziehversuch zeigt in seinem Last-Verschiebungsverhalten gute Übereinstimmung mit den Laborversuchen. Die geringere Steifigkeit der Laborversuche erklärt sich durch unvermeidbare, kleine Verschiebungen, die sich aus dem Versuchsaufbau ergeben.

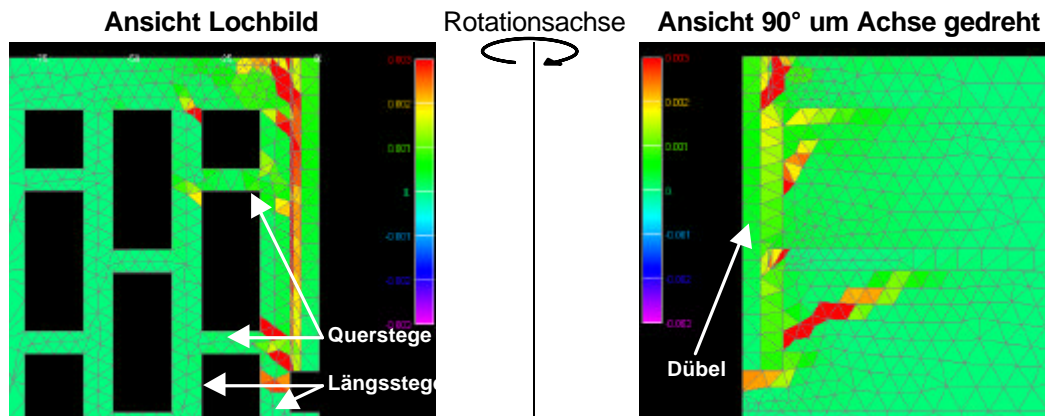
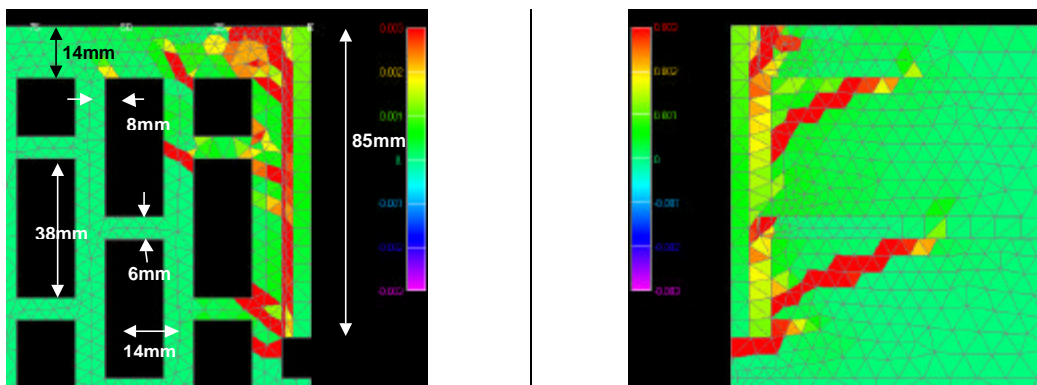
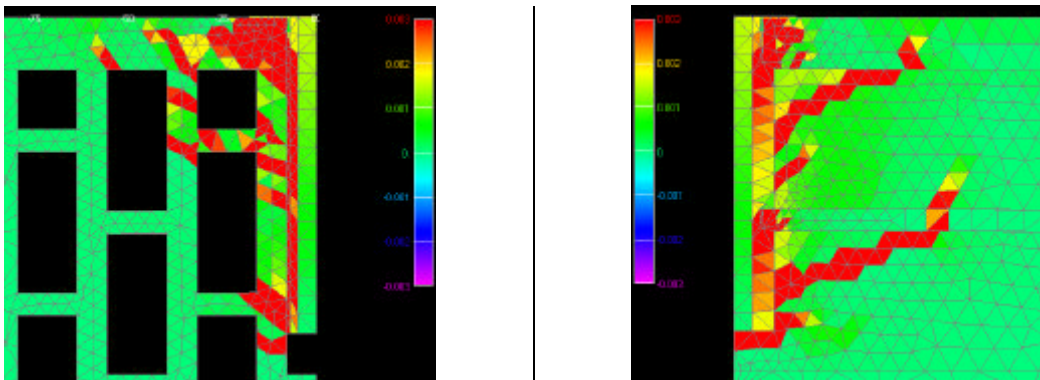
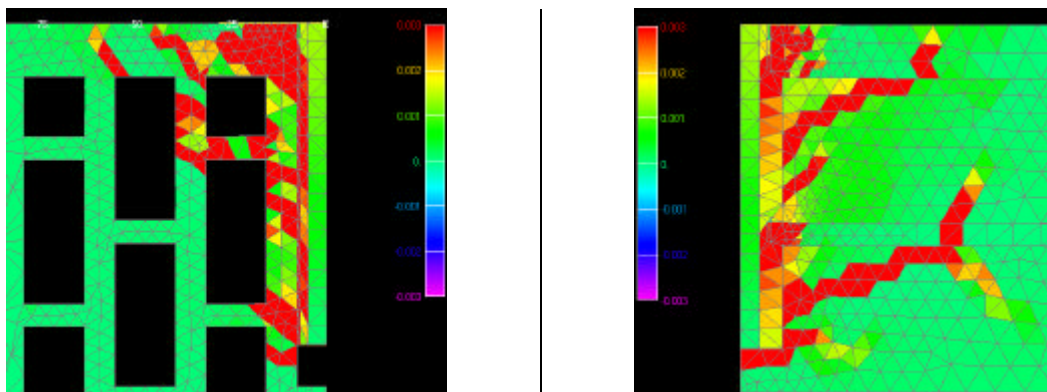


**Bild 4.36:** Last-Verschiebungskurven eines zentralen Ausziehversuchs mit Injektionsdübeln im Laborversuch und der numerischen Berechnung,  $h'_{ef} = 80$  mm

Die Rissentwicklung im Stein, die zum Versagen der Verankerung führt, ist für verschiedene Laststufen ( $0,6 \cdot N_u$ ,  $0,8 \cdot N_u$ ,  $1,0 \cdot N_u$  und  $0,9 \cdot N_u$  im Nachbruch) in Bild 4.37 dargestellt. Darin ist links die Ansicht auf das Lochbild des Steins und rechts die Ansicht  $90^\circ$  um die Dübelachse gedreht abgebildet.

Die Risse beginnen zunächst am unteren Ende der Verankerungstiefe im parallel zur Dübelachse angeordneten Längssteg. Sie verlaufen unter einem Winkel in Richtung Steinoberfläche. Aufgrund des spröden Materialverhaltens und der geringen Stegdicke von 8 mm, durchtrennen die Risse den Steg in Querrichtung unmittelbar beim Auftreten. Weitere Risse sind bei ca.  $0,5 h_{ef}$  und in einer Tiefe von ca. 10 – 15 mm zu beobachten.

Nach dem Durchriss des dem Dübel am nächsten liegenden Längsstegs wird die Last über die Querstege in einen benachbarten Längssteg eingeleitet. Rechtwinklig dazu wandern die Risse im Längssteg in Richtung Oberfläche. Die im Rissverlauf liegenden Querstege werden hierbei ebenfalls durchtrennt.

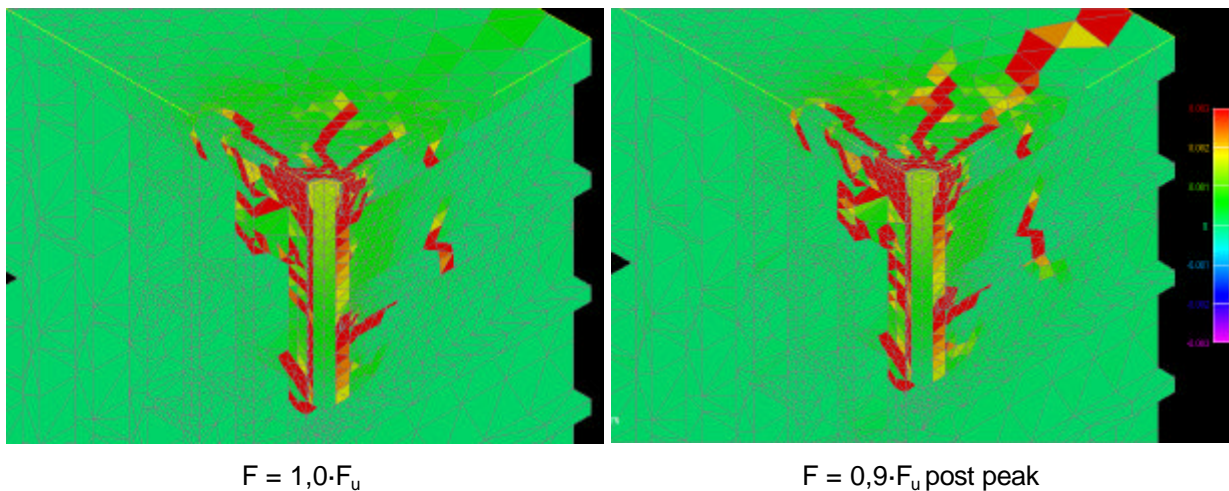
a) Hauptdehnungen bei  $N = 0,6 \cdot N_u$ b) Hauptdehnungen bei  $N = 0,8 \cdot N_u$ c) Hauptdehnungen bei  $N = 1,0 \cdot N_u$ d) Hauptdehnungen bei  $N = 0,9 \cdot N_u$  im Nachbruch

**Bild 4.37:** Rissentwicklung bei einem zentrischen Ausziehversuch mit Injektionsdübeln in Hochlochziegeln für verschiedene Laststufen

Neben den Rissen, die einen Steinausbruch bilden, kommt es im Nachbruch zu Spaltrissen an der Steinoberfläche entlang der Lochorientierung. Bis zur Höchstlast entstehen nach Bild 4.38 einige radiale Risse vom Bohrloch ausgehend, das Spalten erfolgt erst beim weiteren Auszug des Dübels.

Das beschriebene Versagen bestätigt sich auch in Laborversuchen. Hierzu wurde der Dübel in zentrischen Ausziehversuchen mit einem speziellen Versuchsaufbau (vgl. Kapitel 10) zunächst bis zur Höchstlast belastet. Der Versuch wurde gestoppt und der Stein auf Risse untersucht. Die Radialrisse vom Bohrloch ausgehend an der Steinoberfläche sind in Bild 4.39 zu erkennen. Erst bei weiterer Belastung bzw. beim vollständigen Dübelauszug kommt es zum Steinausbruch mit Spaltrissen.

Das gewählte Modell eines zentrischen Ausziehversuchs in Hochlochziegeln zeigt gute Übereinstimmung mit den Laborversuchen.



**Bild 4.38:** Rissbildung infolge eines zentrischen Ausziehversuchs mit Injektionsdübeln in Hlz12-0,9-16DF; Hauptdehnungen bei  $F = 1,0 \cdot F_u$  und  $F = 0,9 \cdot F_u$  post peak



Höchstlast



Nachbruch

**Bild 4.39:** Rissbildung infolge eines zentrischen Ausziehversuchs im Labor mit Injektionsdübeln in Hlz12-0,9-16DF bei Höchstlast und im Nachbruch

## 5 Tragverhalten von Injektionsdübeln in Mauerwerk

### 5.1 Verankerungstiefen

In Tabelle 5.1 sind für einige auf dem Markt erhältliche Injektionssysteme die Länge des Reinigungselements  $h_R$ , des verschlossenen Siebhülsenendes  $h_{Se}$  und die vorhandene Verankerungstiefe  $h'_{ef}$  nach Bild 4.2, die sich aus der Ausbildung der Siebhülse ergibt, angegeben. Teilweise werden vom Hersteller zwei alternative Siebhülsenlängen angeboten. Aus diesem Grund sind in Tabelle 5.1 für Dübeltyp 5 und 11 zwei Werte für  $h'_{ef}$  aufgeführt.

Dübeltyp	5	8	11/13	12
$h_{Se}$	9	7	3	3
$h_R$	-	-	5	10
$h'_{ef}$	56 / 81	88	68 / 95	65

**Tabelle 5.1:**  $h'_{ef}$  einiger marktüblicher Siebhülsen

### 5.2 Versuchsdurchführung

Die folgende Beschreibung ist allgemein für alle durchgeführten Versuche gültig. Bei Abweichungen oder Anwendung von speziellen Verfahren zur Untersuchung ausgewählter Parameter wird darauf hingewiesen.

Die experimentellen Versuche wurden in Kalksandsteinen, Ziegelsteinen und Leichtbetonsteinen mit verschiedenen Abmessungen, Lochanteilen und Lochkonfigurationen durchgeführt. Die Abmessungen der jeweiligen Steine finden sich mit ihren nach *DIN 105*, *DIN 106*, *DIN 18151*, *DIN 18152* und *DIN 18153* definierten Bezeichnungen im Anhang A.

Im wesentlichen wurden vier bauaufsichtlich zugelassene Dübeltypen verwendet. Bei diesen handelt es sich um ein System auf Basis von mineralischen Bindemitteln (Zement), ein System mit dem Bindemittel Vinylesterharz und um zwei Hybridsysteme, deren Bindemittel sich aus Kunstharz und einem mineralischen Bindemittel (Zement) zusammensetzt (vgl. Bild 1.3).

Weitere Versuchsergebnisse mit anderen Injektionssystemen sind in der Datenbank des Instituts für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart enthalten. Diese wurden teilweise in die Auswertungen mit einbezogen.

#### 5.2.1 Setzen der Dübel

Vor der Montage des Dübels wurde zunächst die Setzposition festgelegt. Prinzipiell wurde für den Einzeldübel die in Abhängigkeit vom Lochbild ungünstigste Position gewählt. Eine Ausnahme stellen die Versuche mit Dübelgruppen oder die Versuche zum Einfluss des Steinrandes dar. Hier bestimmt sich die Setzposition aus den gewählten Randabständen bzw. Achsabständen.

Meist ergab sich in den verwendeten Lochsteinen die Steinmitte als relevante Setzposition. Kriterien für die Wahl der Setzstelle sind z. B. eine minimale Außenstegdicke und eine maximale Höhe der nachfolgenden Kammer. In Vollsteinen wurden die Dübel in Steinmitte gesetzt. Die Setzpositionen in den einzelnen Steintypen sind im Anhang A abgebildet.

Zur Montage der Dübel in Mauersteinen wurden zunächst Bohrlöcher mit der erforderlichen Tiefe erzeugt. Dazu wurden Hartmetallbohrer mit dem vorgeschriebenen



Eckmaß nach [ETAG 97/A] und eine Bohrmaschine (Hilti TE 5, 25 bzw. 35) verwendet. Das Bohrloch wurde i.d.R. in Vollsteinen im Schlaggang und in Lochsteinen im Drehgang erstellt. In Einzelsteinen wurde für einen möglichst rechtwinkligen Verlauf der Bohrlochachse gegenüber der Steinoberfläche die Bohrmaschine in einem Bohrstander geführt. Das Bohren und Setzen erfolgte vertikal in die auf dem Boden liegenden Steine. Im Mauerwerkverband erfolgte das Bohren horizontal und die Bohrmaschine wurde frei geführt.

Nach dem Bohren wurden die Bohrlöcher in Vollsteinen in Abhängigkeit der Versuchsbedingungen gereinigt.

In Hohl- und Lochbaustoffen wurde i.d.R. keine Bohrlochreinigung durchgeführt. In Einzelfällen wurde jedoch eine Reinigung in unterschiedlichem Ausmaß vorgenommen.

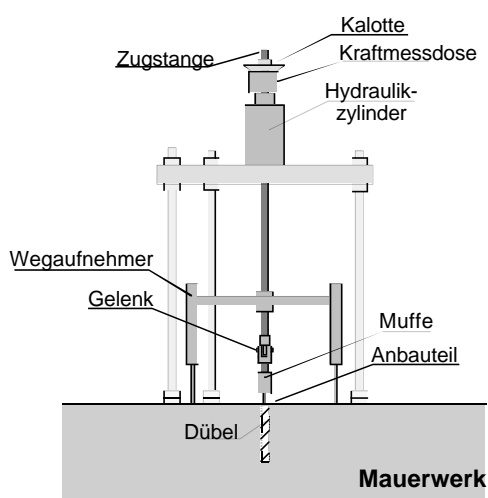
Die Bohrlochtiefe wurde mit einem Tiefenmaß am Bohrlochrand ermittelt.

Anschließend wurde die Siebhülse in das Bohrloch eingesteckt oder mit Hilfe der Ankerstange mit leichten Hammerschlägen eingetrieben. Nach dem Aufschrauben des Statikmischers auf die Kartusche wurde die zur vollständigen Mischung erforderliche Vorlaufmenge nach Herstellerangabe verworfen. Anschließend wurde der Mörtel mit der Auspresspistole in das Bohrloch injiziert. Dies erfolgte je nach Dübelssystem entweder von oben, indem ein Anschlag am Statikmischer dessen genaue Position angibt, oder vom Boden der Siebhülse ausgehend, indem der Mischer in die Siebhülse eingeführt wird und mit gleichmäßigen Hieben langsam wieder herausgezogen wird. Die erforderliche Mörtelmenge ist systemabhängig und wird entweder durch die Anzahl der Hiebe oder durch die Anzahl der Skalenanteile, die auf der Mörtelkartusche abgebildet sind, kontrolliert.

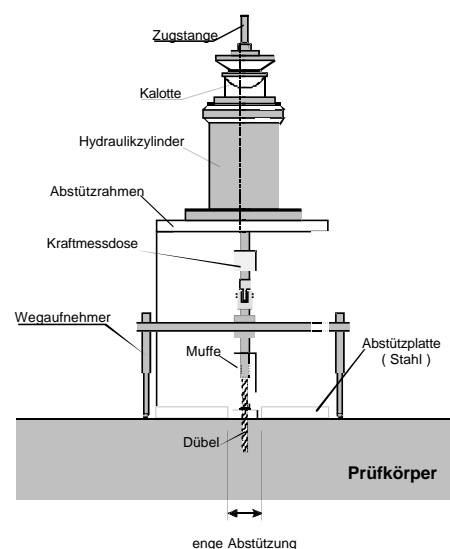
Nach der Injektion wurde die Ankerstange per Hand drehend bis zum Bohrlochgrund eingedrückt. Nach der erforderlichen Mindestaushärtezeit, die den Herstellerangaben entnommen wurden, erfolgte die Belastung der Dübel.

### 5.2.2 Versuchsaufbau

Bei den Versuchen in Einzelsteinen wurde der Dübel nach der Montage über eine Muffenverbindung an die Ausziehvorrichtung (Bild 5.1 und Bild 5.2) angeschlossen.



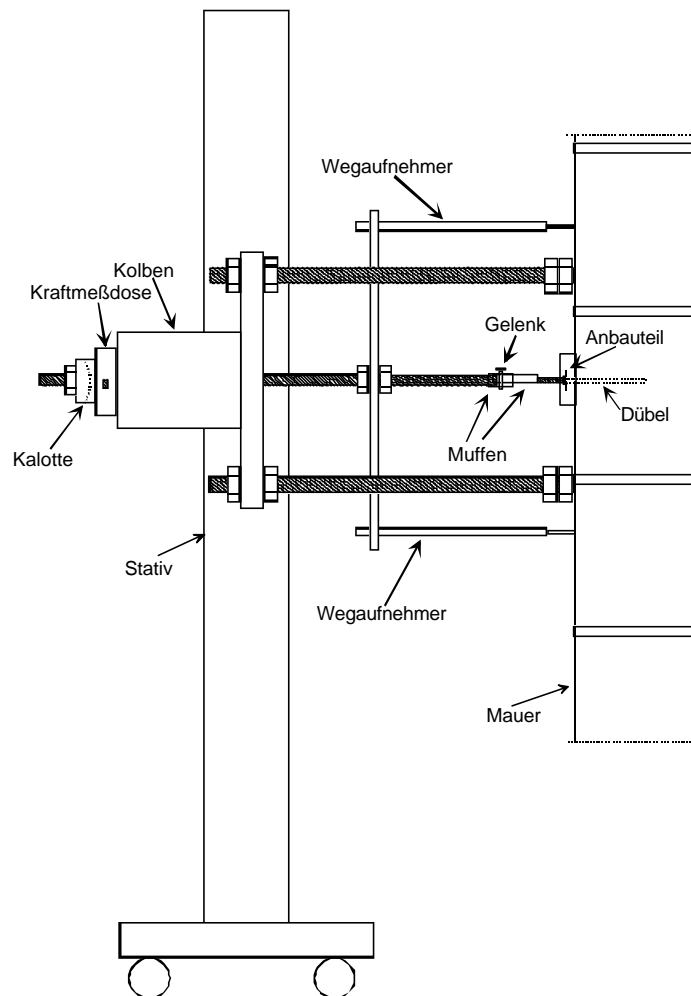
**Bild 5.1:** Belastungseinrichtung für zentrische Ausziehversuche mit weiter Abstützung



**Bild 5.2:** Belastungseinrichtung für zentrische Ausziehversuche mit enger Abstützung

Die Last wird über einen Hydraulikzylinder aufgebracht, der mittels Druck über eine Umlenkvorrichtung aus Kalotte, Gewindestange, Gelenk und Muffe in den Dübel eine Zugkraft einleitet. Die Abstützweite wurde in Abhängigkeit der Versuchsbedingungen gewählt. Bei enger Abstützung wurde darauf geachtet, dass der Durchmesser des Durchgangslochs nicht auf dem Kragen der Siebhülse auflag, um ein ungehindertes Herausziehen des gesamten Dübels zu ermöglichen. Bei weiter Abstützung variierte die Abstützweite in Abhängigkeit der Steingröße und der Verankerungstiefe.

Die Versuche im Mauerwerkverband wurden mit einer Belastungseinrichtung gemäß Bild 5.3 durchgeführt. Die beschriebene Ausziehvorrichtung ist an einem Stativ befestigt und kann so exakt an der Wand positioniert werden.



**Bild 5.3:** Belastungseinrichtung für zentrische Ausziehversuche im Mauerwerkverband

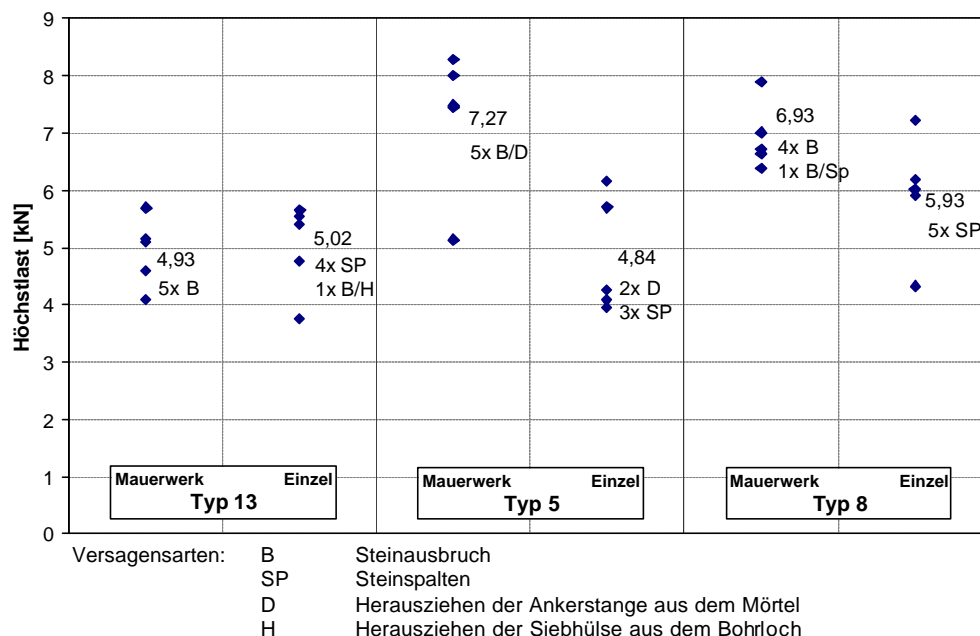
Die Last und die Dübelverschiebung wurden kontinuierlich gemessen und aufgezeichnet. Die Messung der Dübelverschiebung erfolgte über zwei an der Gewindestange symmetrisch zum Dübel angebrachte Wegaufnehmer. Die Kraft wurde mit einer kalibrierten Kraftmessdose gemessen. Die Laststeigerung wurde so gewählt, dass die Versagenslast in einer Zeitdauer von 1 bis 3 Minuten erreicht wurde. Die Ölpumpe fördert eine konstante Ölmenge, so dass der Ausziehversuch quasi weggeleitet durchgeführt wurde.

### 5.3 Einzelstein versus Mauerwerkverband

Alle verwendeten Injektionssysteme besitzen eine bauaufsichtliche Zulassung des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt) für den Einsatz in Mauerwerk. Zur Ermittlung der zulässigen Lasten werden die Befestigungsmittel im Labor häufig in Einzelsteinen geprüft. Die meisten Versuche zur Untersuchung des Tragverhaltens von Injektionsdübeln wurden ebenfalls in Einzelsteinen durchgeführt, da die Erstellung von Mauerwerkverbänden mit einem zusätzlichen Zeit- und Kostenfaktor verbunden ist. Nur in Ausnahmen, z. B. zur Untersuchung des Fugeneinflusses oder des Einflusses von Dübelgruppen, kommen Mauerwerkverbände als Ankergrund zum Einsatz.

Im Vergleich zu Einzelsteinen kann das Tragverhalten von Injektionsdübeln im Mauerwerkverband durch die Querdehnungsbehinderung, durch Auflast und benachbarte Steine beeinflusst werden. Dies ist vor allem dann relevant, wenn im Einzelstein das Versagen durch Spalten maßgebend wird. Die Höhe der Auflast im Mauerwerk hat nach *Schild (2002)* (vgl. Kapitel 2.1.3) keinen Einfluss auf die Höhe der Traglast, lediglich die Verschiebungen nehmen mit abnehmender Auflast zu. Die Querdehnungsbehinderung im Verband kann sich jedoch in Abhängigkeit vom Dübeltyp günstig auf die Traglast auswirken.

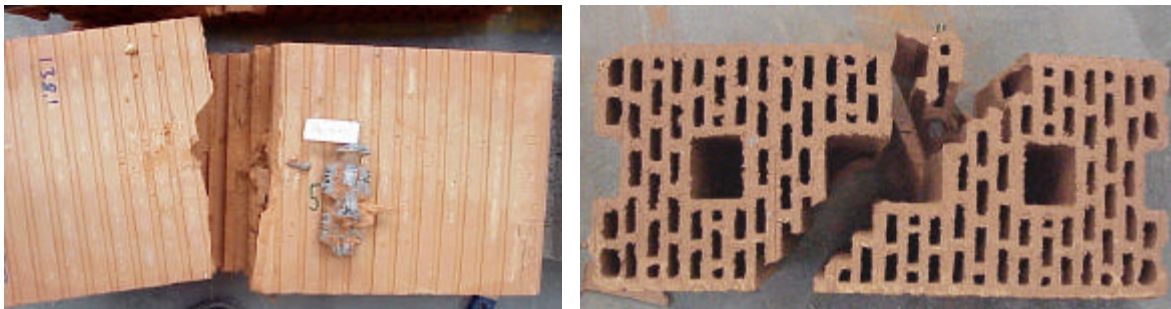
Um den Einfluss des Mauerwerkverbands auf die Tragfähigkeit von Injektionsdübeln zu prüfen, wurden mit drei Dübelssystemen zentrische Ausziehversuche in Hlz12-0,9-16DF durchgeführt. In einer Serie waren die Steine zu einem Verband vermauert, in einer zweiten wurden die Dübel im Einzelstein geprüft. Die Versuchsbedingungen sind in Anhang C 10 zusammengefasst. Die Ergebnisse sind in Bild 5.4 aufgetragen. Während bei Dübeltyp 13 trotz Wechsel des Versagens von Spalten im Einzelstein zu Steinausbruch im Verband die erreichten Traglasten im selben Streuband liegen, erreichen Typ 5 und Typ 8 im Mauerwerkverband höhere mittlere Bruchlasten als im Einzelstein. Auch hier überschneiden sich die Streubänder.



**Bild 5.4:** Vergleich der Höchstlasten zentrischer Ausziehversuche mit verschiedenen Injektionssystemen in Mauerwerk und im Einzelstein bei weiter Abstützung in Hlz12-0,9-16DF; angegeben sind die Einzelwerte, die mittlere Bruchlast sowie die Versagensarten

Im Einzelstein versagten die Dübel im Allgemeinen durch Steinspalten. Die Höchstlasten, die Last- Verschiebungskurven sowie das Versagensbild der einzelnen Dü-

beltypen unterscheiden sich nicht wesentlich. Die Risse verlaufen in Richtung der kürzeren Seite über die Steinhöhe. Dabei werden die Steine nach Bild 5.5 vollständig durchtrennt.



**Bild 5.5:** Zentrischer Ausziehversuch im Einzelstein mit Versagen durch Spalten

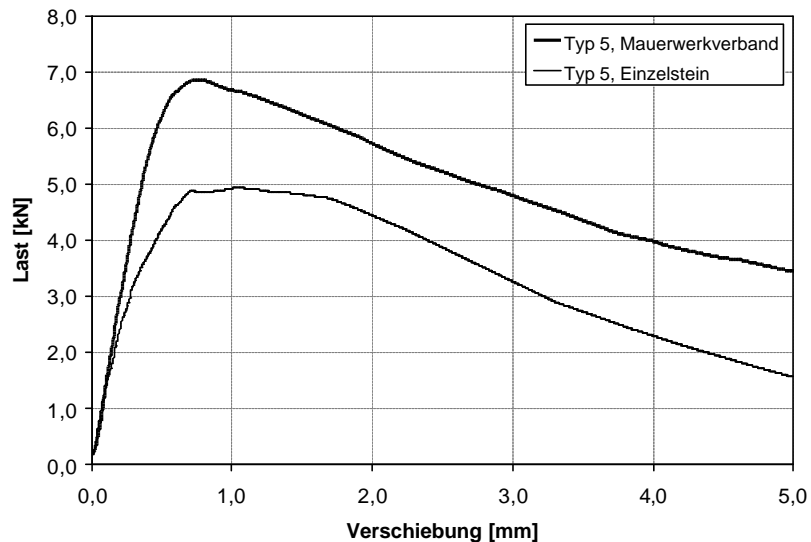
Im Mauerwerkverband ist ein solches Auseinanderfallen des Steins nicht möglich. Die Verankerungen versagen hauptsächlich durch Bildung eines Ausbruchkegels. Selbst wenn sich Spaltrisse bilden, kann der Dübel durch die formschlüssige Verbindung weiter Last in den Ankergrund einleiten bis Steinausbruch auftritt. Typische Versagensbilder im Mauerwerkverband sind in Bild 5.6 dargestellt.



**Bild 5.6:** Versagensbilder im Mauerwerkverband bei zentrischen Ausziehversuchen

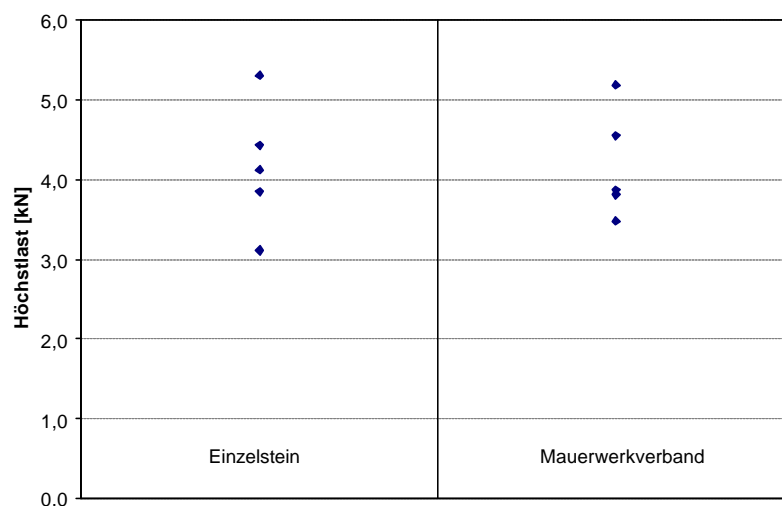
In Bild 5.7 sind die gemittelten Last- Verschiebungskurven für Dübeltyp 5 exemplarisch dargestellt. Die unterschiedlichen Versagensarten im Einzelstein und im Mauerwerkverband spiegeln sich im Verlauf der Last- Verschiebungskurven wider. Zunächst weisen beide Kurven gleiche Steifigkeiten auf. Da im Verband die seitlichen Steinverformungen durch die umliegenden Steine und Mörtelfugen behindert werden, kann der Stein nicht vorzeitig spalten. Im Einzelstein entstehen Spaltrisse, wodurch die Verschiebungen stärker zunehmen als im Verband. Ab einer bestimmten Rissbreite sinkt die Last im Einzelstein ab. Im Verband hingegen bleibt die Steifigkeit des Dübels bis zur Bildung des Ausbruchs nahezu konstant. Erst kurz vor Erreichen der Höchstlast wird die Last- Verschiebungskurve flacher, bis sie nach Überschreiten der Traglast rasch abfällt.

Dieses Verhalten ist bei allen drei Dübeltypen mehr oder weniger stark ausgeprägt zu beobachten.



**Bild 5.7:** Gemittelte Last-Verschiebungskurven für Dübeltyp 5 gemessen in zentrischen Ausziehversuchen in Einzelsteinen und im Mauerwerkverband

Es zeigt sich, dass der Mauerwerkverband die Traglasten günstig beeinflussen kann, wenn durch die Querdehnungsbehinderung das Steinspalten weitgehend verhindert wird. Damit liegen die Werte, die z. B. im Rahmen eines Zulassungsverfahrens in Einzelsteinen ermittelt wurden, auf der sicheren Seite. Weiterhin zeigen die Versuchsergebnisse, dass beim Versagen Spalten in Einzelsteinen kein Rückschluss auf die tatsächliche Traglast des Dübels im Mauerwerkverband gezogen werden kann. Treten im Einzelstein andere Versagensarten als Spalten auf, ist nicht mit einer Traglaststeigerung im Mauerwerkverband zu rechnen. Dies zeigt sich beispielsweise in Bild 5.8. Darin sind Höchstlasten bei Versagen Steinausbruch im Einzelstein und im Mauerwerkverband gegenübergestellt.



**Bild 5.8:** Vergleich der Höchstlasten bei Versagen Steinausbruch von Versuchen in Einzelsteinen und im Mauerwerkverband

#### 5.4 Untersuchungen zum Tragmechanismus

In Vollsteinen überträgt ein Injektionsdübel eine Zuglast nahezu ausschließlich über Verbund in den Ankergrund. In Lochsteinen kann er zusätzlich durch die formschlüs-

sige Ausbreitung des Mörtels in den Hohlkammern Last in den Ankergrund einleiten. Es stellt sich daher die Frage, über welchen Tragmechanismus die Last in Lochsteinen tatsächlich eingeleitet bzw. zu welchen Anteilen die Last durch die beiden Verankerungsmethoden übertragen wird. Die Durchführung der Versuche und die Versuchsergebnisse sind in Meyer (2004/3) beschrieben. Eine Zusammenfassung der Versuchsdaten enthält **Anhang C 1**.

#### 5.4.1 Versuchsbedingungen

Zur Untersuchung der Frage, welcher Tragmechanismus in Lochsteinen tatsächlich maßgebend ist bzw. in welcher Weise die beiden Mechanismen bei der Lasteinleitung aktiviert werden, wurden die beiden Tragmechanismen in den Versuchen voneinander getrennt. Zunächst wurden Siebhülsen in Kalksandlochsteinen mit Außenstegdicken von 20 mm bzw. 30 mm über den Stegbereich mit Klebeband abgedichtet, um die Ausbildung eines Verbunds zu verhindern (vgl. Bild 5.9).



**Bild 5.9:** Abdichtung der Siebhülse im Stegbereich von Lochsteinen

Durch das Klebeband wurde das Austreten des Mörtels aus den Öffnungen der Siebhülse im Stegbereich ausgeschlossen. Unterhalb des Steges im Hohlraum konnte sich ein Mörtelpfropfen ausbilden. Dadurch wurde erfolgte die Lastübertragung im Lochstein ausschließlich durch Formschluss. Die Bohrlöcher wurden im Drehgang erstellt und durch Aussaugen gereinigt.

Zusätzlich sollte bei gleichen Stegdicken die Last nur über Verbund übertragen, d.h. die formschlüssige Pfropfenbildung vermieden werden. Dazu wurden die Siebhülsen auf die gewünschte Stegdicke gekürzt und in Kalksandvollsteine gesetzt. Die Bohrlöcher wurden im Schlaggang erstellt und ebenfalls ausgesaugt.

Weitere Versuche wurden in Kalksandlochsteinen mit verschiedenen Außenstegdicken von 20 mm bis 60 mm durchgeführt, in denen beide Tragmechanismen kombiniert waren. Um alle übrigen Parameter konstant zu halten, wurden die gewünschten Lochbilder mit Hilfe von Kernbohrungen aus Kalksandvollsteinen bzw. aus Kalksandplanelementen erzeugt. Dadurch wurden identische Druckfestigkeiten für die Versuche in Voll- und Lochsteinen gewährleistet. Alle Versuche wurden mit weiter Abstützung durchgeführt.

#### 5.4.2 Versuchsergebnisse

In den durchgeführten Versuchen traten prinzipiell drei unterschiedliche Versagensmuster auf. Im ersten Fall wurde die Traglast in allen drei Versuchsgruppen (Vollsteine – nur Verbund, Lochsteine – nur Formschluss und Lochsteine – beide Tragmechanismen) durch Erreichen der Tragfähigkeit des Ankergrunds bestimmt. Im zweiten Fall versagte der Dübel im Vollstein durch Herausziehen entlang der Bohrlochwandung und in Lochsteinen durch Bildung eines Ausbruchkegels oder Spalten. Im letzten Fall versagte der Dübel sowohl im Vollstein wie auch im Lochstein durch Herausziehen entlang der Bohrlochwandung.

Die Versuchsergebnisse werden getrennt nach den genannten Fälle beschrieben.

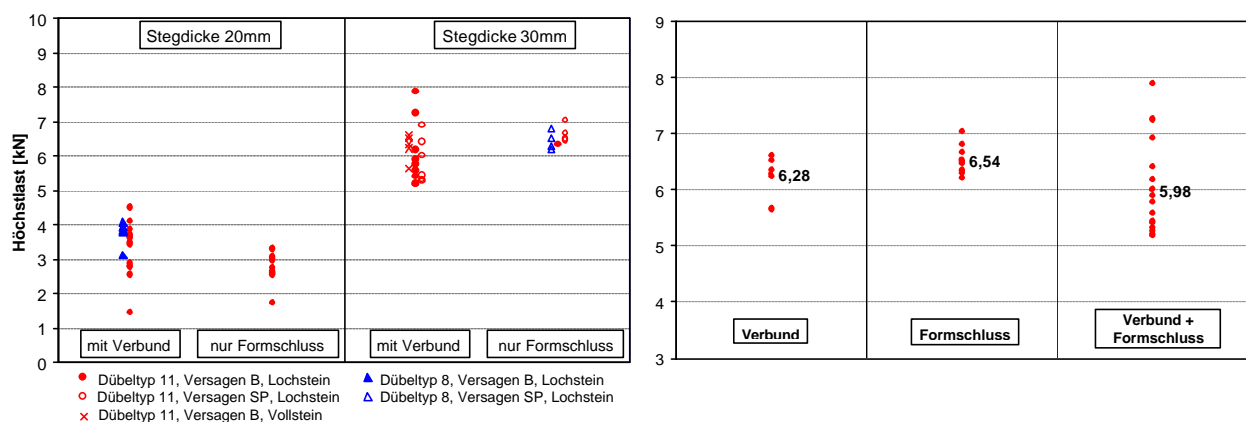
##### Fall 1: Versagen des Ankergrunds in Voll- und Lochsteinen

In Bild 5.10 sind die Höchstlasten von Injektionsdübeln mit und ohne Verbund für die Stegdicken 20mm und 30mm gegenübergestellt. Die Ergebnisse „mit Verbund“ umfassen sowohl die Traglasten in Vollsteinen als auch die Traglasten in Lochsteinen

mit kombiniertem Tragmechanismus. Die Ergebnisse „nur Formschluss“ entsprechen den Traglasten in Lochsteinen mit abgeklebter Siebhülse im Stegbereich.

In den dargestellten Versuchen versagten alle Injektionsdübel durch Erreichen der Tragfähigkeit des Ankergrunds. Es wurde Spalten oder Steinausbruch beobachtet, die Höchstlasten bei diesen Versagensarten lagen in den durchgeführten Versuchen im gleichen Streuband und werden daher zu einer Grundgesamtheit zusammengefasst. Aus dem dargestellten Diagramm geht hervor, dass bei gleichen Stegdicken die Höchstlast nahezu unabhängig vom Tragmechanismus ist.

Bild 5.11 zeigt die Höchstlasten für Dübeltyp 11 bei einer Stegdicke von 30 mm getrennt nach den einzelnen Tragmechanismen. Die Höchstlasten liegen unabhängig von der Art der Lastübertragung in der gleichen Größenordnung. In allen Fällen versagt der Stein durch Bildung eines Ausbruchkegels oder durch Spalten. Die beiden Versagensarten können somit allein durch Verbund oder allein durch Formschluss hervorgerufen werden.

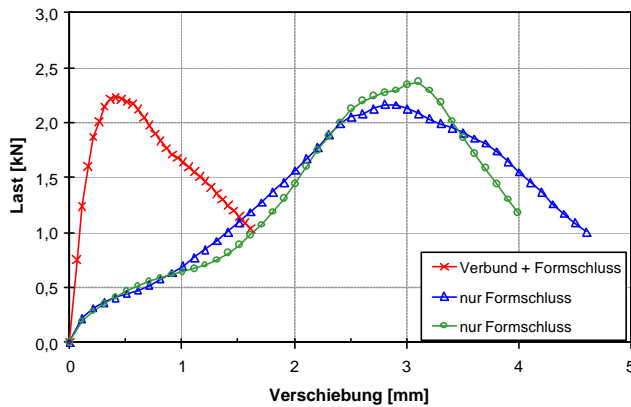


**Bild 5.10:** Vergleich der Höchstlasten für verschiedene Tragmechanismen in Kalksandsteinen bei Versagen des Ankergrunds

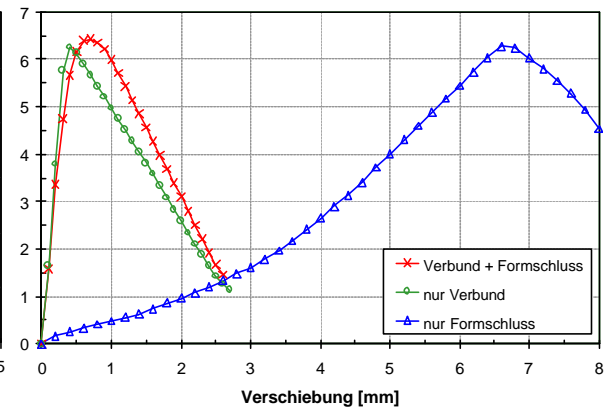
**Bild 5.11:** Vergleich der Höchstlasten für verschiedene Tragmechanismen in Kalksandstein bei Versagen des Ankergrunds, Dübeltyp 11,  $h_{\text{Steg}} = 30\text{mm}$

Der fehlende Verbund in den Versuchen „nur Formschluss“ hatte Auswirkungen auf die Last- Verschiebungskurven. In Bild 5.12 und Bild 5.13 sind die Mittelwerte der Last- Verschiebungskurven von Versuchen mit und ohne Verbund gegenübergestellt. In den Versuchen ohne Verbund steigt die Last auf dasselbe Niveau an wie in den Versuchen mit Verbund, jedoch wird die Höchstlast bei größeren Verschiebung erreicht. Erst mit Anliegen des Mörtelpfropfens an der Stegunterseite konnte die Verankerung bis zum Erreichen der Ankergrundtragfähigkeit Last übertragen. In einigen Versuchen ohne Verbund begann die Lasteinleitung je nach Ausbildung des Pfropfens bereits bei geringeren Verschiebungen. Die großen Anfangsverschiebungen sind teilweise auch versuchstechnisch bedingt, da das Abdichten der Siebhülsen mit Klebeband im Stegbereich nicht exakt möglich ist.

Aus den Last- Verschiebungskurven in Bild 5.13 ergibt sich, dass zu Beginn der Belastung zunächst der Verbund zwischen Mörtel und Bohrlochwandung zur Lastübertragung aktiviert wird. Ist die Verbundfestigkeit ausreichend hoch, ist kein Formschluss erforderlich, um die Traglast des Ankergrunds auszunutzen. Erst mit zunehmenden Verschiebungen, wenn der Mörtelpfropfen kraftschlüssig an der Stegunterseite anliegt, kann bei fehlendem Verbund der Formschluss Last in den Ankergrund einleiten. Die notwendigen Verschiebungen sind hierbei abhängig von der Ausbildung des Mörtelpfropfens in der Hohlkammer.



**Bild 5.12:** Vergleich der in zentrischen Ausziehversuchen gemessenen Last-Verschiebungskurven in KSL6 mit und ohne Verbund im Stegbereich,  $h_{\text{Steg}} = 20\text{mm}$



**Bild 5.13:** Vergleich der in zentrischen Ausziehversuchen gemessenen Last-Verschiebungskurven in KSL6 mit und ohne Verbund im Stegbereich,  $h_{\text{Steg}} = 30\text{mm}$

Das Ankergrundversagen setzt voraus, dass der Injektionsmörtel zum einen eine ausreichend hohe Verbundfestigkeit besitzt, um beim Tragmechanismus Verbund nicht frühzeitig durch Herausziehen zu versagen (vgl. Kapitel 4.2.4), zum anderen eine ausreichend hohe Mörtelscherfestigkeit besitzt, damit beim Tragmechanismus Formschluss der Mörtelpfropfen ausreichend Last aufnehmen kann ohne entlang der Stegunterseite abzuscheren (vgl. Kapitel 4.2.3.1.2).

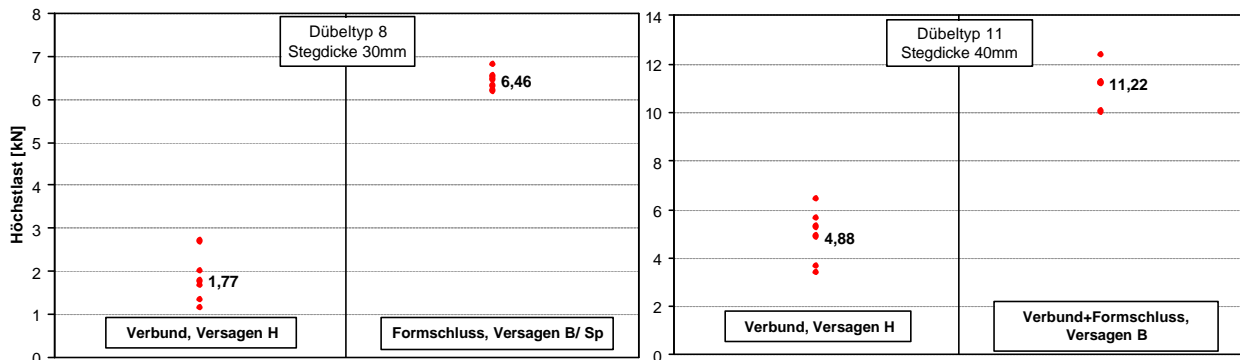
In Kapitel 4.2.4 wurde bereits die Tragfähigkeit des Ankergrunds als die maximal erreichbare Last einer Verankerung genannt. Dies hat zur Folge, dass ein Verbundmörtel, dessen Verbundfestigkeit in Versuchen mit weiter Abstützung ermittelt wird, bei gegebener Verankerungstiefe maximal den Wert  $\tau_{\text{crit}}$  nach Gleichung 4.6 annehmen kann, bei dem es zu Steinausbruch kommt. Da in den Versuchen im Vollstein infolge Verbund ein Steinausbruch beobachtet wurde, ergibt sich, dass die Verbundfestigkeit des Mörtels  $\tau_u \geq \tau_{\text{crit}}$  betrug. Die tatsächlich mögliche Verbundfestigkeit kann nur in Versuchen mit enger Abstützung; bei der die Bildung eines Ausbruchs verhindert wird, bestimmt werden.

#### Fall 2: Versagen des Ankergrunds in Lochsteinen, Verbundversagen in Vollsteinen

Im Fall 2 versagten die Dübel in Vollsteinen durch Herausziehen. Die Tragfähigkeit des Ankergrunds wurde nicht erreicht, da die Verbundfestigkeit in diesen Versuchen  $\tau_u \leq \tau_{\text{crit}}$  war. Daher lagen die Höchstlasten ohne den Tragmechanismus Formschluss unterhalb denen mit Formschluss. Die gemessenen Bruchlasten mit den zugehörigen Mittelwerten sind in Bild 5.14 und Bild 5.15 dargestellt. Infolge des zusätzlichen Tragmechanismus Formschluss änderte sich in Lochsteinen bei sonst konstanten Versuchsbedingungen die Versagensart von Herausziehen zu Steinausbruch, was mit einer deutlichen Traglaststeigerung verbunden ist.

In den Versuchen nach Bild 5.14 mit Dübeltyp 8 wurden die beiden Tragmechanismen vollständig voneinander getrennt. Die formschlüssige Verbindung allein kann einen Steinausbruch hervorrufen, der Verbund wegen  $\tau_u \leq \tau_{\text{crit}}$  nicht. Die gemittelten Last-Verschiebungskurven der beiden Versuchsserien sind in Bild 5.16 dargestellt. Analog zu Fall 1 führt das Fehlen des Verbunds zu größeren Verschiebungen, bis der Mörtelpfropfen formschlüssig an der Stegunterseite anliegt.

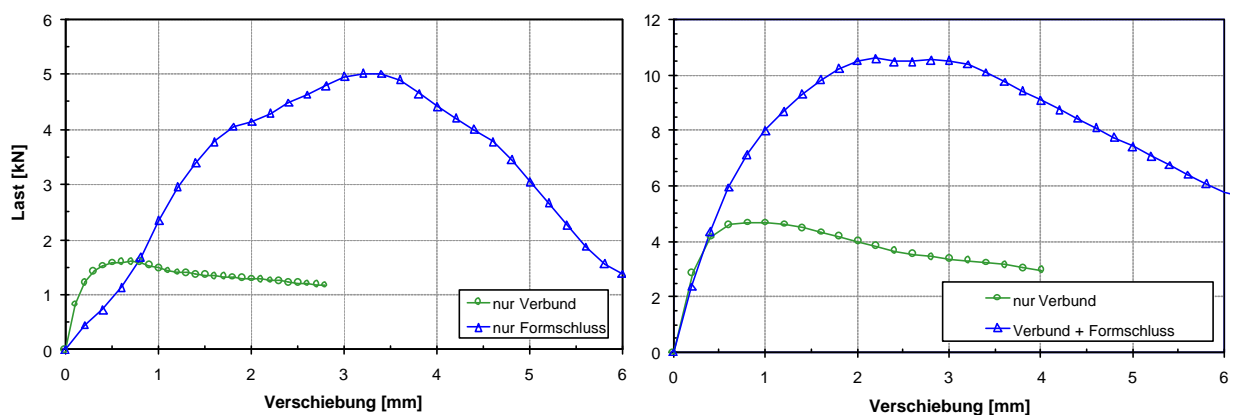




**Bild 5.14:** Vergleich der Traglasten für verschiedene Tragmechanismen in Kalksandsteinen, Dübeltyp 8,  $h_{\text{Steg}} = 30\text{mm}$

**Bild 5.15:** Vergleich der Traglasten für verschiedene Tragmechanismen in Kalksandsteinen, Dübeltyp 11,  $h_{\text{Steg}} = 40\text{mm}$

Für Dübeltyp 11 konnte bei einer Stegdicke von 40 mm und Kombination der Tragmechanismen (Verbund + Formschluss) ein Versagen des Ankergrunds hervorgerufen werden (Bild 5.15). Im Vollstein wurde der Dübel aus dem Bohrloch herausgezogen. Die zugehörigen Last- Verschiebungskurven sind in Bild 5.17 zu sehen. Die Anfangssteifigkeiten stimmen in beiden Serien (nur Verbund bzw. Kombination) überein. Beide Kurven steigen kontinuierlich bis zur Höchstlast an. Die Dübel in den Versuchen ohne Formschluss versagten bei einer deutlich geringeren Last als in den Versuchen mit Kombination aus Verbund und Formschluss.



**Bild 5.16:** Vergleich der in zentrischen Ausziehversuchen gemessenen Last- Verschiebungskurven bei unterschiedlichen Tragmechanismen in Kalksandsteinen, Dübeltyp 8,  $h_{\text{Steg}} = 30\text{mm}$

**Bild 5.17:** Vergleich der in zentrischen Ausziehversuchen gemessenen Last- Verschiebungskurven bei unterschiedlichen Tragmechanismen in Kalksandsteinen, Dübeltyp 11,  $h_{\text{Steg}} = 40\text{mm}$

Aus den beschriebenen Versuchsergebnissen folgt, dass in Lochsteinen eine Aktivierung des Mörtelpfropfens erfolgt, wenn die Verbundfestigkeit zu gering ist, um allein einen Ausbruchkegel zu erzeugen. Die zu geringe Verbundfestigkeit ist aus den Ergebnissen der Versuche in Vollsteinen zu erkennen, die bei gleicher Verankerungstiefe der Dübel durch Herausziehen versagten.

Bei Kombination der Tragmechanismen sind in den Last- Verschiebungskurven der durchgeführten Versuche keinerlei Anzeichen für einen Wechsel oder Übergang von einem zum anderen Tragmechanismus zu erkennen. Aufgrund der vorliegenden Ergebnisse wird davon ausgegangen, dass zunächst der Verbund aktiviert wird und dieser für die Anfangssteifigkeit verantwortlich ist. Im weiteren Belastungsverlauf

kommt je nachdem, wie unmittelbar der Mörtelpfropfen an der Stegunterseite anliegt, früher oder später der Formschluss zum Tragen. Nach Erreichen der Verbundtraglast bleibt die vom Verbund aufnehmbare Last mit zunehmenden Verschiebungen weitgehend konstant bzw. nimmt nur langsam ab, so dass beide Tragmechanismen parallel zur Lastübertragung beitragen. Dabei erfolgt ein allmählicher Übergang von Verbund zu Formschluss, bis die Traglast des Ankergrunds erreicht ist. Liegt der Mörtelpfropfen nicht an der Stegunterseite an und versagt der Verbund relativ spröde, kommt es zu einem ersten Lastmaximum in der Verschiebungskurve. Dieses kennzeichnet die Verbundtraglast. Eine weitere Laststeigerung erfolgt erst, wenn der Mörtelpfropfen an der Stegunterseite anliegt.

### Fall 3: Herausziehen in Voll- und Lochsteinen

Bei formschlüssiger Lastübertragung ist das Erreichen der Ankergrundtragfähigkeit nur möglich, solange der Mörtelpfropfen in den Hohlkammern eine ausreichende Scherfestigkeit besitzt. Anderenfalls kommt es zum Abscheren des Mörtels entlang der Bohrlochkante an der Stegunterseite und zum Herausziehen des Dübels aus dem Bohrloch. Neben der Mörtelscherfestigkeit ist die anteilige Länge der Siebhülse, die in eine Hohlkammer hineinreicht, von Bedeutung, da sie die zur Verfügung stehende Scherfläche bestimmt.

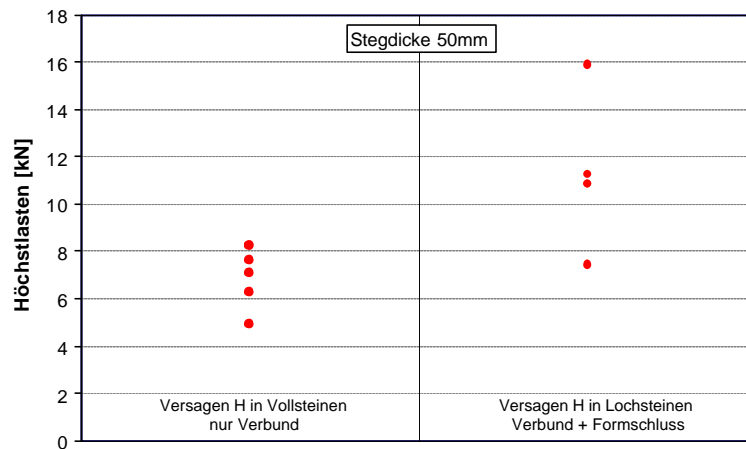
Ein Herausziehen des Dübels in Lochsteinen wurde bei großen Stegdicken ab ca. 0,5·Siebhülsenlänge beobachtet. Bei konstanter Länge der Siebhülse und zunehmenden Stegdicken  $h_{\text{steg}}$  nimmt die Länge des Verbundbereichs zu, die Länge der Siebhülse in der nachfolgenden Hohlkammer nimmt ab. Die Verankerung im Lochstein nähert sich einer Verankerung im Vollstein.

Weiterhin nimmt mit größeren Stegdicken auch die theoretisch erforderliche Ausbruchlast des Ankergrunds zu. Im Gegensatz hierzu nimmt die verfügbare Scherfläche der formschlüssigen Verankerung ab. Somit kommt es bei geringer Verbundfestigkeit ab einer bestimmten Stegdicke zum Übergang vom Versagen durch Bildung eines Ausbruchs zum Abscheren des Mörtels und somit zum Herausziehen. Dies bedeutet, dass bei niedriger Verbundfestigkeit für kleine Stegdicken ein kegelförmiger Ausbruch zu erwarten ist, für großen Stegdicken hingegen Herausziehen des Dübels.

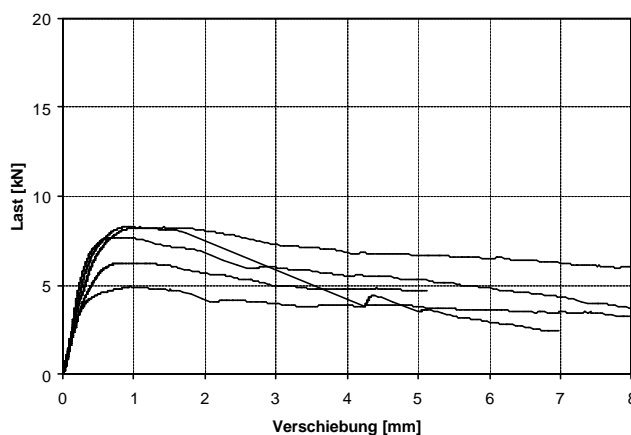
In den durchgeführten Versuchen wurden die Dübel nach Herstellerangaben gesetzt. In Vollsteinen versagte die Verankerung bei einer Setztiefe von 50 mm durch Verbundversagen mit Herausziehen entlang des Bohrlochs. In Lochsteinen wurde ebenfalls Versagen durch Herausziehen beobachtet. Im Mittel wurden jedoch höhere Traglasten erreicht (Bild 5.18). Die Unterschiede im Tragverhalten zeigen sich auch in den Last- Verschiebungskurven in Bild 5.19 und Bild 5.20. Im Vollstein wird ausschließlich über Verbund Last in den Ankergrund übertragen. Nach dem Überwinden des Haftwiderstands des Mörtels, wird der Dübel auf einem relativ konstanten Lastniveau, das durch den Reibwiderstand entlang des Bohrlochs bestimmt wird, herausgezogen.

Die Last- Verschiebungskurven in Lochsteinen weisen zu Belastungsbeginn einen vergleichbaren Verlauf auf. Ungefähr in Höhe der Verbundversagenslast kommt es zu einem Steigungswechsel, der gelegentlich durch ein erstes Lastmaximum gekennzeichnet ist. Meist ist jedoch ein kontinuierlicher Kurvenverlauf zu beobachten. Sobald der Mörtel an der Stegunterseite bündig anliegt, wird der weitere Kurvenverlauf maßgeblich durch die Mörtelsteifigkeit beeinflusst. Das Versagen bei Höchstlast erfolgt entweder spröde mit dem Abplatzen der Mörtelmasse in der Hohlkammer o-

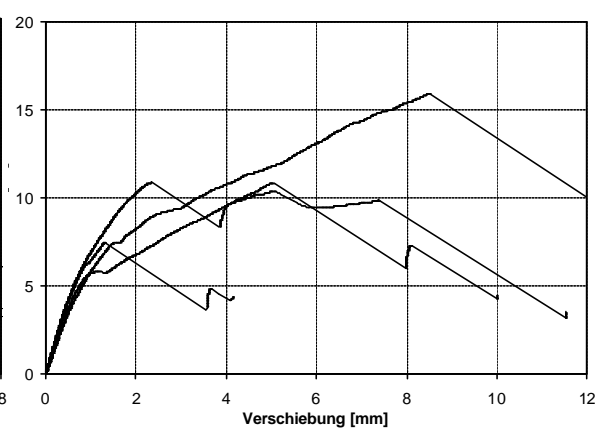
der in mehreren Etappen, in denen der Mörtelpfropfen stückweise zerdrückt und herausgezogen wird.



**Bild 5.18:** Vergleich der Traglasten in Voll- und Lochsteinen mit Versagen Herausziehen für Dübeltyp 11,  $h_{\text{steg}} = 50 \text{ mm}$



**Bild 5.19:** Last- Verschiebungskurven von auf zentrischen Zug beanspruchten Injektionsdübeln in Vollsteinen mit Versagen Herausziehen für Dübeltyp 11,  $h_{\text{steg}} = 50 \text{ mm}$



**Bild 5.20:** Last- Verschiebungskurven von auf zentrischen Zug beanspruchten Injektionsdübeln in Lochsteinen mit Versagen Herausziehen für Dübeltyp 11,  $h_{\text{steg}} = 50 \text{ mm}$

Die einzelnen Versagensarten, die in den durchgeführten Versuchen mit Injektionsdübeln in Mauerwerk bei zentrischen Ausziehversuchen beobachtet wurden, werden in Kapitel 5.5 näher beschrieben.

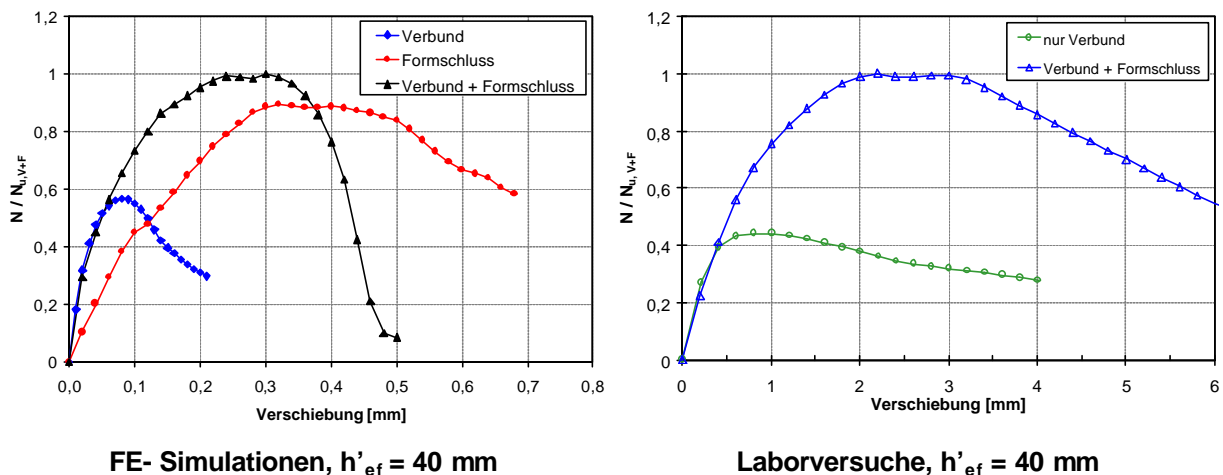
### 5.4.3 Vergleich der Versuche mit FE-Studien

Die Ergebnisse der Laborversuche entsprechen den Erkenntnissen aus den theoretischen Untersuchungen zum Tragverhalten von Injektionsdübeln. In den Simulationsrechnungen wurden ausschließlich die zuvor beschriebenen Fälle 1 und 2 berücksichtigt. Ein Abscheren des Mörtels wurde in den FE-Berechnungen durch linear-elastisches Materialverhalten ausgeschlossen.

Vergleichend sind in Bild 5.21 die Last- Verschiebungskurven für verschiedene Tragmechanismen aus FE-Berechnungen und Laborversuchen gegenübergestellt. In

beiden Fällen ist der Verbund für die Anfangssteifigkeit der Verankerung maßgebend. In Vollsteinen kommt es zu Herausziehen infolge Verbundversagen, in Lochsteinen zu einem Steinausbruch bei signifikant höheren Traglasten (Fall 2 in Kapitel 5.4.2). Wie die Untersuchungen in Kapitel 4.5.1. zeigten, kommt es in Lochsteinen zu einem kontinuierlichen Übergang vom Tragmechanismus Verbund zu Formschluss. Dadurch sind in den Last-Verschiebungskurven keine Anzeichen für einen Wechsel der Tragmechanismen zu erkennen.

Die Berechnung im Lochstein ohne Verbund zeigt eine geringere Steifigkeit als bei Kombination der Tragmechanismen. Sie wird bereits zu Beginn von der Mörtelsteifigkeit bestimmt, da der Formschluss bündig in der Hohlkammer anliegt und sofort zur Lastübertragung herangezogen wird.



**Bild 5.21:** Vergleich der in zentrischen Ausziehversuchen gemessenen Last-Verschiebungskurven von Injektionsdübeln bei verschiedenen Tragmechanismen in FE-Simulationen und Laborversuchen

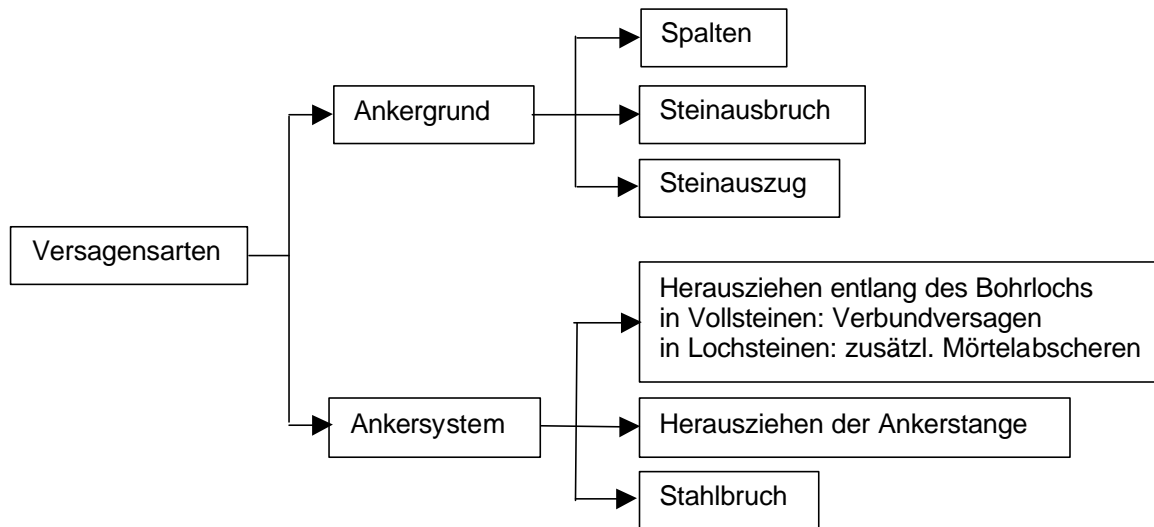
Auffällig ist die geringere Steifigkeit der Verankerungen in den Laborversuchen. Dies kann teilweise durch die im Versuchsaufbau vorhandenen Verschiebungsmöglichkeiten infolge der Muffenverbindungen und Anschlüsse, die unter Belastung neben der Dübelverschiebung zusätzlich in die Messung eingehen, erklärt werden.

## 5.5 Versagensarten von Einzeldübeln bei zentrischer Zugbelastung

Es wurden zahlreiche Versuche mit unterschiedlichen Dübeltypen in verschiedenen Steinarten mit variablen Materialeigenschaften und Steingeometrien durchgeführt. Insgesamt wurden die in Bild 5.22 dargestellten Versagensarten beobachtet. Die Versagensarten werden einerseits durch Erreichen der Tragfähigkeit des Ankergrunds, andererseits durch Erreichen der Tragfähigkeit des Ankersystems hervorgerufen. Das Versagen durch Stahlbruch, durch Verbundversagen zwischen Ankerstange und Mörtel sowie das Herausziehen des Dübels entlang des Bohrlochs wird im wesentlichen durch das Ankersystem bestimmt. Das Erreichen der Tragfähigkeit des Ankergrunds kann sich durch Bildung eines Steinausbruchs, Spalten des Steins oder durch Steinauszug aus dem Mauerwerkverband zeigen. Im folgenden werden die Versagensarten näher beschrieben und deren Charakteristika anhand von Last-Verschiebungskurven erläutert.

Einige Versagensarten treten auch bei anderen Befestigungsmitteln auf, die bereits in der Literatur untersucht wurden. Diese Versagenslasten können anhand von analytischen Verfahren näherungsweise bestimmt werden. Bemessungsgleichungen, die

auf den Verankerungstyp Injektionsdübel in Mauerwerk unmittelbar übertragen werden können, werden im folgenden an den entsprechenden Stellen aufgeführt.



**Bild 5.22:** Versagensarten für Injektionsdübel in Mauerwerk unter zentrischer Zugbelastung

### 5.5.1 Stahlbruch (S)

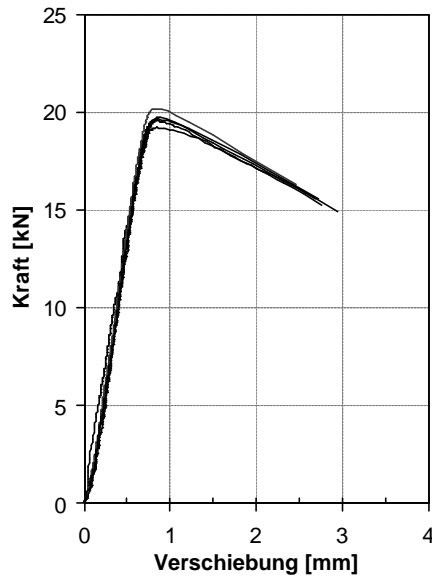
Das Versagen der Ankerstange wurde in Mauerwerk aufgrund der geringen Festigkeiten der Mauersteine nur selten beobachtet. Dieses Versagen ist in der einschlägigen Literatur ausführlich beschrieben und analysiert.

Stahlversagen kann z. B. bei hohen Steindruckfestigkeiten oder großen Verankerungstiefen auftreten. Die Traglast bei Versagen durch Stahlbruch wird durch die Stahlfestigkeit (Zugfestigkeit  $f_{uk}$ ) und den Ankerstangendurchmesser  $d_s$  beeinflusst. Die Stahlgüte sollte für Anwendungen im Mauerwerk so gewählt werden, dass deren Zugfestigkeit bei Beanspruchung nur in Ausnahmefällen maßgebend wird.

Insgesamt liegen dem IWB fünf Versuchsergebnisse mit Stahlversagen vor, die in Tabelle 5.2 zusammengefasst sind.

Ankerstange Zugfestigkeit $f_{uk}$	Ankergrund	Reinigung	Höchstlast [kN]	Zugspannung [N/mm <sup>2</sup> ]
M8, Güte 5.8 500N/mm <sup>2</sup>	KSV12-1,8-5DF	Stahlbürste: 2x blasen, 2x bürsten, 2x blasen	19,65	599,5
			19,56	596,8
			20,21	616,6
			19,24	587,0
			19,73	602,0

**Tabelle 5.2:** Versuchsergebnisse zur Versagensart Stahlbruch



**Bild 5.23:** Typische Last-Verschiebungskurven bei Stahlversagen

Die Last- Verschiebungskurven bei Stahlversagen sind charakterisiert durch einen steilen Lastanstieg und einen schlagartigen Lastabfall im Moment des Stahlbruchs. Ebenfalls typisch ist die geringe Streuung in den Versuchsergebnissen, die sich aus den geringen Festigkeitsunterschieden des Werkstoffs ergibt. Beide Merkmale sind in Bild 5.23 zu erkennen.

Der charakteristische Widerstand eines Dübels bei Stahlversagen ergibt sich nach Gleichung 5.1.

**Gleichung 5.1:**

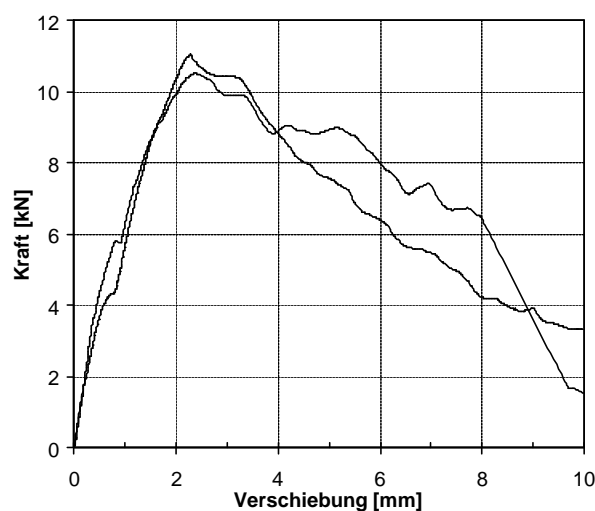
$$N_{Rk} = A_S \cdot f_{uk} \text{ [N]}$$

$$A_S = \text{Stahlquerschnitt [mm}^2\text{]}$$

$$f_{uk} = \text{Zugfestigkeit des Stahls [N/mm}^2\text{]}$$

### 5.5.2 Herausziehen der Ankerstange aus dem Mörtel (D)

Beim Herausziehen der Ankerstange aus dem Mörtel schert i.d.R. der Mörtel entlang der Gewindegänge der Ankerstange ab. Das Versagen wird durch die Verbundfestigkeit zwischen Ankerstange und Mörtel charakterisiert. Sie wird zum einen durch das Dübelssystem, zum anderen durch den Setzvorgang beeinflusst. Durch das Eindrehen der Ankerstange in die verfüllte Siebhülse fließt der Mörtel in die Gewindegänge bzw. die Rändelung der Ankerstange und bildet im erhärteten Zustand eine Verzahnung. Eine ausreichende Verzahnung durch den Eindrehprozess kann im Rahmen eines Zulassungsverfahrens überprüft und in der Praxis durch ein korrektes Setzen von qualifizierten Monteuren gewährleistet werden. Da das Versagen innerhalb des Dübelsystems statt findet, ist es unabhängig vom Ankergrund.



**Bild 5.24:** Typische Last- Verschiebungskurven bei Verbundversagen zwischen Ankerstange und Mörtel

Die Last- Verschiebungskurven zeigen einen steilen Lastanstieg und nach Überschreiten der Höchstlast einen steilen Lastabfall (Bild 5.24), der auf den geringen Abstand der Gewindegänge zurückzuführen ist. Ein typisches Versagensbild für Herausziehen der Ankerstange ist in Bild 5.25 dargestellt. Es ist zu erkennen, dass die Gewindegänge der Ankerstange nur teilweise oder nicht mit Mörtel verfüllt sind. Dies lässt bei zugelassenen Systemen auf einen unsachgemäßen Setzvorgang oder auf eine Verschmutzung der Ankerstange schließen.

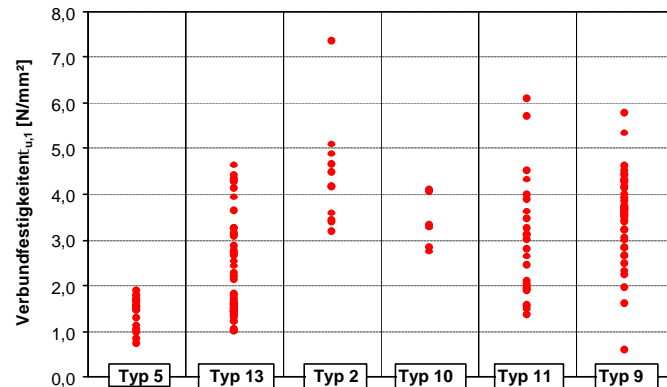
Das Versagen durch Herausziehen der Ankerstange aus dem Mörtel kann über eine systemabhängige Verbundfestigkeit

$\tau_{u,1}$  definiert werden. Sie ergibt sich aus der erreichten Traglast bezogen auf die im

Mörtel eingebundene Mantelfläche der Ankerstange.  $\tau_{u,1}$  streut je nach Dübelssystem stark. Die charakteristische Verbundfestigkeit  $\tau_{u,1}$  ist aus Zulassungsversuchen bei fachgerechter Montage zu ermitteln. Der Widerstand eines Dübels bei Herausziehen der Ankerstange berechnet sich nach Gleichung 5.2.



**Bild 5.25:** Ankerstangen nach Verbundversagen zwischen Ankerstange und Mörtel



**Bild 5.26:** Verbundspannungen  $\tau_{u,1}$  bei Verbundversagen zwischen Ankerstange und Mörtel

**Gleichung 5.2:** 
$$N_u = \tau_{u,1} \cdot h_{ef} \cdot d_s \cdot \pi \quad [N]$$

$\tau_{u,1}$  = Verbundspannung zwischen Ankerstange und Mörtel [N/mm²]

$d_s$  = Ankerstangendurchmesser [mm]

$h_{ef}$  = Verankerungstiefe der Ankerstange im Mörtel [mm]

Die Montageabhängigkeit der Verbundfestigkeit  $\tau_{u,1}$  könnte z. B. durch zusätzliche Versuche, in denen die Ankerstange ohne Drehbewegung eingebracht wird, überprüft und ggf. durch eine Abminderung für Montagesicherheit berücksichtigt werden. Zur Durchführung von Zulassungsversuchen, der zu überprüfenden Größen und den erforderlichen Kriterien wird auf Kapitel 9 verwiesen.

### 5.5.3 Herausziehen des Dübels in Voll- und Lochsteinen (H)

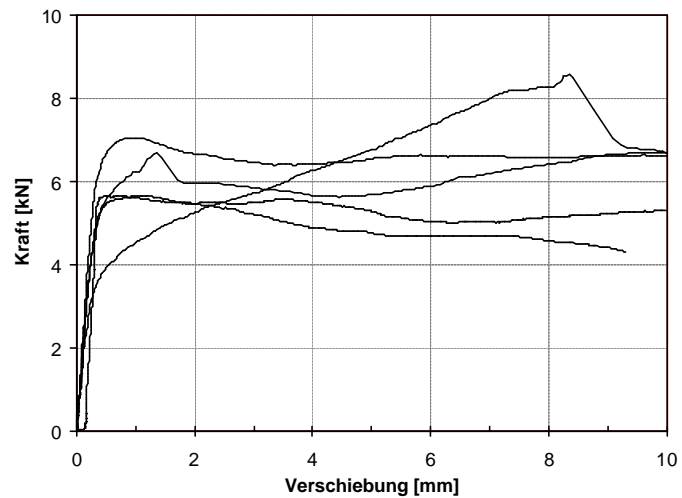
#### 5.5.3.1 Vollsteine

Das Herausziehen des Dübels mit Siebhülse wird wie bei Verankerungen mit Verbunddübeln in Beton durch Verbundversagen zwischen Mörtel und Ankergrund verursacht. Ein typisches Versagensbild eines Dübels nach Herausziehen zeigt Bild 5.27. Darin ist zu erkennen, dass das Versagen am untersten Ende der Siebhülse zwischen Siebhülse und Injektionsmörtel erfolgte. Eine solche Zweiteilung der Versagensfläche wurde häufig beobachtet und ist je nach Dübeltyp mehr oder weniger stark ausgeprägt.

Beim Herausziehen des Dübels steigt die Last zunächst steil an, bis der Haftwiderstand des Mörtels am Stein überwunden ist. Anschließend ist der Reibwiderstand entlang der Mantelfläche zu überwinden. Die Mantelfläche wird vom Bohrlochdurchmesser und der wirksamen Verankerungstiefe bestimmt. Nach Erreichen der

Höchstlast stellt sich mit zunehmenden Verschiebungen ein relativ konstantes Lastniveau ein.

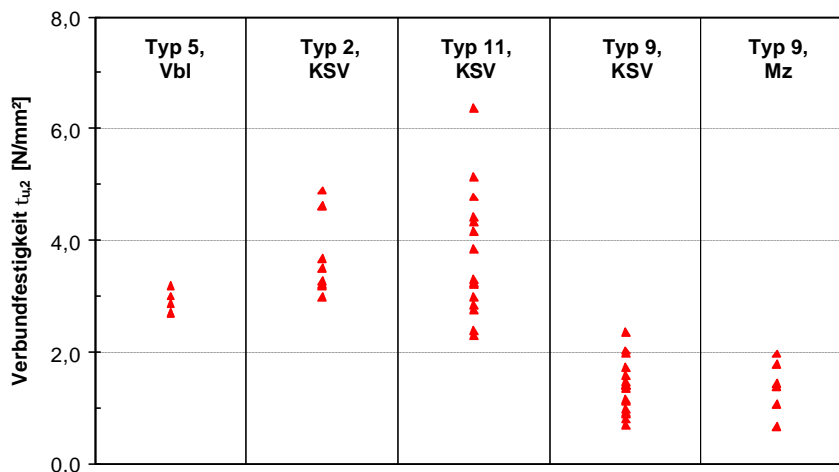
Nach dem Verbundversagen sind in den Last- Verschiebungskurven nach Bild 5.28 prinzipiell drei Kurvenverläufe möglich. Im ersten Fall ist das Verbundversagen durch ein Lastmaximum gekennzeichnet. Die Last fällt mit zunehmender Verschiebung ab, bis die Kurve einen nahezu horizontalen Verlauf erreicht. Die Reibungskraft ist hier niedriger als der Haftwiderstand. Im zweiten Fall ist der Übergang vom Haften zum Herausziehen durch einen Steigungswechsel in der Last- Verschiebungskurve mit weiter zunehmender Last gekennzeichnet. Die Laststeigerung ist mit großen Verschiebungen verbunden. Die zum Herausziehen erforderliche Reibkraft ist größer als der Haftwiderstand. Sind Haft- und Reibwiderstand ungefähr gleich groß, zeigt sich ein horizontaler Kurvenverlauf in Höhe des Lastmaximums.



**Bild 5.27:** Injektionsdübel nach dem Herausziehen in Vollsteinen

**Bild 5.28:** Last- Verschiebungskurven bei Versagen durch Herausziehen des Dübels

Der Verbund eines Injektionssystems zwischen Injektionsmörtel und Ankergrund ist von verschiedenen Parametern abhängig, auf die in Kapitel 5.6 ausführlich eingegangen wird. Er wird analog zu Verbunddübeln in Beton durch die systemabhängige Verbundfestigkeit  $\tau_{u,2}$  charakterisiert. In Bild 5.29 sind Verbundfestigkeiten für verschiedene Dübeltypen mit Versagen durch Herausziehen bei guter Bohrlochreinigung in verschiedenen Vollsteinen dargestellt.



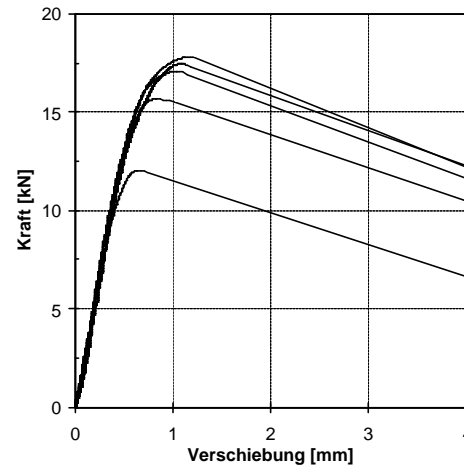
**Bild 5.29:** Verbundfestigkeiten verschiedener Dübeltypen in Vollsteinen bei Versagen Herausziehen



Das Versagen Herausziehen erfolgt in Vollsteinen je nach Dübeltyp und Versuchsbedingungen auch in Kombination mit einem Steinausbruch im oberen Dübelbereich. Ein solches Versagensbild zeigt Bild 5.30. Die Last-Verschiebungskurven weisen nach Erreichen der Höchstlast aufgrund der Ausbruchbildung einen signifikanten Lastabfall auf (Bild 5.31).



**Bild 5.30:** Injektionsdübel nach kombiniertem Versagen in Vollsteinen



**Bild 5.31:** Last- Verschiebungskurven eines Injektionsdübels bei kombiniertem Versagen in Vollsteinen

Die bei Herausziehen erreichbare Traglast eines Injektionsdübels in Vollsteinen berechnet sich in Anlehnung an das Uniform Bond Model nach *Cook/ Kunz/ Fuchs/ Konz (1998)* mit Gleichung 5.3. Die Verifizierung der Bemessungsgleichung für Verankerungen im Mauerwerk erfolgt anhand von Versuchsergebnissen in Kapitel 5.6.

**Gleichung 5.3:**  $N_u = \tau_{u,2} \cdot h'_{ef} \cdot d_B \cdot \pi \quad [N]$

$\tau_{u,2}$  = Verbundfestigkeit zwischen Ankergrund und Mörtel [ $N/mm^2$ ]

$d_B$  = Bohrlochdurchmesser [mm]

$h'_{ef}$  = Verankerungstiefe der Siebhülse im Mauerwerk [mm] nach Kapitel 4.1

Das Verbundversagen erfolgt bei Injektionsdübeln in Mauerwerk nicht entlang der Ankerstange, sondern entlang der Siebhülse. Daher geht in die Berechnung der Verbundfläche der Bohrlochdurchmesser ein. Dieser unterscheidet sich nur wenig vom Siebhülsendurchmesser und ist für einen Siebhülstyp konstant, während der Ankerstangendurchmesser i.d.R. variiert.

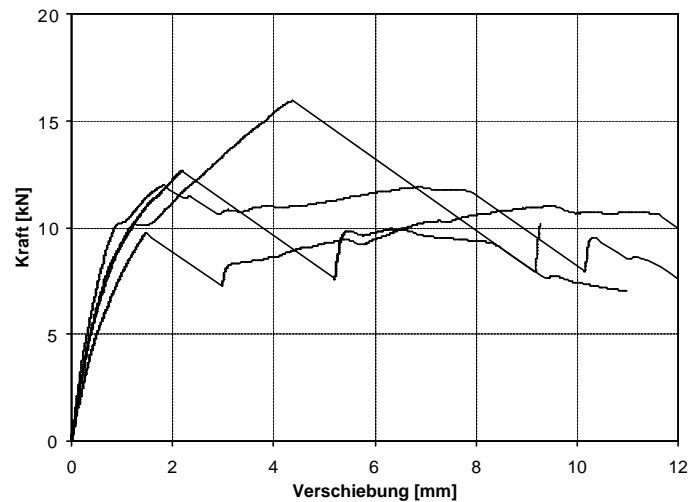
### 5.5.3.2 Lochsteine

In Lochsteinen wird sowohl die Verbundwirkung als auch der formschlüssige Mörtelpropfen zur Lastübertragung herangezogen. Reicht der Verbund alleine nicht aus, einen Steinausbruch hervorzurufen, wird mit dem Verbundversagen die Last kontinuierlich auf den Mörtelpropfen umgelagert. Dies ist jedoch nur möglich, wenn die Scherfestigkeit des Mörtels in der Hohlkammer nicht überschritten wird. Die vom Mörtelpropfen übertragbare Last hängt von der Scherfläche und damit von der in die Hohlkammer hineinreichende Siebhülslänge ab. Die Last- Verschiebungskurven bei Herausziehen mit Mörtelabscheren sind beispielhaft in Bild 5.33 dargestellt. Nach Erreichen der Höchstlast fällt die Kurve ab, um dann erneut anzusteigen. Die Last-

Verschiebungskurven sind häufig durch mehrere Lastmaxima gekennzeichnet, die durch den Zerstörungsvorgang am Mörtelpfropfen hervorgerufen werden.



**Bild 5.32:** Injektionsdübel nach dem Herausziehen in Lochsteinen



**Bild 5.33:** Last-Verschiebungskurven von Injektionsdübeln bei Versagen durch Herausziehen in Lochsteinen

An der oberen Hälfte des Dübels in Bild 5.32, der durch Herausziehen mit Abscheren des Mörtelpfropfens versagte, ist der Bereich zu erkennen, der im Steg des Steins verankert war. Das Verbundversagen erfolgte zwischen Mörtel und Bohrloch. Der untere Teil der Siebhülse ragte in die Hohlkammer ein. Dort befand sich der Mörtelpfropfen, der entlang der Hülse abgesichert wurde.

Geht man von der konservativen Annahme aus, dass der Verbund nach dem Versagen zur Lastübertragung nicht mehr zur Verfügung steht und die Last ausschließlich über den Mörtelpfropfen in den Ankergrund eingeleitet wird, ist die Scherfestigkeit des Mörtels für die Tragfähigkeit der Befestigung maßgebend. Ein möglicher Ansatz zur Bestimmung der Bruchlast ist die Multiplikation der Mörtelscherfestigkeit mit der zur Verfügung stehenden Scherfläche (Gleichung 5.4). Die Scherfestigkeit des Mörtels  $\tau_{u,M}$  sollte im Rahmen eines Zulassungsverfahrens ermittelt werden. Die Scherfläche des Mörtels ist in Bild 4.4 dargestellt.

**Gleichung 5.4:**  $N_u = \tau_{u,M} \cdot (h_{ef} - h_{Steg}) \cdot d_B \cdot \pi$  [N]

$\tau_{u,M}$  = Mörtelscherfestigkeit [N/mm<sup>2</sup>]

$d_B$  = Bohrlochdurchmesser [mm]

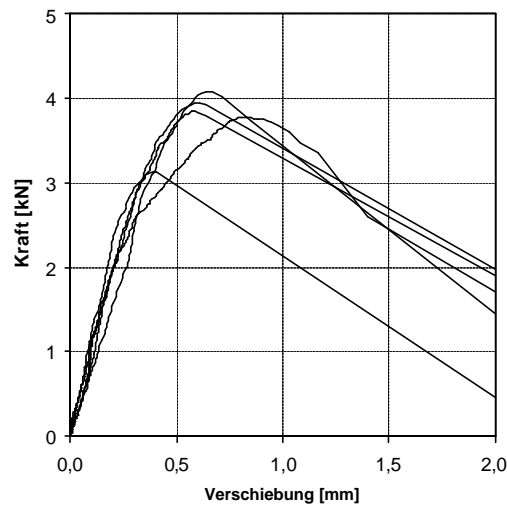
$h_{ef}$  = Verankerungstiefe der Siebhülse im Mauerwerk [mm]

$h_{Steg}$  = über die Verankerungstiefe vorhandene Stegdicken [mm]

### 5.5.4 Steinausbruch (B)

Das Versagen durch Steinausbruch wird durch Überschreiten der Ankergrundtragfähigkeit hervorgerufen. Die Last-Verschiebungskurven beginnen mit einem steilen Lastanstieg. Die Anfangssteifigkeit ist abhängig von der Steifigkeit des Injektionsmörtels, des Verbunds und in Lochsteinen von der Steifigkeit des Ankergrunds. Kurz vor Erreichen der maximalen Traglast ändert sich die Steigung, bevor es in den kraftgesteuerten Versuchen zu einem Lastabfall durch Bildung eines Ausbruchkör-

pers kommt. Ein typischer, kegelförmiger Ausbruchkörper eines Injektionsdübels in Kalksandlochsteinen ist in Bild 5.34 dargestellt. Die zugehörigen Last-Verschiebungskurven sind in Bild 5.35 zu sehen.



**Bild 5.34:** Injektionsdübel nach Versagen durch Steinausbruch in Lochsteinen

**Bild 5.35:** Last-Verschiebungskurven eines Injektionsdübels bei Versagen durch Steinausbruch in Lochsteinen

In Lochsteinen ist Steinausbruch die am häufigsten beobachtete Versagensart. Dies ist auf die geringe Festigkeit der Mauersteine und den infolge des Lochbilds reduzierten Lasteinleitungsbereichen im Vergleich zu Vollsteinen zurückzuführen.

Die Steindruckfestigkeit, die stellvertretend für die Zugfestigkeit herangezogen wird, und die wirksamen Stegdicken entlang der Verankerungstiefe des Dübels sind die wesentlichen Einflussgrößen auf die Traglast. Derzeit stehen keine analytischen Verfahren zur Verfügung. Eine Gleichung zur Ermittlung der Ausbruchlast hat zum einen die jeweiligen Materialeigenschaften zu berücksichtigen, zum anderen sind die lochbildabhängigen, mittragenden Stege des Steins sinnvoll zu erfassen. Die Grundlagen solcher Gleichungen für Kalksandsteine und Leichtbetonhohlblöcken sind in Kapitel 4.2.2.1 und 4.2.2.2 aufgeführt. Zur Verifizierung der theoretischen Annahmen zahlreiche Versuche durchgeführt, deren Ergebnisse in Kapitel 5.6 ausführlich dargestellt werden.

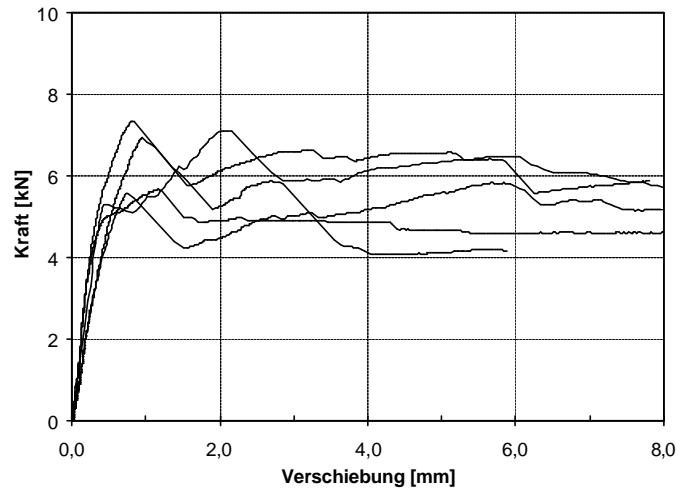
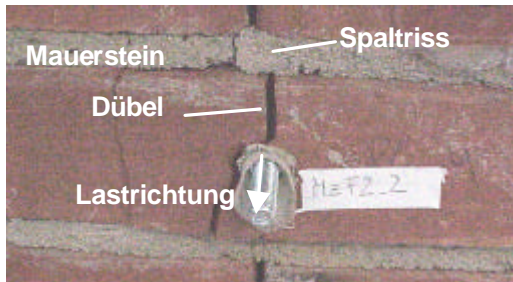
Die Bildung von Ausbruchkegeln in Lochsteinen wurde bei Siebhüslängen von ca. 80 mm bis zu Stegdicken von ca. 50 mm beobachtet. Bei größeren Verankerungstiefen wird der Dübel i.d.R. wie in Kapitel 5.5.3.2 beschrieben aus dem Bohrloch herausgezogen.

