

Komponentenmethode für Ankerplatten mit Kopfbolzen unter einachsiger Beanspruchung

Markus Rybinski

Mitteilungen

**Komponentenmethode für Ankerplatten mit Kopfbolzen
unter einachsiger Beanspruchung**

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

vorgelegt von

Markus Rybinski

aus Kirchheim unter Teck

Hauptberichter: Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann

Mitberichter: Prof. Dr.-Ing. Rolf Eligehausen

Tag der mündlichen Prüfung: 17.07.2013

Institut für Konstruktion und Entwurf der Universität Stuttgart

2014

Mitteilungen des Instituts für Konstruktion und Entwurf; Nr. 2014-1

Markus Rybinski	Komponentenmethode für Ankerplatten mit Kopfbolzen unter einachsiger Beanspruchung
Herausgeber	Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann Pfaffenwaldring 7 70569 Stuttgart Telefon: (0711) 685 66245 Telefax: (0711) 685 66236
Redaktion	Florian Eggert

D 93

EIGENSTÄNDIGKEITSERKLÄRUNG

Ich erkläre, dass ich die vorliegende Arbeit selbständig verfasst und keine anderen als die angegebenen Quellen und Hilfsmittel benutzt habe. Alle Stellen der Arbeit, die wörtlich oder sinngemäß aus Veröffentlichungen oder aus anderweitigen Äußerungen entnommen wurden, sind als solche kenntlich gemacht.

Stuttgart, im Januar 2014

(Markus Rybinski)

KURZDARSTELLUNG

Im Stahl- und Verbundbau hat sich das Komponentenverfahren zur Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens von Stahl- und Verbundanschlüssen durchgesetzt. Durch den modularen Aufbau erlaubt das Komponentenmodell, das als Grundlage für die hier durchgeführten Untersuchungen herangezogen wurde, eine einfache Anpassung oder Ergänzung einzelner Komponenten. Durch die Berechnung der Tragfähigkeit und der Steifigkeit des Anschlusses ist es auch möglich, den Anschluss als eigenes Bauteil in der Tragwerksberechnung zu berücksichtigen. Das Verfahren nutzt das plastische Tragverhalten und entsprechende Umlagerungsmöglichkeiten aus. Der Anwendungsbereich des Komponentenverfahrens ist aber bei Ankerplattenanschlüssen zwischen Stahl- und Massivbauteilen in der bisherigen Normung stark beschränkt, da vorausgesetzt wird, dass für das Befestigungsmittel Stahlversagen maßgebend wird.

Die Bemessung von Ankerplatten erfolgt in der Befestigungstechnik meist mit elastischen Berechnungsverfahren, bei denen die Tragfähigkeit der Befestigungsmittel mit dem Concrete-Capacity-Verfahren ermittelt wird. Das für Verankerungen im unbewehrten Beton hergeleitete Bemessungsverfahren berücksichtigt Rückhängebewehrung nur unzureichend und weist besonders bei randnahen Verankerungen hohe Tragreserven auf. Es beinhaltet auch keine Anwendungsregeln zur Bestimmung der Steifigkeit und Verformung eines Anschlusses.

In der vorliegenden Arbeit werden experimentelle und numerische Untersuchungen an steifen und nachgiebigen Ankerplatten mit und ohne Rückhängebewehrung in randferner und randnaher Lage vorgestellt. Als Beanspruchung wurden sowohl Zug- wie Schubkräfte mit entsprechenden Exzentrizitäten untersucht. Ziel der Arbeit war es auch, das Komponentenmodell über die bisherigen Regelungen nach *DIN EN 1993-1-8:2005-07* um die „Betonkomponenten“ gemäß dem in der Befestigungstechnik verankerten CC-Verfahren zu erweitern. Dies wurde für Ankerplatten mit angeschweißten Kopfbolzen unter einachsiger Beanspruchung durchgeführt. Zur Berücksichtigung des Einflusses der Bewehrung auf die Tragfähigkeit und das Verformungsvermögen der Verankerung mit Ankerplatten wurde in einem ersten Schritt die Rückhängebewehrung als eigenständige Komponente erfasst.

Auf Grundlage der Untersuchungen, den Bemessungsregeln des CC-Verfahrens und den aus der Literatur entnommenen Ansätze für die Tragfähigkeit der Rückhängebewehrung bei einem Betonausbruch wurde ein erstes Komponentenmodell für steife Ankerplatten entwickelt. Das Komponentenmodell wurde an verschiedenen Versuchsreihen verifiziert und liefert insgesamt eher konservative Werte, wobei die Traglast der Ankerplatten überwiegend unterschätzt wird. In der Arbeit wird u.a. auch eine Versuchsreihe an steifen und nachgiebigen Ankerplatten mit angeschweißten Kopfbolzen vorgestellt, die im Rahmen eines DFG-Forschungsprojekts mit dem Institut für Werkstoffe

im Bauwesen gemeinsam durchgeführt wurde. Durch die Variation der maßgebenden Parameter wie Ankerplattendicke, Lastexzentrizität und Kopfbolzentyp wurden die Versagensarten Stahlversagen auf Schub/Querkraft oder Zug, Fließen der Ankerplatte, rückwärtiger und kegelförmiger Betonausbruch erfasst. Bei dünnen Ankerplatten traten Fließgelenkzonen an den Plattenüberständen auf, die zwar die Beanspruchbarkeit des Anschlusses gegenüber steifen Ankerplatten deutlich begrenzten, jedoch auch zu einer Steigerung der Duktilität des Anschlusses führten. Die Ergebnisse der durchgeführten Versuchsreihe und die gemessenen Moment-Rotations- als auch Last-Verschiebungs-Kurven wurden zur Weiterentwicklung und Verifikation des bisherigen Komponentenmodells genutzt.

Durch die Implementierung des T-Stummel-Modells gemäß *DIN EN 1993-1-8:2005-07* und der Berücksichtigung der Komponentensteifigkeiten wurde das Komponentenmodell für steife und nachgiebige Ankerplatten erweitert. Dadurch kann nun die Anschlusssteifigkeit berechnet und die Duktilität des Anschlusses abgeschätzt werden. Während für die Zug- und Druckkomponenten einer randfernen Ankerplatte ohne Rückhängebewehrung in der Literatur geeignete Modelle zur Beschreibung des Tragverhaltens von Einzelkomponenten zur Verfügung standen, fehlten bei der Komponente des Kopfbolzens unter Schub/Querkraft ein geeigneter Ansatz unter Berücksichtigung einer gleichzeitig wirkenden Bolzennormalkraft. Hier wurde aus der Literatur ein Modell für Ankerschrauben mit einer Mörtelschicht für einen ersten Ansatz genutzt, das eine Abschätzung der Schubsteifigkeit im untersuchten Parameterbereich erlaubte.

Der in der Arbeit entwickelte Berechnungsablauf, basierend auf zwei unabhängigen Federsystemen für die Vertikalkomponenten aus Normalkraft und Moment und für die Horizontalkomponenten aus der Schubkraft und die jeweils zugehörigen Gleichgewichtsbedingungen, erlaubt die Berechnung von Moment-Rotations-Kurven und Lastverschiebungskurven von Ankerplatten mit angeschweißten Kopfbolzen, so dass die vollständige Anschlusscharakteristik nun darstellbar ist. Das vorgestellte Komponentenmodell zeigt sowohl für die Traglast als auch den Verlauf der Steifigkeit eine zufriedenstellende Übereinstimmung gegenüber den Versuchsergebnissen im Rahmen der untersuchten Versuchsparameter.

Durch die im Rahmen dieser Arbeit erfolgte Weiterentwicklung des Komponentenmodells wird die Möglichkeit der Anwendung des Komponentenverfahrens nach *DIN EN 1993-1-8:2005-07* auf Ankerplatten mit Kopfbolzen, bei denen ein Betonversagen maßgebend werden kann, ausgeweitet. Gegenüber einer bisher üblichen elastischen Berechnung des Anschlusses kann mit Hilfe des Komponentenmodells eine im Sinne des Stahlbaus wirtschaftlichere Bemessung der Ankerplatte und der anschließenden Bauteile durch die Berücksichtigung der Anschlusssteifigkeit erfolgen. Durch den elementaren Aufbau des Komponentenmodells steht außerdem ein einfach anpassbares und zukünftig erweiterbares Verfahren zur Verfügung.

ABSTRACT

For the design of steel joints in steel and composite constructions the component method has been widely accepted. Due to its modular structure the component model easily allows to adjust present components or to consider new components. So the developed component model has been used for the investigations here included. By the calculation of the load-carrying capacity and the stiffness of the joint it is possible to consider the joint as an own element in the analysis. The method is based on plastic design and corresponding load transfer. However, for anchor plates the application of the component method according to the current code rules is strongly limited to fasteners where steel failure is decisive.

The design of anchor plates is mostly done by elastic analysis, where the load-carrying capacity is determined by the Concrete-Capacity-Method developed for fasteners in pure concrete. However, the advantages of supplementary reinforcement is considered not satisfactorily, therefore large load-carrying reserves exist especially for anchor plates close to the edges. Also there are no design rules to determine the stiffness and the deformation of the joint.

In the presented thesis experimental tests and numerical investigations on anchor plates with and without supplementary reinforcement, far and close to edges are presented. Loading of tension and shear including eccentricities is covered. One of the objectives of the presented thesis was to extend the application of the component model according to *EN 1993-1-8* by the implementation of “concrete components” according to the Concrete-Capacity-Method allowing also for concrete failure. The investigations were limited to anchor plates with headed studs as fasteners and uni-directional loading. To consider the influence of the reinforcement on the load-carrying and deformation capacity of the anchorage with anchor plates first steps were realized to consider supplementary reinforcement as an own component.

A first component model for stiff anchor plates was developed, based on the results of the conducted tests and numerical investigations, the design rules of the Concrete-Capacity-Method and various approaches for concrete failure considering the load carrying capacity of supplementary reinforcement taken from literature. The component model was verified on different test series and tends to be conservative related to the load capacity of anchor plates.

In this thesis among others also a test series on flexible and stiff anchor plates with headed studs is presented. The investigations were performed in collaboration with the Institute of Construction Materials within the frame of a DFG research project. By variation of decisive parameters like thickness of the anchor plate, load eccentricity and type of headed studs different failure modes like steel failure of the studs, plastic deformation of the anchor plate, pry-out or concrete cone failure were covered. Due to plastic zones at the plate edges the load-carrying capacity of flexible anchor

plates was limited compared to stiff anchor plates, however the ductility of the joint could be enlarged. The results of the test series, the measured moment-rotation and load-displacement curves were used for verification and further development of the component model.

By implementation of the T-stub model according to *EN 1993-1-8* and consideration of the component stiffness the component model was enhanced for stiff and flexible anchor plates. Thus the joint stiffness may now be calculated and the ductility of the joint estimated. Whereas appropriate approaches to describe the behaviour of components under compression or tension of anchor plates existed, for headed studs under shear a design model considering the interaction with a tension load was missing. Based on literature a model for anchor bolts and mortar layer was used as a first approach to appraise the stiffness under combined shear and tension load.

The calculation process, based on two independent spring models, one for vertical forces due to normal force and bending and one for horizontal forces due to shear and the corresponding equilibrium conditions, allows determining the moment-rotation and load-displacement curves of anchor plates with headed studs in order to characterize the whole joint behaviour. The results of the presented component model show good accordance to the test results regarding the load-carrying capacity and the stiffness of the anchor plates.

With the presented development of the component model the application of the component method has been extended to anchor plates with headed studs and a decisive concrete failure mode. In comparison with the so far common elastic calculation, the component method allows a more efficient joint design in terms of steel design. The joint stiffness may be considered in the design of the whole structure. The modular assembling of the components allows an adjustable and expandable design model.

INHALTSVERZEICHNIS

1	Einleitung	1
1.1	Allgemeines	1
1.2	Begriffsbestimmung	3
1.3	Ausgangslage.....	5
1.4	Motivation und Zielsetzung.....	6
1.5	Aufbau der Arbeit.....	6
1.6	Abgrenzung der Arbeit	7
2	Kenntnisstand	9
2.1	Allgemeines	9
2.2	Untersuchungen im Stahl- und Verbundbau	9
2.2.1	Allgemeines	9
2.2.2	Untersuchungen zu Kopfbolzen.....	10
2.2.2.1	Untersuchungen von Ollgaard.....	10
2.2.2.2	Untersuchungen von Roik, Bode und Hanenkamp	11
2.2.2.3	Untersuchungen von Johnson und Oehlers	12
2.2.2.4	Untersuchungen von Lungershausen	12
2.2.2.5	Untersuchungen von Roik und Hanswille.....	13
2.2.2.6	Untersuchungen von Oehlers	14
2.2.2.7	Untersuchungen von Breuninger und Kürschner	14
2.2.3	Bemessungsregeln für Kopfbolzen	15
2.2.3.1	Stehende Kopfbolzen	15
2.2.3.2	Liegende Kopfbolzen	16
2.2.4	Untersuchungen zu Ankerplattenanschlüssen.....	18
2.2.4.1	Untersuchungen von DeWolf und Sarisley	18
2.2.4.2	Untersuchungen von Picard und Beaulieu	18
2.2.4.3	Untersuchungen von Melchers.....	19
2.2.4.4	Untersuchungen von Colson und Penserini	20
2.2.4.5	Untersuchungen von Ermopoulos und Stamatopoulos	21

2.2.4.6	Untersuchungen von Guisse, Vandegans und Jaspert	21
2.2.4.7	Untersuchungen von Wald	22
2.2.4.8	Untersuchungen von Kuhlmann und Imminger	23
2.2.4.9	Untersuchungen von Odenbreit und Fromknecht	23
2.2.5	Komponentenverfahren für Stützenfüße	24
2.2.5.1	Übersicht	24
2.2.5.2	Einzelkomponenten	25
2.2.5.3	Gesamtknoten	30
2.2.5.4	Sonstige Anmerkungen	32
2.3	Berechnungsverfahren aus der Befestigungstechnik	32
2.3.1	Allgemeines	32
2.3.2	Elastisches Berechnungsverfahren	33
2.3.3	Plastisches Berechnungsverfahren	34
2.3.4	Tragfähigkeit von Kopfbolzen im unbewehrten Beton nach dem CC-Verfahren	37
2.3.4.1	Allgemeines	37
2.3.4.2	Tragfähigkeit eines Kopfbolzens unter Zugbeanspruchung	37
2.3.4.3	Tragfähigkeit eines Kopfbolzens unter Querkraftbelastung	43
2.3.4.4	Tragfähigkeit eines Kopfbolzens unter kombinierter Zug- und Querkraftbelastung	47
2.3.5	Tragfähigkeit von Kopfbolzen unter Berücksichtigung von Rückhängebewehrung	47
2.3.5.1	Kopfbolzen unter Zugbeanspruchung	47
2.3.5.2	Kopfbolzen unter Schubbeanspruchung rechtwinklig zum Bauteilrand	50
2.4	Zusammenfassung	51
3	Allgemeine Untersuchungen zum Tragverhalten von steifen	
	Ankerplatten	55
3.1	Allgemeines	55
3.2	Experimentelle Untersuchungen	55
3.2.1	Allgemeines	55
3.2.2	Versuchsparemeter und Versuchsprogramm	55
3.2.3	Versuchsdurchführung	57
3.2.3.1	Versuchskörper	57
3.2.3.2	Versuchsstand	58

3.2.3.3	Messeinrichtung	59
3.2.4	Versuchsergebnisse	60
3.2.4.1	Materialkennwerte und Traglasten	60
3.2.4.2	Einfluss der Versuchsparameter	61
3.2.4.3	Lastverschiebungsverhalten der Ankerplatte	67
3.2.4.4	Auswertung von durchgeführten Messungen	68
3.3	Numerische Untersuchungen	70
3.3.1	Allgemeines	70
3.3.2	Kurzbeschreibung des numerischen Modells	70
3.3.3	Verifizierung der numerischen Modelle	71
3.3.4	Tragverhalten und Mitwirken der Bügelbewehrung	72
3.4	Entwicklung eines mechanischen Modells	74
3.4.1	Allgemeines	74
3.4.2	Komponentenmodell und Komponententragfähigkeit	74
3.4.2.1	Allgemeines	74
3.4.2.2	Ankerplatte unter Zugbeanspruchung	78
3.4.2.3	Ankerplatte unter Querkraftbeanspruchung	79
3.4.2.4	Ankerplatte unter Schrägzugbeanspruchung	81
3.4.3	Verifizierung des einfachen Komponentenmodells	83
3.5	Zusammenfassung	85
4	Untersuchungen an steifen Ankerplatten im bewehrten Beton mit seitlichem Randabstand	87
4.1	Allgemeines	87
4.2	Experimentelle Untersuchungen	87
4.2.1	Tastversuche von <i>Kuhlmann/Imminger 2003</i>	87
4.2.2	Zielsetzung der eigenen Versuche	88
4.2.3	Versuchsprogramm	89
4.2.4	Versuchsdurchführung	90
4.2.4.1	Versuchskörper	90
4.2.4.2	Versuchsstand	91
4.2.4.3	Messeinrichtung	91

4.2.5	Versuchsergebnisse.....	92
4.2.5.1	Materialkennwerte und Traglasten.....	92
4.2.5.2	Vergleich der Traglasten	94
4.2.5.3	Lastverschiebungsverhalten und Mitwirken der Bügelbewehrung.....	96
4.3	Numerische Untersuchungen.....	101
4.3.1	Allgemeines	101
4.3.2	Modellierung.....	101
4.3.3	Verifikation.....	103
4.3.4	Tragverhalten des Anschlusses	104
4.3.5	Zusammenfassung	109
4.4	Entwicklung eines mechanischen Modells.....	109
4.4.1	Allgemeines	109
4.4.2	Komponentenmodell nach <i>Kuhlmann/Rybinski 2007b</i>	110
4.4.3	Komponentenmodell und Komponententragfähigkeit.....	110
4.4.3.1	Allgemeines.....	110
4.4.3.2	Komponenten für randnahe Kopfbolzen mit Bügelbewehrung	111
4.4.3.3	Ankerplatte unter Zugbeanspruchung	113
4.4.3.4	Ankerplatte unter Querkraftbeanspruchung.....	114
4.4.3.5	Ankerplatte unter Schrägzugbeanspruchung.....	117
4.4.4	Verifizierung des einfachen Komponentenmodells.....	118
4.5	Zusammenfassung	120
5	Untersuchungen zum Einfluss der Nachgiebigkeit der Ankerplatte im unbewehrten Beton	123
5.1	Allgemeines.....	123
5.2	Experimentelle Untersuchungen	123
5.2.1	Zielsetzung der Versuche.....	123
5.2.2	Versuchsprogramm	124
5.2.3	Versuchsdurchführung.....	125
5.2.3.1	Versuchskörper	125
5.2.3.2	Versuchsstand	125
5.2.3.3	Messeinrichtung	125

5.2.4	Versuchsergebnisse.....	126
5.2.4.1	Traglasten und Materialkennwerte.....	126
5.2.4.2	Tragverhalten	127
5.3	Numerische Untersuchungen mit Finite-Elemente-Modellen.....	133
5.3.1	Allgemeines	133
5.3.2	Kurzbeschreibung der Finite-Elemente-Modelle.....	133
5.3.3	Ergebnisse der numerischen Untersuchungen	134
5.4	Zusammenfassung	135
6	Komponentenmodell unter Berücksichtigung der Komponentensteifigkeiten	137
6.1	Allgemeines.....	137
6.2	Definition der Einzelkomponenten.....	137
6.2.1	Allgemeines	137
6.2.2	Kopfbolzen auf Zug	138
6.2.2.1	Komponente „Stahlversagen auf Zug“	138
6.2.2.2	Komponente „Betonausbruch auf Zug“	140
6.2.2.3	Komponente „Seitlicher Betonausbruch“	141
6.2.2.4	Komponente „Durchziehen“	141
6.2.2.5	Resultierende Tragfähigkeit und Steifigkeit der Kopfbolzen	142
6.2.3	Ankerplattenüberstand auf Biegung im Zugbereich	143
6.2.4	Ankerplattenüberstand auf Biegung im Druckbereich	145
6.2.5	Beton auf Druck.....	146
6.2.6	Reibungskraft zwischen Beton und Ankerplatte	147
6.2.7	Kopfbolzen auf Querkzug / Schub.....	148
6.2.7.1	Komponente „Stahlversagen auf Querkzug“	148
6.2.7.2	Komponente „Rückwärtiger Betonausbruch auf Querkzug“	148
6.2.7.3	Komponente „Betonkantenbruch bei Querkzug“	149
6.2.7.4	Resultierende Tragfähigkeit und Steifigkeit der Kopfbolzen	149
6.2.8	Wirksame Komponenten des angeschweißten Stahlbauteils.....	152
6.2.8.1	Allgemeines.....	152
6.2.8.2	Stützenflansch und -steg auf Druck	152

6.2.8.3	Stützenflansch und -steg auf Zug	153
6.2.8.4	Stützensteg auf Schub	153
6.2.9	Stirnseite der Ankerplatte auf Druck	153
6.3	Modellierung des Knotensystems.....	153
6.3.1	Allgemeines	153
6.3.2	Anwendungsbereich.....	154
6.3.3	Zusammenfassung der Komponentengruppen.....	155
6.3.4	Beschreibung des Kräftegleichgewichts	156
6.3.5	Beschreibung der Verträglichkeit und Interaktion.....	157
6.3.6	Beschreibung des Berechnungsablaufs.....	158
6.4	Verifizierung des Komponentenmodells	160
6.4.1	Allgemeines	160
6.4.2	Verifikation mit Versuchswerten	160
6.4.3	Verifikation mit Finite-Elemente-Modell	166
6.5	Zusammenfassung	167
7	Anwendungsregeln des Komponentenmodells	169
7.1	Allgemeines	169
7.2	Bestimmung der Einzelkomponenten.....	169
7.2.1	Allgemeines	169
7.2.2	Kopfbolzen auf Zug	169
7.2.2.1	Komponententragfähigkeit.....	169
7.2.2.2	Komponentensteifigkeit	170
7.2.3	Ankerplatte im Zugbereich	171
7.2.4	Ankerplatte im Druckbereich.....	173
7.2.5	Beton auf Druck.....	175
7.3	Bestimmung des Anschlusstragverhaltens	175
7.3.1	Momententragfähigkeit.....	175
7.3.2	Rotationssteifigkeit	176
7.4	Vergleich mit Versuchsergebnisse	176
7.4.1	Allgemeines	176
7.4.2	Vergleich der Tragfähigkeit und Steifigkeit	177

7.5 Zusammenfassung	178
8 Zusammenfassung und Ausblick	179
8.1 Zusammenfassung	179
8.2 Ausblick.....	182
9 Literatur	185
9.1 Normen, Zulassungen und sonstige Regelwerke.....	185
9.2 Fachbücher, Zeitschriften und Aufsätze in Tagungsbänden	186
9.3 Forschungs- und Versuchsberichte.....	191
9.4 Dissertationen	194
9.5 Institutsinterne Veröffentlichungen.....	195
9.6 Sonstiges.....	195
Abbildungsverzeichnis.....	197
Tabellenverzeichnis.....	207
A Berechnungsergebnisse des Komponentenmodells mit steifen, randfernen Ankerplatten.....	209
B Berechnungsergebnisse des Komponentenmodells mit steifen, randnahen Ankerplatten.....	231
C Anwendung des Komponentenmodells.....	251

ABKÜRZUNGEN

Die in dieser Arbeit verwendeten Abkürzungen und Bezeichnungen sind in der Regel in Übereinstimmung mit den eingeführten Formelzeichen der aufgeführten Bemessungsvorschriften gewählt. Der Vollständigkeit werden die wichtigsten Bezeichnungen nochmals aufgeführt.

Indizes

1	hintere Kopfbolzenreihe, lastabgewandte Seite
2	vordere Kopfbolzenreihe, lastzugewandte Seite
a	Stahlversagen
c	Betonausbruch
cb	lokaler Betonausbruch (Zuglast)
cp	Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite
d	Bemessungswert
f	Reibung
k	charakteristischer Wert
N	Normalkraft
re	Versagen der Verankerung
Rk	charakteristischer Wert des Widerstands
Rd	Bemessungswert des Widerstands
p	Herausziehen
u	Bruch
V	Querkraft / Schub
y	Stahlfließen

Geometrische Größen

$A_{c,N}$	Fläche des idealisierten Ausbruchkörpers auf der Betonoberfläche bei Zuglast	$[N/mm^2]$
$A_{c,N}^0$	Fläche des idealisierten Ausbruchkörpers einer Einzelbefestigung mit großem Achs- und Randabstand bei Zuglast	$[N/mm^2]$
A_h	Aufstandsfläche eines Kopfbolzens	$[mm^2]$
A_s	Spannungsquerschnitt	$[mm^2]$
c	Randabstand	$[mm]$

d	Schaftdurchmesser eines Kopfbolzens	[mm]
d_h	Kopfdurchmesser eine Kopfbolzens	[mm]
e	Exzentrizität der äußeren Last	[mm]
h	Bauteildicke	[mm]
h_{ef}	wirksame Verankerungstiefe der Kopfbolzen	[mm]
l_{eff}	wirksame Länge des T-Stummelflansches	[mm]
m	Abstand zwischen Kopfbolzen und Fließgelenk in der Ankerplatte	[mm]
n	Überstand der Fußplatte über Kopfbolzen	[mm]
n	Anzahl der Kopfbolzen je Reihe	[-]
s	Achsabstand	[mm]
t_f	Dicke der Fußplatte	[mm]
t_p	Dicke der Ankerplatte	[mm]
x	Druckzonenhöhe	[mm]
z	Hebelarm der inneren Kräfte	[mm]
α	Lastwinkel	[°]
φ	Verdrehung	[rad]

Einflussfaktoren bei Betonversagen

α	Beiwert zur Berücksichtigung einer Rückhängebewehrung bei maßgebendem Betonversagen	[-]
ψ_α	Einflussfaktor zur Berücksichtigung des Lastwinkels zum Bauteilrand	[-]
ψ_{ec}	Einflussfaktor zur Berücksichtigung einer Exzentrizität	[-]
ψ_f	Einflussfaktor zur Berücksichtigung der Einspannwirkung zwischen Kopfbolzenfuß und Ankerplatte	[-]
ψ_m	Einflussfaktor zur Berücksichtigung der abstützenden Wirkung einer Druckkraft bei Betonversagen	[-]
ψ_{re}	Einflussfaktor zur Berücksichtigung von Randbewehrung	[-]
ψ_s	Einflussfaktor zur Berücksichtigung von Randabständen	[-]
ψ_{ucr}	Einflussfaktor zur Berücksichtigung des ungerissenen oder gerissenen Betons	[-]

Komponentenbezeichnung

D	resultierende Druckkraft	
K	Komponentensteifigkeit einer Einzelkomponente	[N/mm]
k	Komponentensteifigkeit bezogen auf den E-Modul E_a	[mm]
M	Biegemoment	[Nmm]
N	Zuglast	[N]
S_j	Knotensteifigkeit	[Nmm]
w	Verformungsanteil der Einzelkomponente	[mm]
α	Beiwert für Verankerungsart	[-]

Materialkenngrößen und Teilsicherheitsbeiwerte

E_c	E-Modul des Betons	[N/mm ²]
E_a	E-Modul des Stahls	[N/mm ²]
f_{ck}	charakteristische Betondruckfestigkeit am Zylinder	[N/mm ²]
$f_{ck,cube}$	charakteristische Betondruckfestigkeit am Würfel mit Kantenlänge 150 mm	[N/mm ²]
f_{cm}	mittlere Betondruckfestigkeit am Zylinder	[N/mm ²]
$f_{cc,200}$	charakteristische Betondruckfestigkeit am Würfel mit Kantenlänge 200 mm	[N/mm ²]
f_{cd}	Bemessungswert der Betondruckfestigkeit am Zylinder	[N/mm ²]
f_{ctm}	mittlere zentrische Zugfestigkeit des Betons	[N/mm ²]
f_j	Beton- oder Mörtelfestigkeit unter Fußplatte	[N/mm ²]
f_u	Zugfestigkeit des Stahls	[N/mm ²]
f_{uk}	charakteristische Zugfestigkeit des Stahls	[N/mm ²]
f_y	Streckgrenze des Stahls	[N/mm ²]
f_{yk}	charakteristische Streckgrenze des Stahls	[N/mm ²]
G	Bruchenergie	[N/mm]
γ_a	Teilsicherheitsbeiwert für das Material bei Stahlversagen der Ankerplatte	[-]
γ_c	Teilsicherheitsbeiwert für Beton auf Druck	[-]
γ_c	Teilsicherheitsbeiwert für das Material bei Betonversagen	[-]
γ_p	Teilsicherheitsbeiwert für das Material bei Durchziehen	[-]
γ_s	Teilsicherheitsbeiwert für das Material bei Stahlversagen der Kopfbolzen	[-]

Sonstiges

ε	Dehnung	[N/mm ²]
μ	Reibungsbeiwert	[-]
p	Pressung	[N/mm ²]
ρ	Bewehrungsgrad	[-]
σ	Spannung	[N/mm ²]
τ	Verbund- oder Schubspannung	[N/mm ²]
v	Standardabweichung	[-]
$\bar{x}$	Mittelwert	[-]

1 Einleitung

1.1 Allgemeines

Geschossbauten werden neben der klassischen Stahlbeton- oder Stahlbaulösung vermehrt als Tragwerk in der so genannten Mischbauweise hergestellt. Hierbei werden Träger, Stützen oder Decken je nach Anforderung in der Stahl-, Verbund- oder Massivbauweise hergestellt, während die Aussteifung des Gebäudes Wände in der Massiv- oder Verbundbauweise übernehmen. Die Wirtschaftlichkeit solch eines Tragwerks hängt wesentlich von der Ausbildung der Anschlüsse ab, die bezüglich der Tragfähigkeit und Montagefreundlichkeit optimiert werden müssen. Besonders die Anschlüsse zwischen Stahl- und Beton sind zu beachten, da bei ihrer Bemessung die unterschiedlichen Konzepte der Fachbereiche Befestigungstechnik und Stahlbau aufeinander treffen.

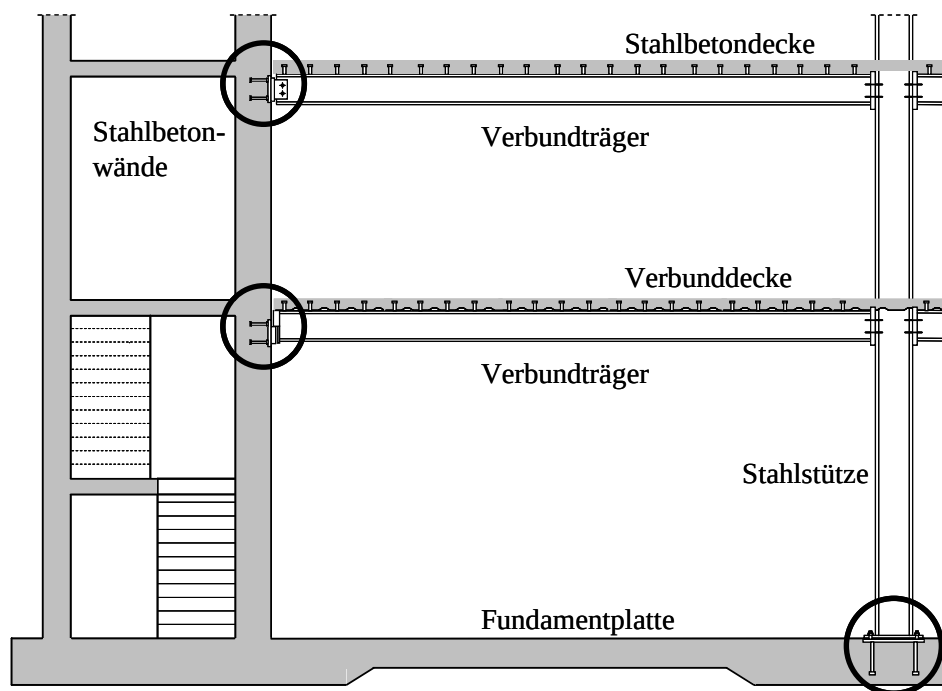


Abbildung 1-1: Geschossbau in Mischbauweise mit Ankerplattenanschlüssen

Exemplarisch für ein solches Tragwerk in der Mischbauweise ist in Abbildung 1-1 ein Ausschnitt eines typischen Geschossbaus mit einem aussteifenden Kern aus Stahlbetonwänden, Verbund- und Stahlbetondecken, Verbundträgern sowie Stahlstützen dargestellt. Hier sind Anschlüsse zwischen Stahl- und Beton für die Verbundträger an die aussteifenden Stahlbetonwände und für die Stahlstützen an das Stahlbetonfundament herzustellen. Eine Möglichkeit der Anschlussausgestaltung besteht im Einsatz von Ankerplatten mit angeschweißten Kopfbolzen, siehe Abbildung 1-2a. Bei der Herstellung des Anschlusses wird die Ankerplatte zusammen mit der Bewehrung in die Schalung eingebaut und einbetoniert. Nach dem Ausschalen kann der Anschluss an der einbetonierten Ankerplatte als Stahlknoten durch Aufschweißen von Gewindebolzen, weiterer Platten, Schubknaggen oder Fahnenbleche hergestellt werden, siehe Abbildung 1-2b.