### 5.5.5 Spalten (Sp)

Spalten von Mauersteinen im Mauerwerkverband wurde vor allem bei kleinformatigen Vollsteinen beobachtet wie z. B. in Vollziegeln Mz 12-2,0-NF nach Bild 5.36. Die Last-Verschiebungskurven ähneln denen bei Versagen durch Herausziehen. Auch hier wird nach Erreichen der Höchstlast ein relativ konstantes Lastniveau mit zunehmenden Verschiebungen erreicht. In dieser Phase hat sich der Verbund zwischen Mörtel und Bohrloch infolge des Spaltrisses gelöst und der Dübel wird herausgezogen.

Zu Belastungsbeginn steigt die Last kontinuierlich an. Mit Bildung des Spaltrisses fällt die Last. Der Riss verläuft über die kürzere Seite des Steins. Im Bereich des Dübels

wird der Riss entlang des Bohrlochs um den Dübel herum umgeleitet. Der abfallende Ast im Last-Verschiebungsdiagramm wird durch das Ablösen des Verbunds entlang der Rissfläche hervorgerufen. Je nach Bohrlochgeometrie und Reibungswiderstand stellt sich beim Herausziehen des Dübels ein Lastplateau ein ( Bild 5.37).



**Bild 5.36:** Versagensbild beim Spalten in Vollsteinen **Bild 5.37:** Last- Verschiebungskurven bei Versagen durch Steinspalten in Lochsteinen

In Versuchen in Einzelsteinen trat bei großformatigen Steinen wie z. B. 16 DF die Versagensart Spalten auf. Dabei verlaufen die Spaltrisse über die gesamte Steinhöhe und zerteilen die Steine in zwei Hälften. Die Steinhälften können je nach Tiefe der Risse auseinanderbrechen. Dieses Verhalten wird jedoch erst durch die Versuchsbedingungen ermöglicht. Ein Mauerstein im Verband ist durch die benachbarten Steine und umliegenden Mörtelfugen in seinen Verschiebungen stark beschränkt. In zahlreichen Versuchen mit 10 DF und 16 DF-Lochsteinen zeigte sich, dass Spaltrisse im Mauerwerk aus großformatigen Lochsteinen infolge der Querdehnungsbehinderung im Verband nicht versagensrelevant sind. Trotz auftretender Spaltrisse kann der Ankergrund aufgrund der Verzahnung des ausgehärteten Injektionsmörtels in den Steinhohlräumen weiter Last aufnehmen.

### 5.5.6 Steinauszug aus dem Mauerwerkverband (St)

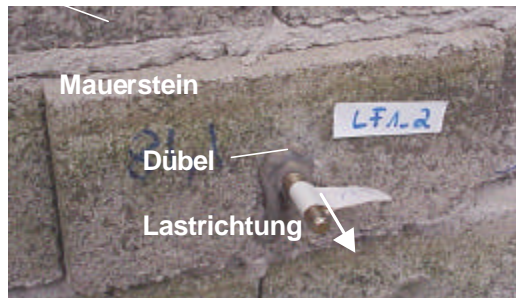
Das Herausziehen eines ganzen Steins aus dem Mauerwerkverband wurde ausschließlich in Mauerwänden aus Vollsteinen beobachtet. Bei dieser Versagensart ist der Verbund zwischen Mauermörtel und Stein maßgebend. Die Traglast wird durch Überschreiten der Haftscherfestigkeit des Mauermörtels an den Einzelsteinen erreicht. Die Scherfuge kann zwischen dem belasteten Einzelstein und dem Mauermörtel liegen oder zwischen Mauermörtel und angrenzendem Stein.

Das Versagen tritt vorrangig bei kleinformatigen Vollsteinen bis 2 DF auf, da diese mit 240mm x 115mm die geringsten Scherflächen in der Lagerfuge für Mauersteine nach DIN aufweisen. Die Stoßfugen werden in der Praxis häufig nicht vermörtelt, so dass die Zuglast des Dübels ausschließlich über die Lagerfugen in den Verband eingeleitet werden kann.

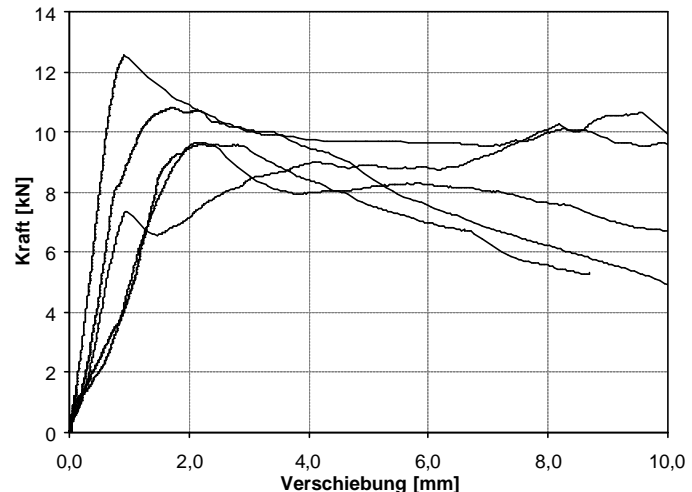
In Mauerwerk aus Lochsteinen wurde das beschriebene Versagen bislang nicht beobachtet, da es in der Lagerfuge durch die Steinlochung zu einer Verzahnung des Mauermörtels mit dem Stein kommt, die dem Herausziehen entgegenwirkt.

Ein typisches Versagensbild und zugehörige Last-Verschiebungskurven sind in Bild 5.38 und Bild 5.39 dargestellt. Zu Beginn der zentrischen Dübelbeanspruchung steigt

die Last steil an bis die Haftung zwischen Stein und Mörtel überwunden ist. Dieser Zeitpunkt ist durch ein erstes Lastmaximum gekennzeichnet. Anschließend zeigt die Last-Verschiebungskurve einen für Herausziehen typischen Verlauf. Mit zunehmenden Verschiebungen hält sich die Last auf einem relativ konstanten Niveau, das sowohl unterhalb als auch oberhalb des ersten Lastmaximums liegen kann.



**Bild 5.38:** Versagensbild beim Steinauszug aus dem Verband mit Vbl 2-0,8-2DF



**Bild 5.39:** Last-Verschiebungskurven eines Injektionsdübels bei Versagen durch Steinauszug aus dem Verband

## 5.6 Tragfähigkeit von Einzeldübeln bei zentrischer Zugbelastung mit Versagen Herausziehen, Steinausbruch oder kombiniertem Versagen

In diesem Kapitel werden die Einflüsse verschiedener Parameter auf das Tragverhalten von Injektionsdübeln in Mauerwerk dargestellt.

Die einzelnen Versagensarten sind nicht völlig getrennt voneinander zu betrachten. Je nach Variation der Einflussgrößen und Versuchsbedingungen gehen die Versagensarten ineinander über. Beispielsweise kann in Vollsteinen durch Verbesserung der Verbundfestigkeit zwischen Mörtel und Ankergrund (z. B. durch verbesserte Bohrlochreinigung) das Versagen „Herausziehen“ übergehen zu einem „kombinierten Versagen“ von Herausziehen und Steinausbruch bzw. zu einem vollständigen Steinausbruch. Es ist auch denkbar, dass sich in Vollsteinen bei Verringerung des Steinformats ein Versagen durch „Steinausbruch“ in ein Versagen durch „Steinauszug aus dem Verband“ ändert.

Im folgenden werden die durchgeführten Laborversuche in Voll- und Lochsteinen beschrieben, in denen das Versagen durch Steinausbruch, Herausziehen oder einer Kombination von beidem hervorgerufen wurde. Zunächst wird der Einfluss des Ankersystems auf die Traglasten analysiert. Darauf folgt die Darstellung der Untersuchungen zum Einfluss des Ankergrunds. Zuletzt werden die Auswirkungen äußerer Faktoren auf das Tragverhalten betrachtet.

Eine Zusammenfassung der wichtigsten Versuchsdaten enthält Anhang C 1 bis Anhang C 5.

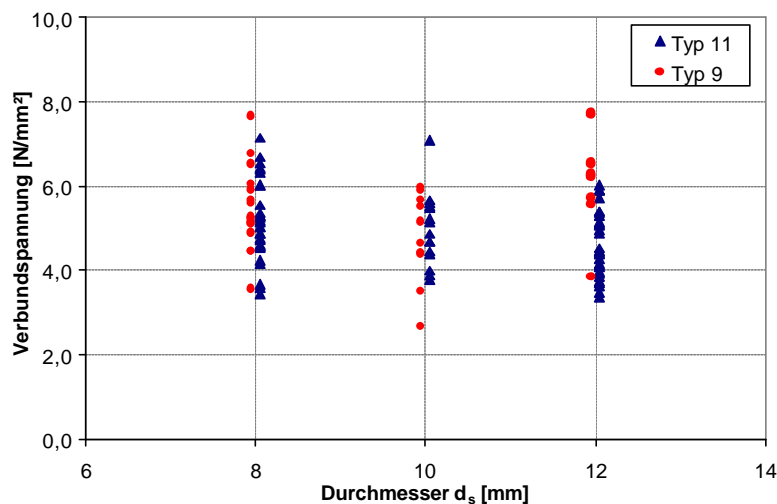
### 5.6.1 Einfluss des Ankersystems

In Vollsteinen ist für das Tragverhalten vor allem die Ausbildung der Verbundfläche zwischen Ankersystem und Mauerstein maßgebend. Das Dübelssystem beeinflusst

diese Verbundfläche über den vorgegebenen Bohrl Lochdurchmesser, die Verbundeigenschaften des Injektionsmörtels oder den Ringspalt, der sich aus der Differenz zwischen Siebhülse Durchmesser und Bohrl Lochdurchmesser ergibt.

In Lochsteinen spielen zusätzlich die Ausbildung und die Eigenschaften des formschlüssig erhärteten Mörtels eine wichtige Rolle. Dazu gehören die Steifigkeit und die Scherfestigkeit des Mörtelfropfens.

Im Gegensatz zu Verbunddübeln in Beton wird der Bohrl Lochdurchmesser bei Injektionsdübeln für Mauerwerk nach der vorhandenen Siebhülse dimensioniert. Eine Siebhülsegröße wird i.d.R. mit verschiedenen Ankerstangendurchmessern eingesetzt. Die Lasteinleitungsfläche vom Dübel in das Mauerwerk richtet sich daher nach dem Bohrl Loch- bzw. dem Siebhülse Durchmesser. Für die Taglast bei Versagen durch Herausziehen bzw. Steinausbruch ist es unerheblich, welcher Ankerstangendurchmesser zum Einsatz kommt. Dies geht aus Bild 5.40 hervor. Darin sind für Dübeltyp 9 und 11 die Traglasten in Kalksandlochsteinen in Form von Verbundspannungen über die Ankerstangendurchmesser 8mm, 10mm und 12mm aufgetragen. Die zugrunde gelegte Verbundfläche wurde über den Bohrl Lochdurchmesser und die wirksame Stegdicke nach Kapitel 4.1.2 ermittelt.

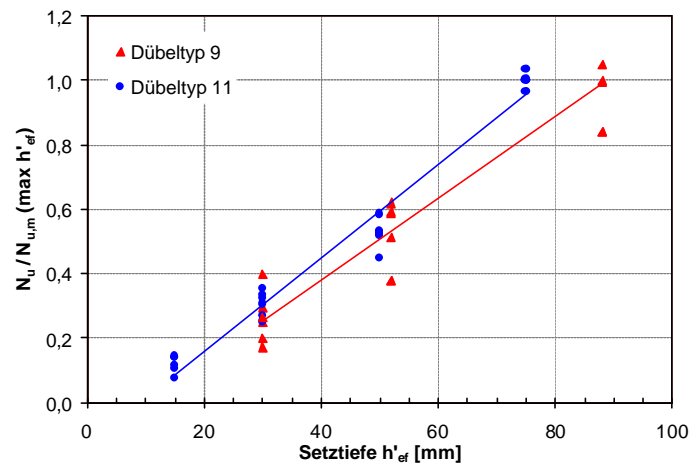


**Bild 5.40:** Einfluss des Ankerstangendurchmessers bei Versagen B in Kalksandlochsteinen

### 5.6.1.1 Einfluss der Verankerungstiefe

Der Einfluss der Verankerungstiefe auf die Bruchlast wurde in Kalksandvollsteinen untersucht. Da die Setztiefe bei Injektionsdübeln i.d.R. durch die Länge der Siebhülse vom Hersteller vorgegeben ist, wurden die Siebhülsen für die Versuche von oben auf verschiedene Längen gekürzt. Dadurch konnten mehrere Verankerungstiefen realisiert werden. Die Bohrlöcher wurden für alle Versuche im Hammerbohrverfahren erstellt und einheitlich gereinigt.

Die für zwei verschiedene Dübeltypen gemessenen Bruchlasten sind in Bild 5.41 dargestellt. Die Versagenslasten sind auf den Mittelwert der Serie mit maximaler Verankerungstiefe (= ursprüngliche Siebhülse Länge) ergibt, bezogen. Analog zu Verbunddübeln in Beton zeigt sich mit Verringerung der Setztiefe eine Abnahme der Traglasten. Die Abminderungen können gut durch eine lineare Regression erfasst werden.

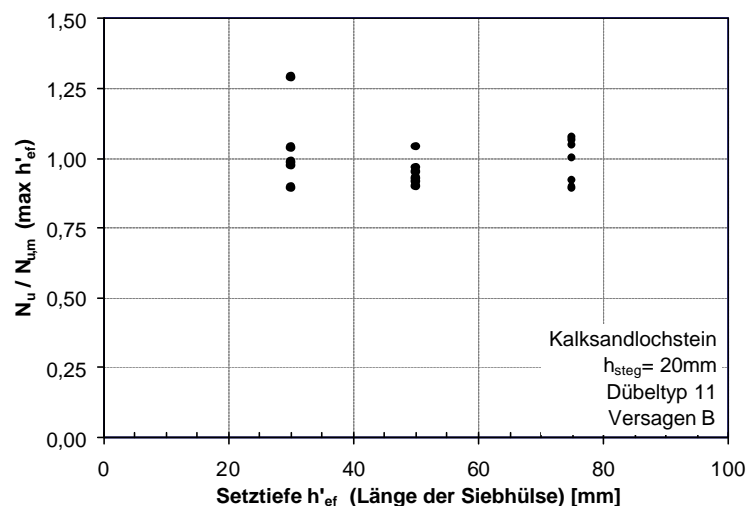


**Bild 5.41:** Einfluss der Verankerungstiefe auf die Traglast in Kalksandvollsteinen bei Versagen durch Herausziehen

Durch die Reduzierung der Verankerungstiefe verringert sich die zur Lasteinleitung erforderliche Mantelfläche des Dübels. Die Traglast bei Verbunddübeln in Vollmaterial berechnet sich nach Gleichung 5.3. Die Verankerungstiefe geht über die Verbundfläche linear in die Ermittlung der Versagenslast ein, was sich anhand von Bild 5.41 bestätigt. Analoge Erkenntnisse ergaben sich aus den numerischen Untersuchungen zur Variation der Verankerungstiefe in Vollsteinen nach Kapitel 4.4.1.

In Lochsteinen hängt die Bruchlast wesentlich vom Lochbild des Steins ab. Bei gegebener Außenstegdicke und nachfolgender Hohlkammer ist es nach Bild 5.42 beliebig, wie weit die Siebhülse in die Kammer hineinragt. Die Befestigungen versagen unabhängig von der Siebhülsenlänge bei gleichen Lasten durch Erreichen der Tragfähigkeit des Mauersteins.

Der Einfluss des Lochbilds wird im Rahmen der Untersuchungen zum Einfluss der Ankergrundparameter in Kapitel 5.6.2 berücksichtigt.

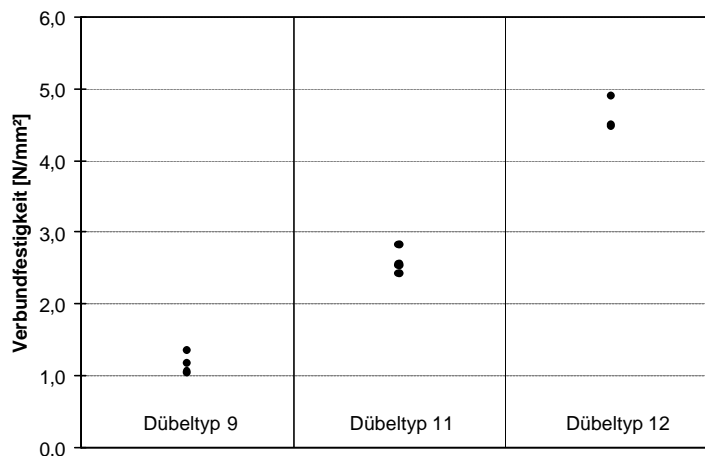


**Bild 5.42:** Einfluss der Verankerungstiefe auf die Traglast von Injektionsdübeln in Lochsteinen mit konstanter Stegdicke, Versagen Steinausbruch

### 5.6.1.2 Einfluss des Verbunds in Vollsteinen

Die Verbundfestigkeit von Injektionsdübeln in Vollsteinen ist nach Bild 5.43 systemabhängig. Die Berechnung der Verbundfestigkeit erfolgte nach Gleichung 5.3. Die zentrischen Ausziehversuche wurden in Kalksandvollsteinen mit weiter Abstützung durchgeführt, wobei die Verankerungstiefe variiert wurde. Ein Datenpunkt entspricht dem Mittelwert der Verbundfestigkeit einer Serie mit einem Dübeltyp und einer Verankerungstiefe. Die Bohrlöcher wurden im Hammergang erstellt und einheitlich gereinigt.

Die Verbundfestigkeit eines Dübeltyps ist bei unterschiedlichen Verankerungstiefen nahezu konstant. Diese Feststellung ist grundlegende Voraussetzung des Uniform Bond Models, dass zur Bemessung von Verbunddübeln in Beton angewendet wird.



**Bild 5.43:** Verbundfestigkeiten verschiedener Dübeltypen in Kalksandvollsteinen

Die Ergebnisse aus den Laborversuchen stimmen mit denen der numerischen Untersuchungen, die in Kapitel 4.4.2 beschrieben wurden, überein. Bei kleinen Verbundfestigkeiten versagen die Verankerungen durch Herausziehen. Bei Erhöhung der Verbundfestigkeit kommt es bei gleicher Setztiefe zunächst zu einem kombinierten Versagen aus Steinausbruch und Herausziehen. Die Tiefe des Ausbruchs nimmt dabei mit wachsender Verbundfestigkeit zu, bis ein vollständiger Ausbruch entsteht.

Injektionsdübel in Vollsteinen weisen das gleiche Tragverhalten auf wie Verbunddübeln in Beton. Allerdings sind die Verbundfestigkeiten deutlich niedriger. Die Bandbreite der Verbundfestigkeiten üblicher Verbunddübel in Beton liegt unter optimalen Bedingungen etwa zwischen 10 N/mm<sup>2</sup> und 20 N/mm<sup>2</sup>. Im Vergleich hierzu betragen die in Vollsteinen ermittelten Verbundfestigkeiten mit marktüblichen Injektionssystemen etwa 1 N/mm<sup>2</sup> bis 7 N/mm<sup>2</sup>. Die Angaben beziehen sich auf zentrische Ausziehversuche mit weiter Abstützung. Die Abmessungen der Bohrlöcher im Mauerwerk betragen dabei 16 mm bis 22 mm im Durchmesser und maximal 200 mm in der Tiefe.

### 5.6.1.3 Einfluss des Ringspalts

Der Ringspalt  $r$  zwischen Siebhülse und Bohrlochwandung ist zur Ausbildung des Verbunds notwendig. Der in die Siebhülse injizierte Mörtel muss durch die Öffnungen der Siebhülse heraustreten und sich großflächig um die Siebhülse herum verteilen. Sind Mörtel und Siebhülse eines Systems nicht sorgfältig aufeinander abgestimmt, ist



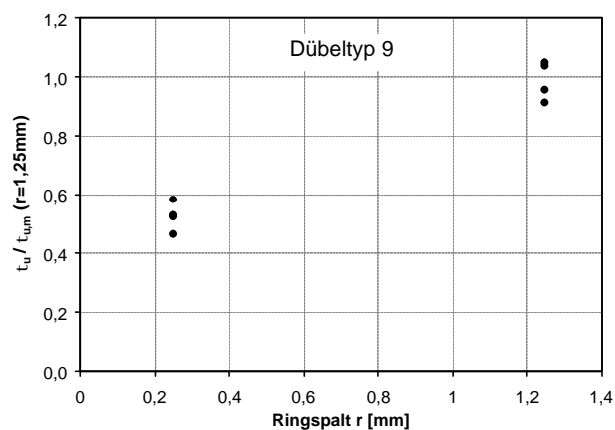
es möglich, dass der Injektionsmörtel den Ringspalt nicht optimal verfüllt. Dies hat eine Verringerung der Verbundfläche und somit geringere Traglasten zur Folge.

In Bild 5.44 und Bild 5.45 ist der Einfluss des Ringspalts auf die Verbundfestigkeit von zwei unterschiedlichen Injektionsmörteln dargestellt. Der Ringspalt betrug  $r = 0,5$  mm bzw.  $r = 1,25$  mm. Beide Werte entsprechen üblichen, für zugelassene Systeme vorhandenen Spaltbreiten. Die Bohrlöcher wurden einheitlich gereinigt.

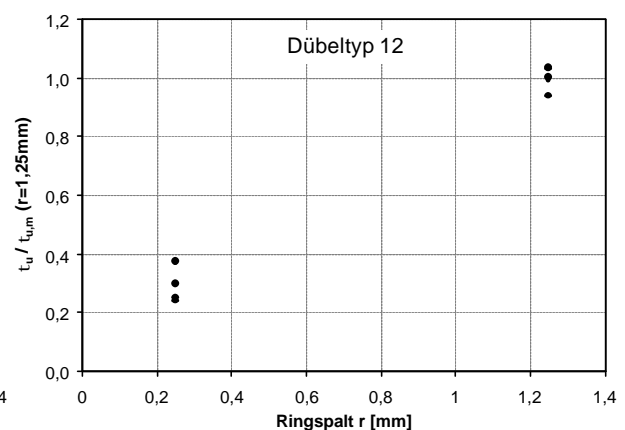
In den Versuchen mit einem Ringspalt von 0,5 mm versagten die Injektionsdübel durch Herausziehen oder einer Kombination von Herausziehen und Steinausbruch. Bei Vergrößerung des Ringspalts versagten die Verankerungen durch Bildung eines vollständigen Ausbruchkegels bzw. Steinspalten.

Bei  $r = 0,5$  mm ergeben sich deutlich geringere Verbundfestigkeiten als bei  $r = 1,25$  mm. Dies ist darauf zurückzuführen, dass bei kleinem Ringspalt die Hülsen nicht vollständig mit Mörtel ummantelt waren und der Dübel nicht die gesamte Mantelfläche als Verbundfläche nutzen kann. Im Gegensatz dazu wiesen die Dübel, die mit großem Ringspalt gesetzt wurden, eine geschlossene Mörtelschicht um die Siebhülse auf.

Grund für die schlechte Vermörtelung bei kleinem Ringspalt können falsche Korngrößen in den Füllstoffen des Injektionsmörtels, unpassende Viskosität des Mörtels oder auch die Geometrie der Siebhülse sein. Letzteres kann sich in einem zu geringen Lochanteil oder in einer ungünstigen Gestaltung von Reinigungselementen widerspiegeln.



**Bild 5.44:** Einfluss der Größe des Ringspalts zwischen Siebhülse und Bohrlochwandung auf die Verbundfestigkeit, Dübeltyp 9



**Bild 5.45:** Einfluss der Größe des Ringspalts zwischen Siebhülse und Bohrlochwandung auf die Verbundfestigkeit, Dübeltyp 12

#### 5.6.1.4 Einfluss des Mörtelpfropfens

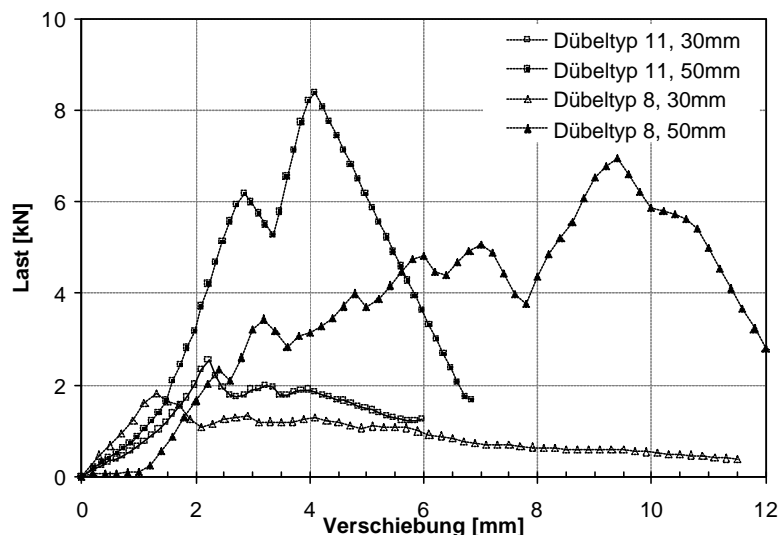
In Lochsteinen wird der formschlüssige Mörtelpfropfen in Abhängigkeit des Verbunds mehr oder weniger stark zur Lasteinleitung herangezogen. Im ungünstigsten Fall überträgt der Pfropfen die gesamte Dübellast. Ist die Tragfähigkeit des Formschlusses nicht ausreichend groß, versagt die Verankerung durch Abscheren des Mörtelpfropfens an der Stegunterkante. Ein solches Versagen tritt auf, wenn ein großer Teil der Siebhülse mit schwachem Verbund im Stegbereich liegt und nur ein kurzer Teil für eine formschlüssige Verbindung zur Verfügung steht. Nach dem Verbundversagen wird die Last auf den Mörtelpfropfen umgelagert, der dann an der Stegunterseite entlang der Bohrlochöffnung abschert. Der Dübel wird trotz formschlüssiger Verbindung aus dem Bohrloch herausgezogen.

Um das beschriebene Versagen zu untersuchen, wurden Versuche mit den Dübel-systemen 8 und 11 in KSL 12-1,2-10DF mit enger Abstützung durchgeführt. Die Siebhülsen wurden auf die Längen 30 und 50 mm gekürzt und über die Länge des Stegs (Dicke ca. 18 mm) mit Klebeband abgedichtet, um den Verbund zwischen Mörtel und Stein zu verhindern. Dadurch wurde ausschließlich der Pfropfen zur Last-übertragung herangezogen. Nach Abzug der Stegdicke verbleiben dem Dübel ca. 10 mm bzw. 30 mm der Siebhülse, um einen Mörtelpfropfen auszubilden.

Alle Dübel versagten durch Abscheren des Mörtelpfropfens an der Stegunterseite. Das Versagen erfolgt je nach Mörtelsteifigkeit in zwei unterschiedlichen Formen. Bei spröden Mörteln steigt die Last- Verschiebungskurve bis zu einem Lastmaximum kontinuierlich an und fällt anschließend spröde ab. Dabei platzt der Mörtel von der Siebhülse ab. Anschließend wird der Dübel aus dem Bohrloch und das Durchgangsloch der engen Abstützung herausgezogen.

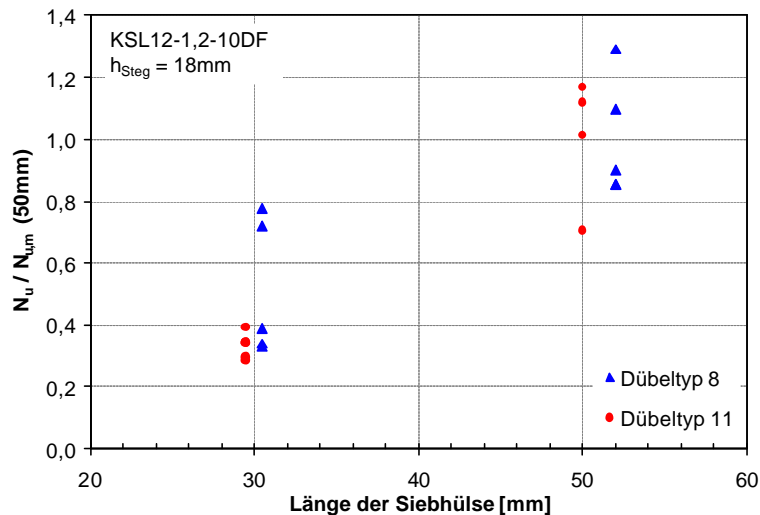
Weist der Mörtel eine geringe Steifigkeit auf, schert der Mörtel vor allem bei größeren Verankerungstiefen mit zunehmender Verschiebung stückweise an der Stegunterseite ab. Da der Pfropfen eine kegelstumpfförmige Form besitzt, nimmt die Last nach dem Abscheren der am Steg anliegenden Mörtelteile nach kurzem Lastabfall wieder zu. Der Dübel gleitet nach und verankert sich erneut mit dem verbleibenden, im Durchmesser zunehmenden Pfropfen, bis ein Reststück vollständig abreißt.

Charakteristische Verläufe der Last-Verschiebungskurven sind in Bild 5.46 zu sehen. Das darin auftretende erste Lastmaximum für Dübeltyp 11 bei 50 mm Siebhülsenlänge ist darauf zurückzuführen, dass die Stahlplatte der engen Abstützung nicht vollständig plan auf der Steinoberfläche auflag und sich so der Ansatz eines Steinausbruchs bilden konnte. Das stückweise Zerstören des Mörtelpfropfens kann anhand der Kurve für Dübeltyp 8 mit einer Länge von 50 mm nachvollzogen werden.



**Bild 5.46:** Typische Last-Verschiebungskurven der Dübeltypen 8 und 11 bei zentrischen Ausziehversuchen mit enger Abstützung in KSL 12-1,2-10DF ( $h_{\text{Steg}}=18$  mm) ohne Verbund im Stegbereich

Die Maximallast nimmt mit zunehmender Länge des Mörtelpfropfens zu. Die bezogenen Höchstlasten gehen aus Bild 5.47 hervor. Als Bezugswert diente die mittlere Versagenslast bei einer Siebhülsenlänge von 50 mm. Je weiter die Siebhülse in die Hohlkammer des Lochsteins hineinragt, desto länger und breiter ist der Mörtelpfropfen und desto größer ist die Mörtelmenge, die beim Herausziehvorgang abgescher werden muss.



**Bild 5.47:** Einfluss der Länge des Mörtelpfropfens auf die Traglasten der Dübeltypen 8 und 11 in zentrischen Ausziehversuchen mit enger Abstützung in KSL 12-1,2-10DF,  $h_{\text{Steg}} = 18 \text{ mm}$

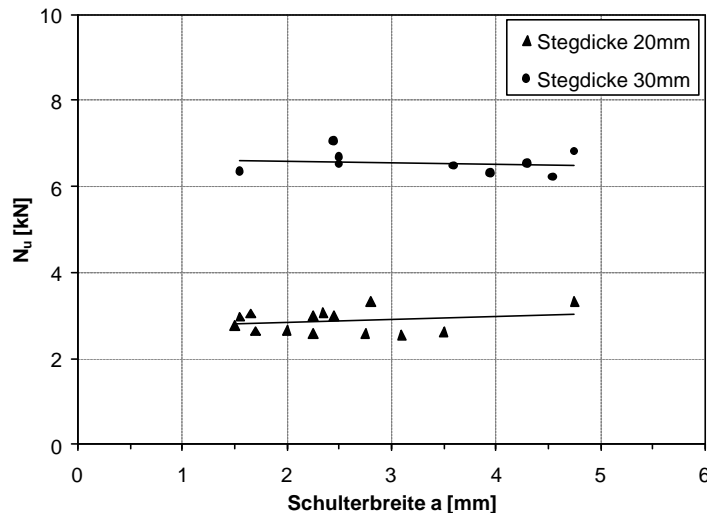
Die Höchstlast, die durch den Mörtelpfropfen übertragen werden kann, hängt wesentlich von der Mörtelscherfestigkeit zwischen Siebhülse und Mörtelpfropfen ab. Die nach Gleichung 5.4 berechneten Scherfestigkeiten betragen  $\tau_{u,M} = 2,8 \text{ N/mm}^2$  (Typ 8) bzw.  $\tau_{u,M} = 4,4 \text{ N/mm}^2$  (Typ 11). Die Mörtelscherfestigkeit kann als systemspezifischer Materialparameter zur Berechnung der Höchstlast bei Versagen durch Herausziehen in Lochsteinen herangezogen werden. Analog zur Verbundfestigkeit  $\tau_u$  zwischen Mörtel und Ankergrund muss die Mörtelscherfestigkeit  $\tau_{u,M}$  im Rahmen eines Zulassungsverfahrens ermittelt werden.

Bei formschlüssigen Verbindungen wird die Höchstlast auch durch die Lasteinleitungsfläche bzw. die bezogene Unterkopfpresung bestimmt. Die Lasteinleitungsfläche ist bei Injektionsdübeln in Lochsteinen mit dem Durchmesser des Mörtelpfropfens unmittelbar an der Stegunterseite vergleichbar. Die Form des in die Kammern des Steins eingedrungenen Mörtels ist im erhärteten Zustand weitgehend zufällig und unterliegt keiner Kontrollmöglichkeit. Zur Klärung des Einflusses der Schulterbreiten (vgl. Bild 4.4) von Injektionsdübeln in Lochsteinen auf die Bruchlast wurden Mörtelpfropfen zweier Dübeltypen nach Durchführung von zentrischen Ausziehversuchen mit weiter Abstützung vermessen. In den Versuchen wurde der Verbund im Stegbereich durch Abkleben der Siebhülsen verhindert, um ausschließlich den Formschluss zur Lasteinleitung zu aktivieren. Die Stegdicke der Steine betrug 20 mm bzw. 30 mm.

Bild 5.48 zeigt die Versagenslasten als Funktion der gemessenen Schulterbreiten. Als relevanter Durchmesser des Mörtelpfropfens wurde der Durchmesser unmittelbar an der Stegunterseite gewählt.

Nach Bild 5.48 hat die Schulterbreite keinen Einfluss auf die Versagenslast. In allen Versuchen versagte der Dübel durch Bildung eines kegelförmigen Steinausbruchs. Die Bandbreite der Schulterbreiten reichte von 1,5 mm bis 4,8 mm.

In weiteren Versuchen mit kombiniertem Tragmechanismus wurden ebenfalls die Schulterbreiten ermittelt. Der Wertebereich erweitert sich unter Einbezug aller Messwerte von 0,5 m bis 5,0 mm. Auch in diesen Versuchen versagten die Verankerungen durch Steinausbruch. Eine Aufteilung, zu welchem Anteil die Last über die Verbundschicht bzw. über Formschluss in den Ankergrund eingeleitet wurde, ist allerdings nicht möglich.



**Bild 5.48:** Einfluss der Schulterbreite von Injektionsdübeln (Typ 8 und 11) auf die Bruchlast in KSL 6-1,4-10DF

Die Ergebnisse bestätigen die Erkenntnisse aus den FE-Simulationen (Kapitel 4.5.4). Die anhand der FE-Modelle untersuchten Schulterbreiten von 0,5 mm bis 4,0 mm entspricht etwa der vorhandenen Bandbreite. In den numerischen Berechnungen ergab sich bei kombiniertem Tragmechanismus ebenfalls ab einer Schulterbreite von 0,5 mm ein Steinausbruch. Ohne diesen Formschluss versagte der Dübel im Modell durch Herausziehen, so dass die Aktivierung des Mörtelfropfens bei Kombination der Tragmechanismen in jedem Fall gewährleistet war.

### 5.6.2 Einfluss der Ankergrundparameter

Das Versagen durch Steinausbruch wird durch Erreichen der Tragfähigkeit des Ankergrunds hervorgerufen. Die Höhe der Versagenslast wird durch die Materialeigenschaften und die Setztiefe bzw. in Lochsteinen durch die Konfiguration der Hohlkammern bestimmt.

In Vollsteinen mit kombiniertem Versagen oder mit Versagen durch Herausziehen ist die Verbundfestigkeit  $\tau_u$  für die Höhe der Traglast verantwortlich. Aus *Meszaros (2001)* ist bekannt, dass  $\tau_u$  im allg. mit zunehmender Druckfestigkeit des Ankergrunds ansteigt.

Im folgenden wird zunächst auf den Einfluss der Lochkonfiguration in Hohlmauerwerk eingegangen. Im ersten Schritt wird die Dicke des Außenstegs variiert. Die Setzposition des Dübels ist in diesen Versuchen so gewählt, dass entlang der Verankerungslänge keine weiteren Innenstege auftreten. Im zweiten Schritt wird die Beeinflussung der Traglast durch zusätzliche Innenstege und Hohlkammern entlang der Einbindetiefe analysiert. Anschließend wird der Einfluss der Materialeigenschaften auf die Dübeltraglast bei Versagen durch Steinausbruch bzw. durch Herausziehen untersucht.

#### 5.6.2.1 Einfluss der Stegdicke in Lochsteinen

Die Problematik bei der Untersuchung des Einflusses der Stegdicke auf die Dübeltraglast liegt darin, dass die Lochbilder vorgegeben sind und bei Wahl unterschiedlicher Stegdicken auch die Materialeigenschaften variieren. Die isolierte Betrachtung des Einflusses der Stegdicken in Lochsteinen ist daher unmöglich. Aus diesem

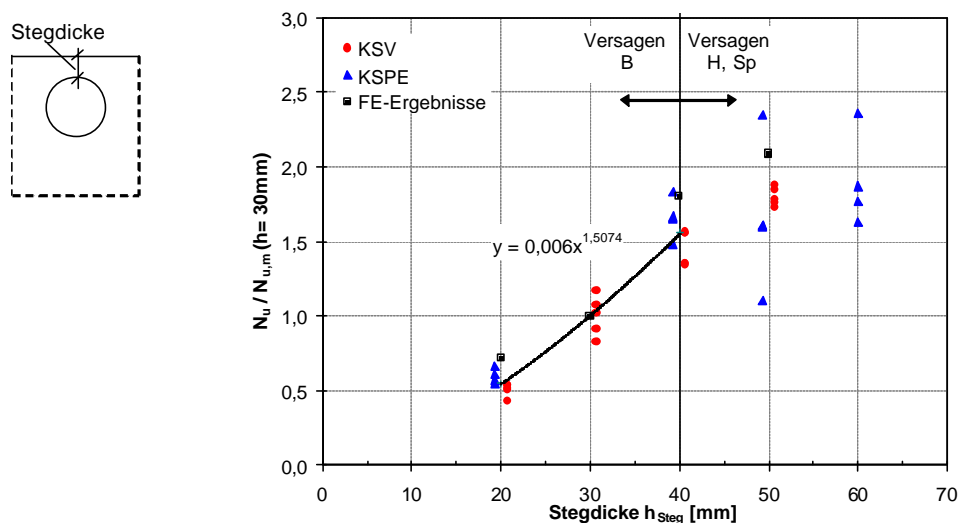
Grund wurden die Versuche zum Einfluss der Stegdicke in Kalksandvollsteinen einer Festigkeit durchgeführt, in denen mit Hilfe eines Nassbohrers mit Diamantbohrkrone Hohlräume mit Durchmesser 62 mm erzeugt wurden. Die Hohlkammern wurden mit den Randabständen 20, 30, 40 50 und 65 mm gebohrt. So konnten definierte Stegdicken zur Nachbildung beliebiger Lochbilder bei konstanten Rahmenbedingungen erstellt werden.

Die zentrischen Ausziehversuche wurden mit weiter Abstützung nach Kapitel 5.2.2 durchgeführt. Die Dübel wurden ausschließlich im Außensteg verankert.

Bei einer Stegdicke  $h_{\text{steg}} = 40\text{mm}$  bzw. bei 50 mm versagten die Dübel durch Spalten der 8DF-Steine. Daraufhin wurden zusätzlich großformatige Vollstein-Planelemente mit vergleichbaren Festigkeiten vom selben Hersteller wie die Vollsteine als Ankergrund eingesetzt. Die Dübel versagten nun bei einer Stegdicke von 40 mm durch Bildung eines Ausbruchkörpers, bei  $h_{\text{steg}} = 50\text{mm}$  bzw. 60 mm wurden die Dübel mit Siebhülse aus dem Bohrloch herausgezogen.

Der Einfluss der Stegdicke auf die Traglast von Injektionsdübeln in Kalksandsteinen ist in Bild 5.49 dargestellt. Ergänzend sind die Ergebnisse der numerischen Simulationen eingetragen.

Bis  $h_{\text{ef}} \leq 40\text{mm}$  versagte der Dübel durch Steinausbruch. Die Tiefe des Ausbruchkegels entsprach der Stegdicke. Mit Zunahme der Stegdicke nimmt die Last mit  $h_{\text{Steg}}^{1,5}$  zu. Dies entspricht den bestehenden Bemessungsmodellen für Kopfbolzen und Hinterschnittdübel.



**Bild 5.49:** Einfluss der Stegdicke auf die Dübeltraglast in Kalksandsteinen

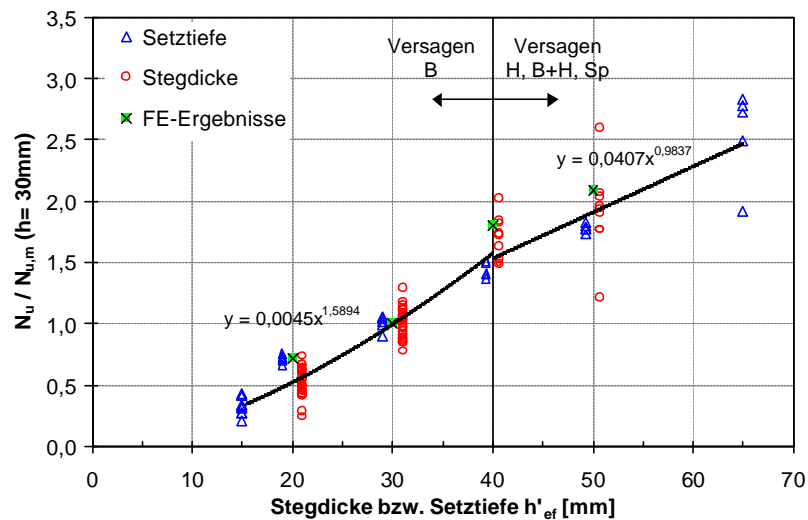
Bei einer Stegdicke  $h'_{\text{ef}} > 40\text{ mm}$  wurden die Verankerungen nach Abscheren des Mörtelpfropfens herausgezogen. Offensichtlich ist die Tragfähigkeit von Verbund und Formschluss nicht mehr ausreichend, um einen Ausbruch zu erzeugen.

Die Steinausbruchlast ist proportional zu  $h_{\text{Steg}}^{1,5}$ , die über Verbund übertragbare Last steigt hingegen linear mit  $h_{\text{Steg}}$  an. Durch die Siebhülsen des Injektionssystems ist die Verankerungslänge konstant. Bei kleinen Stegdicken bildet sich ein großer Mörtelpfropfen aus, der dem Abscheren einen großen Widerstand entgegenbringt und bei schwachem Verbund durch Lastumlagerung einen Ausbruch erzeugt. Mit zunehmenden Stegdicken nimmt die Bedeutung des Verbunds zu bzw. reduziert sich die

Länge des Formschlusses, da ein immer größerer Anteil des Dübels im Stegbereich des Steins liegt. Versagt der Verbund im Steinstege, wird die Last auf den Mörtelpfropfen umgelagert, dessen Tragfähigkeit ab einer kritischen Stegdicke zu gering ist, um einen Steinausbruch zu erzeugen.

Die kritische Stegdicke, bei der es zum Wechsel der Versagensarten kommt, ist abhängig von der Steindruckfestigkeit sowie der Verbundfestigkeit und der Mörtelscherfestigkeit des Injektionssystems. Sie wird daher für unterschiedliche Dübeltypen variieren.

In Bild 5.50 sind die Bruchlasten aus Versuchen mit weiter Abstützung bei Variation der Stegdicke in Lochsteinen bzw. der Verankerungstiefe in Vollsteinen enthalten. Weiterhin sind die Versuchsergebnisse der numerischen Simulationen eingetragen. Es ist ersichtlich, dass die Bruchlasten für gleiche Stegdicken bzw. Setztiefen in derselben Größenordnung liegen. Bei Versagen des Ankergrunds ist es somit für die Höchstlast irrelevant, ob es sich um einen Vollstein mit Setztiefe  $h_{ef}$  oder einen Lochstein mit entsprechenden Stegdicke  $h_{Steg}$  handelt. Voraussetzung hierfür ist, dass die Verbundfestigkeit im Vollstein ausreicht, um einen Ausbruchkegel über die gesamte Verankerungstiefe hervorzurufen. Anderenfalls versagt die Befestigung im Vollstein bereits bei geringeren Traglasten durch Herausziehen.



**Bild 5.50:** Vergleich des Einflusses der Stegdicke bzw. der Setztiefe auf die Dübeltraglast in Kalksandsteinen

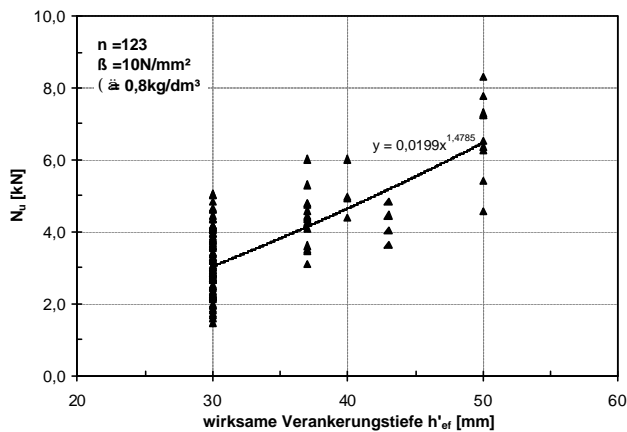
Auch in Vollsteinen änderte sich bei  $h_{Steg} = 40$  mm das Versagensbild. Analog zu Lochsteinen ist bei größeren Verankerungstiefen der Verbund zu schwach, um die Tragfähigkeit des Ankergrunds vollständig auszunutzen. Das Versagen erfolgt durch Kombination von Herausziehen und Steinausbruch bzw. nur durch Herausziehen. Bei kombiniertem Versagen beträgt die Ausbruchtiefe ca. die halbe Setztiefe des Dübels. Die Bruchlast nimmt linear mit  $h'_{ef}$  zu.

Der Einfluss der Stegdicke auf die Dübeltraglast in Leichtbetonsteinen und Ziegeln wird mit Hilfe von Daten aus Meyer (2002) dargestellt. Ein systematisches Vorgehen analog zu Kalksandsteinen war im Rahmen dieser Arbeit nicht möglich, da diese Vollsteine entweder bereits mit Lochungen versehen sind (15% der Querschnittsfläche sind bei Vollsteinen zulässig) oder nur in kleinen Formaten erhältlich sind. Insbe-

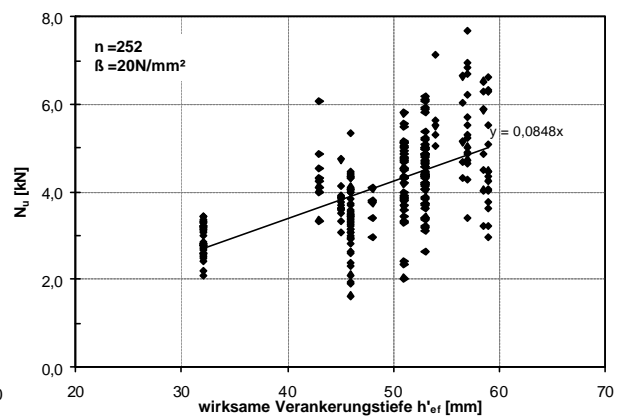
sondere Ziegelsteine werden aufgrund der hohen Anfälligkeit für Brandrisse als Vollstein ohne Lochung i.d.R. nur kleinformatig hergestellt.

Bild 5.51 und Bild 5.52 zeigt die Traglast von Injektionsdübeln in Leichtbetonhohlblöcken und Hochlochziegeln bei Versagen durch Steinausbruch in Abhängigkeit der wirksamen Verankerungstiefe. Die Ausbruchlast nimmt für beide Steinarten mit zunehmender Verankerungstiefe zu. Während die Bruchlast in Leichtbetonhohlblöcken analog zu Kalksandsteinen mit  $h'_{ef}{}^{1,5}$  ansteigt, nimmt die Ausbruchlast in Hochlochziegeln linear mit  $h'_{ef}$  zu. Die Ursache hierfür ist in der Lochkonfiguration der Hochlochziegel zu suchen.

Das Bruchbild von Verankerungen in Hochlochziegel wurde in Kapitel 4.2.2.3 beschrieben. Über die dünnen Querstege wird die über den Dübel eingeleitete zentrische Zugkraft um die zahlreichen kleinen Hohlkammern herum in benachbarte Längsstege verteilt. Die Bruchfläche ist nicht rotationssymmetrisch, sondern setzt sich aus mehreren rechteckigen Flächen mit der Breite der einzelnen Stege zusammen.



**Bild 5.51:** Einfluss der Stegdicke auf die Dübeltraglast in Leichtbetonhohlblöcken bei Versagen durch Steinausbruch



**Bild 5.52:** Einfluss der Stegdicke auf die Dübeltraglast in Hochlochziegeln bei Versagen durch Steinausbruch

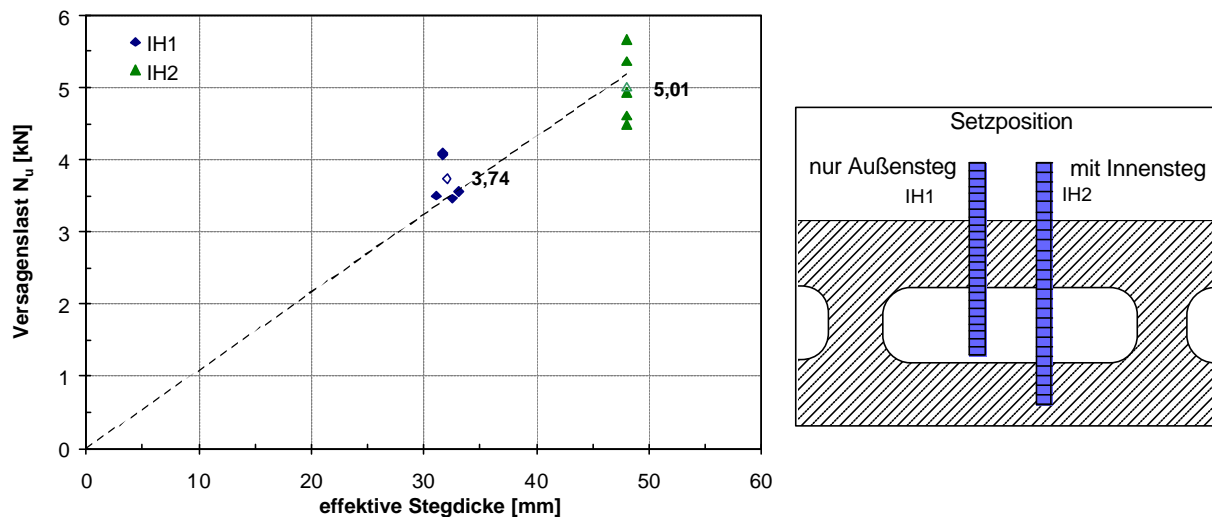
### 5.6.2.2 Einfluss zusätzlicher Innenstege und Hohlkammern

Zur Klärung des Einflusses von zusätzlichen Innenstegen auf  $N_t$  wurden Versuche mit weiter Abstützung nach Kapitel 0 durchgeführt. Die Injektionsdübel wurden mit verschiedenen Verankerungstiefen in Abhängigkeit des Lochbildes in KSL6-1,4-10DF, Hlz12-0,9-16DF und 3 K Hbl2-0,8-16DF gesetzt (vgl. Bild 5.53, Bild 5.54 und Bild 5.56). Die Lochgeometrie und die Abmessungen der Steine sind Anhang A zu entnehmen. Eine detaillierte Beschreibung der Versuchsdurchführung und der Ergebnisse enthält Meyer (2003).

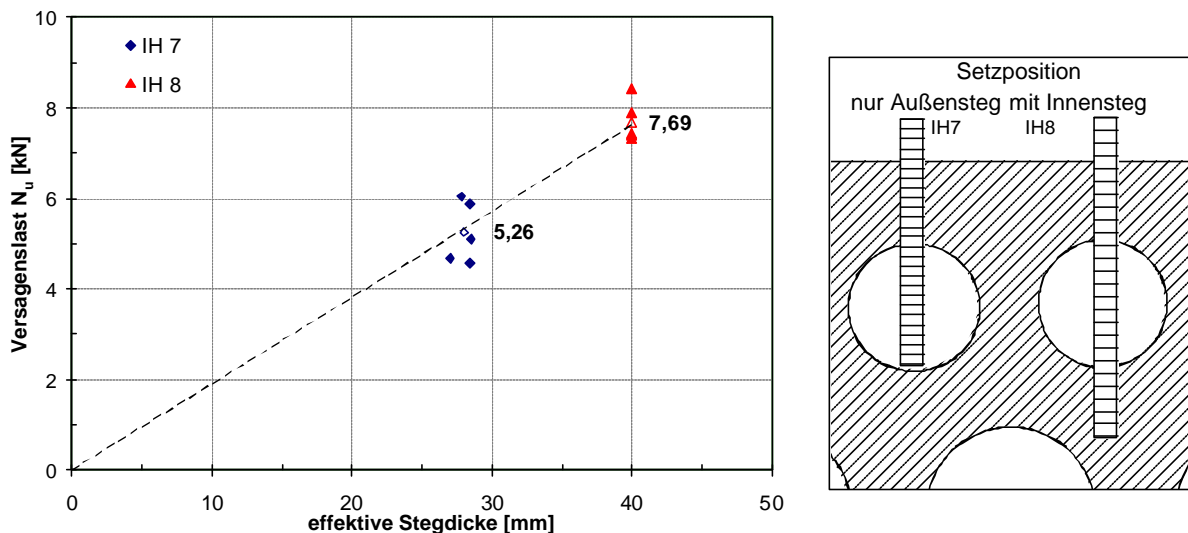
In Leichtbetonhohlblöcken und Kalksandlochsteinen wurden jeweils zwei Serien durchgeführt. Zum einen wurde nur im Außensteg verankert, zum anderen wurde der Dübel bei voller Setztiefe zusätzlich in einen Innensteg gesetzt ohne diesen vollständig zu durchbohren. Da der Innensteg nur angeschnitten wurde, kann er ausschließlich über Verbund zur Dübeltragfähigkeit beitragen. Um die maximale Traglaststeigerung durch einen optimalen Verbund im Innensteg zu erhalten, wurde das Bohrloch im Bereich des Innenstegs vor dem Setzen gründlich ausgesaugt.

In Bild 5.53 sind die Ergebnisse der Versuche in Hbl, in Bild 5.54 die Ergebnisse der Versuche in KSL abgebildet. Die effektive Stegdicke ermittelt sich aus der Dicke des Außenstegs zuzüglich der Dicke des entlang der Dübelsetztiefe angeschnittenen Innenstegs. Bei der Ermittlung der effektiven Stegdicke wurde die Hülsegeometrie, die häufig am unteren Ende einen geschlossenen Bereich aufweist, berücksichtigt. Die Verankerungen versagten alle durch Steinausbruch oder Spalten.

Aus Bild 5.53 und Bild 5.54 ergibt sich für Kalksandsteine bzw. Leichtbetonhohlblöcke ein linearer Anstieg der Bruchlasten mit Zunahme der effektiven Stegdicken.



**Bild 5.53:** Ergebnisse zum Einfluss zusätzlicher Innenstege in Leichtbetonhohlblöcken 3K Hbl2-0,8-16DF



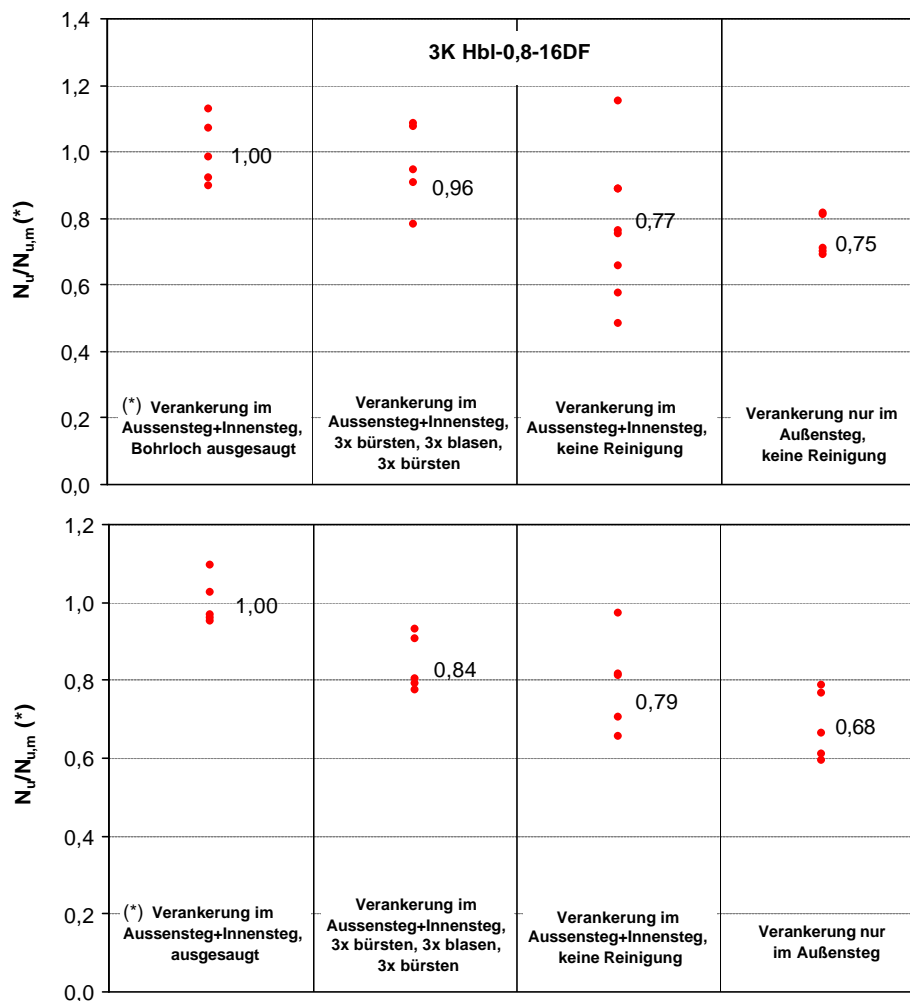
**Bild 5.54:** Ergebnisse zum Einfluss zusätzlicher Innenstege in Kalksandlochsteinen KSL6-1,4-10DF

Der Lastanstieg ist abhängig von der Güte des Verbunds im Innensteg. Im ungünstigsten Fall ist die Verbundfestigkeit z. B. bei schlecht gereinigtem Bohrloch so gering, dass keine Traglastserhöhung erzielt wird.

In Bild 5.55 ist der Einfluss der Verbundgüte in Abhängigkeit der Bohrlochreinigung auf die Dübeltragfähigkeit in Leichtbetonhohlblöcken und Kalksandlochsteinen dargestellt. Die Ergebnisse sind auf den Mittelwert der Serie (\*) mit voller Verankerungs-



tiefe und ausgesaugtem Bohrloch normiert. Zusätzlich sind die auf die mittlere Bruchlast dieser Serie bezogenen Mittelwerte der einzelnen Serien angegeben.



**Bild 5.55:** Einfluss der Verbundgüte in Abhängigkeit der Reinigung im Innensteg auf die Versagenslast in Leichtbetonhohlblöcken 3K Hbl2-0,8-16DF und Kalksandlochsteinen KSL6-1,4-10DF

Bei guter Reinigung durch Aussaugen oder einer Kombination aus Bürsten und Blasen kann der Innensteg zur Lastabtragung aktiviert werden. Dies wird durch das Bruchbild bestätigt. An der Oberfläche des Innenstegs bildete sich über die anteilige Einbindetiefe des Dübels ein Ausbruchkegel aus.

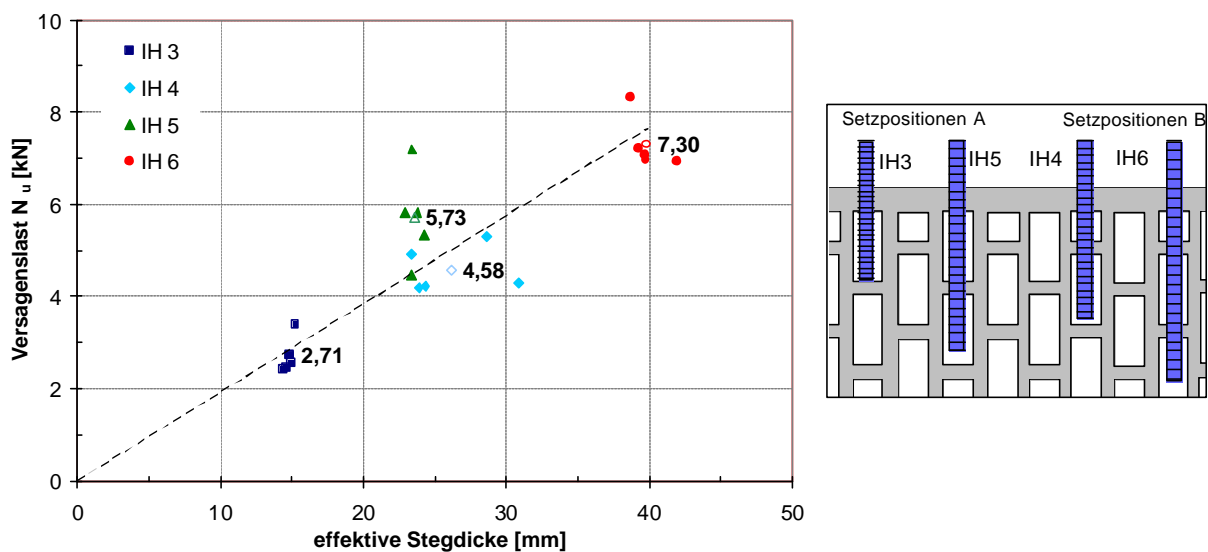
Wird das Bohrloch im Bereich des Innenstegs nicht gereinigt, ist die Ausbildung des Verbunds nicht gewährleistet. Es ist vielmehr dem Zufall überlassen, wie stark der Mörtel im unteren Siebhülsenbereich am Ankergrund haftet. Daher ist die Streuung der Bruchlasten hoch. Die Spannweite der gemessenen Bruchlasten ohne Bohrlochreinigung reicht von der Größenordnung der Ergebnisse ohne zusätzlichen Innensteg bis hin zur optimalen Aktivierung des Innenstegs.

In Hochlochziegeln wurden vier Versuchsserien durchgeführt. Die Setzpositionen wurden so gewählt, dass in der ersten Serie nur der Außensteg zur Lasteinleitung zur Verfügung stand, in der zweiten und dritten Serie IH 4 und IH 5 waren die Dübel zusätzlich in einem Innensteg verankert. Die ersten Innenstege liegen in Abhängigkeit der Position A oder B (vgl. Bild 2.8) in unterschiedlichen Höhen. In Setzposition B wird der Innensteg bereits bei einer Tiefe von ca. 30 mm, bei Setzposition A erst

bei einer Tiefe von ca. 52 mm erreicht. In der vierten Serie wurde in Setzposition B ein zweiter Innensteg zur Lasteinleitung aktiviert.

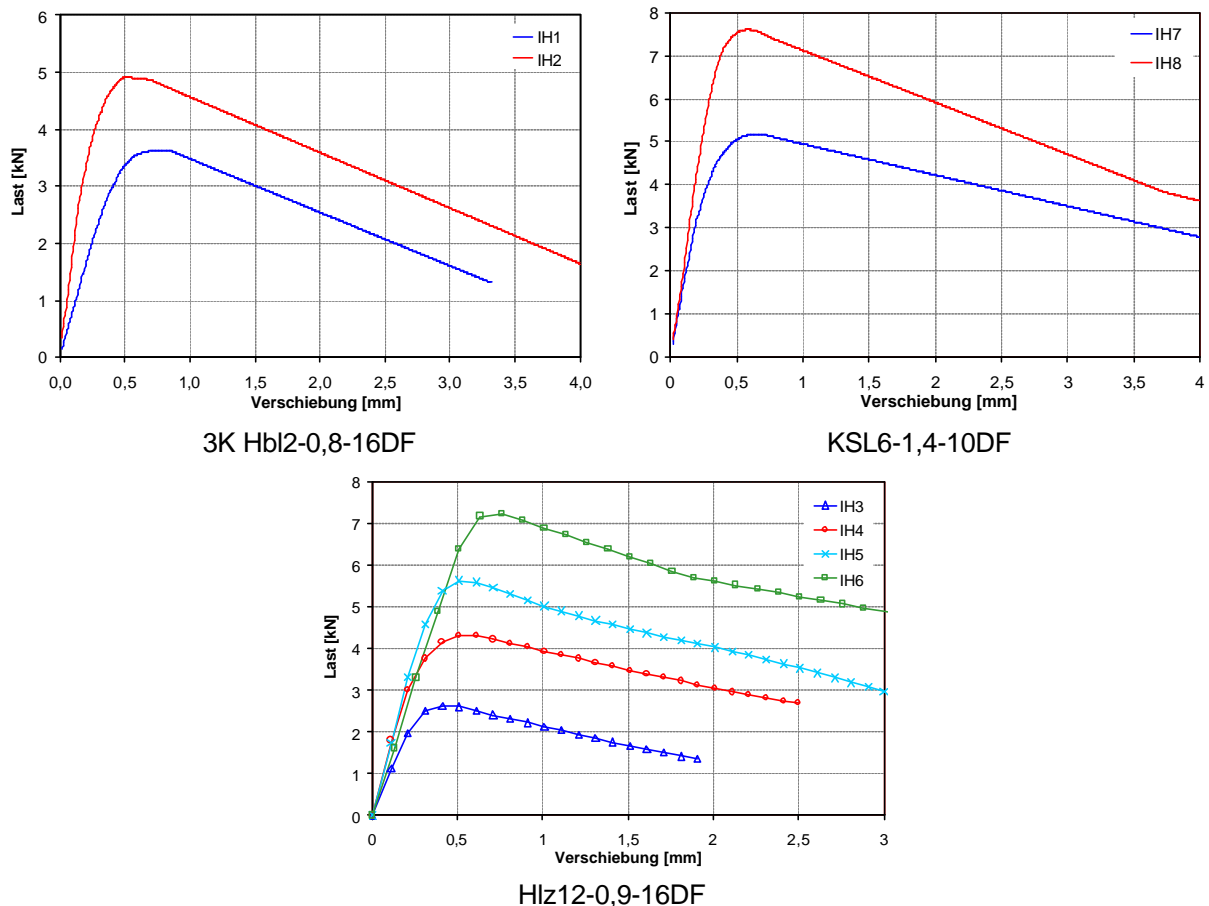
Da bei Hochlochziegeln die Dicke der Innenstege mit ca. 6 mm verhältnismäßig dünn ist, werden sie i.d.R. vollständig durchbohrt. Angebohrte Innenstege im eigentlichen Sinne liegen nicht vor. Die Stege alleine stellen nur eine geringe Verbundfläche zur Verfügung. Die Abmessungen der Kammern rechtwinklig zu Dübelachse sind deutlich kleiner als in Kalksandlochsteinen oder Leichtbetonhohlblöcken. Durch die schmalen Kammern mit einer Breite von ca. 12 mm ist daher ein Verbund an den Kammerwandungen möglich.

In Bild 5.56 sind die Ergebnisse der Versuche in Hlz abgebildet. Es zeigt sich, dass durch die Verankerung in zusätzlichen Innenstegen eine lineare Laststeigerung erzielt wird. Die effektive Stegdicke ermittelt sich aus der Dicke des Außenstegs zuzüglich der Dicken durchbohrter Innenstege. Die Höchstlast wurde in allen Fällen durch Erreichen der Tragfähigkeit des Ankergrunds begrenzt.



**Bild 5.56:** Ergebnisse zum Einfluss zusätzlicher Innenstege in Hochlochziegeln Hlz12-0,9-16DF

Die Einbindung in weitere Innenstege bewirkt nicht nur eine Traglasterrhöhung, sondern auch eine höhere Steifigkeit der Befestigung. Dies ist für alle geprüften Steinarten gültig und geht aus den gemittelten Last-Verschiebungskurven in Bild 5.57 hervor. Bei Hochlochziegeln ist die Steifigkeitserhöhung vor allem bei Einbindung eines zusätzlichen Innenstegs zu beobachten. Bei Einbinden weiterer Innenstege sind die Anfangssteifigkeiten ähnlich.



**Bild 5.57:** Last-Verschiebungskurven der Dübel in Versuchen zum Einfluss zusätzlicher Innenstege in Leichtbetonhohlblöcken, Kalksandlochsteinen und Hochlochziegeln

### 5.6.2.3 Einfluss der Druckfestigkeit

Bei der Untersuchung des Einflusses der Druckfestigkeit auf das Tragverhalten von Injektionsdübeln in Mauerwerk ist zwischen Brutto- und Nettodruckfestigkeit zu differenzieren. Während in Vollmaterial die beiden Kennwerte bei Vernachlässigung von Grifföchern und Mörteltaschen übereinstimmen, kommt es in Lochsteinen in Abhängigkeit des Lochbildes zu großen Unterschieden. Nach *DIN 106*, *DIN 105* und *DIN 18151* wird der Mauerstein über die durch eine Ausgleichschicht geglätteten Lagerflächen bis zum Versagen belastet. Die Steindruckfestigkeit ergibt sich aus der Versagenslast bezogen auf die Außenabmessungen des Prüfkörpers. Dieses Verfahren wird für Voll- oder Lochsteine gleichermaßen angewendet.

Die tatsächliche Druckfestigkeit des Steinmaterials wird dadurch nicht erfasst. Um einen mit Vollmaterial vergleichbaren Wert für die Druckfestigkeit zu erhalten, ist die maximale Druckkraft auf die tatsächlich vorhandene Querschnittsfläche des Steines zu beziehen. Daher ist die Nettodruckfestigkeit je nach Steinart bis zu 50% höher als die Druckfestigkeitswerte nach DIN.

Im folgenden werden die gemessenen Höchstlasten in Abhängigkeit der Nettodruckfestigkeit aufgetragen, weil diese maßgebend für die Steinausbruchlast ist.

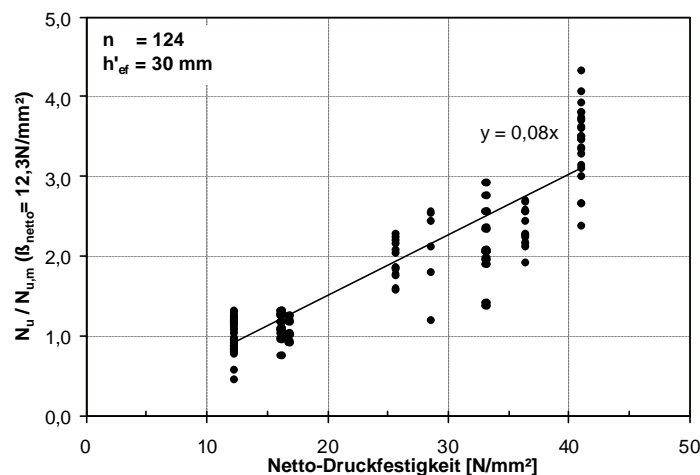
#### 5.6.2.3.1 Steinausbruchlast

Die Untersuchungen zum Einfluss der Netto-Steindruckfestigkeit auf das Tragverhalten von Injektionsdübeln in Mauerwerk bei Versagen durch Steinausbruch erfolgen

mit Hilfe von Daten aus Meyer (2002). Die Dübel in den ausgewerteten Versuchen in Kalksandstein und Leichtbetonhohlblöcken verankern nur in einen Außensteg und eine anschließende Hohlkammer. Die Auswertung erfolgt für jede Steinart getrennt.

Bild 5.58 zeigt den Einfluss der Netto-Druckfestigkeit von Kalksandsteinen auf die Ausbruchlast von Injektionsdübeln bei zentrischen Ausziehversuchen. Die Versagenslasten sind auf die kleinste auftretende Steindruckfestigkeit bezogen. Aus dem Diagramm geht hervor, dass die Last proportional mit der Druckfestigkeit ansteigt. Eine lineare Regression ergibt ein Bestimmtheitsmaß von 0,85.

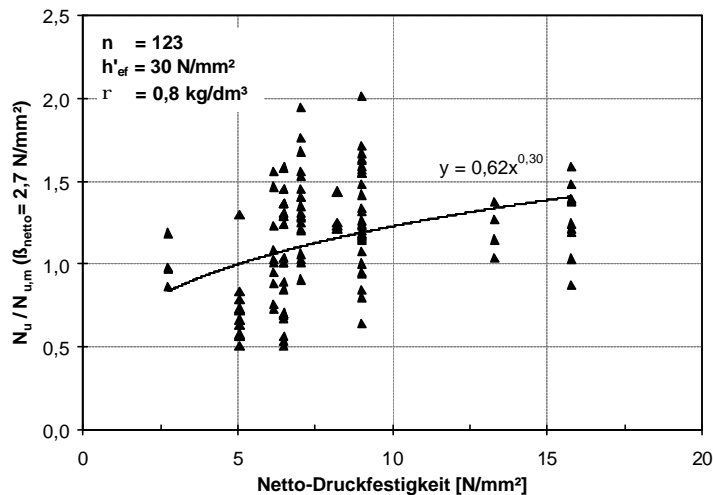
Der lineare Zusammenhang zwischen Druckfestigkeit und Ausbruchlast erklärt sich mit den Materialeigenschaften von Kalksandstein. In Kapitel 3 wurden die Beziehungen zwischen den einzelnen Materialkennwerten für Kalksandstein zusammengestellt. Danach werden die Festigkeitswerte untereinander durch lineare Zusammenhänge beschrieben. Da die Druckfestigkeit in Bemessungsmodellen aus Vereinfachungsgründen stellvertretend für die Materialzugfestigkeit oder genauer für E-Modul und Bruchenergie eingeht, spielen die analytischen Zusammenhänge eine wesentliche Rolle bei der Herleitung von analytischen Modellen zu Berechnung der Ausbruchlast von Befestigungen.



**Bild 5.58:** Einfluss der Netto-Druckfestigkeit von Kalksandsteinen auf die Ausbruchlast von Injektionsdübeln; 3 Steintypen, 6 Dübelssysteme

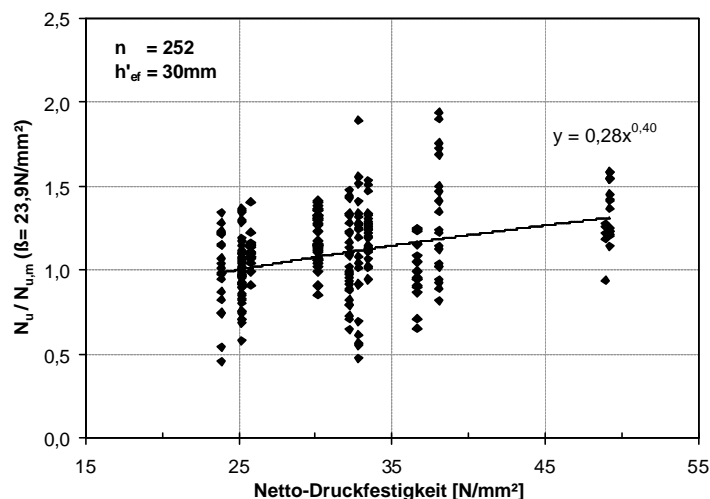
Auf gleiche Weise kann der Einfluss der Druckfestigkeit auf die Versagenslasten von Injektionsdübeln in Leichtbetonhohlblöcken erläutert werden. Die auf die kleinste vorhandene Druckfestigkeit bezogenen Ausbruchlasten in Leichtbetonsteinen sind in Bild 5.59 dargestellt. Die Bruchlast steigt mit  $\beta_{St}^{0,3}$  an.

In Kapitel 4.2.2.2 wurden für die analytischen Beziehungen zwischen den einzelnen Materialeigenschaften von Leichtbeton Erkenntnisse aus dem Betonbau herangezogen. Nach Gröbl/ Weigler/ Karl (2001) ist der mittlere Elastizitätsmodul abhängig von  $\beta^{0,3}$  und der Rohdichte. Unter der Annahme, dass wie für Normalbeton die Druckfestigkeit mit derselben Potenz in die Bruchenergie wie in den Elastizitätsmodul eingeht, ergibt sich eine Potenz von ca. 0,3 zur Beschreibung des Einflusses der Druckfestigkeit. Aus diesen Überlegungen zu den Materialeigenschaften können die Versuchsdaten zum Einfluss der Netto-Druckfestigkeit auf die Ausbruchlasten in Leichtbetonhohlblöcken erklärt werden.



**Bild 5.59:** Einfluss der Netto-Druckfestigkeit von Leichttonhohlblöcken auf die Ausbruchlast von Injektionsdübeln; 3 Steintypen, 5 Dübelssysteme

Für Ziegelsteine stehen aus der Literatur weder statistisch belegte Materialzusammenhänge noch vergleichbare Baustoffe mit bekannten Relationen zur Verfügung. In Bild 5.60 sind die bezogenen Ausbruchlasten über die Netto-Druckfestigkeit zu sehen. Aus den insgesamt 252 einbezogenen Versuchen mit Versagen der Dübel durch Steinausbruch ergibt sich, dass die Bruchlast mit  $\beta^{0,4}$  ansteigt. Die Versuchsdaten weisen große Streuungen auf. Dies beruht u.a. auf den in Ziegeln unvermeidbaren Brandrissen, die bei der Herstellung der Steine entstehen. Je nach Verteilung der Risse im Bereich der Befestigung können die Auszuglasten variieren.

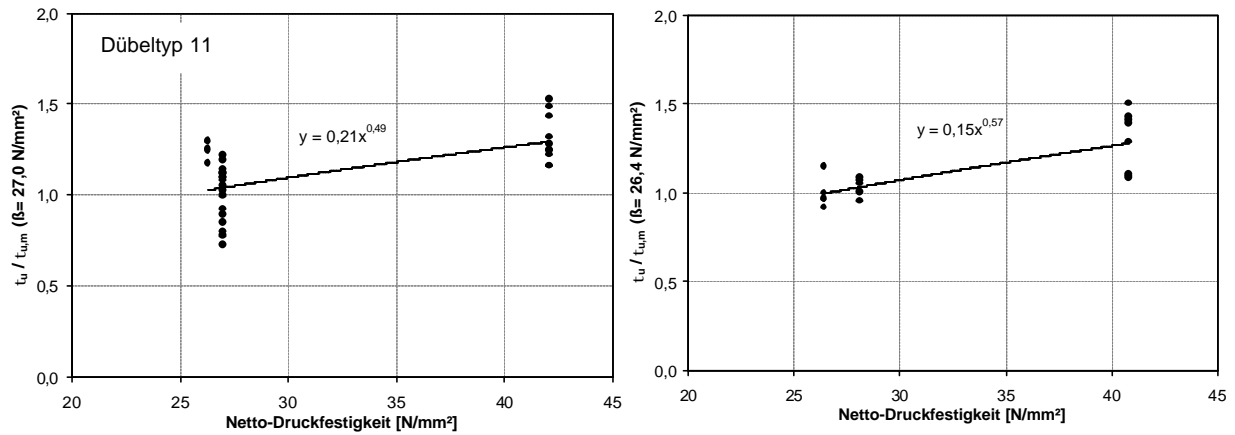


**Bild 5.60:** Einfluss der Netto-Druckfestigkeit von Hochlochziegeln auf die Ausbruchlast von Injektionsdübeln; 3 Steintypen, 7 Dübelssysteme

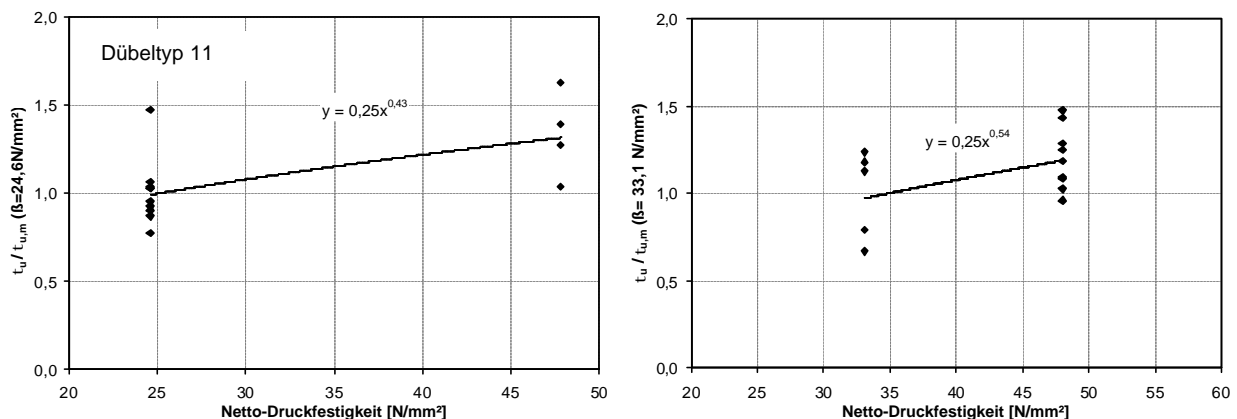
### 5.6.2.3.2 Verbundfestigkeit in Vollsteinen

Nach Meszaros (2001) wirkt sich eine höhere Druckfestigkeit in Beton günstig auf die Verbundfestigkeit eines Verbunddübels aus. Der Einfluss der Betondruckfestigkeit ist systemabhängig und wird nach Gleichung 2.2 mit einer Potenz  $n = 0$  bis  $0,5$  erfasst. In Vollsteinen wird von einem ähnlichen Verhalten ausgegangen. In Bild 5.61 und Bild 5.62 ist stellvertretend für verschiedene Dübeltypen in Kalksandstein und Vollziegeln die Abhängigkeit der Verbundfestigkeit von der Steindruckfestigkeit an zwei Beispielen dargestellt. Die Verankerungen versagten durch reines Herausziehen des

gesamten Dübels. Die Verbundfestigkeiten sind auf die Werte der kleinsten vorkommenden Druckfestigkeit bezogen. Im Mittel nimmt die Verbundfestigkeit  $\tau_u$  mit ca.  $\beta_{St}^{0,5}$  zu. Eine Verallgemeinerung dieser Aussage kann jedoch anhand der geringen Anzahl an Versuchsdaten nicht erfolgen.



**Bild 5.61:** Einfluss der Steindruckfestigkeit auf die Verbundfestigkeit in Kalksandvollstein für Dübeltyp 2 und 11



**Bild 5.62:** Einfluss der Steindruckfestigkeit auf die Verbundfestigkeit in Vollziegeln für Dübeltyp 9 und 11

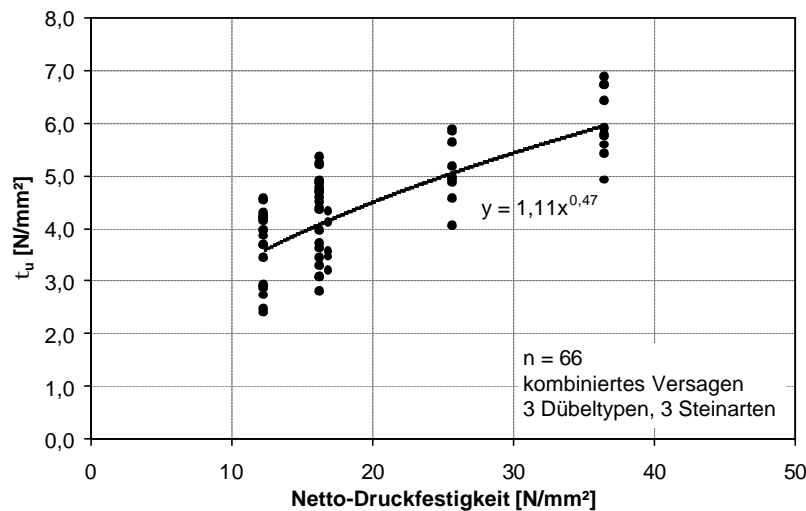
### 5.6.2.3.3 Verbundfestigkeit in Lochsteinen

In Lochsteinen treten häufig kombinierte Versagensarten bei Kombination der Tragmechanismen auf. Am auffälligsten ist dies für Hochlochziegel, in denen ein Injektionsdübel nicht nur die Stege formschlüssig hinterfüllt, sondern auch in den Hohlräumen aufgrund der schmalen Kammern zusätzlich über Verbund Last einleitet. In den beiden anderen Steinarten mit größeren Kammern ist eine Kombination aus Steinausbruch und Verbundversagen vorhanden, wenn der Dübel in einen zusätzlichen Innensteg einbindet. Die Verankerung kann am Außensteg mit Hilfe des Mörtelpropfens durch Steinausbruch versagen, im angebohrten Innensteg durch Herausziehen. Eine völlige Trennung von Steinausbruch und Verbundversagen ist daher nur in Ausnahmefällen möglich.

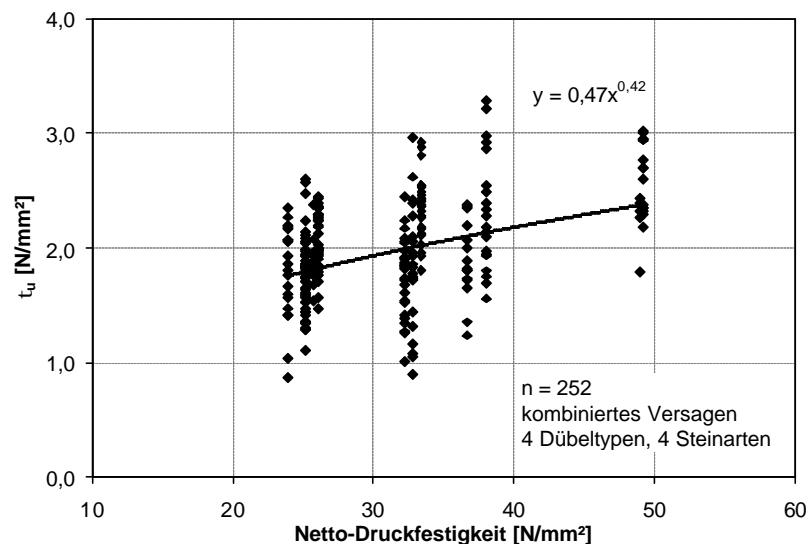
Die Auswertungen in Bild 5.63 bis Bild 5.64 für die verschiedenen Steinarten enthalten Höchstlasten aus Versuchen mit kombiniertem Versagen. Darin sind mehrere

Steintypen mit unterschiedlichen Steinkonfigurationen und unterschiedliche Dübel-systeme berücksichtigt. Der Einfluss der Netto-Druckfestigkeit in Lochsteinen auf das Tragverhalten ist in Anlehnung an das Verbundmodell aufgrund des kombinierten Versagens anhand von Verbundfestigkeiten dargestellt. Dabei wird angenommen, dass  $N_u$  linear mit  $h'_{ef}$  ansteigt. Dies stellt bei kleinen Stegdicken eine Näherung dar.

Aus den Diagrammen geht hervor, dass sich die Druckfestigkeit von Kalksandlochsteinen und Hochlochziegeln mit einer Potenz von 0,47 bzw. 0,42 ähnlich auf die Dübeltraglast auswirkt. Die Potenzen entsprechen den Auswertungen in Vollsteinen bei reinem Herausziehen.



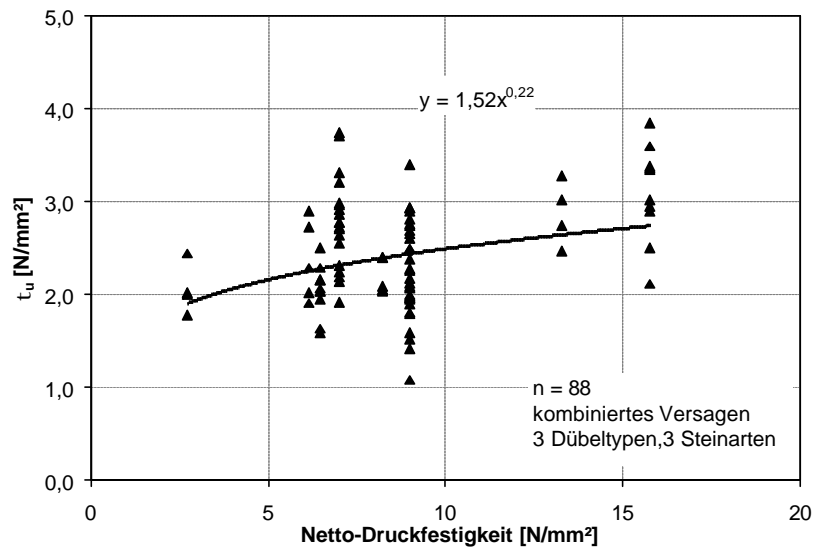
**Bild 5.63:** Einfluss der Netto-Druckfestigkeit von Kalksandlochsteinen auf die Versagenslast von Injektionsdübeln, kombiniertes Versagen aus Herausziehen und Erreichen der Ankergrundtragfähigkeit



**Bild 5.64:** Einfluss der Netto-Druckfestigkeit von Hochlochziegeln auf die Versagenslast von Injektionsdübeln, kombiniertes Versagen aus Herausziehen und Erreichen der Ankergrundtragfähigkeit

In Leichtbetonhohlblöcken hat die Steindruckfestigkeit weniger starken Einfluss auf die Verbundfestigkeiten. Der Anstieg der Höchstlast erfolgt nach Bild 5.65 mit  $\beta_{St}^{0,2}$ .

Vergleichswerte in Vollsteinen bei Versagen durch reines Herausziehen liegen nicht vor.



**Bild 5.65:** Einfluss der Netto-Druckfestigkeit von Leichtbetonhohlblöcken auf die Versagenslast von Injektionsdübeln, kombiniertes Versagen aus Herausziehen und Erreichen der Ankergrundtragfähigkeit

#### 5.6.2.4 Einfluss der Rohdichte von Leichtbetonsteinen

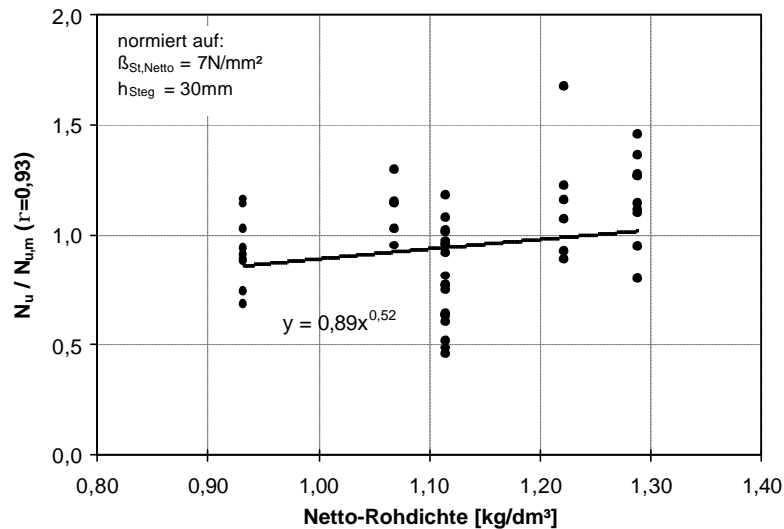
Nach *Grübl/ Weigler/ Karl (2001)* werden alle Materialparameter von Leichtbeton durch die Rohdichte beeinflusst. Daher wird der Einfluss dieser Materialeigenschaft auf die Ausbruchlast von Injektionsdübeln in Leichtbetonhohlblöcken untersucht.

Die Ermittlung der Rohdichte nach DIN erfolgt analog zur Druckfestigkeit. Die Masse des Steins wird auf das Bruttovolumen bezogen, ohne die Hohlkammern zu berücksichtigen. Damit ist die Scherbenrohichte von Lochsteinen höher als die nach DIN ermittelte. Unterschiedliche Rohdichteklassen werden häufig ausschließlich durch Variation des Lochbilds erreicht, so dass für unterschiedliche Steine verschiedene Rohdichten ausgewiesen werden, obwohl diese bzgl. der Steinscherben identisch sind. Um den Einfluss der Rohdichte zu untersuchen, wird wie bei der Druckfestigkeit nach Brutto- und Nettowerten unterschieden.

Der Einfluss der Rohdichte auf die Dübeltraglast in Leichtbetonhohlblöcken bei Versagen der Dübel durch Steinausbruch ist in Bild 5.66 dargestellt. Die Bruchlasten sind auf die kleinsten vorliegenden Rohdichten bezogen. Die Umrechnung der vorhandenen Druckfestigkeiten auf  $7 \text{ N/mm}^2$  erfolgte nach Bild 5.59, Kapitel 5.6.2.3.1. Es zeigt sich, dass  $N_u$  mit  $\rho^{0,5}$  ansteigt.

Die Versagenslasten sind großen Streuungen unterworfen. Dies ist in zentrischen Ausziehversuchen mit Injektionsdübeln in Leichtbetonhohlblöcken häufig zu beobachten. Aufgrund der haufwerksporigen Struktur mit grobem Gefüge ist die Ausbruchlast von der Güte der lokal vorhandenen, punktuellen Verbindung zwischen den Gefügekörnern abhängig.





**Bild 5.66:** Einfluss der Rohdichte auf die Dübeltraglast in Leichtbetonhohlblöcken

### 5.6.3 Berechnung der Versagenslasten in Voll- und Lochsteinen

Im Folgenden wird aus den Ergebnissen der Untersuchungen zum Einfluss des Ankersystems und des Ankergrunds ein analytisches Modell zur Berechnung der Höchstlasten abgeleitet.

Als Ausgangspunkt für die Berechnung der Steinausbruchlasten dienen die theoretischen Überlegungen nach Kapitel 4.2.2. Im ersten Schritt wird die theoretische Tragfähigkeit eines Injektionsdübels bei formschlüssiger Verankerung mit den Ergebnissen der Laborversuche und der Simulationsrechnungen verglichen. Für Kalksandlochsteine und Leichtbetonhohlblöcke werden Verankerungen ohne zusätzliche Innenstege zum Vergleich herangezogen. Für Hochlochziegel wird ausgehend von den Ergebnissen der Laborversuche empirisch ein analytisches Verfahren zur Berechnung der Traglasten bei Versagen durch Steinausbruch ermittelt.

Weitergehend wird versucht, die Traglasten in Lochsteinen für beliebige Setzpositionen, d.h. auch bei Einbindung in Innenstege zu berechnen. Dies erfolgt auf Basis von Verbundfestigkeiten.

#### 5.6.3.1 Steinausbruch

##### 5.6.3.1.1 Kalksandsteine

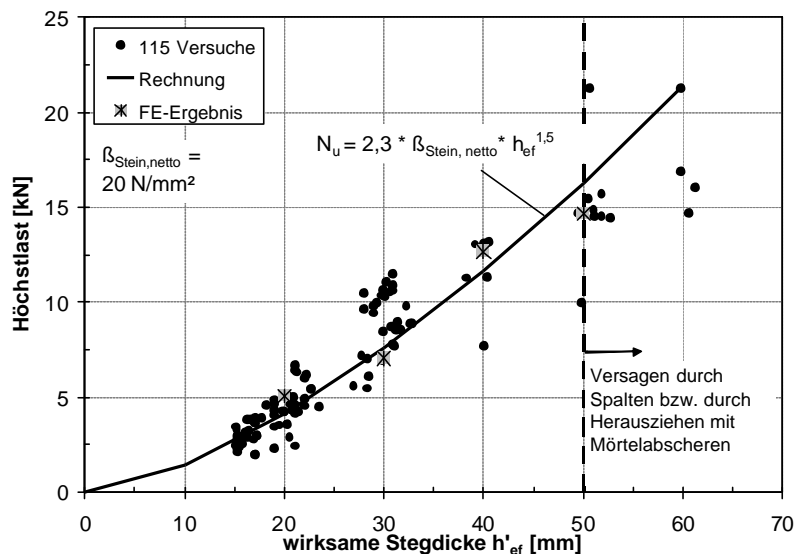
Die Ausbruchlast von Injektionsdübeln in Kalksandsteinen berechnet sich nach Gleichung 5.5. Die zugrunde liegenden Überlegungen sind in Kapitel 4.2.2.1 beschrieben. Der Vorfaktor  $k_{CS} = 2,3$  wurde empirisch ermittelt.

**Gleichung 5.5:** 
$$N_{u,c}^0 = 2,3 \cdot \beta_{Stein,netto} \cdot h'_{ef}{}^{1,5} \quad [\text{N}]$$

$$h'_{ef} = \text{wirksame Verankerungstiefe nach Kapitel 4.1 [mm]}$$

Ein Vergleich der in Laborversuchen gemessenen Traglasten mit der Ausbruchlast nach Gleichung 5.5 ist in Bild 5.67 dargestellt. Zusätzlich sind die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen eingetragen. Die Dübelsetzposition in den Laborversuchen wurde so gewählt, dass die Siebhülse nur in einen Außensteg einbindet.

Bild 5.67 zeigt mit der vorgeschlagenen Gleichung eine gute Übereinstimmung der gemessenen und numerisch ermittelten Höchstlasten. Ein Vergleich von  $N_{u, \text{Versuch}}$  zu  $N_{u, \text{Rechnung}}$  ergibt einen Mittelwert von 1,05 bei einem Variationskoeffizienten von 19,8%.



**Bild 5.67:** Vergleich der Traglasten aus Laborversuchen, numerischen Versuchen und nach Gleichung 5.5 von Injektionsdübeln in Kalksandlochsteinen bei Versagen durch Steinausbruch

### 5.6.3.1.2 Leichtbetonhohlblöcke

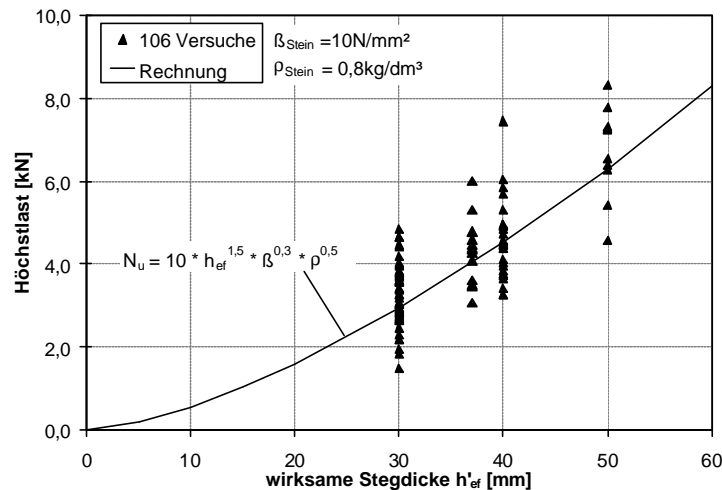
In Kapitel 4.2.2.2 wurden die Grundlagen zur Herleitung einer Berechnungsgleichung für die Steinausbruchlast im Ankergrundmaterial Leichtbeton zusammengestellt. Danach berechnet sich die Ausbruchlast nach Gleichung 5.6. Der Vorfaktor  $k_{lc}$  für Leichtbeton wurde empirisch zu 10,0 festgelegt.

**Gleichung 5.6:** 
$$N_{u,c}^0 = 10 \cdot \beta_{\text{Stein, netto}}^{0,3} \cdot \sqrt{\rho} \cdot h'_{ef}{}^{1,5} \quad [\text{N}]$$

$$h'_{ef} = \text{wirksame Verankerungstiefe nach Kapitel 4.1 [mm]}$$

$$\rho = \text{Nettotrockenrohddichte [kg/m}^3\text{]}$$

Ein Vergleich der in Laborversuchen gemessenen Traglasten von Injektionsdübeln mit der theoretischen Ausbruchlast ist in Bild 5.68 für eine Netto-Druckfestigkeit von 10 N/mm<sup>2</sup> und eine Rohddichte von 0,8 kg/dm<sup>3</sup> dargestellt. Die Umrechnung der Versuchsergebnisse auf die vorhandenen Materialeigenschaften erfolgte mit Hilfe der Ergebnisse aus Kapitel 5.6.2.3.1 und 5.6.2.4. Die Bohrlöcher wurden im Drehgang erstellt. Da für Leichtbetonhohlblöcke nach *DIN18151* eine Mindeststegdicke von 30 mm gefordert wird, sind kleinere Stegdicken in der Auswertung nicht enthalten. Bild 5.68 zeigt eine gute Übereinstimmung der gemessenen Höchstlasten und Gleichung 5.6. Ein Vergleich von  $N_{u, \text{Versuch}}$  zu  $N_{u, \text{Rechnung}}$  ergibt einen Mittelwert von 1,30 bei einem Variationskoeffizienten von 24,8%.



**Bild 5.68:** Vergleich der Traglasten aus Laborversuchen und nach Gleichung 5.6 von Injektionsdübeln in Leichtbetonhohlblöcken bei Versagen durch Steinausbruch

### 5.6.3.1.3 Hochlochziegel

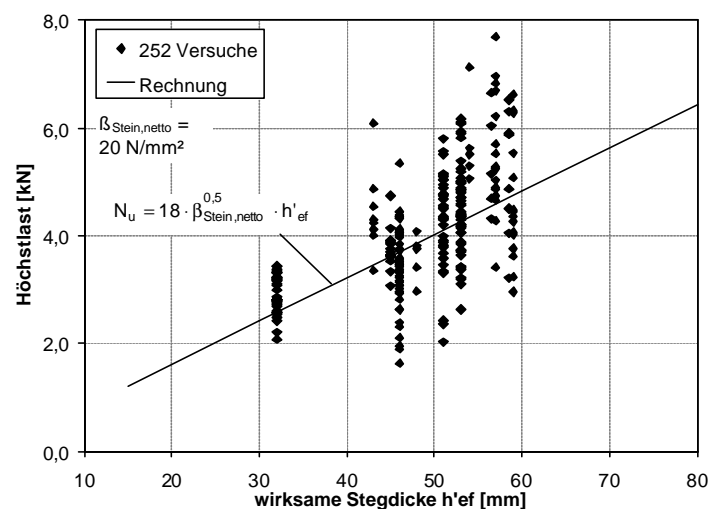
Aufgrund der Überlegungen aus Kapitel 4.2.2.3 wird eine rein empirische Bemessungsgleichung entwickelt, in die die Ergebnisse der Laborversuche aus Kapitel 5.6.2.1 und 5.6.2.3 einfließen.

Die Berechnung der Höchstlast von Injektionsdübeln in Hochlochziegeln bei Versagen durch Steinausbruch erfolgt nach Gleichung 5.7. Der Vorfaktor  $k_{\xi}$  ergibt sich darin zu 18,0.

**Gleichung 5.7:** 
$$N_{u,c}^0 = 18 \cdot \beta_{\text{Stein,netto}}^{0,5} \cdot h'_{ef} \quad [\text{N}]$$

$h'_{ef}$  = wirksame Verankerungstiefe nach Kapitel 4.1

Ein Vergleich der in Laborversuchen gemessenen Traglasten mit der theoretischen Ausbruchlast ist in Bild 5.69 dargestellt. Mit Gleichung 5.7 wird eine gute Annäherung an die Ergebnisse der Laborversuche erreicht. Ein Vergleich von  $N_{u,\text{Versuch}}$  zu  $N_{u,\text{Rechnung}}$  ergibt einen Mittelwert von 1,06 bei einem Variationskoeffizienten von 20,4%.



**Bild 5.69:** Vergleich der Traglasten aus Laborversuchen und nach Gleichung 5.7 von Injektionsdübeln in Hochlochziegeln bei Versagen durch Steinausbruch

### 5.6.3.2 Verbundversagen

Das Tragverhalten von Injektionsdübeln in Vollmauerwerk ist mit dem von Verbunddübeln in Beton vergleichbar. Die Verankerungstiefe geht bei Verbundversagen nach Bild 5.41 linear in die Traglast ein, die Verbundfestigkeit ist nach Kapitel 4.4 und 5.6.1.2 maßgebend für die Höhe der Versagenslast und das Versagensbild. Die Berechnung der Höchstlasten erfolgt nach Gleichung 5.8.

**Gleichung 5.8:** 
$$N_u^0 = \pi \cdot d_B \cdot h'_{ef} \cdot \tau_{u,m} \quad [N]$$

mit:

$d_B$  Bohrlochdurchmesser [mm]  
 $h'_{ef}$  wirksame Verankerungstiefe [mm]  
 $\tau_{u,m}$  mittlere Verbundfestigkeit [N/mm<sup>2</sup>]

Die erforderlichen Modifikationen zur Anwendung auf Injektionsdübel in Vollsteinen wurden bereits in Kapitel 4.2.1 diskutiert. Der Systemkennwert  $\tau_{u,m}$  ist aus Zulassungsversuchen zu bestimmen. Da die Verbundfestigkeit von den Bohrlochlocheigenschaften abhängt, ist  $\tau_{u,m}$  für die verschiedenen Steinmaterialien unterschiedlich. Auf die Prüfbedingungen wird in Kapitel 9 eingegangen.

Der Einfluss der Steindruckfestigkeit wird durch Gleichung 5.9 erfasst. Die Wahl der Potenz  $\alpha$  basiert auf den Auswertungen in Kapitel 5.6.2.3.2 bzw. 5.6.2.3.3. Eine zusätzliche Differenzierung für die Wahl von  $\alpha$  nach einzelnen Dübeltypen ist möglich, wurde an dieser Stelle jedoch nicht berücksichtigt. Die Bezugsdruckfestigkeit ist die der Steine, in denen die Größe  $\tau_{u,m}$  ermittelt wurde.

**Gleichung 5.9:** 
$$\tau_u = \tau_u(\beta_{St,1}) \cdot \left( \frac{\beta_{St,2}}{\beta_{St,1}} \right)^\alpha$$

$\alpha = 0,45$  für Kalksandsteine und Hochlochziegel  
 $\alpha = 0,20$  für Leichtbetonhohlblöcke

### 5.6.3.3 Lochsteine mit Steinausbruch und Verbundversagen

In Lochsteinen treten durch das Zusammenspiel der Tragmechanismen häufig kombinierte Versagensarten auf. Ein genaues Vorgehen zur Berechnung der Versagenslast ist daher eine Kombination aus Gleichung 5.5 bis Gleichung 5.7 und Gleichung 5.8. Die formschlüssig hinterfüllten Stegdicken sind je nach Steinart mit der Ausbruchlast nach Gleichung 5.5 bis Gleichung 5.7 anzusetzen, angebohrte Innenstege bzw. reine Verbundbereiche, in denen der Verbund versagt, mit Gleichung 5.8. Darin ist eine aus Vollsteinen ermittelte Verbundfestigkeit zu berücksichtigen. Ein solches Verfahren setzt jedoch die genaue Kenntnis der Lochkonfiguration des Mauersteins voraus und ist aufgrund des hohen Aufwands wenig praxisnah.

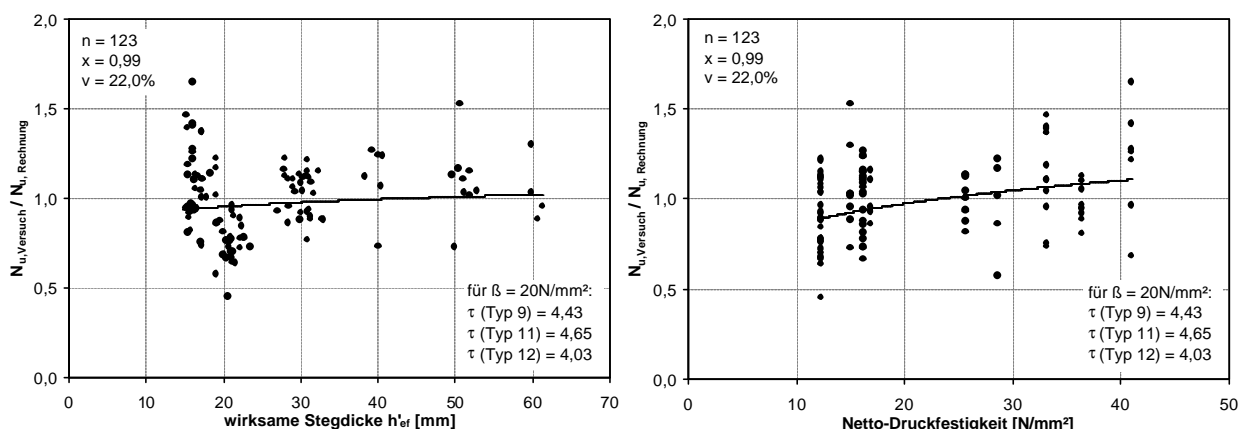
Der lineare Anstieg der Traglast bei zusätzlichen Innenstegen (vgl. Kapitel 5.6.2.2), die Bedeutung des Verbunds zu Belastungsbeginn und die Verbundmöglichkeit entlang der gesamten Verankerungstiefe in Hochlochziegeln rechtfertigen einen Ansatz zur Bestimmung der Versagenslasten mit dem Verbundmodell nach Gleichung 5.8. Entsprechend der Auswertungen zum Einfluss der Druckfestigkeit (vgl. Kapitel 5.6.2.3.3) wird dabei angenommen, dass  $N_u$  linear mit  $h'_{ef}$  ansteigt, was bei kleinen Stegdicken eine Näherung darstellt.

Die Verbundfestigkeit eines Injektionssystems wurde aus in 5-10 zentrischen Ausziehversuchen gemessenen Höchstlasten berechnet. Die Bohrlöcher wurden im Drehgang erstellt. Eine Bohrlöcherreinigung erfolgte nicht. Die Auswahl des Bezugsteins erfolgte nach dem Kriterium einer kleinstmöglichen Außenstegdicke ohne zusätzliche Innenstege bei gleichzeitig geringer Druckfestigkeit. Hierzu eignen sich für Kalksandsteine z. B. ein KSL 12-1,2-10DF (Anhang A12) oder KSL 6-1,4-10DF (Anhang A13) und für Leichtbetonhohlblöcke ein 3 K Hbl 2-0,8-16DF (Anhang A25). Bei den Hochlochziegeln wurde Steine mit einem Lochbild nach Anhang A19 bzw. A20 verwendet. Da das Versagen in Lochsteinen i.d.R. mit einem Steinausbruch verbunden ist, entspricht die ermittelte Verbundfestigkeit einem  $\tau_{\text{crit}}$  nach Kapitel 4.2.4 für die vorhandene Stegdicke. Sie beinhaltet somit indirekt die Ausbruchlast, die sich durch Gleichung 5.5 bzw. Gleichung 5.6 ergeben würde. Durch die Wahl einer geringen Außenstegdicke ergibt sich eine Untergrenze für die Verbundfestigkeit. Der Einfluss der Steindruckfestigkeit wurde durch Gleichung 5.9 erfasst. Die wirksame Verankerungstiefe  $h'_{\text{ef}}$  wurde nach Kapitel 4.1 bestimmt.

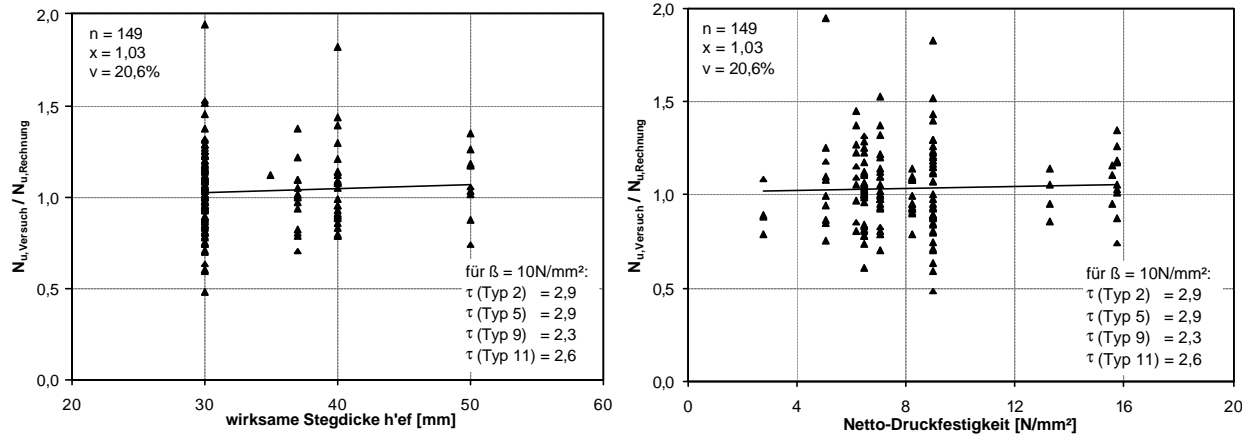
Der Vergleich der Ergebnisse aus Laborversuchen und Berechnung ist in Bild 5.70 bis Bild 5.72 über die Parameter  $h'_{\text{ef}}$  und  $\beta_{\text{Stein,netto}}$  grafisch dargestellt. Die Darstellungen beinhalten jeweils vier unterschiedliche Steintypen mit verschiedenen Lochkonfigurationen (vgl. Anhang A12, A13, sowie A5 und A7 mit präparierten Stegen, Anhang A23 bis A26 sowie Anhang A16, A18 bis A20).

Die Versagenslasten werden im Mittel für alle drei Steinarten gut erfasst. Der Quotient aus Versuch und Rechnung variiert für Kalksandstein (Bild 5.70) mit einem Variationskoeffizienten von 22,0% um den Wert 1. Die Streuung der Daten erklärt sich mit den bereits in den Versuchsdaten enthaltenen Variationskoeffizienten von 5-15% und dadurch, dass der eingesetzte Parameter  $\tau_{\text{u,m}}$  eine Untergrenze und nicht den tatsächlichen Verbundfestigkeiten entspricht.

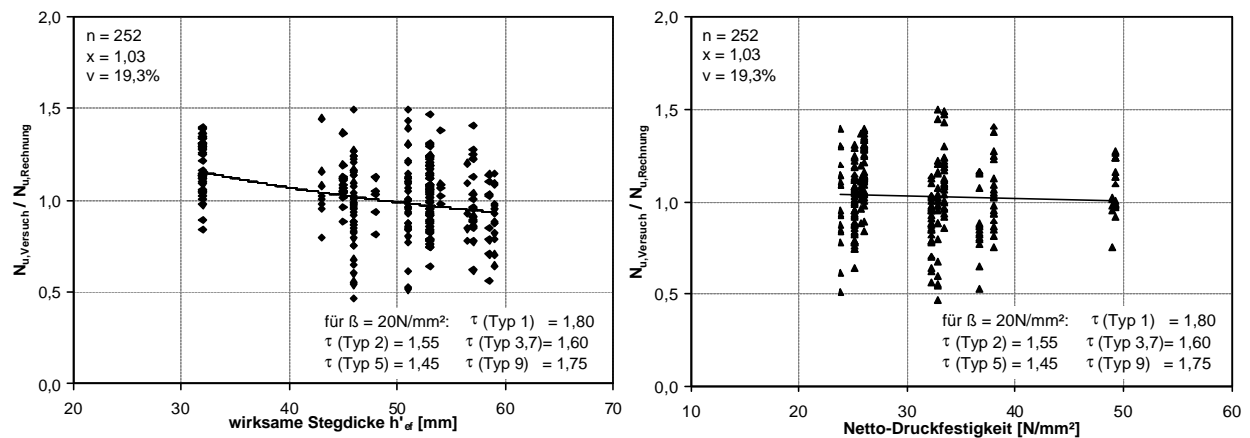
Der Mittelwert des Quotienten aus Versuch und Rechnung beträgt für Leichtbetonhohlblöcke (Bild 5.71) 1,03, der Variationskoeffizient liegt bei 20,6%. Für Hochlochziegel ergibt sich ein Mittelwert von 1,0 und ein Variationskoeffizient von 19,3%.



**Bild 5.70:** Vergleich der Versagenslasten von Injektionsdübeln in Kalksandlochsteinen bei Laborversuchen mit den rechnerischen Lasten nach Gleichung 5.8



**Bild 5.71:** Vergleich der Versagenslasten von Injektionsdübeln in Laborversuchen mit rechnerischen Lasten in Leichtbetonhohlblöcken nach Gleichung 5.8



**Bild 5.72:** Vergleich der Versagenslasten von Injektionsdübeln in Hochlochziegeln bei Laborversuchen mit den rechnerischen Lasten nach Gleichung 5.8

### 5.6.4 Einfluss weiterer Faktoren

In diesem Abschnitt wird der Einfluss von Montagebedingungen und der Einfluss der Ankergrundfeuchtigkeit auf die Dübeltraglast beschrieben.

In Vollsteinen ist die Art der Bohrlochreinigung für das Tragverhalten von Bedeutung, da die Beschaffenheit der Verbundfläche beeinflusst wird. Zur Überprüfung des in Kapitel 2.1.1 beschriebenen Sachverhalts zum Einfluss der Bohrlochreinigung auf  $N_u$  wurden zentrische Ausziehversuche in Kalksandvollsteinen durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Kapitel 5.6.4.1.1 beschrieben.

Weiterhin wird das Tragverhalten von Injektionsdübeln in Lochsteinen durch die Wahl des Bohrverfahrens beeinflusst. Wird das Bohrloch im Hammergang erstellt, werden die Stege teilweise zerstört (vgl. Kapitel 2.1.2) und die zur Lasteinleitung vorhandenen Stegdicken reduziert. Dieser Einfluss wird in Kapitel 5.6.4.1.2 beschrieben.

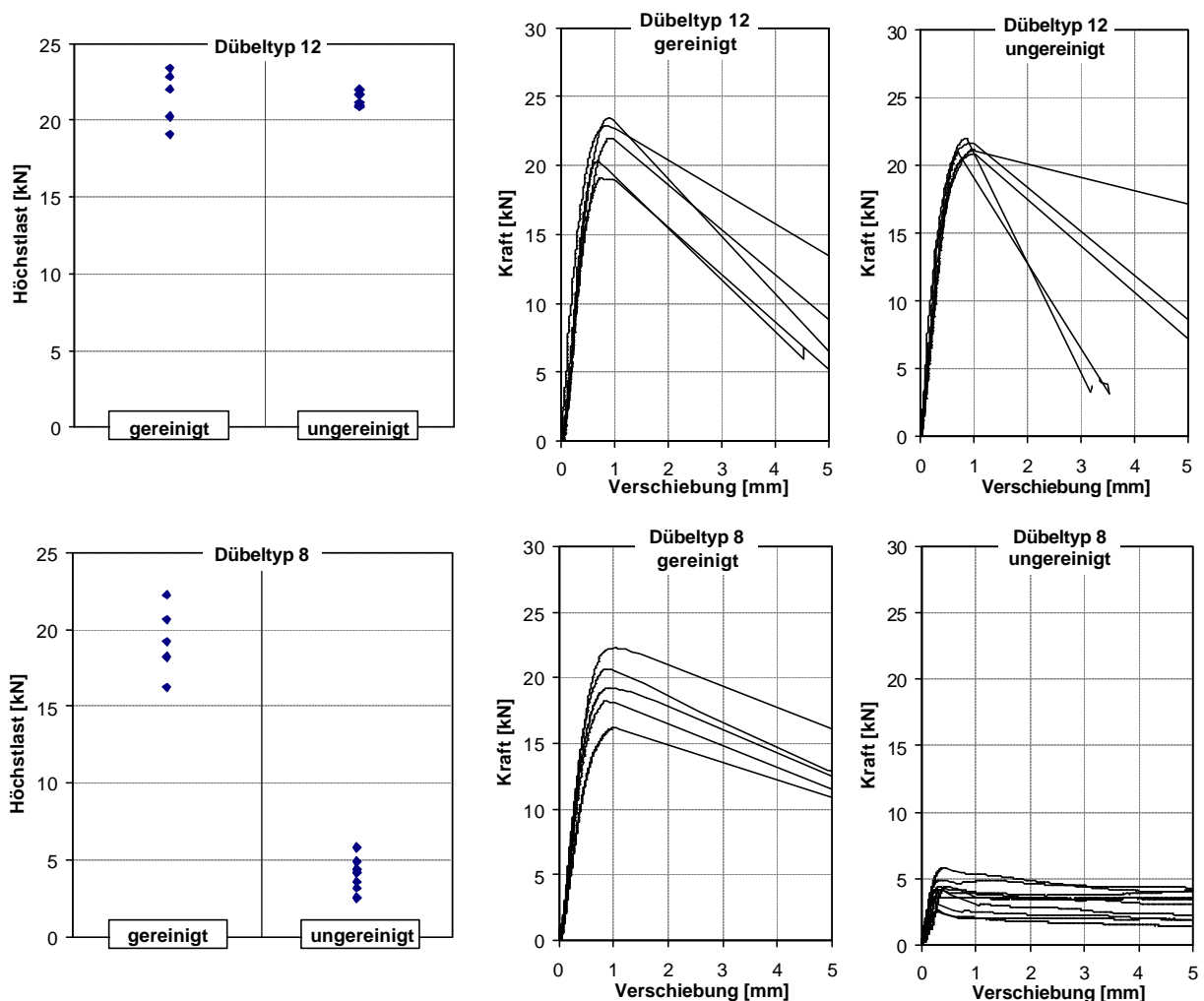
Ein weiterer Parameter ist die Ankergrundfeuchte, wodurch die Bohrlochreinigung erschwert wird und geringere Traglasten als in trockenen Steinen erreicht werden. Die Höhe der Lastabminderung ist abhängig vom Dübelssystem. In Lochsteinen liegen derzeit keine Untersuchungen zum Einfluss der Feuchte auf  $N_u$  vor. Die Untersuchungen werden in Kapitel 5.6.4.2 dargestellt.

### 5.6.4.1 Montagebedingungen

#### 5.6.4.1.1 Versuchsergebnisse zum Einfluss der Bohrlochreinigung

Der Einfluss der Bohrlochreinigung auf die Höchstlast in Vollsteinen ist in Bild 5.73 beispielhaft für zwei Dübeltypen in Kalksandsteinen dargestellt. Darin sind die in zentrischen Ausziehversuchen gemessenen Traglasten und die zugehörigen Last-Verschiebungskurven mit und ohne Bohrlochreinigung nebeneinander abgebildet.

Dübeltyp 12 erzielt im gereinigten und ungereinigten Bohrloch nahezu identische Bruchlasten. Auch die Last-Verschiebungskurven werden durch die Bohrlochreinigung kaum beeinflusst. Alle Dübel versagten durch Kombination von Steinausbruch und Herausziehen. Offensichtlich ist dieses Dübelssystem gegenüber der Bohrlochreinigung unempfindlich.



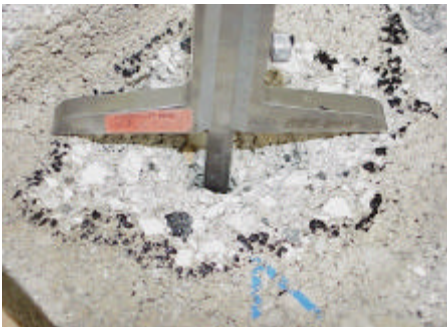
**Bild 5.73:** Einfluss der Bohrlochreinigung auf das Tragverhalten von Dübeltyp 8 und 12 in Kalksandvollsteinen

Bei Dübeltyp 8 erfolgt demgegenüber ein Übergang von kombiniertem Versagen im gereinigten Bohrloch zu Herausziehen entlang der Bohrlochwandung im ungereinigten Bohrloch. Die unterschiedlichen Versagensarten spiegeln sich in den Last-Verschiebungskurven wieder. Während sich Dübeltyp 8 im gereinigten Bohrloch ähnlich wie Dübeltyp 12 verhält, werden im ungereinigten Bohrloch deutlich kleinere Traglasten erreicht.

Der Einfluss der Bohrlochreinigung ist systemabhängig und muss daher im Rahmen eines Zulassungsverfahrens geprüft werden. Zur Durchführung und Auswertung entsprechender Versuche wird auf Kapitel 9 verwiesen.

#### 5.6.4.1.2 Einfluss des Bohrverfahrens

In Vollsteinen werden die Bohrlöcher i.d.R. im Hammergang erstellt. In Lochsteinen ist hingegen die Bohrerherstellung im Drehgang infolge der teilweise dünnen Stege und großen Hohlkammern zu empfehlen. Beim Hammerbohren brechen die Stege an der Unterseite trichterförmig aus, so dass weniger Material zur Verankerung übrig bleibt als bei Drehbohren (vgl. Bild 2.9). Hammerbohren kann sich demnach negativ auf die Traglast von Injektionsdübeln in Lochsteinen auswirken.



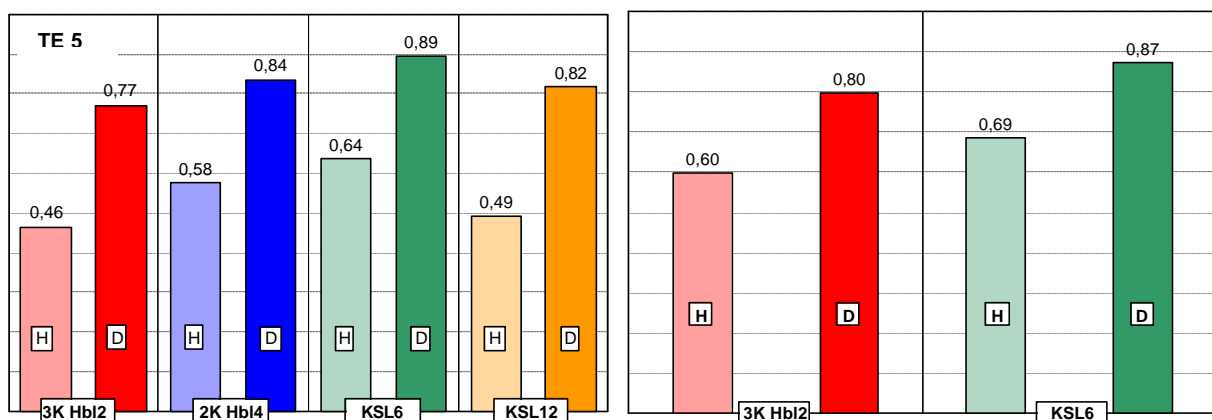
**Bild 5.74:** Vermessung der Bohrlochschädigung durch Bohren im Hammergang mit einer TE 35 in Leichtbetonhohlblöcken

Zur quantitativen Erfassung der Stegschädigung infolge des Bohrverfahrens wurden in 3K Hbl 2-0,8-16DF, 2K Hbl 4-0,9-16DF, KSL 6-1,4-10DF und KSL 12-1,2-10DF insgesamt 52 Bohrversuche mit zwei Bohrmaschinen im Hammer- und Drehgang durchgeführt. Die Bohrungen wurden mit einer Hilti TE 5 und einer Hilti TE 35 erstellt. Die Einzelschlagenergien der beiden Maschinen bei Verwendung des Hammerbohrverfahrens betragen 2,0 J und 3,8 J. Die Abmessungen und Lochbilder der Steine sind Anlage A zu entnehmen.

In den Versuchen wurden jeweils die Außenstege durchbohrt. Im Anschluss erfolgte die

Vermessung des trichterförmigen Ausbruchs an der Stegunterseite hinsichtlich der Tiefe und des Durchmessers. Daraus wurden die verbliebenen Reststegdicken und der Neigungswinkel an der Unterseite ermittelt. Der Neigungswinkel des Ausbruchs entspricht dem Lasteinleitungswinkel bei formschlüssiger Lastübertragung mit Injektionsdübeln.

Bild 5.75 zeigt die nach der Bohrung verbliebenen Reststegdicken bezogen auf die ursprünglichen Stegdicken. Die Ergebnisse sind getrennt für die Maschinentypen TE 35 und TE 5 abgebildet.



H: Hammerbohren; D: Drehbohren

H: Hammerbohren; D: Drehbohren

**Bild 5.75:** Verbleibende bezogene Reststegdicken in den Steinarten 3K Hbl 2, 2K Hbl 4, KSL 6 und KSL 12 bezogen auf die ursprüngliche Stegdicke bei Bohrerherstellung mit unterschiedlichen Maschinentypen im Hammer- und Drehbohrverfahren



Aus Bild 5.75 geht hervor, dass bei Drehbohren eine geringere Schädigung des Stegs erfolgt als bei Hammerbohren. Der verbleibende Außensteg beträgt 80-90% der ursprünglichen Dicke. Dies ist unabhängig vom Bohrmaschinentyp, da die unterschiedlichen Schlagenergien nicht zum Einsatz kommen.

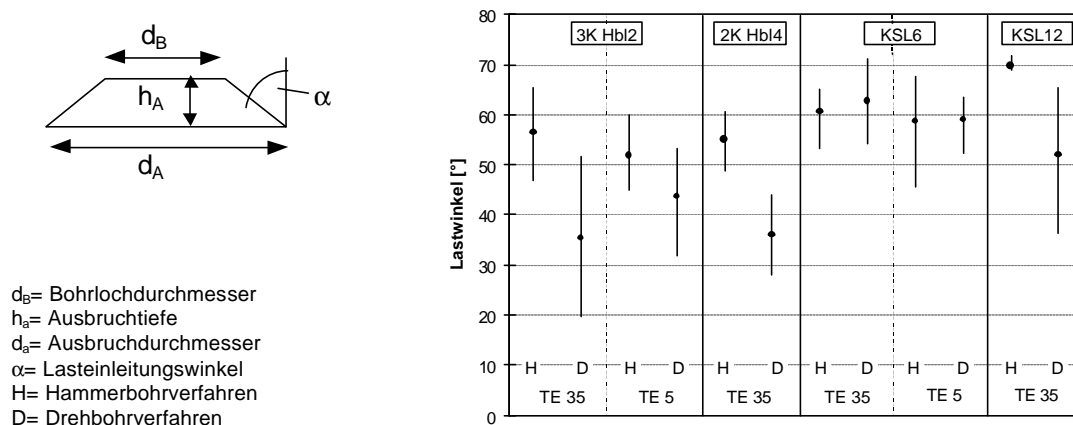
Bei Anwendung des Hammerbohrverfahrens sind die Schädigungen infolge der höheren Schlagenergie mit der TE 35 größer als mit der TE 5. Im 3 K Hbl2 reduziert sich der Außensteg auf 46%, während mit der TE 5 noch 60% des Stegs zur Verfügung stehen. Bei Leichtbetonhohlblöcken ist die Schädigung durch ein hohes Schlaggewicht besonders groß, da das Steinmaterial durch die punktförmigen Verbindungen der Zuschläge leicht durch äußere Erschütterungen zerstört wird.

Die Tiefe der kegelförmigen Ausbrüche an der Stegunterseite infolge des Schlagbohrens beträgt in Abhängigkeit der Steinart zwischen 54% der ursprüngliche Außenstegdicke für 3 K Hbl 2 und 31% für KSL 12.

Durch die Bohrlochschädigung breitet sich der Mörtel bei der Injektion bereits oberhalb der Stegunterkante aus. Je nach Schädigung kommt es so unter Zugbeanspruchung zu beliebig variierenden Lasteinleitungswinkeln (vgl. Bild 4.4).

Die Ausbruchdurchmesser sind bei Hammerbohren i.d.R. größer als bei Drehbohren. In Kalksandlochsteinen waren die gemessenen Durchmesser ca. 1,6 – 2,4 mal größer, in Leichtbetonhohlblöcken ergaben sich Verhältniszahlen von 1,7 – 2,8.

Die ermittelten Lasteinleitungswinkel sind in Bild 5.76 zusammengefasst. Mit Ausnahme der KSL 6 - Steine ergeben sich im Hammergang infolge der größeren Durchmesser auch größere Lasteinleitungswinkel  $\alpha$ . Sie liegen im Mittel über alle Steinarten bei ca.  $60^\circ$  mit Werten zwischen  $45^\circ$  und  $70^\circ$ . Im Drehgang erstellte Bohrlocher haben ohne Berücksichtigung der Ergebnisse in KSL 6 eine mittlere Neigung von ca.  $40^\circ$  mit einer Ober- und Untergrenze von  $65^\circ$  bis  $20^\circ$ .



**Bild 5.76:** Definition des Lasteinleitungswinkels  $\alpha$  und in Bohrversuchen gemessene Winkel  $\alpha$  in Lochsteinen in Abhängigkeit des Ankergrunds, des Bohrverfahrens und des Bohrmaschinentyps

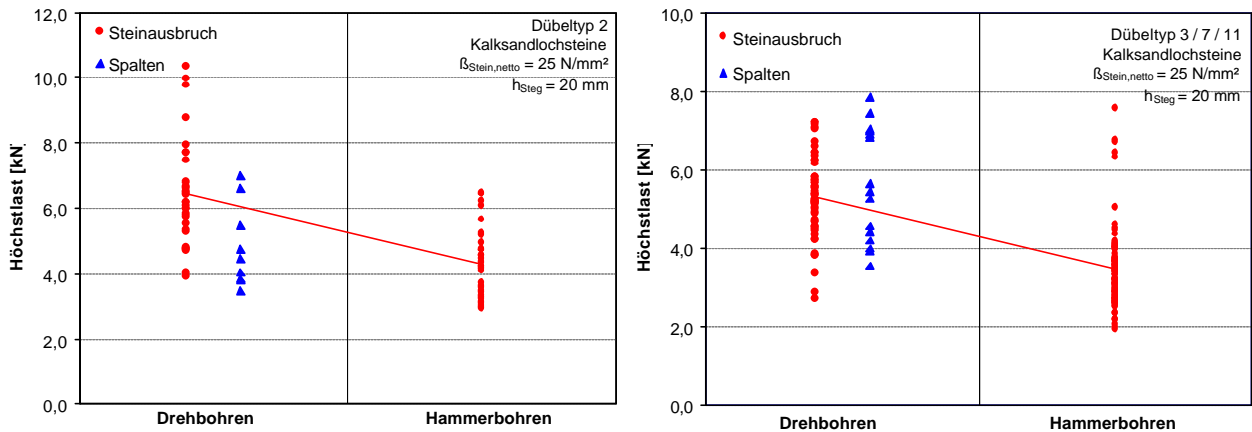
Der Einfluss des Bohrverfahrens auf die Traglast von Injektionsdübeln ist in Bild 5.77 und Bild 5.78 dargestellt. Darin sind die Bruchlasten für verschiedene Dübeltypen und die Versagensarten in Kalksandlochsteinen und Leichtbetonhohlblöcken enthalten. Die Steinhöhe betrug 240 mm.

Aus den dargestellten Diagrammen geht hervor, dass die mittleren Versagenslasten bei Hammerbohren niedriger sind als bei Drehbohren. Dies ist auf die geringere verbleibende Stegdicke bei Einsatz des Hammerbohrverfahrens zurückzuführen. In Kalksandsteinen reduziert sich bei Hammerbohren für Dübeltyp 2 bzw. 3/7/11 die

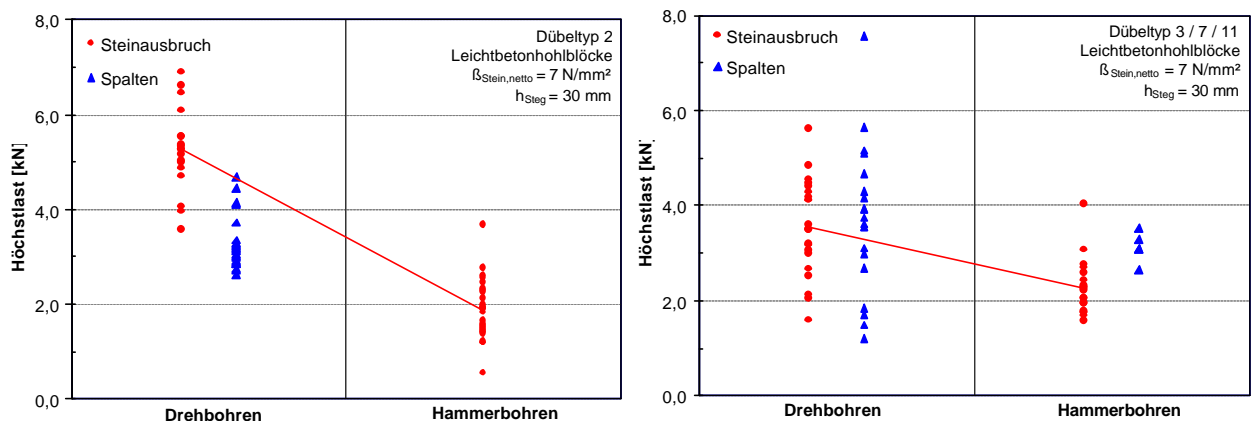
Höchstlast im Mittel auf 71% bzw. 65%, in Leichtbetonhohlblöcken auf 45% bzw. 68% im Vergleich zu den erzielten Bruchlasten bei Drehbohren.

Bei Hammerbohren versagten die Dübel meist durch Steinausbruch, bei Drehbohren auch häufig durch Spalten. Dies begründet sich durch die bei Hammerbohren auftretenden Lasteinleitungswinkel  $>45^\circ$ . Bei Drehbohren wurden hingegen steilere Winkel bis  $20^\circ$  gemessen (vgl. Bild 5.76). Der Einfluss des Lasteinleitungswinkels auf die Versagensarten von Kopfbolzen in Beton wurde in Kapitel 4.2.3.2 beschrieben.

Die Ergebnisse der numerischen Berechnungen in Kapitel 4.5.3 entsprechen denen der Laborversuche. Bei Änderung des Lasteinleitungswinkels von  $50^\circ$  auf  $20^\circ$  ging das Versagen von Steinausbruch zu Spalten über.



**Bild 5.77:** Vergleich der Traglasten und Versagensarten in Kalksandlochsteinen in Abhängigkeit des Bohrverfahrens mit unterschiedlichen Dübeltypen



**Bild 5.78:** Vergleich der Traglasten und Versagensarten in Leichtbetonhohlblöcken in Abhängigkeit des Bohrverfahrens mit unterschiedlichen Dübeltypen

Trotz der zufälligen Ausbildung der Bohrlochschädigung zeigt sich, dass die Schädigungen bei Drehbohren im allgemeinen geringer sind als bei Hammerbohren. Die Traglastabminderung bei Hammerbohren liegt ca. zwischen 30% und 50%. Aufgrund der steileren Ausbrüche an der Stegunterseite bei Drehbohren wird das Versagen durch Steinspalten begünstigt.

#### 5.6.4.2 Einfluss der Feuchte

Der Einfluss der Ankergrundfeuchte auf die Dübeltraglast wurde in Vollsteinen und Lochsteinen untersucht.

Hierzu wurden zunächst Versuche mit Dübeltyp 9 und Dübeltyp 12 in Kalksandvollsteinen KSV 12-2,0-8DF und in Vollziegeln Mz 12-2,0-NF durchgeführt. Da Dübeltyp 9 empfindlicher auf die Feuchte im Ankergrund reagierte, wurde dieser Dübel für die weiteren Untersuchungen in Kalksandslochsteinen KSL 6-1,4-10DF, Leichtbetonhohlblöcken 3K Hbl2-0,8-16DF und Hochlochziegeln Hlz12-0,9-16DF verwendet. Die Abmessungen der Steine sind Anhang A zu entnehmen. Die Versuche sowie die Ergebnisse sind ausführlich in Meyer (2004/4) beschrieben.

In allen Steinarten wurden Referenzversuche in trockenen Steinen durchgeführt. Dazu wurden die Steine mindestens 4 Wochen im Hallenklima gelagert. Der Einfluss der Ankergrundfeuchte auf die Dübeltraglast wurde an Steinen, die mindestens drei Wochen unter Wasser lagerten, untersucht. Zur Ermittlung des jeweiligen Feuchtgehalts wurden drei Steine jeder Sorte im Ofen bei 50°C – 90°C stufenweise bis zur Massekonstanz getrocknet. Der Mittelwert der drei Messungen pro Steinart diente als Bezugsgröße zur Bestimmung des Wassergehalts der einzelnen Prüfkörper. Die ermittelten Feuchtegehalte sind in Tabelle 5.3 zusammengefasst.

Steinart	Feuchtegehalt [M.-%]	
	luftgetrocknet	nass
KSV12-8DF	4,4	12,7
KSL6-10DF	3,8	15,5
Mz12-NF	4,7	12,7
Hlz12-16DF	0,1	22,5
3K Hbl2-16DF	1,3	22,2

**Tabelle 5.3:** Ermittelte Feuchtegehalte der verwendeten Mauersteine in M.-%

Alle Versuche wurden in Einzelsteinen mit weiter Abstützung nach Kapitel 5.2.2 durchgeführt. Die Bohrlöcher wurden in allen Steinen durch 3x bürsten, 3x blasen, 3x bürsten gereinigt.

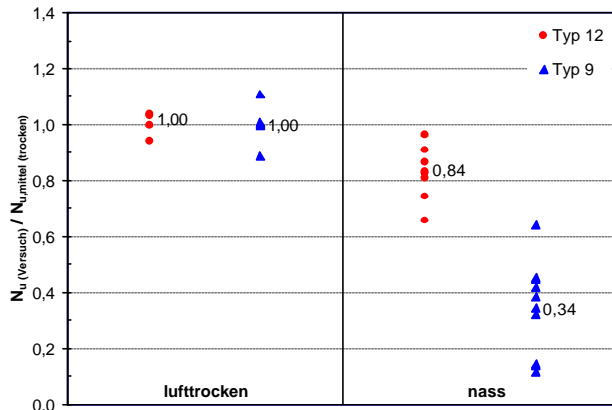
In Vollsteinen versagte Dübeltyp 9 in allen Fällen durch Herausziehen des gesamten Dübels entlang des Bohrlochs. Für Dübeltyp 12 wurde in luftgetrockenen Steinen ein kombiniertes Versagen aus Herausziehen und Steinausbruch oder das Versagen Spalten beobachtet. Das Herausziehen des unteren Siebhülsenbereichs erfolgte zwischen Siebhülse und Mörtelschicht. Durch die Wasserlagerung der beiden Steinarten wurde Dübeltyp 12 bei kombiniertem Versagen zwischen Mörtel und Bohrloch herausgezogen. Der Mörtel im Ringspalt blieb an der Siebhülse haften.

Die Ergebnisse der Versuche sind in Bild 5.79 und Bild 5.80 dargestellt. Die im nassen Stein gemessenen Bruchlasten sind darin auf den Mittelwert der Referenzversuche im luftgetrockenen Stein bezogen. Die Bilder zeigen, dass durch den feuchten Ankergrund die Traglast abnimmt. Die Lastabnahme ist in Ziegelsteinen größer als in Kalksandvollsteinen. Die Versuchsergebnisse in nassen Steinen weisen generell größere Streuungen auf als in luftgetrockneten.

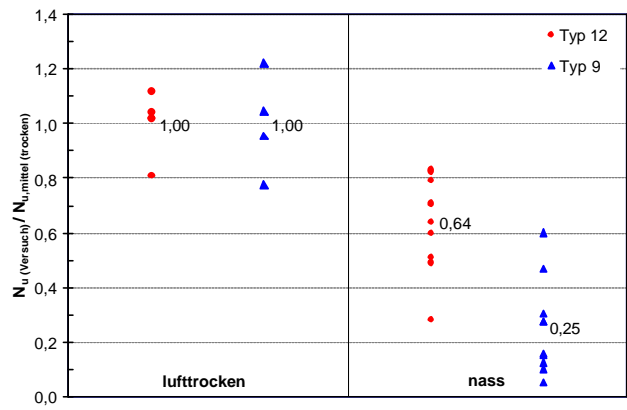
Typ 12 erreicht im nassen Kalksandvollstein ca. 80 - 90% der Traglast aus den Referenzversuchen, für Typ 9 liegen die Ergebnisse bei ca. 30 – 40%. In Vollziegeln wurde ein ähnliches Verhalten beobachtet. Bei Typ 12 reduzieren sich die Versagenslasten im nassen Stein im Mittel auf 64%, bei Dübeltyp 9 auf 25% der Referenzversuche.

Dübeltyp 9 ist deutlich empfindlicher gegenüber Feuchte als Typ 12. Der Einfluss der Feuchte auf die Höchstlast ist in Vollsteinen erwartungsgemäß wie bei Verbunddü-

beln in Beton abhängig vom Dübelssystem. Durch das feuchte Bohrmehl wird die Bohrlochreinigung erschwert. Wird das Bohrloch für beide Konditionierungszustände der gleichen Reinigung unterzogen, ist die Reinigungswirkung im nassen Ankergrund schlechter als im trockenen. Die Schwächung des Verbunds zwischen Ankergrund und Mörtel ist im Versagensbild von Dübel 12 ersichtlich. Im trockenen Stein erfolgt das Herausziehen zwischen Hülse und Mörtel, im nassen Stein versagt der Verbund zwischen Mörtel und Stein.

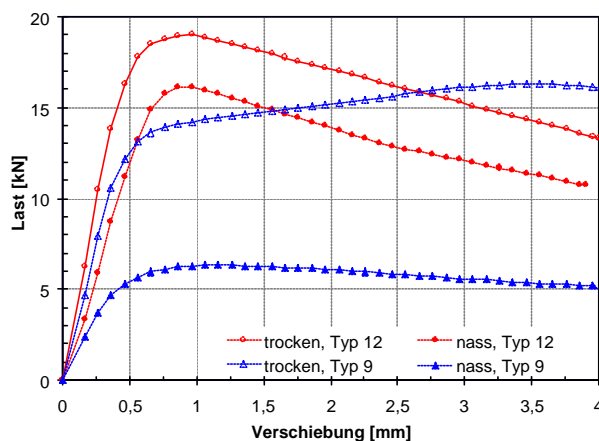


**Bild 5.79:** Einfluss der Feuchte auf die Herausziehlkraft von Injektionsdübeln in Kalksandvollsteinen

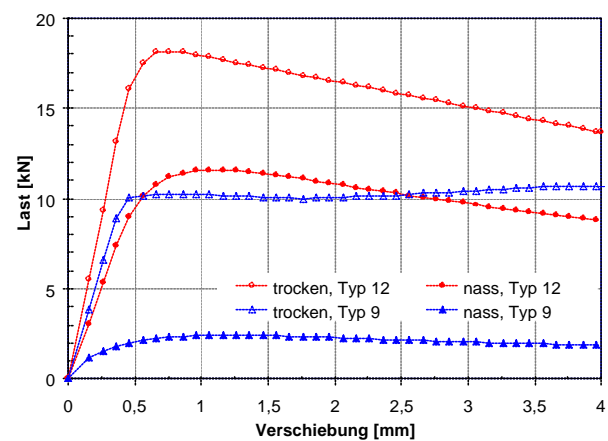


**Bild 5.80:** Einfluss der Feuchte auf die Herausziehlkraft von Injektionsdübeln in Vollziegeln

Die gemittelten, in den Versuchen gemessenen Last-Verschiebungskurven der Dübeltypen 9 und 12 in Kalksandvollsteinen und Vollziegeln sind in Bild 5.81 und Bild 5.82 dargestellt. Die unterschiedlichen Last-Verschiebungskurven sind auf die verschiedenen Versagensarten zurückzuführen. Dübeltyp 9 wird in allen Fällen herausgezogen. Der Haftwiderstand im trockenen Stein ist dabei höher als im nassen Stein. Nach dem Verbundversagen stellt sich mit zunehmenden Verschiebungen ein konstantes Lastniveau ein. Dübeltyp 12 versagte in trockenen und nassen Steinen durch kombiniertes Versagen oder Spalten. Nach Erreichen des Lastmaximums fällt die Kurve kontinuierlich ab.



**Bild 5.81:** Einfluss der Feuchte auf die Last-Verschiebungskurven von Injektionsdübeln in Kalksandvollsteinen



**Bild 5.82:** Einfluss der Feuchte auf die Last-Verschiebungskurven von Injektionsdübeln in Vollziegeln

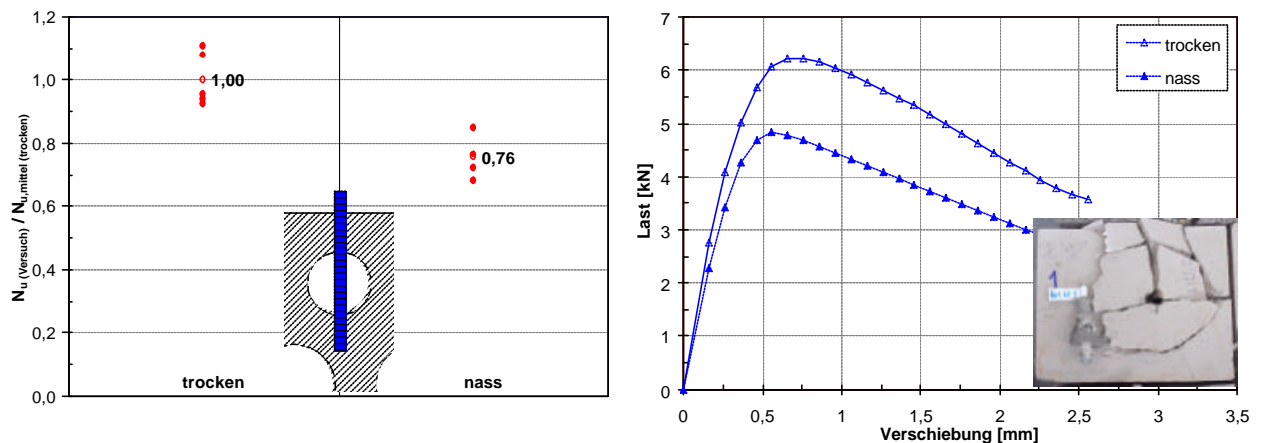
Die aus den gemessenen Höchstlasten nach Gleichung 5.8 berechneten Verbundfestigkeiten  $\tau_{u,m}$  sind für Dübeltyp 9 und 12 in Tabelle 5.4 aufgeführt.

	Kalksandvollstein $\beta_{\text{Stein}} = 26,3 \text{ N/mm}^2$		Vollziegel $\beta_{\text{Stein}} = 47,8 \text{ N/mm}^2$		Leichtbetonvollstein * $\beta_{\text{Stein}} = 10,3 \text{ N/mm}^2$	
	$\tau_{u,m,trocken}$	$\tau_{u,m,nass}$	$\tau_{u,m,trocken}$	$\tau_{u,m,nass}$	$\tau_{u,m,trocken}$	$\tau_{u,m,nass}$
Dübeltyp 12	5,3	4,5	5,2	3,3	-	-
Dübeltyp 9	3,4	1,1	2,4	0,6	2,8	1,9

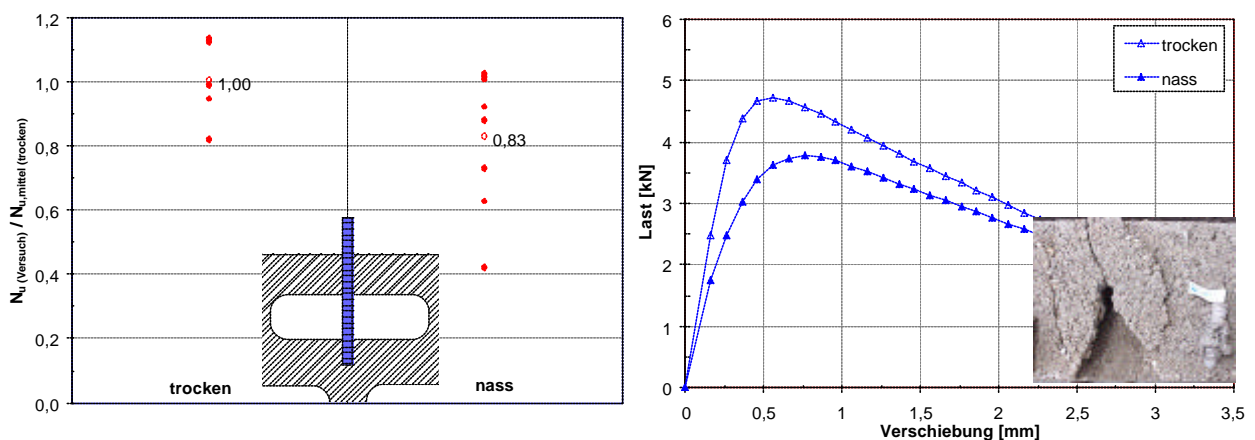
\* aus Meyer (2002), Versuche in Vbl2-0,8-2DF

**Tabelle 5.4:** Ermittelte Verbundfestigkeiten für Dübeltyp 9 und 12 in lufttrockenen und feuchten Kalksandvollsteinen und Vollziegeln

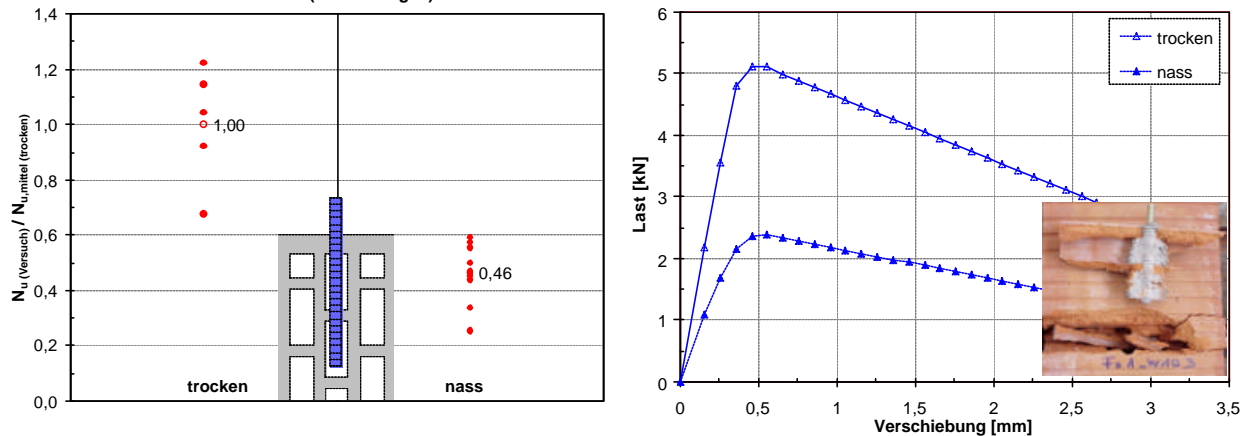
In Bild 5.83 bis Bild 5.85 sind die Ergebnisse der Versuche mit dem feuchteempfindlichen Dübeltyp 9 in Kalksandlochsteinen, Leichtbetonhohlblöcken und Hochlochziegeln dargestellt. Darin sind die auf den Mittelwert der Referenzversuche bezogenen Traglasten der Verankerungen, die zugehörigen, gemittelten Last-Verschiebungskurven, die Setzposition im Lochbild des jeweiligen Steins sowie das Versagensbild dargestellt.



**Bild 5.83:** Versuchsergebnisse zum Einfluss der Feuchte auf das Tragverhalten von Dübeltyp 9 in Kalksandlochsteinen KSL 6-1,4-10DF



**Bild 5.84:** Versuchsergebnisse zum Einfluss der Feuchte auf das Tragverhalten von Dübeltyp 9 in Leichtbetonhohlblöcken 3 K Hbl 2-0,8-16DF



**Bild 5.85:** Versuchsergebnisse zum Einfluss der Feuchte auf das Tragverhalten von Dübeltyp 9 in Hochlochziegeln Hlz12-0,9-16DF

In allen Steinarten wurde das Versagen im nassen und trockenen Stein durch Erreichen der Tragfähigkeit des Ankergrunds hervorgerufen. Dennoch ist vom trockenen zum feuchten Ankergrund eine Traglastabminderung zu beobachten, die für Hochlochziegel mit ca. 50% am größten ist. In den beiden anderen Steinarten betrug die Reduzierung der Versagenslast infolge der Steinfeuchte ca. 20%.

Die Ursache für die geringeren Traglasten im nassen Stein können zum einen in der negativen Beeinflussung der Steineigenschaften liegen, die das Versagen des Ankergrunds maßgeblich beeinflussen, zum anderen in der negativen Beeinflussung der Lastübertragung vom Dübel in den Stein.

In *Schubert/ Schmidt (1990)* wurde der Einfluss der Steinfeuchte auf die Druckfestigkeit von Mauersteinen untersucht. Es zeigte sich, dass die Druckfestigkeit mit abnehmendem Feuchtegehalt ansteigt. Für die drei Steinarten Kalksandstein, Ziegelstein und Leichtbetonhohlblock ergab sich im Mittel eine Abminderung der Druckfestigkeit vom lufttrockenen zum durchnässten Stein von ca. 10%.

Nach *ISO 9652-4 (2000)*, eine Norm, die der Einführung einheitlicher Prüfverfahren für Mauerwerk dient, erfolgt die Umrechnung der Druckfestigkeit von nassen Mauersteinen zu einem Vergleichswert in luftgetrockneten Steinen mit dem Faktor 1,1 für Ziegel und mit 1,2 für alle anderen Steinarten.

Nach Kapitel 3.4.5 wird zwischen der Druckfestigkeit und der für zentrische Ausziehversuche maßgeblichen Zugfestigkeit ein linearer Zusammenhang angenommen. Die Zugfestigkeit nimmt demnach in gleichem Maß wie die Druckfestigkeit. Weiterhin ergab eine Auswertung der Versuche nach Kapitel 5.6.2.3.1, dass die Druckfestigkeit bei Versagen durch Steinausbruch im ungünstigsten Fall (Kalksandstein) linear in die Berechnung der Ausbruchlast eingeht. Aufgrund der Abnahme der Druckfestigkeit im feuchten Stein ergibt sich somit maximal eine Traglastabminderung auf ca. 90%. Die tatsächlichen Abminderungen sind jedoch mindestens doppelt so groß. Für Hochlochziegel betragen sie 50%.

Die vorangegangenen Überlegungen zeigen, dass die Abminderung der Festigkeit des Ankergrunds nicht alleine Ursache für die geringeren Traglasten im nassen Stein ist. Daher wird der Frage nachgegangen, in wie weit die Feuchtigkeit auch im Lochstein den Verbund beeinflusst.

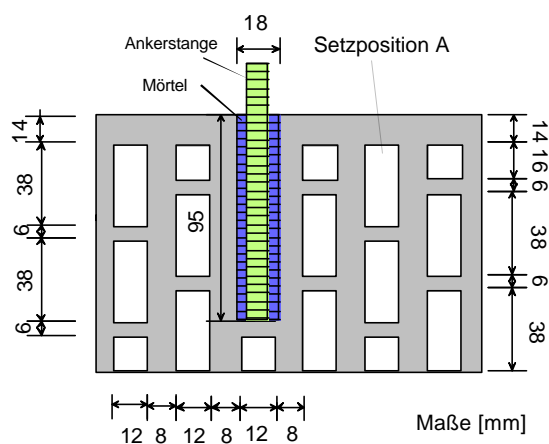
Dazu wird zunächst die Setzposition des Dübels in den einzelnen Steinen betrachtet. In Kalksandlochsteinen und Leichtbetonhohlblöcken ergibt sich für Dübeltyp 9 bei einer Verankerungstiefe von 95 mm neben dem Außensteg und einer anschließenden

den Hohlkammer ein zusätzlich angeschnittener Innensteg. Unterhalb des Außenstegs befindet sich aufgrund der Lochung der erhärtete Mörtelproppen. Über den Innensteg kann der Dübel im trockenen Zustand bei ausreichender Reinigung über Verbund Last in den Ankergrund einleiten (vgl. Kapitel 5.6.2.2). Durch die Feuchtigkeit im Stein wird der Verbund im Stein geschwächt. Im Bereich des Innenstegs ist die Lasteinleitung nur mit abgeminderter Verbundfestigkeit möglich, woraus eine Abnahme der Dübeltraglast folgt.

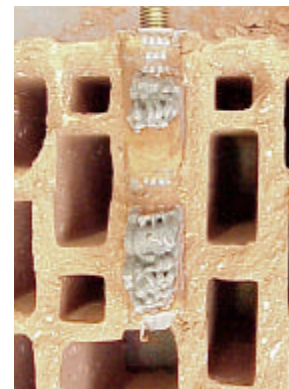
Im Rückschluss zur reduzierten Verbundfestigkeit im Innensteg muss im nassen Stein auch im Außensteg ein schwächerer Verbund vorhanden sein. Die Hinterschneidung des Außenstegs durch den Mörtelproppen bietet jedoch die Möglichkeit zur Nutzung des Tragmechanismus Formschluss. Mit dem Verbundversagen erfolgt eine kontinuierliche Lastumlagerung auf den Mörtelproppen bis die Tragfähigkeit des Ankergrunds erreicht ist. Dies zeigte sich bereits in Kapitel 4.5.1 und 5.4. Eine geringere Bruchlast ergibt sich im Außensteg daher ausschließlich durch die reduzierte Steifigkeit.

Der Dübel überträgt über den Außensteg somit in nassen wie in trockenen Kalksandlochsteinen bzw. Leichtbetonhohlblöcken die Ausbruchlast. An den Innenstege erfolgt die Lasteinleitung hingegen in Abhängigkeit der Konditionierung mit unterschiedlichen Verbundfestigkeiten, woraus sich unterschiedliche Versagenlasten ergeben.

Im weiteren werden die Versuche in Hochlochziegeln betrachtet. In allen Versuchsserien im Ankergrund Hlz wurden die Dübel in Setzposition A gesetzt. Ein Ausschnitt des Lochbildes ist in Bild 5.86 dargestellt.



Schematische Darstellung und Abmessungen



Lochbild im Laborversuch

**Bild 5.86:** Lochbild und Setzposition im Hochlochziegel Hlz12-0,9-16DF

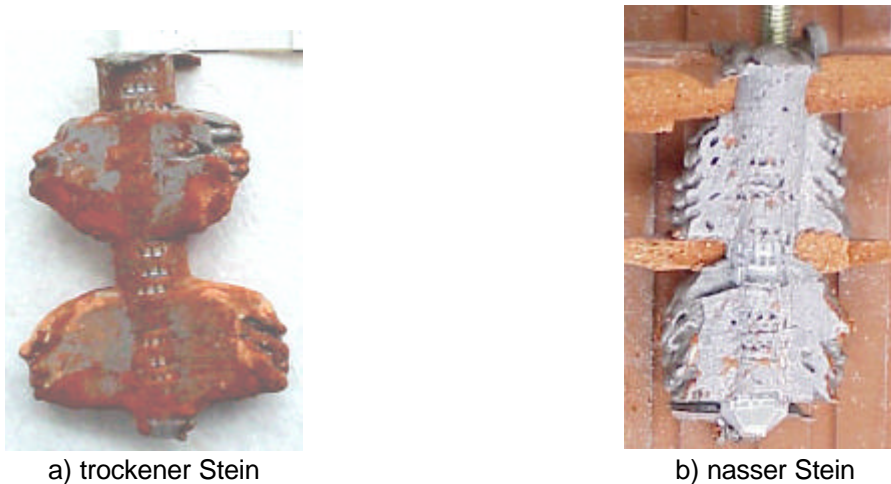
Der Bohrlochdurchmesser betrug entsprechend der Montageanleitung 18 mm. Die mittlere Breite der Lochung im Stein betrug ca. 12 mm. Daraus folgt, dass bei der Bohrlöcherstellung die betroffenen Kammern aufgeweitet werden. Der Dübel liegt im Kammerbereich entlang der Setztiefe an zwei gegenüberliegenden Längsstegen im Mauerstein an. Die Kontaktfläche im Lochbereich beträgt im Verhältnis zur gesamten Setztiefe ca. 80%. Dieser Anteil ist beträchtlich und kann im trockenen Stein bei gutem Verbund zusätzlich zur formschlüssigen Verankerung zur Lasteinleitung aktiviert werden. Die verbleibenden 20% der Setztiefe liegen im Stegbereich.

Bild 5.87 zeigt typische Formen für Injektionsdübel in Hochlochziegeln. Während der Dübel im Bildteil a) einem trockenen Stein entnommen wurde, zeigt Bildteil b) einen

Dübel aus einem nassen Stein. Es ist deutlich zu sehen, dass am Dübel in Bild 5.87 b) im Bereich des Mörtelpfropfens nahezu keine Ziegelspuren vorzufinden sind. Im Gegensatz dazu sind in a) entlang der Siebhülse sichtbare Ziegelreste zu erkennen. Im nassen Stein bildet sich aufgrund der Steinfeuchte kein wesentlicher Verbund im Lochbereich aus. Die Last wird über die Stege in den Ankergrund eingeleitet. Im trockenen Stein hingegen ist ein guter Verbund vorhanden.

Geht man davon aus, dass sich im trockenen Stein die Dübeltragfähigkeit durch den Verbund im Lochbereich erhöht, ergibt sich auch eine größere mittragende Tiefe des Steins. In Setzposition A trägt der feuchte Ankergrund im ungünstigsten Fall nur bis zur Unterkante des ersten Innenstegs zur Lastabtragung bei, im trockenen Stein wird im günstigsten Fall durch den Verbund eine Tiefe bis zum Siebhülсенende aktiviert. Die Annahme der größeren mittragenden Tiefe wird durch die Versagensbilder bestärkt. Der trockenen Stein wird vollständig durch die Spaltrisse durchtrennt und zerfällt nach dem Versuch in mehrere Teile. Der nasse Stein hingegen zeigt Spaltrisse, die jedoch nicht den gesamten Stein durchlaufen. Die Schädigungen des Steins beschränken sich auf eine geringere Tiefe.

Aufgrund der großen Verbundfläche im Hochlochziegel sind die Traglastabminderungen infolge Feuchte im Vergleich zu den beiden anderen Steinarten erheblich größer.



**Bild 5.87:** Dübel nach Durchführung eines zentralen Ausziehversuchs im trockenen und nassen Hochlochziegel Hlz12-0,9-16DF

Mit Gleichung 5.10 werden die Annahmen zur Beeinflussung der Tragfähigkeit durch die Feuchte bei Injektionsdübeln in Lochsteinen analytisch überprüft.

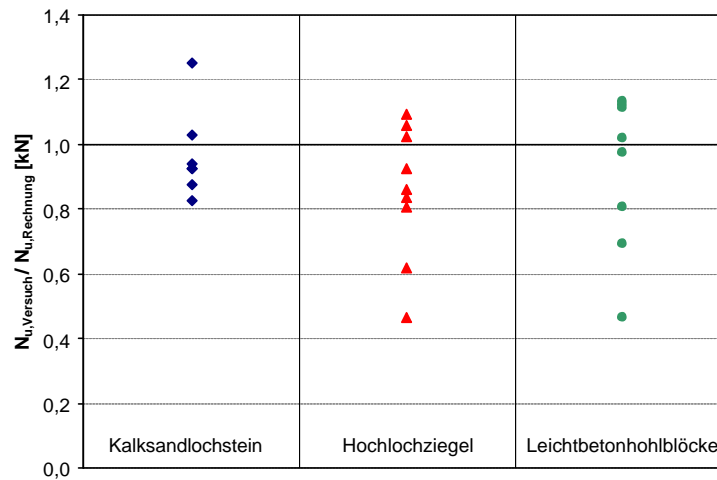
Aus den Versuchen in Vollsteinen ergeben sich zur Berechnung von  $N_{u, \text{Verbund, nass, Innensteg}}$  nach Gleichung 5.8 Verbundfestigkeiten für die Verankerung im nassen Ankergrund nach Tabelle 5.4. Diese werden nach Kapitel 5.6.2.3.2 auf die Druckfestigkeit der Lochsteine umgerechnet. Die Ausbruchlasten  $N_{u, \text{Ausbruch, Außensteg}}$  können unter Berücksichtigung der Druckfestigkeitsabminderung infolge der Steinfeuchte (Faktor 0,9) mit ausreichender Genauigkeit durch Gleichung 5.5 (Kalksandstein), Gleichung 5.6 (Leichtbetonhohlblöcke) und Gleichung 5.7 (Hochlochziegel) wiedergegeben werden.

**Gleichung 5.10:** 
$$N_u = N_{u, \text{Ausbruch, Außensteg}} + N_{u, \text{Verbund, nass, Innensteg}}$$

Ein Vergleich der analytisch bestimmten Versagenslasten und den Ergebnissen der Laborversuche ist in Bild 5.88 dargestellt. Die Auswertung erfolgte mit Nettostein-



druckfestigkeiten. Es zeigt sich, dass die Versagenslasten gut wiedergegeben werden.



**Bild 5.88:** Vergleich von gemessenen und nach Gleichung 5.10 berechneten Versagenslasten in nassen Mauersteinen

Die wesentliche Beeinflussung der Traglast infolge des feuchten Ankergrunds ist durch die Beeinflussung der Verbundeigenschaften zu erklären. In Lochsteinen wird verstärkt der Tragmechanismus Formschluss aktiviert, wodurch auch bei kleinen Verbundfestigkeiten die Tragfähigkeit des Ankergrunds erreicht wird. In angebohrten Innenstegen ist eine geringere Verbundfestigkeit anzusetzen. Die Abminderung der Druckfestigkeit bei vollständiger Durchfeuchtung der Steine wird bei der Berechnung der Ausbruchlasten mit einem Faktor 0,9 veranschlagt.

Der Einfluss der Feuchte auf die Dübeltragfähigkeit ist systemabhängig und im Rahmen von Zulassungsversuchen zu prüfen.

## 5.7 Versagen durch Steinauszug aus dem Verband

Das Herausziehen eines Einzelsteins aus dem Mauerwerkverband stellt die obere Grenze der Tragfähigkeit von Dübelbefestigungen dar. Das Versagen wird durch Überschreiten der Haftscherfestigkeit in den Mauerwerksfugen hervorgerufen. Da in der Praxis Stoßfugen häufig nicht vermörtelt sind, bestimmen vor allem die Lagerfugen in Abhängigkeit des Steinformats die zur Lastübertragung vorhandenen Scherflächen. Daher wird die Steinauszuglast wesentlich durch das Steinformat beeinflusst. Die Scherfestigkeit in den Lagerfugen wird durch eine Auflast im Mauerwerk erhöht.

### 5.7.1 Einfluss des Steinformats

Die kleinste nach DIN mögliche Lagerfläche ergibt sich bei den Formaten NF, DF und 2 DF mit 240 mm Länge und 115 mm Wandstärke. Die Versuche zur Untersuchung des Versagens durch Steinauszug wurden in Wänden aus 3 DF Hochlochziegeln (Hz 12), aus Kalksandvollsteinen (KSV 12) und Vollziegeln (Mz 12) im Normalformat (NF) und aus 2 DF Leichtbetonvollsteinen (Vbl 2) durchgeführt. Die Lagerfugen wurden mit Mörtel der Gruppe IIa vermörtelt. Die Druckfestigkeit des Mörtels kann in allen Wänden als konstant angenommen werden. Die Steine wurden in Kontakt zueinander gesetzt, die Stoßfuge blieb jedoch unvermörtelt. Die Wand wurde oben und unten durch U-Profile begrenzt, über die mit Hilfe seitlich angebrachter

Gewindestangen durch handfestes Anziehen eine minimale Auflast aufgebracht wurde.

Die Abstützung der Ausziehvorrichtung befand sich außerhalb des belasteten Steins. Die Durchführung und die Ergebnisse der Versuche sind in Meyer (2005/1) beschrieben. Eine Zusammenfassung der Versuchsdaten enthält Anhang C 11.



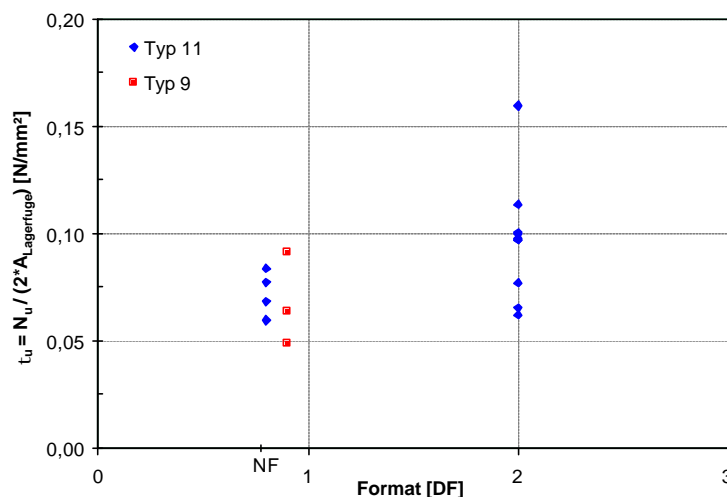
**Bild 5.89:** Verzeichnung des Fugenmörtels mit der Steinlochung in Hlz12-3DF

In den Versuchen mit Hlz erfolgte das Versagen der Dübel in allen Fällen durch lokalen Steinausbruch. Herausziehen des Steins wurde nicht beobachtet. Dies ist auf eine Verzahnung des Mörtels in den Lagerfugen mit der Steinlochung zurückzuführen. Die Lastübertragung im Verband erfolgt nicht nur durch Haftung zwischen Steinoberfläche und Mauermörtel, sondern auch durch form-schlüssige Verfüllung der Steinkammern, wie es in Bild 5.89 zu erkennen ist. Das Herausziehen eines Lochsteins im Mauerwerkverband ist unwahrscheinlich.

In Vollsteinen erfolgt die Weiterleitung der Last innerhalb des Verbands ausschließlich über Haftung zwischen Stein und Mauermörtel. Daher ist die Beschaffenheit der Steinoberfläche wesentlich.

Kalksandsteine weisen im Vergleich der verschiedenen Steinarten eine relativ glatte Oberfläche auf. In dieser Steinart trat in den durchgeführten Versuchen das Versagen durch Steinauszug am häufigsten auf. In Ziegelsteinen wurden die Einzelsteine selten entlang der gesamten Fugenlänge herausgezogen. Stattdessen spalteten die belasteten Steine zunächst und erst im Nachbruch wurde eine Hälfte des Steins am Dübel haftend mit herausgezogen. Die andere Hälfte verblieb im Verband.

In Bild 5.90 ist die Scherfestigkeit von Kalksandvollsteinen für die Formate NF und 2 DF bei Versagen der Dübel durch Steinauszug (Typ 9 und 11) enthalten.

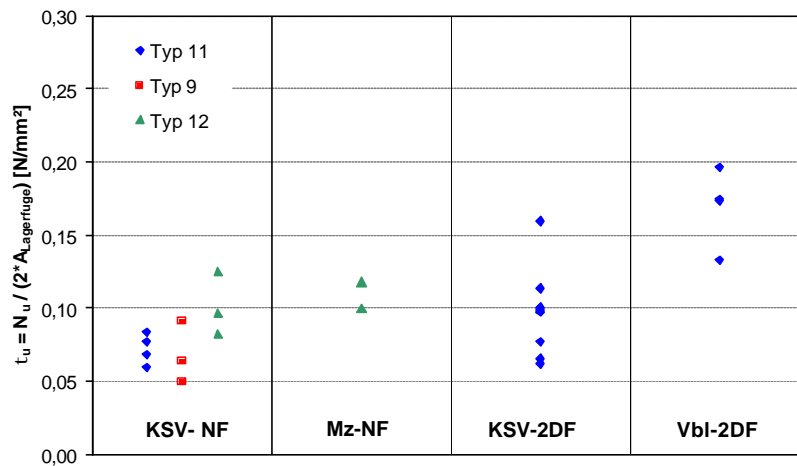


**Bild 5.90:** Einfluss des Formats auf die Scherfestigkeit von Kalksandvollsteinen bei zentrischen Ausziehversuchen mit Injektionsdübel (Typ 9 und 11)

Es zeigt sich, dass die Scherfestigkeit weitgehend unabhängig vom Dübelssystem ist. Die Höchstlasten für Typ 11 im 2 DF-Stein sind statistisch signifikant höher als im NF-Stein. Dies wurde mittels t-Test bestätigt. Da beide Formate dieselbe Lagerfläche

aufweisen, wirkt sich die größere Steinhöhe des 2 DF von 113 mm im Vergleich zu 71 mm günstig auf die Bruchlast aus.

Bild 5.91 zeigt eine Zusammenfassung der Versuche in kleinformatigen Mauersteinen bei Versagen der Dübel durch Steinauszug. Auffällig sind die hohen Scherfestigkeiten in Leichtbetonvollsteinen im Vergleich zum Kalksandstein. Sie erklären sich durch die grobporige Steinoberfläche, in der sich der Mauermörtel verzahnen kann.



**Bild 5.91:** Vergleich der Scherfestigkeiten in der Lagerfuge bei Versagen durch Steinauszug in Mauerwänden aus KSV 12-2,0-NF ( $\beta_{\text{Stein}} = 18,2 \text{ N/mm}^2$ ), Mz 12-2,0-NF ( $\beta_{\text{Stein}} = 48,2 \text{ N/mm}^2$ ) und Vbl 2-0,8-2DF ( $\beta_{\text{Stein}} = 10,3 \text{ N/mm}^2$ )

## 5.7.2 Berechnung der Versagenslasten bei Steinauszug

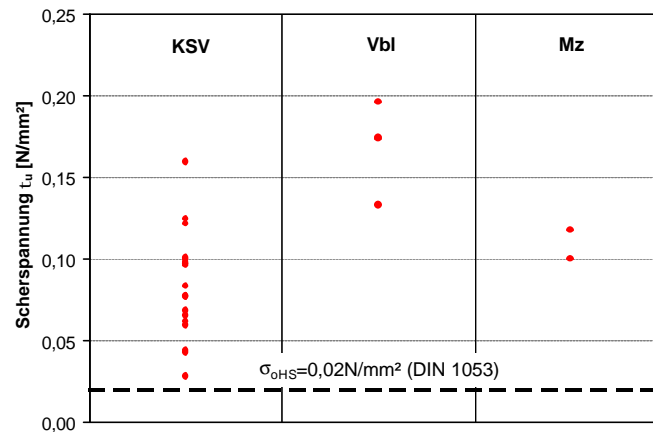
### 5.7.2.1 DIN 1053

Das Versagen durch Steinauszug tritt auf, wenn die Haftscherfestigkeit zwischen Mauerstein und Mauermörtel nicht ausreicht, um die Traglast des Dübels in den umliegenden Mauerwerkverband einzuleiten.

Im folgenden wird die zulässige Last bei Steinauszug in Anlehnung an *DIN 1053 (1996)* nach dem vereinfachten Verfahren hergeleitet.

Für den Schubnachweis von Mauerwerkswänden sind in *DIN 1053* in Abhängigkeit der Mörtelart Haftscherfestigkeiten  $\sigma_{\text{oHS}}$  für Mauermörtel angegeben. Bei Verwendung von Normalmörtel der Gruppe II und Vermörtelung aller Fugen beträgt der Bemessungswert der Haftscherfestigkeit z. B.  $\sigma_{\text{oHS}} = 0,04 \text{ N/mm}^2$  und  $\sigma_{\text{oHS}} = 0,02 \text{ N/mm}^2$  im Falle unvermörtelter Stoßfugen. Dabei erfolgt keine Unterscheidung nach den einzelnen Steinarten.

Bild 5.92 zeigt die in den Laborversuchen gemessenen Scherspannungen in der Lagerfuge bei Lösen des Steins aus dem Verband im Vergleich zur Haftscherfestigkeit nach *DIN 1053*. Mauerwerk aus Kalksandstein stellt den kritischsten Fall für den Steinauszug dar. Alle Ergebnisse aus den Laborversuchen liegen oberhalb der Vorgaben nach DIN. Das Verhältnis der kleinsten gemessenen Scherspannung im Verhältnis zu  $\sigma_{\text{oHS}}$  beträgt 1,41.



Versuchsbedingungen: unvermörtelte Stoßfugen, knirsch gesetzt, MGII, keine Auflast,  $A_{\text{Scher}} = 2 \cdot 224 \cdot 115 \text{ mm}^2$

**Bild 5.92:** Vergleich der in Laborversuchen gemessenen Scherfestigkeiten bei Versagen durch Steinauszug und der nach *DIN 1053* angegebenen Haftscherfestigkeit

Geht man generell von unvermörtelten Stoßfugen aus, setzen sich die Scherflächen aus der Ober- und Unterseite des Steins entlang der Lagerfuge zusammen. Die Scherflächen sind abhängig vom Format. Unter diesen Annahmen berechnet sich die zulässige Last bei Herausziehen des Steins in Anlehnung an das vereinfachte Verfahren der *DIN 1053* nach Gleichung 5.11. Eine senkrecht zur Lagerfuge wirkende Druckspannung  $\sigma_{\text{Dm}}$  darf mit 30% berücksichtigt werden. Der Faktor 1,5 berücksichtigt eine parallele Verteilung der Schubspannungen in der Fuge.

**Gleichung 5.11:** 
$$N_{\text{zul}} = \frac{\text{zul}\tau \cdot A_{\text{Scher}}}{1,5} \quad [\text{N}]$$

(in Anlehnung an *DIN 1053*)

$$\text{zul}\tau = \sigma_{\text{oHS}} + 0,3 \cdot \sigma_{\text{Dm}} \quad [\text{N/mm}^2]$$

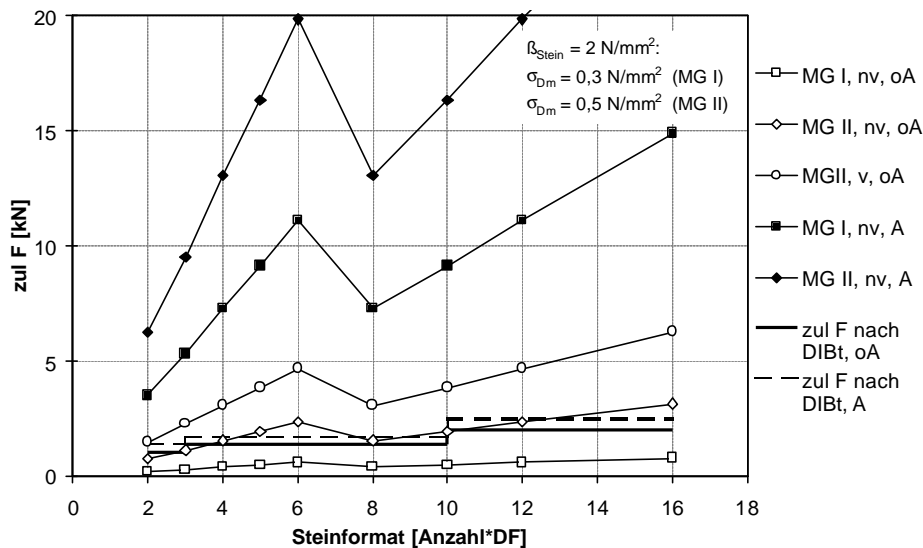
$$A_{\text{Scher}} = 2 \cdot A_{\text{Lagerfuge}} \quad [\text{mm}^2] \text{ für unvermörtelte Stoßfugen}$$

$$\sigma_{\text{oHS}} = \text{Haftscherfestigkeit} \quad [\text{N/mm}^2]$$

- = 0,01N/mm<sup>2</sup> Mörtelgruppe I, Stoßfugen vermörtelt
- = 0,04N/mm<sup>2</sup> Mörtelgruppe II, Stoßfugen vermörtelt
- = 0,005N/mm<sup>2</sup> Mörtelgruppe I, Stoßfugen unvermörtelt
- = 0,02N/mm<sup>2</sup> Mörtelgruppe II, Stoßfugen unvermörtelt

In Bild 5.93 sind die nach Gleichung 5.11 berechneten zulässigen Lasten bei Steinauszug in Abhängigkeit des Steinformats beispielhaft für eine Nenn-Steindruckfestigkeit von  $\beta_{\text{Stein}} = 2 \text{ N/mm}^2$  dargestellt. In den verschiedenen Kurven wurden die Parameter Mörtelgruppe, Grad der Vermörtelung in den Fugen und Höhe der Druckspannung  $\sigma_{\text{Dm}}$  infolge Auflast variiert. Im ungünstigsten Fall beträgt  $\sigma_{\text{Dm}} = 0$ . Ist  $\sigma_{\text{Dm}} \neq 0$ , gehen die nach *DIN 1053* angegebenen zulässigen Mauerdruckspannungen in Abhängigkeit der Steindruckfestigkeit und der Mörtelgruppe in die Berechnungen ein. Bzgl. der Stoßfugen wurden die Optionen vermörtelt / unvermörtelt berücksichtigt.

Die zulässige Last bei Steinauszug steigt mit zunehmender Mörtelfestigkeit und steigender Auflast an. Die Stufe zwischen dem Format 6DF zu 8DF in Bild 5.93 ist auf die zugrunde gelegten Steinabmessungen zurückzuführen. Nach *DIN 1053* beträgt die Lagerfläche des 6DF-Steins 240 mm x 365 mm. Der 8DF-Stein ist höher, dafür jedoch mit 240 mm x 240 mm eine geringere Lagerfläche.



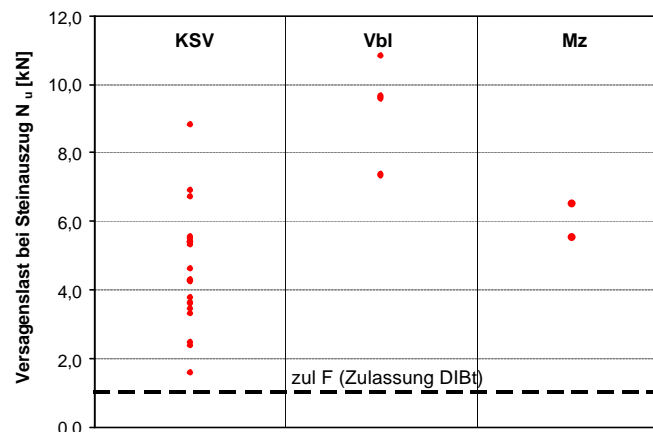
MG I, II Mörtelgruppe I bzw. II  
oA, A ohne Auflast bzw. mit Auflast

nv, v nicht vermörtelte bzw. vermörtelte Stoßfugen

**Bild 5.93:** Verlauf der zulässigen Lasten zur Vermeidung des Versagens durch Steinauszug aus dem Verband für ausgewählte Parameterkombinationen nach *DIN 1053*

In derzeitigen Zulassungen des Deutschen Instituts für Bautechnik in Berlin (DIBt) wird das Versagen durch Steinauszug durch Angabe einer Obergrenze für die zulässige Last, die in einen Stein durch einen Einzeldübel oder eine Dübelgruppe eingeleitet werden darf, berücksichtigt. Die maximal zulässige Last ist darin in Abhängigkeit der Auflast und des Steinformats angegeben und in Bild 5.93 mit eingetragen. Sie orientieren sich an der Annahme ungünstiger Mauerwerksbedingungen (MG II, unvermörtelte Stoßfugen, keine Auflast). Die Mörtelgruppe I findet in Deutschland im konstruktiven Ingenieurbau nahezu keine Anwendung.

Bild 5.94 zeigt einen Vergleich der in den Laborversuchen ermittelten Versagenslasten bei Steinauszug mit der zulässigen Last nach DIBt. Diese beträgt für die in den Versuchen vorliegenden Bedingungen  $zul F = 1 \text{ kN}$ . Die gemessenen Steinauszuglasten liegen in allen Fällen oberhalb der zulässigen Werte.



Versuchsbedingungen: unvermörtelte Stoßfugen, knirsch gesetzt, MGII, keine Auflast,  $A_{\text{Scher}} = 2 \cdot 224 \cdot 115 \text{ mm}^2$

**Bild 5.94:** Vergleich der in Laborversuchen gemessenen Versagenslasten bei Versagen durch Steinauszug und der zulässigen Lasten nach Zulassung vom DIBt

### 5.7.2.2 Eurocode 6

Im Hinblick auf eine europaweite Übertragbarkeit soll die Herleitung einer zulässigen Last, die in einen Einzelstein eingeleitet werden darf, anhand des *EC 6* untersucht werden. Dies ist allerdings problematisch, da der *EC 6* und Nationale Anwendungsdokumente (NAD) immer in Kombination zu betrachten sind. Zahlreiche Regelungen des Eurocodes dürfen durch nationale Anwendungsregeln ersetzt werden.