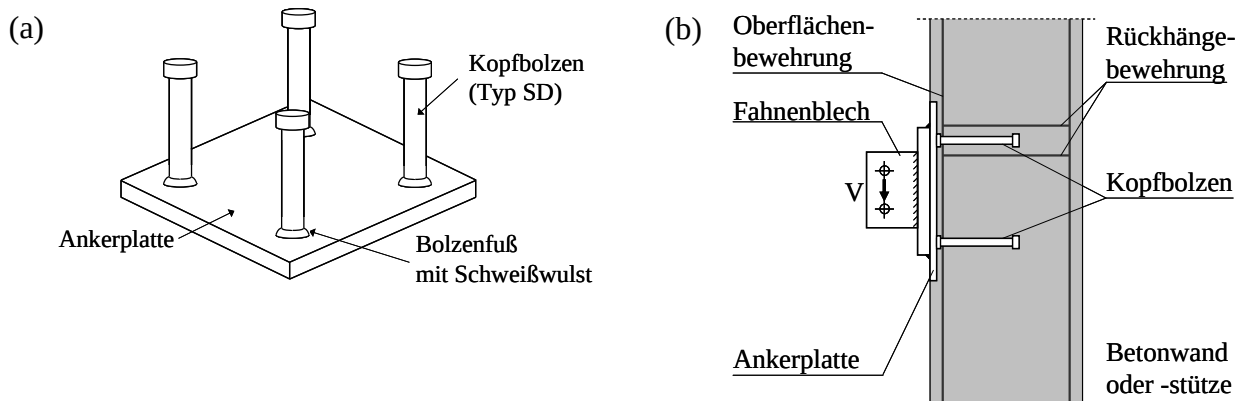


Abbildung 1-2: (a) Ankerplatte mit angeschweißten Kopfbolzen (b) Querkraftanschluss mit einer einbetonierten Ankerplatte

Beispielhaft sind in Abbildung 1-3 verschiedene Anschlussmöglichkeiten mit einbetonierten Ankerplatten dargestellt. Der in Abbildung 1-3a abgebildete Querkraftanschluss eines Stahlträgers an eine Stahlbetonwand wird mit einem auf die Ankerplatte aufgeschweißten Knagge realisiert. Der Anschluss ist somit für eine exzentrisch angreifende Schubkraft ausulegen. In Abbildung 1-3b ist ein Fahnenblechanschluss einer Zugstrebe an eine Stahlbetonstütze abgebildet. Der Anschluss wird durch eine Schrägzugkraft belastet. Der in Abbildung 1-3c dargestellte Stützenfuß wird durch eine kombinierte Beanspruchungen aus Biegung, Normal- und Querkraft belastet.

Neben dem Geschossbau liegt ein weiteres Einsatzgebiet von Ankerplatten im Stahlhallenbau. Der Anschluss zwischen Stahlstütze und Fundamentplatte bzw. Einzel- oder Streifenfundament kann mit einer einbetonierten Ankerplatte hergestellt werden. Um für den Bau- und Endzustand eine horizontale Aussteifung des Tragwerks zu erreichen, werden die Rahmen untereinander mit Zugstreben aussteift, siehe Stahlrahmen in Abbildung 1-4a. Eine sich daraus ergebende Stützenfußkonstruktion ist in Abbildung 1-4b dargestellt. Die resultierende Belastung des Anschlusses setzt sich aus der Normal- und Querkraft der Stütze sowie aus der Schrägzugkraft der Zugstrebe zusammen.

Die gezeigten Beispiele für Ankerplattenanschlüsse können mit Hilfe der in Kapitel 1.2 durchgeführten Begriffsbestimmung charakterisiert und in Gruppen eingeteilt werden. Nach einer kurzen Darstellung der Ausgangslage für die Anschlussbemessung in Kapitel 1.3, werden in Kapitel 1.4 die Motivation und Zielsetzung der Arbeit erläutert und in Kapitel 1.6 die weiteren Untersuchungen abgegrenzt.

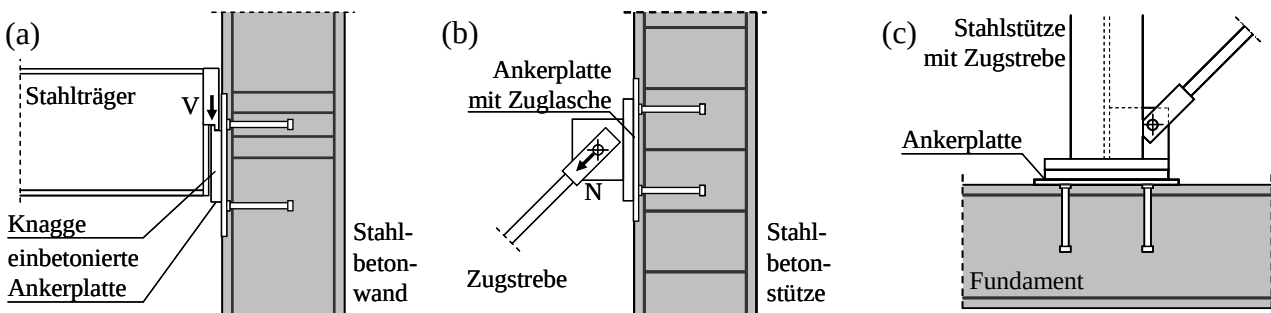


Abbildung 1-3: Anschluss mit einbetonierter Ankerplatte von (a) Stahlträger an Stahlbetonstütze, (b) Aussteifung an Stahlbetonstütze und (c) Stahlstütze an Fundament

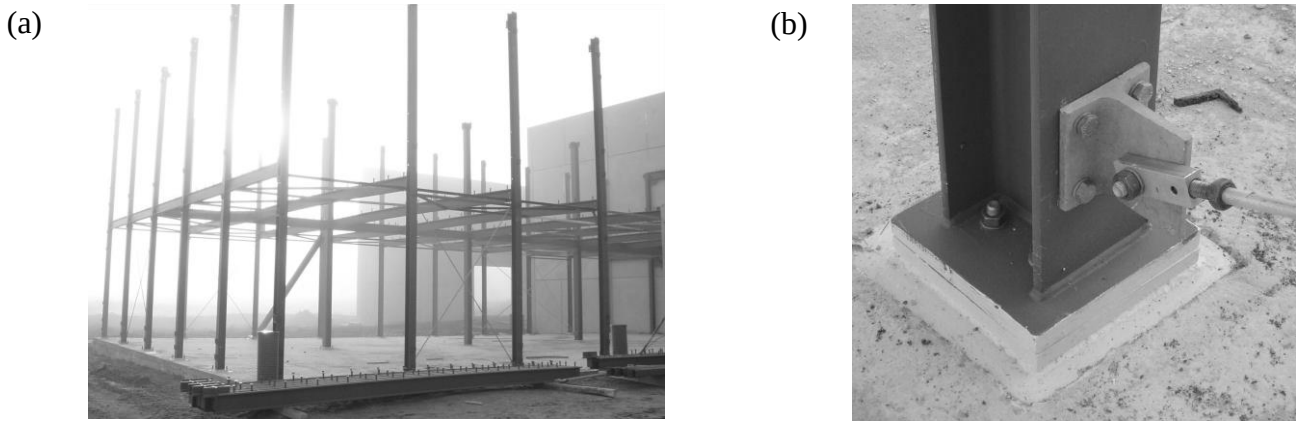


Abbildung 1-4: (a) Bauzustand einer Stahlhalle mit Auskreuzungen zur horizontalen Aussteifung
(b) Stützenfußverankerung mit Zugstrebenanschluss

1.2 Begriffsbestimmung

Anschlüsse mit Ankerplatten können in die Untergruppe von einbetonierten und nachträglich montierten Ankerplatten unterteilt werden. Die **einbetonierten Ankerplatten** werden mit den aufgeschweißten Befestigungsmitteln wie z. B. Kopfbolzen vor dem Betonieren zusammen mit der Bewehrung in die Schalung eingebaut, so dass die Kopfbolzen in einer bestimmten Lage zur vorhandenen Bewehrung liegen. Aus schalungstechnischen Gründen wird die Ankerplatte meist bündig zur Betonoberfläche eingebaut, siehe auch Abbildung 1-5a. Mit Dübeln in der Vor- oder Durchsteckmontage können **nachträglich montierte Ankerplatten** an bereits betonierte Bauteile befestigt werden. Der Abstand zu einer eventuell vorhandenen Bewehrung bleibt unbestimmt. Zur einfacheren Montage werden die Durchgangslöcher in der Ankerplatte mit einem Lochspiel ausgeführt. Um ein vollflächiges, kraftschlüssiges Anliegen der Ankerplatte auf dem Beton zu gewährleisten, werden diese Anschlüsse oft mit einer Mörtelausgleichsschicht zwischen Ankerplatte und Beton ausgeführt, siehe Abbildung 1-5b.

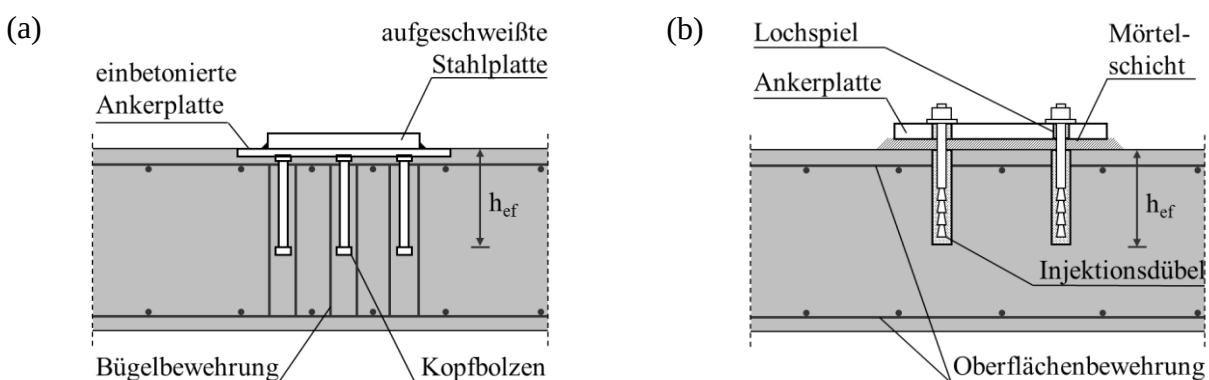


Abbildung 1-5: (a) Einbetonierte Ankerplatte mit Kopfbolzen (b) Nachträglich montierte Ankerplatte mit Injektionsdübel, Mörtelausgleichsschicht und Lochspiel

Bei einbetonierten Ankerplatten kommen zur Krafteinleitung neben Kopfbolzen auch angeschweißte Bewehrungsstäbe zur Zugkrafteinleitung und kurze, angeschweißte I-Profilstücke, so genannte Schubknaggen, zur Einleitung hoher Schubkräfte zum Einsatz. Deren Bemessung erfolgt aufgrund

fehlender einheitlicher Vorschriften in der Praxis ingenieurmäßig und führt oftmals zu einem höheren Aufwand in der Bewehrungsführung.

Für die nachträgliche Montage von Ankerplatten stehen eine Vielzahl von unterschiedlichen **Befestigungssystemen**, wie z. B. Hinterschnittanker, Spreizdübel oder chemische Dübel, zur Verfügung. Die Krafteinleitung der unterschiedlichen Systeme wird anhand der in Abbildung 1-6 dargestellten Dübel für Zugkräfte erläutert. Beim Hinterschnittanker wird die einzuleitende Kraft am Kopf durch eine Pressung übertragen. Ankerbolzen dagegen leiten die Kraft über Reibung in den Beton. Chemische Befestigungssysteme wie Injektionsanker oder Gewindestangen werden dagegen in den Beton eingeklebt.

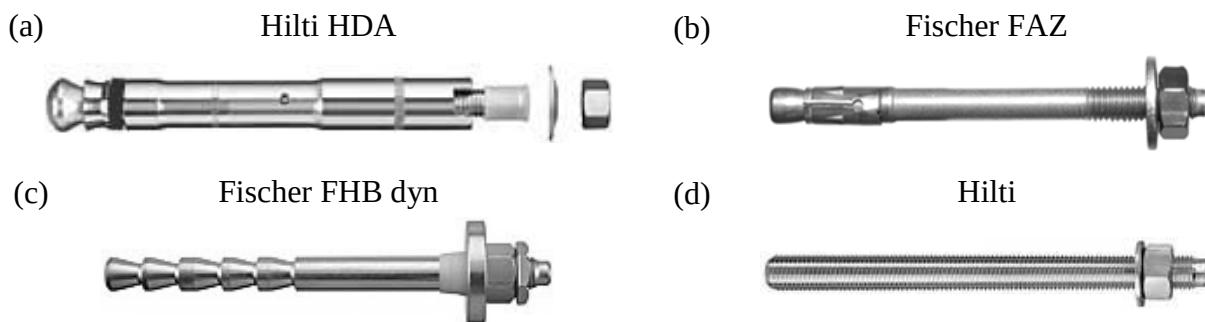


Abbildung 1-6: Dübel zur nachträglichen Montage (a) Hinterschnittanker, (b) Ankerbolzen, (c) Injektionsanker und (d) Gewindestange

Bei allen Dübeln wird die Tragfähigkeit von der Tragfähigkeit des Betongrunds, die von der effektiven Länge h_{ef} des Dübels nach Abbildung 1-5 und der Lage des Dübels abhängt, begrenzt. Bei einem Dübelabstand zur Betonkante kleiner dem 1,5-fachen Wert der effektiven Länge h_{ef} handelt es sich um einen **randnahen** Dübel, während bei größeren Abständen von **randfernen** Dübeln gesprochen wird. Der geringe Randabstand führt bei randnahen Dübeln oder Kopfbolzen gegenüber Dübeln ohne Randeinfluss zu einer reduzierten Tragfähigkeit aufgrund eines möglichen frühzeitigen Versagens des Betongrunds.

Für die in Kapitel 1.1 gezeigten Anschlüssen liegen die Dübel häufig in randnaher Lage. Die Ankerplatten werden in Betonstützen, Wandecken oder -enden, Streifenfundamenten oder Randbereiche der Fundamentplatte eingebaut. Für diese Anschlüsse ist eine Rückhängebewehrung, wie die Bügelbewehrung in Abbildung 1-5a, entweder vorhanden oder ohne großen Aufwand zusätzlich einzubauen. Diese Maßnahme ist wirtschaftlich, da die **Rückhängebewehrung** die Tragfähigkeit des Betongrunds erhöht. Sofern keine Rückhängebewehrung angesetzt werden kann, z. B. für nachträglich montierte Dübel, wird die Tragfähigkeit des Betongrunds am **unbewehrten Betongrund** hergeleitet. Eine Oberflächenbewehrung wie in Abbildung 1-5b wird hierbei nicht berücksichtigt, da sie keinen direkten Einfluss auf die Tragfähigkeit des Betongrunds hat.

Eine weitere Unterteilung der Anschlüsse kann mit Hilfe der auftretenden Einwirkung durchgeführt werden. Anschlüsse im Geschoss- und Stahlhallenbau werden meist durch eine **einachsige Beanspruchung** aus Schub- oder Schrägzugkraft sowie einachsiges Biegemoment beansprucht, siehe Querkraftanschluss in Abbildung 1-7a. Dagegen können bei anderen Ankerplatten **mehrachsige Beanspruchungen** auftreten, wie z. B. der in Abbildung 1-7b dargestellten Einspannung eines auf Wind und Eigengewicht beanspruchten Auslegers eines Verkehrsschilds.

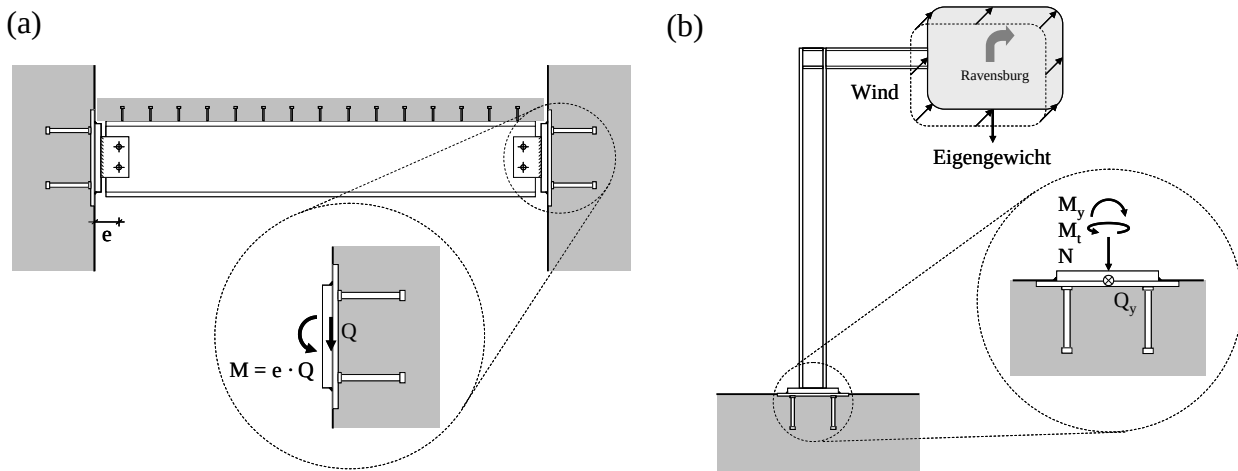


Abbildung 1-7: (a) Querkraftanschluss (b) Ankerplatte mit mehrachsiger Beanspruchung

1.3 Ausgangslage

Im Rahmen der **Befestigungstechnik** und des Massivbaus werden nach heutigem Stand der Technik Ankerplattenanschlüsse mit Zulassungen, die auf der Richtlinie *ETAG001 2006* basieren, berechnet. Speziell beim Einbau der Ankerplatten in randnaher Lage müssen nach den entsprechenden Zulassungen wie *ETA-03/0039* oder *ETA-03/0041* sehr konservative Bemessungsregeln angewandt werden, die für Verankerungen im unbewehrten Betonbauteil hergeleitet wurden. Eine vorhandene Bewehrung kann nur bedingt berücksichtigt werden, so dass der Einsatz dieser Anschlüsse durch die zulässige rechnerische Tragfähigkeit stark eingeschränkt wird.

Im Rahmen des **Stahl- und Verbundbaus** können entsprechende Anschlüsse mit einer ausreichenden Verankerungstiefe des Befestigungsmittels (z. B. einer langen einbetonierten Ankerschraube) auf Grundlage der Bemessungsregeln des Stahlbaus *DIN EN 1993-1-8:2005-07* effektiv und wirtschaftlich berechnet werden. Ein mögliches Betonversagen wird durch die Verankerungstiefe konstruktiv ausgeschlossen. Somit konzentriert sich die Bemessung auf die Stahlbauteile, für die eine Berechnung der Tragfähigkeit und der Steifigkeit nach der Komponentenmethode möglich ist. Für Kopfbolzen wie auch für den Betongrund mit Rückhängebewehrung fehlen jedoch entsprechende Regelungen.

In Abhängigkeit des Befestigungsmittels kann die Schnittstelle zwischen dem Stahl- oder Verbundtragwerk und der Betonkonstruktion mit unterschiedlichen Bemessungsmodellen der Fachbereiche der Befestigungstechnik bzw. des Stahl- und Verbundbaus berechnet werden. Anschlüsse mit Befestigungsmitteln wie kurzen Kopfbolzen, deren Tragfähigkeit durch ein Betonversagen charakterisiert wird, werden nach dem CC-Verfahren (*Fuchs/Eligehausen 1995, Fuchs u.a. 1995, CEB226 1995, ETAG001 2006*) berechnet, während für Befestigungsmittel wie lange Ankerschrauben, bei denen Stahlversagen auftritt, eine Berechnung des Anschlusses mit Hilfe des im Stahlbau gängigen Komponentenverfahrens durchgeführt werden kann. Die dem jeweiligen Berechnungsverfahren zu Grunde liegenden Ansätze unterscheiden sich hierbei wesentlich, obwohl es sich bis auf das Befestigungsmittel um die gleiche Anschlusskonstruktion handeln kann.

So wird die Steifigkeit der Ankerplatte in den beiden Fachbereichen völlig unterschiedlich betrachtet: in der Befestigungstechnik wird auf eine steife Ankerplatte geachtet, während im Stahlbau eine

nachgiebige, verformbare Ankerplatte erlaubt wird. Hintergrund dieser verschiedenen Ansätze liegt in der unterschiedlichen Ausrichtung der Bemessung: in der Befestigungstechnik soll ein sicherer Einsatz der Befestigungsmittel garantiert werden, während im Stahlbau das Augenmerk auf einer sicheren und effizienten Bemessung der Stahlbaukonstruktion liegt.

1.4 Motivation und Zielsetzung

Mit der vorliegenden Arbeit wird das Ziel verfolgt, die im Stahl- und Verbundbau erfolgreich eingeführte wirtschaftliche plastische Anschlussbemessung nach der Komponentenmethode auf Anschlüsse zwischen Stahl- und Betonbauteile über die bisherigen Regelungen nach *DIN EN 1993-1-8:2005-07* hinaus zu erweitern.

Die Anwendung der Komponentenmethode unter Berücksichtigung der möglichen Versagensarten, wie z. B. Betonausbruch, Stahlversagen der Dübel oder Fließen der Ankerplatte, wird hierbei exemplarisch für das Befestigungsmittel „Kopfbolzen“ durchgeführt, um das Anschlusstragverhalten (Tragfähigkeit, Steifigkeit und Duktilität) zu ermitteln. Dadurch wird eine Berechnung von stabilitätsempfindlichen Tragwerken, wie z. B. der Rahmen in Abbildung 1-8, unter Berücksichtigung der Anschlusssteifigkeit möglich.

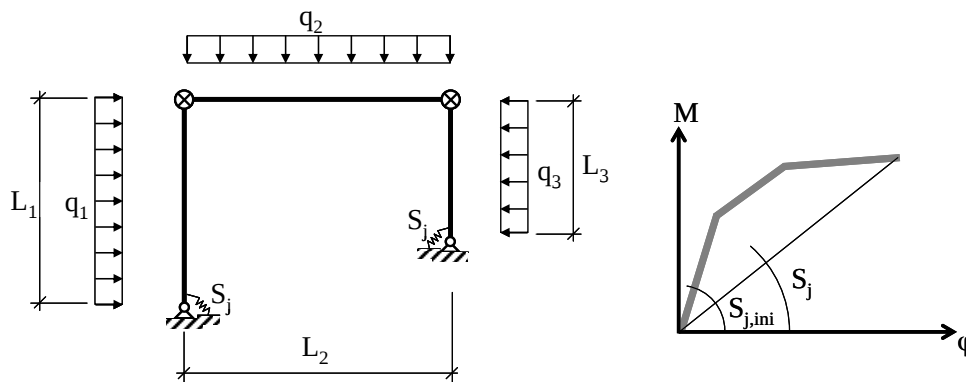


Abbildung 1-8: Tragwerksberechnung unter Berücksichtigung der Anschlusssteifigkeit S_j

Die Entwicklung eines mechanischen Modells zur Beschreibung des inneren Kraftflusses dient als Grundlage des erweiterten Komponentenmodells. Auch sollen erste Schritte aufgezeigt werden einen wirtschaftlicheren Einsatz von Rückhängebewehrung im randfernen bzw. randnahen Bereich zu ermöglichen, da diese Einbausituation von Ankerplatten in der Praxis ein großes Anwendungsspektrum aufweist und bisher sehr konservativ bemessen werden muss.

1.5 Aufbau der Arbeit

In Kapitel 2 wird der Stand der Technik für die Anwendung von Kopfbolzen aus Sicht des Stahl- und Verbundbaus sowie der Befestigungstechnik zusammengefasst. Es wird ein Überblick über die bisher durchgeführten Untersuchungen an Stützenfüßen mit Ankerplatten und über das im Stahl- und Verbundbau übliche Komponentenverfahren für Stützenfüße gegeben. Auch werden die noch offenen Fragen für die Bemessung von Ankerplatten mit der Komponentenmethode aufgezeigt. Das in der Befestigungstechnik verwendete CC-Verfahren für die wirklichkeitsnahe Bemessung von

Befestigungen im unbewehrten Beton wird zusammen mit verschiedenen Modellen zur Berücksichtigung von Rückhängebewehrung vorgestellt.

In Kapitel 3 sind die Ergebnisse der am Institut für Konstruktion und Entwurf der Universität Stuttgart durchgeführten Untersuchungen (*Kuhlmann/Imminger 2003*) zum Tragverhalten von steifen Ankerplatten im bewehrten und unbewehrten Beton ohne Randabstände dargestellt. Das Tragverhalten von steifen Ankerplatten und der Einfluss von Rückhängebewehrung werden aufgezeigt. Das gegenüber dem ersten mechanischen Modell von *Kuhlmann/Imminger 2003* stark überarbeitete Komponentenmodell für steife, randferne Ankerplatten mit Rückhängebewehrung wird vorgestellt und dient nach der Verifikation anhand der Versuchsdaten als Grundlage für die weiteren Untersuchungen.

In Kapitel 4 werden die eigenen durchgeführten Versuche an steifen, randnahen Ankerplatten mit Rückhängebewehrung vorgestellt. Zudem werden die numerischen Untersuchungen mit Hilfe der Finite-Elemente-Methode zur Analyse des Anschlusstragverhaltens und zur Wirkungsweise der Bügel- und Längsbewehrung dargestellt. Das hieraus in einem ersten Schritt entwickelte Modell zur Berücksichtigung von Bügelbewehrung im randnahen Bereich wird in diesem Kapitel erläutert. Mit dem entwickelten Modell werden abschließend Eigen- und Fremdversuchen nachgerechnet.

In Kapitel 5 werden die in Zusammenarbeit mit dem Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart durchgeführten Versuche und numerischen Untersuchungen beschrieben. Der Einfluss der Steifigkeit der Ankerplatte auf das Tragverhalten des Anschlusses wird aufgezeigt und erste Ansätze für das Komponentenmodell werden abgeleitet.

Kapitel 6 befasst sich mit der Entwicklung des Komponentenmodells unter Berücksichtigung der Komponentensteifigkeiten. Nach der Beschreibung und Verifizierung der Einzelkomponenten mit Federelementen werden diese Komponenten in Gruppen mit gleicher Tragwirkung zusammengefasst. Der Gesamtanschluss wird durch das Zusammenwirken der Komponentengruppen beschrieben und anhand von Versuchsdaten verifiziert. Die gewonnenen Erkenntnisse werden zusammenfassend dargestellt.

In Kapitel 7 werden die Anwendungsregeln der Einzelkomponenten dargestellt, um die Tragfähigkeit, Steifigkeit und Duktilität eines Anschlusses vereinfacht berechnen zu können.

In Kapitel 8 werden die gewonnenen Erkenntnisse der Arbeit, offene Fragen und vorhandene Modellschwächen zusammengefasst. Auch werden weitere Ansatzpunkte für die Weiterentwicklung der Komponentenmethode abschließend aufgezeigt.

1.6 Abgrenzung der Arbeit

Das Ziel, die unterschiedlichen Bemessungsmodelle der beiden Fachbereiche Befestigungstechnik und Stahlbau allgemeingültig zusammenführen, kann aufgrund der Komplexität der Aufgabe durch eine einzelne Arbeit nicht vollständig erreicht werden, da eine Vielzahl von Sonderfällen berücksichtigt werden muss. So unterscheiden sich manche Befestigungsmittel in der Tragfähigkeit nur unwesentlich, zeigen aber ein sehr unterschiedliches Verformungsverhalten untereinander auf.

Um in einem ersten Schritt die Bemessungsmodelle zusammenzuführen, wird die Aufgabenstellung der Arbeit wie folgt abgegrenzt:

- Die Entwicklung des Komponentenmodells wird für das Befestigungsmittel „Kopfbolzen“ durchgeführt. Im Rahmen der durchgeführten Forschungsvorhaben, die Grundlage dieser Arbeit sind, kamen auch Hinterschnittanker zum Einsatz, auf deren Ergebnisse im Rahmen dieser Arbeit aber nicht eingegangen wird. Eine Ausweitung des Komponentenmodells auf andere Befestigungsmittel ist jedoch unter Berücksichtigung des jeweiligen spezifischen Tragverhaltens des Befestigungsmittels möglich.
- In bisherigen Bemessungsmodellen wird ein gemeinsamer Lastabtrag von Beton und Rückhängebewehrung nicht berücksichtigt: entweder wird die Tragfähigkeit des Betongrunds oder die der Bewehrung angesetzt. Jedoch zeigen die Untersuchungen in Kapitel 3 und 4, dass die beiden Komponenten im Traglastzustand gemeinsam wirken. Deshalb wird im Rahmen dieser Arbeit ein neuer Ansatz nach *Eligehausen u.a. 2009* verwendet, der im Rahmen des Forschungsprojekts *Kuhlmann u.a. 2009* entwickelt wird. Im Rahmen dieser Arbeit wird der Ansatz nur für den Parameterbereich der durchgeführten Versuche überprüft.
- Durch die Verwendung von angeschweißten Kopfbolzen wird kein Lochspiel des Befestigungsmittels berücksichtigt. Es wird in der Regel von einem Einbau der Ankerplatte beim Herstellen des Betonbauteils, also vor Erstellen des Stahlbaus, ausgegangen. Erforderliche Toleranzen sollen durch den Stahlbau aufgenommen werden und bleiben für die Bemessung der Ankerplatte im ersten Schritt unberücksichtigt.
- Die Ankerplatten mit Kopfbolzen werden entweder bündig zur Betonoberkante oder mit der Unterkante auf gleicher Höhe wie die Betonoberkante einbetoniert. Eine Mörtelausgleichsschicht wird für diesen Fall nicht berücksichtigt.
- Als Einwirkung auf die Ankerplattenanschlüsse wird wie in Kapitel 1.2 erläutert eine im Geschoss- und Stahlhallenbau meist auftretende einachsige Belastung angesetzt: der Anschluss wird durch eine Normalkraft, eine Querkraft und eine einachsige Biegebeanspruchung belastet. Eine zweiachsige Biegung oder Torsionsbeanspruchungen wird im Rahmen dieser Arbeit nicht erfasst. Zudem wird die Beanspruchung im randnahen Bereich auf eine in Bauteillängsrichtung wirkende Querkraft beschränkt. Zur Bauteilkante wirkende Querkräfte werden in dieser Arbeit nicht behandelt.
- Die Untersuchungen werden für eine statische Belastung durchgeführt. Ein Ermüdungsverhalten durch eine sich wiederholende Belastung wird nicht berücksichtigt.
- Die Untersuchungen werden für baupraktisch relevante Abmessungen durchgeführt. Dies gilt vor allem für die experimentellen Untersuchungen, deren Anzahl aufgrund der finanziellen Möglichkeiten innerhalb der durchgeführten Forschungsvorhaben auf die gerade notwendigen Versuche beschränkt war.

2 Kenntnisstand

2.1 Allgemeines

Das Tragverhalten von Kopfbolzen, die im Verbundbau als Verbundmittel in der Schubfuge und in der Befestigungstechnik zur Zug- und Schubkrafteinleitung eingesetzt werden, wurde in zahlreichen experimentellen und numerischen Untersuchungen erforscht. Die unterschiedlichen Randbedingungen beim Einsatz der Kopfbolzen führten zu unterschiedlichen Modellen, die in den folgenden Kapiteln für die beiden Fachbereiche „Stahl- und Verbundbau“ sowie „Befestigungstechnik“ zusammengefasst werden.

In Kapitel 2.2 wird der Stand der Technik und ausgewählte durchgeführte Untersuchungen an stehenden und liegenden Kopfbolzen sowie an Ankerplattenanschlüssen seitens des Stahl- und Verbundbaus zusammengefasst. Die wichtigsten Regeln des Komponentenverfahrens für Anschlüsse im Stahlbau, insbesondere für Stützenfüße, werden beschrieben, sowie die für die Bemessung von Stützenfüßen offenen Punkte kurz erläutert.

In Kapitel 2.3 werden die elastischen und plastischen Berechnungsverfahren für Ankerplatten in der Befestigungstechnik kurz vorgestellt. Auf die wichtigsten Berechnungsansätze der Bemessungsverfahren für Befestigungen im Beton nach dem Concrete-Capacity-Verfahren (CC-Verfahren) wird zusammenfassend eingegangen.

2.2 Untersuchungen im Stahl- und Verbundbau

2.2.1 Allgemeines

Die Untersuchungen im Stahl- und Verbundbau konzentrieren sich meist auf die Tragfähigkeit von Kopfbolzen, die in Verbundkonstruktionen häufig als Verbundmittel zum Einsatz kommen. Neben den bekannten stehenden Kopfbolzen kommen gerade bei Verbundträgern mit niedriger Bauhöhe auch liegende Kopfbolzen auf, für die aufgrund der randnahen Lage einige Besonderheiten zu beachten sind. Einige ausgewählte Untersuchungen werden in Kapitel 2.2.2 sowie eingeführte Bemessungsregelungen in Kapitel 2.2.3 zusammengefasst.

Verschiedene Untersuchungen zu Anschlüssen mit Ankerplatten wurden seitens des Stahl- und Verbundbaus durchgeführt, deren Motivation u. a. die Beschreibung des Anschlussverhaltens wie die Tragfähigkeit und die Steifigkeit mit Hilfe einfacher Modelle war. Ausgewählte Untersuchungen werden in Kapitel 2.2.4 beschrieben.