Die Bemessungsregeln im Eurocode beruhen auf einem Sicherheitskonzept, das zunächst charakteristische Werte ermittelt. Diese werden dann durch Teilsicherheitsbeiwerte auf der Widerstands- und der Lasteinwirkungsseite zu Bemessungswerten. Für Deutschland ergibt sich beispielsweise nach *EC 6 (1996)* und *NAD (1997)* eine

zulässige Scherspannung zu  $\tau = \frac{\tau_{RK}}{\gamma_M \cdot \gamma_F}$  in den Fugen, die etwa 84% der mit dem

vereinfachten Verfahren ermittelten zulässigen Schubspannung nach *DIN 1053* beträgt. Das Vorgehen ist im Nationalen Anwendungsdokument beschrieben und entspricht dem in der DIN angegebenen genaueren Bemessungsverfahren. Die Differenz ergibt sich im wesentlichen aus der Anwendung expliziter Sicherheitsbeiwerte ( $\gamma_M = 1,7$  und  $\gamma_F = 1,4$ ) anstelle der Anwendung des vereinfachten Verfahrens.

Die folgende Auswertung beruht ausschließlich auf Angaben im *EC 6* ohne Berücksichtigung nationaler Bestimmungen. Es sei darauf hingewiesen, dass keine Vorschläge zur Bemessung bei Plattenschub bzw. bei horizontalen Einzellasten enthalten sind. Der *EC 6* behandelt jedoch die Bemessung von auf Schub beanspruchten Wandscheiben. Obwohl das vorhandene Verfahren nicht dem eigentlichen Anwendungsfall entspricht, wird das Versagen durch Steinauszug aus dem Verband nach den Angaben des *EC 6 (1996)* berechnet.

Die charakteristische Schubfestigkeit  $f_{vk}$  in den Fugen berechnet sich nach Gleichung 5.12. Analog zur DIN wird zwischen vermörtelten und unvermörtelten Stoßfugen unterschieden.

**Gleichung 5.12:**

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4 \cdot \sigma_d \quad [\text{N/mm}^2] \quad \text{vermörtelte Stoßfugen}$$

(in Anlehnung an *EC 6*)

$$f_{vk} = 0,5 \cdot f_{vko} + 0,4 \cdot \sigma_d \quad [\text{N/mm}^2] \quad \text{unvermörtelte Stoßfugen}$$

$f_{vko}$       Haftscherfestigkeit ohne Auflast bei Verwendung von Normalmörtel

$\sigma_d$         Druckspannung im Mauerwerk rechtwinklig zur Schubkraft mit der Bemessungslast

Die charakteristische Haftscherfestigkeit  $f_{vko}$  ist aus Versuchen nach *EN 1052*, Teil 3 oder Teil 4 zu bestimmen. Anhaltswerte sind für Normalmörtel in Abhängigkeit der Mörteldruckfestigkeit und der Steinart angegeben (Tabelle 5.5).

Mauersteinart	Mörtel	$f_{vko}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
Mauerziegel	M10 bis M20	0,3
	M2,5 bis M9	0,2
	M1 bis M2	0,1
Alle Steinarten außer Mauerziegel	M10 bis M20	0,2
	M2,5 bis M9	0,15
	M1 bis M2	0,1

**Tabelle 5.5:** Werte für  $f_{vko}$  nach *EC 6*

Auffällig ist die von der DIN abweichende Klassifizierung der Mörtelgruppen nach deren Druckfestigkeitsklassen. Weiterhin erfolgt eine Unterscheidung nach der Steinart. Die Berücksichtigung des Steinmaterials ist künftig in einer Neufassung der *DIN 1053* geplant, um die Traglastreserven der Lagerfugen in Mauerwerk aus Ziegel und Leichtbetonsteinen wirtschaftlicher nutzen zu können.

Der Bemessungswert der Last, die in einen Einzelstein eingeleitet werden darf, ergibt sich nach Gleichung 5.13. Darin geht die Scherfläche, entlang derer der Stein herausgezogen wird, und der charakteristische Wert für die Haftscherfestigkeit zwischen Mauermörtel und Stein ein. Zur Berechnung des Bemessungswertes ist ein Sicherheitsbeiwert für das Mauerwerk  $\gamma_M$  zu integrieren.

**Gleichung 5.13:** 
$$N_{Rd} = \frac{f_{vk} \cdot A_{Scher}}{\gamma_M} \quad [N]$$

(in Anlehnung an *EC 6*)

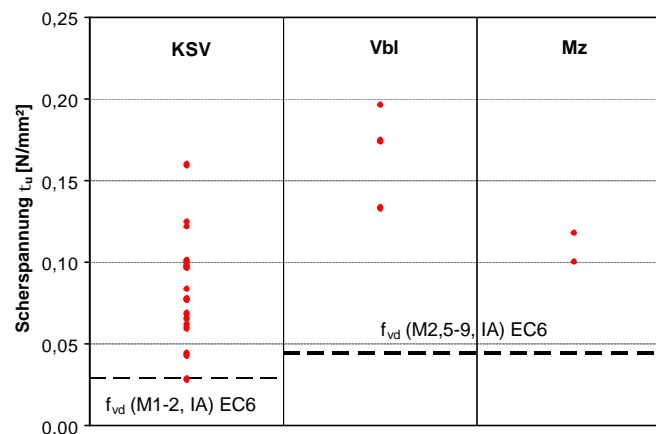
$f_{vk}$  nach Gleichung 5.12  
 $A_{Scher} = 2 \cdot A_{Fuge} \text{ [mm}^2\text{]}$   
 $\gamma_M$  – Material Sicherheitsbeiwert

Der Beiwert  $\gamma_M$  beinhaltet die Qualität des Mauerwerks (Tabelle 5.6). Dabei wird zum einen nach der Güte der Ausführung in Kategorie A (gut), B, C (schlecht) unterschieden, zum anderen erfolgt eine Differenzierung zwischen Kategorie I und II in Abhängigkeit einer hohen (I) bzw. niedrigen (II) Herstellkontrolle. Als Extremwerte ergeben sich  $\gamma_M = 1,7$  für die Kombination IA und  $\gamma_M = 3,0$  für die Kombination IIC.

	Güte der Ausführung		
	A	B	C
Kategorie I	1,7	2,2	2,7
Kategorie II	2,0	2,5	3,0

**Tabelle 5.6:** Material Sicherheitsbeiwert  $\gamma_M$  nach *EC 6* (1996)

In Bild 5.95 sind die gemessenen Scherspannungen bei Lösen des Steins und die Bemessungswerte  $f_{vd}$  der Haftscherfestigkeiten nach *EC 6* enthalten.



Versuchsbedingungen: unvermörtelte Stoßfugen, knirsch gesetzt, MGII, keine Auflast,  $A_{Scher} = 2 \cdot 224 \cdot 115 \text{ mm}^2$

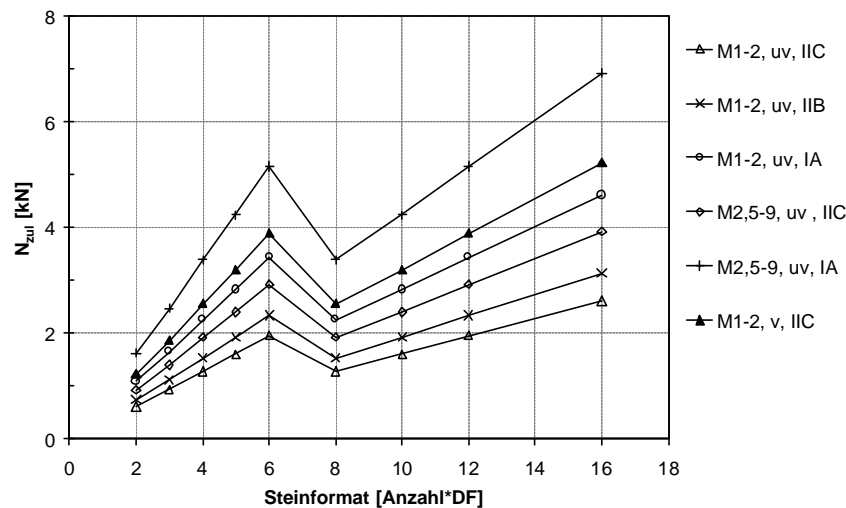
**Bild 5.95:** Vergleich der in Laborversuchen gemessenen Scherspannungen bei Versagen durch Steinauszug und der Bemessungswerte nach *EC 6*

Zur Bestimmung der Haftscherspannung wurde für die Versuche in Kalksandvollsteinen ein Mörtel M1-2 und für die Versuche in den anderen Steinarten ein Mörtel M2,5-9 zugrundegelegt. Da die Mauerwände unter Laborbedingungen mit güteschutzüberwachten Steinen erstellt wurden, wurde die Kategorie IA ( $\gamma_M=1,7$ ) gewählt. In diesem Fall liegt der kleinste Versuchswert gerade auf Höhe des Bemessungswertes.

Bild 5.96 enthält den Verlauf der zulässigen Last für ausgewählte Kombinationen. In allen Fällen wurde angenommen, dass keine Auflast vorhanden ist. Bei den Mörtelfestigkeiten wurde variiert zwischen den Einteilungen M1 bis M2 und M2,5 bis M9. Weiterhin wurden unvermörtelte und vermörtelte Stoßfugen berücksichtigt. Zusätzlich zur DIN ist zur Festlegung des Beiwerts  $\gamma_M$  eine Unterscheidung nach der Mauerwerksgüte erforderlich.

Zur Berechnung der zulässigen Last  $N_{zul} = \frac{N_{Rd}}{\gamma_F}$  wurde als

Teilsicherheitsbeiwert auf der Einwirkungsseite  $\gamma_F=1,5$  gesetzt. Zur besseren Vergleichbarkeit wurde die zulässige Last in Bild 5.96 analog zu Bild 5.93 über die in Deutschland üblichen Steinformate aufgetragen.

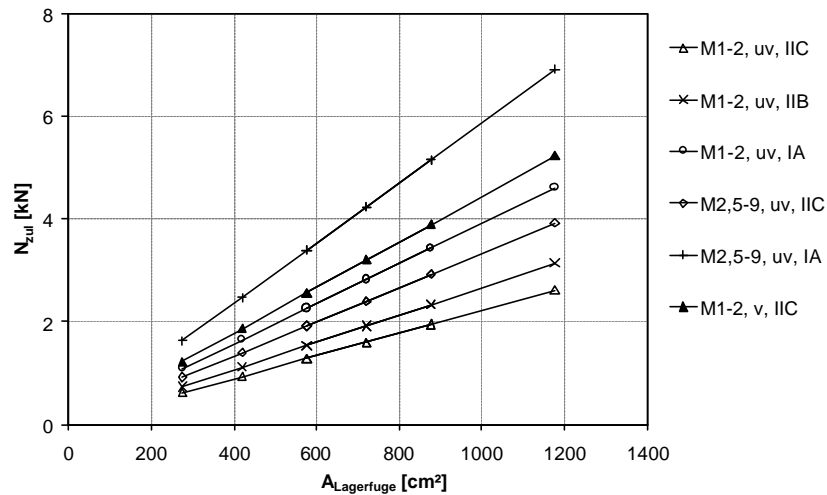


M1-2, M2,5-9      Mörtelgruppe mit Druckfestigkeiten zw. 1 und 2 N/mm<sup>2</sup> bzw. zw. 2,5 und 9 N/mm<sup>2</sup>  
 nv, v              nicht vermörtelte bzw. vermörtelte Stoßfugen  
 IA, IIC              Kombinationen der Kategorien zur Mauerwerksausführung und zur Herstellkontrolle

**Bild 5.96:** Verlauf der zulässigen Lasten über das Steinformat zur Vermeidung des Versagens durch Steinauszug aus dem Verband für ausgewählte Parameterkombinationen nach EC 6

Die Klassifizierung der Formate in DF-Modulen ist national bedingt ist und in anderen europäischen Ländern in dieser Form nicht üblich. Aus diesem Grund wird in Bild 5.97 dazu übergegangen, die zulässigen Lasten über die Fläche in einer Lagerfuge aufzutragen. Die ungünstigste Kombination ergibt sich bei unvermörtelten Stoßfugen, geringer Mörteldruckfestigkeit und schlechter Qualität. Die Optimierung der Ausführungsqualität bzw. eine Erhöhung der Herstellkontrollen führt zur Steigerung der zulässigen Last. Eine vergleichbare Zunahme der zulässigen Lasten ergibt sich durch Vermörtelung der Stoßfugen.

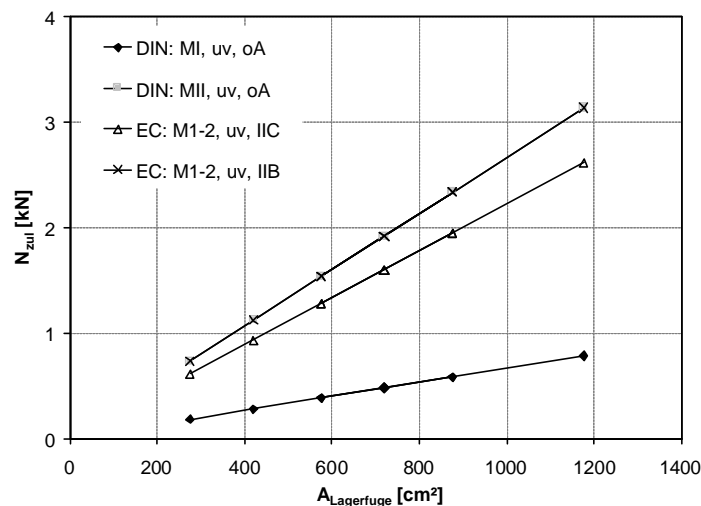




M1-2, M2,5-9      Mörtelgruppe mit Druckfestigkeiten zw. 1 und 2 N/mm<sup>2</sup> bzw. zw. 2,5 und 9 N/mm<sup>2</sup>  
 nv, v              nicht vermörtelte bzw. vermörtelte Stoßfugen  
 IA, IIC              Kombinationen der Kategorien zur Mauerwerksausführung und zur Herstellkontrolle

**Bild 5.97:** Verlauf der zulässigen Lasten über die Fläche einer Lagerfuge zur Vermeidung des Versagens durch Steinauszug aus dem Verband für ausgewählte Parameterkombinationen nach EC 6

Ein Vergleich der ungünstigsten Konstellationen nach *DIN 1053* und *EC 6* zeigt Bild 5.98. Die geringsten Lasten ergeben sich nach DIN bei Verwendung der Mörtelgruppe I, unvermörtelten Fugen, ohne Auflast. Die vom DIBt zugrunde gelegte Mörtelgruppe ist MGII. In diesem Fall ergeben sich dieselben zulässigen Lasten wie nach EC 6 mit Mörteldruckfestigkeiten zwischen 1 und 2 N/mm<sup>2</sup>, unvermörtelten Fugen ohne Auflast, ohne Kontrollen bei der Herstellung und mittlerer Ausführungsqualität (Kategorie IIB). Die ungünstigste Konstellation nach EC 6 ist bei Annahme der Kategorie IIC erreicht, die oberhalb der ungünstigsten zulässigen Lasten nach DIN liegen.



**Bild 5.98:** Vergleich der ungünstigsten Kombinationen bei Ermittlung der zulässigen Lasten bei Steinauszug aus dem Verband nach *DIN 1053* und *EC 6*

## 6 Einzelbefestigungen am Steinrand und Einfluss von Fugen

Das Tragverhalten von Einzelbefestigungen am Steinrand und der Einfluss von Fugen auf die Traglast von Injektionsdübeln wurde an Wänden aus Kalksandsteinen KSL6-1,4-10 DF, Hochlochziegeln Hlz12-0,9-16 DF und Leichtbetonhohlblöcken 3K-Hbl2-0,8-16 DF mit Dübeltyp 9 und 11 untersucht. Die Versuchsdurchführung und die Ergebnisse der Versuche sind in *Stern (2002)* und *Schillinger (2003)* ausführlich beschrieben. Die genauen Abmessungen der unterschiedlichen Steintypen können Anhang A entnommen werden. Eine Zusammenfassung der wichtigsten Versuchdaten findet sich in Anhang C 6, Anhang C 8 und Anhang C 10.

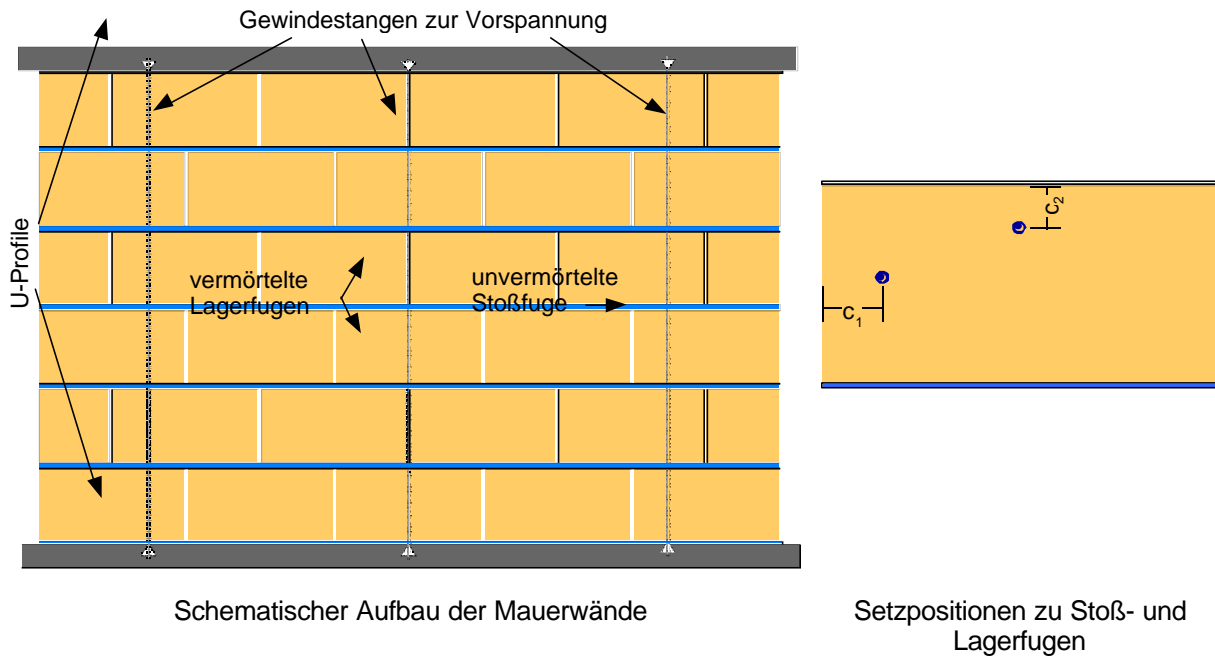
Die Untersuchungen zum Einfluss des Randes und zum Einfluss von Fugen auf die Dübeltraglast sind unmittelbar miteinander gekoppelt. Ein Rand kann zum einen durch die Steinränder entlang der Lager- und Stoßfugen im Verband, als auch durch den Bauteilrand selbst vorliegen. In den durchgeführten Versuchen wurde von vermörtelten Lagerfugen und unvermörtelten Stoßfugen ausgegangen, da sich dieser Fall häufig in der Baupraxis findet. Während durch die Mörtelschicht in der Lagerfuge die Möglichkeit zur Lastweiterleitung besteht, wird die unvermörtelte Stoßfuge und der Bauteilrand jeweils als freier Rand betrachtet. Eine getrennte Untersuchung von Stoßfuge und tatsächlichem Bauteilrand erfolgte aufgrund der erhaltenen Versuchdaten zur unvermörtelten Stoßfuge nicht. Obwohl in der Stoßfuge eine Verzahnung von benachbarten Steinen infolge der Nut-und-Feder-Ausführung denkbar ist, weisen die Versuchsergebnisse zur Stoßfuge nicht auf ein prinzipiell anderes Tragverhalten an Bauteilrändern hin.

### 6.1 Versuchsdurchführung

Zur Durchführung der Versuche wurden Wände mit einer Länge zwischen 1,8 m und 2,7 m und einer Höhe von 1,5 m errichtet. Die Wandstärke betrug 240 mm. Die Lagerfugen wurden in den am IWB erstellten Kalksandwänden und Leichtbetonwänden mit einem Mörtel der Klasse IIa, in den als Fertigbauteile gelieferten Ziegelwänden mit einem Mörtel der Klasse III ausgeführt. Die Stoßfugen blieben unvermörtelt, die mit Nut und Feder ausgestatteten Steine wurden jedoch knirsch gesetzt.

Zur Simulation einer Auflast wurde mit Gewindestangen und Stahlprofilen eine vertikale Vorspannung auf die Wände aufgebracht. Die Vorspannung betrug ca. 10% der zulässigen Mauerwerksdruckspannung nach *Schneider (1994)*. Sie wurde mit einem Drehmoment aufgebracht und über Kraftmessringe zwischen Mutter und Stahlprofil überprüft.

Die Bohrlocherstellung erfolgte im Drehgang. Die Dübel wurden ohne Bohrlochreinigung horizontal gesetzt. Die Randabstände wurden in vertikale Richtung zur Lagerfuge und in horizontaler Richtung zur Stoßfuge variiert. In die jeweils andere Richtung wurde als Setzposition die Steinmitte oder ein dünnster Außensteg nahe der Steinmitte gewählt. Die zentrischen Ausziehversuche erfolgten nach Kapitel 5.2 mit einem Versuchsaufbau nach Bild 5.3. Der Aufbau der Wände und die Setzpositionen der Verankerungen sind schematisch in Bild 6.1 dargestellt.



**Bild 6.1:** Schematischer Wandaufbau und Setzpositionen in Mauerwänden zur Untersuchung des Einflusses von Fugen und von Randabständen auf die Traglast von Injektionsdübeln

Infolge der Lochkonfiguration und der üblichen Ausrichtung der Lochung in Richtung der Steinhöhe ergibt sich, dass bei Variation der Abstände zur Lagerfuge die Setzposition bzgl. des Lochbildes im Stein unverändert bleibt. Die Veränderung des Abstandes zur Stoßfuge hat hingegen eine Änderung der Dübelposition im Lochbild zur Folge. Die Untersuchungen zum Einfluss des freien Randes sind somit unter Berücksichtigung der Setzposition durchzuführen. Die einzelnen Positionen für die unterschiedlichen Stoßfugenabstände sind in Kapitel 6.2 dargestellt.

## 6.2 Versuchsergebnisse

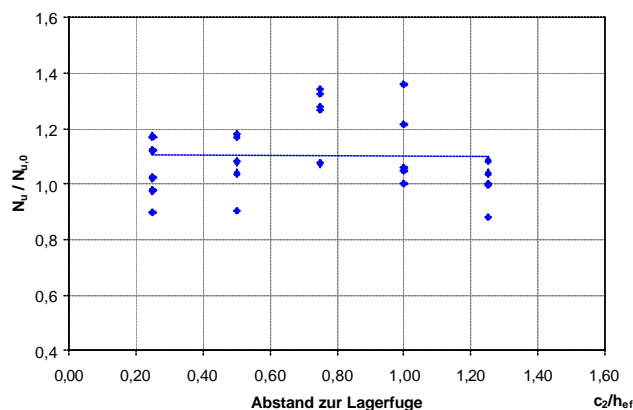
### 6.2.1 Kalksandlochsteine

In Kalksandsteinen ergeben sich durch die Variation des Stoßfugenabstands unterschiedliche Außenstegdicken bzw. Lochpositionen für die Verankerung. In Tabelle 6.1 sind die unterschiedlichen Setzpositionen bei Annäherung an die Stoßfuge sowie alle geprüften Randabstände zusammengefasst. Zur Untersuchung des Einflusses der Lagerfuge wurde Setzposition 4 gewählt.

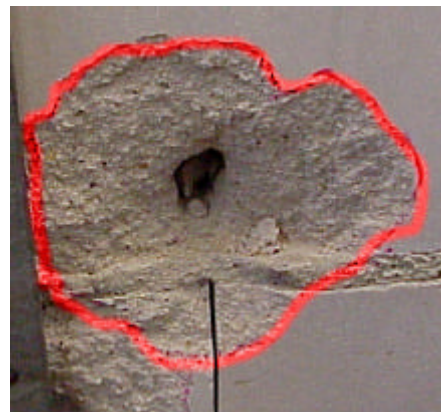
Die auf die mittlere Traglast der Referenzversuche bezogenen Höchstlasten der zentrischen Ausziehversuche mit unterschiedlichen Randabständen zur Lager- und Stoßfuge sind in Bild 6.2 und Bild 6.4 dargestellt. Der Randabstand  $c_1$  bzw.  $c_2$  ist in Abhängigkeit der Verankerungstiefe, die der Siebhülsenlänge entspricht, angegeben. Der Abstand zur vermörtelten Lagerfuge zeigt keinen Einfluss auf die Traglast der Verankerung, die in allen Fällen durch Bildung eines Ausbruchkegels versagte. Der Ausbruch reicht bei kleinen Abständen über die Fuge hinweg in den benachbarten Stein (Bild 6.3). Offensichtlich kann die Last im Mauerwerk über die Mörtelfuge in die Nachbarsteine weitergeleitet werden.

Position	Randabstand $c_1$ zur Stoßfuge	Randabstand $c_2$ zur Lagerfuge	Richtung
1	$0,0 \cdot h_{ef} = 0 \text{ mm}$	120 mm	in unvermörtelte Stoßfuge
2	$0,5 \cdot h_{ef} = 50 \text{ mm}$	120 mm	zur unvermörtelten Stoßfuge
3	$0,75 \cdot h_{ef} = 75 \text{ mm}$		
5	$1,25 \cdot h_{ef} = 125 \text{ mm}$		
6	$1,5 \cdot h_{ef} = 150 \text{ mm}$		
4	115 mm	$0,25 \cdot h_{ef} = 25 \text{ mm}$	zur vermörtelten Lagerfuge
4		$0,5 \cdot h_{ef} = 50 \text{ mm}$	
4		$0,75 \cdot h_{ef} = 75 \text{ mm}$	
4		$1,0 \cdot h_{ef} = 100 \text{ mm}$	
4	115 mm	120 mm	Referenzposition

**Tabelle 6.1:** Untersuchte Randabstände in Kalksandlochsteinen und Positionierung der Einzeldübel im Lochbild des KSL6-1,4-10DF



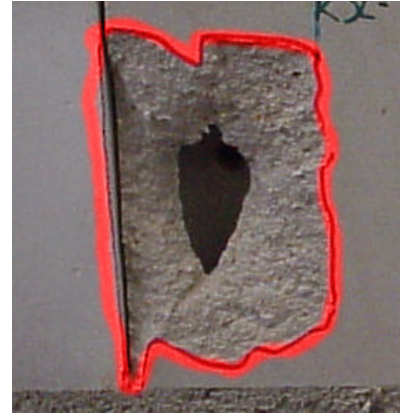
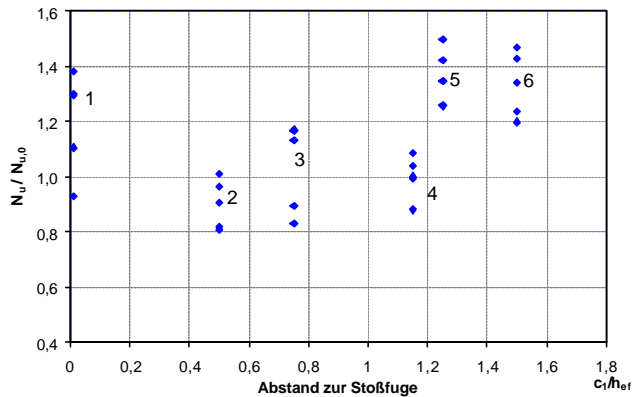
**Bild 6.2:** Versagenslasten von Injektionsdübeln in Kalksandlochsteinen mit Variation des Abstandes  $c_2$  zur vermörtelten Lagerfuge



**Bild 6.3:** Versagensbild von Injektionsdübeln in Kalksandlochsteinen mit Abstand  $c_2 = 25 \text{ mm}$  zur vermörtelten Lagerfuge

Die Höchstlasten bei Variation des Abstandes zur Stoßfuge zeigen eine signifikante Reduzierung der Traglast von Setzposition 5 zu Setzposition 4. Da in beiden Serien die Dübel jedoch durch einen vollständigen Ausbruchkegel versagen, kann diese Lastabminderung nicht auf einen Randeinfluss zurückgeführt werden. Stattdessen kommt es hier zu unterschiedlichen Traglasten infolge der Platzierung im Lochbild des Steins. In Position 5 kann der Dübel über seine gesamte Einbindetiefe einen Verbund mit dem Ankergrund eingehen, so dass dem Dübel ein größerer Steganteil zur Verfügung steht als in Position 4. Ähnliches gilt für die Positionen 1 und 6, bei denen keine Hohlkammer getroffen wird. Hier wurden vergleichbare Lasten wie in Pos. 5 erreicht. Um den Einfluss des Randabstandes aus den Versuchsdaten herauszufiltern, müssen Serien mit ähnlichen Außenstegdicken und Einbindetiefen in den Innensteg verglichen werden. Hierzu werden die Traglasten der Dübel in den Positionen 2, 3 und 5 herangezogen. Vergleicht man diese Datenpunkte in Bild 6.4, so zeigt sich eine Abnahme der Versagenslasten mit abnehmendem Stoßfugenabstand.

Ein weiterer Hinweis darauf, dass die Stoßfuge als freier Rand anzusehen ist, zeigt sich in den Versagensbildern bei Annäherung an die Fuge. Entgegen den Ausbrüchen nahe der Lagerfuge endet der Ausbruchkörper am Steinrand. Die Last kann nicht in den angrenzenden Stein übertragen werden (Bild 6.5).



**Bild 6.4:** Versagenslasten von Injektionsdübeln in Kalksandlochsteinen mit Variation des Abstandes  $c_1$  zur unvermörtelten Stoßfuge

**Bild 6.5:** Versagensbild von Injektionsdübeln in Kalksandlochsteinen mit Abstand  $c_1 = 50\text{mm}$  zur unvermörtelten Stoßfuge

### 6.2.2 Hochlochziegel

Aufgrund des Lochbildes des Hochlochziegels werden für den Dübel die Setzpositionen A und B unterschieden (vgl. Bild 2.8). Die Setzpositionen können in Abhängigkeit des Randabstands zwischen den einzelnen Serien variieren. Es zeigte sich jedoch, dass die Setzposition auf die Höhe der Traglast der verwendeten Dübeltypen keinen Einfluss hatte. Eine Berücksichtigung der Setzposition im Lochbild des Steins ist bei der Bewertung der Versuchsergebnisse somit nicht erforderlich.

In Tabelle 6.2 sind die untersuchten Randabstände zu Stoß- und Lagerfuge von Mauerwerk aus Hochlochziegeln zusammengefasst. Die Randabstände zur Stoßfuge orientierten sich am Raster der Lochung, wodurch sich die unkonventionellen Verhältnisse  $c_1 / h_{ef}$  erklären. Die Einhaltung von alternativen Positionen war nicht möglich, da beim Bohren der Bohrer automatisch in die Kammern läuft.

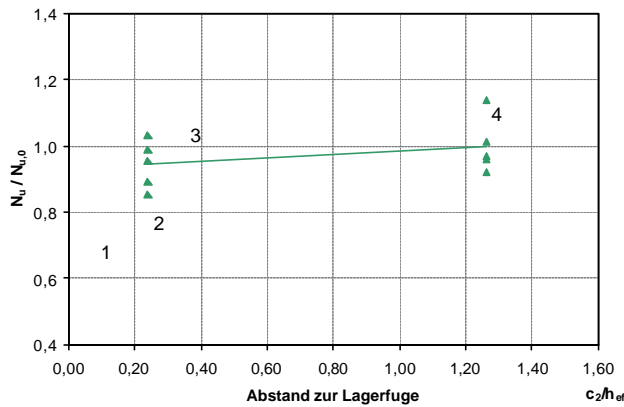
Position	Randabstand $c_1$ zur Stoßfuge	Randabstand $c_2$ zur Lagerfuge	Richtung
1	$0,14 \cdot h_{ef} = 13\text{ mm}$	120 mm	zur unvermörtelten Stoßfuge
2	$0,37 \cdot h_{ef} = 35\text{ mm}$	120 mm	
3	$0,55 \cdot h_{ef} = 52\text{ mm}$	120 mm	
4	200 mm	$0,24 \cdot h_{ef} = 22,5\text{ mm}$	zur vermörtelten Lagerfuge
4	200 mm	120 mm	Referenzposition

**Tabelle 6.2:** Untersuchte Randabstände in Hochlochziegel und Positionierung der Einzeldübel im Lochbild des Hlz12-0,9-16DF

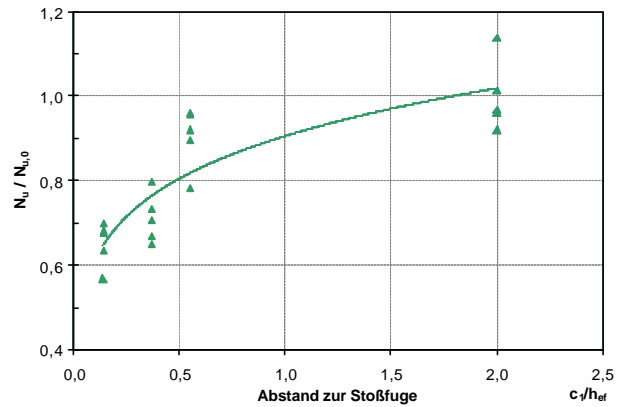
Die auf die mittlere Traglast der Referenzversuche bezogenen Höchstlasten der zentrischen Ausziehversuche mit unterschiedlichen Randabständen zur Lager- und

Stoßfuge sind in Bild 6.6 und Bild 6.7 dargestellt. Der Randabstand  $c_1$  bzw.  $c_2$  ist in Abhängigkeit der Verankerungstiefe, die der Siebhülsenlänge entspricht, angegeben. Die in Bild 6.6 enthaltenen Höchstlasten der beiden Serien mit Variation des Lagerfugenabstands gehören statistisch zu einer Grundgesamtheit. Damit ergibt sich kein signifikanter Einfluss auf die Dübeltraglast

Die Höchstlasten bei Variation des Abstandes zur Stoßfuge hingegen nehmen mit Annäherung an die Stoßfuge ab. Von Position 4 in Steinmitte ausgehend verringern sich die Traglasten der Verankerungen kontinuierlich bis auf ca. 65% bei einem Randabstand von  $0,14 \cdot h_{ef}$ .



**Bild 6.6:** Versagenslasten von Injektionsdübeln in Hochlochziegeln mit Variation des Abstandes  $c_2$  zur vermörtelten Lagerfuge

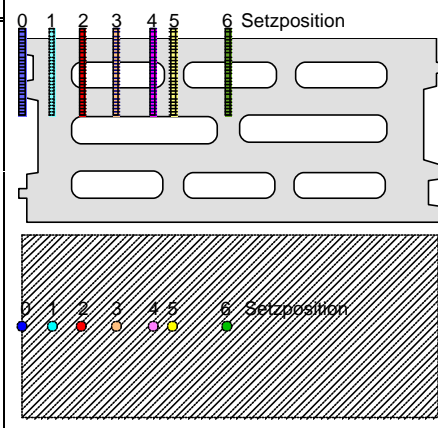


**Bild 6.7:** Versagenslasten von Injektionsdübeln in Hochlochziegeln mit Variation des Abstandes  $c_1$  zur unvermörtelten Stoßfuge

### 6.2.3 Leichtbetonhohlblöcke

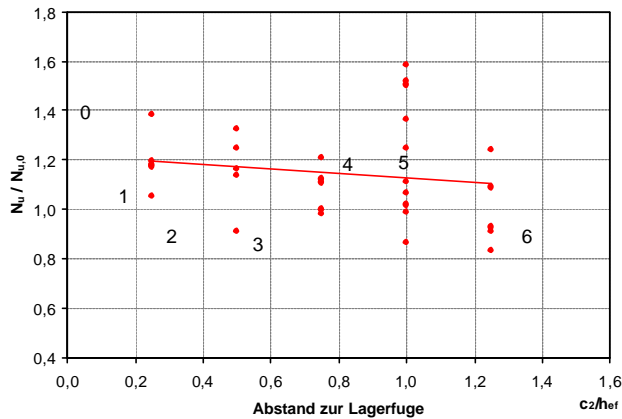
In Leichtbetonhohlblöcke ergeben sich wie beim Kalksandstein durch die Variation des Stoßfugenabstandes unterschiedliche Stegdicken bzw. Lochpositionen. In Tabelle 6.3 sind die unterschiedlichen Setzpositionen sowie die geprüften Randabstände zusammengefasst.

Position	Randabstand $c_1$ zur Stoßfuge	Randabstand $c_2$ zur Lagerfuge	Richtung
0	$0,0 \cdot h_{ef} = 0 \text{ mm}$	120 mm	in unvermörtelter Stoßfuge
1	$0,25 \cdot h_{ef} = 25 \text{ mm}$	120 mm	zur unvermörtelten Stoßfuge
2	$0,5 \cdot h_{ef} = 50 \text{ mm}$	120 mm	
3	$1,0 \cdot h_{ef} = 100 \text{ mm}$	120 mm	
4	$1,5 \cdot h_{ef} = 150 \text{ mm}$	120 mm	
5	$1,8 \cdot h_{ef} = 180 \text{ mm}$	120 mm	
6	250 mm	$0,25 \cdot h_{ef} = 25 \text{ mm}$	zur vermörtelten Lagerfuge
6	250 mm	$0,5 \cdot h_{ef} = 50 \text{ mm}$	
6	250 mm	$0,75 \cdot h_{ef} = 75 \text{ mm}$	
6	250 mm	$1,0 \cdot h_{ef} = 100 \text{ mm}$	
6	250 mm	120 mm	Steinmitte

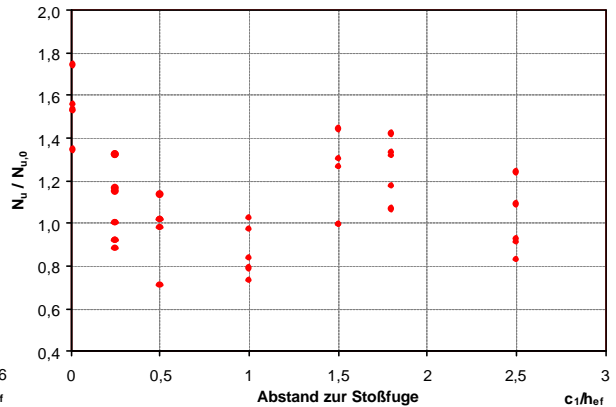


**Tabelle 6.3:** Untersuchte Randabstände in Leichtbetonhohlblöcken und Positionierung der Einzeldübel im Lochbild des 3K Hbl2-0,9-16DF

Die auf die mittlere Traglast der Referenzversuche bezogenen Höchstlasten der zentrischen Ausziehversuche mit unterschiedlichen Randabständen zur Lager- und Stoßfuge sind in Bild 6.8 und Bild 6.9 dargestellt. Der Randabstand  $c_1$  bzw.  $c_2$  ist in Abhängigkeit der Verankerungstiefe, die der Siebhülsenlänge entspricht, angegeben.



**Bild 6.8:** Versagenslasten von Injektionsdübeln in Leichtbetonhohlblöcken mit Variation des Abstandes  $c_2$  zur vermörtelten Lagerfuge



**Bild 6.9:** Versagenslasten von Injektionsdübeln in Leichtbetonhohlblöcken mit Variation des Abstandes  $c_1$  zur unvermörtelten Stoßfuge

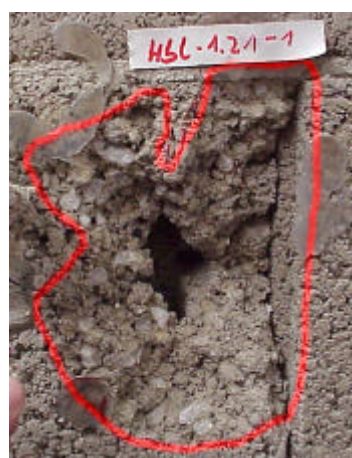
Der Abstand zur vermörtelten Lagerfuge zeigt analog zu den beiden zuvor behandelten Steinarten keinen ungünstigen Einfluss auf die Traglast der Verankerung.

Die Höchstlasten bei Variation des Abstandes zur Stoßfuge in Bild 6.9 zeigen zunächst keinen eindeutigen Zusammenhang zwischen Randabstand und Höhe der Versagenslast. Wie in Kalksandsteinen ist hier zusätzlich die Position des Dübels im Lochbild zu berücksichtigen.

Die Dübel der Serien in den Positionen 3, 4, und 6 versagten durch einen vollständig ausgebildeten Steinausbruch. Erst ab einem Randabstand von  $c_1 = 0,5 \cdot h_{ef}$  wird der Ausbruch durch den Randbereich gestört. Das Versagen in Pos. 5 wurde durch Herausziehen des Dübels mit der Siebhülse hervorgerufen. Die unterschiedlichen Versagensbilder sind in Bild 6.10 dargestellt.



Pos. 3:  $c_1 = 1,0 \cdot h_{ef}$   
Ausbruch ohne Randstörung



Pos. 2:  $c_1 = 0,5 \cdot h_{ef}$   
Ausbruch mit Randstörung

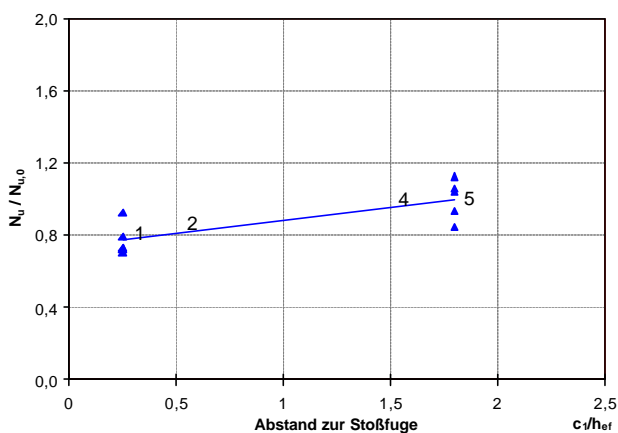


Pos. 5:  $c_1 = 1,8 \cdot h_{ef}$   
Versagen Herausziehen

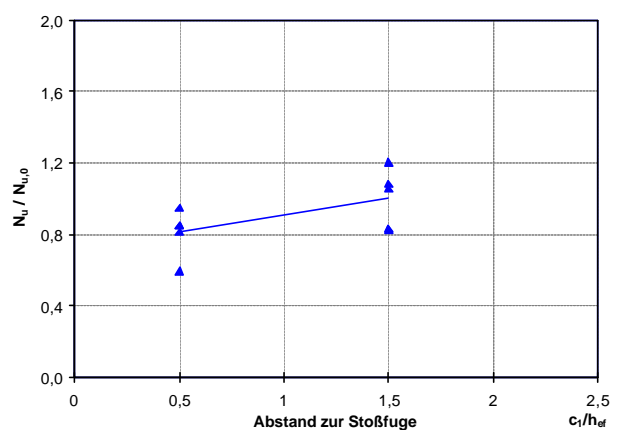
**Bild 6.10:** Versagensbilder von Injektionsdübeln in Leichtbetonhohlblöcken bei Variation des Abstandes  $c_1$  zur unvermörtelten Stoßfuge

Während die Dübel in Pos. 3 und 6 in der Mitte einer Hohlkammer mit einem Außensteg von ca. 30 mm sitzen, befindet sich der Dübel in Pos. 1 und 5 vollständig im Stegbereich und kann somit über die gesamte Verankerungstiefe Last in den Ankergrund einleiten, wodurch die im Vergleich zu Pos. 3 und 6 höheren Traglasten erzielt werden.

Zwischen den Setzstellen 1 und 5 ist wie für die vergleichbaren Positionen 2 und 4 eine Abnahme der Höchstlasten mit Annäherung an die Stoßfuge zu erkennen. Dies wird aus der Darstellung der Versuchsergebnisse in Bild 6.11 und Bild 6.12 ersichtlich. Darin dient Position 5 als Referenzposition für Pos. 1 bzw. Position 4 als Referenzposition für Pos. 2. In beiden Fällen ist eine Abnahme der Höchstlast um ca. 20% von Steinmitte hin zur Stoßfuge zu erkennen.



**Bild 6.11:** Einfluss der Stoßfuge auf die Versagenslast von Injektionsdübeln in Leichtbetonhohlblöcken, Vergleich der Positionen 1 und 5



**Bild 6.12:** Einfluss der Stoßfuge auf die Versagenslast von Injektionsdübeln in Leichtbetonhohlblöcken, Vergleich der Positionen 2 und 4

Es zeigt sich, dass ein Einfluss der Stoßfuge auf die Dübeltraglast vorhanden ist, auch wenn die Beeinflussung teilweise durch das Lochbild des Steins kompensiert wird. Da eine Kompensation nicht allgemein vorausgesetzt werden kann, ist die Stoßfuge als freier Rand zu betrachten, der eine Abminderung der Versagenslasten von Injektionsdübeln zur Folge hat.

### 6.3 Vergleich der Versuchsergebnisse mit bestehenden Bemessungsmodellen für Beton

Für Verankerungen in Beton ist der Einfluss von freien Rändern auf die Ausbruchlast weitgehend bekannt. Mit bestehenden Bemessungsmodellen für Verbunddübel in Beton kann die Abminderung infolge von Bauteilrändern analytisch erfasst werden. Im folgenden wird überprüft, in wie weit bestehende Modelle auf das Tragverhalten von Injektionsdübeln in Mauerwerk übertragbar sind und welche Modifikationen evtl. erforderlich sind.

#### 6.3.1 Beschreibung der Bemessungsmodelle für Verbunddübel in Beton

Im wesentlichen sind in der Literatur drei Bemessungsmodelle zur Erfassung des Randeinflusses zu finden. Sie sind in *Betonkalender (1997)*, *Lehr (2002)* und *CEN (2004)* enthalten. Alle Modelle gehen zunächst von einer Grundgleichung aus, in der die mittlere Traglast  $N_{u,m}^0$  für einen Einzeldübel in der Fläche mit dem Verhältnis der



projizierten Flächen und einem Abminderungsfaktor für den Randeinfluss  $\psi_{s,N}$  nach Gleichung 6.1 multipliziert wird. Die erforderliche Fläche zur Bildung eines vollständigen Ausbruchkörpers  $A_{c,N}^0$  wird darin als Grundfläche einer Pyramide mit der Höhe  $h_{ef}$  und einer Länge der Basisseiten  $2 \cdot c_{cr,N}$  idealisiert. Ab einem Randabstand  $c_{cr,N}$  bildet sich nach dem Modell ein vollständiger Ausbruchkörper aus, ein Randeinfluss ist nicht mehr vorhanden und die Traglast der Verankerung entspricht der in der Fläche. Der Abminderungsfaktor  $\psi_{s,N}$  berücksichtigt die Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustands infolge des Randeinflusses. Er wird allerdings nach *CEN (2004)* für den Nachweis durch Herausziehen bzw. für kombiniertes Versagen (Betonausbruch und Herausziehen) nicht berücksichtigt bzw. gleich eins gesetzt und nur beim Nachweis für Betonausbruch angesetzt.

**Gleichung 6.1:**

$$N_{u,m} = N_{u,m}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N}$$

mit  $N_{u,m}$  = Traglast eines Einzeldübels in der Fläche  
 $A_{c,N}$  = vorhandene projizierte Fläche des Ausbruchkörpers am Bauteilrand  
 $A_{c,N}^0$  =  $(2 \cdot c_{cr,N})^2$   
projizierte Fläche des Betonausbruchkörpers bei vollständiger Ausbildung des Ausbruchkörpers  
 $\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,0$   
Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung des Randeinflusses  
 $c$  = vorhandener Randabstand der Befestigung  
 $c_{cr,N}$  = erforderlicher Randabstand zur Sicherstellung der Ausbildung eines vollständigen Ausbruchs

Die einzelnen Modelle unterscheiden sich durch unterschiedliche Annahmen für den charakteristischen Randabstand  $c_{cr,N}$ , der in die Berechnung der projizierten Flächen und des Beiwerts  $\psi_{s,N}$  eingeht. Im *Betonkalender (1997)* wird für Verbunddübel als Näherung ein charakteristischer Randabstand von  $h_{ef}$  angenommen (Gleichung 6.2). In den Untersuchungen von *Lehr (2002)* zeigte sich eine bessere Übereinstimmung bei Annahme eines charakteristischen Randabstands in Abhängigkeit des Ankerstangendurchmessers  $d$  (Gleichung 6.3). Die neuesten Ergebnisse zum Tragverhalten von Verbunddübeln in Beton weisen auf eine zusätzliche Abhängigkeit des charakteristischen Randabstands von der Verbundfestigkeit des Dübel-systems hin. Dies wurde in *CEN (2004)* durch Gleichung 6.4 berücksichtigt.

**Gleichung 6.2:**  $c_{cr,N} = h_{ef}$  charakteristischer Randabstand nach *Betonkalender (1997)*, mit  $h_{ef}$  = effektiver Verankerungslänge

**Gleichung 6.3:**  $c_{cr,N} = 8 \cdot d$  charakteristischer Randabstand nach *Lehr (2002)*, mit  $d$  = Ankerstangendurchmesser

**Gleichung 6.4:**  $c_{cr,N} = 10 \cdot d \cdot \left( \frac{\tau_{u,m}}{10} \right)^{2/3}$  charakteristischer Randabstand nach *CEN (2004)*, mit  $d$  = Ankerstangendurchmesser und  $\tau_{u,m}$  = Verbundfestigkeit aus Referenzversuchen in der Fläche

### 6.3.2 Erforderliche Modifikationen zur Anwendung der Modelle in Mauerwerk

Die verschiedenen Bemessungsmodelle enthalten vor allem die Parameter Ankerstangendurchmesser  $d$  und effektive Verankerungstiefe  $h_{ef}$ .

Im Modell von *Lehr (2002)* und *CEN (2004)* ist die Abhängigkeit des charakteristischen Randabstands vom Ankerstangendurchmesser damit begründet, dass in zentrischen Ausziehversuchen häufig ein Versagen entlang der Mantelfläche der Ankerstange zu beobachten ist. Bei Injektionsdübeln in Mauerwerk erfolgt das Verbundversagen i.d.R. zwischen Siebhülse und Bohrlochwand. Der Durchmesser der Siebhülse und der Bohrlochdurchmesser sind aneinander angepasst und unterscheiden sich üblicherweise um 1–2 mm. Daher ist es in Anpassung an das Versagensbild bei Verbundversagen von Injektionsdübeln in Mauerwerk sinnvoll, den Ankerstangendurchmesser in Gleichung 6.3 und Gleichung 6.4 durch den Bohrlochdurchmesser zu ersetzen. Da der Siebhülsendurchmesser systemabhängig ist, ist der Bohrlochdurchmesser als Näherung der Mantelfläche bei Verbundversagen ausreichend.

Als weiterer Parameter geht im *Betonkalender (1997)* und in *CEN (2004)* die effektive Verankerungstiefe ein. Im *Betonkalender (1997)* und in *CEN (2004)* entspricht die Verankerungslänge der Verbundlänge des Dübels. Sie geht in die Ermittlung der Verbundfestigkeit entsprechend Kapitel 4.2.1 ein.

Die wirksame Verankerungstiefe  $h'_{ef}$  in Mauersteinen wurde in Kapitel 4.1 definiert. Sie entspricht der Summe aller Stege und Wandungen, die zur Lasteinleitung eines Injektionsdübels über Verbund herangezogen werden können.

Danach kann sowohl im Modell nach *Betonkalender (1997)* als auch nach *CEN (2004)* die effektive Verankerungstiefe  $h_{ef}$  durch die wirksame Verankerungstiefe  $h'_{ef}$  nach Kapitel 4.1 ersetzt werden. Für Auswertungen nach dem *Betonkalender (1997)* wird zusätzlich überprüft, ob die Länge der Siebhülse unabhängig vom Lochbild als effektive Verankerungstiefe eingesetzt werden kann.

Damit ergeben sich für die Anwendung der Modelle auf Injektionsdübel in Mauerwerk folgende Modifikationen für Gleichung 6.1

<b>Gleichung 6.5a:</b>	$c_{cr,N} = h_{ef}$	modifizierter charakteristischer Achsabstand nach <i>Betonkalender (1997)</i> , mit $h_{ef}$ = Siebhülsenlänge
<b>Gleichung 6.5b</b>	$c_{cr,N} = h'_{ef}$	modifizierter charakteristischer Achsabstand nach <i>Betonkalender (1997)</i> , mit $h'_{ef}$ = wirksame Verankerungstiefe nach Kapitel 4.1
<b>Gleichung 6.6:</b>	$c_{cr,N} = 8 \cdot d_B$	modifizierter charakteristischer Achsabstand nach <i>Lehr (2002)</i> , mit $d_B$ = Bohrlochdurchmesser
<b>Gleichung 6.7:</b>	$c_{cr,N} = 10 \cdot d_B \cdot \left( \frac{\tau_{u,m}}{10} \right)^{2/3}$	Modifizierter charakteristischer Achsabstand nach <i>CEN (2004)</i> , mit $d_B$ = Bohrlochdurchmesser und $\tau_{u,m}$ = Verbundfestigkeit aus Referenzversuchen mit weiter Abstützung in der Fläche unter Berücksichtigung der wirksamen Verankerungslänge $h'_{ef}$ nach Kapitel 4.1

Nachfolgend wird überprüft, ob die genannten Modifikationen auf Injektionsdübel in Mauerwerk angewendet werden können. Für den charakteristischen Randabstand nach *Betonkalender (1997)* wird zwischen dem Ansatz von  $h_{ef}$  und  $h'_{ef}$  unterschieden. Für den Ansatz nach *CEN (2004)* erfolgt die Auswertung sowohl mit als auch ohne den Abminderungsfaktor  $\psi_{s,N}$ .

### 6.3.3 Vergleich Versuch – Rechnung

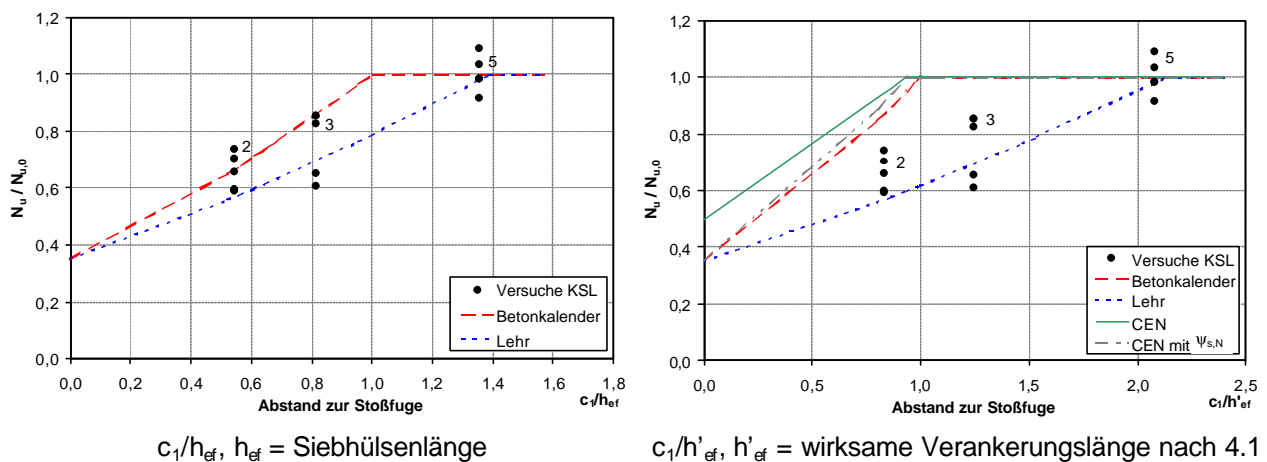
In den folgenden Diagrammen werden die verschiedenen Modellansätze mit den Versuchsdaten verglichen. Es gehen nur die Versuche mit Variation des Abstandes zur Stoßfuge ein, da der Randabstand zur Lagerfuge die Traglast nicht signifikant beeinflusst.

Auf der Abszisse ist für jede Steinart je nach verwendetem Modell das Verhältnis  $c_1 / h_{ef}$  bzw.  $c_1 / h'_{ef}$  aufgetragen. In den Auswertungen wurde die mittlere Traglast  $N_{u,m}^0$  eines Einzeldübels in der Fläche nicht theoretisch berechnet, sondern aus Referenzversuchen in der jeweiligen Steinart bestimmt. Es wird angenommen, dass  $N_{u,m, \text{Versuch}}$  dem Wert  $N_{u,m, \text{Modell}}$  entspricht. Die Versuchsdaten sind auf den Mittelwert der jeweiligen Referenzserie normiert.

Für Kalksandsteine beschränkt sich die Auswertung auf die Versuchsserien in Position 2, 3 und 5 nach Tabelle 6.1, da diese Setzpositionen mit jeweils  $h'_{ef} = 60\text{mm}$  vergleichbare Stegdicken bzw. Lochanteile über die Einbindetiefe aufweisen. Als Referenz wurde die Serie in Position 5 in der Fläche herangezogen, aus der sich eine mittlere Verbundfestigkeit von  $\tau_{u,m} = 2,1\text{N/mm}^2$  ergab. Der Bohrlochdurchmesser  $d_B$  betrug 16mm.

Bild 6.13 zeigt die nach den verschiedenen Ansätzen berechneten bezogenen Traglasten im Vergleich zu den Versuchswerten. Das linke Bild zeigt, dass die Auswertung für einen charakteristischen Randabstand  $c_{cr,N} = h_{ef}$  ( $h_{ef}$  = Siebhülsenlänge) bzw.  $c_{cr,N} = 8 \cdot d_B$  gut mit den Versuchsergebnissen übereinstimmt. Die Annahmen nach *Lehr (2002)* führen prinzipiell zu den größten charakteristischen Randabständen und somit zu den konservativsten rechnerischen Traglasten.

Bei Anwendung von  $c_{cr,N}$  nach *Betonkalender (1997)* bzw. nach *CEN (2004)* in Verbindung mit der wirksamen Verankerungstiefe  $h'_{ef}$  ergeben sich rechnerische Bruchlasten, die höher sind als die Versuchswerte.



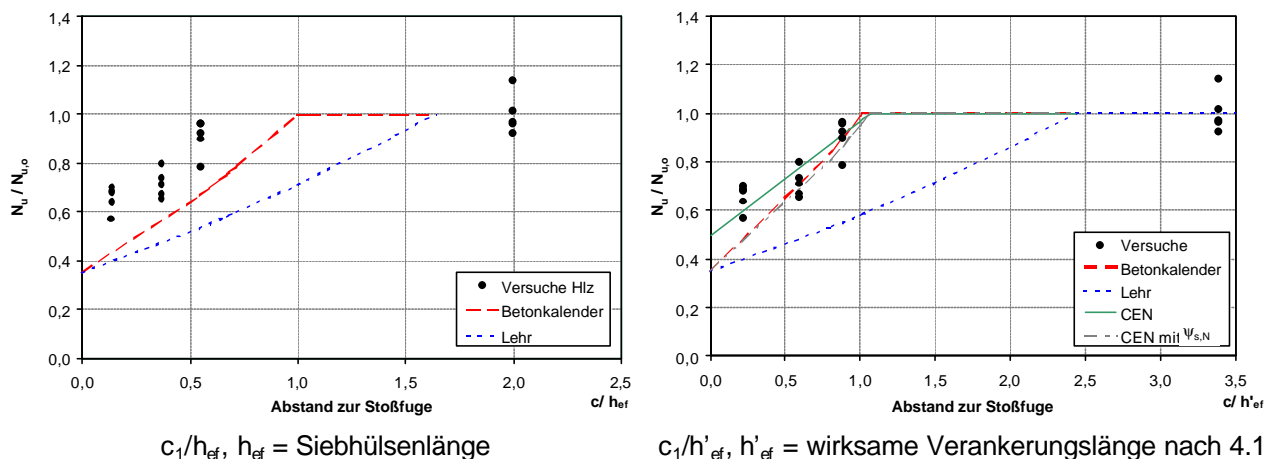
**Bild 6.13:** Vergleich der in Kalksandsteinen gemessenen Bruchlasten mit rechnerischen Traglasten nach verschiedenen Modellen in Abhängigkeit des bezogenen Randabstands zur Stoßfuge; Pos. 2, 3, 5

In Hochlochziegeln können aufgrund des homogenen Lochbildes alle durchgeführten Versuche mit Variation des Randabstands zur Stoßfuge in die Auswertung einbezogen werden. Als Referenzwerte wurde die Serie in der Fläche in Position 4 mit einer wirksamen Verankerungstiefe von ca.  $h'_{ef} = 60\text{mm}$  herangezogen. Daraus wurde ei-

ne mittlere Verbundfestigkeit von  $\tau_{u,m} = 2,1\text{N/mm}^2$  ermittelt. Der Bohrl Lochdurchmesser  $d_B$  betrug 18mm.

Bild 6.14 zeigt die nach den verschiedenen Ansätzen berechneten bezogenen Traglasten im Vergleich zu den Versuchswerten. Daraus geht hervor, dass die Auswertung für einen charakteristischen Randabstand  $c_{cr,N} = h'_{ef}$  nach *Betonkalender (1997)* bzw. nach *CEN (2004)* (Gleichung 6.7) zu einer guten Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen führt. Durch den Ansatz des Abminderungsfaktors  $\psi_{s,N}$  in *CEN (2004)* ergeben sich geringere rechnerische Traglasten, wodurch das Verfahren sicherer wird. In diesem Fall stimmen *CEN (2004)* und *Betonkalender (1997)* nahezu überein. Analog zu Kalksandsteinen ergeben sich mit Gleichung 6.6 nach *Lehr (2002)* die größten charakteristischen Randabständen, wodurch die tatsächlichen Versagenslasten unterschätzt werden.

Aufgrund der geringen Verbundfestigkeit ( $\tau_{u,m} = 2,1\text{N/mm}^2$ ) ergeben sich nach *CEN (2004)* im Vergleich zu *Lehr (2002)* geringere charakteristische Randabstände. Die Verbundfestigkeit entspricht infolge des Versagens durch Steinausbruch in den Referenzversuchen nicht der tatsächlichen Verbundfestigkeit, die durch den Injektionsmörtel übertragen werden kann, sondern einer infolge des Ausbruchs begrenzten Verbundspannung.



**Bild 6.14:** Vergleich der in Hochlochziegeln gemessenen Bruchlasten mit rechnerischen Traglasten nach verschiedenen Modellen in Abhängigkeit des bezogenen Randabstands zur Stoßfuge

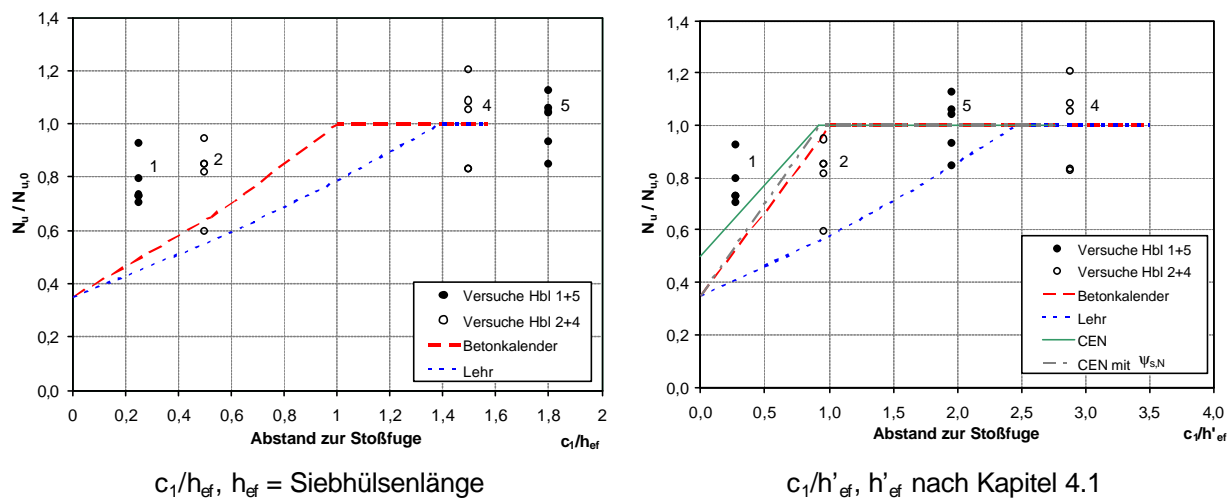
Ein Vergleich der unterschiedlichen Modellannahmen mit den Versuchsergebnissen in Leichtbetonhohlblöcken ist in Bild 6.15 dargestellt. Die Auswertung erfolgt durch den Vergleich der Serie in Position 1 bezogen auf Position 5 im Vollmaterial ( $h'_{ef} = 92\text{mm}$ ) und der Serie in Position 2 bezogen auf Position 4 am Kammerrand ( $h'_{ef} = 52\text{mm}$ ) nach Tabelle 6.3.

Die mittlere Verbundfestigkeit wurde mit  $\tau_{u,m} = 1,6\text{N/mm}^2$  angesetzt und ist als eine durch Steinausbruch begrenzte Verbundfestigkeit anzusehen. Der Bohrl Lochdurchmesser  $d_B$  betrug 16mm.

Die Ansätze für einen charakteristischen Randabstand  $c_{cr,N} = h_{ef}$  ( $h_{ef} = \text{Siebhülsenlänge}$ ) bzw.  $c_{cr,N} = 8 \cdot d_B$  unterschätzen die Dübeltraglast. Die Annahme für  $c_{cr,N}$  nach *Lehr (2002)* führt wie bereits bei den vorangegangenen Steinarten zu den konservativsten charakteristischen Randabständen.

Die Auswertungen für  $c_{cr,N}$  in Verbindung mit der wirksamen Verankerungstiefe  $h'_{ef}$  nach *Betonkalender (1997)* bzw. nach *CEN (2004)* ergeben im Vergleich zu den Ver-

suchsergebnissen eine gute Mittelung zwischen den beiden Serienpaaren. Wie in Hochlochziegeln stimmen die Auswertungen nach *Betonkalender (1997)* mit  $h'_{ef}$  und nach *CEN (2004)* mit  $\psi_{s,N}$  nahezu überein.



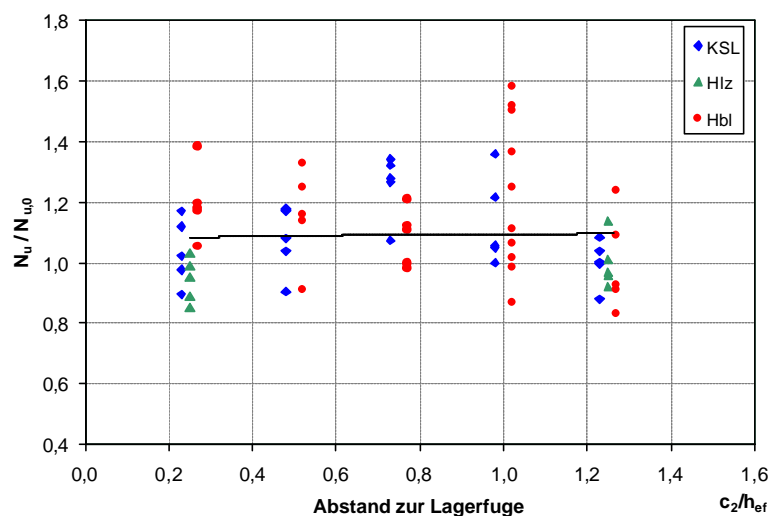
$c_1/h_{ef}$ ,  $h_{ef}$  = Siebhüslenlänge

$c_1/h'_{ef}$ ,  $h'_{ef}$  nach Kapitel 4.1

**Bild 6.15:** Vergleich der in Leichtbetonhohlblöcken gemessenen Bruchlasten mit rechnerischen Traglasten nach verschiedenen Modellen in Abhängigkeit des bezogenen Randabstands zur Stoßfuge; Pos. 1, 5 und Pos. 2, 4

## 6.4 Zusammenfassung

Zur Untersuchung des Einflusses von Lagerfugen und Stoßfugen auf die Dübeltraglast wurden Versuche in Kalksandsteinen, Hochlochziegeln und Leichtbetonhohlblöcken durchgeführt. Die Versuchsergebnisse zeigen, dass eine vermörtelte Lagerfuge die Höchstlasten von Injektionsdübeln nicht wesentlich beeinflusst. Die Fuge ist in der Lage, die durch den Dübel in das Mauerwerk eingeleitete Last in umliegende Steine zu übertragen. Dies geht aus Bild 6.16 hervor, in dem alle Versuchsdaten mit Variation des Abstands zur Lagerfuge zusammengefasst dargestellt sind. Die Referenzserie wurde für alle Steinarten auf halber Steinhöhe mit einem Lagerfugenabstand  $c_2/h_{ef} = 1,25$  durchgeführt.



**Bild 6.16:** Zusammenfassung der Versuchsergebnisse mit Variation des Abstandes zur Lagerfuge

Im Gegensatz hierzu werden durch einen geringeren Abstand zur Stoßfuge die Traglasten in allen Steinarten reduziert. Der Einfluss der Stoßfuge wurde besonders in Hochlochziegeln deutlich, in denen das über den Stein homogene Lochbild keine zusätzliche Berücksichtigung der Dübelsetzposition im Lochbild erforderlich macht. In den beiden anderen Steinarten überlagerte sich die Reduzierung der Traglast mit Annäherung an den freien Rand durch die Änderung des Lochbilds, wodurch der ungünstige Einfluss der Fuge zumindest teilweise kompensiert wurde. Bei Betrachtung vergleichbarer Setzpositionen ist jedoch auch für Kalksandsteine und Leichtbetonhohlblöcke eine Abnahme der Höchstlasten bei Annäherung an die Stoßfuge zu erkennen.

Der Einfluss des freien Randes kann nach Kapitel 6.3.3 analytisch erfasst werden. Einen Vergleich der verschiedenen Modellannahmen ermöglicht Tabelle 6.4. Darin sind die Mittelwerte und Variationskoeffizienten der Verhältniswerte von  $N_{u,Versuch}$  zu  $N_{u,Rechnung}$  getrennt nach den einzelnen Steinarten und den unterschiedlichen Modellen zusammengefasst.

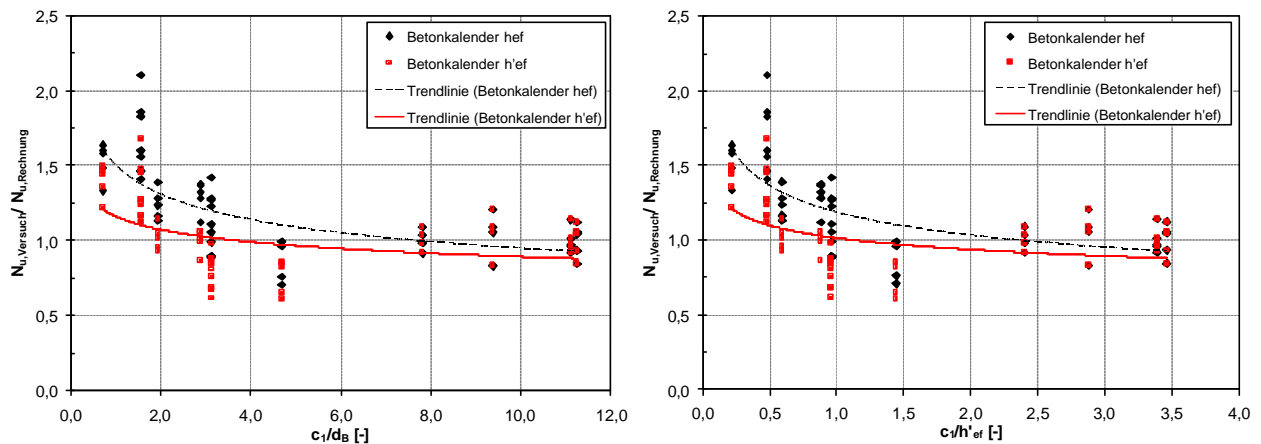
Die Variationskoeffizienten liegen bei Betrachtung aller Steinarten zwischen ca. 18% und 27,6%. Für  $c_{cr,N}$  nach Gleichung 6.5b (Bezug auf  $h'_{ef}$ ) und nach Gleichung 6.7 ergeben sich im Mittel eine gute Übereinstimmung zwischen den berechneten und den in Laborversuchen erhaltenen Traglasten. Die Auswertung nach CEN (2004) ergibt den niedrigsten Variationskoeffizienten. Die Versuchsergebnisse werden jedoch um ca. 5% überschätzt. Wird zusätzlich der Abminderungsfaktor  $\psi_{s,N}$  angesetzt, erhöht sich die Streuung auf 24%, der Mittelwert von  $N_{u,Versuch} / N_{u,Rechnung}$  liegt hingegen bei 1,01. Bei Ansatz des Modells nach Lehr (2002) sind die tatsächlichen Traglasten im Mittel ca. 30% höher als die analytisch bestimmten. Die Annahme  $c_{cr,N} = 8 \cdot d$  ist für die gewählten Anwendungsfälle sehr konservativ. Wird Gleichung 6.5a nach Betonkalender (1997) als charakteristischer Randabstand eingesetzt, ergeben sich im Vergleich zu Gleichung 6.5b definitionsgemäß größere Werte für  $c_{cr,N}$  und damit geringere rechnerische Traglasten. Sie liegen ca. 20% über den Versuchsergebnissen.

Die größten Streuungen ergaben sich für Leichtbetonhohlblöcke, die geringsten für Kalksandlochsteine. Dies begründet sich mit den bereits in den Versuchsserien erhaltenen Variationskoeffizienten, die in Hbl für die einzelnen Versuchserien bis ca. 16% und für KSL bis ca. 10% betragen.

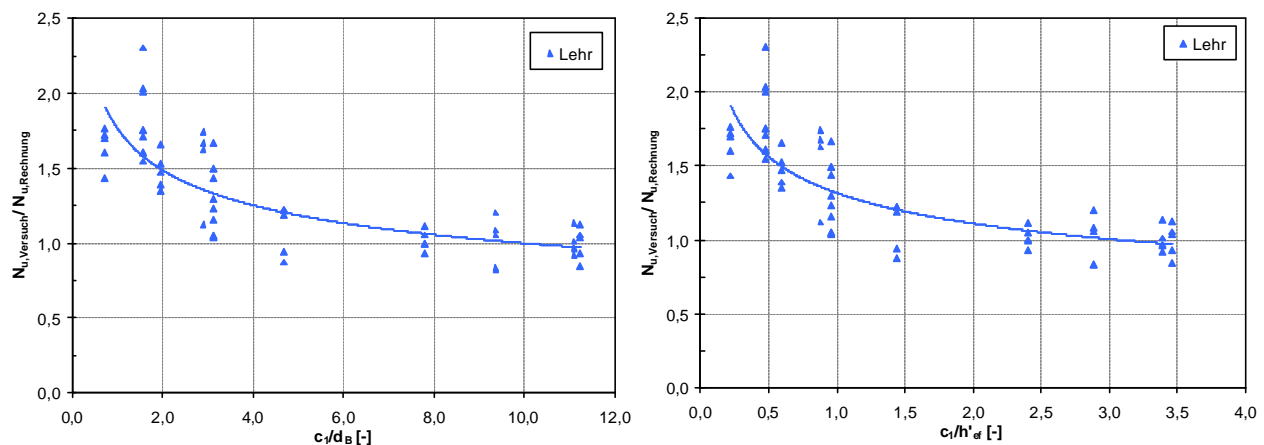
		Anzahl der Versuche n	Betonkalender (1997)		Lehr (2002)	CEN (2004)	CEN (2004) mit $\psi_{s,N}$
			$c_{cr,N} = h_{ef}$	$c_{cr,N} = h'_{ef}$	$c_{cr,N} = 8 \cdot d_B$	$c_{cr,N} = 10 \cdot d_B \cdot (\tau_{u,m}/10)^{2/3}$	
Hlz	Mittel	20	1,27	1,10	1,43	1,00	1,12
	Var.-koeff.		17,0%	17,5%	21,1%	9,7%	17,9%
KS L	Mittel	15	0,96	0,84	1,09	0,82	0,82
	Var.-koeff.		11,6%	17,3%	11,8%	19,4%	18,5%
Hbl	Mittel	20	1,31	1,10	1,42	1,01	1,08
	Var.-koeff.		29,1%	24,4%	32,0%	18,3%	23,4%
alle	Mittel	55	1,21	1,03	1,34	0,95	1,01
	Var.-koeff.		26,0%	23,6%	27,6%	17,9%	24,0%

**Tabelle 6.4:** Vergleich von  $N_{u,Versuch} / N_{u,Rechnung}$  für verschiedene Modellannahmen; Angabe des Mittelwertes und des Variationskoeffizienten über alle durchgeführten Versuche in Hochlochziegeln, Kalksandsteinen und Leichtbetonsteinen

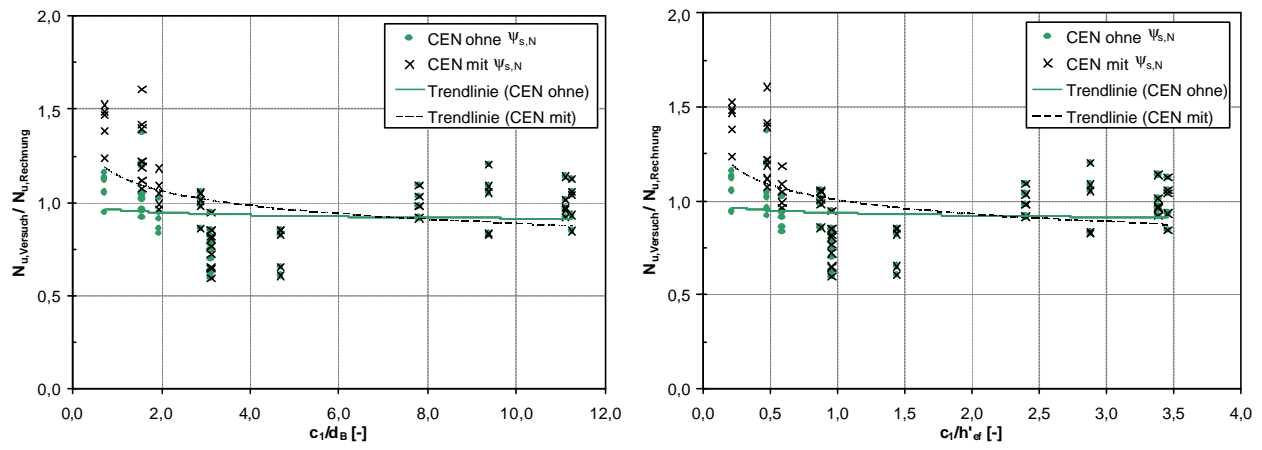
In Bild 6.17 bis Bild 6.19 ist das Verhältnis  $N_{u, \text{Versuch}} / N_{u, \text{Rechnung}}$  für die unterschiedlichen Modelle über die bezogenen Parameter  $c_1/d_B$  bzw.  $c_1/h'_{ef}$  über alle Steinarten dargestellt. Sie zeigen, dass das Modell nach *Betonkalender (1997)* mit  $h_{ef} = \text{Siebhülsenlänge}$  bzw. nach *Lehr (2002)* bei geringen Randabständen sehr konservativ ist. Die Modelle nach *Betonkalender (1997)* mit Ansatz der wirksamen Verankerungstiefe  $h'_{ef}$  sowie nach *CEN (2004)* bei Berücksichtigung des Abminderungsfaktor  $\psi_{s,N}$  sind bei kleinen Randabstände zwar konservativ, jedoch ist die Anpassung an die der gemessenen Traglasten akzeptabel. Das Modell nach *CEN (2004)* ohne Berücksichtigung des Faktor  $\psi_{s,N}$  beschreibt die Versuchsergebnisse abhängig vom Randabstand gut.



**Bild 6.17:** Verhältnis  $N_{u, \text{Versuch}}$  zu  $N_{u, \text{Rechnung}}$  über alle Steinarten unter Annahme eines charakteristischen Randabstands nach Gleichung 6.5 über  $c_1/d_B$  bzw.  $c_1/h'_{ef}$



**Bild 6.18:** Verhältnis  $N_{u, \text{Versuch}}$  zu  $N_{u, \text{Rechnung}}$  über alle Steinarten unter Annahme eines charakteristischen Randabstands nach Gleichung 6.6 über  $c_1/d_B$  und über  $c_1/h'_{ef}$



**Bild 6.19:** Verhältnis  $N_{u,versuch}$  zu  $N_{u,rechnung}$  über alle Steinarten unter Annahme eines charakteristischen Randabstands nach Gleichung 6.7 über  $c_1/d_B$  und über  $c_1/h'_{ef}$



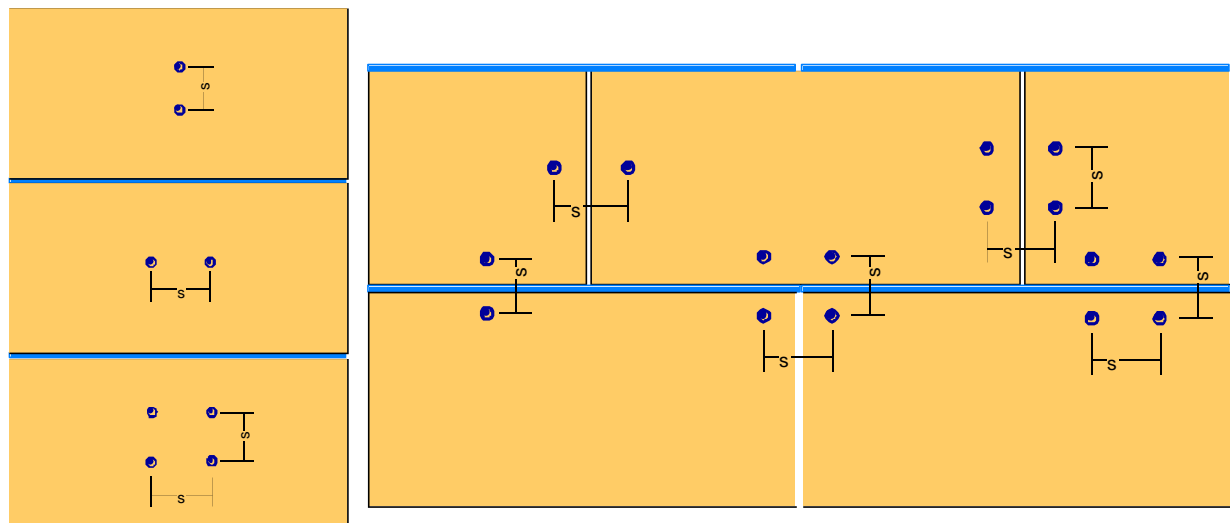
## 7 Dübelgruppen

Das Tragverhalten von Dübelgruppen wurde an Wänden aus Kalksandsteinen KSL6-1,4-10 DF, Hochlochziegeln Hlz12-0,9-16 DF und Leichtbetonhohlblöcken 3K Hbl2-0,8-16 DF untersucht. Zur Überprüfung des Einflusses von Achsabständen bei Dübelgruppen in Vollsteinen wurden Versuche in Kalksandplanelementen durchgeführt. Es wurden Gruppen mit zwei und vier Dübeln mit unterschiedlichen Achsabständen in verschiedenen Setzpositionen geprüft. Die Versuchsdurchführung und die Ergebnisse der Versuche in Lochsteinwänden sind in *Stern (2002)* und *Schillinger (2003)* ausführlich beschrieben. Die Abmessungen der unterschiedlichen Steintypen können Anhang A entnommen werden. Eine Zusammenfassung der wichtigsten Versuchdaten enthalten **Anhang C 7**, **Anhang C 9** und **Anhang C 12**.

### 7.1 Versuchsdurchführung

Zur Durchführung der Versuche in Lochsteinen wurden Wände wie in Kapitel 6.1 beschrieben verwendet. Die Lagerfugen waren in den Kalksandlochsteinwänden und den Leichtbetonhohlblockwänden mit einem Mörtel der Klasse IIa und in den Hochlochziegelwänden mit einem Mörtel der Klasse III vermörtelt. Die Stoßfugen blieben unvermörtelt. Weiterhin wurden Versuche in Kalksandplanelementen mit den Abmessungen  $l \times b \times h = 990\text{mm} \times 623\text{mm} \times 300\text{mm}$  durchgeführt.

Die Dübel wurden in den Lochsteinwänden horizontal gesetzt und die Bohrlöcher im Drehgang erstellt. Die zentrischen Ausziehversuche erfolgten nach Kapitel 5.2 mit einem Versuchsaufbau nach Bild 5.3. In den Vollsteinelementen erfolgte der Setzvorgang vertikal nach unten, gebohrt wurde im Hammergang. Die zentrischen Ausziehversuche erfolgten nach Kapitel 5.2 mit einem Versuchsaufbau nach Bild 5.1. Die Platzierungen der Verankerungen im Mauerwerk sind schematisch in Bild 7.1 dargestellt.



Platzierung in Steinmitte

Lage von Gruppen mit zwei und vier Dübeln über Lager- und Stoßfugen

**Bild 7.1:** Platzierung der Befestigungen in Mauerwänden zur Untersuchung des Einflusses von Dübelgruppen

Die Achsabstände der Zweiergruppen betragen 50mm, 100mm, 150mm und 200mm. Die Dübel wurden von der Steinmitte aus in Richtung Steinhöhe und Steinbreite sowie über die Lager- oder Stoßfuge gesetzt.

Bei Vierfachbefestigungen betrug der Achsabstand 50mm, 100mm und 150mm. Als Setzpositionen wurden die Steinmitte, über die Stoß- oder Lagerfuge und eine Position über beide Fugenarten gewählt. Der Einfluss der Fugen auf die Bruchlast wurde durch zentrische Ausziehversuche mit Einzeldübeln überprüft, deren Ergebnisse in Kapitel 6 enthalten sind.

## 7.2 Versuchsergebnisse

### 7.2.1 Kalksandlochsteine

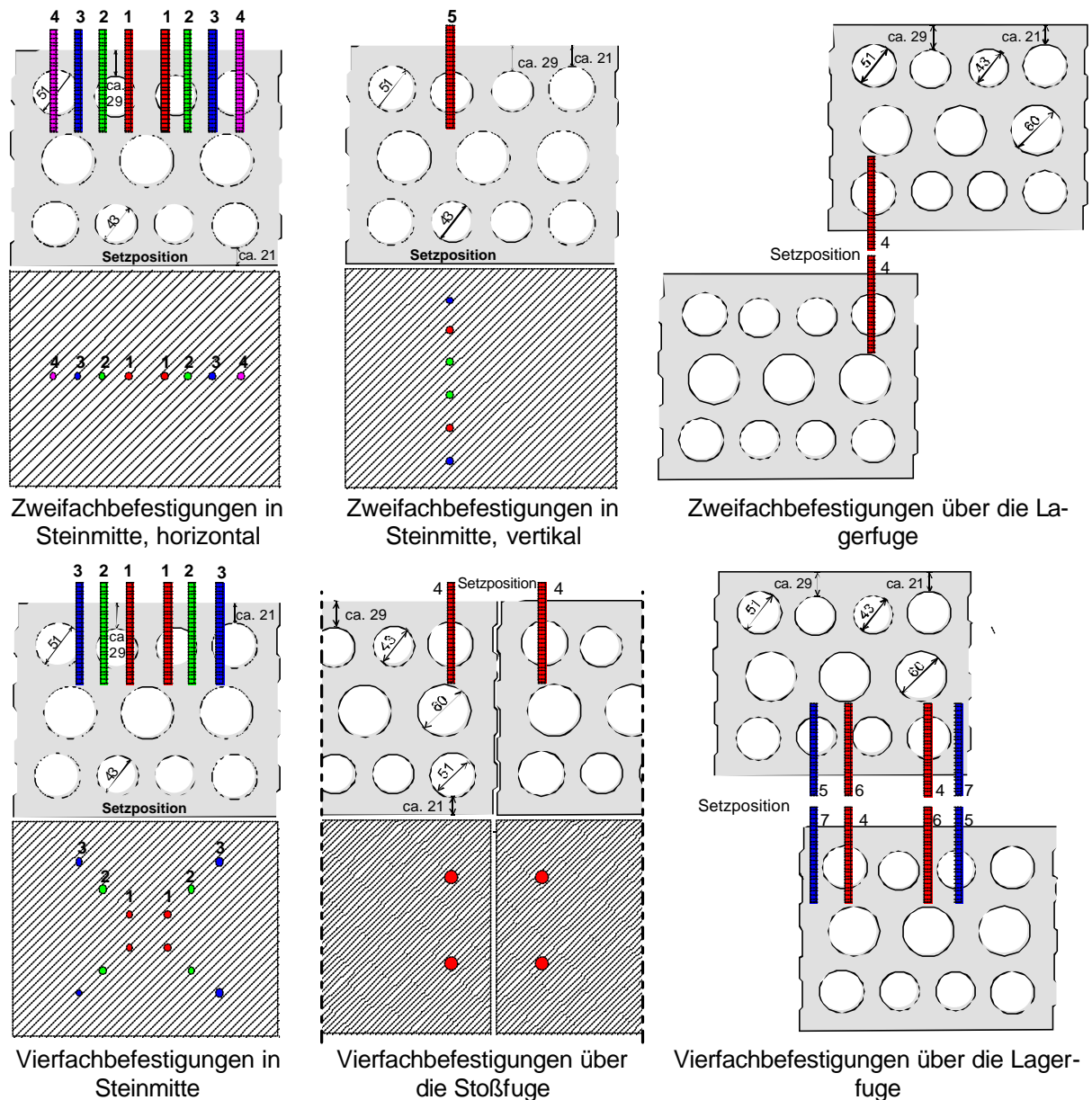
Die Versuche zum Tragverhalten von Dübelgruppen in Kalksandlochsteinen wurden mit Dübeltyp 11 in KSL6-1,2-10DF mit einem Lochbild nach Anhang A12 durchgeführt.

Durch die Vorgabe bestimmter Achsabstände können sich unterschiedliche Setzpositionen mit verschiedenen Außenstegdicken und Lochpositionen innerhalb einer Dübelgruppe bzw. von Serie zu Serie ergeben. In Tabelle 7.1 sind die durchgeführten Versuche zusammengefasst. Die sich im Lochbild des Steins ergebenden Setzpositionen sind in Bild 7.2 dargestellt. Als Referenzversuche wurden zentrische Ausziehversuche mit Einzeldübeln nach Kapitel 6 in den unterschiedlichen Setzpositionen durchgeführt, wodurch der Einfluss der Setzposition quantifiziert wurde.

Zweifachbefestigungen			Vierfachbefestigungen		
Position	Achsabstand s	Lage der Gruppe	Position	Achsabstand s	Lage der Gruppe
Referenz: Einzeldübel in Setzposition 5					
1	$0,5 \cdot h_{ef} = 50 \text{ mm}$	horizontal in Steinmitte	1	$0,5 \cdot h_{ef} = 50 \text{ mm}$	in Steinmitte
2	$1,0 \cdot h_{ef} = 100 \text{ mm}$		2	$1,0 \cdot h_{ef} = 100 \text{ mm}$	
3	$1,5 \cdot h_{ef} = 150 \text{ mm}$		3	$1,5 \cdot h_{ef} = 150 \text{ mm}$	
4	$2,0 \cdot h_{ef} = 200 \text{ mm}$		5+7	$1,5 \cdot h_{ef} = 150 \text{ mm}$	
5	$0,5 \cdot h_{ef} = 50 \text{ mm}$	vertikal in Stein- mitte	4+6	$1,0 \cdot h_{ef} = 100 \text{ mm}$	über vermörtelte Lagerfuge
5	$1,0 \cdot h_{ef} = 100 \text{ mm}$		4	$1,0 \cdot h_{ef} = 100 \text{ mm}$	über unvermörtelte Stoßfuge
5	$1,5 \cdot h_{ef} = 150 \text{ mm}$				
4	$0,5 \cdot h_{ef} = 50 \text{ mm}$	vertikal über La- gerfuge			
4	$1,0 \cdot h_{ef} = 100 \text{ mm}$				
4	$1,0 \cdot h_{ef} = 100 \text{ mm}$	horizontal über Stoßfuge			

**Tabelle 7.1:** Untersuchte Achsabstände in Kalksandlochsteinen

Als übergeordneter Referenzwert wird die Serie in Position 5 in halber Steinhöhe festgelegt (vgl. Bild 7.2). Im Vergleich der Versuchsergebnisse mit bestehenden Bemessungsmodellen ist es hinsichtlich der Erstellung eines für Mauerwerk gültigen Bemessungskonzepts erforderlich, eine Bezugsgröße  $N_{um}^0$  festzulegen, die für den größten Teil der Anwendungsfälle auf der sicheren Seite liegt. Für die Referenzserie ist daher die Setzposition zu wählen, an der die geringsten Traglasten zu erwarten sind. Diese ergeben sich dort, wo dem Dübel nur wenig Ankergrundmaterial zur Lasteinleitung zur Verfügung steht. In Kapitel 6.2.1 erwies sich Setzposition 5 im KSL6-1,2-10DF als ungünstigste Setzstelle bzgl. der Traglasten.



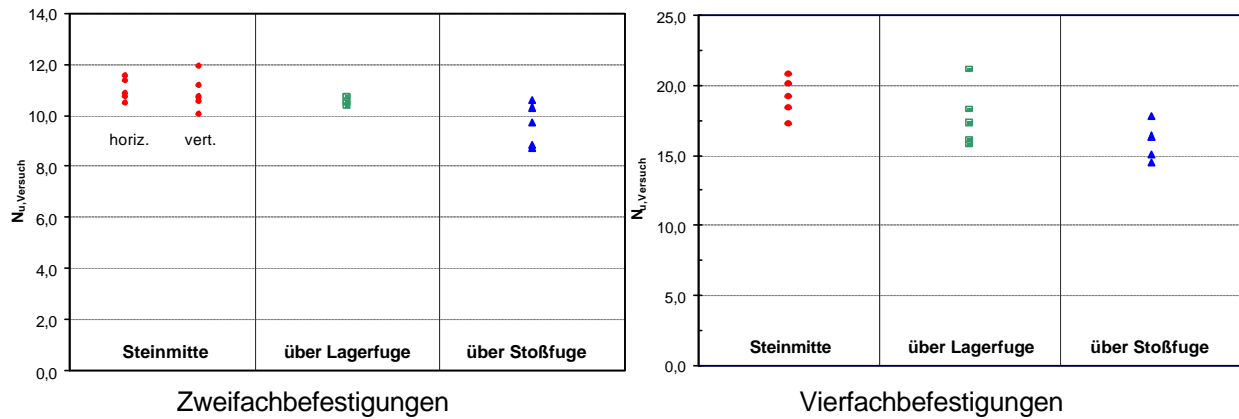
**Bild 7.2:** Setzpositionen in den durchgeführten Versuchen zur Untersuchung des Einflusses von Achsabständen bei Dübelgruppen in Mauerwänden aus Kalksandlochsteinen

Zunächst wird der Einfluss der Lage einer Gruppenbefestigung im Mauerwerk auf die Traglast überprüft. Dazu sind in Bild 7.3 für einen Achsabstand von 100mm die Bruchlasten der Versuchsserien mit Zweier- und Vierergruppen in Steinmitte, über die Lagerfuge und über die Stoßfuge nebeneinander dargestellt.

Die Zweifachbefestigungen in Steinmitte und mit Anordnung über die Fugen weisen s ähnliche Setzpositionen im Lochbild auf. Während die Traglasten der Gruppen in Steinmitte bzw. über die Lagerfuge zu einer Grundgesamtheit gehören, sind die Traglasten bei Anordnung über die Stoßfuge statistisch signifikant kleiner. Dies wurde mittels t-Test überprüft. Die Abnahme der Traglast lässt sich mit dem zusätzlichen Einfluss der Stoßfuge als freien Rand erklären (siehe Kapitel 6).

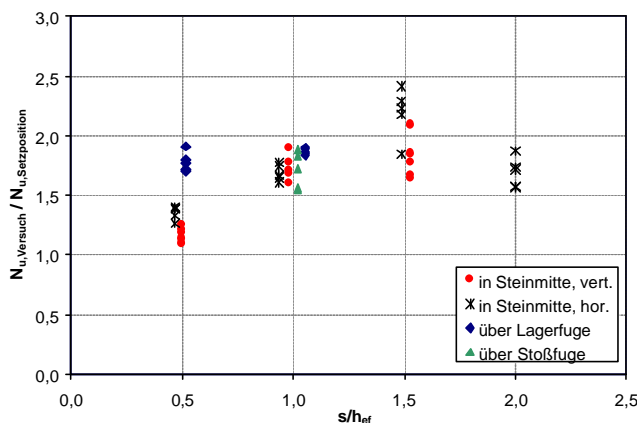
Bei Vierfachbefestigungen ergeben sich bei Anordnung über die Stoß- und Lagerfugen ähnliche Setzpositionen (Pos. 4) im Lochbild. Die Lage in Steinmitte ist etwas günstiger, da ein größerer Steganteil zur Lasteinleitung zur Verfügung steht (Pos. 2).

Dennoch gehören die gemessenen Bruchlasten der Versuche in Steinmitte und über die Lagerfuge statistisch zu einer Grundgesamtheit. Die Taglasten der Gruppen bei Anordnung der Dübel über die Stoßfuge sind im Vergleich zur Serie in Steinmitte hingegen signifikant kleiner. Dies ist auf den Randeinfluss zurückzuführen.

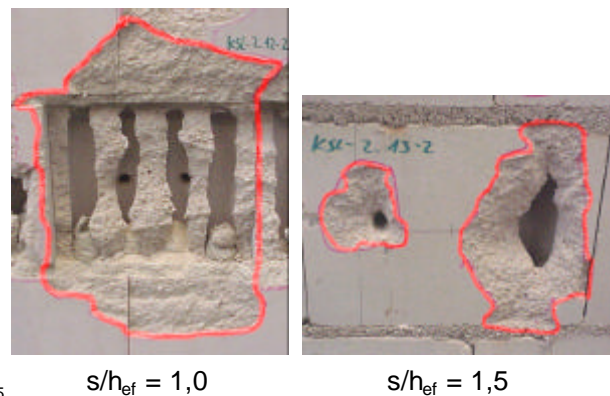


**Bild 7.3:** Versagenslasten von Zwei- und Vierfachbefestigungen mit einem Achsabstand  $s = 100\text{mm}$  mit Injektionsdübeln in Kalksandlochsteinen in verschiedenen Lagen im Mauerwerk

In Bild 7.4 und Bild 7.6 sind die auf den Mittelwert der Referenzversuche normierten Versagenslasten für verschiedene Achsabstände  $s/h_{ef}$  ( $h_{ef}$  = Siebhüslenlänge) von Gruppen mit 2 und 4 Dübeln dargestellt. Die Setzposition der Einzeldübel der Gruppe wurde durch Normierung der Versuchsdaten auf die mittlere Traglast eines Einzeldübel in der entsprechenden Setzposition berücksichtigt. Dadurch wird der Einfluss der Setzposition eliminiert.



**Bild 7.4:** Einfluss des Achsabstands auf die Versagenslast von Zweifachbefestigungen mit Injektionsdübeln in Kalksandlochsteinen



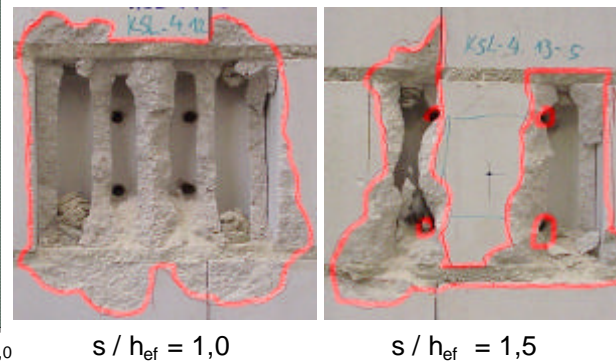
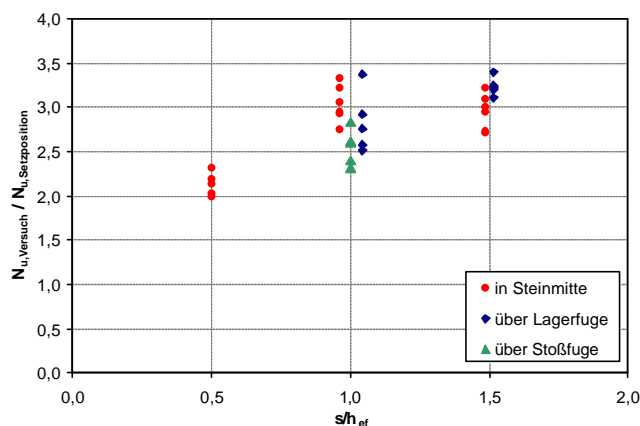
**Bild 7.5:** Versagensbilder von horizontalen Zweifachbefestigungen mit einem Achsabstand von  $s/h_{ef} = 1,0$  und  $s/h_{ef} = 1,5$

Mit Abnahme der Achsabstände werden auch die Traglasten der Zweiergruppen kleiner. Während die Bruchlasten der Versuche über die Lagerfuge für  $s/h_{ef} = 0,5$  unabhängig vom Achsabstand sind, ist in den Versuchen in vertikaler und horizontaler Lage eine deutliche Lastabnahme bei kleinen Achsabständen zu erkennen. Bei  $s/h_{ef} = 1,5$  wird ca. die zweifache Traglast eines Einzeldübel erreicht. Im Versagensbild dieser Zweifachbefestigungen ergibt sich nicht wie in den beiden Serien mit kleineren Achsabständen ein gemeinsamer Steinausbruch, sondern es ent-

stehen zwei getrennte Ausbruchkörper. Ein Vergleich der Versagensbilder ist beispielhaft in Bild 7.5 dargestellt.

Bei weiterer Vergrößerung des Achsabstands in horizontaler Richtung auf  $s/h_{ef} = 2,0$  liegen die Versagenslasten etwas unterhalb des 2-fachen Wertes eines Einzeldübels. Hier beeinflussen sich jedoch nicht die Dübel untereinander, sondern es handelt sich vielmehr um zwei randnahe Einzeldübel. Der Abstand zur unvermörtelte Stoßfuge beträgt für  $s/h_{ef} = 2,0$  ca.  $c/h_{ef} = 0,5$ .

Vierfachbefestigungen weisen bei kleinen Achsabständen analog zu Zweiergruppen eine Traglastabminderung auf (Bild 7.6). Dies zeigt ein Vergleich der Bruchlasten der Dübel aus den Serien  $s/h_{ef} = 0,5$  und  $s/h_{ef} = 1,0$ . Bei  $s/h_{ef} = 1,0$  wurde ein gemeinsamer Ausbruch beobachtet (Bild 7.7). Dies zeigt, dass sich die Dübel gegenseitig beeinflussen und daher nicht die vierfache Traglast eines Einzeldübels übertragen können. Vergrößert man den Achsabstand auf  $s/h_{ef} = 1,5$ , erhöht sich die Traglast der Vierergruppe jedoch nicht weiter. Eine Begründung hierfür kann aus dem Versagensbild (Bild 7.7) abgeleitet werden. Offensichtlich beeinflussen sich die Dübel bei  $s/h_{ef} = 1,5$  in horizontale Richtung nicht mehr, in vertikaler Richtung, die auch der Richtung der Steinlochung entspricht, verbinden sich die Ausbruchkörper der beiden übereinander liegenden Dübel. Der freie Rand in Form der unvermörtelte Stoßfuge kommt als lastmindernder Einfluss auf die beiden nun als zwei Zweiergruppen zu betrachtenden Befestigungen hinzu.



**Bild 7.6:** Einfluss des Achsabstands auf die Versagenslast von Vierfachbefestigungen mit Injektionsdübeln in Kalksandlochsteinen

**Bild 7.7:** Versagensbilder von Vierfachbefestigungen mit einem Achsabstand von  $s/h_{ef} = 1,0$  und  $s/h_{ef} = 1,5$

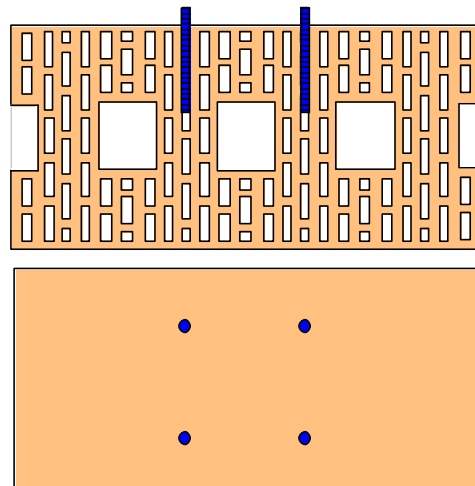
## 7.2.2 Hochlochziegel

Die Versuche zum Tragverhalten von Dübelgruppen in Hochlochziegeln wurden mit Dübeltyp 9 in Hlz12-0,9-16DF mit einem Lochbild nach Anhang A19 durchgeführt. Eine Berücksichtigung der Setzposition im Lochbild des Steins ist analog zu Kapitel 6.2.2 nicht erforderlich. Beispielhaft ist in Bild 7.8 die Setzposition einer Vierfachbefestigung mit  $s/h_{ef} = 1,5$  dargestellt.

In Tabelle 7.2 sind die durchgeführten Versuche zusammengefasst. Als Referenzversuche wurden zentrische Ausziehversuche mit Einzeldübeln in Steinmitte durchgeführt (siehe Kapitel 6.2.2).

Zweifachbefestigungen		Vierfachbefestigungen	
Achsabstand s	Lage der Gruppe	Achsabstand s	Lage der Gruppe
0,55·h <sub>ef</sub> = 50 mm	horizontal in Steinmitte	0,55·h <sub>ef</sub> = 50 mm	in Steinmitte
1,1·h <sub>ef</sub> = 100 mm		1,1·h <sub>ef</sub> = 100 mm	
1,7·h <sub>ef</sub> = 150 mm		1,7·h <sub>ef</sub> = 150 mm	
0,55·h <sub>ef</sub> = 50 mm	vertikal in Steinmitte	1,7·h <sub>ef</sub> = 150 mm	über vermörtelte Lagerfuge
1,1·h <sub>ef</sub> = 100 mm		1,1·h <sub>ef</sub> = 100 mm	über zwei Fugen
1,7·h <sub>ef</sub> = 150 mm			
2,3·h <sub>ef</sub> = 200 mm			
0,55·h <sub>ef</sub> = 50 mm	vertikal über Lagerfuge		

**Tabelle 7.2:** Untersuchte Achsabstände in Hochlochziegeln

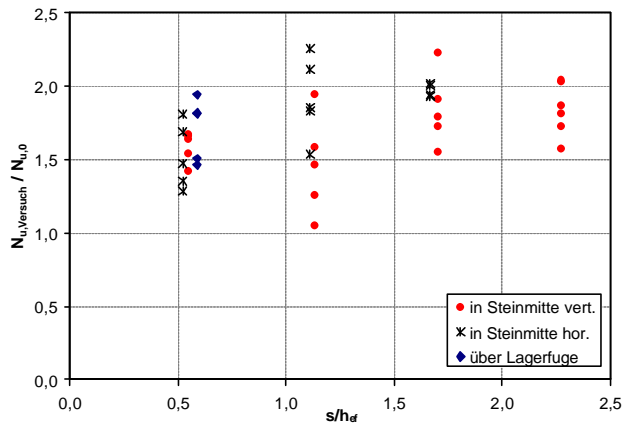


**Bild 7.8:** Beispiel für eine Setzposition einer Vierfachbefestigung mit  $s/h_{ef} = 1,5$  zur Untersuchung des Einflusses von Achsabständen bei Dübelgruppen in Mauerwänden aus Hochlochziegeln

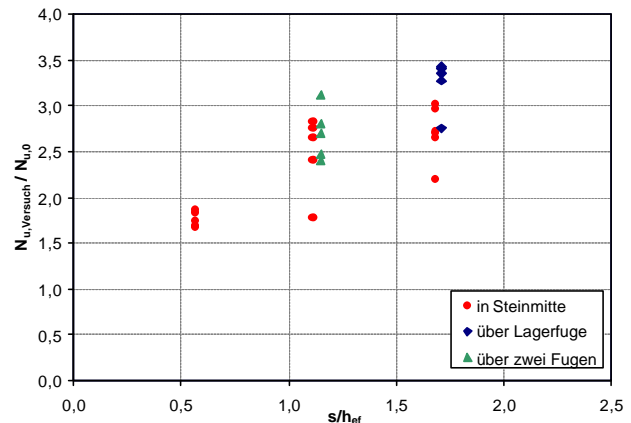
Die Ergebnisse der Versuche zum Einfluss von Achsabständen von Dübelgruppen auf die Bruchlast in Hochlochziegeln sind in Bild 7.9 und Bild 7.10 zusammengefasst. Die Versagenslasten sind auf den Mittelwert der Referenzserie normiert und in Abhängigkeit der bezogenen Achsabstände  $s/h_{ef}$  von Gruppen mit 2 und 4 Dübeln dargestellt. Bei Versuchen mit Zweiergruppen ist zusätzlich der Einfluss der Lage einer Gruppenbefestigung im Mauerwerk auf die Traglast zu beachten. Eine Auswertung der Versuchsdaten mittels t-Test ermöglicht diesbezüglich folgende Aussagen: bei einem Achsabstand von  $s/h_{ef} = 0,55$  gehören alle Versuchsergebnisse zu einer Grundgesamtheit. Es ist somit gleichgültig, ob die Zweiergruppe in horizontaler oder vertikaler Richtung angeordnet wird bzw. ob sie sich in Steinmitte oder über der Lagerfuge befindet. Ebenso können alle Ergebnisse mit  $s/h_{ef} = 1,7$  einer Gesamtheit zugerechnet werden. Hier wird bei Anordnung der Dübel in beide Richtungen etwa die zweifache Last eines Einzeldübel erreicht. Daher kann davon ausgegangen werden, dass keine gegenseitige Beeinflussung der Dübel innerhalb der Gruppe existiert.

Anders verhält es sich bei  $s/h_{ef} = 1,0$ . Sowohl bei Anordnung der Zweiergruppe in vertikaler als auch in horizontaler Richtung ergaben sich große Streuungen. Dennoch

zeigt der t-Test, dass sich die Traglasten statistisch signifikant unterscheiden. In horizontaler Richtung wird bereits im Mittel die 1,9-fache Traglast eines Einzeldübels erreicht. In vertikaler Richtung hingegen beträgt die mittlere Bruchlast der Gruppe nur das ca. 1,7-fache der Bruchlast eines Einzeldübels. Dieses Ergebnis kann durch die Anordnung der Kammern im Stein erklärt werden. In vertikaler Richtung befinden sich durchgängige Kammern, während in horizontaler Richtung zahlreiche Stege als Bruchfläche zur Verfügung stehen.



**Bild 7.9:** Einfluss des Achsabstands auf die Versagenslast von Zweifachbefestigungen mit Injektionsdübeln in Hochlochziegeln



**Bild 7.10:** Einfluss des Achsabstands auf die Versagenslast von Vierfachbefestigungen mit Injektionsdübeln in Hochlochziegeln

Für Vierfachbefestigungen gilt, dass die Versuchsdaten aus der Platzierung der Dübel über zwei Fugen und in Steinmitte einer Grundgesamtheit angehören. Werden die Dübel der Gruppe über die Lagerfuge gesetzt, ergaben sich infolge der Aktivierung eines zweiten Steins signifikant größere Traglasten als in Steinmitte. Die Fuge wirkt sich hier günstig auf das Tragverhalten der Befestigung aus.

Bild 7.9 und Bild 7.10 zeigen, dass mit Reduzierung der Achsabstände die Traglasten von Dübelgruppen abnehmen.

Bei Zweiergruppen in horizontaler Richtung wird bereits bei  $s/h_{ef} = 1,1$  die zweifache Traglast eines Einzeldübels erreicht. In vertikaler Richtung erfolgt dies erst bei  $s/h_{ef} = 1,7$ . Vierfachbefestigungen erfahren ebenfalls mit kleiner werdenden Achsabständen eine Traglastabminderung (Bild 7.10). Die durchgeführten Serien zeigen eine kontinuierliche Abnahme der Bruchlasten bei Verringerung des Achsabstands von 150mm auf 50mm.

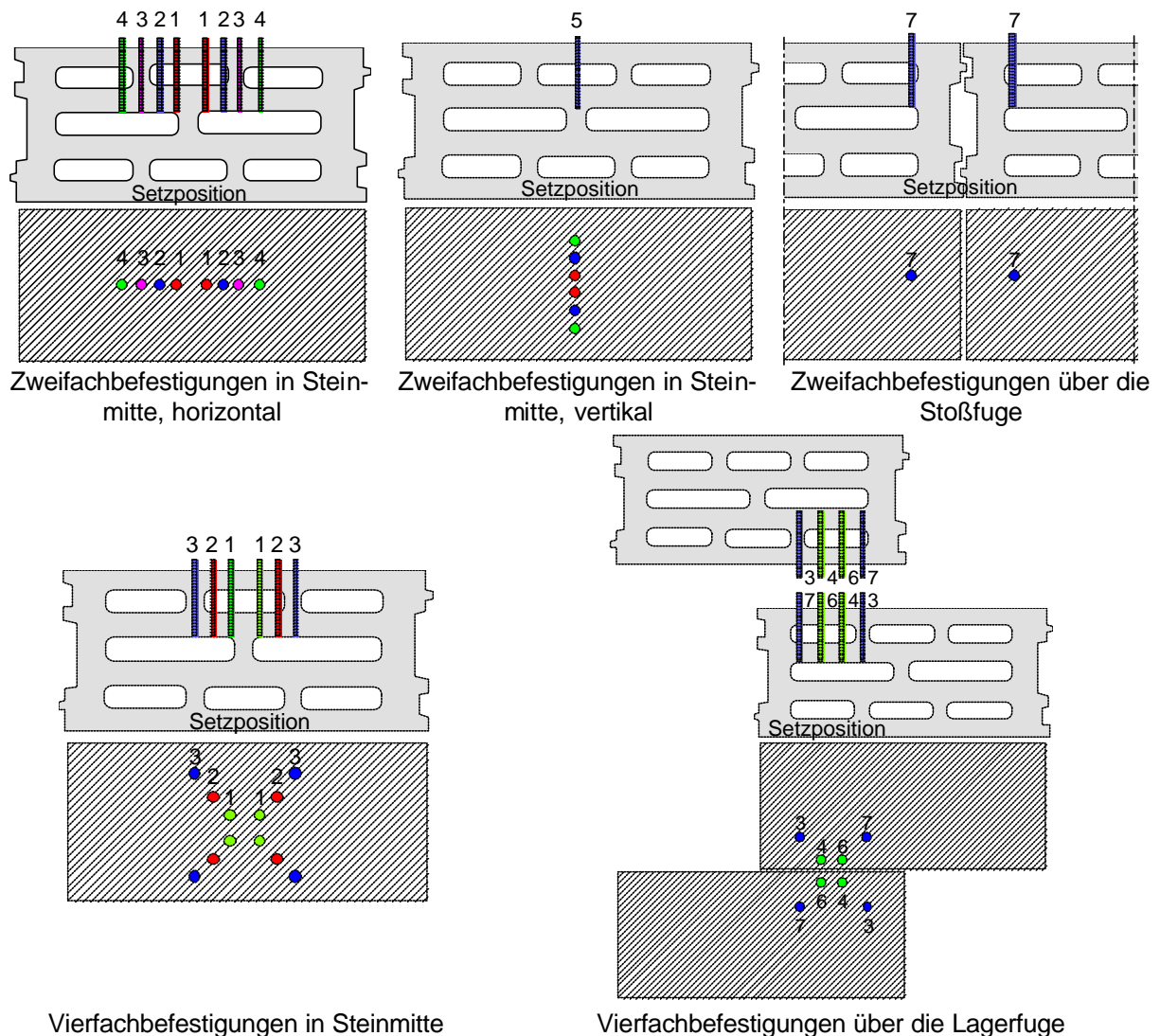
### 7.2.3 Hohlblöcke aus Leichtbeton

Die Versuche zum Tragverhalten von Dübelgruppen in Leichtbetonhohlblöcken wurden mit Dübeltyp 11 in 3K Hbl 2-0,8-16DF mit einem Lochbild nach Anhang A25 durchgeführt.

Durch die Vorgabe bestimmter Achsabstände in den Dübelgruppen können sich analog zu den Versuchen in Kalksandlochsteinen unterschiedliche Setzpositionen mit verschiedenen Lochpositionen innerhalb einer Dübelgruppe bzw. von Serie zu Serie ergeben. In Tabelle 7.3 sind die durchgeführten Versuche zusammengefasst. Die sich im Lochbild des Steins ergebenden Setzpositionen sind in Bild 7.11 dargestellt.

Zweifachbefestigungen			Vierfachbefestigungen		
Position	Achsabstand s	Lage der Gruppe	Position	Achsabstand s	Lage der Gruppe
Referenz: Einzeldübel in Setzposition 5					
1	$0,5 \cdot h_{ef} = 50 \text{ mm}$	horizontal in Steinmitte	1	$0,5 \cdot h_{ef} = 50 \text{ mm}$	in Steinmitte
2	$1,0 \cdot h_{ef} = 100 \text{ mm}$		2	$1,0 \cdot h_{ef} = 100 \text{ mm}$	
3	$1,5 \cdot h_{ef} = 150 \text{ mm}$		3	$1,5 \cdot h_{ef} = 150 \text{ mm}$	
4	$2,0 \cdot h_{ef} = 200 \text{ mm}$		4+6	$0,5 \cdot h_{ef} = 50 \text{ mm}$	
5	$0,5 \cdot h_{ef} = 50 \text{ mm}$	vertikal in Steinmitte	3+7	$1,0 \cdot h_{ef} = 100 \text{ mm}$	über vermörtelte Lagerfuge
5	$1,0 \cdot h_{ef} = 100 \text{ mm}$		7	$1,0 \cdot h_{ef} = 100 \text{ mm}$	über unvermörtelte Stoßfuge
5	$1,5 \cdot h_{ef} = 150 \text{ mm}$				
6	$0,5 \cdot h_{ef} = 50 \text{ mm}$	vertikal über Lagerfuge			
6	$1,0 \cdot h_{ef} = 100 \text{ mm}$				
7	$1,0 \cdot h_{ef} = 100 \text{ mm}$	horizontal über Stoßfuge			

**Tabelle 7.3:** Untersuchte Achsabstände in Leichtbetonhohlblöcken



**Bild 7.11:** Setzpositionen in den durchgeführten Versuchen zur Untersuchung des Einflusses von Achsabständen bei Dübelgruppen in Mauerwänden aus Leichtbetonhohlblöcken



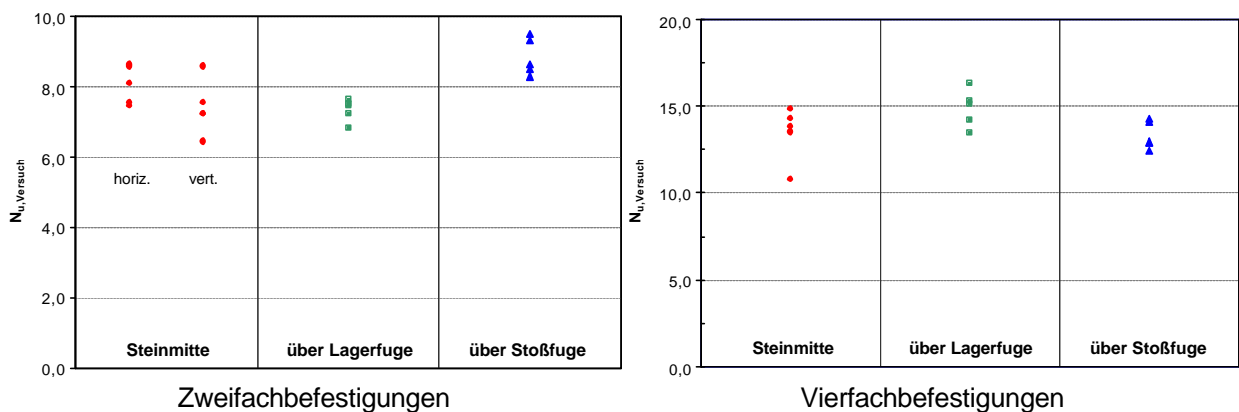
Als Referenzversuche wurden zentrische Ausziehversuche mit Einzeldübeln nach Kapitel 6 in den unterschiedlichen Setzpositionen durchgeführt. Damit wird ein Vergleich der Traglast einer Dübelgruppe mit der eines Einzeldübeln in der entsprechenden Position im Lochbild möglich und der Einfluss der Setzposition auf die Bruchlast der Gruppe kann eliminiert werden.

Die mittlere Traglast  $N_{u,m}^0$  eines Einzeldübeln in der Fläche wurde aus Referenzversuchen in Position 5 in halber Steinhöhe festgelegt (vgl. Kapitel 6.2.3), die im 3K Hbl2-0,8-16DF als ungünstigste Setzstelle in der Fläche anzusehen ist.

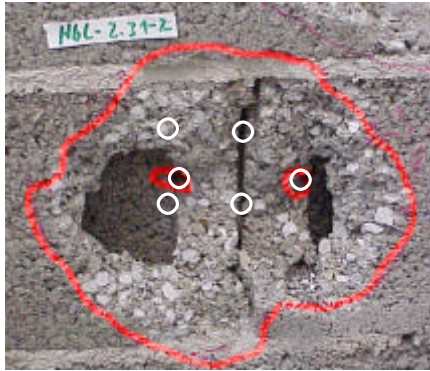
Analog zur Auswertung der Daten in Kalksandlochsteinen wird zunächst der Einfluss der Platzierung einer Gruppenbefestigung im Mauerwerk auf die Traglast überprüft. Dazu sind in Bild 7.12 für einen Achsabstand von 100mm die Bruchlasten der Versuchsserien mit Zweier- und Vierergruppen in Steinmitte, über die Lagerfuge und über die Stoßfuge nebeneinander dargestellt.

Ein Vergleich der Versuchsdaten von Zweiergruppen in Steinmitte (Bild 7.12) mittels t-Test zeigt, dass die Traglasten zu einer Grundgesamtheit gehören. Die Bruchlasten der Gruppe mit Anordnung über die Stoßfuge sind statistisch signifikant größer. Die Setzposition dieser Gruppe entspricht hinsichtlich der Hohlkammer in etwa der Position 2 in Steinmitte, die äußere Steinwand ist jedoch mit ca. 45 mm breiter als die Wandungen zwischen den Hohlkammern mit ca. 30 mm. Auch bei Beachtung der unterschiedlichen Wanddicken ist ein Randeinfluss durch die unvermörtelte Stoßfuge nicht ersichtlich. Dies kann durch eine mögliche Verzahnung von Nut und Feder in der Fuge erklärt werden. Eine Verzahnung in der Stoßfuge ist abhängig von der Ausführung der Mauer und der Passgenauigkeit der Steine und kann im allgemeinen nicht garantiert werden. Die Stoßfuge liegt jedoch im Wirkungsbereich der Dübel, wie das Versagensbild in Bild 7.13 zeigt.

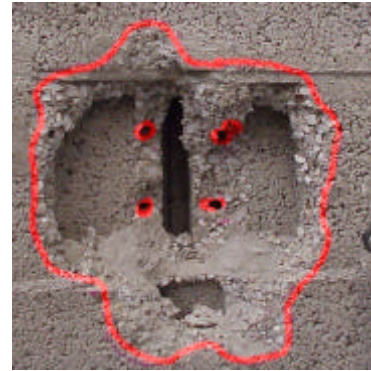
Die Traglasten bei Anordnung der Dübel über die Lagerfuge gehören statistisch zur Serie vertikal in Steinmitte. Dies erscheint plausibel, da sich bzgl. der Position in der Hohlkammer identische Stegdicken ergeben.



**Bild 7.12:** Versagenslasten von Zwei- und Vierfachbefestigungen mit einem Achsabstand von  $s = 100\text{mm}$  mit Injektionsdübeln in Leichtbetonhohlblöcken in verschiedenen Lagen im Mauerwerk



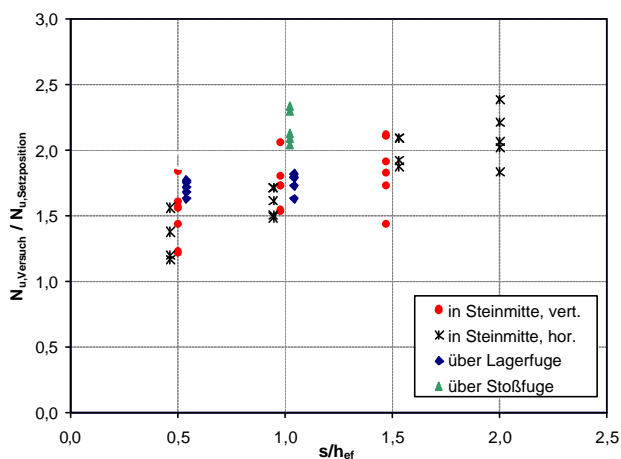
**Bild 7.13:** Versagensbild einer Zweifachbefestigung über die Stoßfuge in Mauerwerk aus Leichtbetonhohlblöcken



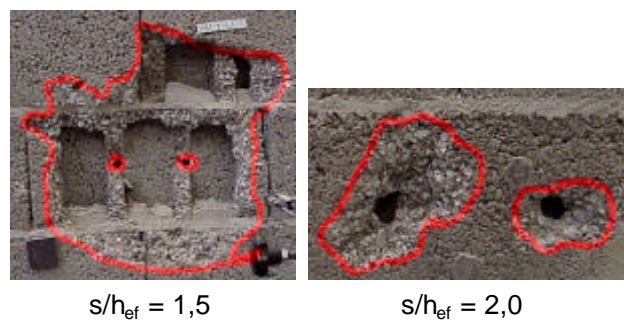
**Bild 7.14:** Versagensbild einer Vierfachbefestigung über die Stoßfuge in Mauerwerk aus Leichtbetonhohlblöcken

Für die Vierfachbefestigungen zeigen sich für alle drei durchgeführten Serien ähnliche Versagenslasten. Ein Vergleich mittels t-Test bestätigt die Annahme, dass die Datenpunkte statistisch zu einer Grundgesamtheit gehören. Danach kann kein Einfluss der Lage einer Gruppenbefestigung auf die Traglast festgestellt werden. Im Gegensatz zu den Ergebnissen der Zweiergruppen mit Anordnung über die Stoßfuge ergeben sich bei gleicher Dübelposition mit Vierergruppen keine höheren Traglasten als in Steinmitte. Das Versagensbild einer Vierfachbefestigung über die Stoßfuge ist in Bild 7.14 dargestellt. Es ist zu erkennen, dass die Stoßfuge vollständig im Lasteinleitungsbereich der Befestigung liegt. Ein eindeutiger Einfluss des unvermörtelten Randes auf die Versagenslast kann aus den Versuchsergebnissen nicht abgeleitet werden.

In Bild 7.15 und Bild 7.17 sind die auf den Mittelwert der Referenzversuche normierten Versagenslasten für verschiedene Achsabstände  $s/h_{ef}$  ( $h_{ef}$  = Siebhüslänge) von Gruppen mit 2 und 4 Dübeln dargestellt. Die Setzposition der Einzeldübel der Gruppe wurde durch Normierung der Versuchsdaten auf die mittlere Traglast eines Einzeldübeln in der entsprechenden Setzposition berücksichtigt. Dadurch wird der Einfluss der Setzposition eliminiert.



**Bild 7.15:** Einfluss des Achsabstands auf die Versagenslast von Zweifachbefestigungen mit Injektionsdübeln in Leichtbetonhohlblöcken

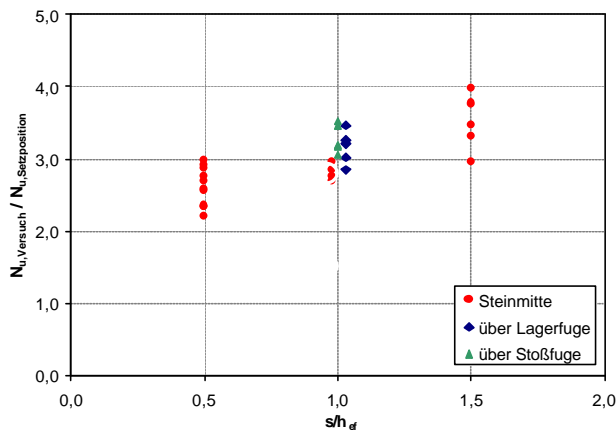


**Bild 7.16:** Versagensbilder von horizontalen Zweifachbefestigungen mit einem Achsabstands von  $s/h_{ef} = 1,5$  und  $s/h_{ef} = 2,0$

Mit Abnahme des Achsabstands nehmen die Traglasten der vertikal bzw. horizontal angeordneten Zweiergruppen ab (Bild 7.15). In horizontaler Lage erreicht die Gruppe bei  $1,5 \cdot h_{ef}$  ungefähr die zweifache Traglast eines Einzeldübels. Wie aus Bild 7.16 hervorgeht bildet sich jedoch noch ein gemeinsamer Steinausbruch für die beiden Dübel aus, der über die Lagerfugen hinaus reicht. Erst bei  $s/h_{ef} = 2,0$  entstehen zwei voneinander getrennte Ausbrüche. Hier liegen die beiden Dübel vollständig in zwei getrennten Hohlkammern, während bis  $s/h_{ef} = 1,5$  beide Befestigungsmittel in der mittleren Kammer des Steins liegen.

Bei vertikal gesetzten Zweifachbefestigungen wurden bei einem Achsabstand von  $1,5 \cdot h_{ef}$  in zwei von fünf Versuchen zwei getrennte Ausbruchkörper beobachtet. In allen anderen Fällen überschneiden sich die Bruchbereiche.

Aus den Versuchsergebnissen mit Vierfachbefestigungen geht ebenfalls eine deutliche Traglastminderung mit kleiner werdenden Achsabständen hervor (Bild 7.17). Gruppen mit  $s/h_{ef} = 1,5$  versagten durch einen gemeinsamen Steinausbruch (Bild 7.18). Dies zeigt, dass sich die Dübel innerhalb der gegenseitig beeinflussen. Die Versagenslast der Gruppe beträgt ca. das 3,5-fache der Traglast eines Einzeldübels.



**Bild 7.17:** Einfluss des Achsabstands auf die Versagenslast von Vierfachbefestigungen mit Injektionsdübeln in Leichtbetonhohlblöcken

**Bild 7.18:** Versagensbild einer Vierfachbefestigung mit einem Achsabstand von  $s/h_{ef} = 1,5$

#### 7.2.4 Kalksandplanelemente

Die Versuche zum Tragverhalten von Dübelgruppen in Kalksandvollsteinen wurden in Planelementen KSPE 998 x 623 x 300 mm nach Anhang A7 durchgeführt. Hierzu wurden die Dübelssysteme Typ 8, Typ 11 und Typ 12 verwendet.

In Tabelle 7.4 sind die durchgeführten Versuche zusammengefasst. Als Referenzversuche dienten zentrische Ausziehversuche mit Einzeldübeln in der Fläche.

Zweifachbefestigungen		Vierfachbefestigungen	
Dübeltyp	Achsabstand s	Dübeltyp	Achsabstand s
8	$1,1 \cdot h_{ef} = 100 \text{ mm}$	8	$1,7 \cdot h_{ef} = 150 \text{ mm}$
11	$1,0 \cdot h_{ef} = 200 \text{ mm}$	12	$1,5 \cdot h_{ef} = 100 \text{ mm}$
12	$2,3 \cdot h_{ef} = 150 \text{ mm}$	12	$2,3 \cdot h_{ef} = 150 \text{ mm}$
12	$3,0 \cdot h_{ef} = 200 \text{ mm}$		

**Tabelle 7.4:** Untersuchte Achsabstände in Kalksandplanelementen

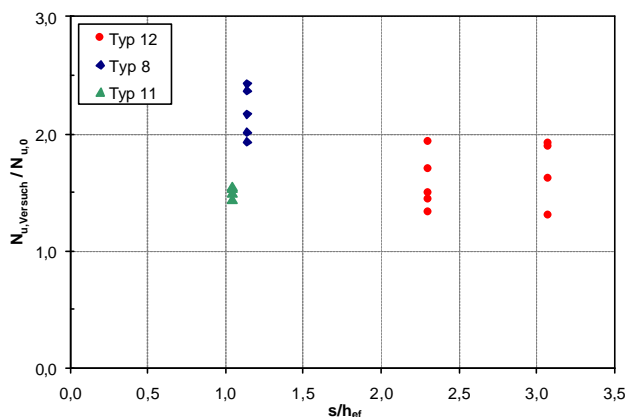
In Bild 7.19 und Bild 7.21 sind die auf die Mittelwerte der Referenzversuche normierten Versuchsergebnisse für Zwei- und Vierfachbefestigungen in Kalksandplanelementen dargestellt.

Die mit Dübeltyp 12 gemessenen Bruchlasten liegen für  $s = 2,3 \cdot h_{ef}$  in einem Streuband. Sie betragen im Mittel nur ca. das 1,6-fache der Bruchlast eines Einzeldübels. Dies ist auf die beobachteten Versagensarten zurückzuführen. In nur einem Versuch mit  $s = 2,3 \cdot h_{ef}$  versagte die Befestigung durch einen gemeinsamen Ausbruchkörper, wobei die höchste Versagenslast dieser Serie erzielt wurde, die knapp unterhalb des 2-fachen Wertes der Referenzversuche lag. In allen anderen Versuchen mit diesem Dübeltyp brach einer der beiden Dübel zuerst aus. Ein Beispiel für dieses Bruchbild ist in Bild 7.20 zu sehen. Der Ausbruchkörper reicht bis zum benachbarten Dübel, weshalb eine gegenseitige Beeinflussung der Dübel vorhanden war.

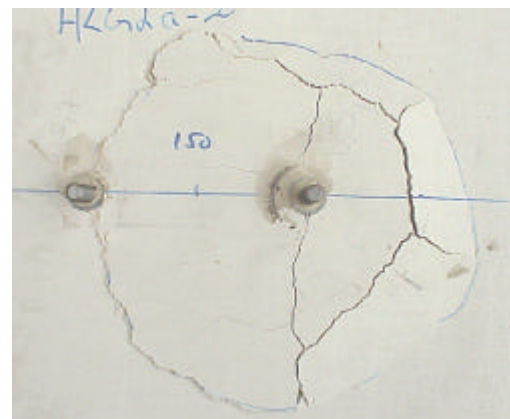
Mit Dübeltyp 11 wurde bei  $s/h_{ef} = 1,0$  Spalten der Planelemente beobachtet, weshalb mit diesem System keine weiteren Versuche durchgeführt wurden.

Ein Vergleich der Dübeltypen zeigt, dass der charakteristische Achsabstand  $s_{cr}$  einer Dübelgruppe abhängig vom Injektionssystem ist. Während Gruppen mit Dübeln des Typs 8 bei  $s = 1,1 \cdot h_{ef}$  bereits die zweifache Traglast eines Einzeldübels übertragen, betragen die Versagenslasten der Gruppe mit Dübeltyp 12 bei einem Achsabstand  $s = 2,3 \cdot h_{ef}$  das ca. 1,6-fache des Referenzwertes.

Die Abhängigkeit des charakteristischen Achsabstands vom Dübelssystem entspricht dem Verhalten von Verbundsystemen in Beton, bei denen die dübel-spezifische Verbundfestigkeit in die Berechnung von  $s_{cr}$  eingeht. Je größer die Verbundfestigkeit eines Dübel-systems ist, desto größer ist auch der charakteristische Achsabstand. Die in den Referenzversuchen ermittelten Verbundfestigkeiten für die Dübeltypen 8 und 12 betragen  $3,8 \text{ N/mm}^2$  und  $5,1 \text{ N/mm}^2$ .



**Bild 7.19:** Einfluss des Achsabstands auf die Versagenslast von Zweifachbefestigungen mit Injektionsdübeln in Kalksandplanelementen

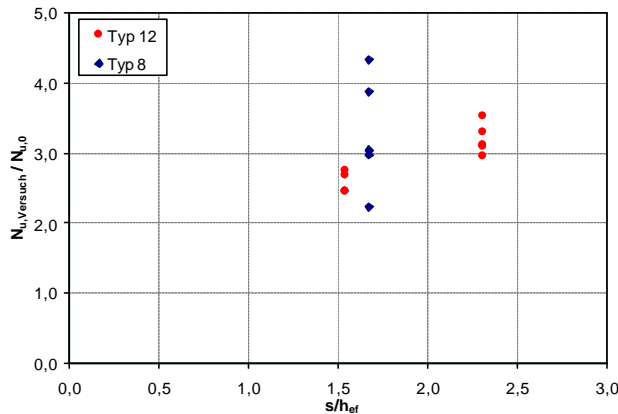


**Bild 7.20:** Versagensbild einer Zweifachbefestigung in Kalksandplanelementen mit Dübeltyp 12 für  $s/h_{ef} = 2,3$

Die beiden durchgeführten Serien mit Vierergruppen des Dübeltyps 12 zeigen einen statistisch signifikanten Lastanstieg bei Erhöhung des Achsabstands von  $1,5 \cdot h_{ef}$  auf  $2,3 \cdot h_{ef}$  (Bild 7.21). In beiden Versuchsreihen ist eine gegenseitige Beeinflussung der Dübel innerhalb der Gruppe zu beobachten. Dies zeigt sich in den Versagensbildern, die durch einen gemeinsamen Steinausbruch gekennzeichnet sind (Bild 7.22).

Bei Dübeltyp 8 kam es zum Spalten der Planelemente. Die Versagenslasten weisen große Streuungen auf. Es ist jedoch möglich, bereits bei  $s/h_{ef} = 1,5$  die vierfache Traglast des Einzeldübels zu übertragen.

Auch hier lässt zeigen die gemessenen Bruchlasten, dass der charakteristische Achsabstand abhängig vom Dübelssystem ist.



**Bild 7.21:** Einfluss des Achsabstands auf die Versagenslast von Vierfachbefestigungen mit Injektionsdübeln in Kalksandplanelementen



**Bild 7.22:** Ausbruchkörper von Vierfachbefestigung in Kalksandplanelementen mit Dübeltyp 12 für  $s/h_{ef} = 1,5$  (oben) und  $s/h_{ef} = 2,3$  (unten)

### 7.3 Vergleich der Versuchsergebnisse mit bestehenden Bemessungsmodellen für Beton

Für Verankerungen in Beton ist der Einfluss des Achsabstands auf die Ausbruchlast von Dübelgruppen weitgehend bekannt. Mit bestehenden Bemessungsmodellen für Verbunddübel in Beton kann die Abminderung der Traglasten infolge von kleinen Achsabständen analytisch erfasst werden. Im folgenden wird analog zu Kapitel 6 überprüft, in wie weit die bestehenden Modelle auf das Tragverhalten von Injektionsdübeln in Mauerwerk übertragbar sind.

#### 7.3.1 Beschreibung der Bemessungsmodelle für Verbunddübel in Beton

Die in Kapitel 6 genannten Bemessungsmodelle können zur Erfassung des Einflusses von Achsabständen herangezogen werden. Sie sind in *Betonkalender (1997)*, *Lehr (2002)* und *CEN (2004)* enthalten. Das Prinzip der drei Modelle wurde in Kapitel 6.3.1 beschrieben. Die Berechnung der Traglast einer Dübelgruppe erfolgt nach Gleichung 7.1. Der Einfluss des Achsabstands auf die Bruchlast von Gruppen wird durch den Quotienten  $A_{c,N} / A_{c,N}^0$  erfasst. Dabei wird die projizierte Fläche einer Gruppe nach Bild 7.23 bestimmt. Die unterschiedlichen Ansätze für den charakteristischen Achsabstand  $s_{cr,N} = 2 \cdot c_{cr,N}$  wurden bereits in Kapitel 6.3.1 diskutiert. Sie sind in Tabelle 7.5 zusammengefasst.

Bei Ansatz nach *CEN (2004)* wird zusätzlich ein Faktor  $\psi_{g,N} = 1$  eingeführt. Er ist wie folgt begründet: bei Gruppen mit einem nur theoretisch möglichen Achsabstand  $s = 0$ , die durch Herausziehen versagen, beträgt die Bruchlast nicht das 1,0-fache sondern das  $\sqrt{n}$ -fache ( $n = \text{Zahl der Dübel einer Gruppe}$ ) der Bruchlast eines Einzeldübels, weil die Verbundfläche der Dübel größer ist als die eines Einzeldübels. Mit ansteigender Verbundfestigkeit  $\tau_{u,m}$  im Verhältnis zum Wert  $\tau_{u,m,max}$ , bei der Steinausbruch auftritt, sowie mit ansteigendem Verhältnis  $s/s_{cr,N}$  nimmt der Faktor  $\psi_{g,N}$  bis

auf 1 ab. Die Verbundfestigkeit  $\tau_{u,m,max}$  erhält man durch Gleichsetzen der Traglast eines Einzeldübel in der Fläche nach dem Verbundmodell (vgl. Kapitel 2.2.1.1) und der Traglast eines Metaldübel bei Betonausbruch (vgl. Kapitel 2.3).

**Gleichung 7.1:**

$$N_{u,m} = N_{u,m}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{g,N}$$

mit  $N_{u,m}$  = Traglast eines Einzeldübel in der Fläche

$A_{c,N}$  = vorhandene projizierte Fläche des Ausbruchkörpers

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

projizierte Fläche des Betonausbruchkörpers bei vollständiger Ausbildung des Ausbruchkörpers

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,0$$

Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung des Randeinflusses

$\psi_{g,N}$  = Beiwert zur Berücksichtigung des positiven Gruppeneffekts bei Verbunddübeln mit kleinen Achsabständen

$$= \psi_{g,N}^0 + (1 - \psi_{g,N}^0) \cdot \left( \frac{s}{s_{cr,N}} \right) \geq 1,0$$

$$\psi_{g,N}^0 = n^\alpha \quad \text{mit} \quad \alpha = 0,7 \cdot \left( 1 - \frac{\tau_{u,m}}{\tau_{u,m,max}} \right) \leq 0,5$$

$$\tau_{u,m,max} = \frac{k}{\pi \cdot d} \sqrt{\beta_w \cdot h_{ef}} \quad , k = 13,5$$

n = Zahl der Dübel eine Gruppe

c = vorhandener Randabstand der Befestigung

$c_{cr,N}$  = erforderlicher Randabstand zur Sicherstellung der Ausbildung eines vollständigen Ausbruchs

s = vorhandener Achsabstand der Befestigung

$$s_{cr,N} = 2 \cdot c_{cr,N}$$

erforderlicher Achsabstand zur Sicherstellung der Ausbildung eines vollständigen Ausbruchs

	Betonkalender (1997)	Lehr (2002)	CEN (2004)	
			Herausziehen	Ausbruch
$s_{cr,N}$	$2 \cdot h_{ef}$	16 · d	$20 \cdot d \cdot \left( \frac{\tau_{u,m}}{10} \right)^{2/3}$	$3 \cdot h_{ef}$
$\psi_{s,N}$	$0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,0$		1	$0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,0$
$\psi_{g,N}$	1		$\psi_{g,N}$	1

c,  $c_{cr,N}$ ,  $s_{cr,N}$ ,  $\psi_{s,N}$ ,  $\psi_{g,N}$  nach Gleichung 7.1

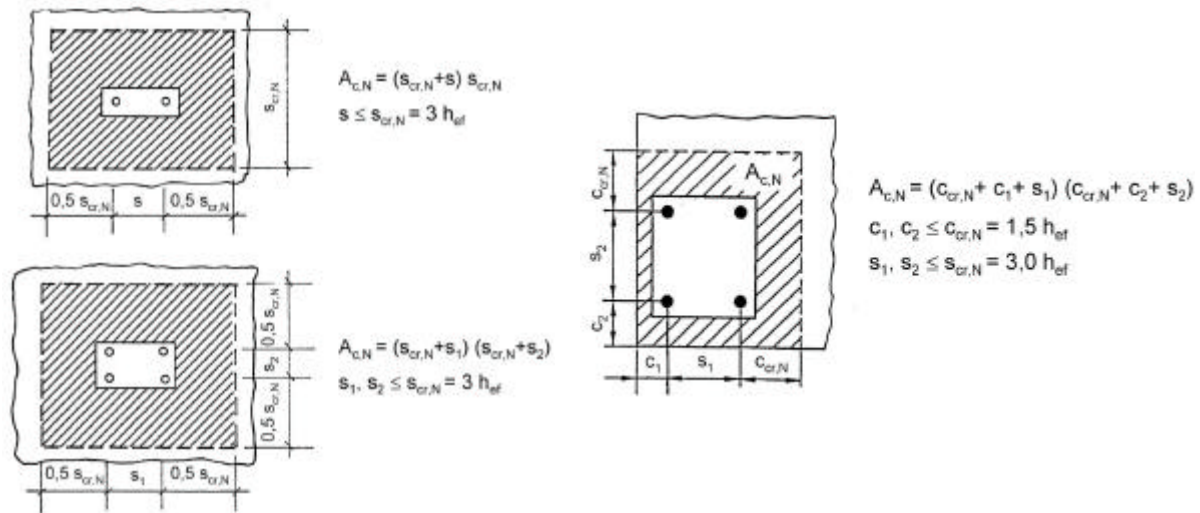
$h_{ef}$  = effektive Verankerungstiefe

d = Ankerstangendurchmesser

$\tau_{u,m}$  = Verbundfestigkeit eines Einzeldübel in der Fläche

**Tabelle 7.5:** Gegenüberstellung der Ansätze nach *Betonkalender (1997)*, *Lehr (2002)* und *CEN (2004)*

Nach *CEN (2004)* ist neben dem Nachweis gegen Herausziehen parallel der Nachweis gegen Betonausbruch zu führen. Dieser Nachweis entspricht dem Nachweis für Metalldübel in Beton und stimmt abgesehen von  $s_{cr,N}$  mit dem aus *Betonkalender (1997)* überein und wird daher nicht explizit aufgeführt.



Gruppenbefestigungen in der Fläche

Gruppenbefestigungen in der Ecke

**Bild 7.23:** Beispiele zur Berechnung der vorhandenen projizierten Fläche  $A_{c,N}$ , aus *Eligehausen/Mallée (2000)*

### 7.3.2 Erforderliche Modifikationen zur Anwendung in Mauerwerk

Die in Kapitel 6.3.2 aufgeführten Modifikationen hinsichtlich des Durchmessers  $d$  und der Verankerungstiefe werden übernommen. Demnach ergibt sich der charakteristischen Achsabstand nach Gleichung 7.2.

**Gleichung 7.2:**  $s_{cr,N} = 2 \cdot c_{cr,N}$   $c_{cr,N}$  nach Gleichung 6.5, Gleichung 6.6, Gleichung 6.7

Zusätzlich muss der Faktor  $\psi_{g,N}$  bzw. die darin enthaltene Verbundspannung  $\tau_{u,m,max}$  angepasst werden. Wie bereits erläutert, erhält man  $\tau_{u,m,max}$  durch Gleichsetzen der Bruchlast von Einzeldübeln für die Versagensarten „Steinausbruch“ bzw. „Herausziehen“. Gleichungen für die Berechnung der Bruchlast bei Steinausbruch wurden in Kapitel 5.6.3.1 vorgeschlagen. Die Versagenslast bei Herausziehen kann nach dem Modell in Kapitel 5.6.3.2 berechnet werden.

In den folgenden Auswertungen wurde der Wert  $N_{u,m}^0$  nicht rechnerisch bestimmt, sondern als mittlere Bruchlast der Referenzversuche mit Einzeldübeln in der Fläche angenommen. Da die Dübel in den verwendeten Lochsteinen durch Steinausbruch versagten, wurde  $\tau_{u,m,max}$  unter Berücksichtigung der wirksamen Verankerungstiefe  $h'_{ef}$  aus den Referenzversuchen bestimmt. Der Beiwert  $\psi_{g,N}$  wird dadurch zu 1. Durch die Auswahl von Steinen mit sehr geringen Stegdicken stellen die so ermittelten Verbundfestigkeiten eine Untergrenze dar und liegen auf der sicheren Seite.

In Kalksandplanelementen wurde zur Ermittlung der Ausbruchlast Gleichung 5.5 nach Kapitel 5.6.3.1.1 herangezogen. Damit ergeben sich für die unterschiedlichen Dübeltypen bei gegebener Druckfestigkeit der KSPE Werte für  $\tau_{u,m,max}$  zwischen ca. 4,8 N/mm<sup>2</sup> und 9,1 N/mm<sup>2</sup>.

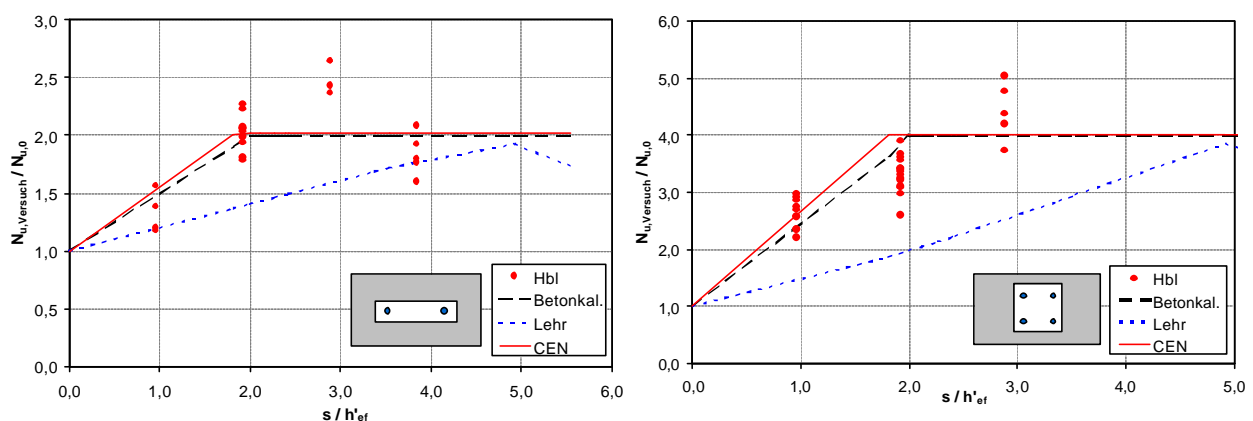
Die aus den Referenzversuchen erhaltenen Verbundfestigkeiten betragen für Hochlochziegel  $\tau_{u,m} = 2,1 \text{ N/mm}^2$ , für Kalksandlochsteine  $\tau_{u,m} = 2,6 \text{ N/mm}^2$ , für Leichtbetonhohlblöcke  $\tau_{u,m} = 1,6 \text{ N/mm}^2$  und für Kalksandplanelemente  $\tau_{u,m} = 3,8 \text{ N/mm}^2$  (Dübeltyp 8),  $\tau_{u,m} = 5,1 \text{ N/mm}^2$  (Dübeltyp 12) bzw.  $\tau_{u,m} = 7,0 \text{ N/mm}^2$  (Dübeltyp 11).

### 7.3.3 Vergleich Versuch – Rechnung

In den Diagrammen in Bild 7.24 werden beispielhaft für Leichtbetonhohlblöcke die verschiedenen Modellansätze mit den Versuchsdaten verglichen. Auf der Abszisse ist das Verhältnis  $s / h'_{ef}$  und der Ordinate sind die auf den Mittelwert der Referenzserie in Position 5 (vgl. Bild 7.11) normierten Versuchsdaten aufgetragen. Bild 7.24 enthält sowohl die in Steinmitte als auch die über die verschiedenen Fugen durchgeführten Versuche.

Für die Modellannahme nach *Lehr (2002)* ergeben sich die größten charakteristischen Achsabstände. Für  $s > 5 \cdot h'_{ef}$  nehmen die Bruchlasten wieder ab, weil zusätzlich der Abstand der Stoßfuge zu berücksichtigen ist. Dieser Ansatz liegt deutlich auf der sicheren Seite. Die Ansätze in Anlehnung an *Betonkalender (1997)* und *CEN (2004)* ergeben etwa die gleichen rechnerischen Traglasten, da der charakteristische Achsabstand wegen der niedrigen Verbundfestigkeit ( $\tau_{u,m} = 1,6 \text{ N/mm}^2$ ) nach beiden Modellen etwa gleich ist. Die mit diesen Modellen berechneten Bruchlasten stimmen brauchbar mit den Versuchsergebnissen überein.

Die hohen bezogenen Versagenslasten bei ca.  $s/h'_{ef} = 3,0$  ( $s = 150 \text{ mm}$ ) sind durch die günstige Setzposition im Steg (Position 3) zu erklären, durch die bereits der Einzeldübel höhere Lasten übertragen kann als in Position 5. Der Bezug auf die ungünstigste Setzposition im Lochbild stellt somit eine sichere Annahme dar.

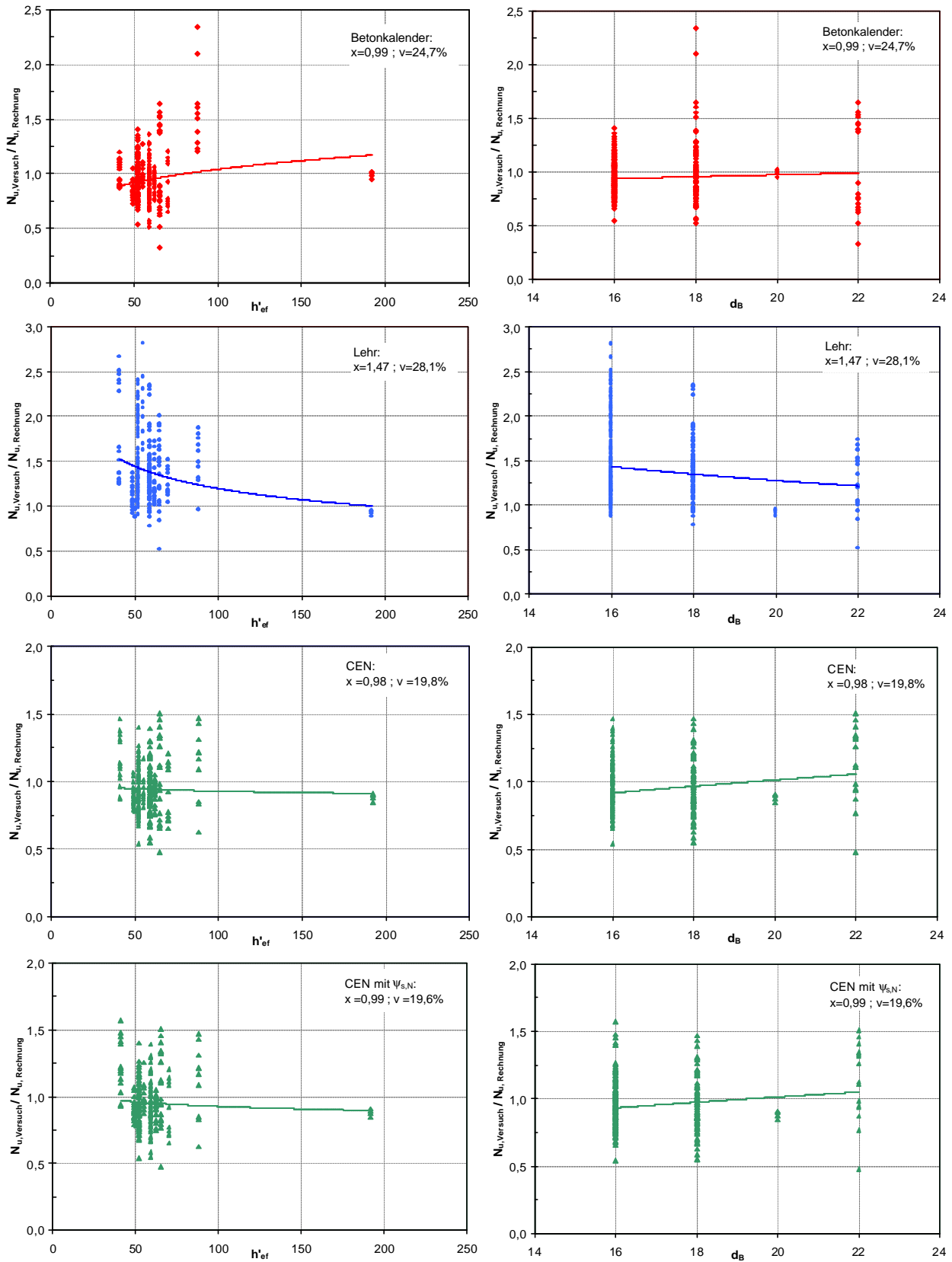


**Bild 7.24:** Vergleich der Versuchsergebnisse mit rechnerischen Traglasten verschiedener Modelle in Leichtbetonhohlblöcken bei Zweifach- und Vierfachbefestigungen

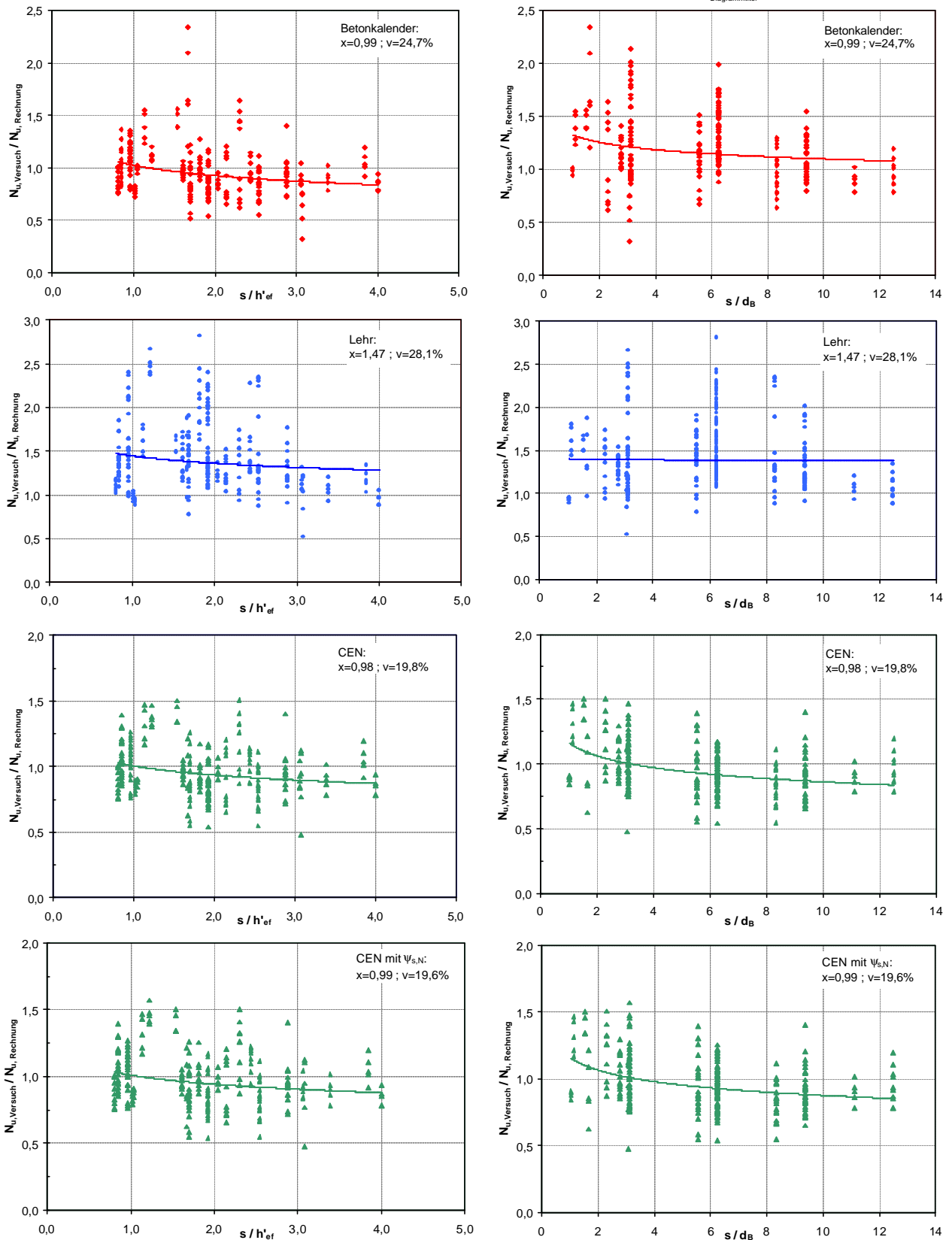
Darstellungen nach Bild 7.24 sind jeweils für nur eine Steinart, einen Dübeltyp und eine Verankerungsart möglich. Um einen zusammenfassenden Vergleich zwischen den nach den verschiedenen Modellen berechneten Traglasten und den in Versuchen gemessenen Werten zu ermöglichen, wird in Bild 7.25 und Bild 7.26 das Verhältnis der gemessenen zur rechnerischen Traglast in Abhängigkeit der Modellparameter  $h'_{ef}$ ,  $d_B$ ,  $s/h'_{ef}$  bzw.  $s/d_B$  aufgetragen. Die rechnerischen Bruchlasten werden nach dem modifizierten Modell *Betonkalender (1997)* mit  $s_{cr} = 2 \cdot h'_{ef}$ , *Lehr (2002)* und *CEN (2004)* ohne bzw. mit Berücksichtigung des Faktors  $\psi_{s,N}$  ermittelt. Falls erforderlich wird der Abstand zur Stoßfuge berücksichtigt. Für die in Gleichung 7.1 benö-



tigte Traglast des Einzeldübels  $N_{u,m}^0$  wird der Mittelwert aus Referenzversuchen mit Einzeldübeln in der jeweils ungünstigsten Setzposition des Steins angesetzt. Bei Anwendung des Modells nach *Betonkalender (1997)* ergibt sich im Mittel eine recht brauchbare Übereinstimmungen mit den Versuchsergebnissen. Der Parameter  $h'_{ef}$  wird jedoch nicht trendfrei erfasst. Weiterhin ist die Spannweite der Verhältniswerte  $N_{u,Versuch} / N_{u,Rechnung}$  mit 0,32 – 2,34 groß. Die Verhältniswerte  $N_{u,Versuch} / N_{u,Rechnung}$  betragen im Mittel ca. 1,0 mit  $v \sim 25\%$ . Die Annahmen nach *Lehr (2002)* führen prinzipiell zu den größten charakteristischen Achsabständen und somit zu den konservativsten rechnerischen Traglasten. Im Mittel liegt das Verhältnis  $N_{u,Versuch} / N_{u,Rechnung}$  mit ca. 1,5 deutlich über 1,0. Die Parameter  $h'_{ef}$  und  $d_B$  werden nicht trendfrei erfasst. Die Spannweite der bezogenen Versuchswerte beträgt 0,53 – 2,73 bei einem Variationskoeffizienten von  $v \sim 28\%$ . Bei der Auswertung nach *CEN (2004)* ergeben sich keine großen Unterschiede in den Darstellungen mit und ohne den Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung des Randeinflusses. Prinzipiell ergeben sich durch den Abminderungsfaktors  $\psi_{s,N}$  geringere rechnerische Traglasten für randnahe Verankerungen, wodurch das Verfahren sicherer wird. Die einzelnen Modellparameter werden bei einem Minimal- und Maximalwert von 0,48 bzw. 1,51 recht gut erfasst. Der Verhältniswert  $N_{u,Versuch} / N_{u,Rechnung}$  beträgt im Mittel 1,0 mit  $v \sim 20\%$ . Der Einfluss der unterschiedlichen Parameter wird gut erfasst.



**Bild 7.25:** Vergleich der Versuchsergebnisse mit der rechnerischen Traglast bei verschiedenen Modellannahmen über  $h'_{ef}$  und  $d_B$ ,  $n = 258$  Versuche

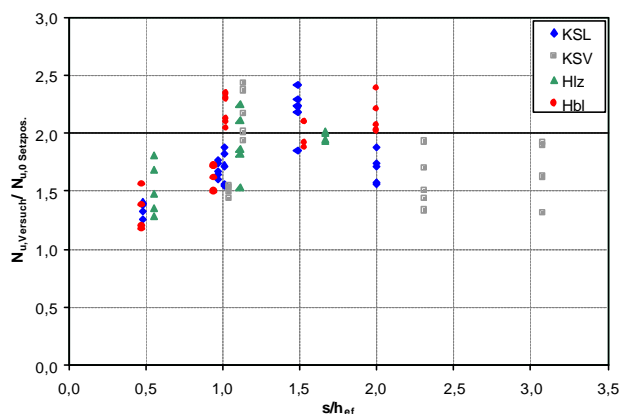


**Bild 7.26:** Vergleich der Versuchsergebnisse mit der rechnerischen Traglast bei verschiedenen Modellannahmen über  $s/h'_{ef}$  und  $s/d_B$ ,  $n = 258$  Versuche

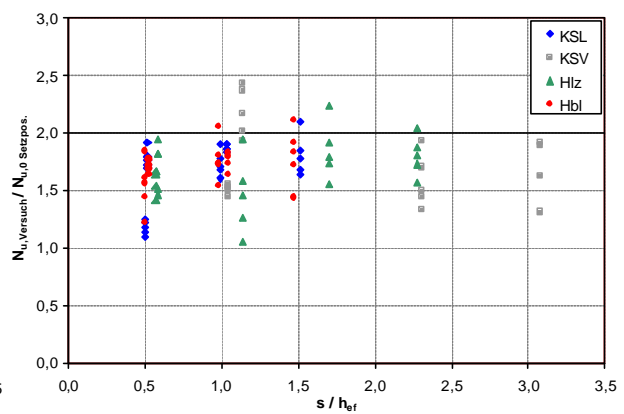
## 7.4 Zusammenfassung

In Bild 7.27 bis Bild 7.29 sind alle Versuchsdaten in den verschiedenen Steinarten mit Zweifachbefestigungen in horizontaler und vertikaler Lage sowie mit Vierfachbefestigungen zusammengefasst.

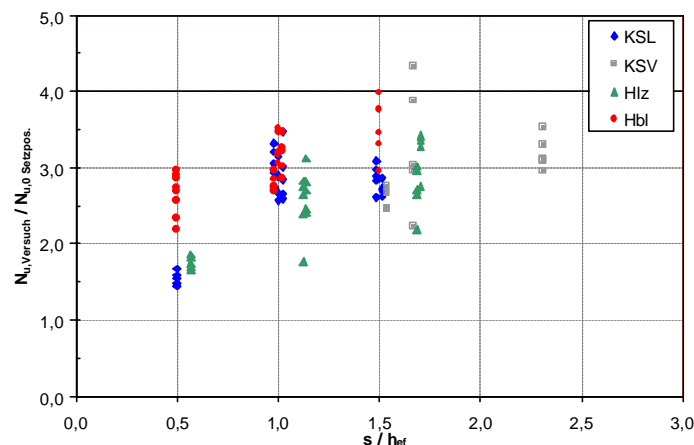
Dargestellt sind die Verhältnismerte der gemessenen Bruchlasten der Gruppen zum Referenzwert für Einzeldübel bei gleicher Setzposition in Abhängigkeit des auf die Verankerungstiefe bezogenen Achsabstands. Bei Gruppenbefestigungen in Mauerwerk nimmt die Traglast wie bei Befestigungen in Beton mit abnehmendem Achsabstand ab. Dabei wird die Abnahme der Traglast durch die Steinart nur wenig beeinflusst. Lagerfugen beeinflussen die Traglast der Gruppen nicht. Wurden die Dübel einer Gruppe über unvermörtelte Stoßfugen gesetzt, ergab sich ein geringerer Einfluss des Randabstands als bei Einzeldübeln.



**Bild 7.27:** Zusammenfassung aller Versuche zum Einfluss des Achsabstands auf die Versagenslast von horizontalen Zweifachbefestigungen mit Injektionsdübeln in Mauerwerk



**Bild 7.28:** Zusammenfassung aller Versuche zum Einfluss des Achsabstands auf die Versagenslast von vertikalen Zweifachbefestigungen mit Injektionsdübeln in Mauerwerk



**Bild 7.29:** Zusammenfassung aller Versuche zum Einfluss des Achsabstands auf die Versagenslast von Vierfachbefestigungen mit Injektionsdübeln in Mauerwerk

Die gemessenen Bruchlasten wurden mit Rechenwerten nach verschiedenen Ansätzen zur Bemessung von Verbunddübeln in Beton verglichen, wobei die Ansätze zur Berücksichtigung der Bedingungen bei Injektionsdübeln im Mauerwerk modifiziert wurden. Die Mittelwerte und Variationskoeffizienten des Verhältnismertes  $N_{u, \text{Versuch}} / N_{u, \text{Rechnung}}$  sind tabellarisch in Tabelle 7.6 zusammengefasst. Daraus geht

hervor, dass unter Verwendung der Modellannahmen nach *Lehr (2002)* die tatsächlichen Traglasten um ca. 50% unterschätzt werden. Weiterhin ist festzustellen, dass die Streuungen mit knapp 30% keine gute Korrelation zwischen Modell und Versuch widerspiegeln.

Ein Vergleich der Modellansätze des Betonkalenders mit  $h_{ef}$  (Siebhüslänge) bzw.  $h'_{ef}$  (wirksamen Verankerungstiefe) für Lochsteine ergeben sich vor allem bei den Streuungen nur geringe Unterschiede. Der Mittelwert ist bei Ansatz der Siebhüslänge mit 1,23 höher als bei  $h'_{ef}$ , da sich wegen  $h_{ef} \geq h'_{ef}$  auch größere charakteristische Rand- und Achsabstände ergeben. Für Vollsteine sind  $h_{ef}$  und  $h'_{ef}$  identisch.

Bei Zusammenfassung aller Versuche ergibt sich sowohl mit den Ansätzen nach *Betonkalender (1997)* mit  $h'_{ef}$  und mit dem Ansatz nach *CEN (2004)* eine gute Übereinstimmung. Vergleicht man jedoch die Auswertung getrennt für Voll- und Lochsteinen ergeben sich für den Ansatz nach *Betonkalender (1997)* bei den Vollsteinen 20% höhere Rechenwerte für die Versagenslast mit Streuungen bis knapp 40%. Diese sehr hohen Variationskoeffizienten begründen sich dadurch, dass das Verbundtragverhalten von Injektionsdübeln nicht erfasst wird, sondern aus Ansätzen zur Ermittlung von Betonausbruchlasten formschlüssiger Verbindungen abgeleitet wurde. Daher führt der Vergleich zwischen Versuch und Rechnung bei Lochsteinen mit Steinausbruch zu einem brauchbaren Ergebnis. Der Ansatz nach *CEN (2004)* berücksichtigt auch das Verbundtragverhalten. Hier sind die Unterschiede vor allem bzgl. der Variationskoeffizienten für beide Steintypen gering.

		Anzahl der Versuche n	Betonkalender $h_{ef}$	Betonkalender $h'_{ef}$	Lehr	CEN $h'_{ef}$ ohne $\psi_{s,N}$	CEN $h'_{ef}$ mit $\psi_{s,N}$
Lochsteine	x	224	1,23	0,96	1,49	0,96	0,98
	v		22,3	18,2	28,1	17,9	21,9
Vollsteine	x	34	1,21	1,21	1,32	1,12	1,12
	v		37,5	37,5	25,4	23,8	23,8
alle	x	258	1,23	0,99	1,47	0,98	0,99
	v		24,7	24,7	28,1	19,8	19,6

**Tabelle 7.6:** Vergleich von  $N_{u,Versuch} / N_{u,Rechnung}$  nach *Betonkalender (1997)*, *Lehr (2002)* und *CEN (2004)*, x = Mittelwert [kN], v = Variationskoeffizient [%]

Aufgrund der beschriebenen Auswertungen von Versuchen und Modellansätzen erscheint ein Bemessungskonzept basierend auf den Annahmen in *CEN (2004)* mit den Modifikationen  $d = d_B =$  Bohrlochdurchmesser und  $h'_{ef} =$  wirksame Verankerungstiefe sinnvoll.

## 8 Vorschlag für Berechnungsmodelle

Injektionsdübel in Mauerwerk weisen unterschiedliche Versagensbilder auf, die durch verschiedene Mechanismen ausgelöst werden. In den folgenden Gleichungen sind die Grundzüge eines Berechnungskonzeptes für Verankerungen mit Injektionsdübeln in Mauerwerk dargestellt. Grundsätzlich gilt für den Grenzzustand der Tragfähigkeit, dass der Bemessungswert der Beanspruchung  $S_d$  kleiner oder gleich dem Bemessungswert der Beanspruchbarkeit  $R_d$  sein muss. Der Bemessungswert ergibt sich aus dem charakteristischen Widerstand  $R_k$  und dem Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_M$  für den Materialwiderstand. In Anlehnung an *ETAG020/C (2005)* wird für Verankerungen mit Injektionsdübeln in Mauerwerk ein Materialsicherheitsbeiwert  $\gamma_M = 2,5$  vorgeschlagen. Die charakteristischen Werte entsprechen im folgenden Vorschlag der 5%-Fraktile der gemessenen Werte bei Höchstlast. Die 5%-Fraktile wird unter Annahme einer unbekannt Standardabweichung mit einer Aussagewahrscheinlichkeit von 90% nach *Owen (1968)* berechnet.

**Gleichung 8.1:**

$$S_d \leq R_d$$

$S_d$  Bemessungswert der Einwirkungen

$R_d$  Bemessungswert der Widerstände

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$$

$R_k$  charakteristischer Widerstand

$\gamma_M$  Materialsicherheitsbeiwert, für Mauerwerk  $\gamma_{Mm} = 2,5$

### 8.1 Versagen durch Stahlbruch und Herausziehen der Ankerstange aus dem Mörtel

Vom Dübelssystem abhängige Versagensarten sind Stahlbruch und Herausziehen der Ankerstange aus dem Mörtel. Die Berechnung des charakteristischen Widerstands bei zentrischer Zugbelastung kann nach Gleichung 8.2 bzw. Gleichung 8.3 erfolgen. Die charakteristische Verbundfestigkeit  $\tau_{RK,1}$  in Gleichung 8.3 entspricht der 5%-Fraktile der gemessenen Verbundfestigkeiten bei Höchstlast.

Stahlbruchlast eines Einzeldübeln bei zentrischer Zugbelastung:

**Gleichung 8.2:**

$$N_{RK,S} = A_S \cdot f_{uk} \quad [N]$$

$A_S$  Querschnittsfläche des maßgebenden Stahlquerschnitts [mm<sup>2</sup>]

$f_{uk}$  Zugfestigkeit des Stahls [N/mm<sup>2</sup>]

Herausziehlast der Ankerstange aus dem Mörtel:

**Gleichung 8.3:**

$$N_{RK,1} = \tau_{RK,1} \cdot h_{ef} \cdot d_s \cdot \pi \quad [N]$$

$\tau_{RK,1}$  charakteristische Verbundfestigkeit bei Versagen zwischen Ankerstange und Mörtel [N/mm<sup>2</sup>]; aus Versuchen ermittelt

$d_s$  Ankerstangendurchmesser [mm]

$h_{ef}$  Verankerungstiefe der Ankerstange im Mörtel [mm]

## 8.2 Versagen durch Auszug des Steins aus dem Verband

Das Versagen durch Steinauszug wird weitgehend vom Steinformat beeinflusst und ist vom Dübeltyp selbst unabhängig. Daher ist die Vorgabe von Lastobergrenzen in Abhängigkeit des Steinformats zweckmäßig. Diese Lastgrenzen geben an, welche Lasten maximal durch einen Einzeldübel oder eine Dübelgruppe in einen Stein eingeleitet werden dürfen.

Die charakteristische Traglast bei Versagen durch Auszug des Steins aus dem Verband berechnet sich nach Gleichung 8.4 (vgl. Kapitel 5.7.2.2). Wird für die Bemessung angenommen, dass die Stoßfugen unvermörtelt sind und Druckspannungen im Mauerwerk rechtwinklig zur Lagerfuge zu vernachlässigen sind, ergibt sich die charakteristische Schubfestigkeit  $f_{vk}$  aus dem halben Wert der charakteristischen Haftscherfestigkeit  $f_{vko}$ . Zur Festlegung von Lastgrenzen wird für  $f_{vko}$  die ungünstigste Mörteldruckfestigkeitsklasse M1 bis M2 nach EC 6 zugrunde gelegt.

**Gleichung 8.4:** 
$$N_{Rk} = f_{vk} \cdot A_{Scher} = 0,05 \cdot A_{Scher} \quad [N]$$

$$f_{vk} = 0,5 \cdot f_{vko}$$

$$f_{vko} = 0,1 \text{ N/mm}^2$$

$f_{vk}$  charakteristische Schubfestigkeit in den Mauerwerksfugen [N/mm<sup>2</sup>]

$f_{vko}$  charakteristische Haftscherfestigkeit [N/mm<sup>2</sup>]

$A_{Scher}$  Scherfläche des Steins [mm<sup>2</sup>]

In nationalen Zulassungen werden derzeit die in Tabelle 8.1 enthaltenen Lastgrenzen in Form einer zulässigen Last angegeben. Eine zulässige Last ergibt sich im allgemeinen aus dem Bemessungswert des Widerstands und einem Teilsicherheitsfaktor  $\gamma_F > 1$  auf der Lasteinwirkungsseite (Gleichung 8.5).

**Gleichung 8.5:** 
$$N_{zul} = \frac{N_{Rd}}{\gamma_F} = \frac{N_{Rk}}{\gamma_M \cdot \gamma_F}$$

$N_{Rd}$  Bemessungswert

$N_{Rk}$  charakteristischer Widerstand

$\gamma_F$  Sicherheitsbeiwert auf der Lasteinwirkungsseite

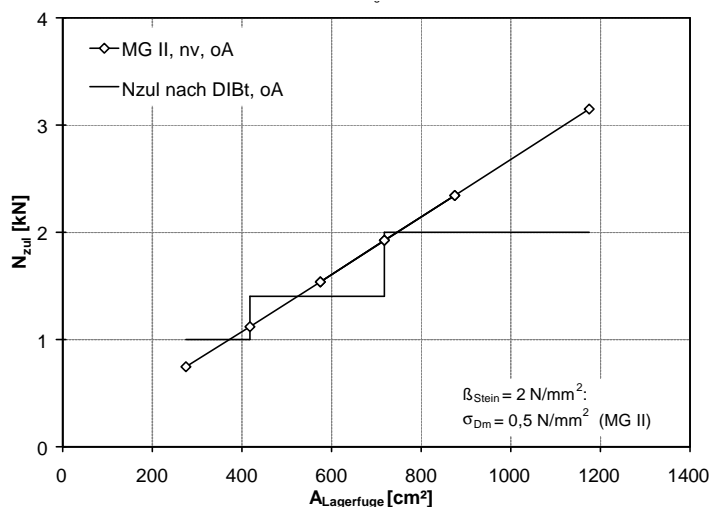
$\gamma_M$  Material Sicherheitsbeiwert

Steinformat	$A_{Lagerfuge}$ [cm <sup>2</sup> ]	$N_{zul}$ [kN]
≤ 3 DF	≤ 420	1,0
4 DF bis 10 DF	576 bis 720	1,4
≥ 10 DF	≥ 720	2,0

**Tabelle 8.1:** Maximale Lasten nach DIBt, die zur Vermeidung der Versagensart Steinauszug durch einen Einzeldübel oder eine Dübelgruppe in einen Einzelstein eingeleitet werden dürfen

Die Lastwerte orientieren sich an der Auswertung nach DIN 1053 bei unvermörtelten Stoßfugen, ohne Auflast bei Verwendung eines Mörtels der Gruppe II (vgl. Kapitel 5.7.2.1). Werden die zulässigen Lasten in Abhängigkeit der Steinfläche pro Lagerfuge aufgetragen, ergibt sich Bild 8.1. Sie ermitteln sich aus Gleichung 8.4 und Gleichung 8.5 mit  $\gamma_F=1,5$  und  $\gamma_M=2,5$  und entsprechen einer Auswertung nach EC 6 (1996) mit Mauerwerksqualität IIB. Die Scherfläche bei Einbezug der Ober- und U-

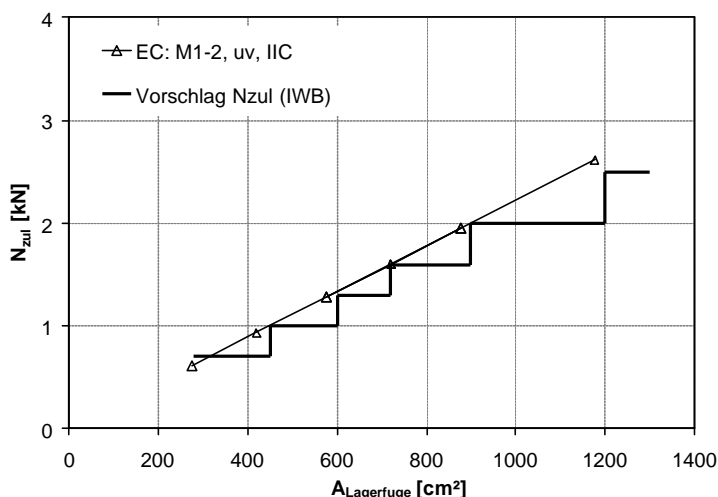
terseite eines Steins entspricht dem zweifachen Wert von  $A_{Lagerfuge}$ . Die an den Verlauf der zulässigen Lasten vorgenommene Anpassung der Lastgrenzen ist praktikabel und weiterhin einsetzbar.



**Bild 8.1:** Vergleich der rechnerischen Höchstlasten bei Versagen durch Steinauszug und der für Deutschland vorgeschlagenen zulässigen Lasten

Im Rahmen europäischer Zulassungen wird anstelle der Mauerwerksqualität IIB die ungünstigste Kategorie IIC vorgeschlagen. Der Unterschied zur nationalen Zulassung liegt im Material Sicherheitsbeiwert  $\gamma_M$ , der nach Tabelle 5.6 mit dem Wert 3,0 anzusetzen ist. Die treppenförmige Kurve in Bild 8.2 zeigt eine Möglichkeit zur Festlegung der zulässigen Lastobergrenzen in europäischen Zulassungen. Die Lastklassen sind in Abhängigkeit der Steinfläche pro Lagerfuge angegeben.

$A_{Lagerfuge}$ [cm <sup>2</sup> ]	$N_{zul}$ [kN]
< 450	0,7
450 bis 600	1,0
600 bis 720	1,3
720 bis 900	1,6
900 bis 1200	2,0
$\geq 1200$	2,5



**Bild 8.2:** Vorschlag maximaler Lasten für europäische Zulassungen zur Vermeidung der Versagensart Steinauszug und deren Vergleich zur rechnerischen Höchstlast nach EC 6 (1996)

### 8.3 Versagen Herausziehen des ganzen Dübels und Steinausbruch

Die Versagensarten Herausziehen des Dübels und Steinausbruch werden vom Dübelssystem und vom Ankergrund beeinflusst. Zur Bestimmung der Traglast eines Ein-



zeldübels im Voll- und Lochstein ohne Randeinfluss sind beide Versagensarten zu untersuchen. Im Vollstein ist die kleinere Last aus der Berechnung der Herausziehlast und der Ausbruchlast maßgebend.

In Lochsteinen ist zusätzlich die Herausziehlast infolge Abscheren des Mörtelpfropfens zu berücksichtigen. Die Ausbruchlast wird erreicht, wenn entweder die Verbund- oder die Mörtelscherfestigkeit groß genug sind.

### 8.3.1 Versagen durch Herausziehen des Dübels

Das Versagen durch Herausziehen der Verankerung wird in Anlehnung an Verbunddübel im Ankergrund Beton bemessen. Die Gleichung zur Bestimmung der Traglast eines Einzeldübels geht auf *Meszaros (2001)* zurück. Die Tragfähigkeit unter Zugbelastung bei Verbundversagen zwischen Injektionsmörtel und Ankergrund wird anhand von Gleichung 8.6 berechnet. Die charakteristische Verbundfestigkeit  $\tau_{Rk,2}$  ist im Rahmen eines Zulassungsverfahrens aus Versuchen in Vollsteinen zu ermitteln. Die Bemessung erfolgt unter Berücksichtigung der wirksamen Verankerungstiefe für Voll- und Lochsteine analog.

Die Berücksichtigung der Druckfestigkeit erfolgt nach Gleichung 8.7. Für die Anwendung in der Praxis ist es sinnvoller, anstelle der Netto-Steindruckfestigkeit die Brutto- bzw. die Nenndruckfestigkeit der Mauersteine anzusetzen. Dieses Vorgehen liegt auf der sicheren Seite. Eine Unterscheidung zwischen Brutto- und Nettodruckfestigkeit erübrigt sich im Vollmaterial.

Herausziehlast eines Einzeldübels bei zentrischer Zugbelastung:

**Gleichung 8.6:** 
$$N_{Rk,2}^0 = \tau_{Rk,2} \cdot h'_{ef} \cdot d_B \cdot \pi \cdot \psi_{St} \quad [N]$$

$\tau_{Rk,2}$	charakteristische Verbundfestigkeit zwischen Ankergrund und Mörtel [N/mm <sup>2</sup> ]; in Vollsteinen aus Versuchen ermittelt für $\beta_{St} = \text{Sollwert}$
$d_B$	Bohrlochdurchmesser [mm]
$h'_{ef}$	Verankerungstiefe der Siebhülse im Mauerwerk [mm] nach Kapitel 4.1
$\psi_{St}$	Beiwert zur Berücksichtigung der Druckfestigkeit nach Gleichung 8.7

Berücksichtigung der Druckfestigkeit:

**Gleichung 8.7:** 
$$\psi_{St} = \left( \frac{\beta_{St,vorh}}{\beta_{St,Sollwert}} \right)^\alpha$$

$\alpha = 0,45$  für Kalksandstein und Hochlochziegel

$\alpha = 0,20$  für Leichtbetonsteine

$\beta_{St}$  Druckfestigkeit nach *DIN 105*, *DIN 106*, *DIN 18151*

In Lochsteinen wirkt neben dem Tragmechanismus Verbund zusätzlich der Mörtelpfropfen in den Hohlkammern als formschlüssige Hinterschneidung der Stege. Daher ist in Lochsteinen zusätzlich das Herausziehen durch Abscheren des Mörtelpfropfens zu berücksichtigen. Bei geringen Verbundfestigkeiten wird die Dübelbelastung auf den Mörtelpfropfen umgelagert. Dies ist jedoch nur möglich, solange die Mörtelscherfestigkeit ausreichend hoch ist (vgl. Fall 2 und 3 in Kapitel 5.4.2), um die Last in den Ankergrund zu übertragen.

Die Last bei Herausziehen mit Mörtelabscheren kann nach Gleichung 8.8 erfasst werden. Die Scherfestigkeit des Injektionsmörtels ist im Rahmen eines Zulassungsverfahrens zu bestimmen.  $\tau_{Rk,M}$  entspricht der 5%-Fraktile der gemessenen Mörtelscherfestigkeiten bei Höchstlast.

Herausziehlast in Lochsteinen durch Mörtelabscheren:

**Gleichung 8.8:**  $N_{Rk} = \tau_{Rk,M} \cdot (h_{ef} - h_{Steg}) \cdot d_B \cdot \pi \quad [N]$

$\tau_{Rk,M}$	Mörtelscherfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ], aus Versuchen ermittelt
$d_B$	Bohrlochdurchmesser [mm]
$h_{ef}$	Verankerungstiefe der Siebhülse im Mauerwerk [mm]
$h_{Steg}$	über $h_{ef}$ vorhandene Stegdicke [mm]

### 8.3.2 Versagen Steinausbruch

Die charakteristische Last bei Versagen durch Steinausbruch kann nach Kapitel 5.6.3.1 in Abhängigkeit der Steinart durch Gleichung 8.9 bis Gleichung 8.11 ermittelt werden. Darin wurde die vorhandene Anzahl der Versuche je Steinart und deren Variationskoeffizienten berücksichtigt. Die Bemessung erfolgt unter Berücksichtigung der wirksamen Verankerungstiefe für Voll- und Lochsteine analog.