Abschließend werden in Kapitel 2.2.5 die für Stützenfüße mit Ankerplatten wichtigsten Regeln der im Stahl- und Verbundbau erfolgreich eingeführten Komponentenmethode nach *DIN EN 1993-1-8:2005-07* zusammengefasst und die noch offenen Fragen zur Anwendung der Komponentenmethode bei Ankerplatten mit Kopfbolzen herausgearbeitet.

2.2.2 Untersuchungen zu Kopfbolzen

2.2.2.1 Untersuchungen von Ollgaard

In *Ollgaard u.a. 1971* wurde mit Hilfe von 48 Push-Out-Versuchen die Kraft-Schlupf-Beziehung von Kopfbolzen in Normal- und Leichtbetonplatten als Verbundmittel für Verbundträger untersucht. Die Abmessungen der Versuchskörper entsprachen einer im Verbundbau üblichen Einbausituation, siehe Abbildung 2-1, mit stehenden Kopfbolzen ohne Einfluss einer randnahen Lage.

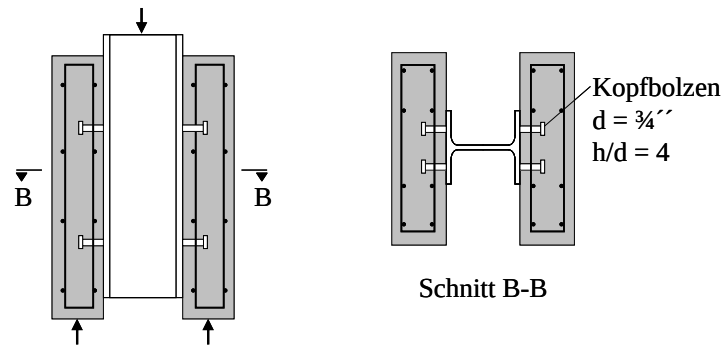


Abbildung 2-1: Versuchskörper für Push-Out-Versuche mit Kopfbolzen in *Ollgaard u.a. 1971*

Als Ergebnis wird in *Ollgaard u.a. 1971* eine Bemessungsgleichung für die Tragfähigkeit der Kopfbolzen auf Schub nach Gl. 2-1 vorgeschlagen, die abhängig von der Dübellfläche A_s (inch²), der Betondruckfestigkeit f_c (ksi) und dem Elastizitätsmodul E_c (ksi) bestimmt wird und in Abbildung 2-2 den Versuchsergebnissen gegenübergestellt ist. Die zugehörige Kraft-Schlupf-Beziehung für Kopfbolzen ist in Gl. 2-2 in Abhängigkeit vom Schlupf Δ angegeben.

Bei Push-Out-Versuchen verschiebt sich der Flansch des Stahlträgers praktisch parallel zur Betonoberfläche, analog zu der Belastung der Kopfbolzen bei Verbundträgern. Bei Anschlüssen verdreht sich die Ankerplatte gegenüber der Betonoberfläche. Dies führt zu einer geringeren Tragfähigkeit und Steifigkeit von Kopfbolzen bei Ankerplatten gegenüber Verbundträgern und somit zu den Ergebnissen von *Ollgaard u.a. 1971*.

$$V_u = 0,5 \cdot A_s \cdot \sqrt{f_c \cdot E_c} \quad \text{Gl. 2-1}$$

$$V(\Delta) = V_u \cdot (1 - e^{-18\Delta})^{0,4} \quad \text{Gl. 2-2}$$

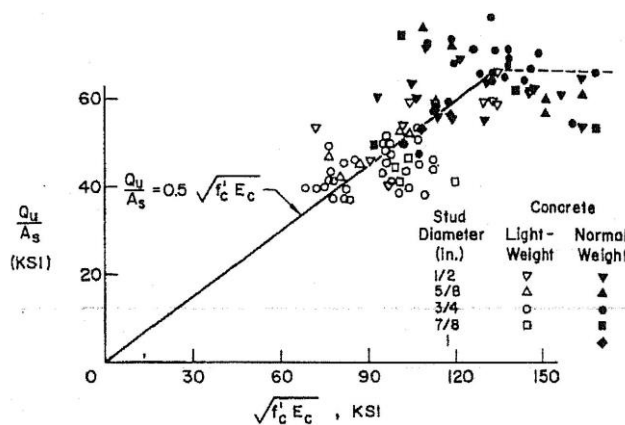


Abbildung 2-2: Versuchsergebnisse und Bemessungsvorschlag nach *Ollgaard u.a. 1971*

2.2.2.2 Untersuchungen von Roik, Bode und Hanenkamp

An der Ruhr-Universität Bochum wurden verschiedene experimentelle und theoretische Untersuchungen (Roik u.a. 1978, Roik u.a. 1981) zur Zugtragfähigkeit von Kopfbolzen durchgeführt, deren Ergebnisse in Bode/Hanenkamp 1985 zusammengefasst sind und Grundlage der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung für Nelson-Kopfbolzen waren.

Untersucht wurden Einzel- als auch Gruppenverankerungen mit und ohne Randeinfluss im unbewehrten Beton. Die Auswertung von ca.150 Versuchen an Einzelbolzen ergab eine mittlere Betonbruchlast N_u nach Gl. 2–3, siehe auch Abbildung 2-3a. Diese Bruchlast liegt für sehr schlanke Kopfbolzen mit $d_2/h_{ef} = 0,1$ bis zu 22% unter der Tragfähigkeit nach dem in der Befestigungstechnik angewendeten CC-Verfahren, siehe Kapitel 2.3.4.

$$N_u = 10,96 \cdot \sqrt{h_{ef}} \cdot (h_{ef} + d_2) \cdot \sqrt{f_{ct,w}} \quad \text{Gl. 2-3}$$

$$N_u = 11 \cdot h_{ef}^{1,5} \cdot \left(1 + \frac{d}{h_{ef}}\right) \cdot \sqrt{f_{cc,200}} \quad \text{Gl. 2-3a}$$

Neben der reinen Zugtragfähigkeit wurde eine kombinierte Zug-/Schubbeanspruchung der Kopfbolzen untersucht. Die Auswertung der Ergebnisse führte zu der in Abbildung 2-3b dargestellten Interaktionsbeziehung (Gl. 2–4 bis Gl. 2–6), die in dieser Form auch in der Befestigungstechnik nach CEN/TS 1992-4-2:2007 verwendet wird. Eine Reduktion der Tragfähigkeit ist nur dann erforderlich, wenn die Zug- oder Schubbeanspruchung 20% der zulässigen Maximalwerte überschreitet.

$$N_{Ed}/N_{Rd} + V_{Ed}/V_{Rd} \leq 1,2 \quad \text{Gl. 2-4}$$

$$N_{Ed}/N_{Rd} \leq 1 \quad \text{Gl. 2-5}$$

$$V_{Ed}/V_{Rd} \leq 1 \quad \text{Gl. 2-6}$$

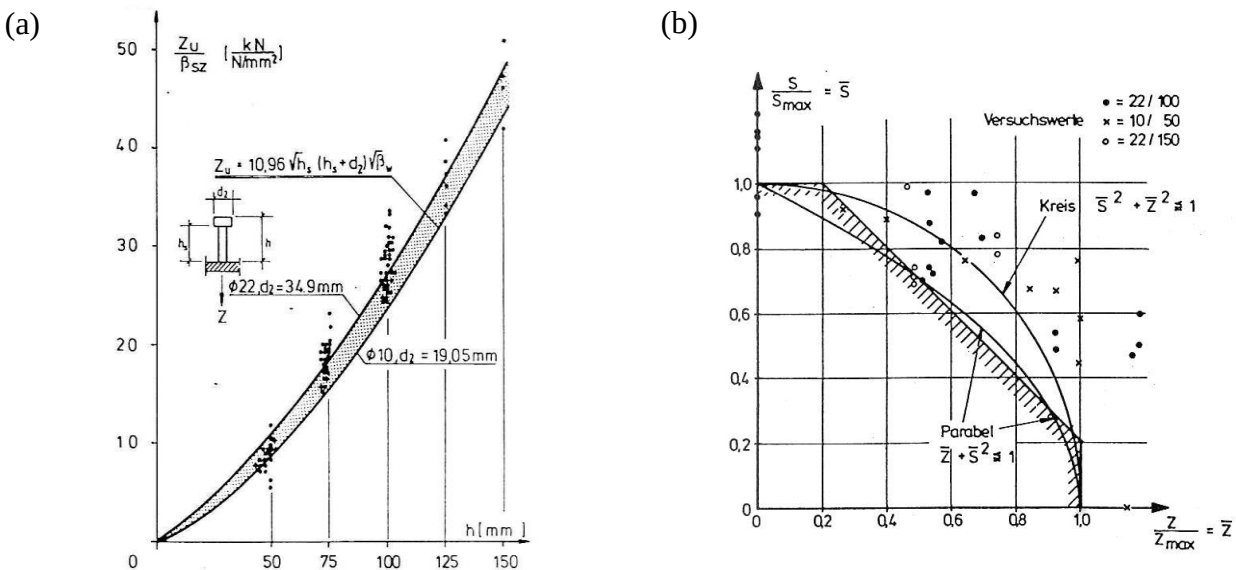


Abbildung 2-3: (a) Zugtragfähigkeit von Einzelbolzen nach Bode/Hanenkamp 1985 (b) Interaktionsbeziehung zur Bolzenbemessung nach Bode/Hanenkamp 1985

2.2.2.3 Untersuchungen von Johnson und Oehlers

Die in *Johnson/Oehlers 1987* halb-empirisch hergeleitete Tragfähigkeit von Kopfbolzen in Vollbetonplatten basiert auf der Auswertung von 110 Push-Out-Versuchen, so auch die Versuchswerte von *Ollgaard u.a. 1971*. Danach ergibt sich die mittlere Schubtragfähigkeit P_u eines Kopfbolzens in Push-Out-Versuchen nach Gl. 2–7.

$$P_u = 5,0 \cdot A_s \cdot f_u \cdot \left(\frac{E_c}{E_s} \right)^{0,4} \cdot \left(\frac{f_c}{f_u} \right)^{0,35} \quad \text{Gl. 2–7}$$

Bei Push-Out-Versuchen treten in der Schubfuge zwischen Stahlflansch und Betonplatte Zug- und Druckkräfte auf, die die Tragfähigkeit der Kopfbolzen beeinflussen. Der Einfluss einer planmäßigen Normalkraft im Kopfbolzen wurde in einer Versuchsreihe untersucht und mittels Regressionsanalyse ausgewertet. Daraus ergibt sich eine Abminderung der Tragfähigkeit P_u^* von Kopfbolzen in Verbundträgern, für die keine Normalkraftbelastung der Kopfbolzen unterstellt wird, gegenüber der ermittelten Tragfähigkeit in Push-Out-Versuchen auf ca. $0,81 \cdot P_u$, siehe auch Gl. 2–8.

$$P_u^* = 4,1 \cdot A_s \cdot f_u \cdot \left(\frac{E_c}{E_s} \right)^{0,4} \cdot \left(\frac{f_c}{f_u} \right)^{0,35} \quad \text{Gl. 2–8}$$

2.2.2.4 Untersuchungen von Lungershausen

Für Kopfbolzen in Vollbetonplatten beschreibt *Lungershausen 1988* das Tragverhalten der Bolzen über verschiedene Traglastanteile in Abhängigkeit des Schlupfes bzw. der Höhe der Schubbeanspruchung, siehe Abbildung 2-4. Zu Beginn der Belastung wird der Schub über eine Druckstrebe am Dübelfuß übertragen (Lastanteil A). Aufgrund der auftretenden Betonschädigung am Dübelfuß wandert die resultierende Druckkraft mit zunehmender Beanspruchung nach oben und führt zu einer Biegebeanspruchung im Dübelschaft (Lastanteil B). Mit zunehmendem Schlupf in der Verbundfuge wird der Kopfbolzen ausgelenkt und erhält eine Zugbeanspruchung (Lastanteil C), die im Gleichgewicht mit der daraus resultierenden Druckkraft zwischen Beton und Trägerflansch steht und zu Reibungskräften (Lastanteil D) führt.

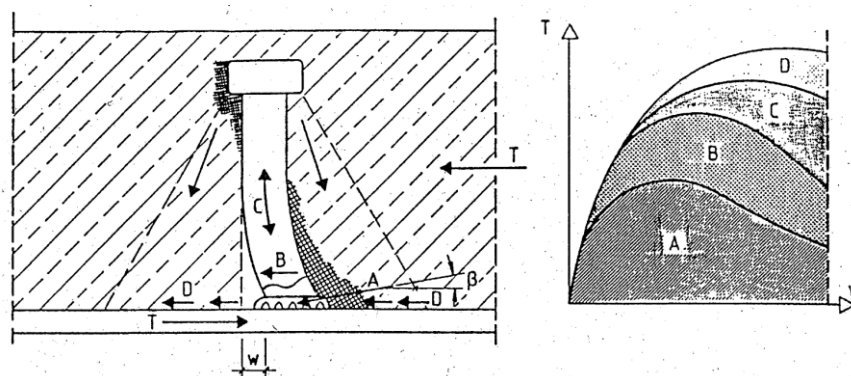


Abbildung 2-4: Traglastanteile eines Kopfbolzens nach *Lungershausen 1988*

Überträgt man die Aufteilung in unterschiedliche Lastanteile nach *Lungershausen 1988* auf Kopfbolzen bei Ankerplattenanschlüssen, so können nicht alle Lastanteile aktiviert werden und die Tragfähigkeit erreicht nicht die Tragfähigkeit des Kopfbolzens als Verbundmittel auf Verbundträgern.

Aufgrund einer Verdrehung bzw. Abhebens der Ankerplatte, siehe Abbildung 2-5b, kann die Zugkraft N im Kopfbolzen (Lastanteil C) nur bedingt über eine Druckkraft D zwischen Beton und Ankerplatte kurz geschlossen werden. Die Zugkraft muss durch den Betongrund aufgenommen werden und kann mit zunehmender Belastung zum Betonausbruch auf der rückwärtigen Seite führen, siehe auch Kapitel 2.3.4.3.c. Durch den fehlenden Druckkraftanteil reduziert sich der über Reibung zwischen Stahl und Beton übertragbare Kraftanteil V_f nach Abbildung 2-5a.

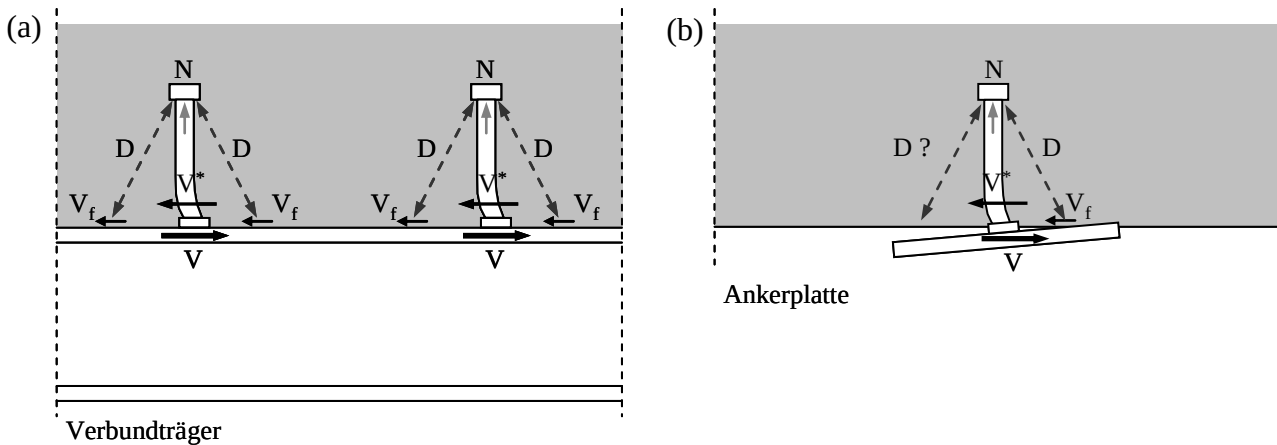


Abbildung 2-5: (a) Kopfbolzen als Verbundmittel bei Verbundträgern und (b) Kopfbolzen als Schubdübel bei Ankerplatten

In *Lungershausen 1988* wird für die Tragfähigkeit eines Kopfbolzens als Verbundmittel in einer Vollbetonplatte P_t nach Gl. 2–9 vorgeschlagen. Dies entspricht der Tragfähigkeit des Betons im Bereich der Lasteinleitung des Bolzens bzw. der Betonlochleibung und berücksichtigt kein Stahlversagen oder Betonausbruch.

$$P_t = 0,034 \cdot d^2 \cdot f_c^{2/3} \quad \text{Gl. 2–9}$$

In *Lungershausen 1988* wird ebenfalls ein Modell zur Tragfähigkeit von Kopfbolzen in Betonrippen bei Verwendung von Trapezblechen und in Vollbetonplatten vorgestellt. Die Tragfähigkeit des Kopfbolzens bestimmt sich aus einem vereinfachten Traglastmodell mit Ausbildung zweier Fließgelenke im Bolzenschaft. Vorausgesetzt für dieses Stahlversagen des Kopfbolzens wird eine ausreichende Verankerung des Kopfbolzens in der Betonplatte.

2.2.2.5 Untersuchungen von Roik und Hanswille

Eine statistische Auswertung von durchgeführten Versuchsreihen an Push-Out-Körpern mit Kopfbolzen in Vollbetonplatten wurde in *Roik u.a. 1988* durchgeführt. Im Vergleich zu den angepassten Berechnungsmodellen nach *Ollgaard u.a. 1971* und *Johnson/Oehlers 1987* zeigen beide eine zufriedenstellende Übereinstimmung der Ergebnisse, so dass für die Bemessung von Kopfbolzen in Vollbetonplatten die in Gl. 2–10 und Gl. 2–11 dargestellten Berechnungsformeln in Anlehnung an *Ollgaard u.a. 1971* vorgeschlagen werden, die ein „Abscheren des Bolzens“ und ein Versagen des Betons, der „Betonlochleibung“, berücksichtigen.

$$P_{Rd,1} = \frac{1}{3} \cdot A_s \cdot \alpha \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} \cdot \frac{1}{\gamma_V} \approx 0,26 \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} \cdot \frac{1}{\gamma_V} \quad \text{Gl. 2–10}$$

$$P_{Rd,2} = 0,85 \cdot A_s \cdot f_{uk} \cdot \frac{1}{\gamma_V} \quad \text{Gl. 2-11}$$

mit

$$\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \leq 1; \quad 3 \leq \left(\frac{h_{sc}}{d} \right) \leq 4$$

$$\gamma_V = 1,2$$

Durch eine weitere statistische Auswertung von Push-Out-Versuchen, vgl. auch *Hanswille 2003*, wurden die Bemessungsformeln nach Gl. 2-10 und Gl. 2-11 angepasst und finden sich in *DIN 18800-5:2007-03* und *DIN EN 1994-1-1:2006-07* wieder, siehe Erläuterungen in Kapitel 2.2.3.1.

2.2.2.6 Untersuchungen von Oehlers

Bei einer Lasteinleitung über Kopfbolzen treten Zugspannungen und Längsrisse in der Betonplatte auf. Hierbei kann die aufnehmbare Dübelkraft durch diese Längsrisse deutlich abfallen, wie *Oehlers 1989* für Einzelbolzen und Bolzenreihen gezeigt hat. In *Oehlers/Park 1992* wurden experimentelle Untersuchungen zum Einfluss der Längsrisse in der Betonplatte auf die Tragfähigkeit von Kopfbolzen durchgeführt. Als Ergebnis hat sich gezeigt, dass durch die Anordnung einer Spaltbewehrung im Lasteinleitungsbereich der Kopfbolzen die Tragfähigkeit und Duktilität der Kopfbolzen gewährleistet werden kann.

2.2.2.7 Untersuchungen von Breuninger und Kürschner

Systematische Untersuchungen zu liegenden Kopfbolzen haben *Breuninger 2000* und *Kürschner 2003* durchgeführt. Aufgrund des geringen Randabstands bei liegenden Kopfbolzen können in der Verbundfuge zwischen Stahlprofil und Betonplatte Risse aus Längs- oder Querschub der Kopfbolzen auftreten, siehe Abbildung 2-6. In der Befestigungstechnik entspricht dies den Versagensarten des Betonsplattens bzw. des Betonkantenbruchs. In *Breuninger 2000* wurden experimentelle und numerische Untersuchungen zum Längsschub durchgeführt, die durch *Kürschner 2003* für Querschub und kombinierten Längs- und Querschub vervollständigt wurden. Dabei wird die Tragfähigkeit der liegenden Kopfbolzen durch eine vorhandene Bügelbewehrung, die dem Betonversagen entgegenwirkt, sichergestellt.

Die Ergebnisse der Untersuchungen von *Breuninger 2000* und *Kürschner 2003* sind in die gültigen Normen eingeflossen und werden in Kapitel 2.2.3.2 dargestellt.

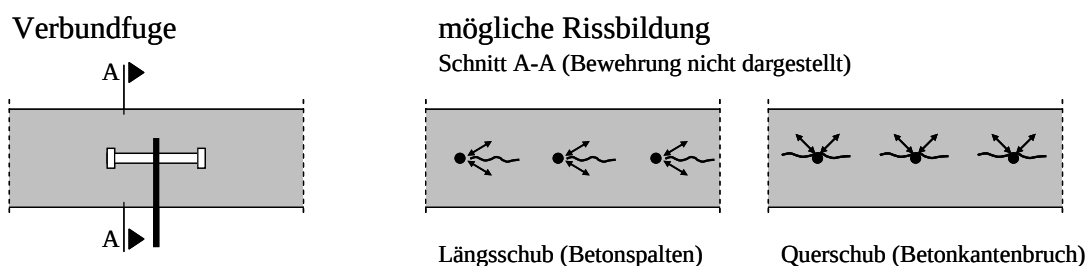


Abbildung 2-6: Verbundträger mit liegenden Kopfbolzen mit Rissbildung unter Längs- und Querschub nach *Kürschner 2003*

2.2.3 Bemessungsregeln für Kopfbolzen

2.2.3.1 Stehende Kopfbolzen

Zur Längsschubsicherung bei Verbundträgern kann die Tragfähigkeit von Kopfbolzen nach *DIN 18800-5:2007-03* aus dem kleineren Wert aus „Stahlbruch“ nach Gl. 2–12 und „Betonversagen“ nach Gl. 2–13 bestimmt werden.

$$P_{Rd} = 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot \frac{1}{\gamma_V} \quad \text{Gl. 2–12}$$

$$P_{Rd} = 0,25 \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} \cdot \frac{1}{\gamma_V} \quad \text{Gl. 2–13}$$

mit

f_u Zugfestigkeit des Bolzenmaterials

$$f_u \leq 450 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \leq 1$$

$$3 \leq \left(\frac{h_{sc}}{d} \right) \leq 4$$

h_{sc} Nennwert der Gesamthöhe des Kopfbolzens

d Schaftdurchmesser des Kopfbolzens

$$16 \text{ mm} \leq d \leq 25 \text{ mm}$$

Nach *DIN EN 1994-1-1:2006-07* darf die Zugfestigkeit mit $f_u \leq 500 \text{ N/mm}^2$ angesetzt werden und der Beiwert in Gl. 2–13 wird mit 0,29 anstatt 0,25 angesetzt, da nach *DIN EN 1994-1-1:2006-07* der beobachtete Traglastabfall von ca. 15% bei konstantem Weg in Push-Out-Versuchen noch nicht berücksichtigt wurde. Gemäß Nationalem Anhang wird dies in Deutschland jedoch über einen höheren Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_V = 1,5$ wieder kompensiert.

Der Einfluss einer planmäßigen Dübelzugkraft F_{ten} kann vernachlässigt werden, sofern sie 10% der zulässigen Schubkraft P_{Rd} nicht überschreitet. Für randnah angeordnete Kopfbolzen, bei denen Spaltzugkräfte in Dickenrichtung des Betongurts entstehen können, ist eine für die Spaltzugkraft $F_{ZV} = 0,3 \cdot P_{Rd}$ bemessene Bügelbewehrung konstruktiv nach Abbildung 2-7 auszuführen. Außerdem sind die randnah angeordneten Dübel immer als liegende Kopfbolzen nach Kapitel 2.2.3.2 zu bemessen, vgl. *DIN 18800-5:2007-03, Anhang A*.

Als Duktilitätskriterium müssen die Kopfbolzen ein charakteristisches Verformungsvermögen von mindestens $\delta_{uk} = 6 \text{ mm}$ aufweisen. Für die Kraft-Schlupf-Beziehung kann vereinfacht mit einer Steifigkeit von $c_s = 3000 \text{ kN/cm}$ bis zum Erreichen der Tragfähigkeit gerechnet werden.

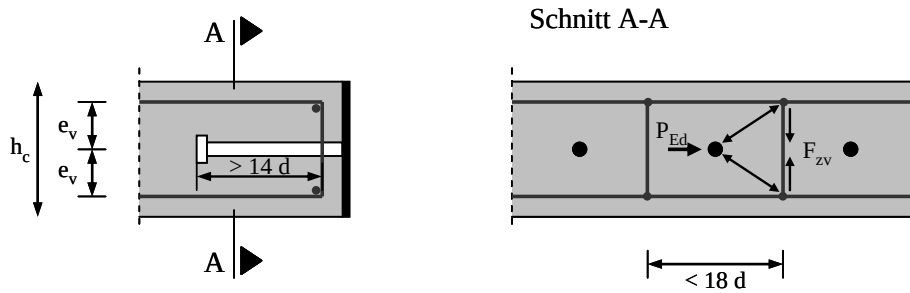


Abbildung 2-7: Bügelbewehrung zur Aufnahme der Spaltzugkräfte

2.2.3.2 Liegende Kopfbolzen

Für liegende Kopfbolzen, die in einer randnahen Lage im Betongurt des Verbundträgers liegen und Spaltzugkräfte in Gurtdickenrichtung erzeugen, ist die Tragfähigkeit neben dem Bemessungswert P_{Rd} nach Gl. 2–12 und Gl. 2–13 zusätzlich durch den Wert $P_{Rd,L}$ nach Gl. 2–14 zu begrenzen. Die maßgebenden Bemessungsparameter sind für einen Kopfbolzen in Mittellage bzw. Randlage in Abbildung 2-8 dargestellt.

- Tragfähigkeit längs zur Gurtdickenrichtung:

$$P_{Rd,L} = 1,4 \cdot k_V \cdot (f_{ck} \cdot d \cdot a_r')^{0,4} \cdot \left(\frac{a_s}{s} \right)^{0,3} \cdot \frac{1}{\gamma_V} \quad \text{Gl. 2–14}$$

mit

a_r' wirksamer Randabstand

$$a_r' = a_r - c_V - 0,5 \cdot d_s \geq 50 \text{ mm}$$

$k_V = 1,00$ Beiwert für Dübel in Randlage

$k_V = 1,14$ Beiwert für Dübel in Mittellage

$$19 \text{ mm} \leq d \leq 25 \text{ mm}$$

$\frac{h}{d} \geq 4$ Höhenverhältnis des Dübels

a Achsabstand der Dübel

$$110 \text{ mm} \leq a \leq 440 \text{ mm}$$

s Achsabstand der Bügel

$$\frac{a}{2} \leq s \leq a$$

$$s \leq 3 \cdot a_r'$$

$d_s \leq 8 \text{ mm}$ Stabdurchmesser der Bügelbewehrung

$d_l \leq 10 \text{ mm}$ Stabdurchmesser der Längsbewehrung

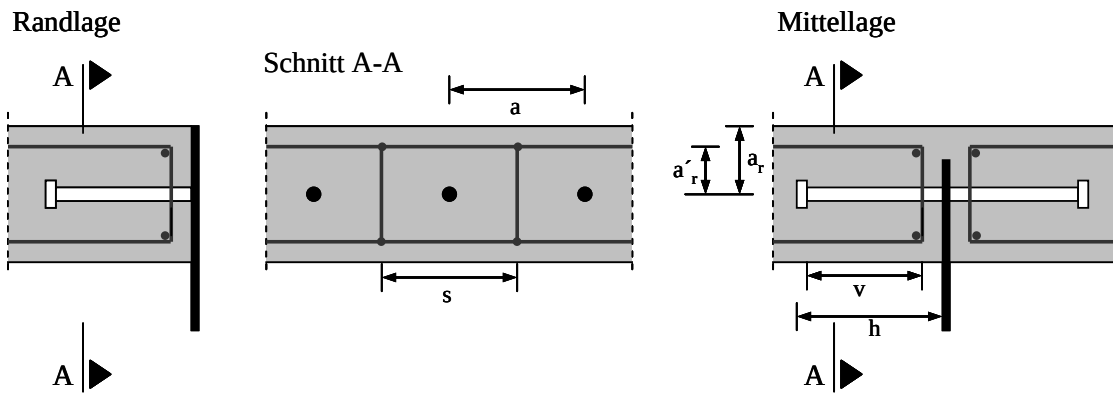


Abbildung 2-8: Bemessungsparameter für liegende Kopfbolzen in Mittel- und Randlage

Werden die längs zur Gurtdickenrichtung beanspruchten Kopfbolzen aufgrund der Auflagerung des Gurtes zusätzlich quer zur Gurtdickenrichtung beansprucht, so sind die Kopfbolzen mit Hilfe der Tragfähigkeit $P_{Rd,V}$ nach Gl. 2–15 in Querrichtung und für Träger in Randlage zusätzlich mit der Interaktionsbeziehung nach Gl. 2–16 nachzuweisen.

- Tragfähigkeit quer zur Gurtdickenrichtung:

$$P_{Rd,V} = 0,012 \cdot k_V \cdot (f_{ck} \cdot d_l)^{0,5} \cdot \left(\frac{d \cdot a}{s} \right)^{0,4} \cdot (d_s)^{0,3} \cdot (a'_{r,o})^{0,7} \cdot \frac{1}{\gamma_V} \quad \text{Gl. 2–15}$$

mit

$a'_{r,o}$ wirksamer oberer Randabstand

$$a'_{r,o} = a_{r,o} - c_V - 0,5 \cdot d_s \leq 50 \text{ mm}$$

$$h \leq 100 \text{ mm}$$

$$110 \text{ mm} \leq a \leq 250 \text{ mm}$$

$$d_s \leq 12 \text{ mm}$$

$$d_l \leq 16 \text{ mm}$$

- Interaktionsbeziehung:

$$\left(\frac{F_{d,L}}{P_{Rd,L}} \right)^{1,2} + \left(\frac{F_{d,V}}{P_{Rd,V}} \right)^{1,2} \leq 1,0 \quad \text{Gl. 2–16}$$

Generell ist die Bügelbewehrung so zu bemessen, dass die in Gurtdickenrichtung wirkende Spaltzugkraft aufgenommen werden kann.

- Nachweis der Bügelbewehrung:

$$T_d \geq 0,3 \cdot P_{Rd,L} \quad \text{Gl. 2–17}$$

Die Bemessungsregeln für stehende und liegende Kopfbolzen nach Kapitel 2.2.3 sind auf Befestigungen nur schwer übertragbar, da hierfür eine gezielte Bewehrungsführung im Bereich der Kopfbolzen erforderlich ist.

2.2.4 Untersuchungen zu Ankerplattenanschlüssen

2.2.4.1 Untersuchungen von DeWolf und Sarisley

In *DeWolf 1978* werden Stützenfüße mit einbetonierten Ankerschrauben unter einer exzentrischen Druckkraft und in *DeWolf/Sarisley 1980* Stützen mit exzentrischer Druckkraft und zusätzlichem Moment untersucht. Bei den durchgeführten Versuchen treten Stahlversagen der Anker und Versagen des Betonsockels auf Druck auf. Schwerpunkt der Untersuchungen ist die Verteilung der Betondruckspannungen unter der Fußplatte. Bei Randlage auf der Druckseite einer sehr steifen durch ein Moment beanspruchten Ankerplatte kann es für weiche Anker zu einem frühzeitigen Versagen des Anschlusses auf der Druckseite kommen. Durch die Verdrehung der beanspruchten Ankerplatte stellt sich die Ankerplatte an der Kante auf und führt zu einer konzentrierten, lokalen Betondruckspannung am Plattenrand und bei Laststeigerung schließlich zu einem Betonversagen. Somit ist bei randnahen Ankerplatten eine zu hohe Steifigkeit der Ankerplatte zu vermeiden.

2.2.4.2 Untersuchungen von Picard und Beaulieu

In *Picard/Beaulieu 1985* werden theoretische und experimentelle Untersuchungen zum Rotationsverhalten von Stützenfüßen mit 2 bzw. 4 langen, einbetonierten Ankerschrauben beschrieben. Die Versuche mit zwei unterschiedlichen Lasteinleitungen, siehe Abbildung 2-9, zeigen einen signifikanten Einfluss einer vorhandenen Stütznormalkraft auf die Steifigkeit des Anschlusses. Für die durchgeführten Versuche liegen gemessene Momenten-Rotations-Kurven der Anschlüsse bis zum Erreichen der Traglast bei einem Stahlversagen der Ankerschrauben oder der plastischen Tragfähigkeit des Stützenprofils vor.

Für die numerischen Betrachtungen wird ein Modell entsprechend Abbildung 2-10a verwendet, das analog zur Biegebemessung von Stahlbetonbauteilen die Tragfähigkeit des Anschlusses bestimmt. Durch die Verwendung von langen Ankerschrauben wird ein Versagen durch Betonausbruch ausgeschlossen. Die experimentell bestimmten Momenten-Rotations-Kurven berücksichtigen keinen Einfluss von Querkraften, die bei praktisch ausgeführten Anschlüssen jedoch meist auftreten.