Ausbruchlast in Kalksandsteinen:

**Gleichung 8.9:**  $N_{Rk,c}^o = 1,4 \cdot \beta_{Stein,netto} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad [N]$  Kalksandsteine

$h'_{ef}$  = wirksame Verankerungstiefe nach Kapitel 4.1 [mm]

Ausbruchlast in Leichtbetonsteinen:

**Gleichung 8.10:**  $N_{Rk,c}^o = 5,5 \cdot \beta_{Stein,netto}^{0,3} \cdot \sqrt{\rho} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad [N]$  Leichtbetonsteine

$h'_{ef}$  = wirksame Verankerungstiefe nach Kapitel 4.1 [mm]

$\rho$  = Nettotrockenrohddichte [kg/m<sup>3</sup>]

Ausbruchlast in Ziegelsteinen:

**Gleichung 8.11:**  $N_{Rk,c}^o = 11,4 \cdot \beta_{Stein,netto}^{0,5} \cdot h'_{ef} \quad [N]$  Ziegelsteine

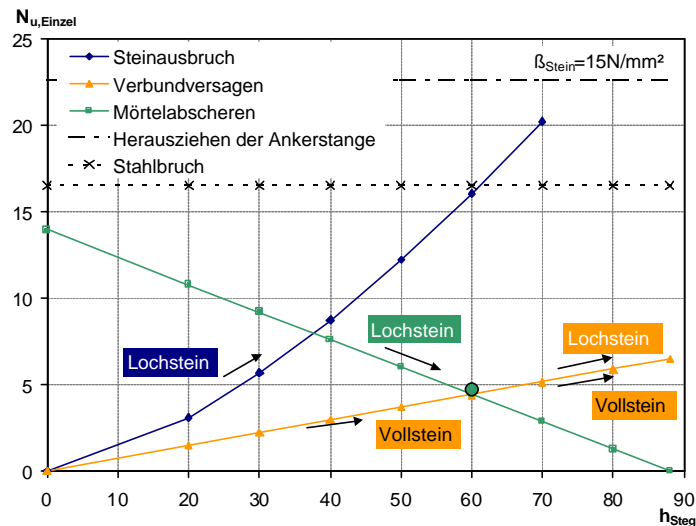
$h'_{ef}$  = wirksame Verankerungstiefe nach Kapitel 4.1

### 8.3.3 Bemessungsdiagramme für Einzeldübel in der Fläche

Injektionssysteme sind aufgrund der festgelegten Abmessungen der Siebhülse an vorgegebene Verankerungstiefen und Bohrlochdurchmesser gebunden. Vom Hersteller werden i.a. zwei Varianten an Siebhülsenabmessungen vorgegeben. Daher lassen sich die Berechnungsgleichungen der Traglast eines Einzeldübels für ein Dübelssystem in jeder Steinart in Abhängigkeit der wirksamen Verankerungstiefe in Form eines Diagramms darstellen. Die in einem Zulassungsverfahren zu bestimmenden Größen sind dabei die Verbundfestigkeit  $\tau_{Rk,1}$  bei Herausziehen der Ankerstange aus

dem Mörtel, die Verbundfestigkeit  $\tau_{RK,2}$  im Vollstein, sowie die Mörtelscherfestigkeit  $\tau_{RK,M}$ . Auf die Versuchsbedingungen wird in Kapitel 9 näher eingegangen.

Das in Bild 8.3 dargestellte Diagramm ist für Kalksandsteine mit einer Druckfestigkeit von  $15 \text{ N/mm}^2$  erstellt.



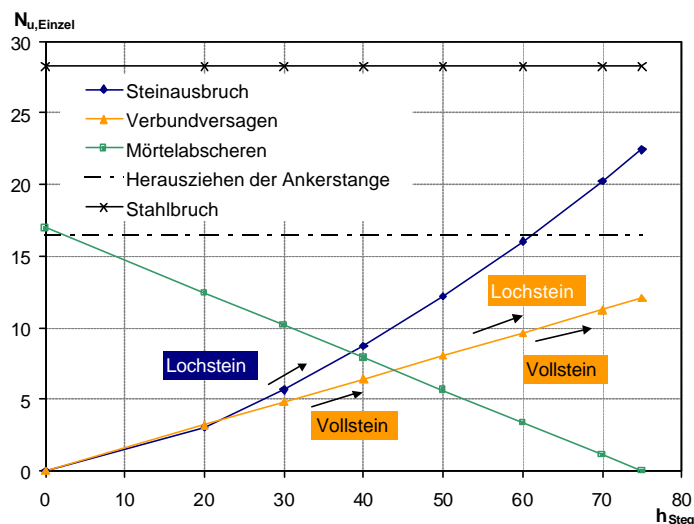
**Bild 8.3:** Beispiel 1: Diagramm zur Bestimmung der Traglast und der Versagensart eines Dübeltyps A in Abhängigkeit der wirksamen Verankerungstiefe mit gegebenem Bohrlochdurchmesser und gegebener Siebhüslenlänge

Für das dargestellte Beispiel zeigt sich, dass in Vollsteinen das Versagen immer durch Herausziehen hervorgerufen wird. In Lochsteinen ist bis zu einer wirksamen Verankerungstiefe von ca. 35 mm ein Steinausbruch über den formschlüssigen Mörtelpfropfen möglich. Die Traglasten bei gleichen wirksamen Verankerungstiefen sind in Lochsteinen aufgrund des zusätzlichen Formschlusses und der damit verbundenen Ausnutzung der Ankergrundtragfähigkeit größer als in Vollsteinen. Bei Verankerungstiefen  $> 35 \text{ mm}$  ist zu erkennen, dass die Mörtelscherfestigkeit nicht ausreicht, um einen Ausbruch hervorzurufen. Die Verbundfestigkeit des Mörtels ist bereits bei kleineren Lasten erreicht, so dass bereits eine kontinuierliche Lastumlagerung auf den Mörtelpfropfen erfolgt. Ist die Mörtelscherfestigkeit erreicht, wird der Dübel herausgezogen und der formschlüssige Mörtel schert ab. Bei einer Verankerungstiefe von ca. 60 mm ist das Verbundtragverhalten in Übereinstimmung mit Vollsteinen maßgebend. Versagt der Verbund, ist keine Lastumlagerung auf den Formschluss möglich, da der Pfropfen zu klein ist, um eine Steigerung der Traglast zu bewirken. Stahlversagen (bezogen auf M8) und Herausziehen der Ankerstange aus dem Mörtel wird nicht maßgebend.

Das Diagramm in Bild 8.4 zeigt das Traglastdiagramm eines zweiten Dübeltyps, ebenfalls für Kalksandsteine mit einer Druckfestigkeit von  $15 \text{ N/mm}^2$ . Bei kleinen Stegdicken liegen die Lasten durch Verbundversagen und Steinausbruch nahe zusammen. Es ist naheliegend, dass in Vollsteinen ein Steinausbruch hervorgerufen wird, dessen Tiefe nahezu über die gesamte Einbindetiefe reicht. Die Lasten entsprechen in etwa den Ausbruchlasten in Lochsteinen bei gleicher Stegdicke. In Vollsteinen wird es mit zunehmender Verankerungstiefe zu einem kombinierten Versagen zwischen Herausziehen und Steinausbruch kommen, wobei die Ausbruchtiefe im Verhältnis zur Verankerungstiefe abnimmt. In Lochsteinen kann die Ausbruchlast bei voller Tiefe bis ca. 40 mm gegebenenfalls mit Hilfe des Mörtelpfropfen erreicht wer-

den. Anschließend kann bei Verbundversagen keine Lastumlagerung mehr erfolgen, da die Mörteltragfähigkeit bereits überschritten ist und der Dübel wird mit Abscheren des Mörtelfropfens herausgezogen.

Stahlversagen (bezogen auf M10) und Herausziehen der Ankerstange aus dem Mörtel wird nicht maßgebend. Je nach Streuung der Verbundfestigkeit im Vollstein ist das Herausziehen der Ankerstange bei voller Verankerungstiefe jedoch möglich.



**Bild 8.4:** Beispiel 2: Diagramm zur Bestimmung der Traglast und der Versagensart eines Dübeltyps B in Abhängigkeit der wirksamen Verankerungstiefe mit gegebenem Bohrlochdurchmesser und gegebener Siebhüslenlänge

### 8.3.4 Bemessung bei randnahen Dübeln und Dübelgruppen

Der Einfluss des Randes wurde in Kapitel 6 untersucht. Es zeigte sich, dass nicht nur Bauteilränder, sondern auch unvermörtelte Stoßfugen als freier Rand angesehen werden müssen. Die Untersuchung des Tragverhaltens von Dübelgruppen erfolgte in Kapitel 7. Zusammenfassend ergibt sich aus den durchgeführten Versuchen, dass die Versagenslasten von randnahen Dübeln und von Dübelgruppen in Mauerwerk aus Voll- und Lochsteinen gut durch das Verfahren nach CEN (2004) wiedergegeben werden. Ein Vergleich der Regressionsgeraden in den Auswertungen nach CEN mit und ohne den Beiwert  $\psi_{s,N}$  zeigten, dass dessen Berücksichtigung nicht erforderlich ist. Die Traglast von randnahen Dübeln oder Dübelgruppen berechnet sich nach Gleichung 8.12.

Randnahe Befestigungen und Dübelgruppen:

**Gleichung 8.12:** 
$$N_{RK} = N_{RK}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{g,N}$$

mit  $N_{RK}^0$  = Charakteristische Traglast eines Einzeldübeln in der Fläche

$A_{c,N}$  = vorhandene projizierte Fläche des Ausbruchkörpers

$A_{c,N}^0$  =  $(2 \cdot c_{cr,N})^2 = s_{cr,N}^2$   
projizierte Fläche des Betonausbruchkörpers bei vollständiger Ausbildung des Ausbruchkörpers

$$\psi_{g,N} = \psi_{g,N}^0 + (1 - \psi_{g,N}^0) \cdot \left( \frac{s}{s_{cr,N}} \right) \geq 1,0$$

$$\psi_{g,N}^0 = n^\alpha \quad \text{mit} \quad \alpha = 0,7 \cdot \left( 1 - \frac{\tau_{Rk}}{\tau_{Rk,max}} \right) \leq 0,5$$

Beiwert zur Berücksichtigung des positiven Gruppeneffekts bei Verbunddübeln mit kleinen Achsabständen

$$\tau_{Rk,max} = \text{nach Gleichung 8.13 bis Gleichung 8.15; zur Bildung eines Ausbruchkörpers erforderliche Verbundfestigkeit}$$

$$c_{cr,N} = 1,5 \cdot h_{ef} \text{ bei Versagen durch Steinausbruch}$$

$$= 10 \cdot d \cdot \left( \frac{\tau_{Rk}}{10} \right)^{2/3} \text{ bei Versagen durch Herausziehen}$$

erforderlicher Randabstand

$$s = \text{vorhandener Achsabstand der Befestigung}$$

$$s_{cr,N} = 2 \cdot c_{cr,N}$$

erforderlicher Achsabstand

Zur Berechnung von  $\tau_{Rk,max}$  können Gleichung 8.13 bis Gleichung 8.15 herangezogen werden. Die Ausbruchlasten bei Bildung eines Ausbruchkörpers über die gesamte Einbindetiefe der Siebhülse sind abhängig vom Ankergrundmaterial. Ein Gleichsetzen der Ausbruchlasten mit Gleichung 8.6 ergibt die maximale Verbundspannung, mit der bei gegebener Verankerungstiefe gerade ein vollständiger Ausbruch über Verbund hervorgerufen wird. Die Gleichungen für die charakteristischen Werte beruhen für Kalksandsteine auf einer Datenbasis von  $n = 115$  Versuchen bei einem Variationskoeffizienten  $v$  von 20,6%, für Leichtbetonhohlblöcke beträgt  $n = 106$  mit  $v = 24,5\%$  und für Hochlochziegel ist  $n = 252$  mit  $v = 20,4\%$ .

Im Gegensatz zu den Auswertungen in Kapitel 5.6.3 ist es für die Praxis sinnvoller, anstelle der Netto-Steindruckfestigkeit die Brutto- bzw. die Nenndruckfestigkeit der Mauersteine anzusetzen. Dieses Vorgehen liegt auf der sicheren Seite. Gleiches gilt für die Rohdichte in Gleichung 8.14. Die wirksame Verankerungstiefe bestimmt sich nach Tabelle 4.1.

Berechnung von  $\tau_{Rk,max}$ :

$$\text{Gleichung 8.13: } \tau_{Rk,max} = 1,4 \cdot \frac{\beta_{\text{Stein}} \cdot h_{ef}^{0,5}}{\pi \cdot d_B} \quad [\text{N/mm}^2] \quad \text{für Kalksandlochsteine}$$

$$\text{Gleichung 8.14: } \tau_{Rk,max} = 5,5 \cdot \frac{\beta_{\text{Stein}}^{0,3} \cdot h_{ef}^{0,5} \cdot \rho^{0,5}}{\pi \cdot d_B} \quad [\text{N/mm}^2] \quad \text{für Leichtbetonhohlblöcke}$$

$$\text{Gleichung 8.15: } \tau_{Rk,max} = 11,4 \cdot \frac{\beta_{\text{Stein}}^{0,5}}{\pi \cdot d_B} \quad [\text{N/mm}^2] \quad \text{für Hochlochziegel}$$

$\beta_{\text{Stein}}$  Druckfestigkeit nach *DIN 105*, *DIN 106*, *DIN 18151*

$\rho$  Rohdichte nach *DIN 18151*

$h'_{ef}$  Verankerungstiefe der Siebhülse im Mauerwerk [mm] nach Tabelle 4.1, 1a, 2a oder 2b

$d_B$  Bohrlochdurchmesser

## 9 Vorschlag zur Durchführung von Zulassungsversuchen nach ETAG

Bei der Durchführung von Zulassungsversuchen mit Injektionsdübeln im Ankergrund Mauerwerk stellt sich die grundlegende Frage, in welchen Steinen der europäischen Marktvielfalt geprüft werden soll. Hierzu gibt es verschiedene Überlegungen. Während die Vorstellung eines überall erhältlichen Referenzsteines aufgrund der Untersuchungen zur europäischen Marktsituation nach Kapitel 3.2 verworfen werden kann, besteht die Möglichkeit, Zulassungsversuche in einem Ersatzkörper z. B. aus Stahl mit festgelegten Abmessungen und Geometrien durchzuführen. Dies gewährleistet eine hohe Vergleichbarkeit der Ergebnisse, unabhängig davon, in welchem Land und von wem die Prüfungen durchgeführt werden. Ein solcher Ersatzkörper ist jedoch nur zur Prüfung von Parametern zweckmäßig, die unabhängig vom Ankergrund sind. So könnte beispielsweise der Verbund zwischen Ankerstange und Mörtel, das Abscheren des Mörtelpfropfens in einem simulierten Lochstein, der Einfluss der Temperatur auf den Mörtel oder die Mindestaushärtezeiten des Mörtels geprüft werden. Der Einfluss der Bohrlochreinigung im trockenen oder feuchten Ankergrund sowie Verbundeigenschaften zwischen Mörtel und Bohrlochwandung in verschiedenen Steinmaterialien sind hingegen in einem solchen Ersatzkörper nicht prüfbar. Diese Parameter müssen weiterhin in Mauersteinen geprüft werden.

Aufgrund dieser Überlegungen erscheint es sinnvoll, dass der Dübelhersteller die Steine, in denen sein Produkt zugelassen werden soll, nach Steinart, Festigkeit oder Lochbild selbst auswählt. Darin werden sowohl die zulässigen Anwendungsbedingungen ermittelt als auch die Eignungsversuche wie z. B. Einfluss der Bohrlochreinigung oder der Temperatur durchgeführt. Sollen die zugelassenen Produkte in anderen als im Zulassungsverfahren geprüften Steinen angewendet werden, sind Versuche am Bauwerk zur Bestimmung des charakteristischen Widerstands erforderlich. Eventuelle Abminderungen aus Umwelteinflüssen oder vorhandenen Gegebenheiten können dann aus der Zulassung entnommen werden. Dieses Vorgehen hat den Vorteil, dass die Steine von Dübelherstellern und Prüfinstituten problemlos zu beschaffen sind. Weiterhin sind bei Auswahl von kritischen Steinen (geringe Druckfestigkeiten, geringe Stegdicken in Lochsteinen) zusätzliche Baustellenversuche in vielen Fällen vermeidbar. Als nachteilig zeigt sich die geringe Vergleichbarkeit der Versuchsergebnisse zwischen unterschiedlichen Prüfinstituten, da von Region zu Region die verwendeten Steine variieren werden. Auch sind durch die Auswahl von günstigen Steinen sehr hohe charakteristische Widerstände erreichbar. In diesem Fall sind häufig Versuche am Bauwerk notwendig.

Zuletzt ist auch eine Kombination aus Zulassungsversuchen in einem Ersatzkörper und in vom Dübelhersteller gewählten Steinen denkbar. Versuche am Bauwerk werden zur Bestimmung von zulässigen Lasten nach derzeitigem Stand für diverse Anwendungsfälle nicht völlig zu vermeiden sein.

In *Eligehausen/ Mallée (2000)* sind maximal zulässige Lasten für Injektionsdübel in Mauerwerk aus Lochsteinen nach DIN angegeben. Sie beruhen auf der Auswertung zentrischer Ausziehversuche mit einem globalen Sicherheitsbeiwert von  $\gamma = 3,0$ . In Lochsteinen wird die Tragfähigkeit der Dübel i.d.R. durch die Festigkeit und das Lochbild des Ankergrunds bestimmt. Die zulässigen Lasten berücksichtigen die geringen, marktüblichen Stegdicken in Kalksandlochsteinen und Hochlochziegeln. Sie können Tabelle 9.1 entnommen werden. Die Lasten sind auch gültig, wenn die Dübel in oder neben Fugen gesetzt werden.

Steinart		zul F allg.	zul F unter Einhaltung besonderer Bestimmungen
Hochlochziegel nach DIN 105 [kN]	Hlz 4	0,3	0,6 <sup>1)</sup>
	Hlz 6	0,4	0,8 <sup>1)</sup>
	Hlz 12	0,8	1,0 <sup>1)</sup>
Kalksandlochsteine nach DIN 106 [kN]	KSL 4	0,4	0,6 <sup>2)</sup>
	KSL 6	0,6	0,8 <sup>2)</sup>
	KSL 12	0,8	1,4 <sup>2)</sup>
Hohlblöcke aus Leichtbeton nach DIN 18151 [kN]	Hbl 2	0,3	0,5 <sup>1)</sup>
	Hbl 4	0,6	0,8 <sup>1)</sup>

<sup>1)</sup> gültig, wenn Bohrlöcher im Drehgang erstellt werden

<sup>2)</sup> gültig, wenn Bohrlöcher im Drehgang erstellt werden und nachgewiesen wird, dass die Dicke des Außenstegs mindestens 30 mm beträgt

**Tabelle 9.1:** Zulässige Lasten für Injektionsdübel in Mauerwerk, aus *Eligehausen/ Mallée (2000)*

## 9.1 Stand der Zulassungen

Derzeit existiert keine Prüfvorschrift im Rahmen der European Organisation for Technical Approvals (EOTA) für Verankerungen mit Injektionsdübeln in Mauerwerk. Die vom Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt) erteilten deutschen Zulassungen wurden auf Basis von Versuchsprogrammen, die in Anlehnung an bestehende Prüfvorschriften (*ETAG 001*) erstellt wurden, erteilt. Im Rahmen des Zulassungsverfahrens werden i.d.R. die zulässigen Anwendungsbedingungen für die Steinmaterialien Ziegel, Kalksandstein und Leichtbetonhohlblöcke in zwei Festigkeitsklassen bestimmt. Die Mindestnenndruckfestigkeit für Hochlochziegel nach *DIN 105* und Kalksandsteine nach *DIN 106* muss  $4 \text{ N/mm}^2$ , für Leichtbetonsteine nach *DIN 18151*  $2 \text{ N/mm}^2$  betragen. In den Zulassungsverfahren werden ausschließlich Steine nach DIN verwendet. Europäische Zulassungen für Injektionsdübel in Mauerwerk existieren bislang nicht.

Zulassungsversuche werden sowohl in Lochsteinen als auch in Vollsteinen durchgeführt. Der Hersteller entscheidet, ob die Zulassung nur für Lochsteine oder auch für Vollsteine erteilt werden soll. In beiden Fällen sind Versuche in Vollsteinen erforderlich, um den Fall abzudecken, dass in einem Lochstein keine Hohlkammern angeschnitten werden. Alle Versuche werden mit mittlerem Bohrreckmaß durchgeführt.

Die zulässigen Anwendungsbedingungen werden bei Umgebungstemperatur (ca.  $20^\circ\text{C}$ ) in Versuchen mit weiter Abstützung in großformatigen Einzelsteinen ermittelt. Dieses Vorgehen liegt auf der sicheren Seite, da der Stein im Gegensatz zu seiner eingebauten Lage im Mauerwerkverband keinerlei Querdehnungsbehinderungen erfährt. In Lochsteinen ist die ungünstigste Setzposition zu wählen. Sie wird durch den geringsten Steganteil entlang der Verankerungstiefe definiert. Ist die ungünstigste Position nicht eindeutig zu erkennen, sind alle in Frage kommenden Positionen zu prüfen. Diejenige, in der sich die geringsten Traglasten ergeben, ist maßgebend.

Die Montage in Vollsteinen erfolgt nach Herstellerangaben. In Lochsteinen wird unabhängig von den Herstellerangaben auf eine Bohrlochreinigung verzichtet. Aus bortechnischen und wirtschaftlichen Gründen erfolgt der Bohr- und Setzvorgang vertikal nach unten. Der Einfluss der Setz- und Bohrrichtung wird im Rahmen der Zulas-

sung durch Setzversuche bzw. durch eine Vergleichsserie mit horizontaler Setz- und Bohrrichtung geprüft, da in der Praxis eine horizontale Montage üblich ist. Die Mindestaushärtezeit nach Herstellerangaben ist einzuhalten.

Im Rahmen der Zulassung sind alle Größen der vom Hersteller geplanten Ankerstangen und Siebhülsen sowie alle Verpackungsgrößen und Kartuschenarten des Mörtels auf ihre Funktionsfähigkeit zu überprüfen.

Mörteleigenschaften werden in Versuchen mit enger Abstützung untersucht. Hierzu sind Referenzversuche vorzusehen.

Weiterhin wird der Einfluss des Bohrverfahrens berücksichtigt. Dies erfolgt z. B. dadurch, dass die zulässigen Anwendungsbedingungen für den ungünstigeren Fall des Hammerbohrens ermittelt werden. Alternativ wurden die Versuche auch in im Drehgang erstellten Bohrlöchern durchgeführt und der Einfluss des Hammerbohrens im Rahmen der Eignungsversuche überprüft.

Der Einfluss der Lastrichtung wird i.d.R. durch Querzugversuche in Hochlochziegeln und niederfesten Leichtbetonhohlblöcken ermittelt. Wie im Ankergrund Beton sind nach bisherigen Erfahrungen die Traglasten bei Querbeanspruchung der Dübel höher als für zentrische Zugbeanspruchung.

Zur Bestimmung von charakteristischen Achsabstände für Dübelgruppen oder charakteristische Randabstände wurden bislang keine Versuche durchgeführt.

In den Versuchen zur Überprüfung der Eignung wurden in bisherigen Zulassungsverfahren neben den bereits genannten Parametern Setzrichtung, Bohrrichtung und Bohrverfahren auch die Parameter Bohrlochreinigung in trockenen und feuchten Vollsteinen, Mindestaushärtezeiten des Mörtels in Abhängigkeit der Verarbeitungsbzw. Einbautemperatur, Temperatur im Gebrauchsbereich, sowie Dauerhaftigkeit, Belastungswiederholungen, Setzpositionen in Fugen und das maximal mögliche Drehmoment untersucht.

Setzversuche werden zur visuellen Überprüfung des Mörtelfließverhaltens in den Hohlkammern des Steins herangezogen. Sie werden üblicherweise in horizontaler Richtung in Hochlochziegeln und Kalksandlochsteinen durchgeführt. Weiterhin kann durch Öffnen der Siebhülse die Vermörtelung der Ankerstange in der Siebhülse kontrolliert werden. Dies gibt Aufschluss über mögliche Systemprobleme bzgl. des maximal aufzubringenden Drehmoments oder des frühzeitigen Verbundversagens zwischen Ankerstange und Mörtel.

Versuche zur Überprüfung der Mörteleigenschaften werden mit enger Abstützung durchgeführt, um das Versagen des Ankergrunds auszuschließen und das Verhalten des Injektionssystems zu untersuchen. Hierzu gehören zentrische Ausziehversuche zum Nachweis der Mindestaushärtezeiten des Verbundmaterials bei den vorgesehenen Temperaturbereichen im Ankergrund und zur Untersuchung des Verhaltens im Gebrauchstemperaturbereichs.

Die erforderlichen Mindestaushärtezeiten bei unterschiedlichen Verarbeitungstemperaturen (z. B. 0°C, 10°C, 20°C und 40°C) sind vom Hersteller auf der Mörtelkartusche anzugeben und werden auf ihre Richtigkeit getestet. Dazu werden die Dübel unmittelbar nach Ablauf der Mindestzeitangabe in zentrischen Ausziehversuchen bis zum Versagen belastet. Der Ankergrund und die einzelnen Dübelkomponenten sind vor dem Setzen durch Lagerung in einem Klimaschrank auf die jeweilige Temperatur zu konditionieren.



Häufig werden Injektionsdübel zur Verankerung von Fassaden eingesetzt. Im Sommer können die Temperaturen durch direkte Sonneneinstrahlung im Bereich des Befestigungspunktes auf über 80°C ansteigen. Der Mörtel von Injektionssystemen enthält Kunstharze, die auf ihr Temperaturverhalten hin zu prüfen sind. Gleiches gilt für Kunststoffsiebhülsen. Der Einfluss erhöhter Temperaturen wird durch Versuche geprüft, in denen die Dübel bei 20°C gesetzt und anschließend ca. 24h bei 80°C gelagert. Anschließend erfolgt ein zentrischer Ausziehversuch mit enger Abstützung.

Weitere Eignungsversuche dienen der Prüfung der Verbundeigenschaften zwischen Mörtel und Ankergrund. Zum einen wird die Anfälligkeit des Injektionsmörtels gegenüber Bohrlochreinigung und Feuchte im Ankergrund untersucht, zum anderen wird die am Bauwerk mögliche Setzposition in der Fuge auf ihre Traglast hin geprüft.

Der Einfluss der Bohrlochreinigung auf das Injektionssystem wird in Kalksandvollsteinen geprüft. Gegenüber den Versuchen zur Bestimmung der zulässigen Anwendungsbedingungen, in denen das Bohrloch nach Herstellerangaben gereinigt wird, reduziert sich die Reinigung in den Eignungsversuchen auf ein Minimum (definiert als ca. der Hälfte der vom Hersteller angegebenen Reinigung). Gegebenenfalls wird auf die nächste ganze Zahl der Reinigungsvorgänge abgerundet. So wird z. B. ein dreimaliges Blasen, Bürsten und Blasen des Bohrlochs auf die Reinigung 1x blasen, 1x bürsten, 1x blasen reduziert.

Zur Untersuchung des Einflusses der Ankergrundfeuchte werden die Prüfkörper, üblicherweise Vollziegel und Kalksandvollsteine, bis zur vollständigen Durchfeuchtung unter Wasser gelagert. Im Anschluss erfolgt die Montage und der zentrische Ausziehversuch.

Bei der Setzposition in der Fuge wird berücksichtigt, dass in der Praxis die Ausführung der Lagerfuge häufig nur unvollständig ist, so dass sich nicht über die gesamte Verankerungstiefe des Dübels ein Verbund zwischen der Mörtelfuge des Mauerwerks und dem Injektionsmörtel ausbilden kann. Daher wird in gut und schlecht vermörtelten Fugen getestet. Unter guter Vermörtelung wird die vollständige Verfüllung der Lagerfuge verstanden. Zur Simulation schlechter Mörtelfugen bleiben die ersten 20 mm der Fuge entlang des Einbindebereichs des Dübels unvermörtelt.

Für diese Versuche ist das Errichten einer Mauer mit einem ungünstigen Mörtel (z. B. Mörtel der Gruppe IIa) erforderlich.

Das Injektionssystem ist analog zu anderen Befestigungssystemen auf das Verhalten unter Dauerlast und wechselnden Beanspruchung zu prüfen. Hierbei sind neben der Resttragfähigkeit vor allem Verschiebungskriterien während der Belastung für die Eignung maßgebend.

Zuletzt sind Drehmomentversuche erforderlich zur Festlegung eines Montagedrehmoments in der Bedienungsanleitung des Dübels und um eine ausreichende Sicherheit gegen Überdrehen der Ankerstange im Mörtelbett bzw. der Siebhülse im Bohrloch zu gewährleisten. Hierzu werden Kalksandlochsteine mit geringem Außensteg und einer großen nachfolgenden Kammer verwendet. Kalksandlochsteine mit einem Steg von ca. 17 mm und einer anschließenden, kreisförmigen Öffnung mit 70 mm erwiesen sich als ungünstig bei der Überprüfung des maximal aufzubringenden Drehmoments. Aufgrund der geringen Stegdicke und dem fehlenden Widerstand innerhalb der Kammer, der den Mörtelpfropfen gegen Rotation stützen könnte, verbleibt bei ausreichender Vermörtelung der Ankerstange nur eine geringe Fläche entlang des Außenstegs, an der eine Mörtelhaftung entstehen kann.

Weitere Drehmomentversuche werden i.d.R. in Hochlochziegeln und Leichtbetonhohlblöcken durchgeführt.

## 9.2 Vorschlag eines Versuchsprogramms für Zulassungsverfahren nach ETAG

Die im Rahmen eines Zulassungsverfahrens durchzuführenden Versuche dienen zum einen dem Nachweis der allgemeinen Tauglichkeit des Injektionssystems sowie zur Bestimmung der Gewichtung systemabhängiger Einflussparameter. Weiterhin müssen in einem Zulassungsverfahren alle zur Bemessung erforderlichen dübelspezifischen Größen ermittelt werden. Dies sind die Verbundfestigkeit zwischen Injektionsmörtel und Ankergrund im Vollstein, die Mörtelscherfestigkeit im Lochstein sowie die Verbundfestigkeit zwischen Ankerstange und Mörtel.

Grundsätzlich ist bei den Überlegungen zur Aufstellung eines Versuchsprogramms von *ETAG 001 (2001)*, der Leitlinie für Verbunddübel in Beton, auszugehen und auf die Besonderheiten des Ankergrunds Mauerwerk zu modifizieren. Die wesentlichen Unterschiede liegen in den vielfältigen Materialien und Ausführungsformen, die zu berücksichtigen sind, sowie die abweichenden Versagensformen, die sich aus dem formschlüssigen Tragverhalten ergeben.

Bei Verbunddübeln in Beton gilt bzgl. der Versuche zur Ermittlung der zulässigen Anwendungsbedingungen *ETAG 001*, Teil 1. Die Versuchsbedingungen sind in Anhang B beschrieben. Die Unterscheidung nach gerissenem und ungerissenem Ankergrund entfällt für Mauerwerk. Stattdessen sind die verschiedenen Steinarten getrennt zu prüfen. In Vollsteinen kann analog zu ungerissenem Beton vorgegangen werden.

Der folgende Vorschlag basiert auf zahlreichen Versuchen mit unterschiedlichen Injektionssystemen bei Siebhüslängen von 75 mm bis 100 mm und Bohrlochdurchmessern zwischen 16 mm und 22 mm. Es wurden Systeme auf Zementbasis, auf Basis von Kunstharzen sowie Hybridsysteme geprüft. Als Ankergrund kamen Voll- und Lochsteine als Einzelstein oder im Verband in großen (bis 16 DF bzw. KS-Planelemente) und kleinen (bis NF) Formaten zum Einsatz.

### 9.2.1 Zulässige Anwendungsbedingungen

Die zulässigen Anwendungsbedingungen sind in den vom Hersteller gewählten Steinarten durchzuführen. Hierfür kommen z. B. Kalksandsteine, Ziegel, Leichtbetonsteine, Normalbetonsteine, Porenbetonsteine u.s.w. in Frage. Weiterhin kann der Hersteller entscheiden, ob die angestrebte Zulassung nur in Lochsteinen oder zusätzlich auch in Vollsteinen Gültigkeit haben soll. Versuche in Vollsteinen sind in jedem Fall erforderlich, um die Tragfähigkeit in Lochsteinen, in denen keine Hohlkammer getroffen wird oder die sehr große Stegdicken aufweisen, zu ermitteln. Weiterhin dienen die Versuche in Vollsteinen der Ermittlung der charakteristische Verbundfestigkeit  $\tau_{Rk,2}$ . Hierfür sind Mauersteine mit geringer Druckfestigkeit zu verwenden.

In jedem Fall sind in den ausgewählten Ankergründen zentrische Ausziehversuche ohne Einfluss von Rand- und Achsabständen mit weiter Abstützung bei Umgebungstemperatur ( $+21^{\circ}\text{C} \pm 3^{\circ}\text{C}$ ) durchzuführen. Um der Vielfalt innerhalb einer Steinart und der Streuung einzelnen Chargen Rechnung zu tragen, sollte bei Lochsteinen in zwei verschiedenen Steinen je Steinart mit unterschiedlichen Festigkeiten und Lochungen geprüft werden. Als Anhaltspunkt für den Lochanteil des Querschnitts bei Steinen gleichen Formats kann i.d.R. die Rohdichte herangezogen werden. Die Herstellung verschiedener Rohdichteklassen nach DIN erfolgt bei Hochlochziegeln und Kalksandlochsteinen über Variation des Lochbilds. Da nach DIN die

Masse des Mauersteins auf dessen Bruttovolumen bezogen wird, ergeben sich bei einem hohen Lochanteil geringere Rohdichten.

In Lochsteinen ist die ungünstigste Setzposition zu wählen. Ist diese nicht eindeutig erkennbar, sind alle in Frage kommenden Positionen zu prüfen. Die Setzposition mit den kleinsten Traglasten ist maßgebend. Eine ungünstige Setzposition kennzeichnet sich durch geringe Steganteile und große Hohlkammern entlang der Einbindetiefe der Siebhülse.

In den Versuchen sind generell großformatige Steine zu verwenden, die zur weiten Abstützung einen ausreichenden Abstand zur Dübelachse ermöglichen. Die Setzposition ist möglichst in Steinmitte zu wählen.

Die minimale Bauteildicke kann nach *ETAG 001 (2001)* mit der Verankerungstiefe der Siebhülse gleichgesetzt werden, wenn sichergestellt wird, dass die volle Verbundlänge erreicht wird und jeder Verlust von Verbundmaterial kompensiert wird. Problematisch erweist sich vor allem bei Wandstärken von 115 mm das Ausbrechen auf der Rückseite des Steins während des Bohrvorgangs. Ohne Anwendungsbeschränkung wird in Anlehnung an den Ankergrund Beton für die minimale Bauteildicke  $h_{\min} = h_{\text{ef}} + \Delta h$  mit  $\Delta h \geq 2d_B \geq 30$  mm vorgeschlagen, deren Gültigkeit im Mauerwerk jedoch noch nachzuweisen ist.

Die Bohrlöcher der zentrischen Ausziehversuche zur Ermittlung der zulässigen Anwendungsbedingungen sollten im Hammergang erstellt werden. In der Praxis kann nicht gewährleistet werden, dass das Drehbohrverfahren in Lochsteinen verwendet wird. Bei Einsatz des Schlags werden die Stege des Steins geschädigt, wodurch geringere Bruchlasten hervorgerufen werden (vgl. Kapitel 5.6.4.1).

Weiterhin sind Versuche mit enger Abstützung zur Bestimmung der Mörtelscherfestigkeit  $\tau_{\text{RK,M}}$  (vgl. Gleichung 8.8) und der Verbundfestigkeit  $\tau_{\text{RK,1}}$  zwischen Ankerstange und Injektionsmörtel (vgl. Gleichung 8.3) erforderlich. Diese können in Kalksandsteinen durchgeführt werden. Die Mörtelscherfestigkeit kann in Lochsteinen mit großen Stegdicken (d.h.  $> 0,5 \cdot h_{\text{Siebhülse}}$ ) ermittelt werden, die Verbundfestigkeit  $\tau_{\text{RK,1}}$  in Vollsteinen, bei denen das Bohrloch nach Herstellerangaben gereinigt wurde, oder in Lochsteinen mit kleinen Stegdicken (d.h.  $< 0,5 \cdot h_{\text{Siebhülse}}$ ).

Nach *ETAG 001 (2001)*, Teil 5 ist im Rahmen der zulässigen Anwendungsbedingungen auch der Einfluss der Temperatur auf die charakteristische Tragfähigkeit eines Injektionssystems zu prüfen. Dieses Vorgehen ist entsprechend auf Mauerwerk zu übertragen.

Im Ankergrund Beton stehen dem Hersteller für den Gebrauchsbereich drei Temperaturbereiche zur Auswahl. Im ersten Bereich liegen die Gebrauchstemperaturen zwischen  $T = -40^\circ\text{C}$  und  $T_1 = +40^\circ\text{C}$ , im zweiten zwischen  $T = -40^\circ\text{C}$  und  $T_1 = +80^\circ\text{C}$ . Als dritte Option kann der Hersteller eine eigene Obergrenze  $T_1$  wählen. Die angegebene Maximaltemperatur entspricht der maximalen Kurzzeittemperatur. Diese entspricht der Obergrenze des Gebrauchstemperaturbereichs. Als weitere Kenngröße ist für jeden Bereich eine maximale Langzeittemperatur angegeben, die etwa 0,6 bis 1,0 mal  $T_1$  entspricht. Die maximale Langzeittemperatur ist über signifikante Zeiträume hin (nahezu) konstant. Sie liegt für die ersten beiden Optionen bei  $T = +24^\circ\text{C}$  bzw.  $T = +50^\circ\text{C}$ .

Die Versuche sind mit enger Abstützung durchzuführen. Es wird bei Umgebungstemperatur (Referenzversuche), bei maximaler Kurzzeit- und Langzeittemperatur geprüft. Die Dübel sind bei normaler Umgebungstemperatur zu setzen. Anschließend ist der Prüfkörper mit etwa 20K pro Stunde auf die geforderte Temperatur zu erwärmen und 24h zu lagern.

Das Temperaturverhalten ist sowohl in Loch- wie in Vollsteinen zu untersuchen, da die Verbundeigenschaften wie auch die Mörtel­eigenschaften, die für den Formschluss maßgebend sind, beeinflusst werden können. Als Ankergrund kommen Kalksandsteine in Betracht. Im Lochstein ist darauf zu achten, dass sich ein ausreichender Mörtelpfropfen, d.h. mindestens über die Hälfte der Siebhülsenlänge, ausbilden kann. Kalksandslochsteine eignen sich zur Untersuchung von Mörtel­eigenschaften, da in der Hohlkammer in allen Richtungen eine gleichmäßige Hinterfüllung möglich ist. Dies ist in Leichtbetonhohlblöcken auch möglich, allerdings entstehen im Stegbereich zusätzliche Verzahnungen infolge des groben, haufwerksporigen Gefüges. Eine isolierte Prüfung des Formschlusses ist nur möglich bei fehlendem oder minimalem Verbund im Stegbereich. Am besten könnte dies in einem Ersatzkörper aus Stahl mit definierter Stegdicke simuliert werden.

Aus den Ausziehversuchen bei maximaler Langzeittemperatur soll sich keine negative Beeinflussung der Tragfähigkeit ergeben. Anderenfalls ist diese im Verhältnis zu den Traglasten bei Umgebungstemperatur abzumindern. Die Traglasten bei maximaler Langzeittemperatur sind auf die bei maximaler Kurzzeittemperatur zu beziehen. Hierbei darf sich maximal eine Lastabnahme von 80% ergeben, ohne dass eine zusätzliche Abminderung erforderlich ist.

Im Rahmen der zulässigen Anwendungsbedingungen sind weiterhin die angegebenen Mindestaushärtezeiten zu überprüfen. Die Funktionsfähigkeit des Injektionssystems muss in dem vom Hersteller angegebenen Bereich der Einbautemperaturen, üblicherweise zwischen 0°C und +40°C, mit Einhaltung der zugehörigen Aushärtezeiten des Verbundmaterials gewährleistet sein. Unter Einbautemperatur versteht man die Temperatur sämtlicher Dübelbestandteile und des Ankergrunds zum Zeitpunkt des Setzens. Die Mindestaushärtezeit ist bei der niedrigsten Einbautemperatur und bei Umgebungstemperatur zu prüfen. Dabei dürfen sich bei der Mindesteinbautemperatur keine kleineren Traglasten als bei den Versuchen bei Umgebungstemperatur und Einhaltung der Mindestaushärtezeit ergeben. Weiterhin wird nach *ETAG 001 (2001)* gefordert, dass die Tragfähigkeit des Verbundsystems bei Umgebungstemperatur nach Einhaltung der Mindestaushärtezeit mindestens 90% der Tragfähigkeit von Referenzversuchen mit einer „langen“ Aushärtezeit erreichen muss. Unter „langer Aushärtezeit“ wird ein Zeitraum von 24h bei Harzen und 14 Tage bei Zementmörteln genannt.

Das Verbundmaterial ist unabhängig vom Ankergrund nach *ETAG 001 (2001)* auf Dauerhaftigkeit zu prüfen. Weiterhin hat der Hersteller einen Nachweis für die angegebene Lagerzeit einschließlich der Lagerbedingungen zu erbringen.

### 9.2.2 Eignungsversuche

Das Injektionssystem ist über Eignungsversuche auf seine Funktionsfähigkeit zu untersuchen. Zweck der Versuche ist der Nachweis der Montagesicherheit sowie die Prüfung des Traglastverhaltens bei wiederholten Belastungen und bei Dauerlasten. Weiterhin sind Drehmomentversuche zur Überprüfung des vom Hersteller angegebenen Montagedrehmoments erforderlich.

Die Bohrlöcher sind im Hammergang mit mittlerem Bohrereckmaß zu erstellen.

Der Einfluss der Setz- und Bohr­richtung in zentrischen Ausziehversuchen ist nach Kapitel 2.1.2 vernachlässigbar. Die Tauglichkeit des Verbundmaterials hinsichtlich seiner Viskosität kann in einfachen Setzversuchen in Lochsteinen überprüft werden. Aus der Form des Mörtelpfropfens in der Hohlkammer bei vertikaler und horizontaler

Setzrichtung lässt sich erkennen, ob die Konsistenz des Verbundmaterials zweckmäßig ist. Weiterhin kann durch Öffnen der Siebhülse die Vermörtelung der Ankerstange beurteilt werden.

Im Rahmen der Montagesicherheit wird die Anfälligkeit des Dübelsystems hinsichtlich Bohrlochreinigung im trockenen und feuchten Ankergrund bewertet. Der Hersteller kann nach *ETAG 001 (2001)* bzgl. der Nutzungsbedingungen zwischen zwei Kategorien auswählen. In der Nutzungskategorie 1 erfolgt der Einbau und die Anwendung ausschließlich im trockenen oder feuchten Beton, in der Kategorie 2 kommt zusätzlich die Option des wassergefüllten Bohrlochs mit Anwendungen unter Wasser in Betracht. Für Mauerwerk kann auf die Nutzungskategorie 2 verzichtet werden. Die Versuche zur Montagesicherheit sind in Vollsteinen durchzuführen, da Reinigung und Feuchte im wesentlichen die Verbundeigenschaften beeinflussen. Es sind sowohl im trockenen als auch im feuchten Ankergrund zentrische Ausziehversuche mit enger Abstützung bei minimaler Bohrlochreinigung durchzuführen. Unter minimaler Reinigung versteht man die Hälfte der vom Hersteller angegebenen Blas- und Bürstvorgänge, wobei auf die nächste volle Zahl abzurunden ist. Gibt der Hersteller keine präzise Bohrlochreinigung vor, sind die Versuche ohne Bohrlochreinigung durchzuführen.

Ein feuchter Ankergrund muss im Bereich der Verankerung mit Wasser gesättigt sein. Zur Gewährleistung der Wassersättigung können die Mauersteine ausreichend lange (je nach Format ca. drei bis vier Wochen) unter Wasser gelagert werden oder mit wassergefüllten Pilotlöchern versehen werden, wie es für Beton vorgeschlagen ist. Bei diesem Verfahren werden an der Dübelsetzposition Bohrlöcher mit etwa dem halben erforderlichen Bohrlochdurchmesser und der empfohlenen Tiefe gebohrt und ca. 8 Tage mit Wasser gefüllt. Eine ausreichende Durchfeuchtung ist erreicht, wenn das Wasser bis zu einer Entfernung von 1,5 bis  $2 \cdot d_B$  von der Bohrlochachse eingedrungen ist. Anschließend wird das Wasser aus dem Loch entfernt und das endgültige Loch mit dem systemabhängigen Durchmesser gebohrt.

Aus den Versuchen zur Montagesicherheit ermittelt sich der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_2$ , der die Charakteristik des Dübels beschreibt und zur Bestimmung des Bemessungswertes notwendig ist. Die Traglasten bei reduzierter Bohrlochreinigung in trockenen und feuchten Vollsteinen sind mit Referenzversuchen im trockenen Ankergrund bei vollständiger Reinigung zu vergleichen. In Tabelle 9.2 sind die Anforderungen an die Traglasten aus den Versuchen zur Montagesicherheit zur Festlegung des Teilsicherheitsbeiwerts bei Verbunddübeln in Beton dargestellt. Die geforderten Verhältniswerte können vor allem für trockenes Mauerwerk übernommen werden. Die Gültigkeit der Anforderungen aus dem Vergleich der Traglasten im minimal gereinigten, feuchten Stein und im gereinigten, trockenen Stein ist kritisch zu überprüfen.

$\gamma_2$	erforderliche Verhältniswerte	
	trocken, min. gereinigt / trocken, gereinigt	Feucht, min. gereinigt / trocken, gereinigt
1,0	$\geq 0,95$	$\geq 0,9$
1,2	$\geq 0,8$	$\geq 0,75$
1,4	$\geq 0,7$	$\geq 0,65$

**Tabelle 9.2** Anforderungen an die Ergebnisse der Versuche zur Montagesicherheit bzgl. des Teilsicherheitsbeiwerts  $\gamma_2$  nach *ETAG 001 (2001)* im Ankergrund Beton

Im Rahmen der Montagesicherheit sind weiterhin Versuche denkbar, bei denen die Ankerstange anstelle der drehenden Bewegung durch einfaches Eindrücken in den

Mörtel eingebracht wird. Es zeigte sich, dass die Verbundfestigkeit  $\tau_{Rk,1}$  zwischen Ankerstange und Mörtel stark variiert. Durch die Rotationsbewegung soll die Verfüllung der Gewindegänge mit Mörtel verbessert werden. Das System muss jedoch auch bei fehlender Drehbewegung einen ausreichenden Widerstand gegen das Herausziehen der Ankerstange gewährleisten und soll gegenüber der fachgerechten Montage keine Beeinflussung zeigen. Bei der Montage der Ankerstange ist darauf zu achten, dass keine Verschmutzungen an der Ankerstange den Verbund zum Mörtel reduzieren.

Weitere Versuche sind in vollständig vermörtelten und teilweise unvermörtelten Fuge des Mauerwerkverbands vorzusehen, um die Verbundfähigkeit des Dübel systems bzgl. des Mauer Mörtels zu überprüfen. Hierzu eignen sich Mauerwände aus Vollsteinen. Der Bereich der unvermörtelte Fuge kann wie bisher durch eine vorgegebene Tiefe von ca. 20 mm simuliert werden. Alternativ ist denkbar, dass die Tiefe der fehlenden Vermörtelung mit 20% bis 25% proportional zur Verankerungstiefe der Siebhülse angepasst wird. Dieses Vorgehen ermöglicht den unmittelbaren Vergleich verschiedener Dübeltypen und eine Abschätzung des zu erwartenden Lastabfalls. Sind die Traglasten in der schlecht vermörtelten Fuge proportional betrachtet kleiner als die Reduzierung des Verbundbereichs, ist eine Reduzierung der Tragfähigkeit erforderlich.

Die Funktionsfähigkeit bei wiederholten Belastungen und bei einer Dauerlast ist analog zu *ETAG 001 (2001)* nachzuweisen. Es ist zu überlegen, ob bei angestrebter Zulassung in Voll- und Lochsteinen in beiden Ankergründen Versuche durchzuführen sind. Im Lochstein, z. B. dem Kalksandlochstein KSL 12-1,2-10DF mit dünnem Außensteg, wird die Funktionsfähigkeit des Formschlusses geprüft. Eine Aussage über die Verbundeigenschaften bei wechselnder oder dauerhafter Belastung ist dadurch nicht möglich. Um die Haftung zwischen Injektionsmörtel und Stein zu testen, sind Versuche in Vollsteinen vorzusehen.

Drehmomentversuche sind erforderlich, um einerseits ein Montagedrehmoment in der Bedienungsanleitung des Dübels anzugeben und andererseits um eine ausreichende Sicherheit gegen Überdrehen der Ankerstange im Mörtelbett bzw. der Siebhülse im Bohrloch zu gewährleisten. Hierzu sind Steine mit geringem Außensteg und einer großen nachfolgenden Kammer zu verwenden. Kalksandlochsteine mit einem Steg von ca. 17 mm und einer anschließenden, kreisförmigen Öffnung mit 70 mm erwiesen sich als ungünstig bei der Überprüfung des maximal aufzubringenden Drehmoments. Aufgrund der geringen Stegdicke und dem fehlenden Widerstand innerhalb der Kammer, der den Mörtelpfropfen gegen Rotation stützen könnte, verbleibt bei ausreichender Vermörtelung der Ankerstange nur eine geringe Fläche zur Haftung des Mörtels entlang des Stegs.

Für Verbunddübel in Beton sind Drehmomentversuche mit Zweiergruppen am Bauteilrand bei minimaler Bauteildicke zur Bestimmung minimaler Achs- und Randabstände vorgesehen. In Vollsteinen ist zu überlegen, ob derartige Versuche auch in Mauerwerk, z. B. in Kalksandplanelementen, zweckmäßig sind, um Spielräume für den Wettbewerb zu schaffen. Bisher gelten nach *Eligehausen/Mallée (2000)* für Mauerwerk minimale Achsabstände von 100 mm, in Hohlblöcken aus Normal- oder Leichtbeton 200 mm. In Dübelgruppen mit zwei oder vier Dübeln darf der Achsabstand mit Ausnahme von Befestigungen in Hohlblöcken aus Normal- oder Leichtbeton auf 50 mm reduziert werden, wenn die Last nach einem vorgegebenen Verfahren abgemindert wird. Die Begrenzung des Achsabstands auf eine Untergrenze von

50 mm erscheint ausführungstechnisch sinnvoll, da teilweise mit großen Bohrlochdurchmessern bis ca. 22 mm gearbeitet werden muss und der Bohrer gerade in Lochsteinen immer in Richtung Hohlkammer läuft, so dass mit gewissen Toleranzen bei der Bohrlocherstellung gerechnet werden muss.

Die minimalen Randabstände bzgl. des Bauteils sind allg. mit 200 mm bzw. mit 250 mm für Anwendungen in Vollziegeln oder Kalksandvollsteinen angegeben.

## 10 Entwicklung eines Prüfverfahrens am Bauwerk

### 10.1 Einführung

Verankerungen, die für Anwendungen in sicherheitsrelevanten Bereichen des Bauwesens vorgesehen sind, benötigen eine bauaufsichtliche Zulassung des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt) in Berlin. In den Zulassungen sind die aus Laborversuchen ermittelten Anwendungsbedingungen der jeweiligen Dübel für die geprüften Ankergründe definiert. Als Ankergrund kann z. B. nieder- oder hochfester Beton, aber auch Mauerwerk aus speziell angegebenen Steinarten in Frage kommen. Die Zulassung ist nur für die geprüften bzw. für günstiger einzuschätzende Ankergründe gültig.

Die Problematik bei Zulassungen für Verankerungen in Mauerwerk liegt in der Vielfalt der Steinarten. Bisher sind in den nationalen Zulassungen nur Steine nach DIN berücksichtigt. Dazu gehören vor allem Mauerziegel nach *DIN 105*, Kalksandsteine nach *DIN 106*, Hohl- und Vollblöcke aus Leichtbeton nach *DIN 18151* und *DIN 18152* sowie Mauersteine aus Beton nach *DIN 18153*. Innerhalb dieser Steingruppen existieren wiederum zahlreiche Möglichkeiten, die Steine z. B. nach Format, Druckfestigkeit oder Lochbild zu differenzieren. Weiterhin existieren zahlreiche Mauersteine nach bauaufsichtlicher Zulassung, die keiner Norm entsprechen.

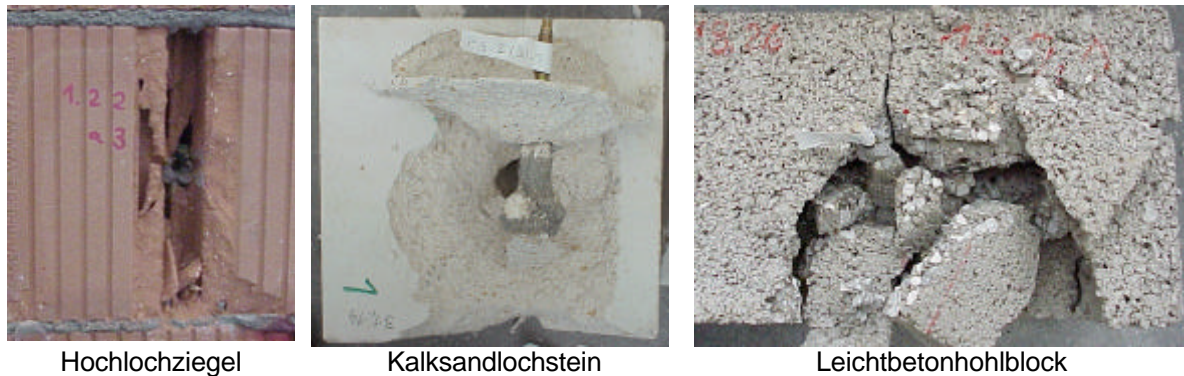
Um eine Zulassung vom DIBt zu erhalten, kann somit vom Dübelhersteller nicht verlangt werden, in allen existierenden Steinarten Versuche durchzuführen. Daher wählt er einige Steine aus, die im Vergleich zu den auf dem Markt verfügbaren Steinen als ungünstig angesehen werden und den vorgesehenen Einsatzbereich weitgehend abdecken.

Dennoch treten immer wieder Anwendungsfälle auf, die nicht in der Zulassung enthalten sind. Dazu gehören vor allem Befestigungen in bauaufsichtlich zugelassenen Steinen. Der Marktanteil von Mauersteinen mit Zulassung hat in den letzten Jahren aufgrund der strenger werdenden Kriterien der Wärmeschutzverordnung stark zugenommen. Weiterhin kommen Verankerungen auch in bereits bestehenden Bauwerken zum Einsatz, in denen die Eigenschaften des vorliegenden Ankergrunds nicht immer eindeutig ermittelt werden können.

In Zulassungen für Kunststoffdübel sind derzeit unter bestimmten Bedingungen (z. B. bei Unterschreitung der in der Zulassung angegebenen Mindeststeifigkeiten) Versuche am Bauwerk zur Ermittlung der zulässigen Last erforderlich. Die zulässigen Lasten in Mauerwerk nach DIN dürfen unabhängig von den angegebenen Werten der Zulassung durch Bauwerkversuche ermittelt werden. In Abhängigkeit von der Steinart sind aus der Zulassung Höchstwerte als Obergrenzen für die zulässige Last zu entnehmen. Sie betragen 0,5 kN für Steine nach *DIN 18151*, *DIN 18152* und *DIN 18153* und 0,6 kN für Steine nach *DIN 105* und *DIN 106*.

Versuche unmittelbar am Bauwerk können auch für Injektionsdübel zur Bestimmung einer zulässigen Last herangezogen werden. Der Nachteil solcher Versuche im Vergleich zu Kunststoffdübeln liegt in den unterschiedlichen Versagensarten der beiden Systeme. Während Kunststoffdübel meist durch Herausziehen versagen, kann der Injektionsdübel die Tragfähigkeit des Ankergrunds vollständig ausnutzen und starke Schädigungen am Bauwerk hervorrufen. Diese zeigen sich in Form von Steinausbruch, Steinspalten oder Herausziehen des ganzen Steins aus dem Verband. In Bild 10.1 sind mögliche Bruchbilder bei einem zentrischen Ausziehversuch mit Injektionsdübeln in Mauerwerk zu sehen.



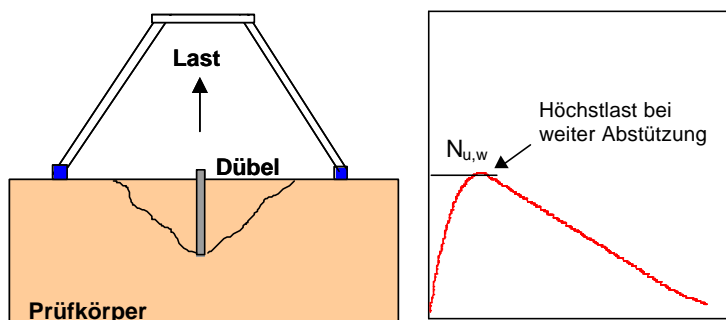


**Bild 10.1:** Bruchbilder in verschiedenen Steinarten bei zentralen Ausziehversuchen mit Injektionsdübeln

In diesem Kapitel wird ein Vorgehen zur Durchführung von Versuchen am Bauwerk mit Injektionsdübeln beschrieben. Ziel der Entwicklung war es, die Schädigung am Bauwerk gering zu halten, die Ermittlung eines repräsentativen Wertes für die Bruchlast zu ermöglichen und die Machbarkeit auf der Baustelle zu gewährleisten. Einzelheiten der Entwicklung und der zur Entwicklung erforderlichen Versuche sind in Meyer (2004/1) ausführlich beschrieben.

## 10.2 Grundlagen und Prinzip des Verfahrens

Die in der Praxis verwendeten Mauersteine verhalten sich ähnlich spröde wie ein Zementstein. Dies hat zur Folge, dass das Versagen bei zentralen Ausziehversuchen kurz vor Erreichen der maximalen Last kaum erkennbar ist. Der Stein verformt sich bis zum Versagen nur wenig (ca. 0,1 - 0,3mm) und die Verformungszunahme durch die Rissbildung und Rissvergrößerung ist geringfügig. Bei Zugbelastung des Injektionsdübels entstehen bei Erreichen der Steinzugfestigkeit zunächst vom Bohrloch ausgehend feine Risse im Stein, die bei Versagenslast die Steinoberfläche noch nicht erreicht haben. Erst bei weiterer Belastung (im abfallendem Ast der Last-Verschiebungskurve) verlängern sich die Risse bis zur Steinoberfläche, was zu einem großen Ausbruchkegel oder zum Trennbruch (Spalten) führt.



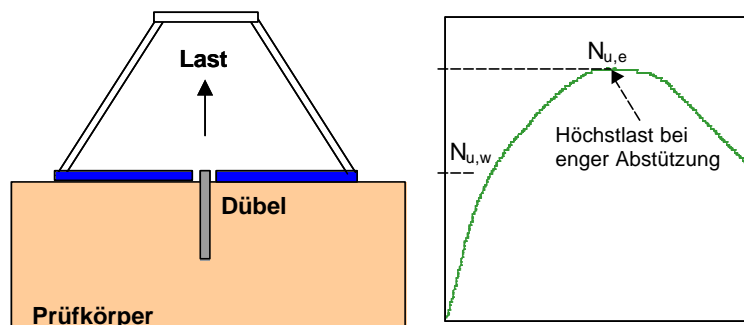
**Bild 10.2:** Schema der weiten Abstützung und typische Last-Verschiebungskurve für Steinausbruch bei zentralen Ausziehversuchen mit weiter Abstützung

Das oben beschriebene Versagen des Ankergrunds tritt in zentralen Zugversuchen mit Injektionsdübeln auf, die mit weiter Abstützung (Bild 10.2) durchgeführt werden, d.h. die Zuglast wird in ausreichendem Abstand vom Dübel zurück in den Ankergrund eingeleitet, so dass sich ein ungestörter Ausbruchkegel bilden kann. Ein solcher Versuchsaufbau kommt der tatsächlichen Beanspruchung eines Dübels in der Praxis nahe und wird üblicherweise zu Bestimmung der Bruchlast eingesetzt.

Ein Versagen mit großflächigem Ausbruch oder Spalten ist vermeidbar, wenn der Dübel kurz nach Erreichen der Höchstlast schnell entlastet wird. Dadurch wird die Rissentwicklung im Stein gebremst. Da jedoch das Versagen bei Erreichen der maximalen Last für Injektionsdübel am Mauerwerk kaum erkennbar oder schwer zu be-

urteilen ist, ist ein Ausziehversuch mit sofortiger Entlastung nach dem Erreichen der Maximallast auf der Baustelle nicht möglich. Der Zeitspanne zwischen Höchstlast und vollständigem Versagen ist zu gering, um den Versuch in der Praxis rechtzeitig zu stoppen.

Eine große Steinschädigung kann auch durch eine enge Abstützung nach Bild 10.3

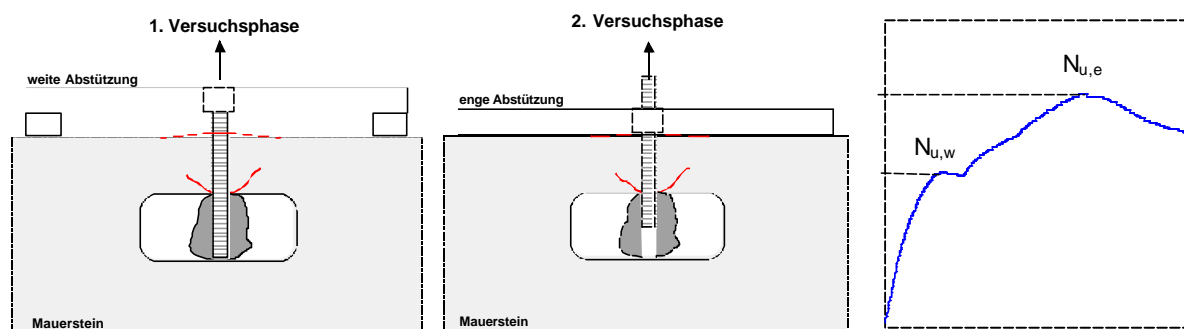


**Bild 10.3:** Schema der engen Abstützung und typische Last-Verschiebungskurve für Steinausbruch bei zentrischen Ausziehversuchen mit enger Abstützung

unterbunden werden. Allerdings kann sie nicht zu Beginn des Versuchs eingesetzt werden, da sich bei dieser Abstützform deutlich höhere Versagenslasten ergeben als mit weiter Abstützung. Im Falle der engen Abstützung wird die Zuglast unmittelbar neben dem Dübel in den Ankergrund eingeleitet, wodurch das Versagen des Ankergrunds bewusst verhindert wird. Ein solcher Versuchsaufbau weist jedoch nur geringe Praxisrelevanz auf und ist deshalb zur Bestimmung der Bruchlast eines Dübels nicht geeignet.

Das Prinzip des Verfahrens zur Durchführung von Versuchen am Bauwerk basiert auf einer Kombination der beiden Abstützarten. Dabei sollen die Vorteile der jeweiligen Abstützung genutzt und die Nachteile eliminiert werden. Der Versuchsaufbau für Baustellenversuche soll bis zum Erreichen der maximalen Last als weite Abstützung funktionieren (1. Versuchsphase), anschließend sollen jedoch die Steinverformungen auf ein Minimum beschränkt werden (2. Versuchsphase). Das Prinzip der kombinierten Abstützung ist in Bild 10.4 schematisch dargestellt.

In der Last-Verschiebungskurve eines verformungsgesteuerten, zentrischen Ausziehversuchs mit einer solchen Abstützung ist sowohl die Höchstlast einer weiten Abstützung in Form eines ersten Lastmaximums als auch die Höchstlast bei enger Abstützung abzulesen.

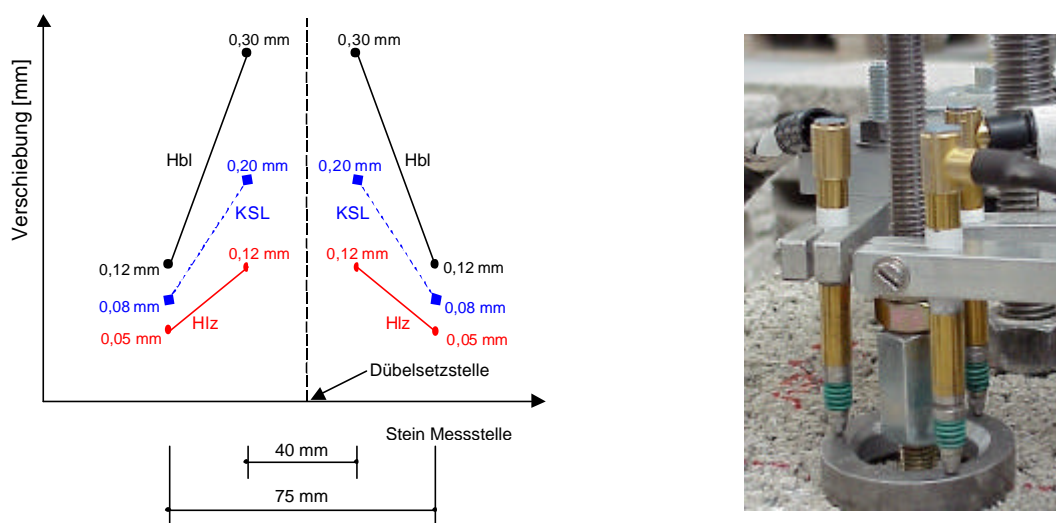


**Bild 10.4:** Schema der kombinierten Abstützung und typische Last-Verschiebungskurve für Steinausbruch bei zentrischen Ausziehversuchen mit kombinierter Abstützung

Im Hinblick auf die Zielsetzung soll in der ersten Versuchsphase die Traglast mit weiter Abstützung ermittelt werden. Anschließend müssen kleine Verschiebungen ermöglicht werden, um dieses erste Lastmaximum durch einen Lastabfall in der Last-Verschiebungskurve sichtbar zu machen. Die Verschiebungen, die infolge der Bildung eines Ausbruchkegels entstehen, sind jedoch durch einen Wechsel zur engen

Abstützung so gering zu halten, dass eine vollständige Ausbildung verhindert wird und der Stein nur geringfügig geschädigt wird. Phase 1 dient somit der Traglastbestimmung, Phase 2 der Schädigungsminimierung.

Zur Umsetzung einer kombinierten Abstützung ist die Kenntnis der Steinoberflächenverschiebungen bei Bildung eines Ausbruchkegels erforderlich. Die Verschiebungen der Steinoberfläche bei Höchstlast wurden in zentrischen Ausziehversuchen mit weiter Abstützung in zwei Abständen (20mm und 37,5mm) von der Dübelachse in KSL12-1,2-10DF, Hlz12-0,9-16DF und 3K Hbl2-0,8-16DF gemessen. Dazu wurde ein Ring mit dem jeweiligen Radius als Auflagefläche für die Wegaufnehmer verwendet. Die Ergebnisse in Bild 10.5 zeigen, dass die größten Verschiebungen in Leichtbetonhohlblöcken (0,30mm), die geringsten in Hochlochziegeln (0,12mm) auftreten. Eine ausführliche Beschreibung der Versuche und der Ergebnisse ist in Meyer (2004/1) enthalten.



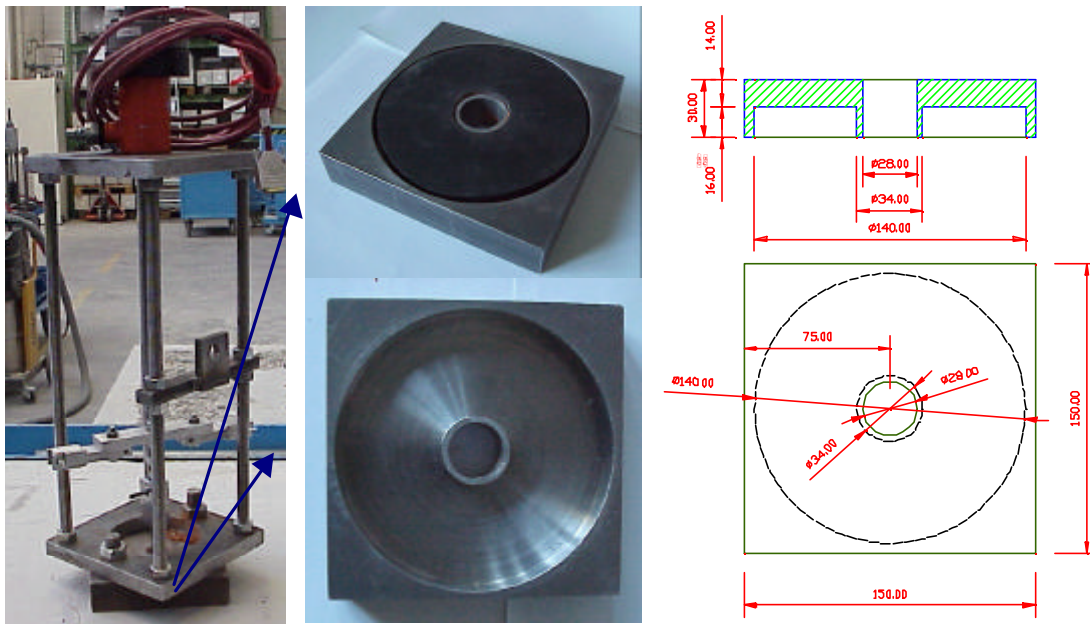
**Bild 10.5:** Ergebnisse und Messung der Steinoberflächenverformung bei einem zentrischen Ausziehversuch mit Injektionsdübeln in Mauerwerk

Als Kriterium für die Steinschädigung wird neben der optischen Beurteilung die Restdruckfestigkeit der Steine nach Durchführung eines zentrischen Ausziehversuchs herangezogen. Durch den Beginn der Ausbruchbildung darf die Tragfähigkeit der Mauersteine nicht wesentlich beeinflusst werden. Je größer die Steinschädigung ist bzw. je stärker sich der Ausbruch ausgebildet hat, desto größer ist die Beeinträchtigung der Steindruckfestigkeit, die wesentlich für die Tragfähigkeit von Mauerwerk ist.

### 10.3 Versuchsaufbau zur Durchführung von zentrischen Ausziehversuchen am Bauwerk

Zur Umsetzung der kombinierten Abstützung in Versuchen auf der Baustelle ist ein einfacher, leicht zu bedienender und relativ robuster Versuchsaufbau erforderlich. Die Versuche im Labor wurden mit einem Aufbau nach Bild 10.6 durchgeführt, der ein realisierbares Konzept zur Umsetzung der kombinierten Abstützung darstellt. Grundlegend ist ein zentrischer Ausziehversuch mit enger Abstützung durchzuführen, der zu Beginn ähnlich einer weiten Abstützung funktioniert und somit Anzeichen eines Steinversagens ermöglicht, das vollständige Steinversagen jedoch verhindert. Die wesentliche Veränderung des Versuchsaufbaus im Vergleich zu Versuchen mit enger Abstützung liegt in Verwendung einer speziell angefertigten Stahlplatte (Bild

10.6). Sie besitzt an der Stein zugewandten Seite eine kreisförmige Aussparung, in die ein Zwischenmaterial aus Hartgummi mit einer gemessenen Härte Shore A zwischen 73-80 eingelegt wird. Die Tiefe der Aussparung entspricht der Dicke des Zwischenmaterials.



**Bild 10.6:** Versuchsaufbau für kombinierte Abstützung mit Fotos und Skizze der speziellen Stahlplatte

Das Zwischenmaterial wird mit Beginn der Ausbruchbildung gestaucht. Die Steinoberfläche drückt gegen das Hartgummi, das in Abhängigkeit seines Elastizitätsmoduls Verschiebungen erfährt. Unter der Voraussetzung, dass sich die Stauchungen im elastischen Bereich des Hartgummis befinden, kann bei der Auswahl eines geeigneten Zwischenmaterials vereinfacht folgende Anforderung formuliert werden:

$$\Delta l = \varepsilon \cdot t = \sigma / E \cdot t \quad \text{mit} \quad \begin{array}{ll} \Delta l = & \text{Verschiebung der Steinoberfläche bei } N_{u,w} \\ \sigma = & N_{u,w} / A \quad \text{mit } A = \text{Fläche der Aussparung} \\ E = & \text{E-Modul des Unterlegmaterials} \\ t = & \text{Dicke des Unterlegmaterials} \end{array}$$

Ist der Elastizitätsmodul zu groß gewählt, entspricht die kombinierte Abstützung im Grenzbereich der engen Abstützung. Im entgegengesetzten Fall bei zu kleinem E-Modul nähert sich der Versuchsaufbau der weiten Abstützung an. Sind die Stauchungen des Zwischenmaterials im elastischen Bereich, kann das Hartgummi mehrfach verwendet werden. Im Idealfall kann für jede Steinart ein spezifisches Zwischenmaterial verwendet werden.

In der Mitte der Stahlplatte verbleibt um das Bohrloch ein ca. 3 mm dicker Stahlring. Er ist notwendig, damit sich bei vollständigem Dübelauszug nach der Ausbildung des erforderlichen Lastmaximums der Mörtelpfropfen nicht im Zwischenmaterial verklemmt, sondern entlang der Stahlkante abschert. Das Festsetzen des Pfropfens beim Herausziehen kann zu unerwünschten Schädigungen des Zwischenmaterials führen. Weiterhin ermöglicht der Stahlring ein kontrolliertes Aufweiten des Bohrlochs infolge des vollständigen Dübelauszugs. Die maximale Bohrlocherweiterung durch

das bei enger Abstützung mögliche Herausziehen des gesamten Dübels beschränkt sich somit auf den Innendurchmesser des Stahlrings.

Ein modifizierter Versuchsaufbau, in der die speziell angefertigte Stahlplatte direkt mit dem Gestell der Ausziehvorrichtung verbunden wird, ist für den Einsatz auf einer Baustelle denkbar.

#### 10.4 Nachweis der Tauglichkeit des Versuchsaufbaus

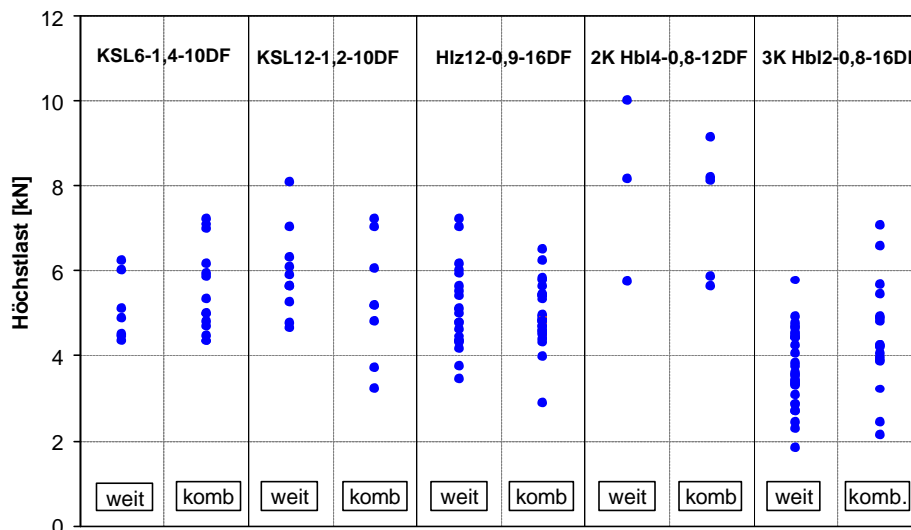
Zur Beurteilung der am Institut für Werkstoffe im Bauwesen erzielten Versuchsergebnisse mit dem in Bild 10.6 gezeigten Versuchsaufbau werden drei Kriterien herangezogen:

1. Es ist zu überprüfen, ob das erste Lastmaximum, unabhängig davon, ob es zugleich auch die Höchstlast ist, der Bruchlast bei weiter Abstützung entspricht.
2. Es ist nachzuweisen, dass das erste Lastmaximum tatsächlich infolge eines Ausbruchkegels hervorgerufen wird.
3. Untersuchung der während des Ausziehversuchs entstandenen Steinschädigungen visuell bzw. durch Ermittlung der Restdruckfestigkeit.

Im folgenden wird anhand dieser drei Kriterien gezeigt, dass ein Versuchsaufbau nach Bild 10.6 geeignet ist, Versuche am Bauwerk mit dem Ziel der Bestimmung der zulässigen Last durchzuführen. Eine ausführliche Beschreibung der durchgeführten Versuche und deren Ergebnisse enthält Meyer (2004/1).

##### 10.4.1 Vergleich der Höchstlasten bei weiter und kombinierter Abstützung

In Bild 10.7 werden die Werte des 1. Lastmaximums aus Versuchen mit kombinierter Abstützung den Ergebnissen aus Versuchen mit weiter Abstützung gegenübergestellt.



**Bild 10.7:** Vergleich der Höchstlasten bei weiter Abstützung mit den ersten Lastmaxima bei kombinierter Abstützung

Es ist zu erkennen, dass für alle geprüften Steinarten die Lasten mit weiter und kombinierter Abstützung zu einer Grundgesamtheit gehören. Dies wurde durch eine statistische Überprüfung mittels t- Tests unter Annahme unterschiedlicher Varianzen bestätigt.

Demnach können die Ergebnisse aus Versuchen mit kombinierter Abstützung als repräsentative Bruchlast zur Ermittlung eines charakteristischen Widerstands herangezogen werden. Der Versuchsaufbau nach Bild 10.6 erfüllt somit in den durchgeführten Versuchen das erste Kriterium nach Kapitel 10.4.

## 10.4.2 Nachweis des ersten Lastmaximums als Steinausbruch

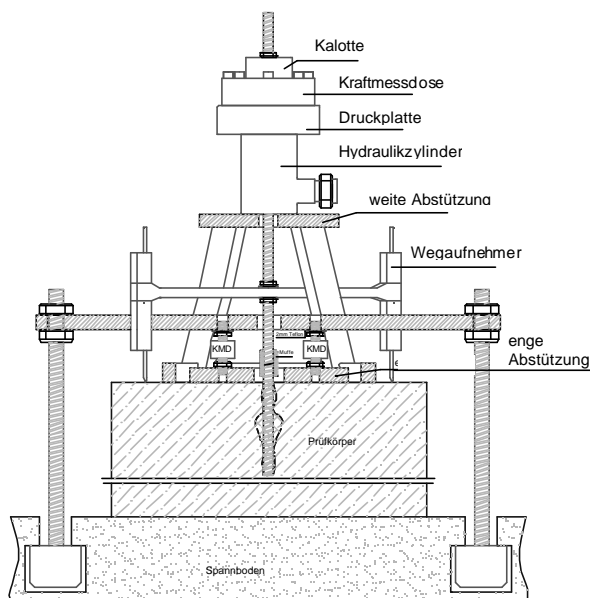
### 10.4.2.1 Versuchsaufbau

Die Versuche zum Nachweis des Steinausbruchs wurden mit weiter Abstützung zusätzlich einer Vorrichtung zur Messung eines möglichen Ausbruchkegels durchgeführt. Das Auftreten eines Ausbruchkegels sollte durch Messung der Kraft erfolgen, die der Stein einer lose aufliegenden Stahlplatte entgegen bringt, sobald die Bildung des Ausbruchkegels beginnt.

Dazu wurde eine Stahlplatte mit einem Durchgangsloch von 30 mm um die Dübelsetzstelle gelegt. Auf die Stahlplatte wurden zwei Kraftmessdosen aufgeschraubt, die auf der Gegenseite über einen Querriegel gehalten wurden. Mit Beginn der Kegelbildung drückt der Stein gegen die Stahlplatte und damit gegen die Kraftaufnehmer.

Durch den Versuchsaufbau soll der Beginn eines Ausbruchkegels ermöglicht, die vollständige Ausbildung aber durch Übergang zu einer engen Abstützung verhindert werden. Die Entstehung des Ausbruchs soll durch ein erstes Lastmaximum in der Last-Verschiebungskurve des Ausziehversuchs und durch zeitgleiches Ansteigen der Plattenkräfte erkenntlich sein.

Um eine Beeinflussung der Ausbruchmessung durch den Ausziehversuch selbst auszuschließen, wurde das System zur Messung des Ausbruchs außerhalb der eigentlichen Ausziehvorrichtung befestigt. Die Verankerung der Querriegel erfolgte auf einem Spannboden. Mit einem Versuchsaufbau nach Bild 10.8 kann die durch einen Steinausbruch erzeugte Flächenpressung der Steinoberfläche gegen die Stahlplatte gemessen werden.



**Bild 10.8:** Versuchsaufbau zum Nachweis des Steinausbruchs

Grundsätzlich gilt nachzuweisen, dass durch die kombinierte Abstützung ein Steinversagen ermöglicht wird und dieses in Form eines ersten Lastmaximums in der Last-Verschiebungskurve zu erkennen ist.

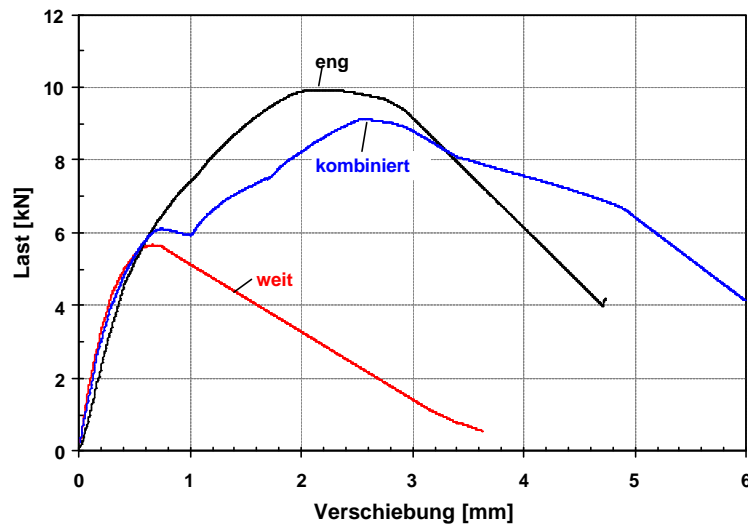
Sind die getroffenen Annahmen korrekt, müsste der Anstieg der durch den Ausbruch entstehenden Druckkraft mit dem Scheitelpunkt eines ersten Lastmaximums der Last-Verschiebungskurve zusammenfallen.

Desweiteren sollte die in Vergleichsversuchen mit weiter Abstützung gemessene Bruchlast der Last beim ersten Lastplateau entsprechen und die Höchstlast bei kombinierter Abstützung der Bruchlast bei Versuchen mit enger Abstützung entsprechen. Letzteres

Kriterium ist für die Auswertung der Versuche von untergeordneter Bedeutung, da zur Ermittlung des charakteristischen Widerstands nur das erste Lastmaximum relevant ist. Hierzu werden vor allem die Last-Verschiebungskurven von Versuchsserien mit enger, weiter und kombinierter Abstützung miteinander verglichen.

### 10.4.2.2 Kalksandlochsteine

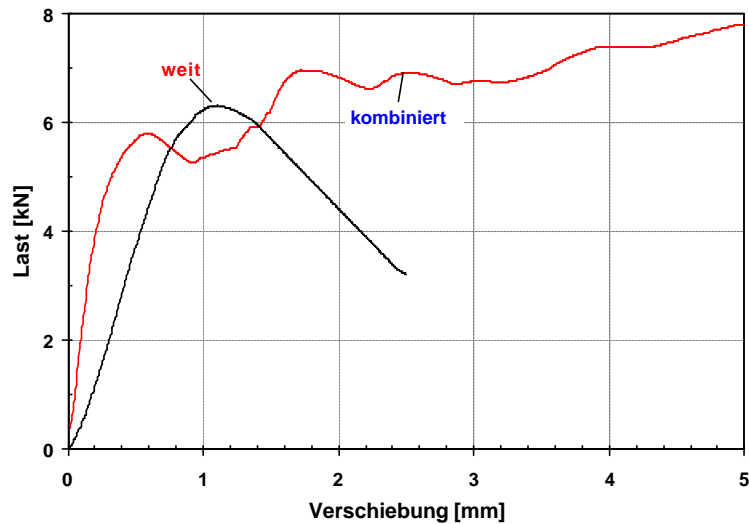
Es wurden je drei Versuche mit weiter, enger und kombinierter Abstützung in KSL6-1,4-10DF und drei Versuche in KSL12-1,2-10DF mit kombinierter Abstützung nach Bild 10.8 durchgeführt. In Bild 10.9 sind die gemittelten Last-Verschiebungskurven in KSL6-1,4-10DF dargestellt.



**Bild 10.9:** Zusammenfassung der Last-Verschiebungskurven mit kombinierter, weiter und enger Abstützung in KSL6-1,4-10DF

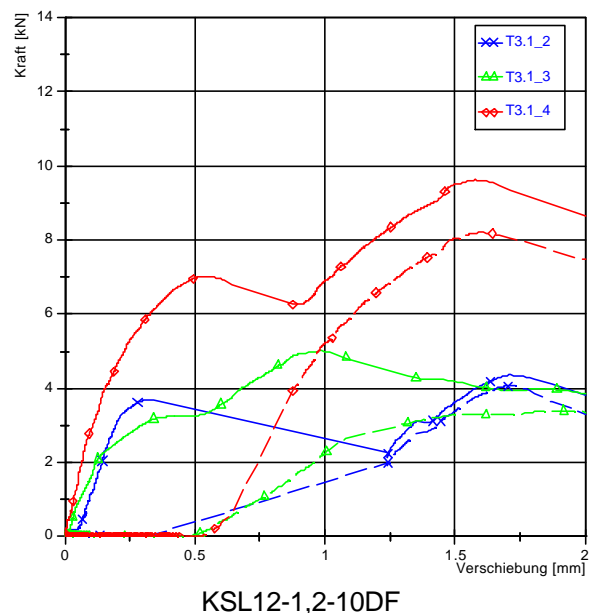
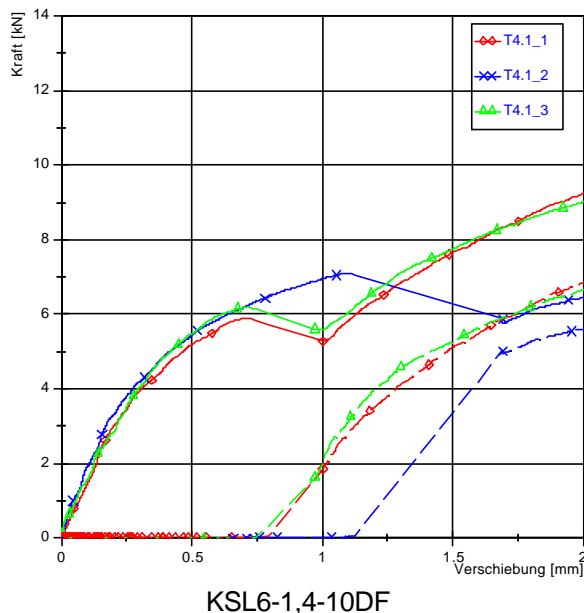
Die Last-Verschiebungskurven zeigen die in Kapitel 10.4.2.1 angenommenen Merkmale. Weite Abstützung hat zur Folge, dass der Stein durch Bildung eines Ausbruchkegels bei einer Last um 6kN versagt. Enge Abstützung dagegen führt zu einer deutlichen Laststeigerung. Versagensursache ist das Herausziehen der Ankerstange oder des Dübels einschließlich der Siebhülse. Die Versuche mit kombinierter Abstützung zeigen beide Charakteristika. Auf Höhe der Versagenslast mit weiter Abstützung ist bei einer Verschiebung von ca. 0,7mm ein erstes Lastmaximum mit anschließendem Lastabfall zu beobachten. Hier deutet sich Steinversagen an. Mit zunehmender Dübelverschiebung steigt die Last jedoch wieder an und erreicht eine Maximallast in Höhe der Versagenslast für enge Abstützung.

Weitere Versuche mit kombinierter Abstützung wurden in KSL12-1,2-10DF durchgeführt. Die mittleren Last-Verschiebungskurven sind in Bild 10.10 dargestellt. Zum Vergleich wurden Versuche mit weiter Abstützung herangezogen. Versuche mit enger Abstützung liegen in dieser Steinart nicht vor. Auch für KSL12 weist die Last-Verschiebungskurve bei kombinierter Abstützung ein erstes Lastmaximum auf, das mit der Höchstlast für weite Abstützung vergleichbar ist. Die unterschiedlichen Steigungen bis zum Erreichen der Höchstlast bzw. des ersten Lastmaximums liegen in den unterschiedlichen Steifigkeiten der Mörtel begründet. Die Versuche mit kombinierter Abstützung wurden mit Dübeltyp 12, die Versuche mit weiter Abstützung mit Dübeltyp 8 durchgeführt.



**Bild 10.10:** Zusammenfassung der Last- Verschiebungskurven mit kombinierter und weiter Abstützung in KSL12-1,2-10DF

In Bild 10.11 sind die einzelnen Last- Verschiebungskurven der Versuche mit kombinierter Abstützung (durchgezogene Linien) und die zugehörigen Lasten aus der Abstützung des Ausbruchkegels (gestrichelte Linien) gezeigt. Der Maßstab des Diagramms ist so gewählt, dass vorrangig das erste Lastmaximum und der Beginn des Lastanstiegs aus der der Abstützung, die der Ausbruchkegel erzeugt, zu sehen sind. Es ist zu erkennen, dass das Erreichen des Scheitelpunkts des ersten Lastmaximums und der Beginn des Lastanstiegs zeitgleich, d.h. bei gleicher Verschiebung, erfolgen. Demnach bewirkt die Bildung des Ausbruchkegels einen Lastabfall in der Last- Verschiebungskurve des Dübels. Die Knicklast entspricht wie oben gezeigt in etwa der Versagenslast bei weiter Abstützung.

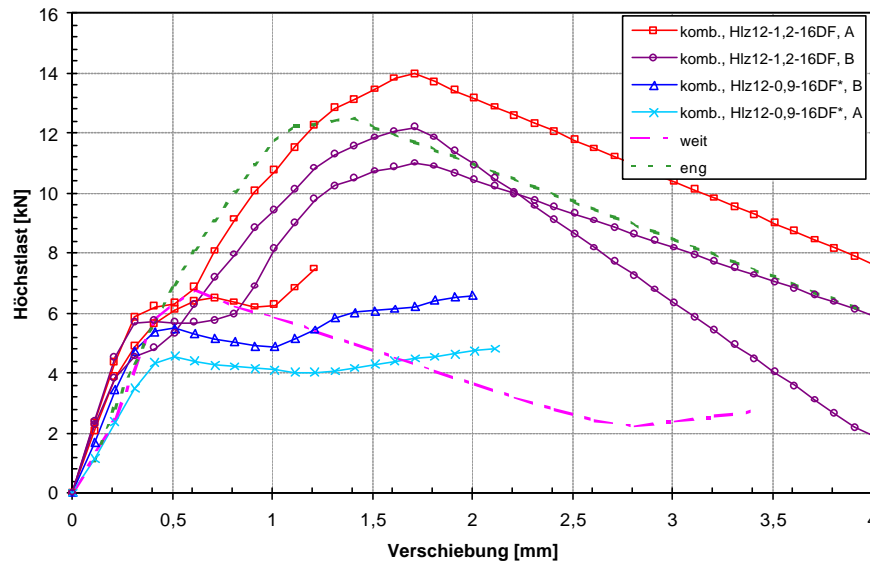


**Bild 10.11:** Last- Verschiebungskurven (durchgezogene Linien) und Pressung durch den Ausbruchkegel (gestrichelte Linien) bei kombinierter Abstützung in Kalksandlochsteinen



### 10.4.2.3 Hochlochziegel

Es wurden je zwei Versuche mit kombinierter Abstützung in Setzposition A und B sowie je ein Versuch mit weiter bzw. enger Abstützung in Hlz12-1,2-16DF durchgeführt. Weiterhin wurden je fünf Dübel pro Setzposition in Hlz12-0,9-16DF mit kombinierter Abstützung geprüft. In Bild 10.12 sind die -teilweise gemittelten- Versuchsergebnisse in Hlz12-16DF dargestellt.



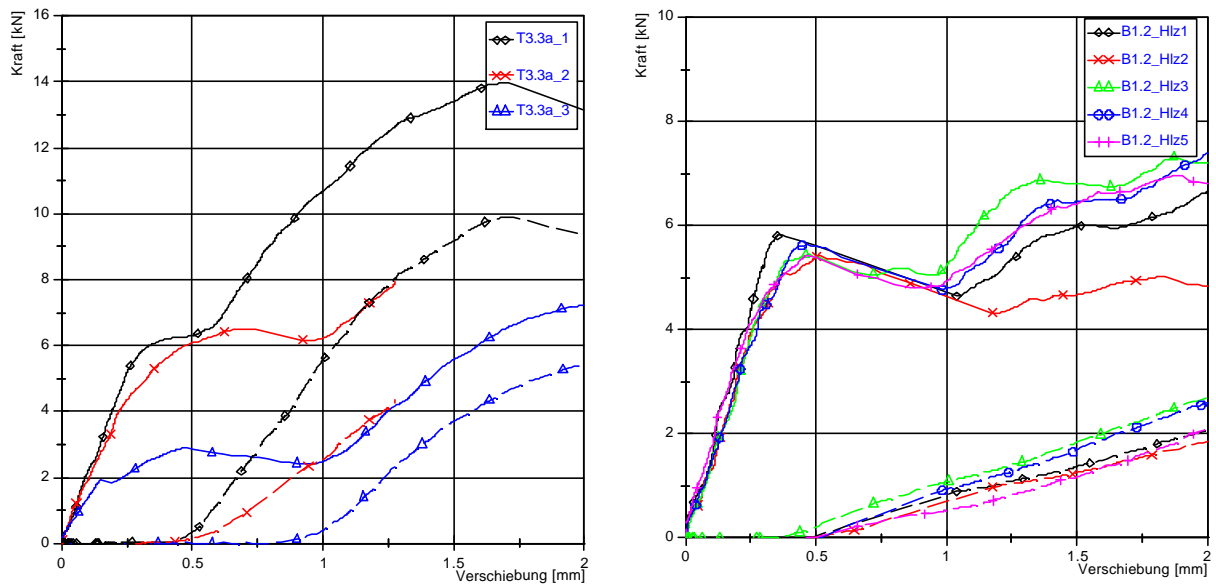
**Bild 10.12:** Zusammenfassung der Last- Verschiebungskurven mit kombinierter, weiter und enger Abstützung in Hlz12-16DF; \*: gemittelte Last-Verschiebungskurven, n = 5

Alle Versuche weisen ein erstes Lastmaximum etwas unterhalb der Bruchlast bei weiter Abstützung auf. Hier geht nur ein einzelner Versuchswert für weite Abstützung ein, dessen Bruchlast zufällig höher ist als alle ersten Lastmaxima in Hlz12-1,2-16DF und Hlz12-0,9-16DF. Bezieht man gemessene Höchstlasten aus Bild 10.7 mit ein, die ebenfalls bei weiter Abstützung erreicht wurden, korrigiert sich die mittlere Versagenslast bei weiter Abstützung auf ca. 5kN und liegt im Streuband der ersten Lastmaxima.

Nach dem ersten Lastmaximum steigt die Last mit zunehmender Verschiebung an. Die Versagenslast liegt in Höhe der Maximallast bei enger Abstützung. In den Serien mit Hlz12-0,9-16DF wurden die Versuche im aufsteigenden Ast nach dem ersten Lastmaximum abgebrochen, um den Schädigungsgrad des Steins nach Erreichen der Knicklast zu untersuchen. Aus diesem Vorgehen wurde ersichtlich, dass sich mit kombinierter Abstützung die Steinschädigung nach Erreichen der Knicklast auf die Ausbildung von Rissen beschränkt. Erst bei vollständigem Dübelauszug kann es neben den Versagensarten Herausziehen der Ankerstange aus dem Mörtel oder Herausziehen des Dübels mit Siebhülse zum Spalten des Einzelsteins kommen. Die Steinschädigungen werden in Kapitel 10.4.3 näher betrachtet.

In Bild 10.13 sind einige Last- Verschiebungskurven der Versuche mit kombinierter Abstützung (durchgezogene Linie) und die zugehörigen Lasten aus der Abstützung des Ausbruchkegels (gestrichelte Linie) gezeigt. Der Maßstab des Diagramms ist so gewählt, dass das erste Lastmaximum und der Beginn des Lastanstiegs aus der Abstützung, die der Ausbruchkegel bzw. das Spalten erzeugt, zu sehen sind. Es ist zu erkennen, dass das Erreichen des ersten Lastmaximums und der Beginn des Lastanstiegs bei gleichen Verschiebungen auftreten. Demnach ist auch hier die Bildung der Spaltrisse bzw. des Ausbruchkegels Ursache für einen Lastabfall in der Last-Verschiebungskurve des Dübels. Das erste Lastmaximum entspricht wie oben ge-

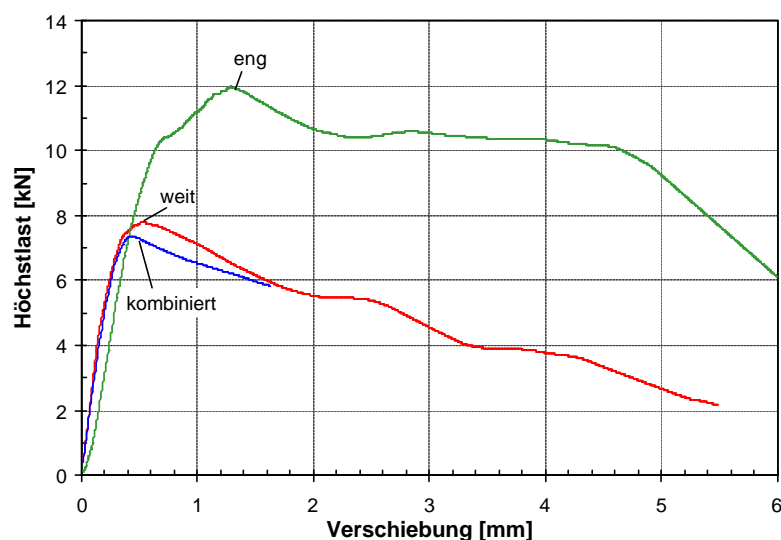
zeigt in etwa der Versagenslast bei weiter Abstützung und kann so zur Ermittlung eines charakteristischen Widerstands herangezogen werden.



**Bild 10.13:** Last- Verschiebungskurven (durchgezogene Linien) und Pressung durch den Ausbruchkegel (gestrichelte Linien) bei kombinierter Abstützung in Hlz12-16DF  
 T3.3a\_1 – T3.3a\_3: Versuche in Hlz12-1,2-16DF, Setzposition A  
 B1.2\_Hlz1 – B1.2\_Hlz5: Versuche in Hlz12-0,9-16DF, Setzposition B

#### 10.4.2.4 Leichtbetonhohlböcke

Es wurden je drei Versuche mit weiter und enger und fünf Versuche mit kombinierter Abstützung in 2K Hbl4-0,8-12DF durchgeführt. In 3K Hbl2-0,8-16DF wurden weitere fünf Versuche mit weiter Abstützung und 10 Versuche mit kombinierter Abstützung durchgeführt. In Bild 10.14 sind die gemittelten Versuchsergebnisse in 2K Hbl4-0,8-12DF dargestellt.



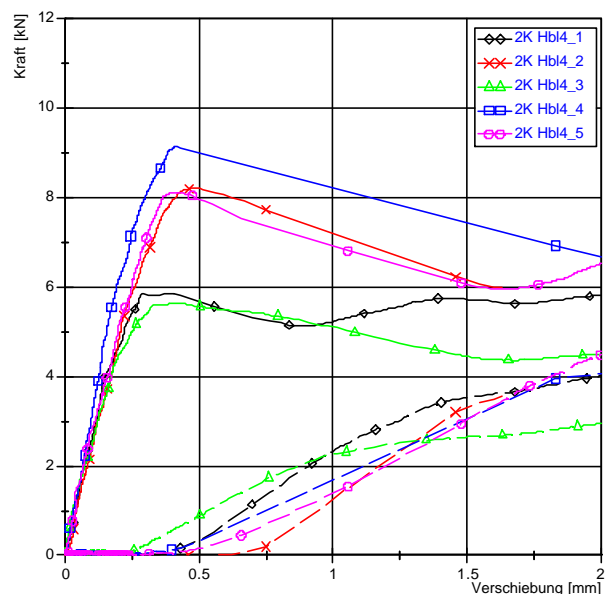
**Bild 10.14:** Zusammenfassung der Last- Verschiebungskurven mit kombinierter, weiter und enger Abstützung in 2K Hbl4-0,8-12DF

Die Last- Verschiebungskurven für weite und enge Abstützung zeigen den erwarteten Verlauf. Weite Abstützung hat zur Folge, dass der Stein durch Spalten bei einer Last zwischen 7 und 8kN versagt. Enge Abstützung dagegen führt zu einer deutlichen Laststeigerung. Versagensursache ist das Herausziehen der Ankerstange oder des Dübels einschließlich der Siebhülse.

Die Versuche mit kombinierter Abstützung erfüllen nicht ganz die Erwartungen. Das Charakteristikum eines Lastmaximums auf Höhe der Versagenslast mit weiter Abstützung ist zwar zu beobachten, ein anschließender Lastanstieg mit zunehmender Dübelverschiebung erfolgt jedoch nicht. Ursache hierfür ist vermutlich die Versagensart Spalten, die im Mauerwerk durch Querdehnungsbehinderungen in dieser Form nicht möglich ist. Durch den Versuch im Einzelstein entstehen Trennrisse (vgl. Bild 10.15), die es ermöglichen, dass der Stein nicht nur nach oben in Richtung Platte, sondern auch seitlich ausweicht. In seitlicher Richtung wurde der Stein nicht gehalten. Durch das Zerbrechen des Steins ist keine weitere Laststeigerung möglich. In Bild 10.16 sind die einzelnen Last- Verschiebungskurven der Versuche in 2K Hbl4-0,8-16DF mit kombinierter Abstützung (durchgezogene Linie) und die zugehörigen Lasten aus der Abstützung des Ausbruchkegels (gestrichelte Linie) gezeigt. Der Maßstab des Diagramms ist so gewählt, dass das erste Lastmaximum und der Beginn des Lastanstiegs aus der Abstützung, die der Ausbruchkegel bzw. das Spalten erzeugt, zu erkennen sind. Das Erreichen des ersten Lastmaximums und der Beginn des Lastanstiegs treten bei gleichen Verschiebungen auf. Demnach bewirkt auch hier die Bildung der Spaltrisse einen Lastabfall in der Last- Verschiebungskurve des Dübels in Höhe der Versagenslast bei weiter Abstützung.



**Bild 10.15:** Versagensbild von 2K Hbl4-0,8-12DF bei zentrischen Ausziehversuchen mit kombinierter Abstützung

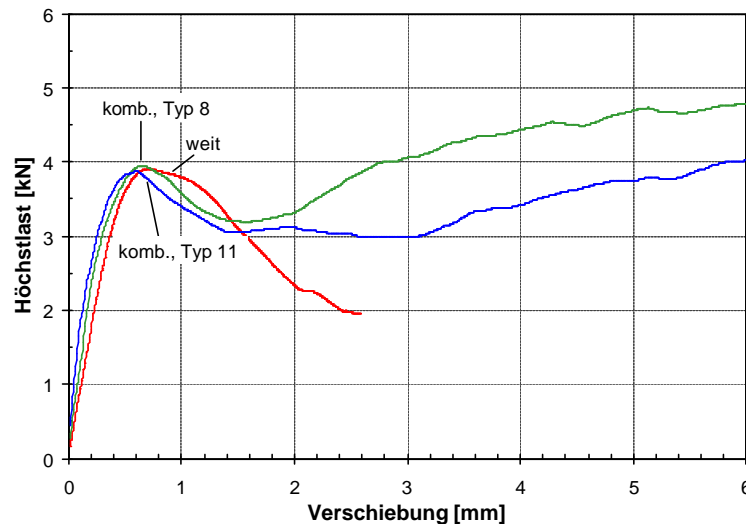


**Bild 10.16:** Last- Verschiebungskurven (durchgezogene Linien) und Last des Ausbruchkegels (gestrichelte Linien) bei kombinierter Abstützung in 2K Hbl4-0,8-12DF

Ein Problem in den durchgeführten Versuchen ist die starke Steinschädigung. Es ist zu vermuten, dass es im Mauerwerkverband durch die vorhandene Auflast und durch Querdehnungsbehinderungen im Mörtel – Stein - Verbund nicht zu den am Einzelstein beobachteten Schädigungen kommt. Zur Überprüfung sind Versuche mit Querdehnungsbehinderung oder im Mauerwerkverband erforderlich. Dies wurde bei Versuchen in 3K Hbl2-0,8-16DF berücksichtigt. In diesem Ankergrund wurden ebenfalls Untersuchungen mit kombinierter Abstützung durchgeführt. Durch das größere For-

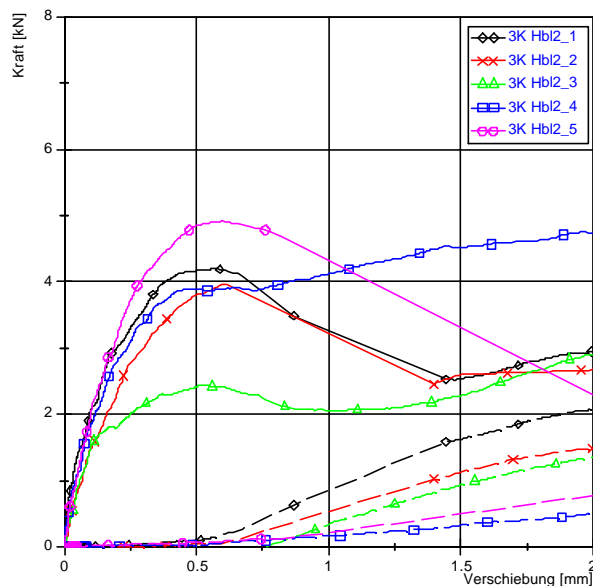
mat ist die Versagensart Spalten unwahrscheinlicher. Die tatsächliche Druckfestigkeit der beiden Steinarten ist ungefähr gleich groß. Die mittleren Last- Verschiebungskurven für weite und kombinierte Abstützung sind in Bild 10.17 gezeigt.

Die Versuche mit kombinierter Abstützung wurden mit zwei verschiedenen Dübeltypen durchgeführt. Beide Last- Verschiebungskurven zeigen ein erstes Lastmaximum in Höhe der Versagenslast bei weiter Abstützung und einen Lastanstieg mit zunehmender Verschiebung über das erste Lastmaximum hinaus. Die Dübel versagen nicht wie im 2K Hbl4 durch Steinspalten, sondern zunächst durch Bildung eines Ausbruchkegels und endgültig durch Herausziehen.



**Bild 10.17:** Zusammenfassung der Last- Verschiebungskurven mit kombinierter und weiter Abstützung in 3K Hbl2-0,8-16DF

Bild 10.18 zeigt einige Last- Verschiebungskurven der Versuche mit kombinierter Abstützung (durchgezogene Linie) und die zugehörigen Lasten aus der Abstützung des Ausbruchkegels (gestrichelte Linie).



**Bild 10.18:** Last- Verschiebungskurven (durchgezogene Linien) und Last des Ausbruchkegels (gestrichelte Linien) bei kombinierter Abstützung in 3K Hbl2-0,8-16DF

Der Maßstab des Diagramms ist so gewählt, dass das erste Lastmaximum und der Beginn des Lastanstiegs aus der Abstützung, die der Ausbruchkegel bzw. das Spalten erzeugt, zu erkennen sind. Das Erreichen des ersten Lastmaximums und der Beginn des Lastanstiegs treten bei gleichen Verschiebungen auf. Demnach ist auch hier die Bildung des Ausbruchs Ursache für den Lastabfall in der Last- Verschiebungskurve des Dübels. Das erste Lastmaximum entspricht in etwa der Versagenslast bei weiter Abstützung (Bild 10.7). Die Steinschädigungen sind zunächst gering. Erst beim vollständigen Herausziehen zerstört der Mörtelpfropfen, der nach unten hin an Durchmesser zunimmt, das poröse Steinmaterial.

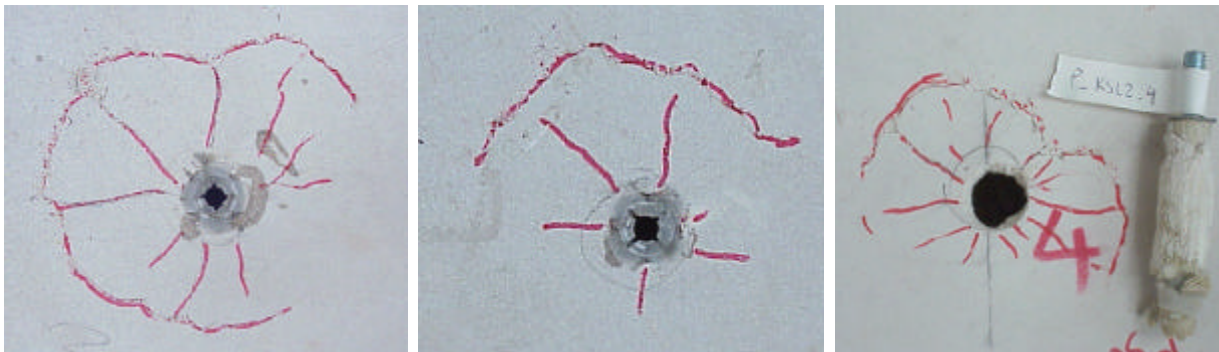
### 10.4.3 Überprüfung der Steinschädigungen

Die Beurteilung des Schädigungsgrades mit einem Versuchsaufbau nach Bild 10.6 erfolgt zunächst optisch. Anschließend wurde die Restdruckfestigkeit der Einzelsteine entsprechend der jeweiligen DIN bestimmt und mit der in unbeschädigten Steinen ermittelten Druckfestigkeit verglichen.

#### 10.4.3.1 Visuelle Beurteilung der Steinschädigungen

In Bild 10.19 bis Bild 10.21 sind Schädigungen für Kalksandlochsteine, Hochlochziegel und Hohlblöcke aus Leichtbeton abgebildet.

Kalksandsteine lassen typischerweise Risse an der Stelle des bei weiter Abstützung entstehenden Ausbruchkegels erkennen, ohne dass es zu vollständigen Trennrissen kommt. Teilweise beschränken sich die Anzeichen des Ausbruchs auf eine spürbare Verwölbung der Steinoberfläche. Vereinzelt wurde die Entwicklung von Trennrissen während des vollständigen Dübelauszugs nach dem eigentlichen Ausziehversuch beobachtet. Das endgültige Versagen wird durch Herausziehen der Ankerstange aus dem Mörtel oder durch Herausziehen des gesamten Dübels mit Abscheren des Mörtelpfropfens entlang des Stahlrings hervorgerufen.



**Bild 10.19:** Steinschädigungen in Kalksandsteinen nach zentrischen Ausziehversuchen mit einem Versuchsaufbau nach Bild 10.6

In Hochlochziegeln wurden vom Bohrloch ausgehende Risse nach Bild 10.20 beobachtet. In Abhängigkeit der Versagensart bei Höchstlast sind unterschiedliche Schädigungen am Bohrloch zu erkennen. Versagt bei Höchstlast der Verbund zwischen Ankerstange und Mörtel, verbleibt die Siebhülse mit dem Mörtelpfropfen bei minimaler Steinschädigung im Bohrloch. Wird der Dübel mit der Siebhülse herausgezogen, schert der Mörtelpfropfen entlang der Stahlplatte ab und das Bohrloch weitet sich ca. auf den Durchmesser des Stahlrings (28 mm) auf. In beiden Fällen können Abplatzungen um das Bohrloch herum auftreten.



**Bild 10.20:** Steinschädigungen in Hlz12 nach zentrischen Ausziehversuchen mit einem Versuchsaufbau nach Bild 10.6

Bild 10.21 zeigt die Steinschädigungen in Leichtbetonsteinen 3K Hbl2. In den meisten Versuchen entwickelten sich während des vollständigen Dübelauszugs nach dem eigentlichen Zugversuch mittelgroße Ausbruchkegel, die nach Abbau der Versuchseinrichtung in körniger Form entfernt werden konnten. In diese Steinart konnte die Entstehung von Trennrissen aufgrund der groben Körnung und der geringen Festigkeit nur in wenigen Versuchen verhindert werden. An dieser Stelle sei jedoch angemerkt, dass Schädigungen in ähnlicher Größenordnung bereits bei zentrischen Ausziehversuchen mit Kunststoffdübeln entstehen. Zum Vergleich ist in Bild 10.22 ein durch einen Kunststoffdübel entstandener Ausbruchkegel gezeigt.



**Bild 10.21:** Steinschädigungen in 3K Hbl2 nach zentrischen Ausziehversuchen mit einem Versuchsaufbau nach Bild 10.6

**Bild 10.22:** Steinschädigungen in Hbl mit einem Kunststoffdübel Durchmesser 10mm

In den Versuchen wurde beobachtet, dass die größten Steinschädigungen erst nach Erreichen der Höchstlast entstehen, wenn der Dübel vollständig aus dem Ankergrund herausgezogen wird. Um die Schädigungen, die infolge des nach unten größer werdenden Mörtelpfropfens entstehen, weiter zu minimieren, wurde nach eindeutiger Ausbildung eines ersten Lastmaximums in der Last-Verschiebungskurve der Versuch abgebrochen und der Dübel mit enger Abstützung vollständig herausgezogen. Die Ergebnisse sind in Bild 10.23 bis Bild 10.25 dargestellt. Auf der linken Seite sind jeweils die Schädigungen bei Abbruch des Auszugversuchs gezeigt (rote Markierung), auf der rechten die Schädigungen nach vollständigem Dübelauszug. Die dadurch zusätzlich entstandenen Risse sind grün eingezeichnet.



nach Abbruch des Ausziehversuchs

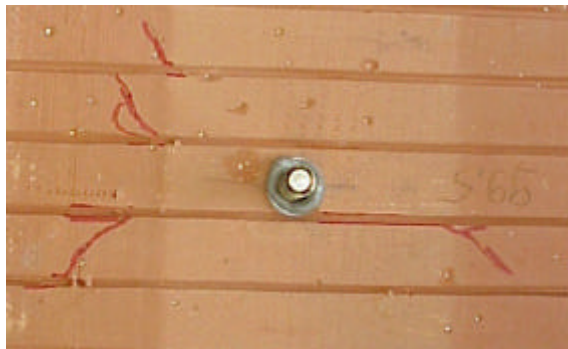


nach vollständigem Dübelauszug

**Bild 10.23:** Steinschädigungen in KSL6 nach zentrischen Ausziehversuchen mit einem Versuchsaufbau nach Bild 10.6, vollständiger Auszug mit enger Abstützung

In allen geprüften Steinarten konnte eine weitere Verringerung der Steinschädigungen erzielt werden. Vor allem in Leichtbetonhohlblöcken wurde die Ausbildung eines Ausbruchkegels stark reduziert. Die Anzeichen eines Steinversagens wurden auf

eine Verwölbung der Steinoberfläche minimiert. In Bild 10.25 wurde versucht, diese Verwölbung durch Darstellung als Lichtspalt zwischen einem Haarlineal und der Steinoberfläche zu visualisieren.



nach Abbruch des Auszugversuchs



nach vollständigem Dübelauszug

**Bild 10.24:** Steinschädigungen in Hlz12 nach zentrischen Ausziehversuchen mit einem Versuchsaufbau nach Bild 10.6, vollständiger Auszug mit enger Abstützung



nach Abbruch des Auszugversuchs



nach vollständigem Dübelauszug



Verwölbung der Steinoberfläche nach Abbruch des Auszugversuchs

**Bild 10.25:** Steinschädigung in 3K Hbz2 nach zentrischen Ausziehversuchen mit einem Versuchsaufbau nach Bild 10.6, vollständiger Auszug mit enger Abstützung

#### 10.4.3.2 Restdruckfestigkeit der geprüften Mauersteine

Die Probelastungen von Injektionsdübeln am Bauwerk dürfen keine Schwachstellen, die durch große, lokale Steinschädigungen entstehen können, im Tragsystem des Bauwerks hinterlassen. Es stellt sich daher die Frage, in wie weit die Steindruckfestigkeit durch Fehlstellen wie z.B. kleine Ausbruchkegel reduziert wird.

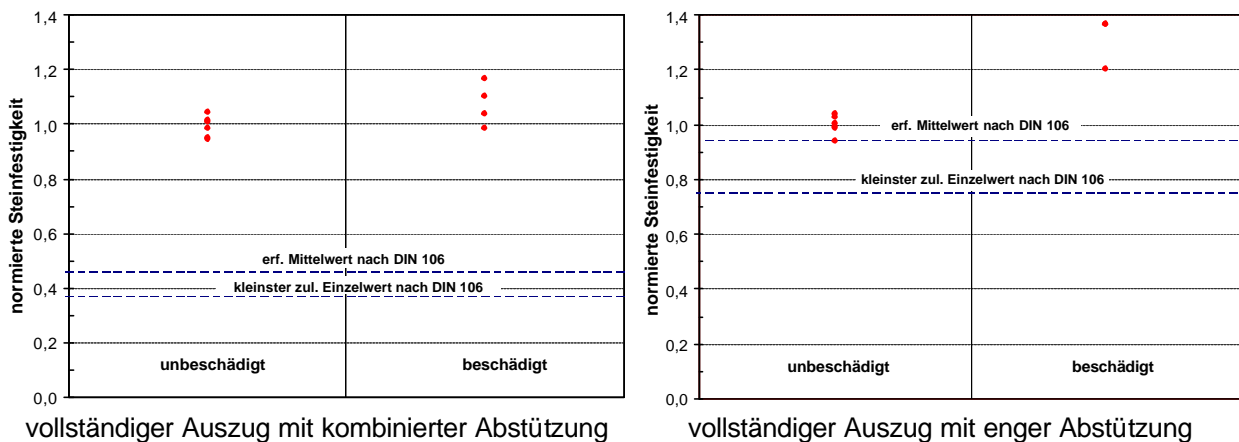
Um die Beeinträchtigung der Druckfestigkeit zu ermitteln, wurde an unbeschädigten und beschädigten Steinen der gleichen Lieferung eine Druckfestigkeitsuntersuchung nach DIN veranlasst. Die Ergebnisse sind in Tabelle 10.1 zusammengefasst. Als Maß für die Steinschädigung wird in Spalte 7 das Verhältnis der Steindruckfestigkeit in beschädigtem zu unbeschädigtem Zustand herangezogen. Ein Vergleich der Druckfestigkeiten in den genannten Zuständen für die unterschiedlichen Steinarten ist in Bild 10.26 bis Bild 10.28 dargestellt. Darin sind neben den gemessenen Einzelwerten zusätzlich der nach der jeweiligen DIN geforderte Mittelwert und der kleinste zulässige Einzelwert eingetragen.

Es fällt auf, dass die Druckfestigkeit für Kalksandsteine in beschädigtem Zustand wieder Erwärten höher ist als in unbeschädigtem Zustand. Eine Erklärung hierfür kann nicht gegeben werden.

1	2	3	4	5	6	7
Steinart	Serie	Anzahl der geschädigten Prüfkörper	Schädigung <sup>*)</sup>	mittlere Druckfestigkeit unbeschädigt, n=5, [N/mm <sup>2</sup> ]	mittlere Druckfestigkeit beschädigt, [N/mm <sup>2</sup> ]	Verhältnis Spalte 5/ Spalte 6
KSL 6	1	4	beidseitig	9,5	10,3	1,08
	2	4	einseitig	16,3	17,5	1,07
	3	3	einseitig	8,0	10,5	1,31
KSL 12	1	4	einseitig	14,1	17,8	1,26
Hlz 12	1	2	2x einseitig	18,3	16,4	0,90
	2	5	einseitig		17,6	0,96
3K Hbl2	1	4	einseitig	5,7	4,2	0,74
	2	5	einseitig	4,7	4,6	0,98

<sup>\*)</sup> beidseitig: Stein wurde auf Vorder- und Rückseite als Prüfkörper verwendet  
 2x einseitig: Stein wurde nur auf einer Seite, aber mit zwei Setzstellen nebeneinander versehen  
 einseitig: Stein wurde nur auf einer Seite mit einem Dübel genutzt

**Tabelle 10.1:** Restdruckfestigkeit verschiedener Steinarten nach Durchführung zentrischer Ausziehversuche

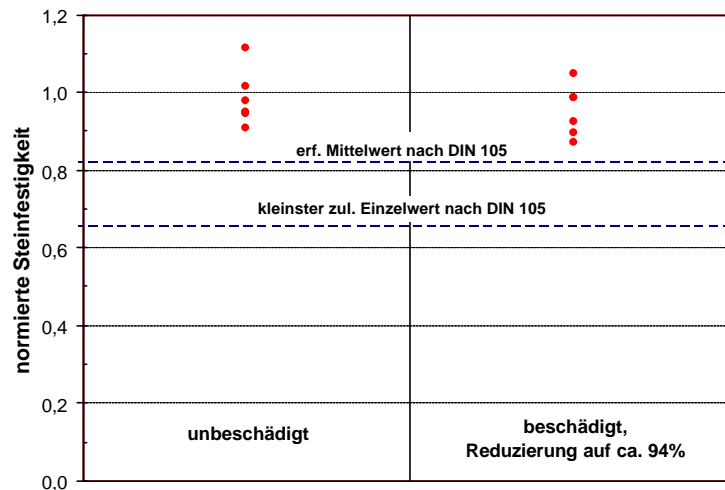


**Bild 10.26:** Normierte Druckfestigkeit und Restdruckfestigkeit nach zentrischen Ausziehversuchen in KSL6-1,4-10DF mit einem Versuchsaufbau nach Bild 10.6 bzw. bei vollständigem Auszug mit enger Abstützung

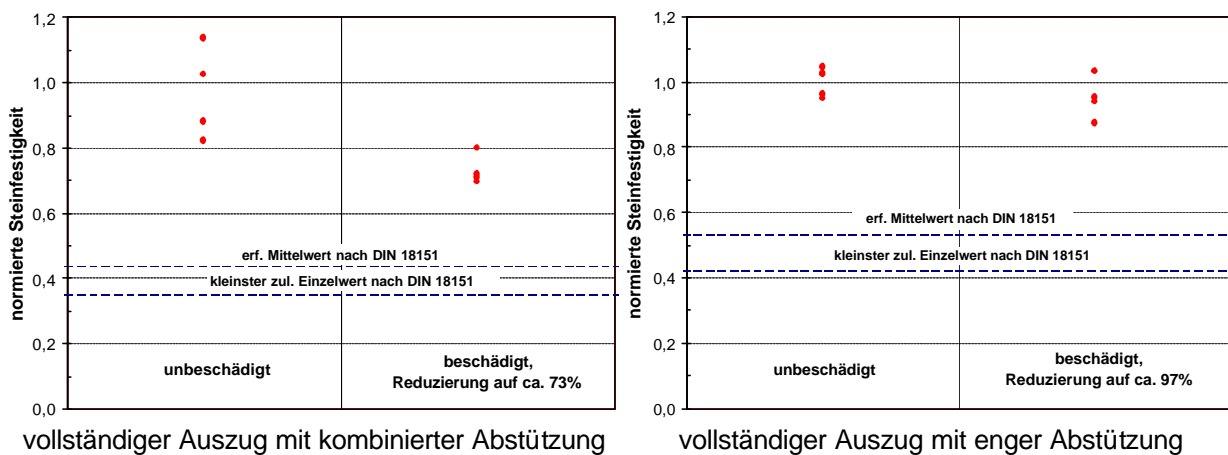
In den beiden anderen Steinarten reduziert sich die Steindruckfestigkeit  $f_{St}$  in geschädigtem Zustand. Für Hochlochziegel liegt die Abminderung für Versuche, die mit einem Aufbau nach Bild 10.6 durchgeführt wurden, bei ca. 10%. Für Versuche, bei denen zum vollständigen Dübelauszug auf enge Abstützung gewechselt wurde, reduziert sich  $f_{St}$  noch um ca. 4% (Bild 10.27). Die Feststellungen aus der optischen Beurteilung, dass sich die Steinschädigungen durch nachträgliche Verwendung der engen Abstützung vermindern, werden bestätigt.

Auch für Leichtbetonhohlblöcke werden die Beobachtungen aus Kapitel 10.4.3.1 bestätigt (Bild 10.28). Versuche, in denen sich die Ausbruchkegel nahezu vollständig ausgebildet haben, bewirken eine Reduzierung der Steindruckfestigkeit um ca. 25%. Eine deutliche Verbesserung wird erreicht, wenn der zentrische Zugversuch mit einem Versuchsaufbau nach Bild 10.6 durchgeführt wird und der vollständige Dübelauszug mit enger Anstützung erfolgt. Die nach diesem Vorgehen erhaltenen Druckfestigkeiten sind gegenüber der in unbeschädigten Steinen um 3% vermindert.





**Bild 10.27:** Normierte Druckfestigkeit und Restdruckfestigkeit nach Durchführung zentrischer Ausziehversuche in Hlz12-0,9-16DF, Versuchsaufbau nach Bild 10.6, vollständiger Auszug mit enger Abstützung



**Bild 10.28:** Normierte Druckfestigkeit und Restdruckfestigkeit nach zentrischen Ausziehversuchen in 3K Hbl2-0,8-16DF mit einem Versuchsaufbau nach Bild 10.6 bzw. bei vollständigem Auszug mit enger Abstützung

## 10.5 Ausblick

In den Untersuchungen zur Ermöglichung eines Prüfverfahrens für Injektionsdübel in Mauerwerk konnte gezeigt werden, dass eine Umsetzung mit einer Kombination aus enger und weiter Abstützung realistisch ist. Der in Kapitel 10.3 beschriebene Versuchsaufbau kann von seinem Prinzip her zur Durchführung von Versuchen am Bauwerk eingesetzt werden. Er erfüllt zum einen die Bedingung, dass die infolge des Prüfvorgangs entstehenden Steinschädigungen minimal bleiben, zum anderen wird die Ermittlung einer Traglast ermöglicht, die zu Bestimmung des charakteristischen Widerstands genutzt werden kann.

Für den Einsatz in der Praxis sind zusätzlich Anforderungen an das Baustellengerät bzgl. der Messwerterfassung erforderlich. Eine elektronische Messwerterfassung, mit der die Last- Verschiebungskurve visuell erfasst wird, erleichtert das Erkennen und Ablesen des erforderlichen Lastwertes. Bisherige Geräte zur Durchführung von Baustellenversuche mit weiter Abstützung verfügen über eine mechanische Messuhr zur Lastanzeige. Ein Lastmaximum wird mithilfe eines Schleppzeigers angezeigt. Dieses Verfahren würde zunächst für Testzwecke eines Prototyps ausreichen, erfordert d-

lerdings ein aufmerksames Beobachten der Messuhr, da im weiteren Versuchsverlauf die Last erneut ansteigt und über den ersten Maximalwert hinausgeht.

Eine Verbesserung des Versuchsaufbaus kann durch Optimierung des Zwischenmaterials erreicht werden. Hierzu können alternative Materialien einbezogen oder auch unterschiedliche Materialien für die einzelnen Steinarten definiert werden. Weiterhin sind Versuche zur Beständigkeit des Materials erforderlich, aus denen die Einsatzhäufigkeit hervorgeht. Auch die Veränderlichkeit des Elastizitätsmoduls in Abhängigkeit der Temperatur (Durchführung von Baustellenversuchen im Winter/Sommer) ist zu prüfen.

## 11 Zusammenfassung

Injektionsdübel in Mauerwerk bestehen aus einer Siebhülse, einer Ankerstange und einer Verbundmasse, die mit einem Auspressgerät in den Ankergrund injiziert wird. Der Ankergrund Mauerwerk besteht aus einem Verband von Voll- oder Lochsteinen und Mauermörtel. Die Steine werden aus unterschiedlichen Materialien hergestellt. Die am häufigsten auf dem Markt vertretenen Mauersteinarten sind Kalksandsteine, Ziegelsteine und Steine aus Leichtbeton oder Porenbeton. Befestigungen in Porenbeton wurden in dieser Arbeit nicht behandelt.

In Vollmaterial erfolgt die Lastübertragung des Injektionsdübels durch Verbundwirkung zwischen Injektionsmörtel und Ankergrund. In Lochsteinen steht zusätzlich der Tragmechanismus Formschluss zur Verfügung, der durch das Eindringen des Injektionsmörtels in die Hohlkammern des Steins entsteht.

Nach einem Überblick über den Stand der Forschung (Kapitel 2) und der Beschreibung des Ankergrunds Mauerwerk hinsichtlich seiner Vielfalt und der wesentlichen Eigenschaften (Kapitel 3) wurde das Tragverhalten von Injektionsdübeln in den Ankergründen Kalksandstein, Ziegelstein und Leichtbetonstein untersucht.

In theoretischen Untersuchungen (Kapitel 4) wurde das Tragverhalten von Injektionsdübeln in Voll- und Lochsteinen analysiert. Zunächst wurde die Übertragbarkeit vorhandener Erkenntnisse zu Verankerungen in Beton auf den Ankergrund Mauerwerk geprüft. Analytische Verfahren zur Berechnung von Traglasten für den Tragmechanismus Verbund und für Formschluss in Beton wurden modifiziert und Besonderheiten für Injektionsdübel in Mauerwerk herausgearbeitet. Anschließend zeigten numerische Untersuchungen das Tragverhalten in Voll- und Lochsteinen auf.

Aus den FE-Studien mit Vollsteinen ergaben sich im wesentlichen die vermuteten Parallelen zum Ankergrund Beton. Bei kleinen Verankerungstiefen und hohen Verbundfestigkeiten versagen die Befestigungen durch Bildung eines Steinausbruchs. Mit zunehmender Einbindetiefe und/oder abnehmenden Verbundfestigkeiten zwischen Mörtel und Stein geht das Versagen zunächst in eine Kombination von Ausbruch und Herausziehen und anschließend in vollständiges Herausziehen mit oberflächennahem Ausbruch über.

In Lochsteinen konnte das Zusammenspiel von Verbund im Stegbereich und Formschluss in den Hohlkammern nachgewiesen werden. In Abhängigkeit der Verbundfestigkeit ist die Aktivierung des Mörtelpfropfen mehr oder weniger ausgeprägt. Infolge der Verschiebungen unter Zugbeanspruchung wird der Mörtel an die Stegunterseite gepresst, so dass eine Umlagerung vom Tragmechanismus Verbund zu Formschluss erfolgt. Die Umlagerung geht je nach Positionierung der Mörtelmasse in der Steinlochung kontinuierlich oder in Verbindung mit einem Lastmaximum vor sich. In den meisten Berechnungen versagte der Ankergrund durch Bildung eines Steinausbruchs. Dieses Versagen trat auch bei völligem Fehlen des Verbunds im Stegbereich auf. In Parameterstudien zeigte sich, dass bei formschlüssiger Lastübertragung die Mörtelsteifigkeit wesentlich zum Tragverhalten beiträgt. Durch hohe Steifigkeiten reduzieren sich die Verschiebungen und das Risiko des Mörtelabscherens an der Stegunterseite. Der Durchmesser des Mörtels an der Stegunterseite und der Lasteinleitungswinkel, der sich in Abhängigkeit der Bohrerstellung ergibt, zeigten einen minimalen Einfluss auf das Tragverhalten. Analog zu Kopfbolzen in Beton ist eine minimale Schulterbreite erforderlich, um Herausziehen in Lochsteinen zu vermeiden. Das Herausziehen wird jedoch im Gegensatz zu Kopfbolzen nicht durch Zerdrücken des Ankergrunds, sondern durch Abscheren des Mörtels hervorgerufen. Die Verteilung der Verbundmasse bei der Injektion erfolgt zufällig und unkontrolliert. Von grö-

ßerer Bedeutung sind daher die Verbundeigenschaften am Ankergrund und die Mörtelsteifigkeit.

In Kapitel 5 werden die experimentellen Ergebnisse von Versuchen zum Tragverhalten von Injektionsdübeln in den unterschiedlichen Mauerwerkmaterialien dargestellt. Untersuchungen zum Tragmechanismus in Voll- und Lochsteinen bestätigten die in Kapitel 4 erhaltenen Ergebnisse. Aus dem Vergleich von Verankerungen in Vollsteinen und Lochsteinen ergeben sich drei Ausprägungen hinsichtlich der Versagensbilder. Im ersten Fall versagen die Befestigungen in beiden Steintypen mit gleicher Verankerungstiefe bzw. Stegdicke bei gleichen Bruchlasten durch Steinausbruch. Durch den Verbund zwischen Mörtel und Stein wird die Ankergrundtragfähigkeit ausgenutzt. Im zweiten Fall ist im Vollstein die Verbundfestigkeit maßgebend und der Dübel wird herausgezogen. Im Lochstein wird weiterhin auf einem höheren Lastniveau ein Steinausbruch erzeugt, weil der Formschluss aktiviert wird. Im dritten Fall bleibt das Herausziehen im Vollstein maßgebend, im Lochstein wird die Tragfähigkeit des Ankergrunds ebenfalls nicht erreicht, da die Mörtelscherfestigkeit die Bruchlast bestimmt.

Die in den durchgeführten zentrischen Ausziehversuchen beobachteten Versagensbilder sind in Kapitel 5.5 beschrieben. Neben den bekannten Versagensarten Stahlbruch, Bildung eines Ausbruchkörpers, Herausziehen der Ankerstange aus dem Mörtel und Herausziehen der Siebhülse entlang der Bohrlochwandung treten weitere Versagensarten wie Herausziehen durch Abscheren des Mörtels in Lochsteinen und Steinauszug aus dem Verband auf. Es wurden zahlreiche Parameter hinsichtlich ihres Einflusses auf das Tragverhaltens von Injektionsdübeln untersucht. Dabei wurden Faktoren berücksichtigt, die sich aus dem Dübelssystem, dem Ankergrund und aus äußeren Bedingungen ergeben. Mit Hilfe der theoretischen Überlegungen wurden die einzelnen Versagensarten analytisch erfasst und mit den tatsächlichen Traglasten verglichen.

Die Traglasten bei Steinausbruch werden in Anlehnung an die Berechnung der Einzellast eines Kopfbolzens bestimmt. Zur Anwendung im Mauerwerk waren Modifikationen hinsichtlich der wirksamen Verankerungstiefe  $h'_{ef}$  und der steinartspezifischen Materialzusammenhänge erforderlich.

Das Verbundversagen und Herausziehen in Vollsteinen orientiert sich am Verbundmodell nach *Meszaros (2001)* mit im Vollstein bestimmten Verbundfestigkeiten  $\tau_2$ . In Lochsteinen ist bei Herausziehen zusätzlich das Abscheren des Mörtels in Abhängigkeit der Mörtelscherfestigkeit  $\tau_M$  zu berücksichtigen.

Für die analytische Erfassung des Versagens durch Herausziehen der Ankerstange aus dem Mörtel ist die Verbundfestigkeit  $\tau_1$  maßgebend. Zur Vermeidung des Herausziehens eines ganzen Steins aus dem Mauerwerkverband sind Lastobergrenzen vorgesehen.

Aus den Traglastgleichungen für die unterschiedlichen Versagensarten kann bei Kenntnis der systemabhängigen Kenngrößen  $\tau_1$ ,  $\tau_2$  und  $\tau_M$  ein Diagramm erstellt werden, anhand dessen ersichtlich ist, welches Versagen bei einer Einzelbefestigung in Voll- oder Lochsteinen in der Fläche maßgebend wird.

Eine Auswertung der in Kapitel 6 und 7 beschriebenen Versuche zum Einfluss von Fugen bzw. Rändern und Gruppen auf das Tragverhalten zeigen, dass bestehende Modelle die Traglasten bei entsprechenden Modifikationen gut wiedergegeben. Am besten eignet sich das in *CEN (2004)* angegebene Verfahren für Verbunddübel in Beton. Zur Anwendung in Mauerwerk ist der Ankerstangendurchmesser durch den Bohrlochdurchmesser und die Verankerungstiefe durch die wirksame Verankerungstiefe  $h'_{ef}$  zu ersetzen. Weiterhin ist die Gleichung zur Ermittlung der kritischen Ver-

bundspannung, bei der sich in Vollstein bei gegebener Verankerungstiefe theoretisch gerade ein Ausbruchkörper ergibt, durch die materialspezifischen Gleichungen der einzelnen Steinarten auszutauschen.

Auf der Grundlage der Ergebnisse von numerischen und experimentellen Versuchen mit Verankerungen in der Bauteilfläche, am Bauteilrand und mit Dübelgruppen unter zentrischer Zugbelastung wurden analytische Gleichungen zur Bestimmung der Traglasten in Mauerwerk hergeleitet. In Kapitel 8 wird zunächst unter Berücksichtigung der Versagensarten die charakteristische Traglast eines Einzeldübels in der Fläche ermittelt und anschließend um Rand- und Gruppeneinflüsse ergänzt.

Zur Berechnung der Traglasten sind systemabhängige Kenngrößen erforderlich, die in einem Zulassungsverfahren ermittelt werden müssen. Hierzu gehören die Verbundfestigkeit der Ankerstange im Mörtel, die Verbundfestigkeit zwischen Mörtel und Ankergrund sowie die Mörtelscherfestigkeit. Weiterhin ist die prinzipielle Funktionsfähigkeit eines Dübelystems nachzuweisen. In den Eignungsversuchen ist die Empfindlichkeit des Dübelystems gegenüber den wesentlichen Einflussfaktoren zu prüfen. Dazu gehören z. B. der Einfluss der Feuchte oder der Bohrlochreinigung. Die erforderlichen Versuche wurden in Kapitel 9 in Anlehnung an *ETAG001 (2001)* beschrieben.

Da ein Zulassungsverfahren die Vielfalt an möglichen Ankergründen im Bereich Mauerwerk nicht abdecken kann, sind zentrische Ausziehversuche am Bauwerk nicht zu vermeiden. Problematisch zeigte sich hierbei, dass Injektionsdübel in Lochsteinen i.d.R. durch Erreichen der Tragfähigkeit des Steins versagen und dadurch große Schädigungen am Bauwerk hervorrufen. Um dies zu vermeiden wurde in Kapitel 10 ein Prüfverfahren zur Durchführung von zentrischen Zugversuchen am Bauwerk entwickelt. Es basiert auf der Kombination von weiter und enger Abstützung und erwies sich in den experimentellen Versuchen als brauchbares Konzept zur Durchführung von Versuchen am Bauwerk.

## 12 Englische Zusammenfassung – Summary

Injection systems for use in masonry structure that have Technical Approvals consist of a mesh sleeve made of metal or plastic, a threaded rod, a washer, a hexagon nut and an injection mortar, which is injected with a cartridge or a bag through a mixing nozzle.

Masonry units are usually made of Calcium silicate, clay, lightweight concrete or autoclaved aerated concrete. Last named material was not subject of this study.

In solid units or in areas of unit webs the injection fastening systems transmit load by bond. In perforated units, the load can also be transmitted by mechanical interlock. The mortar passes through the openings of the mesh sleeve into the hollows of the unit.

Injection anchors generally fail by unit cone failure, so that the strength of the base material determines the maximum load. In solid units a failure at the mortar-unit interface also is observed. In this case the bond strength between mortar and unit is smaller than the strength of the base material.

After an overview of the state-of-the-art of research (section 2) and the relevant properties of selected materials of masonry units (section 3), the behavior of injection anchors in Calcium silicate units, clay units and lightweight concrete units under various influence parameters is examined.

In theoretical investigations (section 4), the behavior of injection anchors in solid and hollow units is examined. After a review of knowledge concerning analytic procedures for anchorages in concrete, the necessary modifications for use in masonry were described. Additionally nonlinear three-dimensional finite element studies show the similarity of injection systems in concrete and in solid masonry units. Anchors set with small embedment depth and high bond strength usually fail by unit cone failure. With increasing embedment depth and / or decreasing bond strength failure at the mortar-unit interface the failure mode changes first to a combination of cone failure and pull-out, then to total pull-out of the anchor including the mesh sleeve.

In perforated units the interaction of bond in areas of web and of mechanical interlock in areas of hollow was proved. The activation of the mechanical interlock depends on the bond strength. In a tensile test an injection anchor transfers load first by bond. Because of the displacements the hardened mortar is pressed onto the inner web side, so that the load transfer mechanism changes from bond to mechanical interlock. The change can be continuously or the load increases to a first load maximum, than decreases because of bond failure until the hardened mortar contacts the web and the anchor can transfers load by mechanical interlock. Usually injections anchors in hollow masonry fail by cone failure. But also pull-out failure is possible if bond strength and mortar stiffness is too small. In this case the hardened mortar in the hollow shears off the sleeve.

In section 5 the results of pullout tests in the selected masonry materials are presented. Investigations of the load transfer mechanism of injection anchors confirm the numerical results in section 4. In comparison of anchorage in solid and in perforated units, there are three different kinds of failure. In the first case the anchor shows the similar failure mode by similar failure load in solid and in perforated units with same embedment depth or web thickness. The bond strength is high enough to cause a cone failure. In the second case the bond strength limits the maximum load in solid units and the anchor is pulled out. In perforated units the mechanical interlock is activated, the maximum load is higher than in solid units and the failure mode is

cone failure. In the third case the anchor is pulled out in both types of units, because the load-bearing capacity of the hardened mortar is totally used.

All different failure modes, which are observed in the experimental tests, are described in section 5.5. As for bonded anchors in concrete steel failure, cone failure, pullout of the threaded rod or pullout of the sleeve is possible. Special failure modes for injection anchors in masonry are shearing of the hardened mortar in perforated units and pullout of a unit out of the masonry structure. By means of the experimental and numerical investigation of various influence parameters, an analytic model for each failure mode was developed and compared with actual failure loads.

Cone failure can be calculated as head bolts. For use in masonry the analytic model had to be modified concerning the effective embedment depth  $h'_{ef}$  and the unit material properties.

Bond failure and pullout in solid masonry are similar to bonded anchors in concrete and failure load can be calculated with the bond model (*Meszaros (2001)*) using the bond strength  $\tau_2$ , evaluated in solid units. In perforated units additionally the mortar shear off has to be considered with  $\tau_M$ .

For analytic description of threaded rod pullout, the bond strength  $\tau_1$  is decisive. The pullout of an unit out of masonry structure should be avoided by given load limits.

Tests with the influence of edge distance and joints (section 6) and space distances (section 7) show, that existing analytic models can be used with some modifications for injection anchors in masonry. The comparison of test results and the procedure given in *CEN (2004)* for bonded anchors in concrete shows the best conformance. For use in masonry, the diameter of the threaded rod is displaced by the borehole diameter, and the embedment depth is displaced by the effective embedment depth  $h'_{ef}$ . Furthermore the equation for calculating the critical bond strength for which in solid units a cone failure theoretical just results, has to be replaced with equations for each unit material (Calcium silicate, clay, lightweight concrete).

In section 8 a design concept for injection anchors for use in masonry structures is proposed. In the equations parameters depending on the anchor type are needed. These parameters like bond strength between threaded rod and mortar, bond strength at mortar-unit-interface and mortar shear strength has to be assigned in approval tests. Also tests for evaluating the sensibility of an anchor system for example to the influence of borehole cleaning or moisture have to be done for a technical approval. The necessary tests and the test procedures according to *ETAG001 (2001)* are described in section 9.

The tests for a Technical Approval can not include all possible masonry materials. Therefore centric pull-out tests on construction side are necessary. The problem is the cone failure, so that a masonry structure is partially destroyed. This was the reason for developing a procedure to avoid the local damage. It is based on a combination of confined and not confined pullout test. Experimental tests show the usability of the procedure which is described in section 10.

### 13 Weiterführende Arbeiten und offene Fragen

Durch die vorliegende Arbeit konnten wesentliche Fragestellungen zum Tragverhalten von Injektionsdübeln in Mauerwerk aus Voll- und Lochsteinen geklärt werden.

Das Tragverhalten von Injektionsdübeln in Mauerwerk ist ein komplexes Zusammenspiel von zahlreichen Faktoren. Neben den unterschiedlichen Mauersteinmaterialien und -geometrien (Formate, Lochbilder) beeinflusst zusätzlich die Beschaffenheit und Ausführung der Mörtelfuge die Lasteinleitung in den Ankergrund.

In Lochsteinen sind die Tragmechanismen Formschluss und Stoffschluss für die Lastübertragung in den Ankergrund maßgebend. Das Zusammenwirken der beiden Tragmechanismen ist abhängig von Mörtel- und Verbundeigenschaften, vom Steinmaterial und vom geometrischen Verhältnis der Verbundlänge zur Größe des Mörtelpfropfens.

Aufgrund der Vielfalt variabler Faktoren waren im Rahmen dieser Arbeit Einschränkungen im Ankergrund, in den Dübelssystemen, den untersuchten Parametern und Einflussfaktoren notwendig. In einigen Bereichen sind tiefergehende Untersuchungen sinnvoll, z. B. bei der Herleitung einer Gleichung zur Berechnung der Ausbruchlast in Hochlochziegeln oder der Erfassung der Materialeigenschaften von Ziegel- und haufwerksporigen Leichtbetonsteinen mit grobem Gefüge.

In einigen Bereichen verbleiben offene Fragen, die in weiterführenden Arbeiten zu klären sind. Im folgenden werden einige Teilbereiche kurz genannt.

Das vorgestellte Bemessungsmodell für zentrische Zugbelastung wurde für symmetrische Dübelgruppen in drei Mauersteinarten unter Verwendung von zwei Dübelssystemen hergeleitet. Zur Absicherung des Modells sind zusätzliche Versuche in anderen Steinformaten und/oder anderen Lochbildern mit weiteren Dübeltypen erforderlich. Die Untersuchungen wurden im wesentlichen auf marktübliche Dübelssysteme mit Siebhüsenlängen von 100 mm beschränkt. Daneben sind Siebhüsen als Meterware in beliebigen Längen erhältlich, die nicht Bestandteil der Zulassungen sind.

Versuche in Vollsteinen liegen mit Dübelgruppen nur in Kalksandplanelementen vor. Zur Verifizierung des Bemessungsmodells werden auch Versuche in Ziegelvollsteinen oder Leichtbetonvollblöcken benötigt, die im Mauerwerkverband durchzuführen sind.

Zur Erweiterung des Bemessungsmodells sind Versuche unter Schräg- und Querszugbeanspruchung notwendig, mit deren Ergebnisse Interaktionsgleichungen hergeleitet werden können. Versuche mit verschiedenen Lastangriffswinkeln sind in Voll- und Lochsteinen erforderlich.

Zur Ermittlung der Montagesicherheit im Rahmen eines Zulassungsverfahrens wurde vorgeschlagen, zentrische Ausziehversuche durchzuführen, in denen die Ankerstange ohne die vom Hersteller angegebene Drehbewegung in die verfüllte Siebhülse einzustecken. Mit diesen Versuchen wird der Einfluss des Setzvorgangs auf den Verbund zwischen Ankerstange und Mörtelmasse untersucht. Zu diesem Vorschlag sind Versuche durchzuführen und kritisch auf Praxisrelevanz zu prüfen.

Weiterhin sind Untersuchungen zum Kriechverhalten erforderlich. Dabei ist der Einfluss einer Dauerlast auf das Tragverhalten des formschlüssigen Mörtels in Lochsteinen und auf das Tragverhalten des Verbunds in Vollsteinen zu berücksichtigen.

In zahlreichen Versuchen im Mauerwerkverband wurden in Kombination mit der Versagensart Steinausbruch oder Herausziehen Spaltrisse beobachtet. Der Einfluss von Spaltrissen ist vor allem in Vollsteinen nicht zu vernachlässigen, da die Risse



i.d.R. durch die Verbundschicht zwischen Mörtel und Ankergrund verlaufen. Im Lochstein erfolgt die Lastübertragung nach dem Verbundversagen durch die formschlüssige Hinterschneidung. Die Versagensart Spalten wurde im Rahmen dieser Arbeit nicht explizit untersucht. Hierzu sind weitere Arbeiten erforderlich.

## 14 Literaturverzeichnis

### **Appl (2004):**

Appl, J.: Gruppenbefestigungen mit Verbunddübeln, verbessertes Bemessungskonzept und neue Untersuchungen. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, Bericht Nr. 04/06 – 02/56, 2004, nicht veröffentlicht.

### **Bažant/ Wu (1974):**

Bažant Z. P., Wu S. T.: Rate- type creep law of ageing concrete based on Maxwell chain. *Matériaux et Constructions*, Vol. 7, Nr. 37, S.45- 59, 1974.

### **Betonkalender (1997):**

Eligehausen, Mallée, Rehm: Befestigungstechnik. Sonderdruck aus dem Betonkalender 1997. Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1997

### **CEB (1994):**

Comité Euro-International du Béton und Federation Internationale Precontrainte (FIB) (1993): CEB-FIB Model Code 1990, Thomas Telford Ltd, London, 1993

### **CEN (2004):**

CEN/TC 250, Part 5, Final Draft: Design of Fastenings for Use in Concrete – Postinstalled fasteners – chemical systems, 2004

### **Cook et al.(1998):**

Cook, R. A.; Kunz, J.; Fuchs, W.; Konz, R. C.: Behaviour and Design of Single Adhesive Anchors under Tensile Load in Uncracked Concrete. *ACI Structural Journal*, V. 95, No. 1, 1998, S. 9-26

### **DIBt (2000/1):**

Zulassungsbescheid Z-21.3-1649: Upat Injektionsanker System Upat UPM 44 vom 24.05.2000. Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin.

### **DIBt (2000/2):**

Zulassungsbescheid Z-21.3-399: Hilti Injektionsanker System HIT vom 01.08.2000. Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin.

### **DIBt (2000/3):**

Zulassungsbescheid Z-21.3-223: Fischer-Injections-Netzanker Typ FIM-N und Typ FIH-N vom 12.10.2000. Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin.

### **DIBt (2002):**

Zulassungsbescheid Z-21.3-1649: Würth Injektionssystem WIT-C 200 vom 25.06.2002. Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin.

### **DIN 105-1:**

Mauerziegel – Vollziegel und Hochlochziegel (Ausgabe August 1989)

### **DIN 106-1:**

Kalksandsteine – Vollsteine und Lochsteine, Blocksteine, Hohlblocksteine (Ausgabe August 1980)

### **DIN 1048:**

DIN 1048, Teil 5: Prüfverfahren für Beton – Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper, Ausgabe Juni 1991.

### **DIN 1053:**

DIN 1053, Teil 1: Mauerwerk – Berechnung und Ausführung, Ausgabe November 1996.

### **DIN 18151:**

DIN 18151: Hohlblöcke aus Leichtbeton, Ausgabe September 1987.

**DIN 18152:**

DIN 18152: Vollsteine und Vollblöcke aus Leichtbeton, Ausgabe April 1987.

**DIN 18153:**

DIN 18153: Mauersteine aus Beton (Normalbeton), Ausgabe September 1989.

**DIN 18555:**

DIN 18555, Teil 6: Prüfung von Mörteln mit mineralischen Bindemitteln; Festmörtel; Bestimmung der Haftzugfestigkeit, Ausgabe November 1987.

**EC 6:**

DIN V ENV 1996-1-1: Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten. Teil 1-1: Allgemeine Regeln, Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk, Ausgabe Dezember 1996.

**Eligehausen/ Appl/ Meszaros/ Lehr/ Fuchs (2004):**

Eligehausen, R.; Appl, J.; Meszaros, J.; Lehr, B.; Fuchs, W.: Tragverhalten und Bemessung von Befestigungen mit Verbunddübeln unter Zugbeanspruchung, Teil 1. Einzeldübel mit großem Achs- und Randabstand. Beton- und Stahlbetonbau, 99. Jahrgang, Heft 7, Seite 561-571, Juli 2004.

**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/ Fuchs/ Ick/ Mallée/ Reuter/ Schimmelpfenning/ Schmal (1992):**

Eligehausen, R.; Fuchs, W.; Ick, U.; Mallée, R.; Reuter, M.; Schimmelpfenning, K.; Schmal, B.: Tragverhalten von Kopfbolzenverankerungen bei zentrischer Zugbeanspruchung. Bauingenieur 67, S.183-196, 1992.

**Eligehausen/ Mallée (2000):**

Eligehausen R., Mallée R.: Befestigungstechnik im Beton- und Mauerwerksbau. Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2000.

**Eligehausen/ Pregartner/ Weber (2000):**

Eligehausen, R., Pregartner, T., Weber, S.: Befestigungen in Mauerwerk. Mauerwerk- Kalender 2000, S. 361-385, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2000.

**EN 771:**

Draft prEN 771: Specification for masonry units. Ausgabe April 2000.

**EN 1052:**

DIN EN 1052: Prüfverfahren für Mauerwerk. Teil 3: Bestimmung der Anfangsscherfestigkeit (Haftfestigkeit), Ausgabe Oktober 2002. Teil 4: Bestimmung der Scherfestigkeit bei einer Feuchtesperrschicht, Ausgabe September 2000.

**ETAG 001:**

European Organisation for Technical Approvals: Leitlinie für die europäische Zulassung für Metalle Dübel zur Verankerung in Beton. Teil 1– 3 mit Anhang A,B,C. Ausgabe Juni 1997

**ETAG 001 (2001):**

European Organisation for Technical Approvals: Leitlinie für die europäische Zulassung für Metalle Dübel zur Verankerung in Beton. Teil 5: Verbunddübel. Ausgabe März 2001

**ETAG 020/C (2005):**

European Organisation for Technical Approvals: Guideline for European Technical Approval of Plastic Anchors for multiple Use in Concrete and Masonry for non-structural Applications. Annex C: Design Methods for Anchorages. Draft April 2005

**Furche (1994):**

Furche, J.: Zum Trag- und Verschiebungsverhalten von Kopfbolzen bei zentrischem Zug. Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, 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. (Editors), SP-130, Anchors in Concrete, Design and Behaviour. American Concrete Institute ACI, Detroit, 1991, S. 235-252.

**Franz/ Möhler (1969):**

Franz, G.; Möhler, K.: Versuche in Mauerwerk unter statischer und dynamischer Belastung. In: Baupraxis (1969), Heft 3

**Gorczyca (1997):**

Gorczyca, C.: Mauerwerkstudie `97. Hilti Corporate Research, Bericht Nr. A-IF6-7/97, Oktober 1997, nicht veröffentlicht.

**Grübl/ Weigler/ Karl (2001):**

Grübl, P.; Weigler, H., Karl, S.: Beton – Arten, Herstellung, Eigenschaften. Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2001.

**Hordijk/ van Mier/ Reinhardt (1989):**

Hordijk, D. A.; van Mier, J.; Reinhardt, H.-W.: Fracture Mechanics of Concrete Structures. From Theory to Application. Report of the Technical Committee 90-FMA Fracture Mechanics to Concrete – Applications. Rilem. Verlag Chapman and Hall Ltd., 1989.

**ISO 9652-4 (2000):**

ISO 9652-4: Masonry - Part 4: Test methods. Ausgabe 2000-09

**Liaplan (2002):**

Liaplan GmbH: Liaplan – Die Lösung für die neue Energieeinsparverordnung. Handbuch Technik, 4. Auflage, Verlag Konkordia GmbH Bühl, 2002.

**Lehr (2002):**

Lehr B.: Bemessung von Befestigungen mit Verbunddübeln. Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 2003.

**Lehr/ Eligehausen (1998):**

Lehr B./ Eligehausen, R.: Vorschlag eines Bemessungskonzepts für Verbundanker. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, Bericht Nr. 20/25 - 98/6, 1998, nicht veröffentlicht.

**Marzahn (2000):**

Marzahn, G.: Vorgespanntes Trockenmauerwerk. Verlag B.G. Teubner GmbH Stuttgart/ Leipzig/ Wiesbaden, 2000.

**Meszaros (2002):**

Meszaros J.: Tragverhalten von Verbunddübeln im ungerissenen und gerissenen Beton. Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 2002.

**Meyer/ Pregartner (2000):**

Meyer, A., Pregartner, T.: Mauerwerk in Europa. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, Bericht Nr. 00/30 – 11/9, 2000, nicht veröffentlicht.

**Meyer (2002):**

Meyer, A.: Datenbank Injektionsdübel in Mauerwerk. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, nicht veröffentlicht.

**Meyer (2003):**

Meyer, A.: Einfluss zusätzlicher Innensteg auf das Tragverhalten von Injektionsdübeln in Mauerwerk. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, Bericht Nr. 03/18 – 11/14, 2003, nicht veröffentlicht.

**Meyer (2004/1):**

Meyer, A.: Vorschlag zur Durchführung von zentrischen Ausziehversuchen am Mauerwerk mit Injektionsdübeln. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, Bericht Nr. 04/01 – 11/16, 2004, nicht veröffentlicht.

**Meyer (2004/2):**

Meyer, A.: Materialeigenschaften des Ankergrunds Mauerwerk. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, Bericht Nr. 04/02 – 11/17, 2004, nicht veröffentlicht.

**Meyer (2004/3):**

Meyer, A.: Tragverhalten von Injektionsdübeln in Kalksandsteinen – Experimentelle Untersuchungen. Universität Stuttgart, Bericht Nr. 04/03 – 11/18, 2004, nicht veröffentlicht.

**Meyer (2004/4):**

Meyer, A.: Einfluss der Feuchte auf das Tragverhalten von Injektionsdübeln in Mauerwerk. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, Bericht Nr. 04/04 – 11/19, 2004, nicht veröffentlicht.

**Meyer (2005/1):**

Meyer, A.: Einfluss des Steinformats auf das Tragverhalten von Injektionsdübeln in Mauerwerk. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, Bericht Nr. 05/01 – 11/23, 2005, nicht veröffentlicht.

**Meyer (2005/2):**

Meyer, A.: Einfluss der Temperatur auf das Tragverhalten von Injektionsdübeln in Mauerwerk. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, Bericht Nr. 05/02 – 11/24, 2005, nicht veröffentlicht.

**Meyer (2005/3):**

Meyer, A.: Tragverhalten von Injektionsdübeln in Kalksandsteinen – Numerische Untersuchungen. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, Bericht Nr. 05/03 – 11/25, 2005, nicht veröffentlicht.

**NAD (1997):**

Nationales Anwendungsdokument – Richtlinie zur Anwendung von DIN V ENV 1996-1-1: Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten. Teil 1-1: Allgemeine Regeln, Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk, Ausgabe 1997.

**Owen (1968):**

Owen, D.B.: Handbook of statistical tables. Addison Wesley Publishing Company, 1968.

**Ožbolt/ Hofmann/ Eligehausen (2001):**

Ožbolt J., Hofmann J., Eligehausen R.: Headed Stud Anchor- Cyclic Loading and Creep-Cracking Interaction of Concrete. Proceedings of International RILEM-Symposium on "Connections between Steel and Concrete", Stuttgart, 10- 12 September 2001, Volume II, S. 717- 728, 2001.

**Ožbolt/ Li/ Kožar (2001):**

Ožbolt J., Li Y., Kožar I.: Microplane model for concrete with relaxed kinematic constraint. International Journal of Solids and Structures 28, S. 2683-2711, 2001.

**Ožbolt/ Reinhardt (2001):**

Ožbolt J., Reinhardt H. W.: Sustained Loading Strength of Concrete Modelled by Creep-Cracking Interaction. Forschungs- und Materialprüfungsanstalt für das Bauwesen (FMPA), Otto-Graf-Institut, Universität Stuttgart, Otto-Graf-Journal, Vol. 12, S. 9- 20, 2001.

**Pregartner/ Eligehausen/ Fuchs (1998):**

Pregartner, T., Eligehausen, R., Fuchs, W.: Mauerwerk – Geschichtliche Entwicklung und Tendenzen in Deutschland. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, Bericht Nr. W3/4 – 98/2, 1998, nicht veröffentlicht.

**Rehm (1987):**

Rehm, G.: Gutachtliche Stellungnahme vom 27.10.1987. München, nicht veröffentlicht.

**Rehm (1988):**

Rehm, G., Eligehausen, R., Mallée, R.: Befestigungstechnik. Betonkalender 1988, Teil II, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1988, S. 569 – 663.

**Reinhardt/ Rinder (1996):**

Reinhardt, H.-W., Rinder, T.: Steine. Vorlesungsskript Werkstoffe im Bauwesen I der Universität Stuttgart WS 96/97

**Sawade. (1994):**

Sawade, G.: Ein energetisches Materialmodell zur Berechnung des Tragverhaltens von zugbeanspruchtem Beton. Dissertation, Universität Stuttgart, 1994.

**Schätzle (2001):**

Schätzle, J.: Actual trends in chemical fixings: from capsule to injection systems. International Symposium on Connection between Steel and Concrete 2001, Stuttgart, S. 456-460, Verlag Rilem, 2001.

**Schild (2002):**

Schild, K.: Zur Bemessung von Injektionsverankerungen in Mauerwerk. Dissertation, Fakultät für Bauingenieurwesen, Universität Bochum, 2002.

**Schillinger (2003):**

Schillinger, P.: Einfluss des Achs- und Randabstandes von Injektionsdübeln im Mauerwerk aus Kalksandsteinen und Leichtbetonhohlblöcken. Diplomarbeit, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 2003.

**Schneider (1994):**

Schneider, H.-J.: Bautabellen für Ingenieure. Werner Verlag, 11. Auflage, 1994

**Schubert/ Friede (1980):**

Schubert, P.; Friede, H.: Spaltzugfestigkeit von Mauersteinen. Die Bautechnik 57 (1980), Heft 4, S. 117-122

**Schubert (1991):**

Schubert, P.: Zur Biegezugfestigkeit von Mauerwerk. Mauerwerkkalender 1991, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1991, S. 669-684

**Schubert (2003):**

Schubert, P.: Eigenschaftswerte von Mauerwerk, Mauersteinen und Mauermörtel. Mauerwerkkalender 2003, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 2003, S. 5-24

**Schubert/ Glitza (1979):**

Schubert, P., Glitza, H.: Festigkeits- und Verformungskennwerte von Mauersteinen und Mauermörtel. Die Bautechnik 56 (1979), Heft 10, S. 332-341.

**Schubert/ Schmidt (1990):**

Schubert, P., Schmidt, St.: Zum Einfluss des Feuchtegehaltes von Mauersteinen auf deren Druckfestigkeit. Mauerwerk-Kalender 1990, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1990, S. 499-505.

**Stern (2002):**

Stern, T.: Einfluss des Achs- und Randabstandes von Injektionsdübeln im Mauerwerk. Diplomarbeit, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 2002.

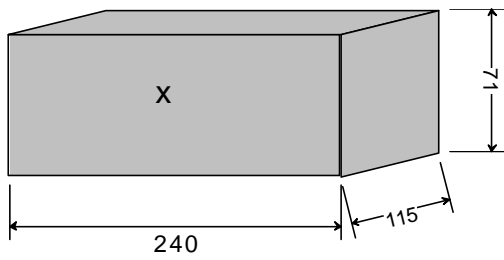
**Thomas (1976)**

Thomas, W.: Zugfestigkeit von Kalksandsteinen, Teil 1: Betriebsgefertigte Steine. Forschungsbericht Nr.41, Forschungsvereinigung Kalk-Sand e.V., Hannover 1976

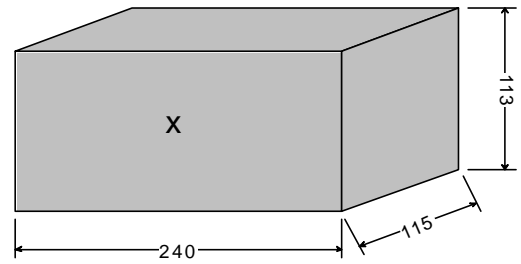
**Zhao (1994):**

Zhao, G.: Tragverhalten von randfernen Kopfbolzenverankerungen bei Betonausbruch. Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1994.

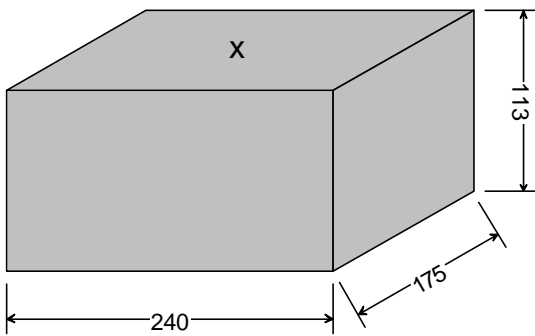
### Anhang A: Abmessungen der Mauersteine mit Setzpositionen



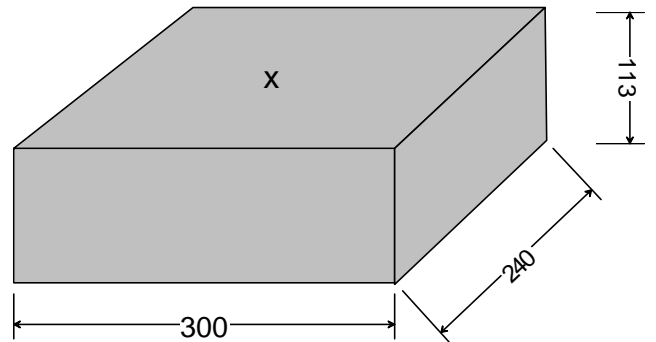
**Anhang A 1:** KSV 12-1,8-NF, Mz 12-1,8-NF, Mz 28-1,8-NF



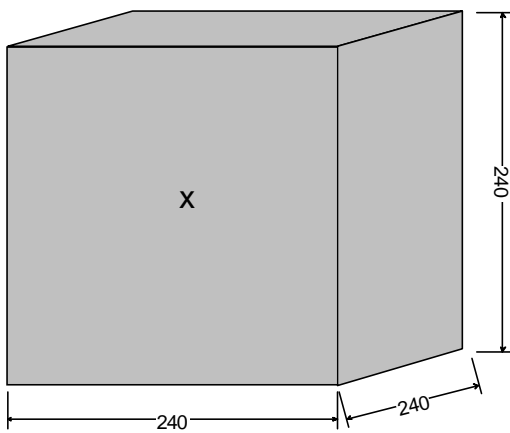
**Anhang A 2:** KSV 28-1,8-2DF, KSV 12-1,6-2DF, KSV 12-1,8 2DF, Vbl 2-0,9-2DF



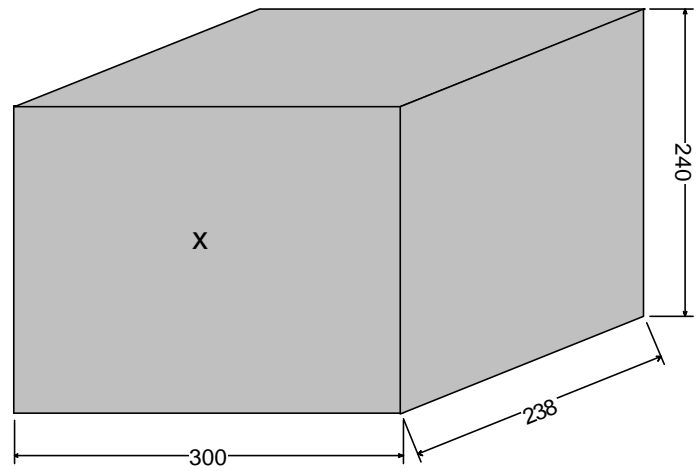
**Anhang A 3:** KSV 12-1,8-3DF



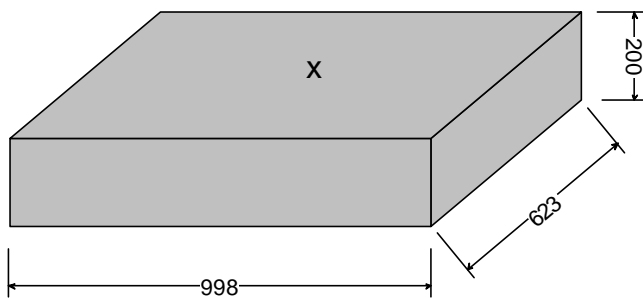
**Anhang A 4:** KSV 12-1,8-5DF



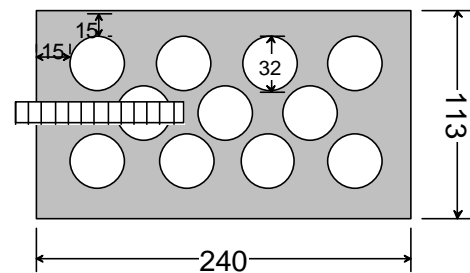
**Anhang A 5:** KSV 12-1,8-8DF, KSV12-2,0-8DF



**Anhang A 6:** KSV 12-1,8-10DF, KSV 12-2,0-10DF

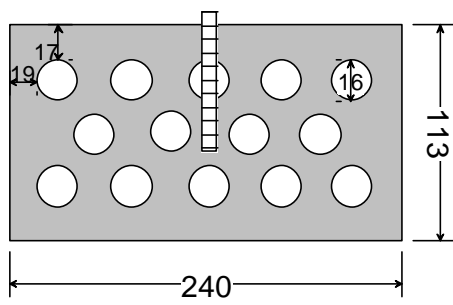


**Anhang A 7:** KSPE 12-2,0 998x623x200

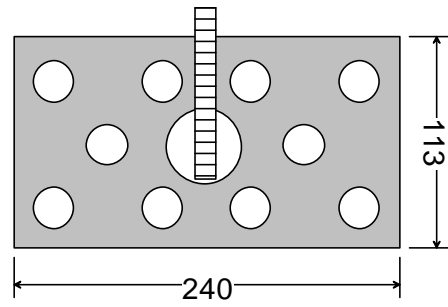


**Anhang A 8:** KSL 12-1,4-2DF

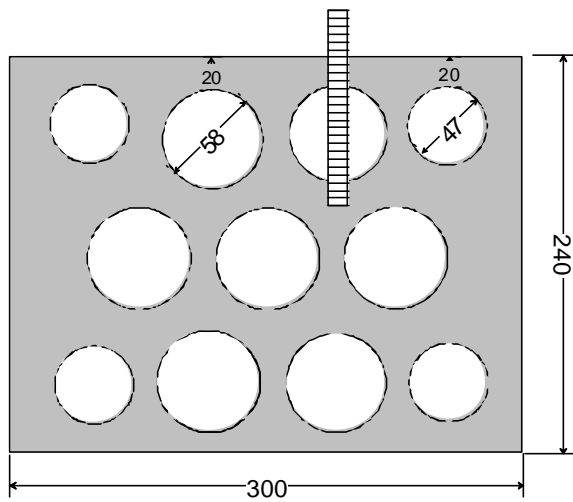




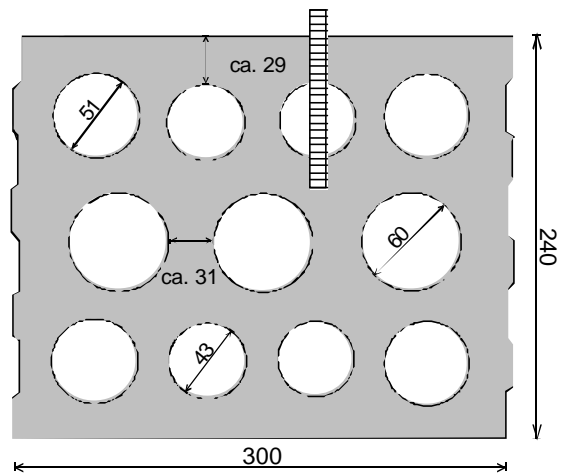
Anhang A 9: KSL 12-1,6-2DF



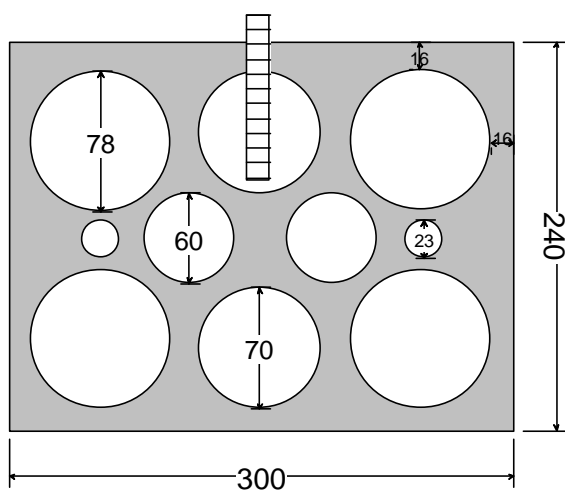
Anhang A 10: KSL 12-1,8-2DF



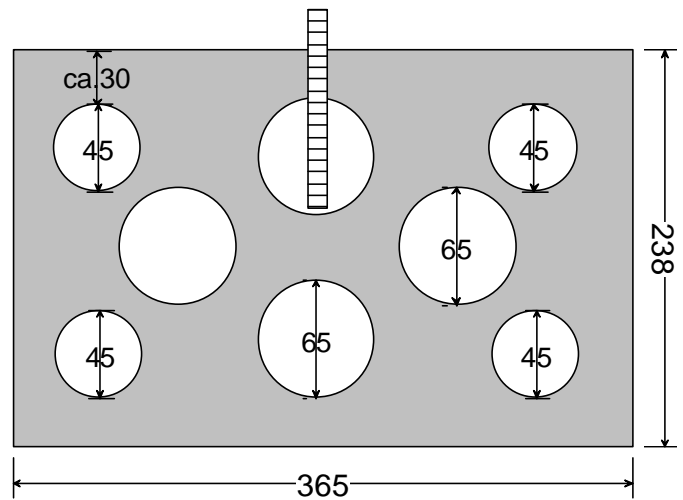
Anhang A 11: KSL 6-1,4-10DF, bis Nov. 02



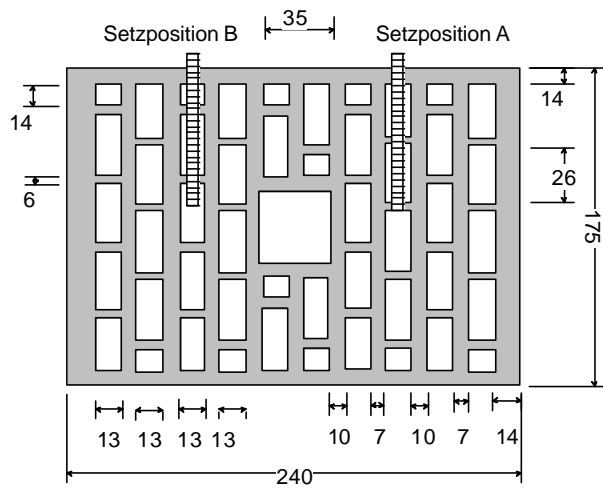
Anhang A 12: KSL 6-1,4-10DF, ab Nov. 02



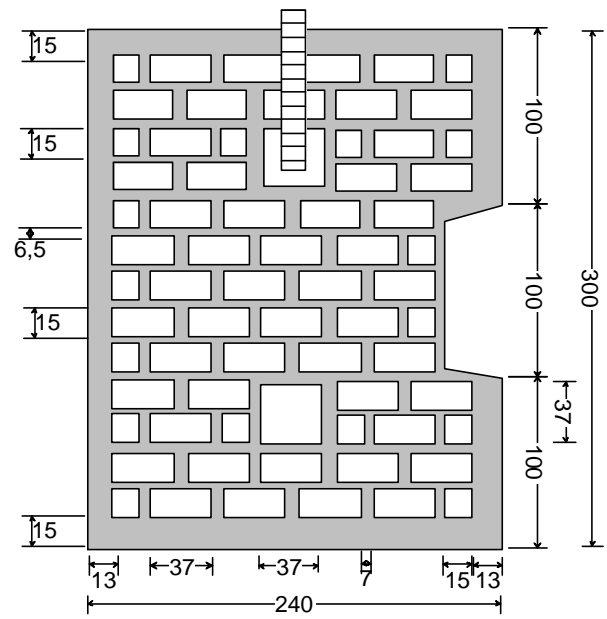
Anhang A 13: KSL 12-1,2-10DF



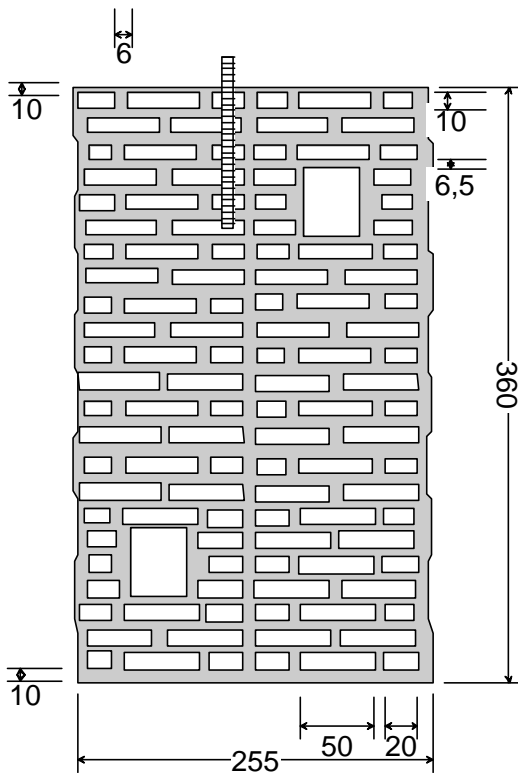
Anhang A 14: KSL 12-1,6-12DF



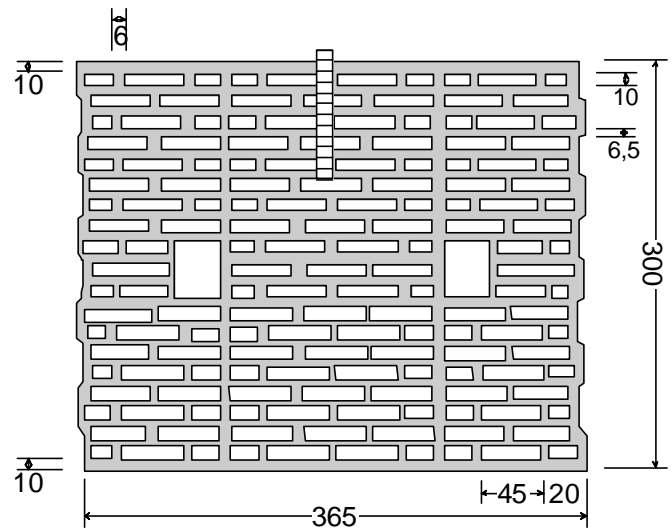
**Anhang A 15:** Hlz 12-0,9-3DF



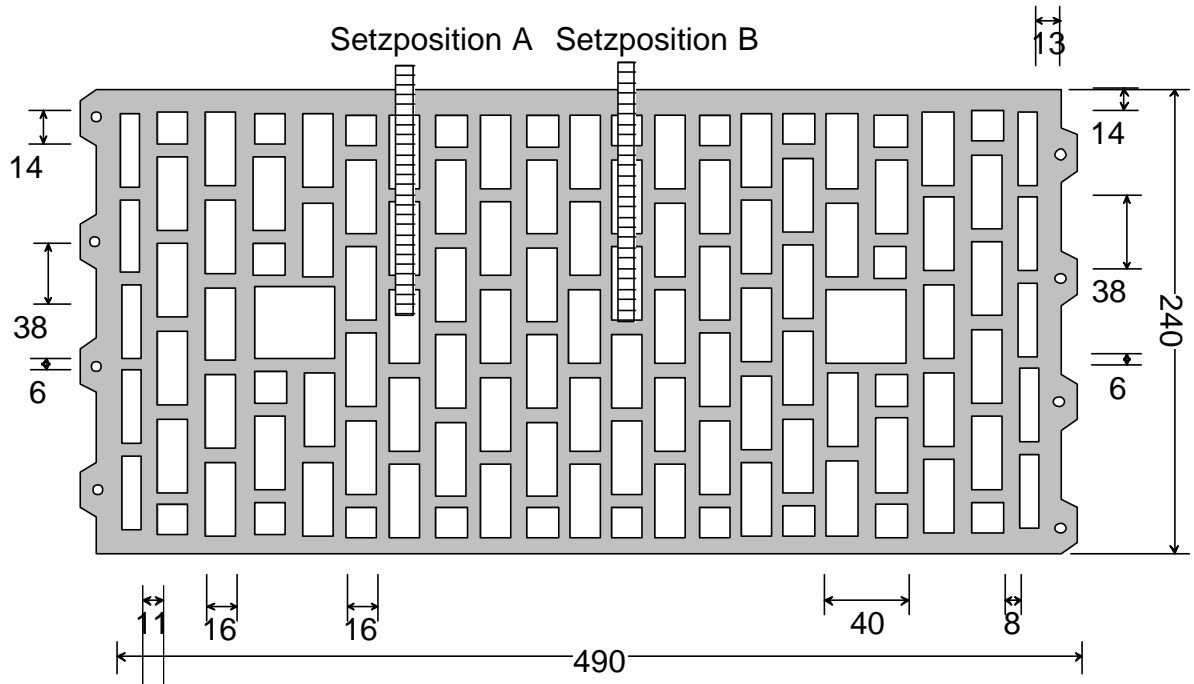
**Anhang A 16:** Hlz 12-0,8-10DF



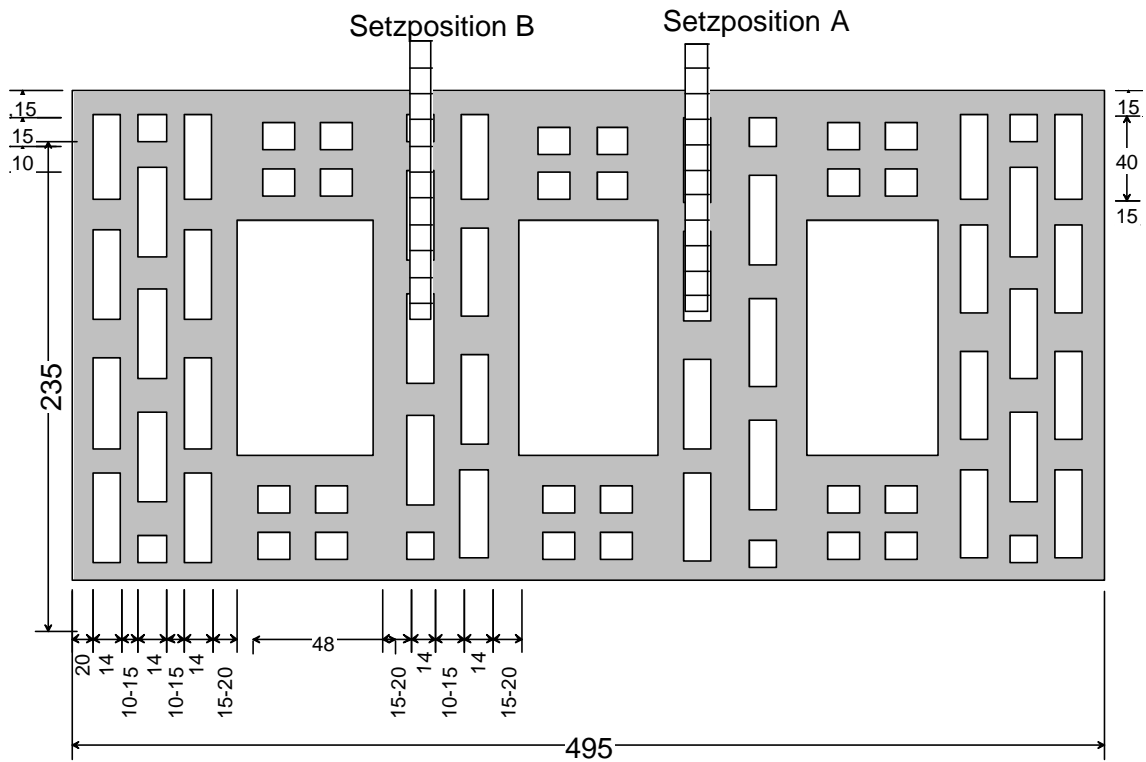
**Anhang A 17:** Hlz 6-0,7-12DF



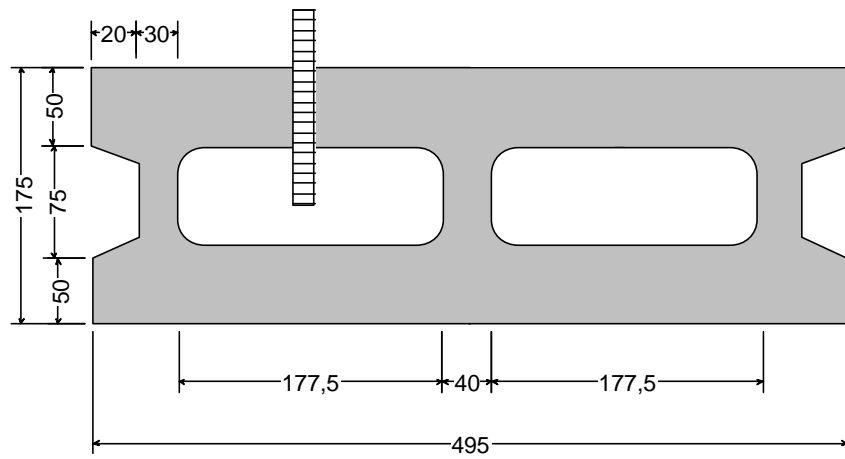
**Anhang A 18:** Hlz 6-0,8-15DF



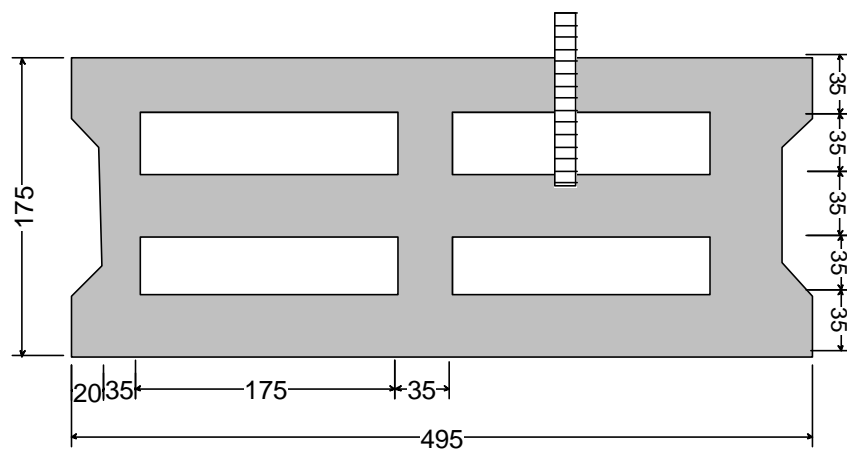
Anhang A 19: Hlz12-0,9-16DF, Hlz12-1,0-16DF