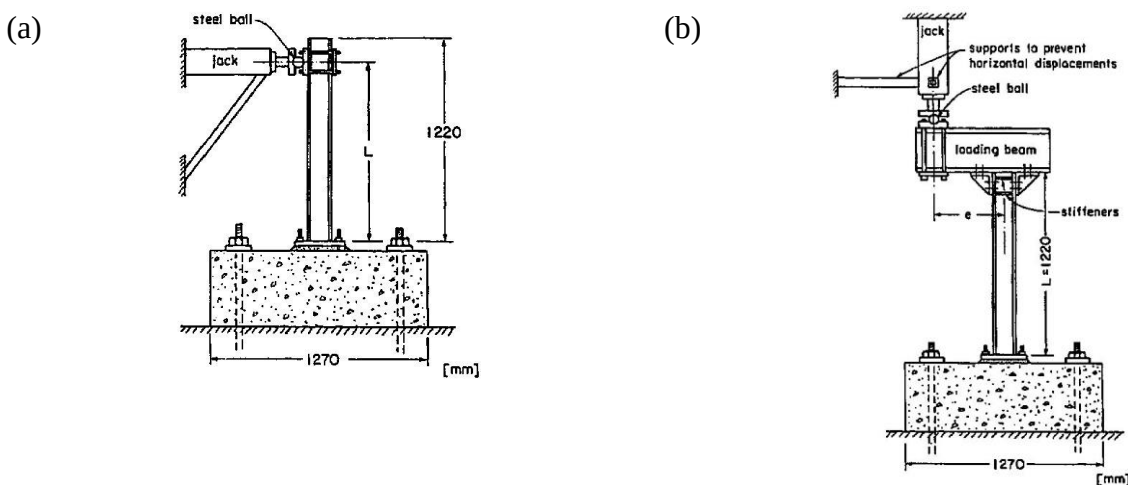


Abbildung 2-9: Versuchsanordnung für (a) überwiegende Biegebelastung (b) kombinierte Druck- und Biegebelastung nach *Picard/Beaulieu 1985*

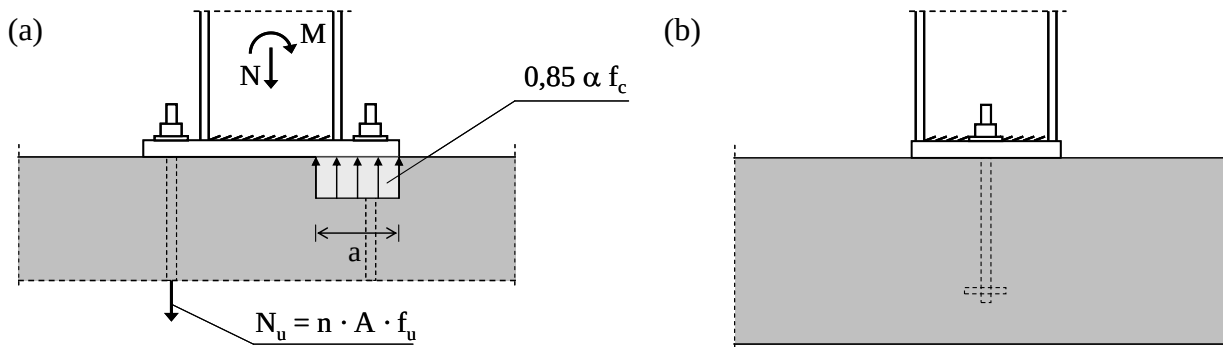


Abbildung 2-10: (a) Rechenmodell für Stützenfüße mit überwiegender Biegebelastung entsprechend einer Stahlbetonbalkenbiegebemessung nach *Picard/Beaulieu 1985* (b) Anschluss mit mittig angeordneten Ankerschrauben

Für Stützenfüße mit mittig angeordneten Ankerschrauben, siehe Abbildung 2-10b, wird meist die konservative Annahme eines gelenkigen Anschlusses getroffen, obwohl der Stützenfuß eine nicht zu vernachlässigende Anschlusssteifigkeit besitzt. In *Picard/Beaulieu 1987* wird der positive Einfluss dieser vorhandenen Steifigkeit für stabilitätsempfindliche Stützen oder Rahmensysteme aufgezeigt, insbesondere da die Stützennormalkraft die Steifigkeit, wie in *Picard/Beaulieu 1985* gezeigt, deutlich erhöhen kann.

2.2.4.3 Untersuchungen von Melchers

Hon/Melchers 1987 und *Hon/Melchers 1988* beschreiben ein empirisches Modell, verifiziert anhand von 26 Versuchen, für das Momenten-Rotations-Verhalten von sog. „gelenkigen“ Stützenfüßen mit zwei bzw. vier langen Ankerschrauben. Anhand der plastischen Momententragfähigkeit M_p des Anschlusses, der elastischen Steifigkeit K_i und der Steifigkeit K_p im Verfestigungsbereich kann das Moment M über die zugehörige Rotation φ nach Gl. 2–18 bestimmt werden.

$$M(\varphi) = M_p \cdot \left\{ 1 - \exp \left[\frac{-(K_i - K_p + c \cdot \varphi)}{M_p} \right] \right\} + K_p \cdot \varphi \quad \text{Gl. 2-18}$$

Das Modell nach *Hon/Melchers 1987* berücksichtigt für die Berechnung der Anfangssteifigkeit die Nachgiebigkeit der Ankerplatte, die Nachgiebigkeit der Ankerschrauben, das Auftreten von Abstützkräften als auch die Biegung der Stütze und zeigt eine gute Übereinstimmung zwischen gemessenen und berechneten M - φ -Kurven, siehe Abbildung 2-11. Das Modell kann für Stützenfüße mit langen einbetonierten Ankerschrauben, die ihre Tragfähigkeit unter Stahlfließen erreichen, angewendet werden. Der Einfluss von Querkraften ist nicht berücksichtigt und schränkt das Modell in der Anwendung daher ein.

Dass der Einfluss der Knotensteifigkeit auf das Tragverhalten eines Rahmensystems unter Windbelastung signifikant ist, zeigen die rechnerischen Untersuchungen von *Melchers/Maas 1994*. So werden die auftretenden Verformungen und Schnittgrößen nicht nur durch die Anschlusssteifigkeit der reinen Stahlknoten sondern auch von den Stützenfüßen maßgeblich beeinflusst.

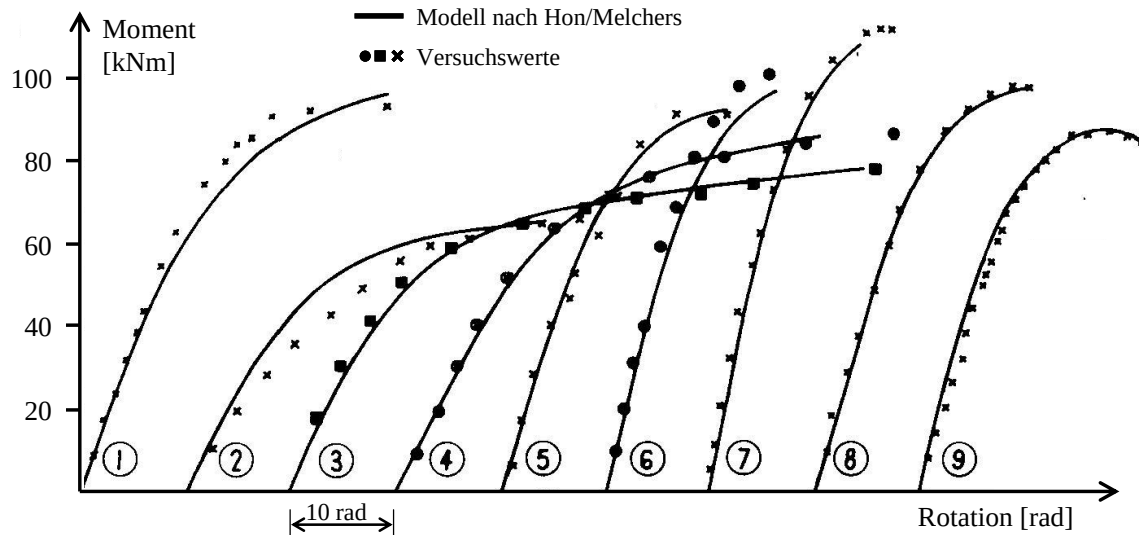


Abbildung 2-11: Vergleich der berechneten Momenten-Rotations-Kurven nach *Hon/Melchers 1987* mit den Versuchskurven 1-9

2.2.4.4 Untersuchungen von Colson und Penserini

Die Beanspruchbarkeit eines Stützenfußes wird in *Penserini/Colson 1989* in Anlehnung an *De-Wolf/Saritley 1980* durch die Tragfähigkeit des Anschlusses (Betongrund auf Druck, Ankerschraube auf Zug, Ankerplatte auf Biegung) und der Tragfähigkeit der Stütze bestimmt. Durch die Überlagerung der beiden Momenten-Normalkraft-Interaktionskurven erhält man aus dem Minimum der beiden Kurven die Beanspruchbarkeit des Stützenfußes, siehe Abbildung 2-12a.

In *Penserini 1991* und *Penserini/Colson 1992* werden theoretische und experimentelle Untersuchungen zum Tragverhalten von Stützenfüßen unter einer kombinierten Momenten- und Normalkraftbeanspruchung beschrieben. Durch die Verwendung von zwei gekoppelten Zylindern kann in den durchgeführten Versuchen jeder Punkt einer M-N-Interaktionskurve nachgefahren werden. In Abbildung 2-13 sind die Ergebnisse für unterschiedliche Lastexzentrizitäten $e = M / N$ und für unterschiedliche Normalkraftbelastungen N dargestellt.

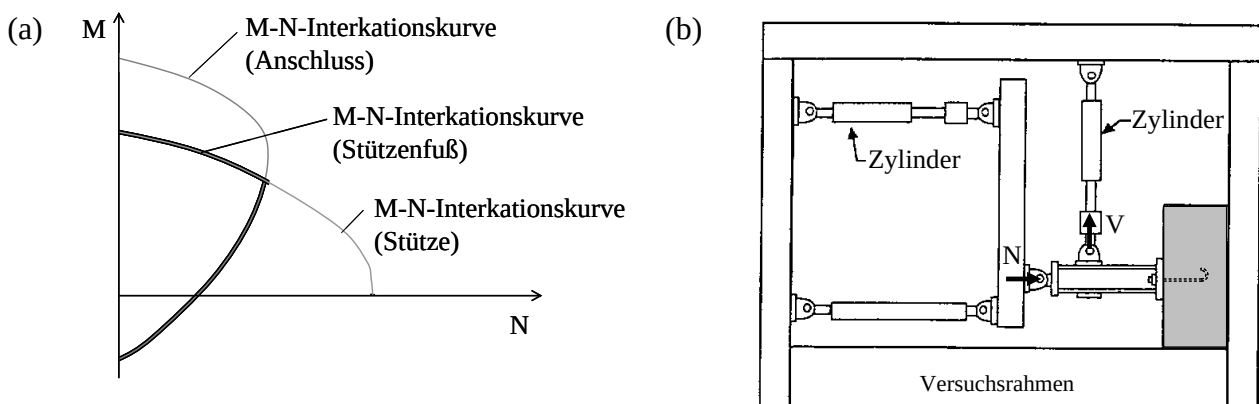


Abbildung 2-12: (a) M-N-Interaktionskurve eines Stützenfußes nach *Penserini/Colson 1989*
(b) Versuchsaufbau nach *Penserini/Colson 1992* mit zwei Zylindern

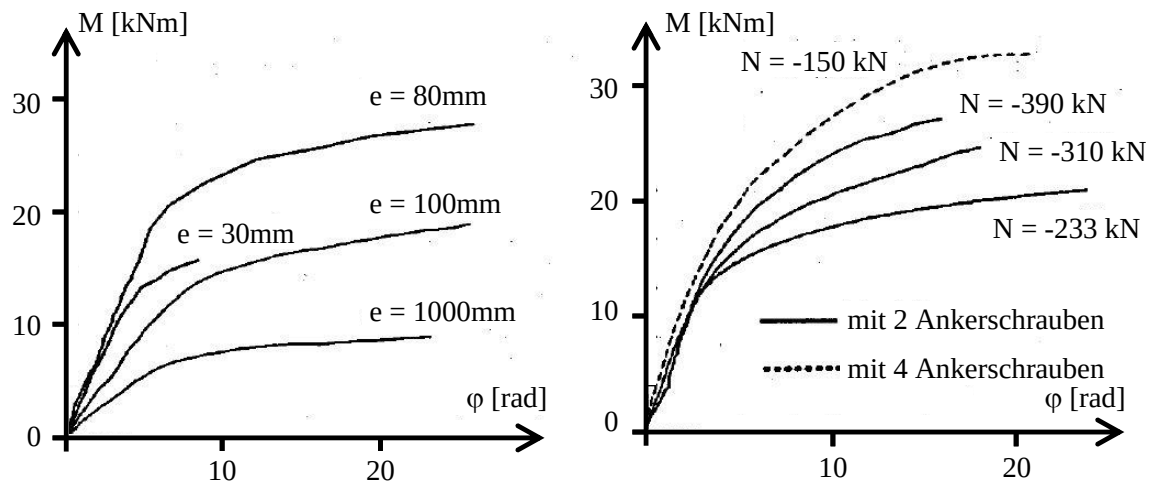


Abbildung 2-13: M- ϕ -Kurven der durchgeführten Versuche nach *Penserini/Colson 1992*

Die Steifigkeit des Stützenfußes hängt sowohl von der Lastexzentrizität e als auch der Stützennormalkraft N ab. Mit zunehmender Exzentrizität e fällt die Steifigkeit des Anschlusses, während eine Stützendruckkraft N sich im oberen Belastungsbereich positiv auf die Steifigkeit auswirkt.

Mit Hilfe eines halb-mechanischen Modells, das die nichtlineare Nachgiebigkeit der Ankerschrauben, der Ankerplatte und des Betons auf Druck berücksichtigt, konnte die Steifigkeit, also das Momenten-Rotations-Verhalten der untersuchten Stützenfüße berechnet werden. Jedoch berücksichtigt das Modell nicht den Einfluss einer Querkraft im Anschluss und ist in der Anwendung auf lange Ankerschrauben eingeschränkt.

2.2.4.5 Untersuchungen von Ermopoulos und Stamatopoulos

In *Ermopoulos/Stamatopoulos 1996a* wird für Stützenfüße mit Ankerschrauben ein theoretisches, analytisches Berechnungsmodell für die Anschlusssteifigkeit hergeleitet, das die Nachgiebigkeit der Ankerplatte und der Ankerschraube und die Verteilung der Betondruckspannungen unter der Ankerplatte berücksichtigt. Die aufwändige Berechnung der Momenten-Rotations-Kurven wird mit Hilfe eines Computerprogramms für eine abgestufte Normalkraftausnutzung in der Stütze in Diagrammen für die praktische Anwendung aufbereitet. *Ermopoulos/Stamatopoulos 1996b* erweitert die Berechnungsmethode für zyklisch beanspruchte Stützenfüße und *Stamatopoulos/Ermopoulos 1997* stellt eine Möglichkeit zur Berechnung der Tragfähigkeit von Stützenfüßen unter Berücksichtigung der Momenten-Normalkraft-Interaktion vor. Der Einfluss von Querkraften bleibt jedoch unberücksichtigt.

2.2.4.6 Untersuchungen von Guisse, Vandegans und Jaspert

In *Guisse u.a. 1996* wird die Anschlusssteifigkeit von Stützenfüßen unter kombinierter Normalkraft- und Momentenbeanspruchung experimentell und theoretisch untersucht. Durch Variation der Ankerplattendicke und der Normalkraftbelastung in der Stütze wird in den Versuchen deren Einfluss verifiziert. Als Befestigungsmittel werden zwei bzw. vier einbetonierte Ankerschrauben, die eine ausreichende Verankerungslänge zur Vermeidung eines Betonausbruchs haben, verwendet.

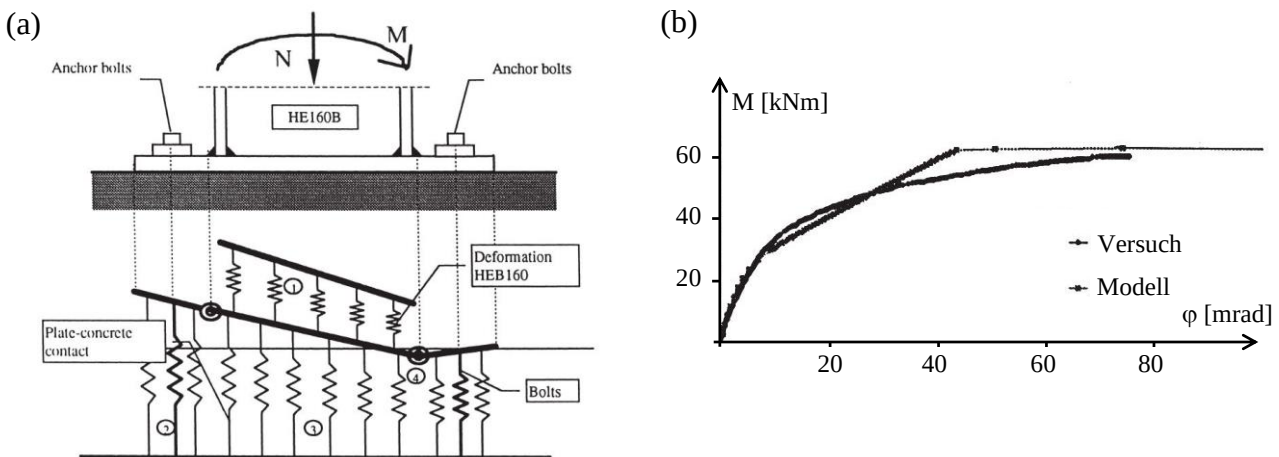


Abbildung 2-14: (a) Federmodell zur Bestimmung der $M-\phi$ -Kurve nach *Jaspart/Vandegans 1998*
 (b) Vergleich der $M-\phi$ -Kurven zwischen Versuch (4.15.100) und Modell

Die Ergebnisse der Untersuchungen sind in *Jaspart/Vandegans 1998* übersichtlich zusammengefasst. Das zur Nachrechnung der Versuchskurven verwendete Federmodell, siehe Abbildung 2-14a, basiert auf der Komponentenmethode für Stahlanschlüsse nach *ENV 1993-1-1:1992, Anhang J*. Als Komponenten im Zugbereich des Anschlusses sind die Ankerschraube und der Überstand der Ankerplatte modelliert, während im Druckbereich der Beton auf Druck, der Plattenüberstand nach *ENV 1993-1-1:1992, Anhang L* und der Stützenflansch auf Druck berücksichtigt werden.

Die Ergebnisse des mechanischen Modells, wie in Abbildung 2-14b für eine 4-fach Befestigung (Ankerplatte 15mm, Stützensnormalkraft -100kN) dargestellt, weisen eine gute Übereinstimmung zu den durchgeführten Versuchen auf, so dass die Komponentenmethode für Stützenfüße mit Ankerschrauben angewendet werden kann.

Das Verfahren der Komponentenmethode für Stützenfüße nach *DIN EN 1993-1-8:2005-07*, das in Kapitel 2.2.5 erläutert wird, entspricht im Prinzip mit einigen Verallgemeinerungen und Vereinfachungen dem Vorgehen nach *Guisse u.a. 1996*.

2.2.4.7 Untersuchungen von Wald

In *Wald 1995* wird ein umfassender Überblick über die Ausbildung und Berechnung von Stützenfüßen gegeben, so auch die Anwendung der Komponentenmethode zur Berechnung des Steifigkeitsverhaltens von Stützenfüßen, sofern kein sprödes Betonversagen auftritt. Einige Untersuchungen zu Stützenfüßen wurden initiiert, wie z.B. die Komponentenversuche in *Sokol/Wald 1997* an sogenannten T-Stummeln zur Bestimmung derer Nachgiebigkeit und Tragfähigkeit. In Abbildung 2-15a ist ein durchgeführter Versuch an einem T-Stummel auf Druck, für den die wirksame Ersatzbreite in Abhängigkeit der Dicke des Stahlflansches und der Betondruckfestigkeit ermittelt wird, dargestellt. Abbildung 2-15b zeigt einen T-Stummel auf Zug nach Stahlversagen der Ankerschraube.

In *Wald 2000*, *Wald u.a. 1998* oder *Wald u.a. 2008a* wird auf Grundlage der Komponentenmethode die Modellierung von Stützenfüßen zur Berechnung der Tragfähigkeit und Steifigkeit des Anschlusses unter Berücksichtigung der Erkenntnisse aus *Sokol/Wald 1997* anschaulich aufgezeigt.

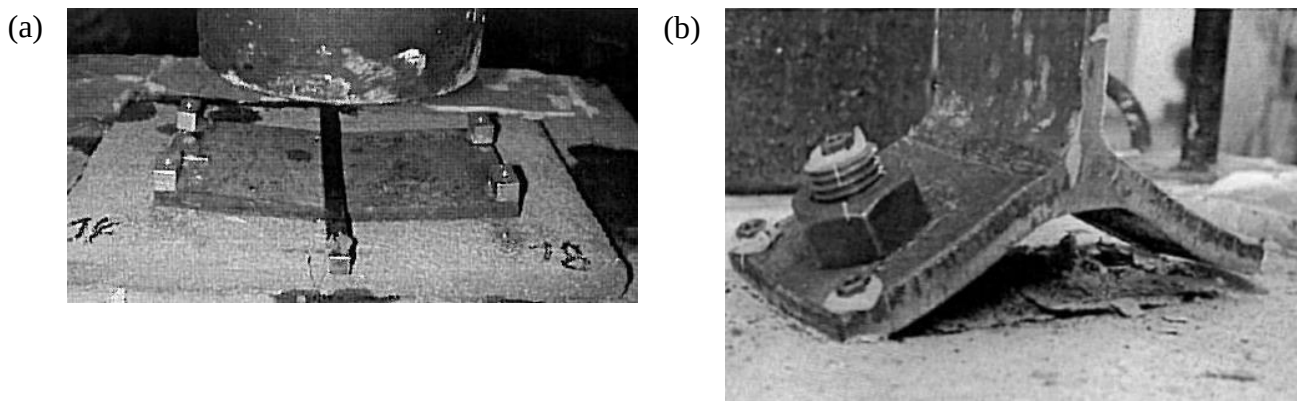


Abbildung 2-15: Untersuchte T-Stummel unter (a) Druckbeanspruchung und (b) Zugbeanspruchung nach Sokol/Wald 1997

Das Verfahren der Komponentenmethode für Stützenfüße nach *DIN EN 1993-1-8:2005-07*, das auch auf den Ergebnissen der Komponentenversuche nach Sokol/Wald 1997 basiert, wird in Kapitel 2.2.5 erläutert.

2.2.4.8 Untersuchungen von Kuhlmann und Imminger

In Kuhlmann/Imminger 2003 werden die am Institut für Konstruktion und Entwurf der Universität Stuttgart durchgeführten Versuchsreihen an einbetonierten Ankerplatten mit Kopfbolzen und anderen angeschweißten Verankerungselementen zum Einfluss einer Rückhängebewehrung beschrieben. Eine Zusammenfassung der Untersuchungen sowie die daraus gefolgerten Erkenntnisse sind in Kapitel 3 dargestellt. Das vom Autor dieser Arbeit weiterentwickelte erste mechanische Modell nach Kuhlmann u.a. 2004 ist Grundlage für das Komponentenmodell für Ankerplatten mit Kopfbolzen, siehe Kapitel 6.

Für Kopfbolzen mit geringen Randabständen ($c < 1,5 h_{ef}$) gelten nach ETAG001 2006 für die Verwendung einer Rückhängebewehrung sehr konservative Anwendungsregeln, so dass die Verwendung von Ankerplatten aufgrund der rechnerisch begrenzten Tragfähigkeiten eingeschränkt ist. Die Ergebnisse erster Tastversuche zu Ankerplatten in bewehrten, stützenartigen Betonkörpern sind in Rölle 2003 aufgeführt. Dabei zeigt sich, dass die vorhandene Bügelbewehrung die Tragfähigkeit der Ankerplatten in randnaher Lage deutlich erhöhen kann, siehe Zusammenfassung in Kapitel 4.2.1. Aufgrund der Ergebnisse dieser Tastversuche wurden in Kuhlmann/Rybinski 2007b weitere Untersuchungen an Ankerplatten mit Kopfbolzen mit geringen Randabständen durchgeführt, siehe Kapitel 4.

2.2.4.9 Untersuchungen von Odenbreit und Fromknecht

Der Einfluss einer in Stützen vorhandenen Bügelbewehrung auf die Tragfähigkeit von Ankerplatten wird in Odenbreit/Fromknecht 2007 untersucht. Die einbetonierten Ankerplatten mit Kopfbolzen (Randabstand $c < 1,5 h_{ef}$) werden mit einer exzentrisch zur Stütze angreifenden Schubkraft belastet. Die Versuchsergebnisse sind in Abbildung 2-16 dargestellt. Die Versuchslasten $F_{u,test}$ liegen teilweise bis um das 17-fache über den Traglasten V_{Rk} nach ETAG001 2006 bzw. ETA-03/0041.

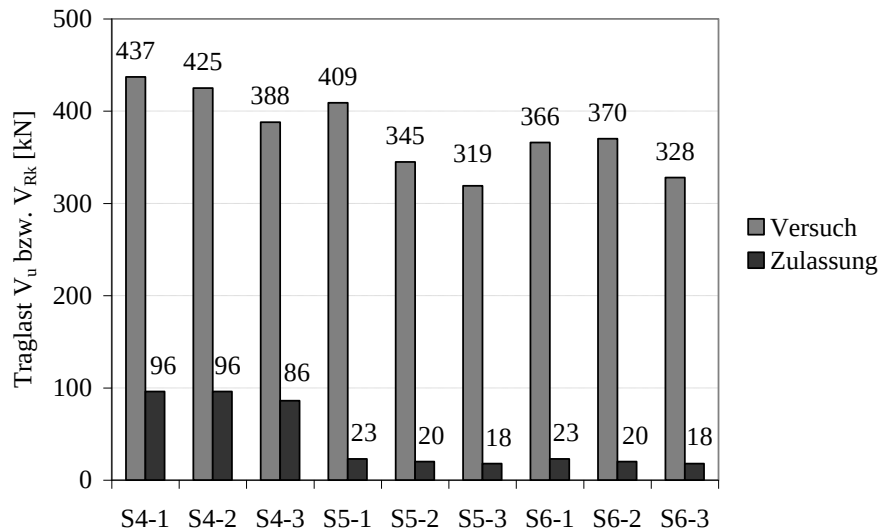


Abbildung 2-16: Vergleich der Versuchslasten mit der Traglast nach Zulassung ETA-03/0041 (aus Odenbreit/Fromknecht 2007)

Aufgrund der Versuchsergebnisse wird in *Fromknecht/Odenbreit 2007* für die Berechnung der Tragfähigkeiten von Ankerplatten ein zweistufiges Verfahren vorgeschlagen, das jedoch noch weiterer Verifizierung bedarf. Zuerst sind die schubbeanspruchten Kopfbolzen nach *DIN EN 1994-1-1:2006-07* nachzuweisen, während die Zugkraft der Bolzen über eine Rückhängebewehrung in den Betongrund zu verankern ist. Für die Kopfbolzen ist ein Zug-Schub-Interaktionsnachweis zu führen. Danach werden die Kräfte mittels Fachwerkmodell nach *DIN EN 1992-1-1:2005-10* aus dem Lasteinleitungsbereich in die Betonstütze weitergeleitet.

2.2.5 Komponentenverfahren für Stützenfüße

2.2.5.1 Übersicht

Die Berechnung von Knoten mit Hilfe der Komponentenmethode nach *DIN EN 1993-1-8:2005-07* wurde für Stahlanschlüsse entwickelt und auf Stützenfüße mit Ankerschrauben übertragen. Die Methode erlaubt die Berechnung eines möglichst realistischen Knotenragungsverhaltens wie die Tragfähigkeit, die Steifigkeit und die Duktilität.

Der Grundgedanke der Komponentenmethode ist die Überlegung, einen Anschluss in seine statisch wirksamen Einzelkomponenten zu zerlegen und diese isoliert zu berechnen (siehe Abschnitt 2.2.5.2), um die Komponenten anschließend wieder zu einem Gesamtknoten zusammenzufügen (siehe Abschnitt 2.2.5.3). Der somit idealisierte Knoten kann in der Berechnung des Gesamttragwerks als eigenständiges Bauteil sowie sein Einfluss auf die Traglast und das Verformungsverhalten des Systems wirklichkeitsnah berücksichtigt werden.

Im Folgenden wird darauf verzichtet die Einzelkomponenten des anschließenden Stahlbauteils (wie z. B. Stützenflansch auf Druck/Zug) zu erläutern, vgl. *DIN EN 1993-1-8:2005-07* für weitere Angaben.

2.2.5.2 Einzelkomponenten

2.2.5.2.a Fußplatte mit Biegebeanspruchung infolge Zug

Die Tragfähigkeit der Fußplatte auf der Zugseite kann nach *DIN EN 1993-1-8:2005-07, Abschnitt 6.2.6.11* mit dem Modell des äquivalenten T-Stummels auf Zug berechnet werden, das für reine Stahlanschlüsse entwickelt und auf die Stützenfüße übertragen wurde. Die Übertragbarkeit des Modells auf Fußplatten wird z. B. in *Guisse u.a. 1996* oder *Sokol/Wald 1997* nachgewiesen.

Nach *DIN EN 1993-1-8:2005-07, Abschnitt 6.2.6.11(2)* sind im Gegensatz zu reinen Stahlanschlüssen möglicherweise auftretende Abstützkräfte nicht zu berücksichtigen, da für Stützenfüße angenommen wird, dass aufgrund einer Stützenverdrehung und gegenüber der Fußplatte auf Biegung weichen Ankerschrauben kein Kontakt zwischen Fußplatte und Beton am Plattenrand auftritt. Diese Annahme liegt jedoch für sehr steife Anker bzw. sehr weiche Fußplatten auf der unsicheren Seite, da hier Abstützkräfte auftreten können und zu einer höheren Beanspruchung in den Anker führen kann.

Im Folgenden wird das Modell des äquivalenten T-Stummels auf Zug mit und ohne Abstützkräfte erläutert. Die Herleitung eines T-Stummels aus der Geometrie einer überstehenden Stirn- oder Fußplatte wird in Abbildung 2-17 gezeigt.

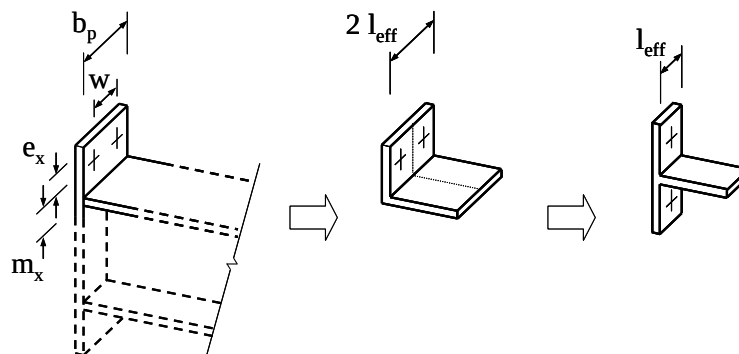


Abbildung 2-17: Überstehende Stirnplatte und äquivalenter T-Stummel

Für einen geschraubten Stahlanschluss werden die drei möglichen Versagensmodi eines T-Stummels auf Zug erläutert. Schraubanschlüsse, die für die Versagensmodi 1 oder 2 ausgelegt werden, weisen ein duktilen Versagen des Anschlusses auf und werden daher bei der Anschlussdimensionierung im Stahlbau gegenüber dem spröden Versagen der Schrauben bei steifen Stirnplatten bevorzugt.