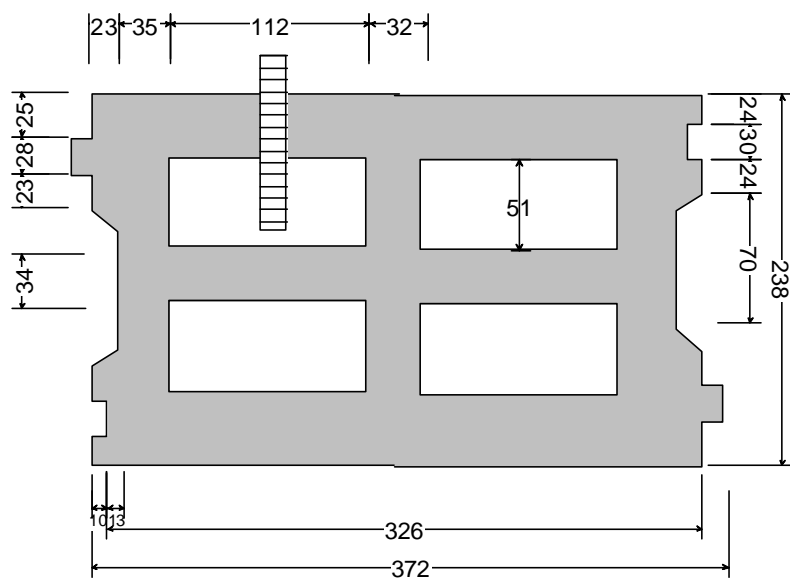
Anhang A 20: Hlz12-1,2-16DF



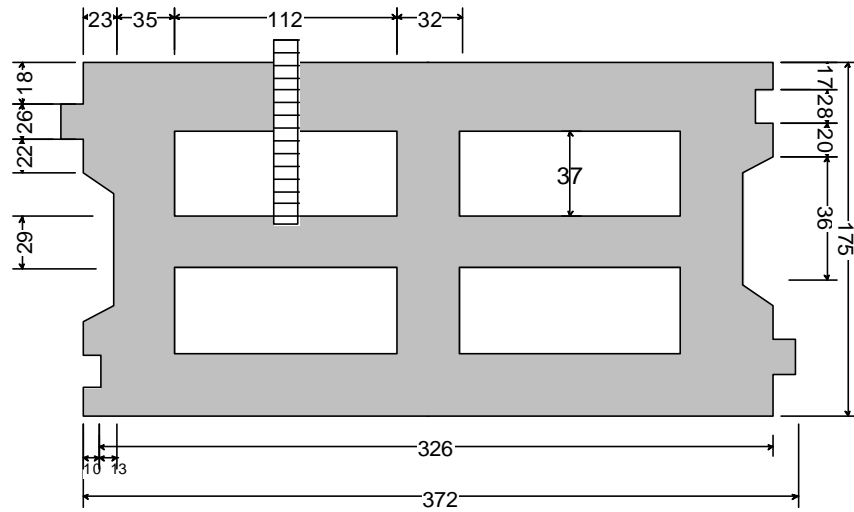
**Anhang A 21:** 1K Hbl 2-0,9-12DF



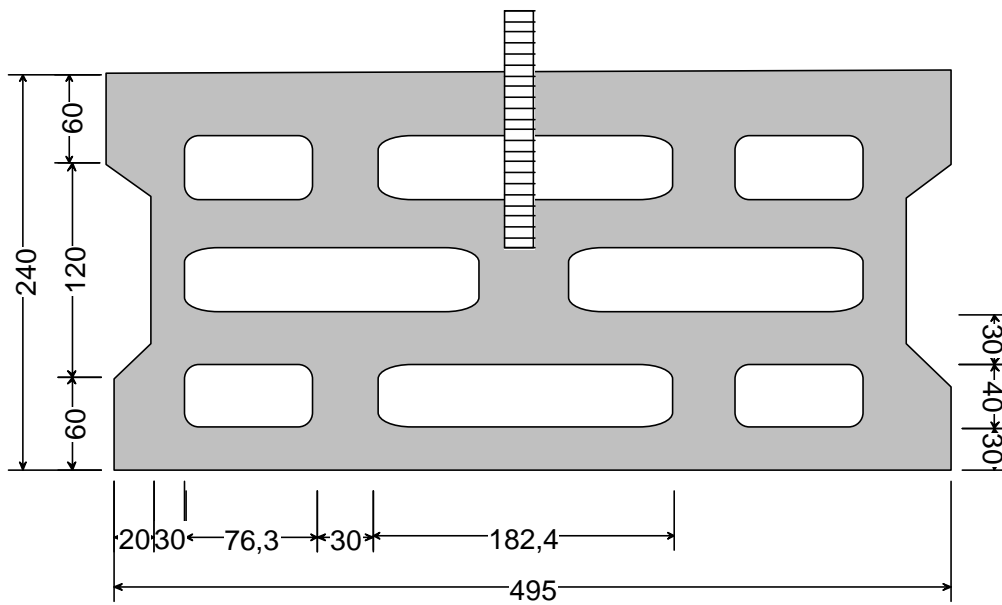
**Anhang A 22:** 2K Hbl 2-0,8-12DF



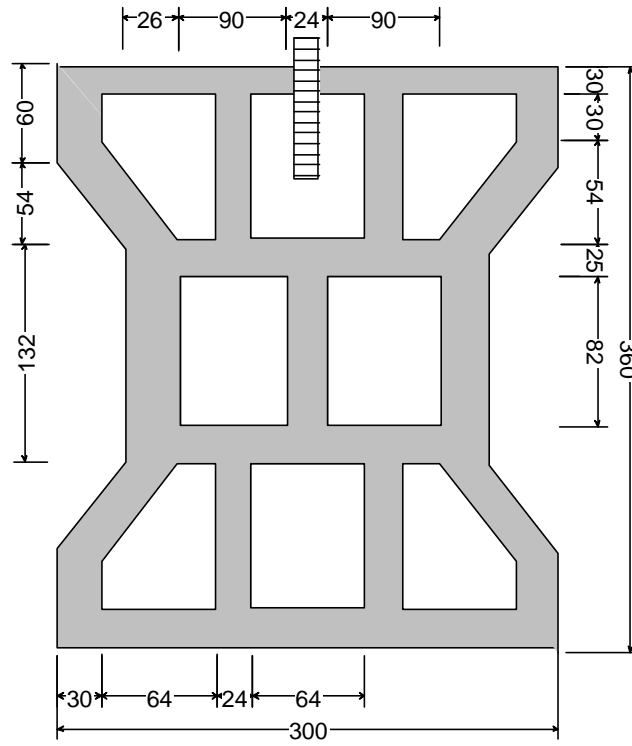
**Anhang A 23:** 2K Hbl 8-1,2-12DF, 2K Hbl 4-0,8-12DF, 2K Hbl 4-0,9-12DF, 2K Hbl 4-1,0-12DF



Anhang A 24: 2K Hbl 6-1,2-9DF



Anhang A 25: 3K Hbl 2-0,8-16DF, 3K Hbl 2-0,9-16DF



**Anhang A 26:** 3K-Hbn 6-1,4-15DF

## Anhang B: Ergebnisse der FE- Simulationen

Verankerungstiefe [mm]	Verbundfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	Höchstlast [kN]	Verschiebung [mm]	Versagensart [-]	Ausbruchtiefe [mm]
40	3,9	8,8	0,08	H	12
	4,6	10,3	0,10	H+B	20
	6,6	14,5	0,24	H+B	32
	7,4	16,2	0,39	B	40
80	3,9	17,4	0,12	H	12
	6,6	30,0	0,27	H+B	44
	7,4	34,2	0,36	H+B	52
120	4,5	30,7	0,20	H	15
	7,4	50,0	0,36	H+B	55

**Anhang B 1:** Ergebnisse der FE-Rechnungen nach Kapitel 4.4:  
zentrische Ausziehversuche in Kalksandvollsteinen  
H: Herausziehen; B: Steinausbruch; H+B: kombiniertes Versagen

Außenstegdicke [mm]	Schulterbreite [mm]	Lochdurchmesser [mm]	Lastwinkel [°]	Verbundfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]*	Höchstlast [kN]	Verschiebung [mm]	Versagensart [-]
40	0,5	70	ca. 50	-	13,9	0,32	B
40	0,5	70	ca. 50	3,9	15,5	0,30	B
40	0,5	70	ca. 50	6,6	17,7	0,32	B
40	0,5	70	ca. 50	7,4	17,9	0,28	B
20	0,5	70	ca. 50	6,6	7,1	0,40	B
30	0,5	70	ca. 50	6,6	9,8	0,33	B
50	0,5	70	ca. 50	6,6	20,5	0,36	H+B
40	0,5	50	ca. 50	6,6	17,2	0,34	B
40	0,5	30	ca. 50	6,6	17,0	0,34	B
40	0,5	70	ca. 20	1,9	14,6	0,36	B
40	0,5	70	ca. 85	1,9	15,6	0,40	B
40	0	70	ca. 50	1,9	3,7	0,10	H
40	0,5	70	ca. 50	1,9	15,0	0,34	B
40	0,5	70	ca. 50	-	11,5	0,38	H+B
40	2	70	ca. 50	1,9	15,3	0,42	B
40	4	70	ca. 50	1,9	17,7	0,44	B+Sp
40	4	70	ca. 50	-	17,3	0,46	B+Sp
40	4	70	ca. 50	3,9	17,5	0,44	B+Sp

**Anhang B 2:** Ergebnisse der FE-Rechnungen nach Kapitel 4.4:  
zentrische Ausziehversuche in Kalksandlochsteinen mit Variation geometrischer Parameter  
H: Herausziehen; B: Steinausbruch; H+B: kombiniertes Versagen, Sp: Spalten, B+Sp: kombiniertes Versagen

Außenstegdicke [mm]	Zugfestigkeit Stein [N/mm <sup>2</sup> ]	Druckfestigkeit Stein [N/mm <sup>2</sup> ]	E-Modul Stein [N/mm <sup>2</sup> ]	E-Modul Mörtel [N/mm <sup>2</sup> ]	Höchstlast [kN]	Verschiebung [mm]	Versagensart [-]
40	0,74	13,3	10.000	5.000	10,6	0,24	B+Sp
40	0,93	13,3	10.000	5.000	12,4	0,34	B
40	1,12	13,3	10.000	5.000	14,3	0,38	B
40	1,49	13,3	10.000	5.000	16,4	0,42	B
40	1,68	13,3	10.000	5.000	18,1	0,44	B
40	0,65	9,3	7.000	5.000	8,9	0,30	B+Sp
40	1,03	14,7	11.000	5.000	13,8	0,32	B
40	1,4	20,0	15.000	5.000	18,7	0,36	B
40	2,3	28,0	10.000	5.000	17,7	0,32	B
40	2,3	28,0	10.000	1.000	14,2	0,40	H+B

**Anhang B 3:** Ergebnisse der FE-Rechnungen nach Kapitel 4.4:  
zentrische Ausziehversuche in Kalksandlochsteinen mit Variation der Materialparameter  
H: Herausziehen; B: Steinausbruch; H+B: kombiniertes Versagen, Sp: Spalten,  
B+Sp: kombiniertes Versagen



## **Anhang C: Ergebnisse der experimentellen Versuche**

- Anhang C 1: Ergebnisse der experimentellen Versuche zum Tragverhalten von Injektionsdübeln in Kalksandsteinen
- Anhang C 2: Ergebnisse der experimentellen Versuche zum Einfluss zusätzlicher Innenstege
- Anhang C 3: Ergebnisse der experimentellen Versuche zum Einfluss der Feuchte
- Anhang C 4: Ergebnisse der experimentellen Versuche zum Einfluss der Temperatur
- Anhang C 5: Ergebnisse der experimentellen Versuche zum Einfluss des Formats
- Anhang C 6: Ergebnisse der experimentellen Versuche zum Einfluss von Stoß- und Lagerfugen in Leichtbetonhohlblöcken
- Anhang C 7: Ergebnisse der experimentellen Versuche zum Einfluss des Achsabstands bei Dübelgruppen in Leichtbetonhohlblöcken
- Anhang C 8: Ergebnisse der experimentellen Versuche zum Einfluss von Stoß- und Lagerfugen in Kalksandsteinen
- Anhang C 9: Ergebnisse der experimentellen Versuche zum Einfluss des Achsabstands bei Dübelgruppen in Kalksandsteinen
- Anhang C 10: Ergebnisse der experimentellen Versuche zum Vergleich Einzelstein zu Mauerwerkverband bei weiter und enger Abstützung
- Anhang C 11: Ergebnisse der experimentellen Versuche zum Einfluss von Stoß- und Lagerfugen in Hochlochziegeln
- Anhang C 12: Ergebnisse der experimentellen Versuche zum Einfluss des Achsabstands bei Dübelgruppen in Hochlochziegeln

## Legende

### Überschriften

$d_{Sh}$	:	Durchmesser der Siebhülse
$h_{ef}$	:	Verankerungstiefe der Siebhülse abz. Reinigungselemente
$\beta_{Stein, Brutto}$	:	Brutto- Steindruckfestigkeit nach DIN
$\beta_{Stein, Netto}$	:	Netto- Steindruckfestigkeit unter Berücksichtigung des Lochbildes
$h'_{ef}$	:	Wirksame Verankerungstiefe nach Kap. 4.1
$N_1$	:	1. Lastmaximum
$s_1$	:	Verschiebung bei $N_1$
$N_u$	:	Bruchlast
$s_u$	:	Verschiebung bei $N_u$

### Versagensarten

B	:	Steinausbruch
Sp	:	Spalten der Stütze
H	:	Herausziehen der Siebhülse
H/B	:	Kombiniertes Versagen aus Steinausbruch u. Herausziehen
kIB/H	:	Oberflächenausbruch mit Herausziehen
D	:	Herausziehen der Ankerstange
B/SP	:	Steinausbruch mit Spaltrissen

### Bemerkungen

V	:	Versuche im Mauerwerksverband
$c_1$	:	Abstand zur Stoßfuge
$c_2$	:	Abstand zur Lagerfuge
$s_1$	:	Achsabstand

Serie [-]	Typ [-]	d <sub>Sh</sub> [mm]	h <sub>ef</sub> [mm]	Abstützung [mm]	Steinart [-]	Rohdichte <sub>3</sub> [kg/dm <sup>3</sup> ]	β <sub>Stein, Brutto</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	β <sub>Stein, Netto</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	h <sub>ef</sub> [mm]	Bohrverfahren [-]	Reinigung [-]	N <sub>1</sub> [kN]	s <sub>1</sub> [mm]	N <sub>u</sub> [kN]	s <sub>u</sub> [mm]	Versagen [-]	Bemerkungen [-]	Quelle [-]
F1.1	11	16	15	26	KSV12-2,0-8DF	1,94	16,2	16,2	15,0	Hammerbohren	ja	2,50	0,44	3,26	1,37	H	Siebhülse gekürzt	Meyer (2004/03)
												2,46	0,32	3,33	1,20	H		
														1,80	0,31	H		
												2,24	0,36	2,44	1,10	H		
F1.2	11	16	30	26	KSV12-2,0-8DF	1,94	16,2	16,2	30,0	Hammerbohren	ja	5,46	0,56	6,27	1,30	H/(Sp)	Siebhülse gekürzt	Meyer (2004/03)
												5,43	0,48	7,57	1,17	H/(Sp)		
												5,82	0,67	5,86	1,38	H/(Sp)		
												4,92	0,34	7,76	1,11	H		
												7,41	1,35	8,23	2,05	H/(Sp)		
F1.3	11	16	50	26	KSV12-2,0-8DF	1,94	16,2	16,2	50,0	Hammerbohren	ja	10,22	0,64	12,60	1,24	H/(Sp)	Siebhülse gekürzt	Meyer (2004/03)
												11,64	0,61	13,61	1,18	H/(Sp)		
														12,37	1,06	H/(Sp)		
														10,43	1,09	H		
														12,00	1,11	H		
F1.4/1	11	16	72	26	KSV12-2,0-8DF	1,94	16,2	16,2	72,0	Hammerbohren	ja			14,45	1,28	H		Meyer (2004/03)
														11,23	0,79	H		
														10,74	0,74	H		
														12,10	0,96	H		
														12,43	1,21	H		
F1.4/2	11	16	72	26	KSV12-2,0-8DF	1,94	16,2	16,2	72,0	Hammerbohren	ja			22,40	1,11	H/(Sp)		Meyer (2004/03)
														23,30	1,40	H/(Sp)		
														24,04	1,50	H		
F1.5	11	16	15	170	KSV12-2,0-8DF	1,94	16,2	16,2	15,0	Hammerbohren	ja			2,60	0,29	B	Siebhülse gekürzt	Meyer (2004/03)
														2,72	0,32	B		
														2,11	0,31	B		
														2,08	0,34	H		
														1,74	0,32	H		
F1.6	11	16	30	170	KSV12-2,0-8DF	1,94	16,2	16,2	30,0	Hammerbohren	ja			5,65	0,43	B	Siebhülse gekürzt	Meyer (2004/03)
														6,53	0,43	B		
														6,24	0,45	B		
														6,36	0,41	B		
														6,61	0,36	B		
F1.61	8	18	30	170	KSV12-2,0-8DF	1,94	16,2	16,2	30,0	Hammerbohren	ja			1,67	0,49	H	Siebhülse gekürzt	Meyer (2004/03)
														1,16	0,20	H		
														1,34	2,85	H		
														2,69	0,73	H		

**Anhang C 1:** Ergebnisse der experimentellen Versuche zum Tragverhalten von Injektionsdübeln in Kalksandsteinen

Serie [-]	Typ [-]	d <sub>Sh</sub> [mm]	h <sub>ef</sub> [mm]	Abstützung [mm]	Steinart [-]	Rohdichte [kg/dm <sup>3</sup> ]	β <sub>Stein, Brutto</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	β <sub>Stein, Netto</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	h <sub>ef</sub> [mm]	Bohrverfahren [-]	Reinigung [-]	N <sub>1</sub> [kN]	s <sub>1</sub> [mm]	N <sub>u</sub> [kN]	s <sub>u</sub> [mm]	Versagen [-]	Bemerkungen [-]	Quelle [-]
F1.7	8	16	50	170	KSV12-2,0-8DF	1,94	16,2	16,2	50,0	Hammerbohren	ja			10,85	0,57	Sp	Siebhülse gekürzt	Meyer (2004/03)
														11,16	0,61	Sp		
														11,49	0,74	Sp		
														11,26	0,55	Sp		
														11,17	0,67	Sp		
F1.71	8	18	50	170	KSV12-2,0-8DF	1,94	16,2	16,2	50,0	Hammerbohren	ja			2,56	3,92	H	Siebhülse gekürzt	Meyer (2004/03)
														3,92	0,39	H		
														3,99	5,86	H		
														2,54	4,70	H		
														4,17	2,92	H		
F1.81	8	18	88	170	KSV12-2,0-8DF	1,94	16,2	16,2	88,0	Hammerbohren	ja			5,66	1,16	H	Siebhülse gekürzt	Meyer (2004/03)
														8,57	8,34	H		
														7,05	0,94	H		
														6,69	1,35	H		
														5,64	0,78	H		
F1a.1	11	16	15	170	KSPE 12-2,0	1,94	15,0	15,0	15,0	Hammerbohren	ja			10,85	0,57	Sp	Siebhülse gekürzt	Meyer (2004/03)
														11,16	0,61	Sp		
														11,49	0,74	Sp		
														11,26	0,55	Sp		
														11,17	0,67	Sp		
F1a.2	11	16	40	170	KSPE 12-2,0	1,94	15,0	15,0	40,0	Hammerbohren	ja	3,16	0,91	5,62	1,08	H	Siebhülse gekürzt	Meyer (2004/03)
														3,63	1,32	H		
														3,4	2,13	H		
														5,28	0,93	kIB/H		
														6,45	0,58	kIB/H		
F1a.3	11	16	50	170	KSPE 12-2,0	1,94	15,0	15,0	50,0	Hammerbohren	ja			7,64	0,67	H	Siebhülse gekürzt	Meyer (2004/03)
														8,28	0,88	H		
														8,25	1,07	kIB/H		
														6,26	0,82	H		
														4,93	0,92	H		
F1a.4	12	16	20	170	KSPE 12-2,0	1,94	15,0	15,0	20,0	Hammerbohren	ja			4,51	0,33	B	Siebhülse gekürzt	Meyer (2004/03)
														4,16	0,63	B		
														4,61	0,49	B		
														4,44	0,69	B		
														4,73	0,55	B		
F1a.5	12	16	40	170	KSPE 12-2,0	1,94	15,0	15,0	40,0	Hammerbohren	ja			8,82	0,70	B	Siebhülse gekürzt	Meyer (2004/03)
														8,59	0,73	D		
														9,42	0,72	B		
														8,81	0,60	B		
														9,48	0,72	B		

**Anhang C 1:** Ergebnisse der experimentellen Versuche zum Tragverhalten von Injektionsdübeln in Kalksandsteinen, Fortsetzung

Serie [-]	Typ [-]	d <sub>Sh</sub> [mm]	h <sub>ef</sub> [mm]	Abstützung [mm]	Steinart [-]	Rohdichte <sub>3</sub> [kg/dm <sup>3</sup> ]	β <sub>Stein, Brutto</sub> <sup>2</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	β <sub>Stein, Netto</sub> <sup>2</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	h <sub>ef</sub> [mm]	Bohrverfahren [-]	Reinigung [-]	N <sub>1</sub> [kN]	s <sub>1</sub> [mm]	N <sub>u</sub> [kN]	s <sub>u</sub> [mm]	Versagen [-]	Bemerkungen [-]	Quelle [-]
F1a.6	12	16	65	170	KSPE 12-2,0	1,94	15,0	15,0	65,0	Hammerbohren	ja			17,45	1,09	B/H		Meyer (2004/03)
														17,09	1,04	B/H		
														17,81	1,16	B/H		
														15,66	0,83	B/H		
														12,03	0,65	B/H		
F2.1	11	16	50	170	KSL6-1,4-10DF	1,26	8,0	20,0	20,0	Drehbohren	ja	0,24	0,48	2,76	4,16	B	Siebhülse gekürzt, ohne Verbund im Stegbereich	Meyer (2004/03)
												0,20	0,17	2,97	3,77	B		
														2,65	2,81	B		
														2,62	2,47	B		
														2,57	2,91	B		
F2.2	11	16	50	170	KSL6-1,4-10DF	1,26	8,0	12,3	20,0	Drehbohren	ja			3,07	0,76	B	ohne Verbund im Stegbereich	Meyer (2004/03)
														2,99	0,73	B		
														2,63	3,29	B		
														2,55	2,52	B		
														3,05	3,11	B		
F2.3	11	16	72	170	KSL6-1,4-10DF	1,26	8,0	11,6	29,0	Drehbohren	ja			5,90	1,58	B		Meyer (2004/03)
														6,41	0,90	Sp		
														5,18	0,17	B		
														5,77	1,06	B		
														6,01	0,59	Sp		
F2.4	11	16	30	170	KSL6-1,4-10DF	1,26	8,0	12,3	21,0	Drehbohren	ja			2,56	0,35	B	Siebhülse gekürzt	Meyer (2004/03)
														3,69	0,61	B		
														2,82	1,11	B		
														2,78	0,15	B		
														1,47	0,35	B		
F2.41	8	18	30	170	KSL6-1,4-10DF	1,26	8,0	12,3	21,0	Drehbohren	ja			3,78	0,80	B	Siebhülse gekürzt	Meyer (2004/03)
														3,85	0,58	B		
														3,92	0,61	B		
														4,09	0,64	B		
														3,13	0,39	B		
F2.5	11	16	30	170	KSL6-1,4-10DF	1,26	8,0	11,6	32,0	Drehbohren	ja			5,42	5,43	B	Siebhülse gekürzt	Meyer (2004/03)
														5,43	0,47	Sp		
														5,27	0,24	Sp		
														5,20	0,50	B		
														5,33	0,45	Sp		
F2.6	11	16	30	170	KSL6-1,4-10DF	1,26	8,0	11,6	22,0	Drehbohren	ja			1,74	2,29	B/H	Siebhülse gekürzt, ohne Verbund im Stegbereich	Meyer (2004/03)
														2,99	0,86	B		
														3,31	1,19	B		
														3,33	2,04	B		
														2,57	4,16	B/H		

Anhang C 1: Ergebnisse der experimentellen Versuche zum Tragverhalten von Injektionsdübeln in Kalksandsteinen, Fortsetzung

Serie [-]	Typ [-]	d <sub>Sh</sub> [mm]	h <sub>ef</sub> [mm]	Abstützung [mm]	Steinart [-]	Rohdichte <sub>3</sub> [kg/dm <sup>3</sup> ]	β <sub>Stein, Brutto</sub> <sup>2</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	β <sub>Stein, Netto</sub> <sup>2</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	h' <sub>ef</sub> [mm]	Bohrverfahren [-]	Reinigung [-]	N <sub>1</sub> [kN]	s <sub>1</sub> [mm]	N <sub>u</sub> [kN]	s <sub>u</sub> [mm]	Versagen [-]	Bemerkungen [-]	Quelle [-]
F2.7	11	16	72	170	KSL6-1,4-10DF	1,26	8	11,6	31,0	Drehbohren	ja			6,34	7,61	B	ohne Verbund im Stegbereich	Meyer (2004/03)
														6,47	4,66	Sp		
														6,50	6,59	Sp		
														7,04	4,70	Sp		
														6,67	6,71	Sp		
F2.71	8	18	72	170	KSL6-1,4-10DF	1,26	8	11,6	30,0	Drehbohren	ja			6,80	7,61	Sp	ohne Verbund im Stegbereich	Meyer (2004/03)
														6,10	4,66	Sp		
														6,30	6,59	Sp		
														4,76	4,70	D		
														6,53	6,71	Sp		
F3.1	11	16	72	170	KSV12-2,0-8DF	1,94	16,2	16,2	72,0	Drehbohren	ja			3,48	0,52	B	mit präpariertem Steg	Meyer (2004/03)
														3,63	0,36	B		
														3,43	0,54	B		
														2,88	0,43	B		
														3,64	0,41	B		
F3.2	11	16	72	170	KSV12-2,0-8DF	1,94	16,2	16,2	72,0	Drehbohren	ja			6,18	0,53	B	mit präpariertem Steg	Meyer (2004/03)
														7,89	0,57	B		
														5,57	0,41	B		
														7,25	0,94	B/Sp		
														6,91	0,67	Sp		
F3.3	11	16	72	170	KSV12-2,0-8DF	1,94	16,2	16,2	72,0	Drehbohren	ja			12,01	0,84	Sp	mit präpariertem Steg	Meyer (2004/03)
														12,47	0,74	Sp		
														11,65	0,84	Sp		
														12,69	1,42	Sp		
														11,88	0,55	Sp		
F3.4	11	16	72	170,00	KSV12-2,0-8DF	1,94	16,2	16,2	72,0	Drehbohren	ja			10,55	1,11	Sp	mit präpariertem Steg	Meyer (2004/03)
														9,10	0,93	Sp		
														10,53	0,38	Sp		
F3a.1	11	16	72	340	KSPE 12-2,0	1,94	15,0	15,0	72,0	Hammerbohren	ja			4,11	0,63	B	mit präpariertem Steg	Meyer (2004/03)
														3,73	0,56	B		
														4,51	0,80	B		
														3,87	0,64	B		
F3a.2	11	16	72	340	KSPE 12-2,0	1,94	15,0	15,0	72,0	Hammerbohren	ja	8,99	1,98	10,03	3,05	kIB/B	mit präpariertem Steg	Meyer (2004/03)
														11,27	2,26	B		
												11,47	1,92	12,39	3,26	kIB/D		
														11,17	2,21	kIB/B		

Anhang C 1: Ergebnisse der experimentellen Versuche zum Tragverhalten von Injektionsdübeln in Kalksandsteinen, Fortsetzung

Serie [-]	Typ [-]	d <sub>Sh</sub> [mm]	h <sub>ef</sub> [mm]	Abstützung [mm]	Steinart [-]	Rohdichte <sub>3</sub> [kg/dm <sup>3</sup> ]	β <sub>Stein, Brutto</sub> <sup>2</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	β <sub>Stein, Netto</sub> <sup>2</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	h <sub>ef</sub> [mm]	Bohrverfahren [-]	Reinigung [-]	N <sub>1</sub> [kN]	s <sub>1</sub> [mm]	N <sub>u</sub> [kN]	s <sub>u</sub> [mm]	Versagen [-]	Bemerkungen [-]	Quelle [-]		
F3a.3	11	16	72	340	KSPE 12-2,0	1,94	15,0	15,0	72,0	Hammerbohren	ja	5,83	1,17	10,84	5,03	H	mit präpariertem Steg	Meyer (2004/03)		
														7,45	1,32	kIB/H				
												7,41	1,53	15,9	8,51	H				
F3a.4	11	16	72	340	KSPE 12-2,0	1,94	15,0	15,0	72,0	Hammerbohren	ja			10,85	2,34	kIB/H	mit präpariertem Steg	Meyer (2004/03)		
														12,65	2,19	H/kIB				
														11,98	1,81	H				
												9,75	1,47	11,01	9,47	H/kIB				
F4.1	11	16	72	170	KSL12-1,2-10DF	1,22	14,1	25,7	17,0	Drehbohren	ja			10,19	1,22	15,93	4,36	H	Meyer (2004/03)	
														4,47	0,54	B				
														3,92	0,47	B				
														4,87	4,87	B				
														4,06	0,68	B				
F4.11	8	18	52	170	KSL12-1,2-10DF	1,22	14,1	25,7	17,0	Drehbohren	ja			4,82	0,73	B	Siebhülse gekürzt	Meyer (2004/03)		
												3,36	0,83	3,60	2,51	H/ B				
														5,00	1,02	B				
												4,31	0,67	5,83	3,01	kIB/ H				
														4,99	0,96	B				
F5.1	11	16	30	26	KSL12-1,2-10DF	1,22	14,1	25,7	18,0	Drehbohren	ja			4,80	0,80	B	Siebhülse gekürzt, ohne Verbund im Stegbereich	Meyer (2004/03)		
														2,56	2,21	H				
												0,92	5,71	2,14	8,81	H				
												1,20	3,08	2,22	5,33	H				
												1,65	1,64	2,94	2,81	H				
F5.11	8	18	30	26	KSL12-1,2-10DF	1,22	14,1	25,7	17,5	Drehbohren	ja			1,92	1,56	2,56	2,84	H	Siebhülse gekürzt, ohne Verbund im Stegbereich	Meyer (2004/03)
														1,84	0,97	D				
														3,89	0,73	D				
												1,11	0,88	1,78	2,07	D				
														4,20	0,56	D				
F5.2	11	16	50	26	KSL12-1,2-10DF	1,22	14,1	25,7	17,5	Drehbohren	ja			2,06	0,48	2,11	0,56	D	Siebhülse gekürzt, ohne Verbund im Stegbereich	Meyer (2004/03)
												5,52	4,78	8,75	6,08	H				
												6,17	2,85	8,37	4,16	H				
												4,90	7,55	5,27	8,86	H				
												6,46	2,84	9,85	4,50	H				
F5.21	8	18	52	26	KSL12-1,2-10DF	1,22	14,1	25,7	17,4	Drehbohren	ja			5,58	4,51	7,59	5,40	H	Siebhülse gekürzt, ohne Verbund im Stegbereich	Meyer (2004/03)
												4,48	1,45	4,63	1,91	D				
														5,92	10,98	D				
												1,46	1,28	4,88	7,52	D				
												2,39	2,36	6,99	9,38	D				
		6,43	11,14	D																

Anhang C 1: Ergebnisse der experimentellen Versuche zum Tragverhalten von Injektionsdübeln in Kalksandsteinen, Fortsetzung

Serie [-]	Typ [-]	d <sub>Sh</sub> [mm]	h <sub>ef</sub> [mm]	Abstützung [mm]	Steinart [-]	Rohdichte <sub>3</sub> [kg/dm <sup>3</sup> ]	β <sub>Stein, Brutto</sub> <sup>2</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	β <sub>Stein, Netto</sub> <sup>2</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	h' <sub>ef</sub> [mm]	Bohrverfahren [-]	Reinigung [-]	N <sub>1</sub> [kN]	s <sub>1</sub> [mm]	N <sub>u</sub> [kN]	s <sub>u</sub> [mm]	Versagen [-]	Bemerkungen [-]	Quelle [-]
IH1	9	18	88	170	3K Hbl2-0,8-16DF	0,82	5,2	8,2	30,0	Drehbohren	nein	3,90	0,56	4,09	0,81	B	nur im Außensteg verankert	Meyer (2003)
												4,01	0,62	4,07	0,82	B		
														3,56	0,51	B		
														3,46	0,71	B		
														3,50	0,87	B		
IH2	9	18	88	170	3K Hbl2-0,8-16DF	0,82	5,2	8,2	48,0	Drehbohren	ja			4,49	0,22	Sp	volle Setztiefe	Meyer (2003)
														4,94	0,50	B		
														5,37	0,52	B		
														4,61	0,68	B		
														5,66	0,71	Sp		
IH3	11	16	72	170	Hlz12-0,9-16DF	0,91	17,7	35,6	33,8	Drehbohren	nein			2,41	0,32	Sp	nur im Außensteg verankert (Position A)	Meyer (2003)
														2,73	0,42	B		
														2,55	0,50	Sp		
														2,46	0,34	B		
														3,38	0,30	B		
IH4	11	16	72	170	Hlz12-0,9-16DF	0,91	17,7	35,6	50,2	Drehbohren	nein			4,18	0,41	B	verankert im Außensteg + Innensteg (Position A)	Meyer (2003)
														4,30	0,41	Sp		
														4,93	0,63	B		
														4,21	0,49	Sp		
														5,26	0,00	Sp/B		
IH5	11	16	72	170	Hlz12-0,9-16DF	0,91	17,7	35,6	47,7	Drehbohren	nein			5,83	0,64	Sp/B	verankert im Außensteg + Innensteg (Position B)	Meyer (2003)
														5,34	0,48	Sp/B		
														4,46	0,52	B/Sp		
														5,82	0,54	B/Sp		
														7,19	0,44	B/Sp		
IH6	11	16	92	170	Hlz12-0,9-16DF	0,91	17,7	35,6	81,8	Drehbohren	nein			6,92	0,70	Sp	volle Setztiefe (Position B)	Meyer (2003)
														7,22	0,56	Sp		
														6,96	0,72	Sp		
														8,32	0,79	Sp		
														7,07	0,66	Sp		
IH7	12	16	82	170	KSL6-1,4-10DF	1,41	11,6	16,9	28,0	Drehbohren	nein			6,04	0,76	Sp	nur im Außensteg verankert	Meyer (2003)
														5,1	0,60	Sp		
														4,69	0,68	Sp		
														4,58	0,46	Sp		
														5,88	0,53	Sp		
IH8	12	16	82	170	KSL6-1,4-10DF	1,41	11,6	17,9	39,0	Drehbohren	ja			8,43	0,57	B	volle Setztiefe	Meyer (2003)
														7,31	0,45	Sp/B		
														7,44	0,47	B		
														7,38	0,63	(Sp)/B		
														7,89	0,65	Sp		

Anhang C 2: Ergebnisse der experimentellen Versuche zum Einfluss zusätzlicher Innenstege



Serie [-]	Typ [-]	d <sub>Sh</sub> [mm]	h <sub>ef</sub> [mm]	Abstützung [mm]	Steinart [-]	Rohdichte <sub>3</sub> [kg/dm <sup>3</sup> ]	β <sub>Stein, Brutto</sub> <sup>2</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	β <sub>Stein, Netto</sub> <sup>2</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	h <sub>ef</sub> [mm]	Bohrverfahren [-]	Reinigung [-]	N <sub>1</sub> [kN]	s <sub>1</sub> [mm]	N <sub>u</sub> [kN]	s <sub>u</sub> [mm]	Versagen [-]	Bemerkungen [-]	Quelle [-]		
Fa1_H1	12	16	82	170	KSV12-2,0-8DF	1,88	26,3	26,3	82,0	Hammerbohren	ja			17,46	0,88	B	nasser Stein	Meyer (2004/4)		
														15,96	0,82	B/Sp				
														14,24	0,99	B				
														15,88	0,98	Sp				
														12,61	0,96	B				
Fa2_H2	12	16	82	170	KSV12-2,0-8DF	1,88	26,3	26,3	82,0	Hammerbohren	ja			16,61	0,69	Sp/B	nasser Stein	Meyer (2004/4)		
														18,45	0,86	Sp				
														18,56	0,85	Sp				
														15,55	0,86	Sp				
Fb_H3	12	16	82	170	KSV12-2,0-8DF	1,88	26,3	26,3	82,0	Hammerbohren	ja			19,22	1,02	kIB/H	lufttrockener Stein	Meyer (2004/4)		
														19,82	0,72	B*/H				
														19,08	0,73	B*/H				
														19,92	0,88	B/H				
Fa1_W1	9	18	88	170	KSV12-2,0-8DF	1,88	26,3	26,3	88,0	Hammerbohren	ja			2,42	4,60	H	nasser Stein	Meyer (2004/4)		
														7,54	5,98	H				
														1,90	6,39	1,93			6,91	H
														2,31	5,91	H				
														10,71	11,97	H				
Fa2_W2	9	18	88	170	KSV12-2,0-8DF	1,88	26,3	26,3	88,0	Hammerbohren	ja			5,74	1,51	H	nasser Stein	Meyer (2004/4)		
														6,41	1,71	H				
														7,47	0,74	B/H				
														6,98	1,20	H				
Fb_W3	9	18	88	170	KSV12-2,0-8DF	1,88	26,3	26,3	88,0	Hammerbohren	ja			12,53	0,74	14,8	3,68	kIB/H	lufttrockener Stein	Meyer (2004/4)
														16,82	1,12	kIB/H				
														14,47	1,34	16,71	2,92	kIB/H		
														16,62	3,70	kIB/H				
														18,47	3,68	kIB/H				
Fa1_H4	12	16	82	120	Mz12-2,0-NF	1,85	47,8	47,8	82,0	Hammerbohren	ja			13,43	0,96	H	nasser Stein	Meyer (2004/4)		
														12,06	0,83	H				
														13,31	0,84	H				
														9,65	1,05	H				
													11,33	1,25	H					

### Anhang C 3: Ergebnisse der experimentellen Versuche zum Einfluss der Feuchte

Serie [-]	Typ [-]	d <sub>Sh</sub> [mm]	h <sub>ef</sub> [mm]	Abstützung [mm]	Steinart [-]	Rohdichte <sub>3</sub> [kg/dm <sup>3</sup> ]	β <sub>Stein, Brutto</sub> <sup>2</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	β <sub>Stein, Netto</sub> <sup>2</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	h' <sub>ef</sub> [mm]	Bohrverfahren [-]	Reinigung [-]	N <sub>1</sub> [kN]	s <sub>1</sub> [mm]	N <sub>u</sub> [kN]	s <sub>u</sub> [mm]	Versagen [-]	Bemerkungen [-]	Quelle [-]
Fa2_H5	12	16	82	120	Mz12-2,0-NF	1,85	47,8	47,8	82,0	Hammerbohren	ja			5,29	1,20	H	nasser Stein	Meyer (2004/4)
														15,55	1,60	Sp/H		
														15,65	0,84	Sp/H		
														14,93	1,08	H		
														9,23	1,30	Sp/H		
Fb_H6	12	16	82	120	Mz12-2,0-NF	1,85	47,8	47,8	82,0	Hammerbohren	ja			16,66	0,75	B/H	lufttrockener Stein	Meyer (2004/4)
														21,12	0,93	B/H		
														19,2	0,78	Sp/H		
														15,29	0,46	Sp/B/H		
														19,25	0,61	Sp/H		
Fa1_W4	9	18	88	120	Mz12-2,0-NF	1,85	47,8	47,8	82,0	Hammerbohren	ja			5,68	5,39	H	nasser Stein	Meyer (2004/4)
												1,14	4,92	1,22	8,94	H		
												6,44	4,65	7,25	6,22	H		
														0,64	9,34	H		
														3,13	7,20	3,34		
Fa1_W5	9	18	88	120	Mz12-2,0-NF	1,85	47,8	47,8	88,0	Hammerbohren	ja			3,34	1,23	H	nasser Stein	Meyer (2004/4)
														1,53	1,51	H		
														1,90	0,99	H		
														3,66	1,08	H		
														1,79	0,80	1,84		
Fb-W6	9	18	88	120	Mz12-2,0-NF	1,85	47,8	47,8	88,0	Hammerbohren	ja			9,38	0,46	B/H	lufttrockener Stein	Meyer (2004/4)
												10,55	1,25	11,55	9,35	H		
												-10,94	-0,54	12,63	3,59	H		
												10,49	12,63	14,77	6,34	B/H		
Fa1_W7	9	18	88	170	KSL6-1,4-10DF	1,40	11,6	16,9	45,0	Drehbohren	ja			4,93	0,51	Sp	nasser Stein	Meyer (2004/4)
														4,93	0,58	Sp		
														4,65	0,53	Sp		
														4,40	0,69	Sp		
														5,48	0,57	Sp		
Fa2_W8	9	18	88	170	KSL6-1,4-10DF	1,40	11,6	16,9	45	Drehbohren	ja			6,66	0,64	Sp	nasser Stein	Meyer (2004/4)
														8,36	0,87	Sp		
														5,00	0,60	Sp		

**Anhang C 3:** Ergebnisse der experimentellen Versuche zum Einfluss der Feuchte, Fortsetzung

Serie [-]	Typ [-]	d <sub>Sh</sub> [mm]	h <sub>ef</sub> [mm]	Abstützung [mm]	Steinart [-]	Rohdichte <sub>3</sub> [kg/dm <sup>3</sup> ]	β <sub>Stein, Brutto</sub> <sup>2</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	β <sub>Stein, Netto</sub> <sup>2</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	h' <sub>ef</sub> [mm]	Bohrverfahren [-]	Reinigung [-]	N <sub>1</sub> [kN]	s <sub>1</sub> [mm]	N <sub>u</sub> [kN]	s <sub>u</sub> [mm]	Versagen [-]	Bemerkungen [-]	Quelle [-]		
Fb_W9	9	18	88	170	KSL6-1,4-10DF	1,40	11,6	16,9	45,0	Drehbohren	ja			6,07	0,62	Sp/B	lufttrockener Stein	Meyer (2004/4)		
														6,96	0,52	B				
														7,15	0,89	Sp				
														5,96	0,54	Sp/B				
														6,16	0,73	Sp/B				
Fa1_W10	9	18	88	170	Hlz12-0,9-16DF	0,91	17,7	35,6	54,0	Drehbohren	ja			2,64	0,60	Sp	nasser Stein	Meyer (2004/4)		
														2,39	0,39	Sp				
														3,03	0,51	Sp				
														2,46	0,46	Sp				
														3,13	0,54	Sp				
Fa2_W11	9	18	88	170	Hlz12-0,9-16DF	0,91	17,7	35,6	54,0	Drehbohren	ja			1,77	0,42	Sp	nasser Stein	Meyer (2004/4)		
														2,31	0,37	Sp				
														1,33	0,21	Sp				
														2,93	0,44	Sp				
Fb-W12	9	18	88	170	Hlz12-0,9-16DF	0,91	17,7	35,6	54,0	Drehbohren	ja			6,47	0,51	Sp	lufttrockener Stein	Meyer (2004/4)		
														5,52	0,41	Sp				
														4,55	1,34	4,87			0,62	Sp
														0,37		6,06			0,62	Sp
																3,57			0,35	Sp
Fa1_W13	9	18	88	170	3 K Hbl2-0,8-16DF	0,82	5,2	8,2	48,0	Drehbohren	ja			4,91	1,03	Sp	nasser Stein	Meyer (2004/4)		
														4,86	0,73	B				
														4,42	0,94	Sp				
														2,02	0,36	Sp/B				
														3,01	0,53	B				
Fa2_W14	9	18	88	170	3 K Hbl2-0,8-16DF	0,82	5,2	8,2	48,0	Drehbohren	ja			4,22	0,85	B	nasser Stein	Meyer (2004/4)		
														3,49	0,07	Sp				
														4,82	0,68	B				
Fb_W15	9	18	88	170	3 K Hbl2-0,8-16DF	0,82	5,2	8,2	48,0	Drehbohren	ja			5,43	0,46	Sp	lufttrockener Stein	Meyer (2004/4)		
														3,93	0,46	Sp				
														4,54	0,49	B				
														4,57	0,51	4,74			0,78	B
																5,39			0,62	Sp

**Anhang C 3:** Ergebnisse der experimentellen Versuche zum Einfluss der Feuchte, Fortsetzung

Serie [-]	Typ [-]	d <sub>Sh</sub> [mm]	h <sub>ef</sub> [mm]	Abstützung [mm]	Steinart [-]	Rohdichte [kg/dm <sup>3</sup> ]	β <sub>Stein, Brutto</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	β <sub>Stein, Netto</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	h' <sub>ef</sub> [mm]	Bohrverfahren [-]	Reinigung [-]	N <sub>1</sub> [kN]	s <sub>1</sub> [mm]	N <sub>u</sub> [kN]	s <sub>u</sub> [mm]	Versagen [-]	Bemerkungen [-]	Quelle [-]		
T80K_H	12	16	82	24	KSV 12-2,0-8DF	1,88	34,0	34,0	82,0	Hammergang	ja			24,98	0,97	H	80°C	Meyer (2005/2)		
														22,77	0,85	H				
														20,38	0,81	H+D				
														26,08	1,02	H				
														13,39	0,52	H				
R80K_H	12	16	82	24	KSV 12-2,0-8DF	1,88	34,0	34,0	82,0	Hammergang	ja	28,52	0,91	28,95	1,23	H+D	20°C	Meyer (2005/2)		
														28,39	0,87	H+D				
														35,61	1,18	D(H)				
														34,47	1,19	D(H)				
														33,77	1,00	H+D				
T80K_U	11	20	72	30	KSV 12-2,0-8DF	1,88	34,0	34,0	72,0	Hammergang	ja			34,47	1,49	H (Sp)	80°C	Meyer (2005/2)		
														37,16	1,95	D (H,Sp)				
														36,3	2,65	S				
												23,97	0,76	24,05	1,32	Sp (H)				
												24,17	0,78	25,89	1,48	Sp (H,D)				
R80K_U	11	20	72	30	KSV 12-2,0-8DF	1,88	34,0	34,0	72,0	Hammergang	ja	31,13	0,98	31,91	1,65	Sp/H	20°C	Meyer (2005/2)		
												32,23	0,95	35,06	1,72	Sp/H				
														36,85	2,18	H				
														37,46	2,96	S				
														37,44	2,96	S				
T80Z_H	12	16	65	24	Hlz12-0,9-16DF	1,88	2004/03	38,3	45,0	Drehgang	nein			8,42	1,11	Sp/H	80°C	Meyer (2005/2)		
														7,42	0,56	Sp/H				
														8,98	0,72	Sp/H				
														7,77	0,59	Sp/H				
														6,81	1,08	H				
R80Z_H	12	16	65	24	Hlz12-0,9-16DF	1,88	2004/03	38,3	45,0	Drehgang	nein			7,38	1,18	Sp/H	20°C	Meyer (2005/2)		
												6,16	0,57	7,72	1,39	Sp/H				
														5,08	0,34	Sp/H				
												4,19	0,48	6,19	1,51	Sp/H				
														5,99	0,42	H				
T80Z_U	11	20	72	30	Hlz12-0,9-16DF	1,88	2004/03	38,4	46,0	Drehgang	nein			4,83	0,49	7,34	3,56	Sp	80°C	Meyer (2005/2)
														9,23	0,78	Sp				
														5,81	0,63	Sp				
												4,22	0,38	4,46	0,54	Sp				
														6,08	0,71	Sp				
R80Z_U	11	20	72	26	Hlz12-0,9-16DF	1,88	2004/03	38,3	46,0	Drehgang	nein			4	0,35	8,57	10,47	Sp	20°C	Meyer (2005/2)
														5,2	1,87	5,75	1,25	Sp		
														6,58	0,83	11,44	7,57	Sp		
														5,38	0,86	Sp				
												6,33	0,77	13,24	8,58	Sp				
		5,19	0,65	7,31	7,30	Sp														

#### Anhang C 4: Ergebnisse der experimentellen Versuche zum Einfluss der Temperatur

Serie [-]	Typ [-]	d <sub>Sh</sub> [mm]	h <sub>ef</sub> [mm]	Abstützung [mm]	Steinart [-]	Rohdichte <sub>3</sub> [kg/dm <sup>3</sup> ]	β <sub>Stein, Brutto</sub> <sup>2</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	β <sub>Stein, Netto</sub> <sup>2</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	h' <sub>ef</sub> [mm]	Bohrverfahren [-]	Reinigung [-]	N <sub>1</sub> [kN]	s <sub>1</sub> [mm]	N <sub>u</sub> [kN]	s <sub>u</sub> [mm]	Versagen [-]	Bemerkungen [-]	Quelle [-]		
KF1	12	16	65	340	KSV 12-2,0-NF	1,97	18,5	18,5	65,0	Drehgang	ja			7,71	0,47	B	V	Meyer (2005/1)		
														6,89	0,44	St				
												0,78	0,07	5,32	2,14	St				
														8,21	0,47	B				
														8,46	0,74	Sp/H				
KF2	11	20	72	340	KSV 12-2,0-NF	1,97	18,5	18,5	72,0	Hammergang	ja	4,76	1,7	4,97	2,45	Sp/B+H	V	Meyer (2005/1)		
														3,29	0,86	St				
												4,26	0,65	5,03	1,72	Sp/St				
														3,78	0,50	St				
														4,62	0,50	St				
KF3	12	16	82	340	KSV 12-2,0-NF	1,97	18,5	18,5	82,0	Hammergang	ja			4,93	0,72	Sp/H	V	Meyer (2005/1)		
														4,81	0,64	Sp/H				
												4,54	0,66	4,99	>3	St				
KF4	9	18	88	340	KSV 12-2,0-NF	1,97	18,5	18,5	88,0	Hammergang	ja	2,45	0,44	2,71	2,47	St	V	Meyer (2005/1)		
												2,37	0,52	5,04	1,82	St				
												1,56	0,21	3,52	3,55	St				
MzF1	11	20	72	340	Mz12-2,0-NF	1,82	40,3	40,3	72,0	Hammergang	ja	5,28	0,42	7,10	2,05	H/B	V	Meyer (2005/1)		
												5,55	0,75	5,81	5,83	Sp				
														7,34	0,81	Sp				
														6,91	0,95	sp/H				
MzF2	12	16	82	340	Mz12-2,0-NF	1,82	40,3	40,3	82,0	Hammergang	ja			5,11	0,62	5,66	1,16	Sp/H	V	Meyer (2005/1)
														4,76	1,7	4,97	2,45	Sp/B+H		
														3,29	0,68	St				
												4,26	0,65	5,03	1,72	Sp/St				
														3,78	0,50	St				
MzF3	9	18	88	340	Mz12-2,0-NF	1,82	40,3	40,3	88,0	Hammergang	ja			4,62	0,50	St	V	Meyer (2005/1)		
														2,31	1,34	3,77			6,34	Sp
														3,35	1,06	4,59			7,71	Sp/B
														0,92	0,13	4,02			1,96	Sp/H
														0,31	0,27	0,77			9,26	H

**Anhang C 5:** Ergebnisse der experimentellen Versuche zum Einfluss des Formats

Serie [-]	Typ [-]	d <sub>Sh</sub> [mm]	h <sub>ef</sub> [mm]	Abstützung [mm]	Steinart [-]	Rohdichte <sub>3</sub> [kg/dm <sup>3</sup> ]	β <sub>Stein, Brutto</sub> <sup>2</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	β <sub>Stein, Netto</sub> <sup>2</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	h' <sub>ef</sub> [mm]	Bohrverfahren [-]	Reinigung [-]	N <sub>1</sub> [kN]	s <sub>1</sub> [mm]	N <sub>u</sub> [kN]	s <sub>u</sub> [mm]	Versagen [-]	Bemerkungen [-]	Quelle [-]
LF1	11	20	72	340	Vbl2-0,9-2DF	1,20	10,3	10,3	72,0	Hammergang	ja			12,56	0,90	Sp/B/H	V	Meyer (2005/1)
														10,84	1,72	St		
												7,35	0,97	10,69	9,54	St		
														9,65	2,15	St		
														9,58	2,20	St		
LF2	12	16	82	340	Vbl2-0,9-2DF	1,20	10,3	10,3	82,0	Hammergang	ja			18,87	1,04	B/H	V	Meyer (2005/1)
														17,17	1,02	H		
														14,00	1,04	H		
														14,94	0,85	B/H		
														12,91	0,60	B/H		
LF3	9	18	88	340	Vbl2-0,9-2DF	1,20	10,3	10,3	88,0	Hammergang	ja	14,16	0,58	14,23	0,81	Sp/H	V	Meyer (2005/1)
														14,96	0,96	B/H		
														9,37	1,19	H		
														13,47	1,03	Sp/H		
												9,65	0,71	13,20	2,22	Sp/H		
ZF1	11	16	72	340	Hlz12-0,9-3DF	0,78	18,8	27,1	46	Drehgang	ja			5,37	0,55	Sp/B	Setzposition A, V	Meyer (2005/1)
														4,86	0,38	Sp/B		
														5,36	0,46	Sp/B		
														4,50	0,38	Sp/B		
														5,88	0,54	Sp/B		
ZF2	12	16	82	340	Hlz12-0,9-3DF	0,78	18,8	27,1	54	Drehgang	ja			4,60	0,32	Sp/B	Setzposition A, V	Meyer (2005/1)
														5,40	0,38	B		
														4,74	0,38	Sp/B		
														4,41	0,31	Sp/B		
														4,67	0,41	Sp/B		
ZF3	9	18	88	340	Hlz12-0,9-3DF	0,78	18,8	27,1	57	Drehgang	ja			5,01	0,45	Sp/B	Setzposition A, V	Meyer (2005/1)
														4,86	0,44	Sp/B		
														4,59	0,41	Sp/B		
														4,77	0,37	Sp/B		

**Anhang C 5:** Ergebnisse der experimentellen Versuche zum Einfluss des Formats, Fortsetzung

Serie [-]	Typ [-]	d <sub>Sh</sub> [mm]	h <sub>ef</sub> [mm]	Abstützung [mm]	Steinart [-]	Rohdichte <sub>3</sub> [kg/dm <sup>3</sup> ]	β <sub>Stein, Brutto</sub> <sup>2</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	β <sub>Stein, Netto</sub> <sup>2</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	h <sub>ef</sub> [mm]	Bohrverfahren [-]	Reinigung [-]	N <sub>1</sub> [kN]	s <sub>1</sub> [mm]	N <sub>u</sub> [kN]	s <sub>u</sub> [mm]	Versagen [-]	Bemerkungen [-]	Quelle [-]
Hbl-1.11	11	16	92	190	3 K Hbl2-0,8-16DF	0,81	5,1	8,0	52,0	Drehbohren	nein			3,11	0,48	Sp	Setzposition in Steinmitte	Schillinger (2003)
														4,12	0,60	B		
														4,43	0,98	Sp		
														5,30	0,89	B		
														3,85	1,02	Sp		
Hbl-1.21	11	16	92	350	3 K Hbl2-0,8-16 DF	0,80	4,7	7,5	52,0	Drehbohren	nein			2,98	0,45	Sp/B	c <sub>1</sub> = 50 mm , V	Schillinger (2003)
												4,41	0,61	4,74	1,10	Sp/B		
												4,10	0,54	4,26	1,61	Sp/B		
												3,85	0,62	4,09	1,52	Sp		
Hbl-1.22	11	16	92	350	3 K Hbl2-0,8-16DF	0,80	4,7	7,5	52,0	Drehbohren	nein			4,28	0,85	Sp	c <sub>1</sub> = 100 mm , V	Schillinger (2003)
														3,30	0,70	B		
														3,49	0,52	B		
														4,06	0,84	B		
														3,06	0,58	B		
Hbl-1.23	11	16	92	350	3 K Hbl2-0,8-16DF	0,80	4,7	7,5	52,0	Drehbohren	nein			5,28	0,94	B	c <sub>1</sub> = 150 mm , V	Schillinger (2003)
												4,10	0,58	4,15	1,31	B		
														4,17	0,74	B		
														6,03	0,92	B		
														5,44	0,73	B		
Hbl-1.24	11	16	92	350	3 K Hbl2-0,8-16DF	0,80	4,7	7,5	92,0	Drehbohren	nein	4,68	0,39	5,50	2,35	H	c <sub>1</sub> = 180 mm , V	Schillinger (2003)
														5,57	4,17	H		
														4,46	0,73	B		
														4,92	1,49	H		
														5,93	0,87	B		
														5,98	2,55	H		
														5,03	8,86	H		
Hbl-1.25	11	16	92	350	3 K Hbl2-0,8-16DF	0,80	4,7	7,5	52,0	Drehbohren	nein			3,81	0,96	B	c <sub>1</sub> = 250 mm , V	Schillinger (2003)
														5,18	1,16	B		
														3,87	1,01	B		
														4,55	0,77	B		
														3,48	0,70	B		
Hbl-1.26	11	16	92	350	3 K Hbl2-0,8-16DF	0,80	4,7	7,5	92,0	Drehbohren	nein	6,35	0,58	6,40	1,45	B	c <sub>1</sub> = 0 mm in Stoßfuge, V	Schillinger (2003)
														6,51	0,48	SP/B		
														7,28	0,81	B		
														6,39	0,57	Sp/B		
														5,62	0,59	B		

**Anhang C 6:** Ergebnisse der experimentellen Versuche zum Einfluss von Stoß- und Lagerfugen in Leichtbetonhohlblöcken

Serie [-]	Typ [-]	d <sub>Sh</sub> [mm]	h <sub>ef</sub> [mm]	Abstützung [mm]	Steinart [-]	Rohdichte <sub>3</sub> [kg/dm <sup>3</sup> ]	β <sub>Stein, Brutto</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	β <sub>Stein, Netto</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	h' <sub>ef</sub> [mm]	Bohrverfahren [-]	Reinigung [-]	N <sub>1</sub> [kN]	s <sub>1</sub> [mm]	N <sub>u</sub> [kN]	s <sub>u</sub> [mm]	Versagen [-]	Bemerkungen [-]	Quelle [-]
Hbl-1.27	11	16	92	350	3 K Hbl2-0,8-16DF	0,82	5,0	7,8	92,0	Drehbohren	nein			6,28	0,91	Sp/B	c <sub>1</sub> = 0 mm in vermörtelte Stoßfuge, V	Schillinger (2003)
														7,03	0,92	B		
														4,53	0,99	B		
												5,41	0,79	6,07	1,35	Sp/B		
													6,01	1,13	Sp/B			
Hbl-1.31	11	16	92	350	3 K Hbl2-0,8-16DF	0,80	4,7	7,5	52,0	Drehbohren	nein			4,40	0,77	B	c <sub>2</sub> = 25 mm , V	Schillinger (2003)
														4,99	0,63	B		
														5,78	1,23	B		
														4,90	0,75	B		
														4,93	1,19	B		
Hbl-1.32	11	16	92	350	3 K Hbl2-0,8-16DF	0,80	4,7	7,5	52,0	Drehbohren	nein			4,85	0,94	B	c <sub>2</sub> = 50 mm , V	Schillinger (2003)
														5,54	0,74	B		
														4,75	0,88	B		
														5,22	0,92	B		
														3,80	0,70	B		
Hbl-1.33	11	16	92	350	3 K Hbl2-0,8-16DF	0,80	4,7	7,5	52,0	Drehbohren	nein			4,68	1,03	B	c <sub>2</sub> = 75 mm , V	Schillinger (2003)
														4,10	0,92	B		
														4,63	0,95	B		
														4,17	1,19	B		
														5,05	1,19	B		
Hbl-1.34	11	16	92	350	3 K Hbl2-0,8-16DF	0,81	5,2	8,20	52,0	Drehbohren	nein			6,34	1,10	B	c <sub>2</sub> = 100 mm , V	Schillinger (2003)
														5,22	0,64	B		
														4,25	0,62	B		
														6,28	1,07	B		
														6,61	1,69	B		
														4,45	1,52	B		
														3,62	1,19	B		
														4,12	1,21	B		
														4,64	1,50	B		
		5,70	1,99	B														

**Anhang C 6:** Ergebnisse der experimentellen Versuche zum Einfluss von Stoß- und Lagerfugen in Leichtbetonhohlblöcken, Fortsetzung



Serie [-]	Typ [-]	d <sub>Sh</sub> [mm]	h <sub>ef</sub> [mm]	Abstützung [mm]	Steinart [-]	Rohdichte [kg/dm <sup>3</sup> ]	β <sub>Stein, Brutto</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	β <sub>Stein, Netto</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	h' <sub>ef</sub> [mm]	Bohrverfahren [-]	Reinigung [-]	N <sub>1</sub> [kN]	s <sub>1</sub> [mm]	N <sub>u</sub> [kN]	s <sub>u</sub> [mm]	Versagen [-]	Bemerkungen [-]	Quelle [-]
Hbl-2.11	11	16	92	350	3 K Hbl2-0,8-16DF	0,80	4,7	7,4	52,0	Drehbohren	nein			4,90	0,90	Sp	zweifach horizontal s <sub>1</sub> = 50 mm , V	Schillinger (2003)
														9,52	2,53	Sp		
														5,01	0,86	Sp		
														5,77	0,98	Sp		
														6,53	0,84	Sp		
Hbl-2.12	11	16	92	350	3 K Hbl2-0,8-16DF	0,81	5,2	8,2	52,0	Drehbohren	nein			8,58	1,98	B	zweifach horizontal s <sub>1</sub> = 100 mm , V	Schillinger (2003)
														8,62	3,30	B		
														7,55	2,92	B		
												7,40	1,53	8,10	4,33	B		
														7,47	4,93	B		
Hbl-2.13	11	16	92	350	3 K Hbl2-0,8-16DF	0,81	5,2	8,2	52,0	Drehbohren	nein	9,82	2,23	10,16	2,89	H	zweifach horizontal s <sub>1</sub> = 150 mm , V	Schillinger (2003)
												10,58	2,39	11,06	4,59	Sp		
														11,06	3,07	H		
														14,80	4,48	Sp		
												8,69	2,05	9,91	2,99	H		
Hbl-2.14	11	16	92	350	3 K Hbl2-0,8-16DF	0,81	5,2	8,2	52,0	Drehbohren	nein	7,20	1,53	7,37	2,60	B	zweifach horizontal s <sub>1</sub> = 50 mm , V	Schillinger (2003)
														8,70	1,13	B		
												7,22	1,36	7,53	2,83	2 * B		
														8,05	2,44	2 * B		
														6,67	3,43	2 * B		
Hbl-2.21	11	16	92	350	3 K Hbl2-0,8-16DF	0,81	5,2	8,2	52,0	Drehbohren	nein			6,72	1,06	B	zweifach vertikal s <sub>1</sub> = 50 mm , V	Schillinger (2003)
														7,68	1,20	B		
														6,53	1,12	B		
														6,02	1,19	B		
														5,11	1,36	B		
Hbl-2.22	11	16	92	350	3 K Hbl2-0,8-16DF	0,81	5,2	8,2	52,0	Drehbohren	nein			7,55	2,45	Sp/B	zweifach vertikal s <sub>1</sub> = 100 mm , V	Schillinger (2003)
												6,74	1,44	7,22	3,24	Sp/B		
														7,24	1,89	Sp/B		
														8,58	3,40	Sp/B		
														6,43	2,05	Sp/B		
Hbl-2.23	11	16	92	350	3 K Hbl2-0,8-16DF	0,81	5,2	8,2	52,0	Drehbohren	nein			6,00	1,47	B	zweifach vertikal s <sub>1</sub> = 150 mm , V	Schillinger (2003)
														8,83	2,34	B		
														8,00	1,81	2 * B		
														7,21	2,33	B		
														7,64	1,72	2 * B		
Hbl-2.31	11	16	92	350	3 K Hbl2-0,8-16DF	0,82	5,0	7,8	92,0	Drehbohren	nein	8,16	1,17	8,30	2,30	B	zweifach über Stoßfuge s <sub>1</sub> = 150 mm , V	Schillinger (2003)
												7,14	1,03	8,64	2,02	B		
														9,50	1,53	B		
														8,51	1,90	B		
												9,08	1,13	9,33	1,73	B		

Anhang C 7: Ergebnisse der experimentellen Versuche zum Einfluss des Achsabstands bei Dübelgruppen in Leichtbetonhohlblöcken

Serie [-]	Typ [-]	d <sub>Sh</sub> [mm]	h <sub>ef</sub> [mm]	Abstützung [mm]	Steinart [-]	Rohdichte <sub>3</sub> [kg/dm <sup>3</sup> ]	β <sub>Stein, Brutto</sub> <sup>2</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	β <sub>Stein, Netto</sub> <sup>2</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	h' <sub>ef</sub> [mm]	Bohrverfahren [-]	Reinigung [-]	N <sub>1</sub> [kN]	s <sub>1</sub> [mm]	N <sub>u</sub> [kN]	s <sub>u</sub> [mm]	Versagen [-]	Bemerkungen [-]	Quelle [-]
Hbl-2.41	11	16	92	350	3 K Hbl2-0,8-16DF	0,80	4,7	7,5	52,0	Drehbohren	nein			7,19	1,27	Sp	zweifach über Lagerfuge s <sub>1</sub> = 50 mm , V	Schillinger (2003)
														7,35	1,19	Sp		
														7,40	1,11	Sp		
														7,04	1,11	Sp		
														6,83	1,29	Sp		
Hbl-2.42	11	16	92	350	3 K Hbl2-0,8-16DF	0,81	5,1	8,0	52,0	Drehbohren	nein			7,24	2,22	B	zweifach über Lagerfuge s <sub>1</sub> = 100 mm , V	Schillinger (2003)
														7,48	2,24	B		
														7,52	1,49	B		
														7,63	1,89	B		
														6,83	1,85	B		
Hbl-4.11	11	16	92	350	3 K Hbl2-0,8-16DF	0,82	5,0	7,8	52,0	Drehbohren	nein			9,81	2,14	Sp/B	vierfach s <sub>1</sub> = 50 mm , V	Schillinger (2003)
														9,76	1,11	B		
														11,49	2,15	Sp/B		
														9,17	1,21	Sp/B		
														12,42	1,48	B		
Hbl-4.12	11	16	92	350	3 K Hbl2-0,8-16DF	0,81	5,1	8,0	52,0	Drehbohren	nein			13,80	1,00	B	vierfach s <sub>1</sub> = 100 mm , V	Schillinger (2003)
														10,82	1,34	B		
														14,29	0,85	B		
														14,85	0,87	B		
														13,51	0,99	B		
Hbl-4.13	11	16	92	350	3 K Hbl2-0,8-16DF	0,81	5,2	8,2	92,0	Drehbohren	nein			18,28	0,93	B	vierfach s <sub>1</sub> = 150 mm , V	Schillinger (2003)
														19,89	2,48	B		
														15,61	0,88	B		
														21,02	2,29	B		
														17,50	1,34	B		
Hbl-4.21	11	16	92	350	3 K Hbl2-0,8-16DF	0,81	5,1	8,0	92,0	Drehbohren	nein			14,07	1,02	Sp/B	vierfach über Stoßfuge s <sub>1</sub> = 100 mm , V	Schillinger (2003)
														12,92	0,92	Sp/B		
														12,42	0,74	Sp/B		
														14,29	1,65	Sp/B		
														12,89	1,08	Sp/B		
Hbl-4.31	11	16	92	350	3 K Hbl2-0,8-16DF	0,82	5,0	7,8	52,0	Drehbohren	nein	9,37	0,94	10,77	1,90	B	vierfach über Lagerfuge s <sub>1</sub> = 100 mm , V	Schillinger (2003)
														12,15	1,04	B		
														11,26	1,97	B		
														11,98	1,65	B		
														10,71	1,02	B		
Hbl-4.32	11	16	92	350	3 K Hbl2-0,8-16DF	0,85	5,5	8,7	92,0	Drehbohren	nein			13,42	0,92	B	vierfach über Lagerfuge s <sub>1</sub> = 100 mm , V	Schillinger (2003)
														15,33	-2,16	B		
														15,10	0,87	B		
												13,63	1,11	14,17	1,92	B		
														16,28	1,41	B		

**Anhang C 7:** Ergebnisse der experimentellen Versuche zum Einfluss des Achsabstands bei Dübelgruppen in Leichtbetonhohlblöcken, Fortsetzung

Serie [-]	Typ [-]	d <sub>Sh</sub> [mm]	h <sub>ef</sub> [mm]	Abstützung [mm]	Steinart [-]	Rohdichte <sub>3</sub> [kg/dm <sup>3</sup> ]	β <sub>Stein, Brutto</sub> <sup>2</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	β <sub>Stein, Netto</sub> <sup>2</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	h' <sub>ef</sub> [mm]	Bohrverfahren [-]	Reinigung [-]	N <sub>1</sub> [kN]	s <sub>1</sub> [mm]	N <sub>u</sub> [kN]	s <sub>u</sub> [mm]	Versagen [-]	Bemerkungen [-]	Quelle [-]
KSL-1.11	11	16	92	350	KSL6-1,4-10DF	1,47	9,2	13,4	49,0	Drehbohren	nein			5,03	0,66	Sp	Setzposition in Steinmitte	Schillinger (2003)
														7,46	0,73	Sp		
														6,28	0,91	Sp		
														6,23	0,64	Sp		
														5,41	0,62	Sp		
KSL-1.21	11	16	92	350	KSL6-1,4-10DF	1,47	9,2	13,4	92,0	Drehbohren	nein	6,14	0,83	8,10	4,84	H/B	c <sub>1</sub> = 0 mm , V	Schillinger (2003)
														8,67	1,18	B		
												8,12	0,88	8,14	2,23	H		
												5,71	1,13	5,83	3,26	H		
KSL-1.22	11	16	92	350	KSL6-1,4-10DF	1,47	9,2	13,4	56,0	Drehbohren	nein			5,67	0,92	B	c <sub>1</sub> = 50 mm , V	Schillinger (2003)
														5,08	0,71	B		
														6,34	0,80	B		
														5,13	0,83	B		
														6,04	0,90	B		
KSL-1.23	11	16	92	350	KSL6-1,4-10DF	1,47	9,2	13,4	56,0	Drehbohren	nein			5,61	0,97	B	c <sub>1</sub> = 75 mm , V	Schillinger (2003)
														5,22	0,93	B		
														7,33	0,99	B		
														7,32	1,75	B		
														7,09	2,21	B		
KSL-1.24	11	16	92	350	KSL6-1,4-10DF	1,47	9,2	13,4	49,0	Drehbohren	nein			5,52	0,60	B	c <sub>1</sub> = 115 mm , V	Schillinger (2003)
														6,51	0,77	B		
														6,80	0,73	B		
														6,24	0,87	B		
														6,28	0,83	B		
KSL-1.25	11	16	92	350	KSL6-1,4-10DF	1,47	9,2	13,4	62,0	Drehbohren	nein			7,88	0,98	B	c <sub>1</sub> = 125 mm , V	Schillinger (2003)
														8,90	1,55	B		
														9,39	1,19	B		
														8,44	1,65	B		
														8,45	1,47	B		
KSL-1.26	11	16	92	350	KSL6-1,4-10DF	1,47	9,22	13,4	92,0	Drehbohren	nein	7,28	0,75	7,75	2,47	H	c <sub>1</sub> = 150 mm , V	Schillinger (2003)
												6,03	1,45	7,51	5,78	H		
														8,41	0,82	H		
														8,96	1,01	H		
												8,78	2,14	9,21	3,96	H		

**Anhang C 8:** Ergebnisse der experimentellen Versuche zum Einfluss von Stoß- und Lagerfugen in Kalksandsteinen

Serie [-]	Typ [-]	d <sub>Sh</sub> [mm]	h <sub>ef</sub> [mm]	Abstützung [mm]	Steinart [-]	Rohdichte <sub>3</sub> [kg/dm <sup>3</sup> ]	β <sub>Stein, Brutto</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	β <sub>Stein, Netto</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	h' <sub>ef</sub> [mm]	Bohrverfahren [-]	Reinigung [-]	N <sub>1</sub> [kN]	s <sub>1</sub> [mm]	N <sub>u</sub> [kN]	s <sub>u</sub> [mm]	Versagen [-]	Bemerkungen [-]	Quelle [-]
KSL-1.31	11	16	92	350	KSL6-1,4-10DF	1,47	9,2	13,4	52,0	Drehbohren	nein			7,34	0,89	Sp	c <sub>2</sub> = 25 mm , V	Schillinger (2003)
														7,02	0,85	Sp		
														5,62	0,46	B		
														6,41	0,57	B		
														6,12	0,50	B		
KSL-1.32	11	16	92	350	KSL6-1,4-10DF	1,47	9,2	13,4	52,0	Drehbohren	nein			5,67	0,62	B	c <sub>2</sub> = 50 mm , V	Schillinger (2003)
														7,34	0,63	B		
														6,51	0,85	B		
														7,38	1,11	B		
														6,77	0,68	B		
KSL-1.33	11	16	92	350	KSL6-1,4-10DF	1,47	9,2	13,4	52,0	Drehbohren	nein			6,73	0,65	B	c <sub>2</sub> = 75 mm , V	Schillinger (2003)
														8,02	0,96	B		
														7,94	1,21	B		
														8,41	1,00	Sp/B		
														8,29	1,20	B		
KSL-1.34	11	16	92	350	KSL6-1,4-10DF	1,47	9,2	13,4	52,0	Drehbohren	nein			6,63	1,11	B	c <sub>2</sub> = 100 mm , V	Schillinger (2003)
														8,52	1,10	B		
														7,62	1,30	B		
														6,58	1,34	B		
														6,27	1,06	B		

**Anhang C 8:** Ergebnisse der experimentellen Versuche zum Einfluss von Stoß- und Lagerfugen in Kalksandsteinen, Fortsetzung

Serie [-]	Typ [-]	d <sub>Sh</sub> [mm]	h <sub>ef</sub> [mm]	Abstützung [mm]	Steinart [-]	Rohdichte <sub>3</sub> [kg/dm <sup>3</sup> ]	β <sub>Stein, Brutto</sub> <sup>2</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	β <sub>Stein, Netto</sub> <sup>2</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	h' <sub>ef</sub> [mm]	Bohrverfahren [-]	Reinigung [-]	N <sub>1</sub> [kN]	s <sub>1</sub> [mm]	N <sub>u</sub> [kN]	s <sub>u</sub> [mm]	Versagen [-]	Bemerkungen [-]	Quelle [-]
KSL-2.11	11	16	92	350	KSL6-1,4-10DF	1,47	9,2	13,4	62,0	Drehbohren	nein			12,06	1,12	B	zweifach horizontal s <sub>1</sub> = 50 mm , V	Schillinger (2003)
														11,97	1,27	B		
														11,45	1,05	B		
														10,86	1,09	B		
														11,92	1,08	B		
KSL-2.12	11	16	92	350	KSL6-1,4-10DF	1,47	9,2	13,4	62,0	Drehbohren	nein			10,46	1,38	Sp/B	zweifach horizontal s <sub>1</sub> = 100 mm , V	Schillinger (2003)
														11,54	1,41	Sp/B		
														11,35	1,82	Sp/B		
														10,73	1,55	Sp/B		
														10,85	1,94	Sp/B		
KSL-2.13	11	16	92	350	KSL6-1,4-10DF	1,47	9,2	13,4	62,0	Drehbohren	nein			14,90	2,52	B/B	zweifach horizontal s <sub>1</sub> = 150 mm , V	Schillinger (2003)
														14,52	2,78	H/B		
														15,70	2,64	H/B		
												13,44	2,70	14,17	3,82	H/B		
														12,02	2,51	H/B		
KSL-2.14	11	16	92	350	KSL6-1,4-10DF	1,47	9,2	13,4	41,0	Drehbohren	nein			10,59	1,11	2 * B	zweifach horizontal s <sub>1</sub> = 200 mm , V	Schillinger (2003)
														8,85	0,97	2 * B		
														9,69	0,75	2 * B		
														9,82	0,84	2 * B		
														8,88	1,15	2 * B		
KSL-2.21	11	16	92	350	KSL6-1,4-10DF	1,47	9,2	13,4	49,0	Drehbohren	nein			7,41	0,88	B	zweifach vertikal s <sub>1</sub> = 50 mm , V	Schillinger (2003)
														6,88	0,74	B		
														7,14	0,78	B		
														7,63	0,68	B		
														7,82	0,93	B		
KSL-2.22	11	16	92	350	KSL6-1,4-10DF	1,47	9,2	13,4	49,0	Drehbohren	nein			10,52	1,16	B	zweifach vertikal s <sub>1</sub> = 100 mm , V	Schillinger (2003)
														11,91	1,52	B		
														10,69	1,07	B		
														11,14	1,47	B		
														10,05	1,04	B		
KSL-2.23	11	16	92	350	KSL6-1,4-10DF	1,47	9,2	13,4	49,0	Drehbohren	nein			13,11	1,36	B	zweifach vertikal s <sub>1</sub> = 150 mm , V	Schillinger (2003)
														11,60	1,43	B		
														11,13	1,32	B		
														10,6	1,43	B		
														10,49	1,10	B		
KSL-2.31	11	16	92	350	KSL6-1,4-10DF	1,47	9,2	13,4	41,0	Drehbohren	nein			10,32	1,46	B	zweifach über Stoßfuge s <sub>1</sub> = 100 mm , V	Schillinger (2003)
														8,84	1,41	B		
														8,47	0,81	B		
														9,71	1,49	B		
														10,62	1,29	B		

Anhang C 9: Ergebnisse der experimentellen Versuche zum Einfluss des Achsabstands bei Dübelgruppen in Kalksandsteinen

Serie [-]	Typ [-]	d <sub>Sh</sub> [mm]	h <sub>ef</sub> [mm]	Abstützung [mm]	Steinart [-]	Rohdichte <sub>3</sub> [kg/dm <sup>3</sup> ]	β <sub>Stein, Brutto</sub> <sup>2</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	β <sub>Stein, Netto</sub> <sup>2</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	h' <sub>ef</sub> [mm]	Bohrverfahren [-]	Reinigung [-]	N <sub>1</sub> [kN]	s <sub>1</sub> [mm]	N <sub>u</sub> [kN]	s <sub>u</sub> [mm]	Versagen [-]	Bemerkungen [-]	Quelle [-]		
KSL-2.41	11	16	92	350	KSL6-1,4-10DF	1,47	9,2	13,4	62/56	Drehbohren	nein			10,79	1,21	B	zweifach über Stoßfuge s <sub>1</sub> = 50 mm , V	Schillinger (2003)		
														10,15	1,03	B				
														9,98	1,14	B				
														9,71	0,89	B				
														9,58	0,83	B				
KSL-2.42	11	16	92	350	KSL6-1,4-10DF	1,47	9,2	13,4	62/56	Drehbohren	nein			10,71	1,35	B	zweifach über Stoßfuge s <sub>1</sub> = 100 mm , V	Schillinger (2003)		
														10,52	1,31	B				
														10,34	1,49	B				
														10,48	1,39	B				
														10,74	1,72	B				
KSL-4.11	11	16	92	350	KSL6-1,4-10DF	1,50	8,4	12,2	62,0	Drehbohren	nein	12,26	0,46	12,69	0,76	B	vierfach in Steinmitte s <sub>1</sub> = 50 mm , V	Schillinger (2003)		
														12,48	1,24	B				
												12,72	0,53	13,30	0,84	B				
														14,43	0,89	B				
														13,70	0,66	B				
KSL-4.12	11	16	92	350	KSL6-1,4-10DF	1,50	8,4	12,2	62,0	Drehbohren	nein			19,16	1,05	B	vierfach in Steinmitte s <sub>1</sub> = 100 mm , V	Schillinger (2003)		
														13,84	0,64	17,22			1,39	B
																18,39			0,84	B
																20,13			1,11	B
																20,82			1,18	B
KSL-4.13	11	16	92	350	KSL6-1,4-10DF	1,50	8,4	12,2	56,0	Drehbohren	nein			17,02	2,91	4 * B	vierfach in Steinmitte s <sub>1</sub> = 150 mm , V	Schillinger (2003)		
																20,10			1,19	4 * B
														16,68	1,57	18,43			2,60	4 * B
																18,77			1,45	B
																19,38			1,03	4 * B
KSL-4.21	11	16	92	350	KSL6-1,4-10DF	1,50	8,4	12,2	56,0	Drehbohren	nein			16,29	0,90	B	vierfach über Stoßfuge s <sub>1</sub> = 100 mm , V	Schillinger (2003)		
																15,09			0,82	B
																16,39			0,98	B
																16,53			0,70	B
																17,79			1,03	B
KSL-4.31	11	16	92	350	KSL6-1,4-10DF	1,50	8,4	12,2	41/92	Drehbohren	nein	16,36	1,60	19,47	2,50	4 * H	vierfach über Lagerfuge s <sub>1</sub> = 50 mm , V	Schillinger (2003)		
												13,99	1,02	20,04	2,21	B/3 * H				
														20,22	1,75	B/3 * H				
														21,29	1,86	B/3 * H				
														20,32	1,53	B/3 * H				
KSL-4.32	11	16	92	350	KSL6-1,4-10DF	1,50	8,4	12,2	92/62	Drehbohren	nein			15,73	1,75	B	vierfach über Lagerfuge s <sub>1</sub> = 100 mm , V	Schillinger (2003)		
																16,14			1,10	B
																17,29			1,00	B
																18,29			0,81	B
																21,13			1,28	B

**Anhang C 9:** Ergebnisse der experimentellen Versuche zum Einfluss des Achsabstands bei Dübelgruppen in Kalksandsteinen, Fortsetzung

Serie [-]	Typ [-]	d <sub>Sh</sub> [mm]	h <sub>ef</sub> [mm]	Abstützung [mm]	Steinart [-]	Rohdichte <sub>3</sub> [kg/dm <sup>3</sup> ]	β <sub>Stein, Brutto</sub> <sup>2</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	β <sub>Stein, Netto</sub> <sup>2</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	h' <sub>ef</sub> [mm]	Bohrverfahren [-]	Reinigung [-]	N <sub>1</sub> [kN]	s <sub>1</sub> [mm]	N <sub>u</sub> [kN]	s <sub>u</sub> [mm]	Versagen [-]	Bemerkungen [-]	Quelle [-]
1.11a	11	16	91	26	HLz12-0,9-16DF	0,79	16,0	32,2	61,0	Drehbohren	nein	9,24	1,46	13,61	2,24	Sp+D	V	Stern (2002)
													1,46	9,74	1,70	D		
														11,19	1,62	B+D		
												7,48	0,80	10,11	1,53	Sp+D		
													13,58	1,10	D			
1.11b	11	16	91	26	HLz12-0,9-16DF	0,79	16,0	32,2	61,0	Drehbohren	nein	8,32	1,50	9,23	2,47	Sp+D	Stern (2002)	
													0,60	9,11	1,89	Sp		
														10,87	2,16	D		
												9,53	1,23	11,36	2,29	D		
													5,30	0,49	10,35	2,11	Sp+H	
1.12a	11	16	91	350	HLz12-0,9-16DF	0,79	16,0	32,2	61,0	Drehbohren	nein			5,10	0,69	B	V	Stern (2002)
												4,45	0,92	5,15	2,99	B		
												4,35	1,05	4,59	1,36	B		
												3,50	0,49	4,10	2,19	B		
											4,94	0,73	5,69	3,08	B			
1.12b	11	16	91	170	HLz12-0,9-16DF	0,79	16,0	32,2	61,0	Drehbohren	nein			5,41	0,51	Sp	Stern (2002)	
														5,54	0,68	Sp		
														3,75	0,63	Sp		
														4,77	0,53	Sp		
													5,65	0,42	B+H			
1.21a	5	13	91	26	HLz12-0,9-16DF	0,79	16,0	32,2	61,0	Drehbohren	nein	6,00	1,04	6,22	2,00	D	V	Stern (2002)
														6,91	1,94	D		
														5,98	1,92	D		
														5,25	1,69	D		
													6,74	2,78	D			
1.21b	5	13	91	26	HLz12-0,9-16DF	0,79	16,0	32,2	61,0	Drehbohren	nein			7,67	3,59	D	Stern (2002)	
														7,00	2,83	D		
														6,87	2,43	D		
												5,39	1,11	6,01	6,78	D		
													6,70	1,63	D			
1.22a	5	13	91	350	HLz12-0,9-16DF	0,79	16,0	32,2	61,0	Drehbohren	nein			7,49	0,80	B+D	V	Stern (2002)
														8,28	0,73	B+D		
														8,00	0,71	B+D		
														7,46	0,65	B+D		
											3,30	0,60	5,13	1,91	B+D			
1.22b	5	13	91	170	HLz12-0,9-16DF	0,79	16,0	32,2	61,0	Drehbohren	nein	3,47	1,36	3,96	2,71	D	Stern (2002)	
												4,00	1,54	4,27	2,97	D		
														6,17	0,71	Sp		
												3,78	0,71	4,08	1,69	Sp		
													5,71	1,19	Sp			

**Anhang C 10:** Ergebnisse der experimentellen Versuche zum Vergleich Einzelstein zu Mauerwerkverband bei weiter und enger Abstützung in Hochlochziegeln

Serie [-]	Typ [-]	d <sub>Sh</sub> [mm]	h <sub>ef</sub> [mm]	Abstützung [mm]	Steinart [-]	Rohdichte <sub>3</sub> [kg/dm <sup>3</sup> ]	β <sub>Stein, Brutto</sub> <sup>2</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	β <sub>Stein, Netto</sub> <sup>2</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	h' <sub>ef</sub> [mm]	Bohrverfahren [-]	Reinigung [-]	N <sub>1</sub> [kN]	s <sub>1</sub> [mm]	N <sub>u</sub> [kN]	s <sub>u</sub> [mm]	Versagen [-]	Bemerkungen [-]	Quelle [-]
1.31a	9	18	92	26	HLz12-0,9-16DF	0,79	16,0	32,2	59,0	Drehbohren	nein			17,21	2,10	D	V	Stern (2002)
												15,48	1,11	16,49	2,31	H+D		
												8,31	0,49	12,60	2,25	B+H+Sp		
												9,02	0,65	13,59	3,99	B+H		
												11,66	1,44	11,96	1,47	Sp+H		
1.31b	9	18	92	26	HLz12-0,9-16DF	0,79	16,0	32,2	59,0	Drehbohren	nein			11,26	0,78	Sp+H	Stern (2002)	
												11,18	1,96	11,46	4,91	Sp+H		
														12,55	2,91	Sp+H		
														12,48	1,19	Sp+H		
														10,13	1,44	Sp		
1.32a	9	18	92	350	HLz12-0,9-16DF	0,79	16,0	32,2	59,0	Drehbohren	nein			7,89	0,81	B+Sp	V	Stern (2002)
														6,65	0,47	B		
														6,38	1,02	B		
														6,71	0,60	B		
														7,01	0,57	B		
1.32b	9	18	92	170	HLz12-0,9-16DF	0,79	16,0	32,2	59,0	Drehbohren	nein			7,23	0,50	Sp	Stern (2002)	
														5,92	0,38	Sp		
														6,18	0,46	Sp		
														4,33	0,57	Sp		
														6,01	0,48	Sp		
1.41	9	18	92	350	HLz12-0,9-16DF	0,79	16,0	32,2	59,0	Drehbohren	nein			5,42	0,47	B	c <sub>1</sub> = 52 mm , V	Stern (2002)
												4,50	0,38	6,21	1,29	Sp+B		
														6,38	0,62	B		
														6,65	0,47	Sp+B		
														6,63	0,60	Sp+B		
1.42	9	18	92	350	HLz12-0,9-16DF	0,79	16,0	32,2	59,0	Drehbohren	nein			3,94	0,36	Sp+B	c <sub>1</sub> = 13 mm , V	Stern (2002)
														4,73	0,44	Sp+B		
														4,68	0,55	Sp+B		
														4,85	0,47	Sp+B		
														4,40	0,35	Sp+B		
1.43	9	18	92	350	HLz12-0,9-16DF	0,79	16,0	32,2	59,0	Drehbohren	nein			4,63	0,58	Sp+B	c <sub>1</sub> = 35 mm , V	Stern (2002)
														5,08	0,78	Sp+B		
														5,52	0,57	Sp+B		
														4,90	0,57	Sp+B		
														4,50	0,39	Sp+B		
1.51	9	18	92	350	HLz12-0,9-16DF	0,79	16,0	32,2	59,0	Drehbohren	nein			6,85	0,98	B	c <sub>2</sub> = 22,5 mm , V	Stern (2002)
														6,61	0,57	B		
														5,92	0,65	B		
														7,16	1,02	B		
														6,17	1,45	B		

Anhang C 11: Ergebnisse der experimentellen Versuche zum Einfluss von Stoß- und Lagerfugen in Hochlochziegeln



Serie [-]	Typ [-]	d <sub>Sh</sub> [mm]	h <sub>ef</sub> [mm]	Abstützung [mm]	Steinart [-]	Rohdichte <sub>3</sub> [kg/dm <sup>3</sup> ]	β <sub>Stein, Brutto</sub> <sup>2</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	β <sub>Stein, Netto</sub> <sup>2</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	h' <sub>ef</sub> [mm]	Bohrverfahren [-]	Reinigung [-]	N <sub>1</sub> [kN]	s <sub>1</sub> [mm]	N <sub>u</sub> [kN]	s <sub>u</sub> [mm]	Versagen [-]	Bemerkungen [-]	Quelle [-]
2.11	9	18	92	350	HLz12-0,9-16DF	0,79	16,0	32,2	59,0	Drehbohren	nein			11,69	0,68	B	zweifach horizontal s <sub>1</sub> = 50mm , V	Stern (2002)
														8,91	0,61	B		
														9,41	0,68	B		
														12,52	0,92	B		
														10,24	0,71	B		
2.12	9	18	92	350	HLz12-0,9-16DF	0,79	16,0	32,2	59,0	Drehbohren	nein			15,63	1,28	B	zweifach horizontal s <sub>1</sub> = 100mm , V	Stern (2002)
														12,89	1,17	B		
														12,67	1,04	B		
														10,64	1,14	B		
														14,64	1,42	B		
2.13	9	18	92	350	HLz12-0,9-16DF	0,79	16,0	32,2	59,0	Drehbohren	nein			13,49	0,99	B	zweifach horizontal s <sub>1</sub> = 150mm , V	Stern (2002)
												11,97	1,04	13,88	2,65	B		
														13,40	1,37	B		
												7,19	0,53	7,43	1,65	B		
														8,63	0,88	B		
2.31	9	18	92	350	HLz12-0,9-16DF	0,79	16,0	32,2	59,0	Drehbohren	nein			7,27	0,65	B	zweifach vertikal s <sub>1</sub> = 100mm , V	Stern (2002)
														10,11	0,91	B		
														13,44	1,08	B		
														10,93	1,54	B		
														8,71	1,01	B		
2.32	9	18	92	350	HLz12-0,9-16DF	0,79	16,0	32,2	59,0	Drehbohren	nein			11,51	0,57	B	zweifach vertikal s <sub>1</sub> = 50mm , V	Stern (2002)
														11,35	0,62	B		
														10,68	0,65	B		
														11,56	0,62	B		
														9,83	0,65	B		
2.33	9	18	92	350	HLz12-0,9-16DF	0,79	16,0	32,2	59,0	Drehbohren	nein			15,46	1,50	B	zweifach vertikal s <sub>1</sub> = 150mm , V	Stern (2002)
														12,43	1,21	B		
														10,74	0,96	B		
														13,27	0,87	B		
														11,98	0,93	B		
2.34	9	18	92	350	HLz12-0,9-16DF	0,79	16,0	32,2	59,0	Drehbohren	nein			12,92	1,25	B	zweifach vertikal s <sub>1</sub> = 200mm , V	Stern (2002)
														14,11	1,35	B		
														10,87	0,92	B		
														12,53	0,88	B		
														11,97	1,02	B		

**Anhang C 12:** Ergebnisse der experimentellen Versuche zum Einfluss des Achsabstands bei Dübelgruppen in Hochlochziegeln

Serie [-]	Typ [-]	d <sub>Sh</sub> [mm]	h <sub>ef</sub> [mm]	Abstützung [mm]	Steinart [-]	Rohdichte <sub>3</sub> [kg/dm <sup>3</sup> ]	β <sub>Stein, Brutto</sub> <sup>2</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	β <sub>Stein, Netto</sub> <sup>2</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	h' <sub>ef</sub> [mm]	Bohrverfahren [-]	Reinigung [-]	N <sub>1</sub> [kN]	s <sub>1</sub> [mm]	N <sub>u</sub> [kN]	s <sub>u</sub> [mm]	Versagen [-]	Bemerkungen [-]	Quelle [-]		
2.41	9	18	92	350	HLz12-0,9-16DF	0,79	16,0	32,2	59,0	Drehbohren	nein			10,15	1,43	B	zweifach vertikal über Lagerfuge s <sub>1</sub> = 50mm , V	Stern (2002)		
														10,45	1,66	B				
														12,61	1,26	B				
														12,57	1,43	B				
														13,47	1,19	B				
3.11	9	18	92	350	HLz12-0,9-16DF	0,79	16,0	32,2	59,0	Drehbohren	nein			12,06	0,72	B	vierfach s <sub>1</sub> = 50mm , V	Stern (2002)		
														11,74	0,74	B				
														12,72	0,56	B				
														11,53	0,69	B				
														12,93	0,68	B				
3.12	9	18	92	350	HLz12-0,9-16DF	0,79	16,0	32,2	59,0	Drehbohren	nein			16,66	0,74	B	vierfachfach s <sub>1</sub> = 100mm , V	Stern (2002)		
														18,33	0,71	B				
														12,27	0,70	B				
														19,61	0,84	B				
														19,06	0,92	B				
3.13	9	18	92	350	HLz12-0,9-16DF	0,79	16,0	32,2	59,0	Drehbohren	nein			15,2004/03	1,02	B	vierfach s <sub>1</sub> = 150mm , V	Stern (2002)		
														20,58	0,89	B				
														18,78	1,29	B				
														20,91	1,05	B				
														18,38	0,74	B				
3.21	9	18	92	350	HLz12-0,9-16DF	0,79	16,0	32,2	59,0	Drehbohren	nein	18,83	1,05	19,11	1,56	B	vierfach über Lagerfuge s <sub>1</sub> = 100mm , V	Stern (2002)		
														22,69	1,42	B				
												18,76	1,23	23,26	1,55	B				
												22,93	1,18	23,60	1,48	B				
														23,76	1,46	B				
3.22	9	18	92	350	HLz12-0,9-16DF	0,79	16,0	32,2	59,0	Drehbohren	nein			16,67	0,86	B	vierfach über Lagerfuge und über Stoßfuge s <sub>1</sub> = 100mm , V	Stern (2002)		
																17,10			0,71	B
																18,72			1,15	B
																19,49			0,92	B
																21,63			1,03	B

**Anhang C 12:** Ergebnisse der experimentellen Versuche zum Einfluss des Achsabstands bei Dübelgruppen in Hochlochziegeln, Fortsetzung

## Lebenslauf:

### Persönliche Daten

---

Andrea Elisabeth Meyer  
geboren am 15.03.1974 in Bamberg  
ledig

### Berufserfahrung

---

Dezember 1999 – August 2005    Universität Stuttgart  
Institut für Werkstoffe im Bauwesen  
Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter im Bereich Befestigungstechnik

### Hochschulstudium

---

Oktober 1993 – Juli 1999    Bauingenieurwesen an der Universität Karlsruhe (TH), Vertiefungsschwerpunkt: Konstruktiver Ingenieurbau  
April 2000 – März 2005    Wirtschaftswissenschaften an der Fernuniversität Hagen

### Schulbildung

---

1987 - 1993    Schulzentrum Neureut - Gymnasium, Karlsruhe  
Allgemeine Hochschulreife  
1984 - 1987    Lina-Hilger Gymnasium, Bad Kreuznach  
1980- 1984    Grundschule Bretzenheim, Kreis Bad Kreuznach