– Modus 1: Vollständiges Plastizieren der Fußplatte

Bei dünnen Stirnplatten tritt ein Plastizieren der Stahlplatte auf und es bildet sich eine vollständige Fließgelenkkette aus. Bei auftretenden Abstützkräften bilden sich 4 Fließgelenke (Abbildung 2-18a, Tragfähigkeit $F_{T,1,Rk}$ nach Gl. 2–19), während ohne Abstützkräfte bereits bei 2 Fließgelenken die Tragfähigkeit erreicht wird (Abbildung 2-19a, Tragfähigkeit $F_{T,1-2,Rk}$ nach Gl. 2–20). Die Schrauben werden im Modus 1 nicht voll ausgenutzt.

$$F_{T,1,Rk} = 4 \cdot \frac{M_{pl,1,Rk}}{m_x} \quad \text{Gl. 2-19}$$

$$F_{T,1-2,Rk} = 2 \cdot \frac{M_{pl,1,Rk}}{m_x} \quad \text{Gl. 2-20}$$

$$M_{pl,1,Rk} = 0,25 \cdot \sum \min [l_{eff,nc}; l_{eff,cp}] \cdot t_f^2 \cdot f_{yk} \quad \text{Gl. 2-21}$$

$$l_{eff,nc}; l_{eff,cp} \quad \text{nach Tabelle 2-1}$$

– Modus 2: Plastizieren der Fußplatte und Schraubenversagen

Nach dem Plastizieren der Stirnplatte am Übergang Stirnplatte-Flansch, tritt mit zunehmender Belastung ein Versagen der Schrauben auf Zug ein. Modus 2 führt dazu, dass am äußeren Rand des Plattenüberstandes Abstützkräfte auftreten, die zu einer Erhöhung der Schraubenkräfte und zum Versagen der Schrauben auf Zug führen, siehe Abbildung 2-18b.

$$F_{T,2,Rk} = \frac{2 \cdot M_{pl,2,Rk} + n \cdot \sum F_{t,Rk}}{m_x} \quad \text{Gl. 2-22}$$

$$M_{pl,2,Rk} = 0,25 \cdot \sum \min [l_{eff,nc}] \cdot t_f^2 \cdot f_{yk} \quad \text{Gl. 2-23}$$

– Modus 3: Schraubenversagen

Bei dicken Stirnplatten bleiben die Spannungen in der Stahlplatte unterhalb der Fließspannungen im elastischen Bereich und es tritt ein reines Stahlversagen der Schrauben auf Zug ein, siehe Abbildung 2-18c und Abbildung 2-19b.

$$F_{T,3,Rk} = \sum F_{t,Rk} \quad \text{Gl. 2-24}$$

$$F_{t,Rk} \quad \text{Schraubentragfähigkeit auf Zug nach Gl. 2-33}$$

Die minimalen Fließlinienlängen bzw. effektiven Längen einer überstehenden Stirn- bzw. Fußplatte nach Abbildung 2-17 sind in Tabelle 2-1 zusammengestellt. Die geometrischen Größen b_p , m_x , w , e_x sind in Abbildung 2-17 dargestellt.

Tabelle 2-1: Wirksame Längen überstehender Stirn- und Fußplatten

Lage der Schraubenreihe	Kreisförmiges Muster $l_{eff,cp}$	Nicht-Kreisförmiges Muster $l_{eff,nc}$
Äußere Reihe neben Stützenprofil	$2 \cdot \pi \cdot m_x$ $\pi \cdot m_x + w$ $\pi \cdot m_x + 2 \cdot e_x$	$4 \cdot m_x + 1,25 \cdot e_x$ $0,5 \cdot (b_p - w) + 2 \cdot m_x + 0,625 \cdot e_x$ $0,5 \cdot w + 2 \cdot m_x + 0,625 \cdot e_x$ $0,5 \cdot b_p$

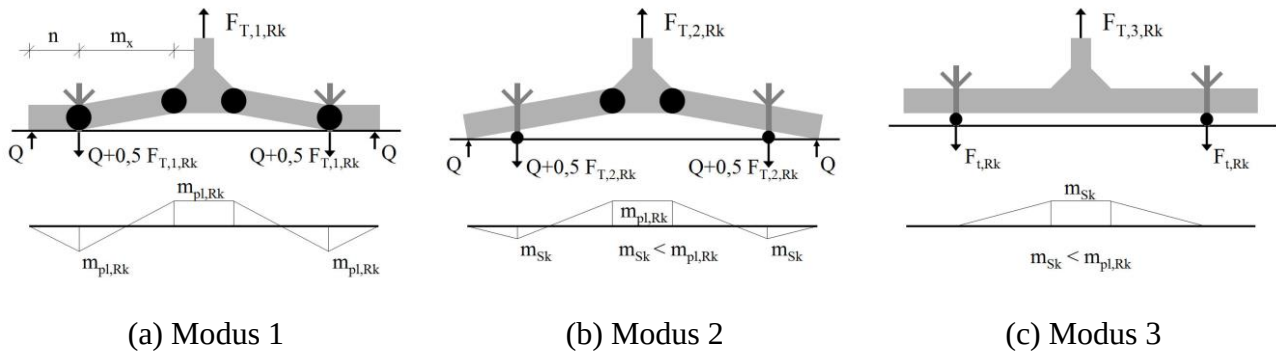


Abbildung 2-18: Versagensmodi von T-Stummeln unter Zug mit Abstützkräften



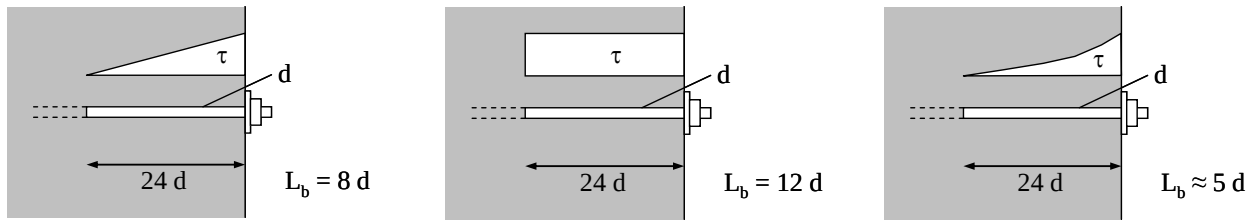
Abbildung 2-19: Versagensmodi von T-Stummeln unter Zug ohne Abstützkräfte

Nach *DIN EN 1993-1-8:2005-07, Tabelle 6.11* können Abstützkräfte auftreten, sofern die freie Dehnlänge L_b der Schraube/Ankerschraube die Bedingung nach Gl. 2–25, die für geschraubte Stahlschlüsse hergeleitet wurde, erfüllt. In *Wald 1995, Jaspart u.a. 1999* wird die freie Dehnlänge im Beton für einbetonierte Ankerschrauben entsprechend der Definition nach Gl. 2–36 auf $L_b = 8 \cdot d$ begrenzt. Aus den Untersuchungen von *Salmon u. a. 1957* und *Wald 1995* ergibt sich, dass eine einbetonierte Ankerschraube ihre Zugkraft über eine maximale Länge von $24 \cdot d$ in den Beton einleitet. Wird ein dreiecksförmiger Verlauf der Verbundspannungen zwischen Ankerschraube und Beton zugrunde gelegt, siehe Abbildung 2-20a, entspricht die Steifigkeit der Ankerschraube der mit einer freien Dehnlänge von $L_b = 8 \cdot d$. Zum Vergleich sind die freien Dehnlängen für einen rechteck- und parabelförmigen Verlauf in Abbildung 2-20b-c dargestellt.

$$L_b \leq \frac{8,8 \cdot m^3 \cdot A_s}{l_{eff} \cdot t_f^3} \quad \text{Gl. 2–25}$$

mit

$m = m_x$	nach Abbildung 2-17
A_s	Schaftquerschnitt der Schraube/Ankerschraube
l_{eff}	wirksame Länge des T-Stummels
t_f	Plattendicke des T-Stummels



(a) Dreiecksförmiger Verlauf

(b) Rechteckförmiger Verlauf

(c) Parabelförmiger Verlauf

Abbildung 2-20: Freie Dehnlänge in Abhängigkeit des Verlaufs der Verbundspannungen

Die Steifigkeit des äquivalenten T-Stummels auf Zug einer Fußplatte mit Abstützkräften berechnet sich nach Gl. 2–26 und ohne Abstützkräfte nach Gl. 2–27.

$$K_{15} = 0,85 \cdot E \cdot l_{eff} \cdot t_f^3 / m_x^3 \quad \text{Gl. 2–26}$$

$$K_{15} = 0,425 \cdot E \cdot l_{eff} \cdot t_f^3 / m_x^3 \quad \text{Gl. 2–27}$$

Das T-Stummel-Modell der Komponentenmethode nach *DIN EN 1993-1-8:2005-07* berücksichtigt die Tragfähigkeit der Stirnplatte bis zum Erreichen des plastischen Moments $M_{pl,Rk}$. Die Tragreserven durch Wiederverfestigung bis zum Erreichen des Bruchmoment $M_{u,Rk}$ bei Modus 1 bzw. 2 werden nicht berücksichtigt. Auch treten mit zunehmender Verformung der Stirnplatte Membrankräfte auf, die zu einer Traglaststeigerung des T-Stummels führen, siehe *Hoier 2007, Demonceau 2008*.

2.2.5.2.b Fußplatte mit Biegebeanspruchung infolge Druck

Die Tragfähigkeit der Fußplatte auf der Druckseite kann nach *DIN EN 1993-1-8:2005-07, Abschnitt 6.2.6.10* mit dem Modell des äquivalenten T-Stummels auf Druck berechnet werden. Unter dem druckbeanspruchten T-Stummel darf eine gleichmäßige Pressung f_{jd} nach Abschnitt 2.2.5.2.c angesetzt werden. Die Abmessungen der druckbeanspruchten Fläche b_{eff} bzw. l_{eff} richten sich nach der maßgebenden Komponente des Anschlusses, so dass die Tragfähigkeit $F_{C,Rd}$ nach Gl. 2–29 der Tragfähigkeit der maßgebenden Komponente entspricht. Die druckbeanspruchte Fläche liegt unter dem druckbeanspruchten Flansch des angeschlossenen Stahlprofils und darf die zusätzliche Ausbreitungsbreite c nach Gl. 2–28 nicht überschreiten, siehe Abbildung 2-21. Die Steifigkeit der Komponente wird bereits durch die Steifigkeit des Betons bzw. Mörtels unter Druckbeanspruchung berücksichtigt, so dass die Komponentensteifigkeit nach Gl. 2–30 angesetzt wird.

$$c = t_f \cdot \sqrt{\frac{f_{yk}}{3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{M0}}} \quad \text{Gl. 2–28}$$

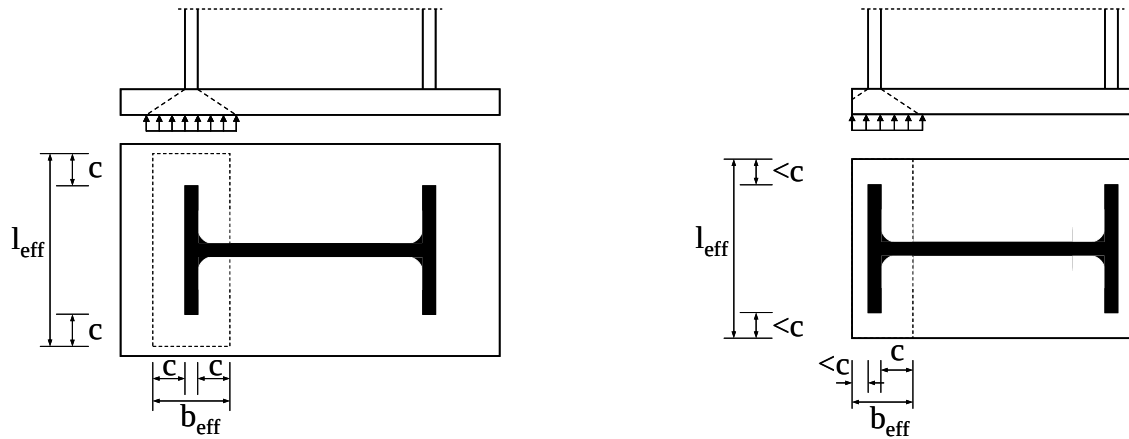
mit

f_{yk} Streckgrenze der Fußplatte

f_{jd} Beton- oder Mörtelfestigkeit nach Kapitel 2.2.5.2.c

$$F_{C,Rd} = f_{jd} \cdot b_{eff} \cdot l_{eff} \quad \text{Gl. 2–29}$$

$$K_{14} = \infty \quad \text{Gl. 2–30}$$



(a) T-Stummel mit großem Überstand

(b) T-Stummel mit kurzem Überstand

Abbildung 2-21: Definition der druckbeanspruchten Fläche nach *DIN EN 1993-1-8:2005-07*

2.2.5.2.c Beton / Mörtel mit Druckbeanspruchung

Die Beton- oder Mörtelfestigkeit f_{jd} wird nach *DIN EN 1993-1-8:2005-07*, Abschnitt 6.2.6.9 mit Hilfe der Teilflächenpressung nach *DIN EN 1992-1-1:2005-10* bestimmt. Über die belastete Fläche $b_{eff} \cdot l_{eff}$ des äquivalenten T-Stummels (siehe Abschnitt 2.2.5.2.b) kann die Beton- oder Mörtelfestigkeit f_{jd} nach Gl. 2–31 bestimmt werden.

$$f_{jd} = \beta_j \cdot \frac{F_{Rdu}}{b_{eff} \cdot l_{eff}} \quad \text{Gl. 2–31}$$

mit

β_j	Anschlussbeiwert, sofern eine ausreichende Mörtelfestigkeit gegenüber dem Fundamentbeton eingehalten wird, kann 2/3 angesetzt werden.
F_{Rdu}	Tragfähigkeit unter konzentrierten Lasten nach <i>DIN EN 1992-1-1:2005-10</i> mit $A_{c0} = b_{eff} \cdot l_{eff}$

Die Steifigkeit der Komponente berechnet sich nach Gl. 2–32 und berücksichtigt die Steifigkeit des Mörtelbetts und des Fundamentbetons.

$$K_{13} = \frac{E_c \cdot \sqrt{b_{eff} \cdot l_{eff}}}{1,275} \quad \text{Gl. 2–32}$$

2.2.5.2.d Ankerschrauben mit Zugbeanspruchung

Die Ankerschraube muss nach *DIN EN 1993-1-8:2005-07*, Abschnitt 6.2.6.12 die auftretenden Zugkräfte aus abhebenden Auflagerkräften und Biegemomenten aufnehmen können und ergibt sich aus dem kleineren Wert der Stahltragfähigkeit des Schaftquerschnitts A_s und der Verankerung der Ankerschraube. Die Verankerung im Beton ist nach *DIN EN 1992-1-1:2005-10* nachzuweisen und kann durch Haken, Unterlegscheiben oder andere Verankerungselemente erfolgen.

$$F_{t,Rk} = 0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s \quad \text{Gl. 2–33}$$

Die Steifigkeit der Komponente bestimmt sich nach Gl. 2–34 bzw. Gl. 2–35 in Abhängigkeit des Auftretens von Abstützkräften.

$$K_{16} = 2,0 \cdot \frac{EA_s}{L_b} \quad \text{ohne Abstützkräfte} \quad \text{Gl. 2–34}$$

$$K_{16} = 1,6 \cdot \frac{EA_s}{L_b} \quad \text{mit Abstützkräfte} \quad \text{Gl. 2–35}$$

mit

$$L_b \quad \text{freie Dehnlänge der Ankerschraube:} \quad \text{Gl. 2–36}$$

8-facher Durchmesser des Schraubendurchmessers, Dicke der Mörtelschicht, Fußplatte und Unterlegscheibe sowie halbe Mutterhöhe

2.2.5.3 Gesamtknoten

2.2.5.3.a Allgemeines

Das Zusammenfügen der Einzelkomponenten zu einer Momenten-Rotations-Kurve des Gesamtknotens erfolgt für die Momententragfähigkeit $M_{j,Rd}$ in Abschnitt 2.2.5.3.b und der Anschlusssteifigkeit $S_{j,ini}$ in Abschnitt 2.2.5.3.c getrennt voneinander.

2.2.5.3.b Berechnung der Biegetragfähigkeit

Die plastische Momententragfähigkeit $M_{j,Rd}$ des Gesamtknotens (Stützenfußes) bestimmt sich aus der maßgebenden kleinsten Komponententragfähigkeit auf Zug $F_{T,Rd}$ bzw. auf Druck $F_{C,Rd}$ und dem Hebelarm z der Komponenten im Zug- und Druckbereich. Für eine Stützenfußverbindung mit vorherrschender Biege- und Druckbeanspruchung sind die zugehörigen Hebelarme in Abbildung 2-22 dargestellt. Die Tragfähigkeit $M_{j,Rd}$ des Anschlusses berechnet sich nach Gl. 2–37.

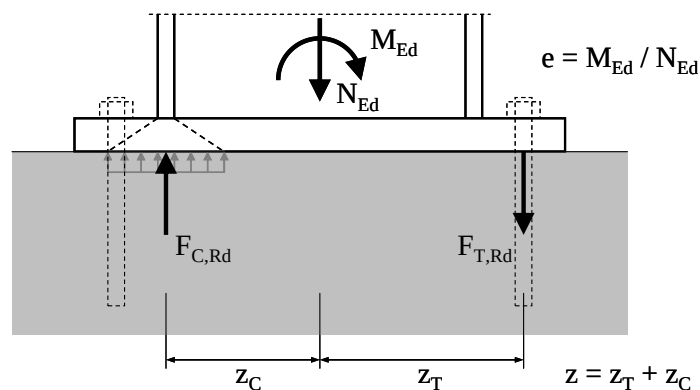


Abbildung 2-22: Hebelarme einer Stützenfußverbindung nach *DIN EN 1993-1-8:2005-07* mit vorherrschendem Biegemoment und Druckkraft

$$M_{j,Rd} = \min \left[F_{T,Rd} \cdot \frac{z}{\frac{z_c}{e} + 1}; -F_{C,Rd} \cdot \frac{z}{\frac{z_T}{e} - 1} \right] \quad \text{Gl. 2-37}$$

mit

$$e = \frac{M_{Rd}}{N_{Rd}} = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \quad \text{Gl. 2-38}$$

2.2.5.3.c Berechnung der Anschlusssteifigkeit

Die Anschlusssteifigkeit S_j berechnet sich unter Berücksichtigung aller statisch wirksamen Komponenten über deren Komponentensteifigkeit K_i . In Abhängigkeit des vorhandenen Anschlussmoments $M_{j,Ed}$ bestimmt sich die Rotationssteifigkeit nach Gl. 2-39, wie in Abbildung 2-23 dargestellt.

$$S_j = \frac{S_{j,ini}}{\mu} = \frac{z^2}{\mu \cdot \sum_i \frac{1}{K_i}} \quad \text{Gl. 2-39}$$

mit

$$\mu = \left(\frac{1,5 \cdot M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}} \right)^\psi \quad \text{Gl. 2-40}$$

$\psi = 2,7$	Beiwert für geschweißte Anschlüsse und Fußplatten
K_{15}	Fußplatte auf Biegung (Zug) nach Gl. 2-26 bzw. Gl. 2-27
K_{14}	Fußplatte auf Biegung (Druck) nach Gl. 2-30
K_{13}	Beton/Mörtel auf Druck nach Gl. 2-32
K_{16}	Ankerschraube auf Zug nach Gl. 2-34 bzw. Gl. 2-35

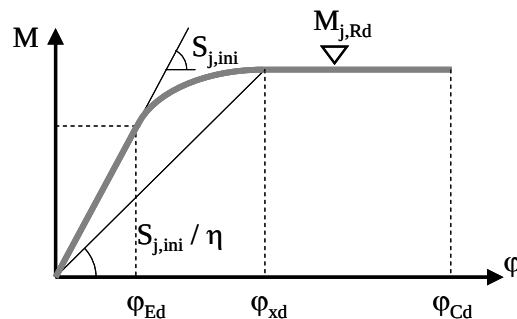


Abbildung 2-23: Momenten-Rotations-Kurve nach DIN EN 1993-1-8:2005-07

2.2.5.4 Sonstige Anmerkungen

Die Bemessungsregeln nach *DIN EN 1993-1-8:2005-07* erlauben eine Berechnung von Stützenfüßen mit langen, einbetonierten Ankerschrauben. Für andere Befestigungselemente fehlen entsprechende Anwendungsregeln.

- Die Steifigkeit der Ankerschrauben auf Zug ist aufgrund der großen Dehnlänge deutlich geringer als bei geschraubten Anschlüssen, so dass wie in Abschnitt 2.2.5.2.a beschrieben mögliche Abstützkräfte für die Bemessung der Fußplatte nicht berücksichtigt werden müssen. Für die Fußplattenbemessung ist dies zwar ein sicherer Ansatz, jedoch kann dies zu einer Unterbemessung der Ankerschrauben führen.
- Für den Nachweis der Schubtragfähigkeit darf nach *DIN EN 1993-1-8:2005-07*, Abschnitt 6.2.2(5) entweder die Schubtragfähigkeit der Ankerschrauben $n \cdot F_{vb,Rd}$ oder die Reibungskraft $F_{f,Rd}$ unter der Fußplatte in Abhängigkeit der Stützennormalkraft N_{Ed} angesetzt werden. Jedoch wird gleichzeitig in *DIN EN 1993-1-8:2005-07*, Abschnitt 6.2.2(8) die Gesamtschubtragfähigkeit nach Gl. 2–41 angegeben.

$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} + n \cdot F_{vb,Rd} \quad \text{Gl. 2–41}$$

Untersuchungen von *Bouwman u.a. 1989* ergaben, dass Schubkräfte sowohl über Reibung als auch über die Anker übertragen werden, so dass Gl. 2–41 für den Schubnachweis angesetzt werden sollte. Der Druckkraftanteil, der mit der Zugkraft der Ankerschrauben im Gleichgewicht steht, liefert ebenfalls einen Reibungskraftanteil, der bisher unberücksichtigt bleibt.

- Nach *DIN EN 1993-1-8:2005-07* fehlen Anwendungsregeln für Stützenfüße im randnahen Bereich. Hierbei können Versagensarten wie Spalten des Betons oder Betonkantenbruch auftreten und zu einem frühzeitigen Versagen des Anschlusses führen.

Weitere Einschränkungen in der Anwendung der Komponentenmethode für Stützenfüße sind in *Stark 2007* und *Stark 2008* beschrieben.

2.3 Berechnungsverfahren aus der Befestigungstechnik

2.3.1 Allgemeines

Bei der Bemessung von Ankerplatten wird der Nachweis der Tragfähigkeit für die Befestigungsmittel geführt, indem die an der Ankerplatte angreifenden Schnittgrößen auf die Befestigungsmittel verteilt und die so ermittelten Einwirkungen den Widerständen gegenübergestellt werden.

Üblicherweise wird in der Befestigungstechnik die Verteilung der Kräfte nach der Elastizitätstheorie (Kapitel 2.3.2) oder in Ausnahmefällen nach nichtlinearen Berechnungsverfahren (Kapitel 2.3.3) bestimmt. Dabei wird hier auf das plastische Berechnungsverfahren gegenüber der Elastizitätstheorie etwas detaillierter eingegangen.

Die Berechnung der Widerstände der einzelnen Befestigungsmittel erfolgt auf Grundlage des Concrete-Capacity-Verfahrens, das in Kapitel 2.3.4 erläutert wird. Die Tragfähigkeit des Befestigungsmittels bestimmt sich hierbei aus dem kleinsten Wert der einzelnen Versagenslasten.

2.3.2 Elastisches Berechnungsverfahren

Eine effiziente und sichere Auslegung von Befestigungsmitteln wird durch Berechnungsverfahren nach der Elastizitätstheorie erreicht. Die Verteilung der an der Ankerplatte angreifenden Schnittkräfte wie z. B. Normalkräfte und/oder Biegemomente erfolgt für eine ebene, sich elastisch verhaltende, steife Ankerplatte, die gegenüber dem Verankerungsgrund vollflächig aufliegen muss und sich theoretisch im belasteten Zustand nicht verbiegt.

Die Berechnung der Kräfteverteilung erfolgt mit einem ebenen Spannungszustand über die gesamte Ankerplattenfläche. Die Zugsteifigkeit der Befestigungsmittel berechnet sich aus dem Elastizitätsmodul E_a und dem Querschnitt A_i der jeweiligen Befestigungsmittelreihe i im nicht gedrückten Bereich. Die Steifigkeit der Betondruckzone wird über die gedrückte Fläche und dem Elastizitätsmodul E_c bestimmt. Die Steifigkeit der Befestigungsmittel wird dabei im gedrückten Bereich vernachlässigt. Exemplarisch ist in Abbildung 2-24 ein elastischer Spannungszustand einer Ankerplatte mit einer zweireihigen Anordnung der Befestigungsmittel unter einer einachsigen Biegebelastung dargestellt, wobei die zweite Dübelreihe im gedrückten Bereich rechnerisch nicht berücksichtigt wird.

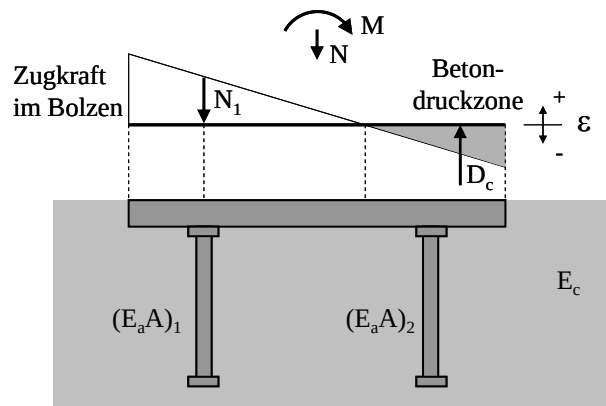


Abbildung 2-24: Elastische Spannungsverteilung für eine steife Ankerplatte

Das Berechnungsverfahren nach der Elastizitätstheorie erlaubt eine Berechnung von Ankerplatten unter einer beliebigen Belastung (zweiachsige Biegung, beliebige Querkräfte, Torsionsmoment und Normalkräfte). Die Bemessung der Ankerplatte und die Berechnung der Schnittkräfte in den Befestigungsmitteln erfolgt in gängigen Softwareprogrammen meist mit der Finite-Element-Methode, einachsig beanspruchte Anschlüsse wie in Abbildung 2-24 können auch mit geringerem Aufwand berechnet werden.

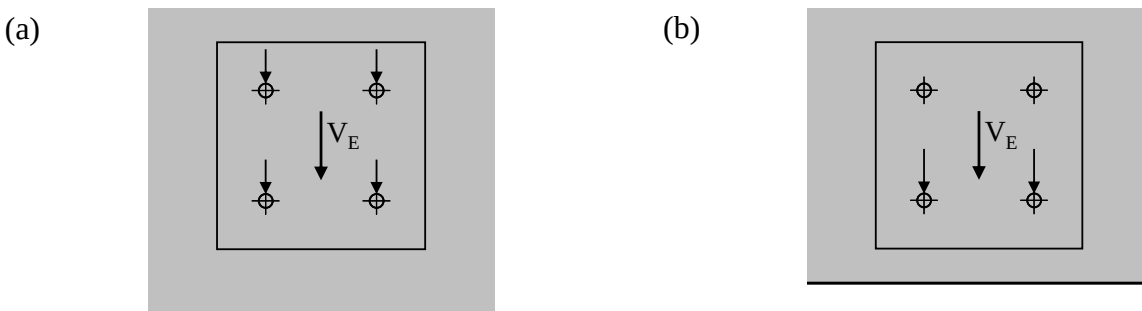


Abbildung 2-25: (a) Gleichmäßige Verteilung der Dübelkräfte (b) Verteilung der Dübelkräfte bei einer Ankerplatte mit Lochspiel im randnahen Bereich

In *Eligehausen/Fichtner 2003a* werden numerische Untersuchungen zur erforderlichen Steifigkeit der Ankerplatte bei Mehrfachbefestigungen durchgeführt. Dabei zeigt sich, dass für ein zentrisch angeschlossenes Profil die Berechnung nach der Elastizitätstheorie und die Bemessung der Ankerplatte entsprechend *ETAG001 2006* ausreichend genau das Tragverhalten wiedergibt, während jedoch für exzentrisch angeschlossene Profile und steife Befestigungsmittel die Tragfähigkeit des Anschlusses überschätzt werden kann.

Die Verteilung von Querkraften auf die Befestigungsmittel erfolgt für eine randferne Befestigung unter der Annahme, dass die einzelnen Befestigungsmittel die gleiche Schubsteifigkeit aufweisen und sich die Querlasten somit gleichmäßig verteilen, siehe Abbildung 2-25a. Dieses Verfahren setzt voraus, dass das Lochspiel zwischen Befestigungsmittel und Ankerplatte bei allen Dübeln gering ist. Diese Annahme ist z. B. bei Ankerplatten mit angeschweißten Kopfbolzen erfüllt. Für Ankerplatten mit großem Lochspiel müssen besondere Regeln für die Verteilung der Querkräfte berücksichtigt werden. Für randnahe Befestigungen kann ein frühzeitiges sprödes Betonversagen durch Betonkantenbruch eintreten, weshalb nur die randnahe Reihe der Befestigungsmittel zur Kraftaufnahme berücksichtigt werden darf, siehe Abbildung 2-25b

Eine detaillierte Beschreibung des Berechnungsverfahrens nach der Elastizitätstheorie ist auch in *Eligehausen u.a. 2006*, *ETAG001 2006*, *CEN/TS 1992-4-1:2007* dargestellt.

2.3.3 Plastisches Berechnungsverfahren

Für Kopfbolzen und andere nachträglich montierte Dübel kann nach *CEB226 1995* bzw. *CEN/TS 1992-4-1:2007* ein plastischer Ansatz zur Berechnung von einachsigen beanspruchten Anschlüssen verwendet werden. Durch die Umlagerung der Zug- und Schubkräfte in den Dübeln wird beim plastischen Ansatz vorausgesetzt, dass ein Stahlversagen der Befestigungsmittel nach Gl. 2–42 bzw. Gl. 2–43 maßgebend wird und andere Versagensmodi wie Betonversagen nicht maßgebend werden. Stahlversagen wird über die Fließgrenze f_{yk} und einer aus Sicht des Stahlbaus konservativen Interaktionsbeziehung für Zug und Schub definiert, siehe Gl. 2–46.

– Nachweis gegen Stahlversagen:

$$N_{Rk,s} = A_s \cdot f_{yk} \quad \text{Gl. 2–42}$$

$$V_{Rk,s} = 0,5 \cdot A_s \cdot f_{yk} \quad \text{Gl. 2–43}$$

$$\beta_N = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk,s} / \gamma_{Ms}} \leq 1 \quad \text{Gl. 2–44}$$

$$\beta_V = \frac{V_{Ed}}{V_{Rk,s} / \gamma_{Ms}} \leq 1 \quad \text{Gl. 2–45}$$

$$\beta_N + \beta_V \leq 1 \quad \text{Gl. 2–46}$$

Nicht gewünschte Versagensmodi müssen gegenüber dem maßgebenden Stahlversagen mit einer zusätzlichen Sicherheit von 1,25 und einem angepassten Sicherheitsbeiwert für Stahlversagen $\gamma_{Ms,pl} = 1,2$ nachgewiesen werden. Nachfolgend sind nur die zusätzlich zum elastischen Berechnungsverfahren zu berücksichtigende Nachweisbedingungen nach Gl. 2–47 bis Gl. 2–53 aufgeführt.

- Nachweis gegen Durchziehen der Einzelverankerung:

$$\frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}} \geq 1,25 \cdot \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms,pl}} \cdot \frac{f_{uk}}{f_{yk}} \quad \text{Gl. 2-47}$$

mit

$$N_{Rk,s} \quad \text{nach Gl. 2-42}$$

$$N_{Rk,p} \quad \text{nach Gl. 2-56}$$

- Nachweis gegen Betonversagen der Gruppenverankerung (Index g):

$$\frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} = 1,25 \cdot \frac{N_{Rk,s}^g}{\gamma_{Ms,pl}} \cdot \frac{f_{uk}}{f_{yk}} \quad \text{Gl. 2-48}$$

$$\frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}} = 1,25 \cdot \frac{V_{Rk,s}^g}{\gamma_{Ms,pl}} \cdot \frac{f_{uk}}{f_{yk}} \quad \text{Gl. 2-49}$$

mit

$$N_{Rk,s}^g = \sum N_{Rk,s} \quad \text{Gl. 2-50}$$

$$V_{Rk,s}^g = \sum V_{Rk,s} \quad \text{Gl. 2-51}$$

$$\frac{f_{yk}}{f_{uk}} \leq 0,8 \quad \text{Gl. 2-52}$$

$$N_{Rk,c} \quad \text{nach Gl. 2-61}$$

$$V_{Rk,cp} \quad \text{nach Gl. 2-85}$$

- Nachweis gegen Betonkantenbruch der Gruppenverankerung (Index g):

$$\frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} = 1,25 \cdot \frac{V_{Rk,s}^g}{\gamma_{Ms,pl}} \cdot \frac{f_{uk}}{f_{yk}} \quad \text{Gl. 2-53}$$

mit

$$V_{Rk,c} \quad \text{nach Gl. 2-90}$$

Neben der gegenüber den Regelungen des Stahlbaus *DIN EN 1994-1-1:2006-07*, *DIN EN 1993-1-8:2005-07* konservativen Festlegung der Stahltragfähigkeit der Kopfbolzen wird die plastische Bemessung der Ankerplatte dadurch begrenzt, dass im Zugbereich keine Fließgelenke in der Ankerplatte auftreten dürfen. Dadurch wird ein Auftreten von Abstützkräften, für die keine Berechnungsregeln vorliegen, und eine Überbeanspruchung der Dübel verhindert. Stattdessen ist im Druckbereich der Ankerplatte ein Fließgelenk erlaubt, das zu einem reduzierten Hebelarm der Betondruckkraft führt.

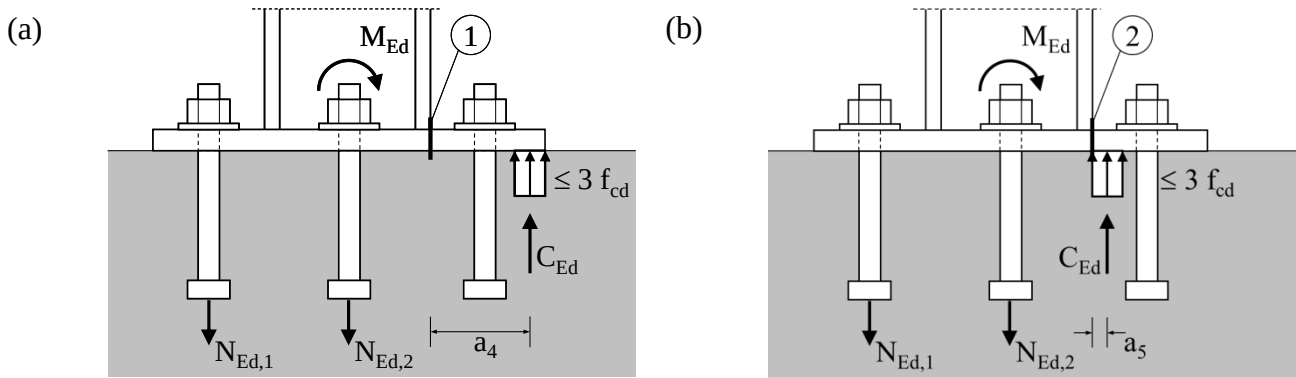


Abbildung 2-26: Lage der Druckkraftresultierenden (a) für eine steife Ankerplatte (b) für eine weiche Ankerplatte (CEN/TS 1992-4-1:2007)

Für eine steife Ankerplatte kann die Lage des Spannungsbereichs der Betondruckkraft am äußeren Rand der Ankerplatte angenommen werden, siehe Abbildung 2-26a. Die Spannungen in der Ankerplatte bleiben elastisch, so dass ein maximaler Hebelarm a_4 der Betondruckkraft angesetzt werden darf. Bei einer weichen Ankerplatte wird die Druckkraft direkt neben dem äußeren Rand des Stahlprofils in den Beton eingeleitet, siehe Abbildung 2-26b. Die Spannungen in der Ankerplatte überschreiten die elastische Grenze und es tritt ein Fließgelenk in der Ankerplatte (Punkt 2 in Abbildung 2-26b) sowie ein reduzierter Hebelarm a_5 der Betondruckkraft auf. Für beide rechnerische Extrema können die maximalen Betondruckspannungen mit dem 3-fachen Wert der Betongrenzdruckspannung f_{cd} angesetzt werden.

In Lotze/Klingner 1997 wurden Versuche zur plastischen Berechnung von Gruppenbefestigungen bei duktilem Stahlversagen durchgeführt. Die verwendete Belastungsanordnung für eine Mehrfachbefestigung ist in Abbildung 2-27 dargestellt. Für Versuche mit großer Lastexzentrizität und somit überwiegender Biegebeanspruchung zeigten die Bruchlasten nach der Plastizitätstheorie eine gute Übereinstimmung mit den Versuchswerten, während die Tragfähigkeit überwiegend schubbeanspruchter Dübelgruppen mit Hilfe der Plastizitätstheorie gegenüber den Versuchswerten überschätzt wurde.

Das plastische Berechnungsverfahren der Befestigungstechnik unterscheidet sich grundlegend in der Bemessung der Kopfbolzen als auch in der plastischen Bemessung der Ankerplatte von dem plastischen Berechnungsverfahren des Stahlbaus nach DIN EN 1993-1-8:2005-07. Zudem ist eine Berechnung der Anschlusssteifigkeit nicht vorgesehen.

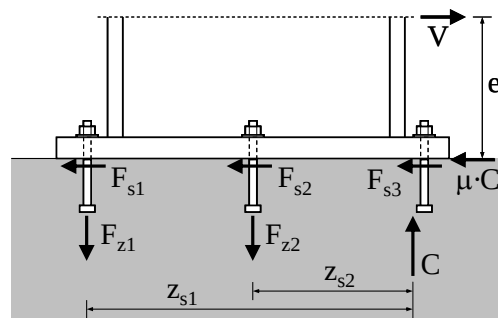


Abbildung 2-27: Exzentrisch beanspruchte Mehrfachbefestigung auf Schub nach der Plastizitätstheorie (Lotze/Klingner 1997)

2.3.4 Tragfähigkeit von Kopfbolzen im unbewehrten Beton nach dem CC-Verfahren

2.3.4.1 Allgemeines

Mit Hilfe des CC-Verfahrens nach *Fuchs/Eligehausen 1995*, *Fuchs u.a. 1995* kann die Tragfähigkeit von Befestigungsmitteln im Beton sehr einfach und anschaulich über die Tragfähigkeit des Betongrunds (CC = Concrete Capacity) berechnet werden. In den folgenden Abschnitten werden die wichtigsten Nachweise eines Kopfbolzens bzw. einer Kopfbolzenverankerung nach dem CC-Verfahren, das in *Eligehausen/Mallée 2000*, *Eligehausen u.a. 2006*, *ETAG001 2006* oder auch *CEN/TS 1992-4-1:2007*, *CEN/TS 1992-4-2:2007* ausführlich dargestellt ist, kurz erläutert.

2.3.4.2 Tragfähigkeit eines Kopfbolzens unter Zugbeanspruchung

2.3.4.2.a Allgemeines

Die Tragfähigkeit eines Kopfbolzens unter Zugbeanspruchung wird durch die Berechnung der unterschiedlichen Versagensarten, deren Ermittlung der Tragfähigkeit in den nachfolgenden Kapiteln beschrieben wird, bestimmt. Dabei wird die Versagensart mit der kleinsten Tragfähigkeit für die maximale Beanspruchbarkeit des Kopfbolzens auf Zug maßgebend.

Für Kopfbolzen können folgende Versagensarten unter einer Zugbeanspruchung im unbewehrten Beton auftreten, siehe auch Abbildung 2-28.

- Stahlversagen (a)
- Durchziehen (b)
- Betonausbruch (c)
- Spalten des Betons (d)
- Seitlicher Betonausbruch (e)

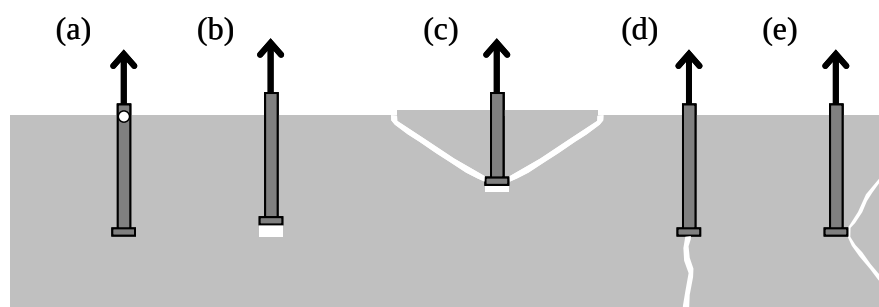


Abbildung 2-28: Mögliche Versagensarten von Kopfbolzen unter Zugbeanspruchung im unbewehrten Beton

2.3.4.2.b Stahlversagen

Die charakteristische Tragfähigkeit $N_{Rk,s}$ für Stahlbruch berechnet sich für einen Kopfbolzen unter Zugbeanspruchung in Abhängigkeit des Schaftdurchmessers d und der Zugfestigkeit f_{uk} des Bolzenmaterials nach Gl. 2-54 bzw. die mittlere Tragfähigkeit $N_{u,s}$ nach Gl. 2-55.

$$N_{Rk,s} = \frac{\pi}{4} \cdot d^2 \cdot f_{uk} \quad \text{Gl. 2-54}$$

$$N_{u,s} = \frac{\pi}{4} \cdot d^2 \cdot f_u \quad \text{Gl. 2-55}$$

Um bei einer zentrisch beanspruchten Bolzenreihe die volle Stahltragfähigkeit der Bolzen zu gewährleisten, sollten die Kopfbolzen eine ausreichende Duktilität aufweisen.

2.3.4.2.c Durchziehen

Die Versagensart "Durchziehen" tritt bei gängigen Kopfbolzen nicht auf, da der Kopfdurchmesser d_h gegenüber dem Schaftdurchmesser d ausreichend groß dimensioniert wird, so dass durch eine ausreichend große Aufstandsfläche A_h die zulässigen Unterkopfpfressungen eingehalten werden und ein Versagen des Kopfbolzens in der Regel nicht erfolgt.

Ausführliche Untersuchungen zum Tragverhalten zentrisch belasteter Kopfbolzen, die durch Betonausbruch oder Durchziehen versagten, sind in *Furche 1994* durchgeführt. Die Steifigkeit eines Kopfbolzens hängt von der Aufstandsfläche A_h ab, da bei einer größeren Aufstandsfläche geringere Unterkopfpfressungen auftreten und somit geringere Verschiebungen am Dübelkopf. In *Furche 1994* wird für Kopfbolzen im ungerissenen Beton als kritische Unterkopfpfressung $p_h = 14 \cdot f_{cc,200}$ (bei $h_{ef} = 200 \text{ mm}$) bzw. $p_h = 10 \cdot f_{cc,200}$ (bei $h_{ef} = 40 \text{ mm}$) angegeben.

Die charakteristische Tragfähigkeit $N_{Rk,p}$ eines Kopfbolzens auf "Durchziehen" wird dementsprechend in *CEN/TS 1992-4-2:2007* nach Gl. 2-56 in Abhängigkeit der Aufstandsfläche A_h , der Betondruckfestigkeit $f_{ck,cube}$ und einem Beiwert für den Zustand des Betons nach Gl. 2-59 bestimmt. Die mittlere Tragfähigkeit $N_{u,p}$ dagegen bestimmt sich nach Gl. 2-57.

$$N_{Rk,p} = 6 \cdot A_h \cdot f_{ck,cube} \cdot \psi_{ucr,N} \quad \text{Gl. 2-56}$$

$$N_{u,p} = 8 \cdot A_h \cdot f_{cm} \cdot \psi_{ucr,N} \quad \text{Gl. 2-57}$$

mit

$$A_h = \frac{\pi}{4} \cdot (d_h^2 - d^2) \quad \text{Gl. 2-58}$$

$$\psi_{ucr,N} = 1,4 \quad \text{für ungerissenen Beton} \quad \text{Gl. 2-59}$$

$$\psi_{ucr,N} = 1,0 \quad \text{für gerissenen Beton}$$

2.3.4.2.d Betonausbruch

Für zentrisch beanspruchte Kopfbolzen kann ein Versagen durch Betonausbruch vor Erreichen der Stahltragfähigkeit auftreten. Der Ausbruchkegel weist eine mittlere Neigung von ca. 35° auf und kann entsprechend Abbildung 2-29 durch eine quadratische Ausbruchsfläche mit der Seitenlänge von $3 h_{ef}$ idealisiert werden. Die Bruchlast $N_{u,c}^0$ eines Kopfbolzens im unbewehrten Beton kann mit Hilfe des CC-Verfahrens nach *Fuchs/Eligehausen 1995* nach Gl. 2-60 bestimmt werden.

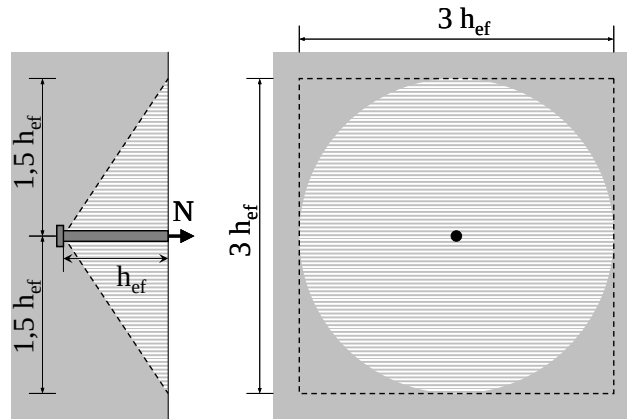


Abbildung 2-29: Idealisierte Ausbruchsgeometrie eines Dübels

$$N_{u,c}^0 = 15,5 \cdot \sqrt{f_{cc,200}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{Gl. 2-60}$$

Die charakteristische Betonausbruchlast $N_{Rk,c}$ einer Kopfbolzenreihe unter Zugbeanspruchung nach Gl. 2-61 berechnet sich über die charakteristische Betonausbruchlast $N_{Rk,c}^0$ eines Einzelbolzens, dem Verhältnis der Ausbruchflächen der Kopfbolzenreihe und des Einzelbolzens sowie der Berücksichtigung von Randabständen nach Gl. 2-65 und einer exzentrischen Belastung nach Gl. 2-66.

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot A_{c,N} / A_{c,N}^0 \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \quad \text{Gl. 2-61}$$

mit

$$N_{Rk,c}^0 = 11,9 \cdot \sqrt{f_{cc,200}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{Gl. 2-62}$$

für Kopfbolzen im ungerissenen Beton

$$N_{Rk,c}^0 = 8,5 \cdot \sqrt{f_{cc,200}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{Gl. 2-63}$$

für Kopfbolzen im gerissenen Beton

$A_{c,N}$ projizierte Ausbruchfläche der belasteten Kopfbolzenreihe
entsprechend Abbildung 2-31

$$A_{c,N}^0 = (3 \cdot h_{ef})^2 = 9 \cdot h_{ef}^2 \quad \text{Gl. 2-64}$$

projizierte Ausbruchfläche eines Kopfbolzens ohne Rand-
einflüsse nach Abbildung 2-30

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,0 \quad \text{Gl. 2-65}$$

Beiwert zur Berücksichtigung von Randabständen

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + 2 \cdot e_c / s_{cr,N}} \leq 1,0 \quad \text{Gl. 2-66}$$

Beiwert zur Berücksichtigung einer innerhalb der Kopfbolzenreihe exzentrisch angreifenden Zugkraft

$$0,5 \cdot s_{cr,N} = 1,5 \cdot h_{ef} \quad \text{Gl. 2-67}$$

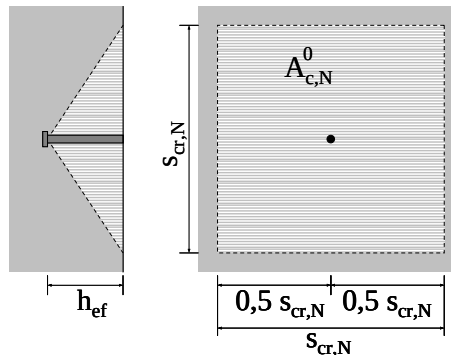
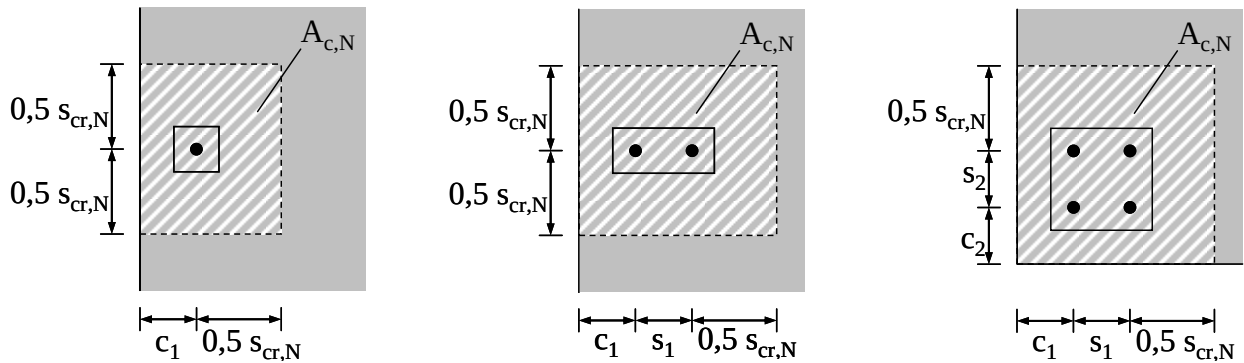


Abbildung 2-30: Projizierte Ausbruchfläche eines Bolzens ohne Randabstand



(a) Einzelbolzen mit Rand

(b) Bolzenreihe mit Rand

(c) Gruppe mit zwei Rändern

Abbildung 2-31: Projizierte Ausbruchflächen von Bolzen mit Randabständen nach CEN/TS 1992-4-2:2007

Die mittlere Betonausbruchlast $N_{u,c}$ einer Kopfbolzenreihe unter Zugbeanspruchung wird dementsprechend nach Gl. 2-68 berechnet.

$$N_{u,c} = N_{u,c}^0 \cdot A_{c,N} / A_{c,N}^0 \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{ucr,N} \quad \text{Gl. 2-68}$$

mit

$$N_{u,c}^0 = \quad \text{nach Gl. 2-60}$$

$$\psi_{ucr,N} = 1,0 \quad \text{im ungerissenen Beton}$$

$$\psi_{ucr,N} = 0,7 \quad \text{im gerissenen Beton}$$

Das in *Fuchs/Eligehausen 1995*, *Fuchs u.a. 1995* vorgestellte CC-Verfahren zur Berechnung von Betonausbruchlasten von Befestigungsmitteln im unbewehrten Beton liefert wirklichkeitstreue Werte für die Traglasten unter Berücksichtigung der Einflüsse wie Einbindetiefe h_{ef} , Betondruckfestigkeit f_{ck} , Rand- und Achsabstände c bzw. s_1 , Lastexzentrizität e_N und Zustand des Betongrunds.

Liegt bei einer biegebeanspruchten Ankerplatte die resultierende Druckkraft unter der Ankerplatte in der Ausbruchfläche der zugbeanspruchten Kopfbolzen, so führt dies zu einer Erhöhung der Betonausbruchlast der zugbeanspruchten Kopfbolzen, siehe Abbildung 2-32a. Bei einem nach der Elastizitätstheorie berechneten inneren Hebelarm z der Zug- und Druckkraft mit einem Wert kleiner $0,5 s_{cr,N}$ nach Gl. 2-67 tritt diese Erhöhung ein. Entsprechend gibt *Eligehausen/Fichtner 2003b* den Erhöhungsfaktor $\psi_{m,N}$ für die Betonausbruchlast $N_{Rk,c}$ nach Gl. 2-61 an, siehe Abbildung 2-32b.

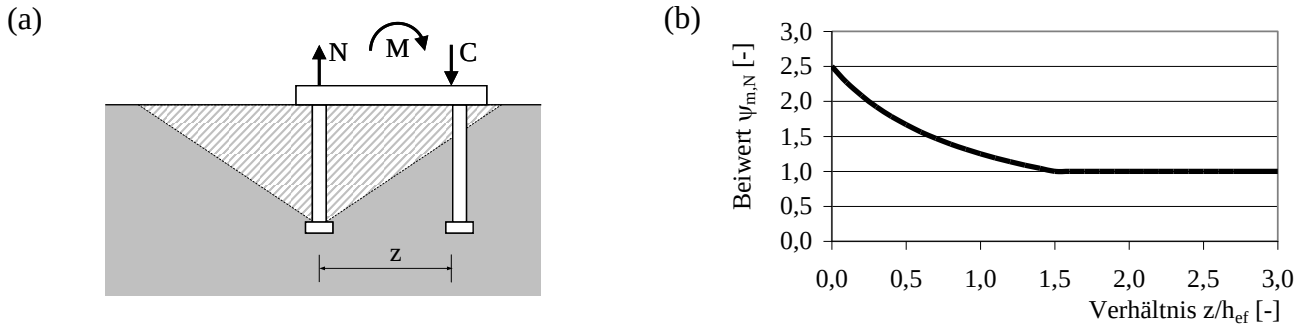


Abbildung 2-32: (a) Kräftepaar aus Dübelzugkraft und Druckkraft im Bereich der Betonausbruchfläche (b) Beiwert $\psi_{m,N}$ nach *Eligehausen/Fichtner 2003b*

$$\psi_{m,N} = \frac{2,5}{1 + z/h_{ef}} \geq 1 \quad \text{Gl. 2-69}$$

2.3.4.2.e Spalten des Betons

Die Tragfähigkeit eines Kopfbolzens auf Betonversagen und Durchziehen wird unter der Annahme einer maximalen Rissbreite von $w_k \leq 0,3\text{mm}$ berechnet. Um dies zu gewährleisten, muss eine Spaltzugbewehrung nach Gl. 2-70 für die vorhandene Kopfbolzenzugkraft N_{Ed} sowie ein ausreichender Randabstand der Kopfbolzen vorhanden sein.

$$A_s = 0,5 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yk} \cdot \gamma_{Ms,re}} \quad \text{Gl. 2-70}$$

Ansonsten ist die charakteristische Tragfähigkeit $N_{Rk,sp}$ einer Gruppe von Kopfbolzen nach Gl. 2-71 zu bestimmen. Dabei berücksichtigt der Beiwert $\psi_{h,sp}$ die vorhandene Bauteildicke h .

$$N_{Rk,sp} = N_{Rk}^0 \cdot A_{c,N} / A_{c,N}^0 \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{h,sp} \quad \text{Gl. 2-71}$$

mit

$$N_{Rk}^0 = \min \{ N_{Rk,p}^0 ; N_{Rk,c}^0 \} \quad \text{Gl. 2-72}$$

$$\psi_{h,sp} = (h/h_{\min})^{2/3} \leq (2 \cdot h_{ef}/h_{\min})^{2/3} \quad \text{Gl. 2-73}$$

Bei Kopfbolzen spielt das Spalten des Betons aufgrund der bei der Montage eingebrachten Kräfte keine Rolle, da der Kopfbolzen mit dem Anbauteil einbetoniert wird.

2.3.4.2.f Seitlicher Betonausbruch

Für eine Bolzenreihe mit geringem Randabstand $c \leq 0,5 h_{ef}$ kann ein lokales, seitliches Betonversagen maßgebend werden. Die Bolzenzugkraft wird durch eine hohe, lokale Unterkopfpfressung in den Beton eingeleitet. Diese hohen lokalen Betonspannungen führen bei geringen Randabständen zu einem frühzeitigen Versagen des Bolzens. In *Eligehausen u.a. 2006* wird die Bruchlast bei seitlichem Betonausbruch nach Gl. 2-74 angegeben.

$$N_{u,cb}^0 = 15 \cdot c_1 \cdot \sqrt{A_h} \cdot \sqrt{f_{cc,200}} \quad \text{Gl. 2-74}$$

Eine Auswertung von Versuchsergebnisse in *Hofmann/Eligehausen 2009* ergibt für die Bruchlast $N_{u,cb}^0$ einen höheren Einfluss der Betondruckfestigkeit. Der angepasste Ansatz nach Gl. 2–75 berücksichtigt realistischere lokale Unterkopfpfressungen und führt zu einer höheren seitlichen Betonausbruchlast.

$$N_{u,cb}^0 = 18,5 \cdot c_1^{0,75} \cdot \sqrt{A_h} \cdot f_{cc,200}^{0,75} \quad \text{Gl. 2–75}$$

Nach *CEN/TS 1992-4-2:2007* berechnet sich die charakteristische Tragfähigkeit einer Bolzenreihe nach Gl. 2–76 mit der charakteristischen Tragfähigkeit eines einzelnen Bolzens nach Gl. 2–77 und Abbildung 2-33a. Berücksichtigt werden der Einfluss des kleinsten Randabstandes nach Gl. 2–78 sowie Abbildung 2-33b, der Einfluss mehrerer Bolzenreihen n nach Gl. 2–79 und der Einfluss der Lastexzentrizität e_N nach Gl. 2–80. In *Hofmann/Eligehausen 2009* ist ein neuerer Ansatz angegeben, der etwas höhere Bruchlasten liefert.

$$N_{Rk,cb} = N_{Rk,cb}^0 \cdot \frac{A_{c,Nb}}{A_{c,Nb}^0} \cdot \psi_{s,Nb} \cdot \psi_{ec,Nb} \cdot \psi_{ucr,N} \quad \text{Gl. 2–76}$$

mit

$$N_{Rk,cb}^0 = 8 \cdot c_1 \cdot \sqrt{A_h} \cdot f_{ck,cube} \quad \text{Gl. 2–77}$$

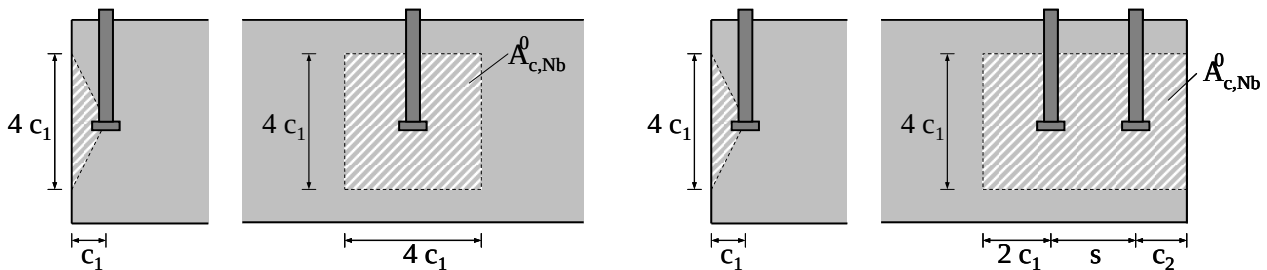
$$\psi_{s,Nb} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_2}{c_1} \leq 1 \quad \text{Gl. 2–78}$$

$$\psi_{g,Nb} = \sqrt{n} + (1 - \sqrt{n}) \cdot \frac{s_1}{4 \cdot c_1} \leq 1 \quad \text{Gl. 2–79}$$

$$\psi_{ec,Nb} = \frac{1}{1 + 2 \cdot \frac{e_N}{4 \cdot c_1}} \quad \text{Gl. 2–80}$$

Die mittlere Bruchlast einer Kopfbolzenreihe bei seitlichem Betonausbruch bestimmt sich demnach nach Gl. 2–81 mit der Bruchlast des Einzelbolzens nach Gl. 2–75.

$$N_{u,cb} = N_{u,cb}^0 \cdot \frac{A_{c,Nb}}{A_{c,Nb}^0} \cdot \psi_{s,Nb} \cdot \psi_{ec,Nb} \cdot \psi_{ucr,N} \quad \text{Gl. 2–81}$$



(a) Seitliche Ausbruchfläche eines Einzelbolzens nach *CEN/TS 1992-4-2:2007*

(b) Seitliche Ausbruchfläche einer Bolzenreihe mit geringen Randabstand c_2

Abbildung 2-33: Ausbruchflächen für seitlichen Betonausbruch

2.3.4.3 Tragfähigkeit eines Kopfbolzens unter Querkraftbelastung

2.3.4.3.a Allgemeines

Die Tragfähigkeit eines Kopfbolzens auf Schub wird durch die Berechnung der unterschiedlichen Versagensarten, deren Ermittlung der Tragfähigkeit in den nachfolgenden Kapiteln beschrieben wird, bestimmt. Dabei wird die Versagensart mit der kleinsten Tragfähigkeit für die maximale Beanspruchbarkeit des Kopfbolzens auf Schub maßgebend. Für Kopfbolzen können folgende Versagensarten unter einer Querkraftbeanspruchung im unbewehrten Beton auftreten, siehe auch Abbildung 2-34.

- Stahlversagen (a)
- Rückwärtiger Betonausbruch (b)
- Betonkantenbruch (c)

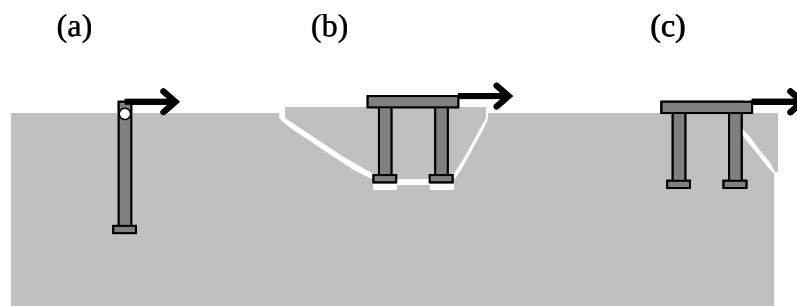


Abbildung 2-34: Mögliche Versagensarten von Kopfbolzen unter Querkraftbeanspruchung

2.3.4.3.b Stahlversagen

Die Stahltragfähigkeit von Dübeln unter Schubbeanspruchung kann durch unterschiedliche Randbedingungen stark variieren. Für angeschweißte Kopfbolzen ergibt sich aufgrund der Einspannung des Bolzens und der Schweißwulst eine höhere Tragfähigkeit als für verschraubte Dübel. Die Bruchlast $V_{u,s}$ eines Kopfbolzens kann in Abhängigkeit des Schaftdurchmessers $d \leq 22 \text{ mm}$ und der Zugfestigkeit $f_u \leq 500 \text{ N/mm}^2$ nach Gl. 2–82 bestimmt werden.

$$V_{u,s} = \alpha \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d^2 \cdot f_u \quad \text{Gl. 2–82}$$

mit

$\alpha = 0,7$ für angeschweißte Kopfbolzen nach *Eligehausen u.a. 2006*

$\alpha = 0,6$ für Bolzen nach *Eligehausen u.a. 2006*

Die charakteristische Tragfähigkeit $V_{Rk,s}$ ergibt sich nach Gl. 2–83. Für ein nicht-duktilen Bolzenmaterial ist die Tragfähigkeit $V_{Rk,s}$ zusätzlich mit dem Faktor 0,8 abzumindern, um ein sprödes frühzeitiges Versagen zu verhindern.

$$V_{Rk,s} = \alpha \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d^2 \cdot f_{uk} \quad \text{Gl. 2–83}$$

mit

$\alpha = 0,6$ für angeschweißte Kopfbolzen

$\alpha = 0,5$ für Bolzen nach *ETAG001 2006*

Gegenüber den Bemessungsregeln für Kopfbolzen im Verbundbau (siehe Kapitel 2.2.3.1) sind die Bemessungsregeln der Befestigungstechnik sehr konservativ.

2.3.4.3.c Rückwärtiger Betonausbruch

Bei einem durch Schub belasteten Kopfbolzen kommt es mit zunehmender Verformung zu einer im Bolzenschaft auftretenden Zugkraftbelastung, die zu einem Versagen durch rückwärtigen Betonausbruch führen kann. *Zhao 1993* und *Fuchs 1990* stellen in verschiedenen Untersuchungen zum rückwärtigen Betonausbruch an randfernen Verankerungen auf Schub fest, dass die auftretende Bolzenzugkraft N bei ca. 35% der aufgetragenen Schubkraft V liegt. Die aktivierte Betonausbruchfläche liegt bei ca. 60% bis 70% der Ausbruchfläche eines vergleichbaren auf Zug beanspruchten Bolzens, so dass sich die Bruchlast $V_{u,cp}$ gegen rückwärtigen Betonausbruch nach Gl. 2–84 sowie die charakteristische Tragfähigkeit $V_{Rk,cp}$ nach Gl. 2–85 in Abhängigkeit der zentrischen Betonausbruchlast $N_{Rk,c}$ mit einem Beiwert $k = 2$ für Bolzen mit einer effektiven Höhe $h_{ef} \geq 60 \text{ mm}$ ergibt. Im Falle einer angeordneten Rückhängebewehrung, wie in Abbildung 2-39 dargestellt, ist der Beiwert k mit 0,75 abzumindern. Das zugehörige Traglastmodell ist in Abbildung 2-35 dargestellt.

$$V_{u,cp} = k \cdot N_{u,c} \quad \text{Gl. 2–84}$$

$$V_{Rk,cp} = k \cdot N_{Rk,c} \quad \text{Gl. 2–85}$$

mit

k für Bolzen mit $h_{ef} \geq 60 \text{ mm}$

$$k = \frac{0,7}{0,35} \approx 2 \quad \text{Gl. 2–86}$$

$N_{u,c}$ nach Gl. 2–68

$N_{Rk,c}$ nach Gl. 2–61

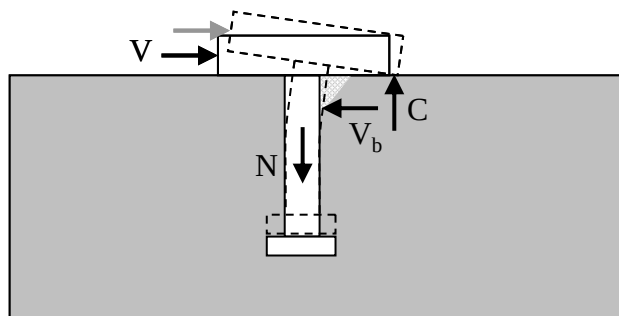


Abbildung 2-35: Modell zur Schubkraftabtragung eines Kopfbolzens nach *Zhao 1993*

2.3.4.3.d Betonkantenbruch

Für randnahe Kopfbolzen unter Schubbeanspruchung kann ein Versagen durch Betonkantenbruch auftreten, bevor deren Stahltragfähigkeit erreicht wird. Durch den Schubkraftanteil senkrecht zur Betonkante kann es zu einem Betonversagen mit einem Ausbreitungswinkel von ca. 35° (entsprechend dem Ausbruchkörper für einen Bolzen mit Zugkraftbelastung) kommen. Die pyramidenförmige idealisierte Ausbruchsgeometrie eines Einzelbolzens ist in Abbildung 2-36 dargestellt.

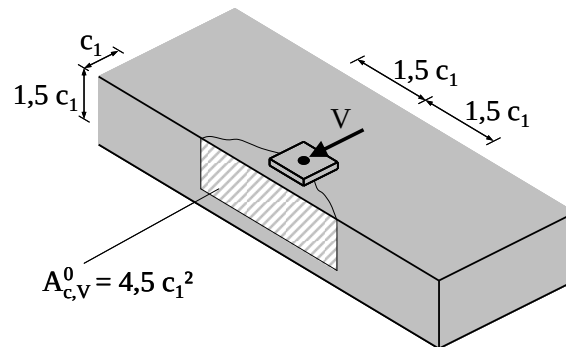


Abbildung 2-36: Idealisierte Ausbruchsgeometrie für Betonkantenbruch und projizierte Ausbruchfläche $A^0_{c,V}$ eines Bolzens

In *Hofmann 2004* wurden eine Vielzahl von experimentellen und numerischen Untersuchungen zur Tragfähigkeit von Dübeln unter beliebiger Querbelastung durchgeführt. In einem abschließenden Modell wird die Bemessung von Dübelgruppen mit mehrachsiger Schub- und Torsionsbelastung vorgestellt. Die Aufteilung der einwirkenden Kräfte auf die einzelnen Dübel unter Berücksichtigung der möglichen Versagensmodi wird ausführlich dargestellt. Beim Nachweis gegen Betonkantenbruch wird aufgezeigt, welche Dübel mitwirken und welche Dübel nicht berücksichtigt werden dürfen.

Die Bruchlast $V_{u,c}$ für einen ungestört am Bauteilrand liegenden Dübel kann nach *Hofmann 2004* entsprechend Gl. 2-87 berechnet werden.

$$V_{u,c}^0 = 3 \cdot d^\alpha \cdot h_{ef}^\beta \cdot \sqrt{f_{cc,200}} \cdot c_1^{1,5} \quad \text{Gl. 2-87}$$

mit

$$\alpha = 0,1 \cdot \left(\frac{h_{ef}}{c_1} \right)^{0,5} \quad \text{Gl. 2-88}$$

$$\beta = 0,1 \cdot \left(\frac{d}{c_1} \right)^{0,2} \quad \text{Gl. 2-89}$$

c_1 Randabstand in Belastungsrichtung, siehe Abbildung 2-36

Nach *CEN/TS 1992-4-2:2007* kann die charakteristische Tragfähigkeit $V_{Rk,c}$ gegen Betonkantenbruch für eine beliebige Schubbeanspruchung einer Bolzenreihe nach Gl. 2-90 berechnet werden.

$$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \cdot A_{c,V} / A_{c,V}^0 \cdot \psi_{s,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot \psi_{ec,V} \cdot \psi_{\alpha,V} \cdot \psi_{re,V} \quad \text{Gl. 2-90}$$

mit

$$V_{Rk,c}^0 = 1,6 \cdot d^\alpha \cdot h_{ef}^\beta \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot c_1^{1,5} \quad \text{Gl. 2-91}$$

$A_{c,V}$ projizierte Ausbruchfläche eines Kopfbolzens oder Kopfbolzenreihe entsprechend Abbildung 2-37

$$A_{c,V}^0 = 4,5 \cdot c_1^2 \quad \text{projizierte Ausbruchfläche eines Kopfbolzens entsprechend Abbildung 2-36} \quad \text{Gl. 2-92}$$

$$h_{ef} \leq 8 \cdot d \quad \text{Gl. 2-93}$$

$$\psi_{s,V} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_2}{1,5 \cdot c_1} \leq 1 \quad \text{Gl. 2-94}$$

$$\psi_{h,V} = \left(\frac{1,5 \cdot c_1}{h} \right)^{0,5} \geq 1 \quad \text{Gl. 2-95}$$

$$\psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + 2 \cdot \frac{e_V}{3 \cdot c_1}} \leq 1 \quad \text{Gl. 2-96}$$

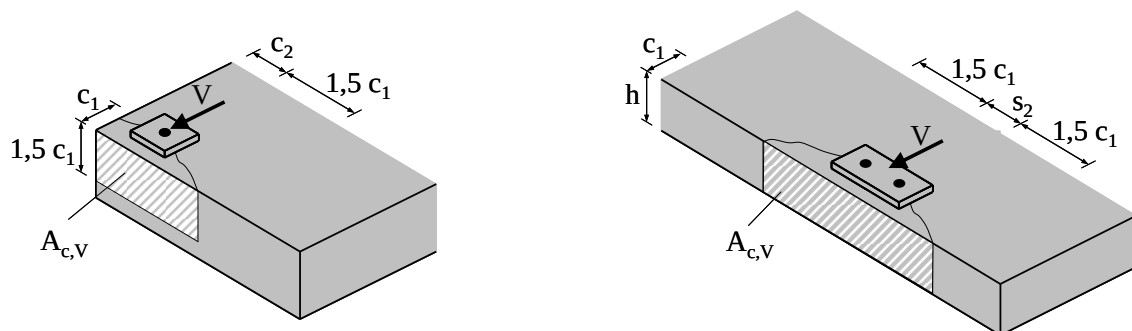
$$\psi_{\alpha,V} = \sqrt{\frac{1}{(\cos \alpha_V)^2 + (0,4 \cdot \sin \alpha_V)^2}} \geq 1 \quad \text{Gl. 2-97}$$

$\psi_{re,V} = 1,0$ für gerissenen Beton ohne Randbewehrung

$\psi_{re,V} = 1,2$ für gerissenen Beton mit Randbewehrung ($\geq \varnothing 12 \text{ mm}$)

$\psi_{re,V} = 1,4$ für ungerissenen Beton bzw. gerissenen Beton mit enger Rand- und Oberflächenbewehrung ($a \leq 100 \text{ mm}$, $a \leq 2 \cdot c_1$)

e_V Exzentrizität der Schubbeanspruchung zur Dübelgruppe



(a) Einzelbolzen mit Rand

(b) Bolzenreihe am Plattenrand

Abbildung 2-37: Projizierte Ausbruchflächen $A_{c,V}$ von Bolzen mit Randabständen nach CEN/TS 1992-4-2:2007

2.3.4.4 Tragfähigkeit eines Kopfbolzens unter kombinierter Zug- und Querkraftbelastung

Die Tragfähigkeit eines Kopfbolzens unter kombinierter Zug- und Querkraftbeanspruchung kann in Abhängigkeit der Versagensart über Interaktionsbeziehungen bestimmt werden. Die einwirkenden Belastungen auf Zug N_{Ed} und Querkraft V_{Ed} sind mit der jeweiligen Beanspruchbarkeit N_{Rd} bzw. V_{Rd} des Kopfbolzens nach Gl. 2–98 bzw. Gl. 2–99 zu überlagern.

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \right)^k + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \right)^k \leq 1 \quad \text{Gl. 2–98}$$

$$\beta_N^k + \beta_V^k \leq 1 \quad \text{Gl. 2–99}$$

mit

$k = 2$ bei Stahlversagen auf Zug und Querkraftbeanspruchung

$k = 1,5$ bei anderen Versagensarten

Alternativ kann der Interaktionsnachweis nach Gl. 2–4 bis Gl. 2–6 geführt werden. Das in Kapitel 2.2.2.2 beschriebene Nachweisformat nach *Bode/Hanenkamp 1985* führt, wie in Abbildung 2-38 dargestellt, zu ähnlichen Ergebnissen wie Gl. 2–98.

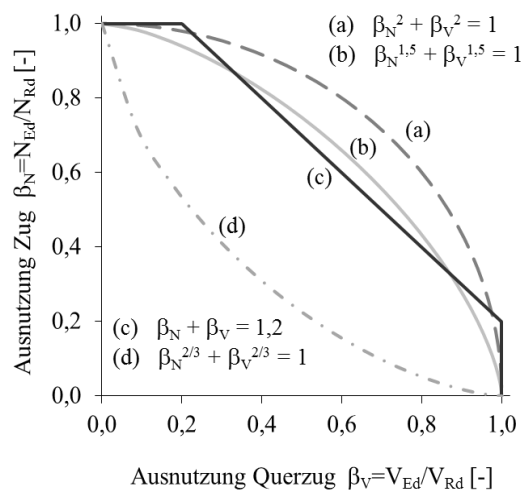


Abbildung 2-38: Interaktionsbeziehung für Kopfbolzen unter Zug- und Querkraftbeanspruchung

Für Verankerungen unter kombinierter Zug- und Querkraftbeanspruchung mit einer Rückhängebewehrung entweder für Zug- oder Schubbeanspruchung ist nach *CEN/TS 1992-4-2:2007* eine konservative Interaktionsbeziehung nach Gl. 2–99 mit $k = 2/3$ anzusetzen.

2.3.5 Tragfähigkeit von Kopfbolzen unter Berücksichtigung von Rückhängebewehrung

2.3.5.1 Kopfbolzen unter Zugbeanspruchung

Die Tragfähigkeit eines zugbeanspruchten Kopfbolzens mit maßgebendem Betonausbruch kann durch eine Rückhängebewehrung, die eine Ausbildung des Betonausbruchkegels verhindert, vergrößert werden. Eine vorhandene Oberflächenbewehrung, die nicht durch entsprechende Bügel umschlossen wird, reicht zur Verbesserung des Tragverhaltens nicht aus, siehe *Eligehausen u.a. 1992*.

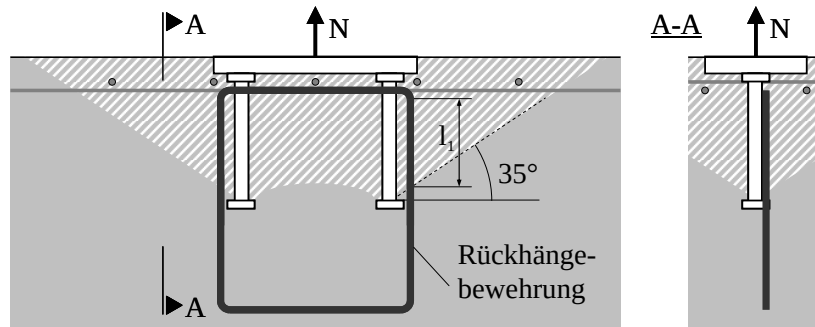


Abbildung 2-39: Bügel als Rückhängebewehrung für Kopfbolzen auf Zug

In Abbildung 2-39 ist eine Kopfbolzenverankerung mit direkt anliegendem Bügel zur Vermeidung des Betonausbruchs dargestellt.

Die Tragfähigkeit der Rückhängebewehrung setzt sich hierbei aus dem Kraftanteil der Hakenwirkung und der Verbundwirkung (Verbundlänge l_1 im ideellen Betonausbruchkegel) zusammen und wird durch die Stahltragfähigkeit der Bewehrung begrenzt. Der Kraftanteil des mitwirkenden Betons wird hierbei vernachlässigt. Nach *Ramm/Greiner 1993* ergibt sich die Tragfähigkeit nach Gl. 2–100 mit dem Hakenkraftanteil nach Gl. 2–101 und dem Verbundkraftanteil nach Gl. 2–102.

$$N_{u,re} = N_{u,re1} + N_{u,re2} \leq f_{yk} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_s^2 \quad \text{Gl. 2–100}$$

mit

$$N_{u,re1} = 0,4 \cdot A_s \cdot f_{yk} = 0,1 \cdot \pi \cdot d_s^2 \cdot f_{yk} \quad \text{Gl. 2–101}$$

f_{yk} Streckgrenze des Rückhängebewehrung

d_s Stabdurchmesser der Rückhängebewehrung

$$N_{u,re2} = l_1 \cdot \pi \cdot d_s \cdot f_{bu} \quad \text{Gl. 2–102}$$

f_{bu} Verbundspannung für Rippenstähle

$$f_{bu} = 2,25 \cdot f_{ctm} \quad \text{Gl. 2–103}$$

Nach *Ramm/Greiner 1993* kann der Hakenanteil um 20% vergrößert werden, wenn die Bügelbewehrung eine vorhandene Längsbewehrung (Oberflächenbewehrung) umschließt. Vereinfachend wird in *CEB226 1995* der Hakenanteil $N_{u,re1}$ rechnerisch vernachlässigt und stattdessen durch den Faktor 2 bei der Berechnung des Verbundkraftanteils $N_{u,re2}$ berücksichtigt.

Liegt die Bewehrung nicht direkt am Bolzen, kann die Tragfähigkeit der Rückhängebewehrung mit Hilfe eines Stabwerkmodells entsprechend *CEN/TS 1992-4-2:2007* (siehe Abbildung 2-40) berechnet werden, wobei die Tragfähigkeit eines einzelnen Schenkels nach den geltenden Regeln des Stahlbetonbaus nach *DIN EN 1992-1-1:2005-10* bestimmt wird. Es wird zwischen dem Stahlversagen des Bügelschenkels $N_{Rk,re}$ nach Gl. 2–104 und dem Versagen der Verankerung des Bügelschenkels im ideellen Betonausbruchkörper $N_{Rk,a}$ nach Gl. 2–105 unterschieden. Der Kraftanteil des mitwirkenden Betons wird ebenfalls vernachlässigt.

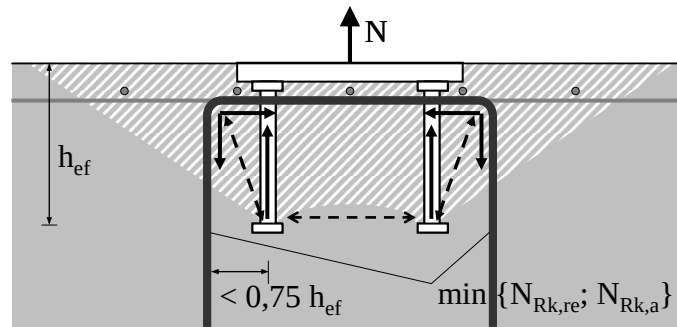


Abbildung 2-40: Stabwerkmodell zur Zugkraftverankerung von Bolzen mit Rückhängebewehrung

$$N_{Rk,re} = f_{yk} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_s^2 \quad \text{Gl. 2-104}$$

$$N_{Rk,a} = l_1 \cdot \pi \cdot d_s \cdot f_{bk} \cdot \frac{1}{\alpha} \quad \text{Gl. 2-105}$$

mit

$$l_1 \geq l_{b,min} = 4 \cdot d_s \quad \text{Verbundlänge für Haken und Schlaufen} \quad \text{Gl. 2-106}$$

$$f_{bk} = 2,25 \cdot \alpha_{ct} \cdot f_{ctk;0,05} \quad \text{Gl. 2-107}$$

α_{ct} Beiwert zur Berücksichtigung des Langzeitverhaltens

α Beiwert für die Verankerungsart

$\alpha = 0,7$ für Haken und Schlaufen

In *Raposo u.a. 2006* werden Versuche an Kopfbolzen mit einer Rückhängebewehrung zur Überprüfung des Ansatzes nach *CEB226 1995* durchgeführt. Es zeigt sich, dass für eine wirklichkeitsnahe Betrachtung der Tragfähigkeit der Kopfbolzen mit Rückhängebewehrung der Einfluss der Betontragfähigkeit nicht vernachlässigt werden kann. Auch sollte der Traglastanteil der Hakenwirkung unabhängig vom Verbundkraftanteil entgegen den Ansätzen nach *CEB226 1995*, *CEN/TS 1992-4-2:2007* bzw. *DIN EN 1992-1-1:2005-10* bestimmt werden.

Im Forschungsprojekt *Kuhlmann u.a. 2009* wird u. a. von *Eligehausen u.a. 2009* an einem Berechnungsmodell zur Zugtragfähigkeit von Kopfbolzen mit Rückhängebewehrung unter Berücksichtigung der Betontragfähigkeit gearbeitet. Auf Grundlage der in *Eligehausen u.a. 2009* und *Raposo u.a. 2006* durchgeführten Komponentenversuche lässt sich die Tragfähigkeit $N'_{u,re}$ in einem ersten Ansatz aus den Traglastanteilen des Betongrunds $N_{u,c}$ und der Rückhängebewehrung (Stahltragfähigkeit $N_{u,re}$ bzw. Tragfähigkeit der Verankerung $N_{u,a}$) nach Gl. 2-108 für Dübel in randferner Lage bestimmen. Zur Verifikation und zum Anwendungsbereich des ersten Ansatzes der Traglastformel wird auf die Literatur *Kuhlmann u.a. 2009* sowie nachfolgende Berichte verwiesen.

$$N'_{u,re} = N_{u,c} + \alpha \cdot \min \{N_{u,re}; N_{u,a}\} \quad \text{Gl. 2-108}$$

mit

$\alpha \approx 0,6$ Beiwert für die Tragfähigkeit der Rückhängebewehrung

$N_{u,c}$ nach Gl. 2-68

$$N_{u,a} = 0,4 \cdot A_s \cdot f_y + l_1 \cdot \pi \cdot d_s \cdot f_{bu} \quad \text{Gl. 2-109}$$

$$N_{u,re} = f_y \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_s^2 \quad \text{Gl. 2-110}$$

2.3.5.2 Kopfbolzen unter Schubbeanspruchung rechtwinklig zum Bauteilrand

Die Tragfähigkeit eines randnahen schubbeanspruchten Kopfbolzens kann durch eine Rückhängebewehrung nach Abbildung 2-41 vergrößert werden. Die effizienteste Möglichkeit ist die Verwendung von Nadeln, die nach *Ramm/Greiner 1993* direkt am Bolzenschaft mit der geringst zulässigen Betondeckung eingelegt werden sollen. Der Wirkungsgrad η_1 der nadelförmigen Rückhängebewehrung fällt mit einer tieferen Lage der Nadel sowie mit dem Abstand zwischen Nadel und Bolzenschaft, vgl. Gl. 2-111.

$$V_{u,s} = \eta_1 \cdot \sum A_s \cdot f_{yk} \quad \text{Gl. 2-111}$$

mit

$\eta_1 = 1,0$ Beiwert für die Wirksamkeit der Schlaufe bei direkter Anordnung am Bolzenschaft unterhalb der Ankerplatte

$\sum A_s$ Summe der Querschnittsflächen aller Schlaufenschenkel

Die nach *Ramm/Greiner 1993* anzusetzende charakteristische Tragfähigkeit $V_{Rk,s}$ nach Gl. 2-112 berücksichtigt bereits kleinere Montageungenauigkeiten der Rückhängebewehrung.

$$V_{Rk,s} = 0,5 \cdot \sum A_s \cdot f_{yk} \quad \text{Gl. 2-112}$$

Neben einer direkt angeordneten Schlaufenbewehrung kann die Randbewehrung einer Platte zur Aufnahme der eingeleiteten Schubkräfte rechtwinklig zum Bauteilrand herangezogen werden. Die Verteilung der Schubkräfte der Kopfbolzen auf die Schenkel der Bügelbewehrung erfolgt mit Hilfe eines Stabwerkmodells nach Abbildung 2-42. Die Tragfähigkeit eines einzelnen Schenkels wird nach *DIN EN 1992-1-1:2005-10* bestimmt, dabei wird zwischen dem Stahlversagen des Bügelschenkels $V_{Rk,re}$ nach Gl. 2-113 und dem Versagen der Verankerung des Bügelschenkels im ideellen Betonausbruchkörper $V_{Rk,a}$ nach Gl. 2-114 über die Verbundlänge l_1 unterschieden. Nach *CEN/TS 1992-4-2:2007* dürfen nur Schenkel mit einem maximalen Abstand zum Kopfbolzen von $0,75 c_1$ zur Lastabtragung berücksichtigt werden.

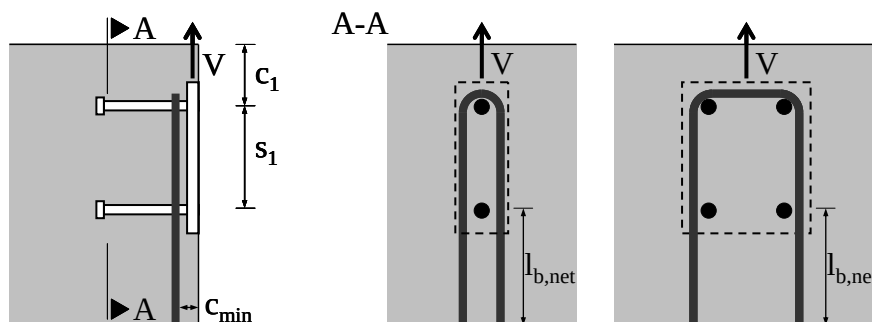


Abbildung 2-41: Schlaufenbewehrung zur Verankerung schubbeanspruchter Kopfbolzen

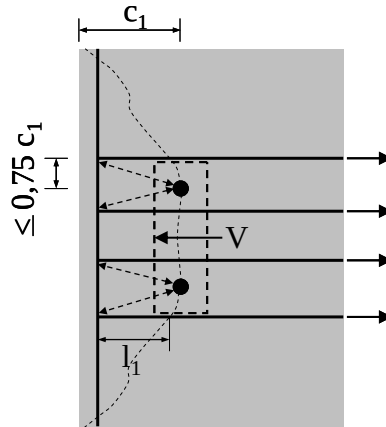


Abbildung 2-42: Stabwerkmodell zur Schubkraftaufnahme mit Rückhängebewehrung rechtwinklig zum Bauteilrand nach CEN/TS 1992-4-2:2007

$$V_{Rk,re} = f_{yk} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_s^2 \quad \text{Gl. 2-113}$$

$$V_{Rk,a} = l_1 \cdot \pi \cdot d_s \cdot f_{bk} \cdot \frac{1}{\alpha} \quad \text{Gl. 2-114}$$

In *Schmid/Eligehausen 2007* zeigt ein Vergleich zwischen den nach CEN/TS 1992-4-2:2007 berechneten Tragfähigkeiten und Versuchsergebnissen, dass die wirklichen Tragfähigkeiten teils deutlich unterschätzt werden und die Bemessungsregeln nach CEN/TS 1992-4-2:2007 sehr konservative Werte liefern. Die alternative Berechnungsgleichung der Tragfähigkeit des Bügelschenkels (Gl. 2-115) nach *Schmid/Eligehausen 2007* berücksichtigt neben der Verbundwirkung (Gl. 2-117) auch die Hakenwirkung (Gl. 2-116) und liefert gegenüber den Versuchswerten eine gute Übereinstimmung.

$$V_{um,c} = V_{um,c1} + V_{um,c2} \leq f_{yk} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_s^2 \quad \text{Gl. 2-115}$$

mit

$$V_{um,c1} = 0,36 \cdot \psi_2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_s^2 \cdot f_y \cdot \sqrt{f_{cc}/30} \quad \text{Gl. 2-116}$$

$$V_{um,c2} = l_1 \cdot \pi \cdot d_s \cdot f_{bm} \quad \text{Gl. 2-117}$$

$$\psi_2 = 1 - 0,2 \cdot \frac{e}{c_1}$$

e Abstand zwischen Kopfbolzen und Bügelschenkel

c_1 Randabstand des Kopfbolzens

2.4 Zusammenfassung

Im Stahl- und Verbundbau gibt es systematische Untersuchungen zu Kopfbolzen als Verbundmittel. Heutige Bemessungsmodelle nach DIN 18800-5:2007-03 oder DIN EN 1994-1-1:2006-07 für die Schubtragfähigkeit von Kopfbolzen basieren u. a. auf den Untersuchungen von Ollgaard u.a. 1971,

Johnson/Oehlers 1987 und der statistischen Auswertung wie z. B. in *Hanswille 2003* der durchgeführten Push-Out-Versuche. Hilfreich für das Verständnis des Tragverhaltens erscheint das Modell von *Lungershausen 1988*, das die einzelnen Tragwirkungen des Kopfbolzens veranschaulicht. Weitere Untersuchungen, wie in *Bode/Hanenkamp 1985* zusammengefasst, befassen sich mit der Tragfähigkeit eines randfernen Kopfbolzens und der Schub-Zug-Interaktion.

Auftretende Risse im Beton beeinträchtigen die Tragfähigkeit der Kopfbolzen stark, jedoch zeigen die Untersuchungen von *Oehlers 1989* an stehenden Kopfbolzen, dass eine vorhandene Bewehrung dem frühzeitigen Betonversagen entgegenwirkt und die Tragfähigkeit der Kopfbolzen gewährleistet. Für randnahe, liegende Kopfbolzen zeigen *Breuninger 2000* und *Kürschner 2003*, dass eine vorhandene Bewehrung die Tragfähigkeit randnaher Kopfbolzen sicherstellt.

Meist beschränken sich die Untersuchungen zu Kopfbolzen im Stahl- und Verbundbau nur auf die Ermittlung der Tragfähigkeit. *Ollgaard u.a. 1971* stellt ein Modell für die Kraft-Schlupf-Beziehung eines Kopfbolzens bei Verbundträgern vor, das jedoch nicht auf andere Problemstellungen wie Kopfbolzen als Schubdübel bei Ankerplatten übertragen werden kann.

Bei den im Stahl- und Verbundbau durchgeführten Untersuchungen an Stützenfüßen spielen die zur Schubsicherung häufig eingesetzten Kopfbolzen keine Rolle. Die zahlreichen Untersuchungen nach *DeWolf/Sarisley 1980*, *Picard/Beaulieu 1985*, *Penserini/Colson 1989*, *Hon/Melchers 1987*, *Guisse u.a. 1996* oder auch *Sokol/Wald 1997* beschränken sich auf lange Ankerschrauben, bei denen Stahlversagen gegenüber einem Versagen des Betongrunds maßgebend wird. Auch spielt in den Untersuchungen der Einfluss einer Schubkraft eine untergeordnete Rolle. Die verschiedenen Berechnungsmodelle zur Bestimmung des Momenten-Rotations-Verhaltens für Stützenfüße mit Ankerschrauben sind teils auf Versuchsergebnisse und teils auf empirische Untersuchungen hergeleitet. Die Anwendbarkeit der für Stahlanschlüsse entwickelten Komponentenmethode entsprechend *ENV 1993-1-1:1992, Anhang J* für Stützenfüße mit langen Ankerschrauben wird in *Guisse u.a. 1996* und *Sokol/Wald 1997* gezeigt. Somit stellt die u. a. darauf basierende Komponentenmethode nach *DIN EN 1993-1-8:2005-07* ein effizientes Bemessungsmodell dar, das jedoch nur mit einigen Einschränkungen angewendet werden kann und keine Anwendungsregeln für Kopfbolzen als Verankerungselement beinhaltet.

Durch eine Vielzahl systematischer Untersuchungen zur Tragfähigkeit von Kopfbolzen bzw. Dübeln im Allgemeinen konnte in der Befestigungstechnik mit dem CC-Verfahren, wie z. B. in *Fuchs/Eligehausen 1995* vorgestellt, eine effiziente Berechnungsmethode entwickelt werden. Dieses Verfahren erlaubt eine wirklichkeitsnahe Berechnung der Tragfähigkeit der Dübel im unbewehrten Beton. In bestimmten Anwendungsgrenzen kann durch eine Rückhängebewehrung die Tragfähigkeit und Duktilität der Befestigung verbessert und durch Stabwerkmodelle in dem Berechnungsverfahren berücksichtigt werden. Zwar stellen die Bemessungsregeln nach *CEN/TS 1992-4-1:2007* und *CEN/TS 1992-4-2:2007* den aktuellen Stand der Technik dar, jedoch weisen zum einen die Bemessungsgleichungen für eine Rückhängebewehrung gegenüber den Versuchsergebnissen noch hohe Tragreserven auf und zum anderen fehlen Angaben zur Berechnung der Verformung und der Steifigkeit eines Anschlusses.

Für eine vollständige Berechnung des Tragverhaltens, wie Tragfähigkeit, Steifigkeit und Duktilität, von Ankerplatten mit Kopfbolzen in randnaher und randferner Lage, unter kombinierter Zug- und

Schubbeanspruchung und unter Berücksichtigung einer Rückhängebewehrung müssen die Berechnungsverfahren beider Fachbereiche kombiniert und zusammengeführt werden. Dies kann in einem mechanischen Modell erfolgen, das sowohl das Komponentenverfahren nach **DIN EN 1993-1-8:2005-07** als auch die Bemessung nach dem CC-Verfahren nach **CEN/TS 1992-4-1:2007** und **CEN/TS 1992-4-2:2007** berücksichtigt.

3 Allgemeine Untersuchungen zum Tragverhalten von steifen Ankerplatten

3.1 Allgemeines

Um das Tragverhalten von Ankerplatten mit Kopfbolzen als Grundlage für die Herleitung eines Komponentenmodells zu analysieren, werden die Versuche des Forschungsvorhabens *Kuhlmann/Imminger 2003* an steifen, randfernen Ankerplatten in Kapitel 3.2 ausgewertet. Die durchgeführten Untersuchungen an Ankerplatten unter Querkraft sowie teilweise unter Zug- und kombinierter Querkraftbeanspruchung zeigen den Einfluss einer Rückhängebewehrung auf die Traglast und Duktilität des Anschlusses auf. Betrachtet werden die Versuche mit angeschweißten Kopfbolzen. Die weiterführenden numerischen Untersuchungen in Kapitel 3.3 unterstützen die in Kapitel 3.4 dargestellte erste mechanische Modellbildung.

3.2 Experimentelle Untersuchungen

3.2.1 Allgemeines

Im Rahmen des durchgeführten Forschungsvorhabens *Kuhlmann/Imminger 2003* wurden Versuche an randfernen Ankerplatten mit und ohne Rückhängebewehrung durchgeführt. Die Ergebnisse von insgesamt 23 Versuchen an Ankerplatten mit je 2 Kopfbolzenreihen werden im Kapitel 3.2 zusammengefasst. Die Versuche unterteilen sich wie folgt:

- 21 Versuche mit 2 gleich langen Dübelreihen à 3 Kopfbolzen (siehe Abbildung 3-1)
- 2 Versuche mit 2 unterschiedlich langen Dübelreihen à 3 Kopfbolzen (siehe Abbildung 3-2)

Im Rahmen dieser Arbeit wird auf die in *Kuhlmann/Imminger 2003* durchgeführten Versuche mit Schubknaggen und angeschweißter Bewehrung nicht eingegangen.

3.2.2 Versuchsparameter und Versuchsprogramm

Um den Einfluss der untersuchten Parameter zu erfassen, wurde im Rahmen des Forschungsprojekts *Kuhlmann/Imminger 2003* ausgehend von einem Basisversuchskörper jeweils ein Parameter in einer Versuchsreihe variiert:

- | | | |
|--|-----------------------------------|----------------------|
| – R1: Anzahl der Bügel im ideellen Betonausbruchkörper | $n = 0 \div 3$ | [-] |
| – R2: Effektive Dübellänge | $h_{ef} = 110 \div 210$ | [mm] |
| – R3: Betongüte | $f_{cm} = 2,8 \div 4,3$ | [N/mm ²] |
| – R4: Abstand zwischen den Dübelreihen | $s = 100 \div 200$
$s_1 = 100$ | [mm]
[mm] |
| – R5: Oberflächenbewehrung | $a_{s,l}/a_{s,q}$ | [cm ²] |
| – R6: Ausmitte der Lastbeanspruchung | $e = 40 \div 150$ | [mm] |

Tabelle 3-1: Versuchsparameter der Reihen R1 bis R6

	Zulagebügel				Eff. Länge			Betongüte			Dübelabstand			Flächenbewehrung			Lastausmitte		
	n [-]				h _{ef} [mm]						s [mm]			a _{s,l} /a _{s,q} [cm ²]			e [mm]		
	0	1Ø12	2Ø12	3Ø12	110	160	210	C 20/25	C 25/30	C 35/45	100	150	200	11,3/7,5	15,4/7,5	15,4/11,3	40	100	150
B1			•			•		•			•				•		•		
B2			•			•		•			•				•		•		
R1-1	•					•		•			•				•		•		
R1-2		•				•		•			•				•		•		
R1-4				•		•		•			•				•		•		
R2-1			•		•			•			•				•		•		
R2-3			•				•	•			•				•		•		
R3-2			•			•			•		•				•		•		
R3-3			•			•				•	•				•		•		
R4-2			•			•		•				•			•		•		
R4-3			•			•		•					•		•		•		
R5-1			•			•		•			•			•			•		
R5-3			•			•		•			•					•	•		
R6-2			•			•		•			•				•			•	
R6-3			•			•		•			•				•				•
R6-4			•			•			•		•				•				•

Eine Übersicht der variierten Parameter in den Versuchsreihen R1 bis R6 für Ankerplatten mit zwei Reihen Kopfbolzen kann Tabelle 3-1 entnommen werden. Die entsprechenden Parameter sind in Abbildung 3-1 dargestellt.

Zusätzlich wurden weitere Versuchsreihen mit Variation der Belastungsrichtung und der effektiven Länge der Kopfbolzenreihen durchgeführt, siehe Tabelle 3-2 und Tabelle 3-3. Die variierten Parameter sind in Abbildung 3-2 dargestellt.

- R7: Lastrichtung (Querkraft 0°, Schrägzug 45°, Zug 90°) $\alpha = 0 \div 90$ [°]
- R8: Dübelreihen mit unterschiedlichen Kopfbolzenlängen

Eine detailliertere Beschreibung des Versuchsprogramms kann *Kuhlmann/Imminger 2003* und *Hauf 2003* entnommen werden.

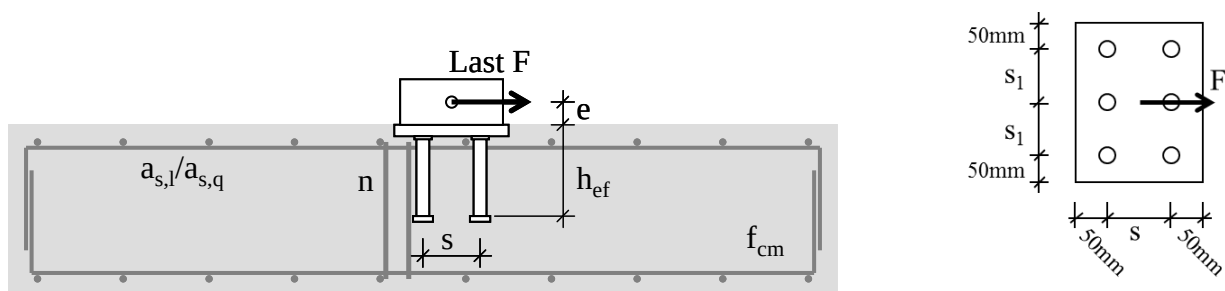


Abbildung 3-1: Variierte Parameter der Versuchsreihen R1 bis R6 mit Ankerplattenkonfiguration

Tabelle 3-2: Variierte Versuchsparameter der Reihe R7

	Zulagebügel n [-]				Betongüte			Lastwinkel α [°]		
	0	1Ø12	2Ø12	3Ø12	C 20/25	C 25/30	C35/45	0 (Schub)	45	90 (Zug)
B1			•		•			•		
R7-2			•		•				•	
R7-3			•			•			•	
R7-4			•				•		•	
R7-5			•		•					•
R7-6	•				•					•

Tabelle 3-3: Variierte Versuchsparameter der Reihe R8

	Eff. Länge $h_{ef,1}$ [mm]			Eff. Länge $h_{ef,2}$ [mm]			Betongüte		
	110	160	260	110	160	260	C 20/25	C 25/30	C 35/45
B1		•			•		•		
R8-1			•	•			•		
R8-3			•	•				•	

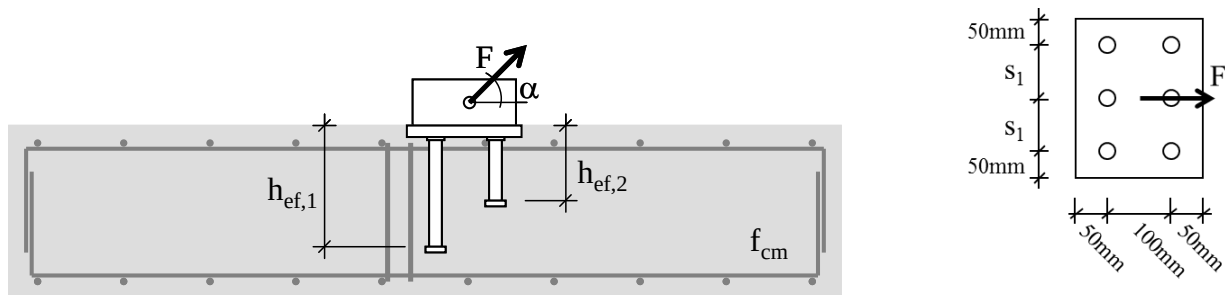


Abbildung 3-2: Variierte Parameter der Versuchsreihen R7 bis R8 mit Ankerplattenkonfiguration

3.2.3 Versuchsdurchführung

3.2.3.1 Versuchskörper

Die quadratische Betonplatte des Versuchskörpers hatte eine Kantenlänge von $b = 145 \text{ cm}$ und eine Dicke von $d = 30 \text{ cm}$ für die Querkraftversuche bzw. $d = 50 \text{ cm}$ für die Versuche unter Zug und kombinierter Querkraft. Durch die gewählten Abmessungen hatten die Kopfbolzen einerseits einen ausreichenden Randabstand und andererseits wurde ein Spaltens des Betons verhindert. Die Ankerplatte war mit der Oberkante bündig zur Betonplatte mit einem umlaufenden Streifen einer Weich-

faserplatte einbetoniert, so dass der Querschubanteil über die Kopfbolzen und nicht über die Stirnfläche der Ankerplatte übertragen wurde. Um eine optimale Verdichtung im Bereich der Kopfbolzen zu gewährleisten, erfolgte die Herstellung der Betonplatten stehend mit einer anschließenden feuchten Lagerung über 28 Tage. Die Anordnung der Ankerplatte, Oberflächen- und Rückhängebewehrung ist für den Basisversuchskörper B1 bzw. B2 in Abbildung 3-3 dargestellt.

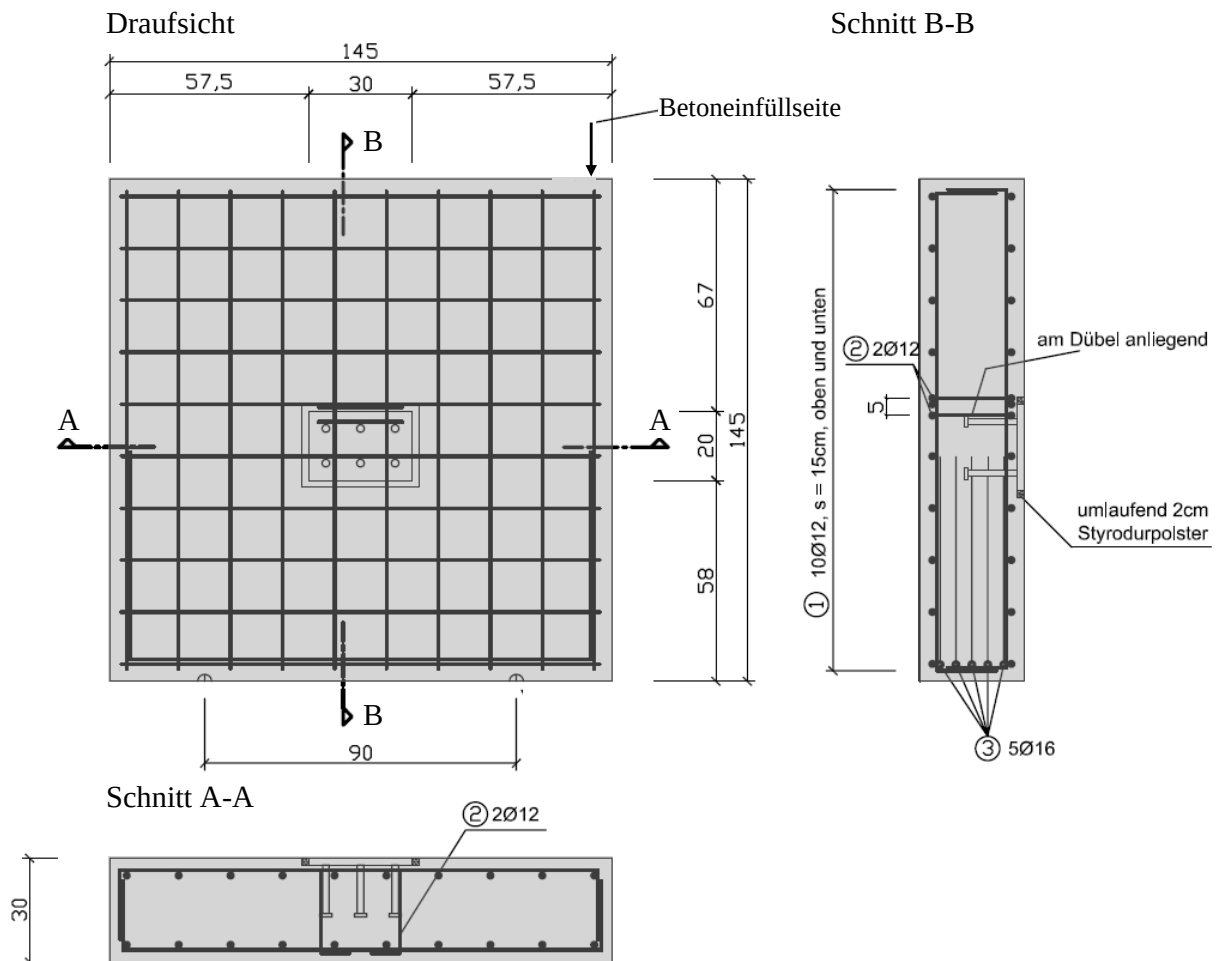
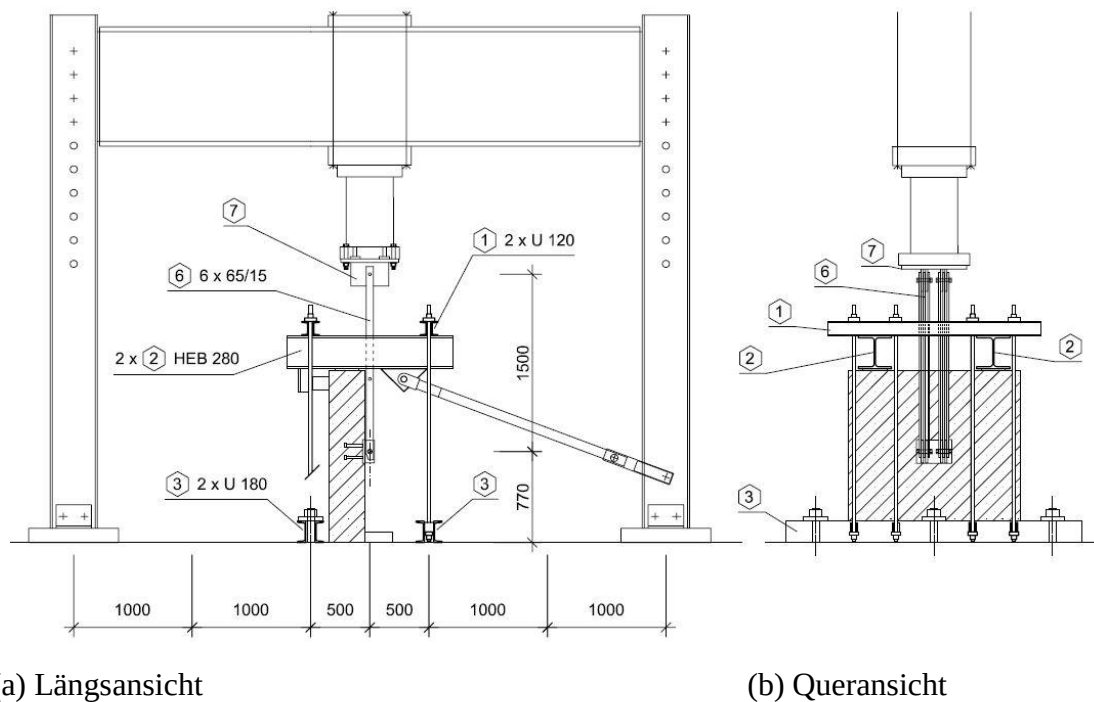


Abbildung 3-3: Geometrie des Basisversuchskörpers B1 / B2

3.2.3.2 Versuchsstand

Der Einbau der Versuchskörper in den Versuchsstand erfolgte stehend, so dass die Belastung der Ankerplatte mit Hilfe von gelenkig verbundenen Zuglaschen und des vertikal montierten hydraulischen Zylinders weggesteuert mit einer Geschwindigkeit $v = 1,5 \text{ mm/min}$ aufgebracht werden konnte. Für eine exzentrische Querkraftbelastung ist in Abbildung 3-4 der Versuchsstand dargestellt. Durch das Verspannen des Betonkörpers vor Versuchsbeginn mit insgesamt 8 Spannankern gegen den Spannboden wurde die Lage des Versuchskörpers während der Versuchsdurchführung gesichert.



(a) Längsansicht

(b) Queransicht

Abbildung 3-4: Versuchsstand für Querkraftbeanspruchung

3.2.3.3 Messeinrichtung

Das Tragverhalten der Ankerplatten wird neben der Tragfähigkeit auch durch auftretende Verformungen und Verschiebungen charakterisiert. Deshalb wurde am Betonversuchskörper ein Messrahmen angeschraubt, auf dem Wegnehmer die Relativverschiebungen während der Versuchsdurchführung aufzeichneten. Folgende Wegnehmer wurden bei den Querkraftversuchen eingesetzt, siehe auch Abbildung 3-5:

- Wegnehmer w_1 : Relativverschiebung zwischen Stahlplatte und Betongrund in Belastungsrichtung zur Bestimmung der Verschiebung der Ankerplatte
- Wegnehmer w_2 und w_3 : Relativverschiebung zwischen Stahlplatte und Betongrund senkrecht zur Belastungsrichtung zur Bestimmung der Rotation der Ankerplatte
- Wegnehmer w_4 bis w_8 : Relativverschiebung der Betonoberfläche im Bereich des Betonausbruchkörpers

Neben den Relativverschiebungen wurde mit zwei Wegnehmern die Rissbreite des Betons neben der Ankerplatte gemessen.

Bei den untersuchten Ankerplatten hängt die Tragfähigkeit von der aufnehmbaren Beanspruchung der zugbeanspruchten Komponenten, wie z. B. der Kopfbolzen, des Betongrunds bzw. der vorhandenen Rückhängebewehrung, ab. Daher wurden auf einzelne Kopfbolzen und Stäbe der Rückhängebewehrung Dehnmessstreifen geklebt, mit Hilfe derer die auftretenden Kräfte berechnet werden können. Eine Übersicht über Lage und Anzahl der Dehnmessstreifen je Versuch kann *Kuhlmann/Immingner 2003* entnommen werden.

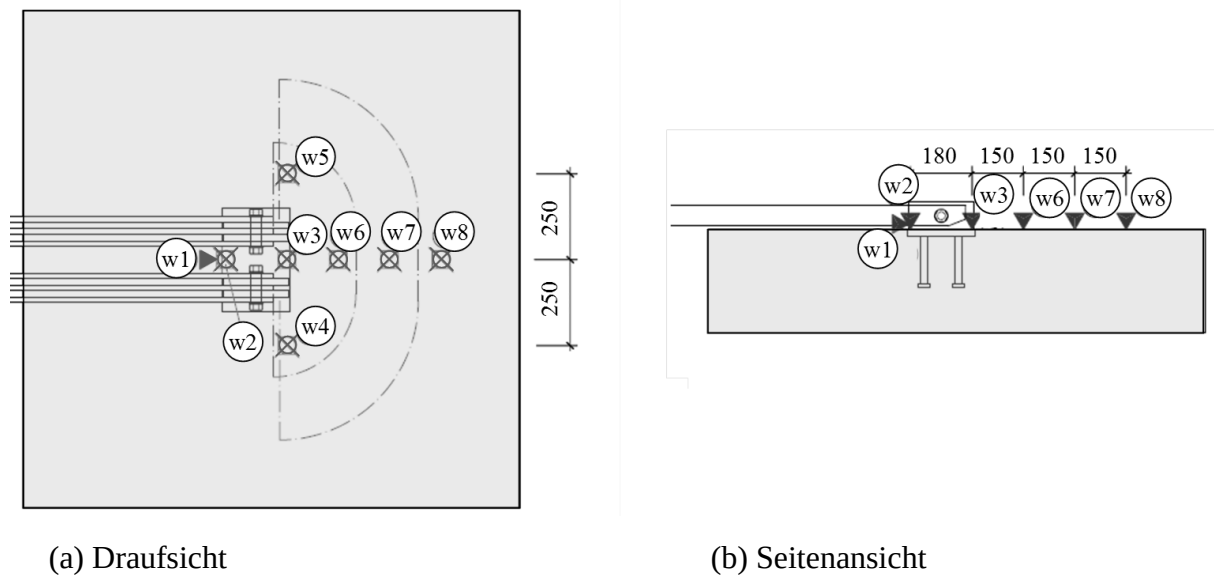


Abbildung 3-5: Anordnung der Wegaufnehmer bei Querkraftversuchen

3.2.4 Versuchsergebnisse

3.2.4.1 Materialkennwerte und Traglasten

Die protokollierte Versuchstraglast F_u , die nach *DIN EN 12390-3:2002-04* an drei Betonzylindern ermittelte mittlere Betondruckfestigkeit f_{cm} zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung sowie das maßgebende Versagen des Versuchskörpers sind für die Versuchsreihen R1 bis R9 in Tabelle 3-4 nach *Kuhlmann/Imminger 2003* und *Hauf 2003* zusammengefasst.

Die Betondruckfestigkeit als maßgebender Parameter variierte zwischen den einzelnen Versuchen. Um den Einfluss der Parameter auf die Tragfähigkeit der Ankerplatten unabhängig von der Betongüte darstellen zu können, werden in Tabelle 3-4 normierte Traglasten, die auf die Betondruckfestigkeit $f_{cm,n} = 30 \text{ N/mm}^2$ umgerechnet sind, aufgeführt. Hierbei wird die normierte Tragfähigkeit $F_{u,n}$ nach Gl. 3-1 in Anlehnung an die Tragfähigkeit eines einzelnen Kopfbolzens nach dem CC-Verfahren entsprechend Gl. 2-60 für Betonausbruch bestimmt. In Tabelle 3-4 werden die rückwärtigen Kopfbolzen als hintere Reihe bezeichnet.

$$F_{u,n} = F_u \cdot \sqrt{\frac{f_{cm}}{f_{cm,n}}} \quad \text{Gl. 3-1}$$

Die in Tabelle 3-5 angegebenen Materialkennwerte der Rückhängebewehrung wurden an drei Zugproben nach *DIN EN 10002-1:2001-07* ermittelt. Die Kennwerte der Kopfbolzen wurden dem Abnahmeprüfzeugnis entnommen.

Eine vollständige Darstellung der Lastverschiebungskurven, der Rissbreiten in Abhängigkeit der Belastung und die Fotodokumentation der Versuchskörper sind in dem Forschungsbericht *Kuhlmann/Imminger 2003* enthalten.

Tabelle 3-4: Versuchslasten der untersuchten Ankerplatten

	Traglast F_u [kN]	Betongüte f_{cm} [N/mm ²]	Bemerkung (v. ... vordere Bolzenreihe h. ... hintere Bolzenreihe)	Normierte Traglast $F_{u,n}$ *) [kN]
B1	639	30,0	Betonversagen	639
B2	757	40,9	Betonversagen	648
R1-1	519	40,9	Betonversagen	444
R1-2	558	30,0	Betonversagen	577
R1-4	648	30,0	Betonversagen	648
R2-1	494	40,9	Betonversagen	423
R2-3	944	40,9	Betonversagen	809
R3-2	824	39,2	Betonversagen	721
R3-3	810	35,8	Betonversagen	741
R4-2	704	32,3	Stahlbruch (h. = hintere Reihe)	678
R4-3	981	32,3	Betonversagen	945
R5-1	752	36,6	Betonversagen	681
R5-3	837	36,6	Betonversagen	758
R6-2	519	36,6	Betonversagen	470
R6-3	359	32,3	Betonversagen	346
R6-4	411	35,8	Betonversagen	376
R7-2	589	30,0	Betonversagen	589
R7-3	673	39,2	Betonversagen	588
R7-4	661	35,8	Betonversagen	605
R7-5	616	36,6	Betonversagen	557
R7-6	269	38,0	Betonversagen	239
R8-1	763	35,0	Betonversagen	707
R8-3	909	39,2	Stahlbruch (v. = vordere Reihe)	796

*) $F_{u,n} = F_u \cdot (f_{cm} / f_{cm,n})^{0,5}$ mit $f_{cm,n} = 30 \text{ N/mm}^2$

Tabelle 3-5: Materialkennwerte der Kopfbolzen Typ SD und der Rückhängebewehrung

	Streckgrenze $f_{p0,2}$ [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_u [N/mm ²]	E-Modul E_s [N/mm ²]
SD 22/100	519	528	-
SD 22/150	504	520	-
SD 22/200	531	544	-
SD 22/250	519	529	-
BSt 500S Ø12	591	687	196.267

3.2.4.2 Einfluss der Versuchsparameter

Um den Einfluss der jeweiligen Parameter zu erfassen, werden die Versuchstraglasten einer variierten Kenngröße gegenübergestellt. Wie in Tabelle 3-4 aufgeführt, wurde die Tragfähigkeit meist unter einem Betonausbruch ausgehend von der rückwärtigen Kopfbolzenreihe erreicht.

Für die Parameter wird mit Hilfe einer Regressionsanalyse der Versuchstraglasten der Zusammenhang zwischen (normierter) Tragfähigkeit und variiertem Parameter über eine Trendlinie in den

entsprechenden Diagrammen angegeben. Die jeweilige Ansatzfunktion wird in Abhängigkeit des vereinfachten Kräftegleichgewichts nach Abbildung 3-6 bzw. Gl. 3-2 unter Vernachlässigung der Normalkraft-Querkraft-Interaktion der rückwärtigen Kopfbolzenreihe bestimmt. Hierbei wird die Gesamtexzentrizität der aufgebrachten Querkraft F zur resultierenden Schubkraft V der Kopfbolzen (bzw. zum Kraftanteil über Reibung) über ein Kräftepaar in den Kopfbolzen (Zugkraft N) und der Druckzone D aufgenommen. Die inneren Hebelarme der Kräfte werden, wie in Abbildung 3-6 dargestellt, angesetzt. Mit den in Kapitel 2.3.4 aufgeführten Tragfähigkeiten der Kopfbolzen $N_{u,s}$ bzw. $N_{u,c}$ und der Bewehrung $N_{u,re}$ bzw. $N_{u,a}$ wird unter der Annahme, dass die Traglast bei einem Versagen der rückwärtigen Kopfbolzenreihe erreicht wird, jeweils ein vereinfachter Ansatz (Trendlinie) bestimmt und den Versuchswerten gegenübergestellt. Die Lasteinleitungslänge der Kopfbolzen wird als weitere Vereinfachung vernachlässigt, so dass in Gl. 3-2 der Term $\kappa \cdot d \approx 0$ gesetzt wird.

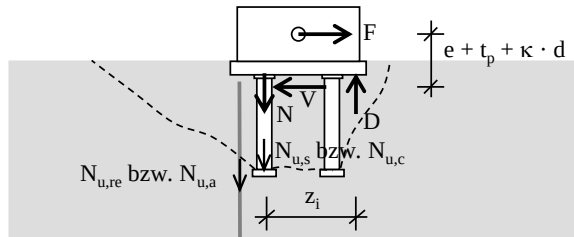


Abbildung 3-6: Wirkungsklinien und Hebelarme der resultierenden Kräfte

$$F = \frac{z_i}{e + t_p + \kappa \cdot d} \cdot N \quad \text{Gl. 3-2}$$

mit

$z_i = d - x/2$	Hebelarm zwischen der resultierende Zug- und Druckkraft
d	Abstand der Kopfbolzen zur Vorderkante der Ankerplatte
x	Höhe der Druckzone zwischen Ankerplatte und Beton
e	Abstand zwischen Krafteinleitung und Oberkante der Ankerplatte
t_p	Dicke der Ankerplatte
$\kappa \cdot d$	halbe Lasteinleitungslänge der Kopfbolzenschubkraft in den Beton

a.) Einfluss der Betonfestigkeit

In Abbildung 3-7a ist die Tragfähigkeit der Ankerplatten auf Querkraft bei Anordnung von zwei wirksamen Bügeln als Rückhängebewehrung in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit f_{cm} dargestellt. Mit zunehmender Betongüte bzw. Betondruckfestigkeit f_{cm} steigt die Tragfähigkeit der Ankerplatte F_u , die unter einem Betonausbruch der rückwärtigen Dübelreihe erreicht wird. Nach Gl. 3-2 ist unter Vernachlässigung der Normalkraft-Querkraft-Interaktion für die hintere Dübelreihe die Tragfähigkeit F_u von der Normalkrafttragfähigkeit N der hinteren Dübelreihe und somit von der Tragfähigkeit eines Kopfbolzens bzw. der Tragfähigkeit des Betongrunds $N_{u,c}$ nach Gl. 2-60 abhängig. Für die Regressionsanalyse wird daher die Ansatzfunktion nach Gl. 3-4, die aus Gl. 3-3 hergeleitet wird, angesetzt. Der Abstand s_l zwischen den beiden Dübelreihen ist in allen Versuchen konstant, so dass deren Einfluss auf die Tragfähigkeit nachfolgend vereinfachend vernachlässigt

wird. Es zeigt sich, dass die Betongüte ein maßgebender Parameter für die Traglast der Ankerplatten ist.

$$F_u \sim N_{u,c}^0 = 15,5 \cdot \sqrt{f_{cc,200}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{Gl. 3-3}$$

$$F_u = X_1 \cdot \sqrt{f_{cm}} \quad \text{Gl. 3-4}$$

Um den Einfluss der Betongüte zu minimieren, wird in den nachfolgenden Versuchsreihen die normierte Traglast $F_{u,n}$ nach Gl. 3-1 bezogen auf eine Betondruckfestigkeit $f_{cm,n} = 30 \text{ N/mm}^2$ verwendet. Die Regressionsanalyse ergibt eine normierte Traglast der Versuchskörper analog den Basisversuchskörpern von $F_{u,n} = X_{1,n} = 682 \text{ kN}$ bei der Betondruckfestigkeit $f_{cm,n} = 30 \text{ N/mm}^2$, siehe Abbildung 3-7b. Diese Normierung zeigt eine zufriedenstellende Übereinstimmung (Mittelwert $\bar{x} = 1,00$, Variationskoeffizient $\nu = 6,4 \%$) zu den Versuchswerten, führt jedoch zu einer gewissen Unschärfe bei den Ergebniswerten der Versuchstraglasten, die jedoch im Streubereich des Materialverhaltens des Betons liegt.

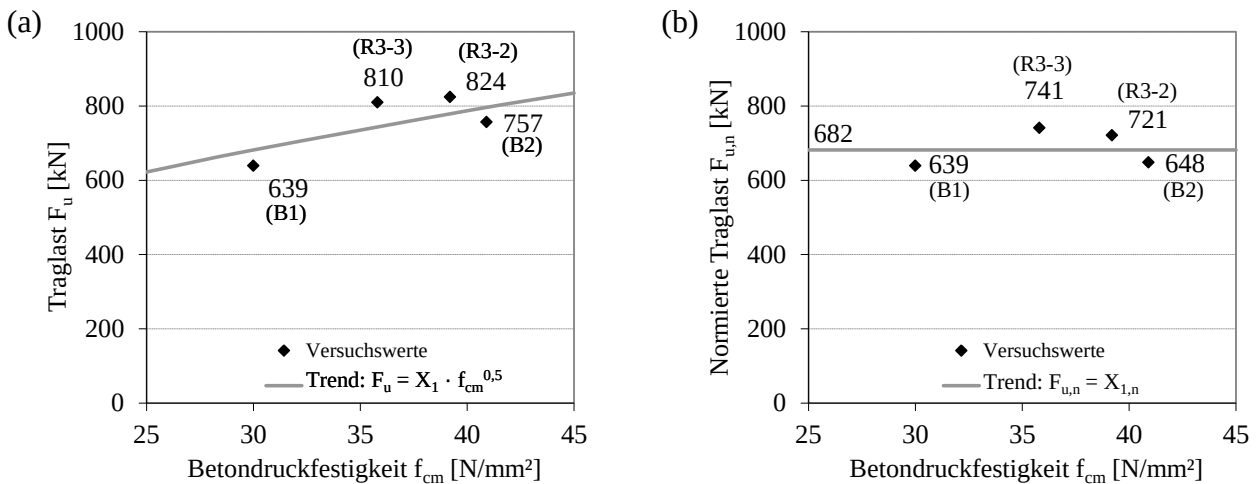


Abbildung 3-7: (a) Versuchstraglasten in Abhängigkeit der Betonfestigkeit f_{cm} (b) Normierte Versuchstraglasten in Abhängigkeit der gemessenen Betondruckfestigkeit f_{cm}

b.) Einfluss der Rückhängebewehrung

Die vorhandene Rückhängebewehrung wirkt dem maßgebenden, auftretenden Betonausbruch der rückwärtigen Dübelreihe entgegen, so dass mit zunehmender Tragfähigkeit N_a der Rückhängebewehrung auch die Traglast F_u der Ankerplatte steigt. In Abbildung 3-8a sind die Versuchstraglasten in Abhängigkeit der Tragfähigkeit N_a nach Gl. 2-105 für Betonausbruch mit den mittleren Werkstoffkennwerten f_{cm} und $f_b = 2,25 \cdot f_{cm}$ dargestellt. Bei den Versuchen wurden unterschiedliche Betondruckfestigkeiten f_{cm} gemessen, so dass die Versuchswerte in Gruppen mit jeweils vergleichbarer Betondruckfestigkeit f_{cm} unterteilt werden.

Entsprechend dem Ansatz von *Eligehausen u.a. 2009*, siehe Gl. 2-108, kann die Tragfähigkeit der rückwärtigen Dübelreihe über die Tragfähigkeit des Betongrunds $N_{u,c}$ durch eine Rückhängebewehrung um $\Delta N = \alpha \cdot N_a$ vergrößert werden. Für die untersuchten Ankerplatten kann unter Berücksichtigung des Gleichgewichts nach Abbildung 3-6 durch einen vergrößerten Zugkraftwiderstand ΔN

der rückwärtigen Dübelreihe eine zusätzliche Querkraft ΔF nach Gl. 3–5 aufgenommen werden. Die in Abbildung 3-8a in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit f_{cm} dargestellten Trendlinien ergeben sich aus der Traglast $X_2 (f_{cm})$ für ein Betonversagen ohne Rückhängebewehrung und der Bügeltragfähigkeit N_a multipliziert mit der Steigung m , die sich durch Einsetzen der geometrischen Größen entsprechend Gl. 3–6 zu $m = 2 \cdot \alpha$ ergibt. Für den von *Eligehausen u.a. 2009* vorgeschlagenen Wert $\alpha = 0,6$ weisen die Trendlinien eine gute Übereinstimmung mit den Versuchswerten auf.

$$\Delta F = z_i / (e + t_p) \cdot \Delta N \approx 2 \cdot \Delta N = 2 \cdot \alpha \cdot N_a \quad \text{Gl. 3–5}$$

$$m = \Delta F / N_a = 2 \cdot \alpha \quad \text{Gl. 3–6}$$

Für die normierten Traglasten in Abbildung 3-8b zeigt sich eine gute Übereinstimmung (Mittelwert $x = 1,01$, Variationskoeffizient $v = 4,4 \%$) zwischen der Trendlinie und den Versuchswerten, so dass der Einfluss der Bügelbewehrung über den gezeigten Ansatz gut wiedergegeben wird.

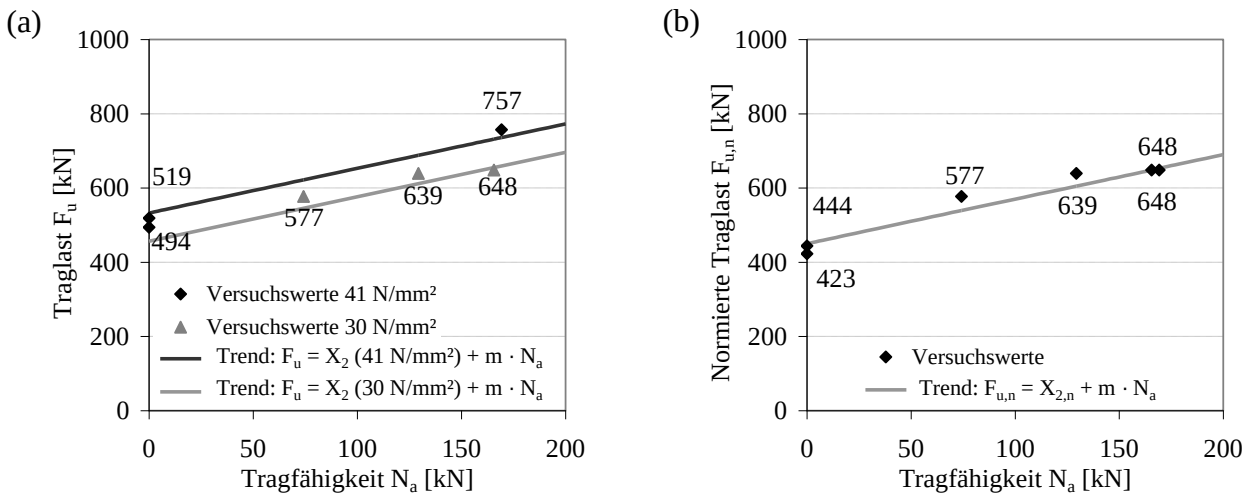


Abbildung 3-8: Versuchstraglasten in Abhängigkeit der Zugtragfähigkeit der Bügelbewehrung N_a für (a) gemessene Traglasten und (b) normierte Traglasten

c.) Einfluss der effektiven Länge h_{ef} der Kopfbolzen

Mit zunehmender effektiven Länge h_{ef} steigt die Betonausbruchslast eines Kopfbolzens auf Zug $N_{u,c}$ nach Gl. 2–60 bzw. Querkraft $V_{u,cp}$ nach Gl. 2–84 als auch die zusätzliche Tragfähigkeit der Rückhängebewehrung N_a nach Gl. 2–105 aufgrund der größeren Verankerungslänge l_1 des Bügels im Betonausbruchkörper. In Abbildung 3-9a sind die Traglasten der Versuchsreihen mit gleich langen Dübelreihen als auch mit unterschiedlicher Länge zusammengefasst. Da sich die Versagensarten der beiden Versuchsreihen unterscheiden, muss die Auswertung getrennt voneinander erfolgen.

Bei den Ankerplatten mit gleich langen Kopfbolzenreihen wird die Traglast bei Betonausbruch der rückwärtigen Dübelreihe erreicht. Unter Vernachlässigung der Normalkraft-Querkraft-Interaktion der hinteren Dübelreihe ist die normierte Tragfähigkeit $F_{u,n}$ von der Normalkrafttragfähigkeit N der hinteren Dübelreihe bzw. der Tragfähigkeit des Betongrunds $N_{u,c}$ nach Gl. 2–60 abhängig, siehe Gl. 3–2, sofern der Einfluss des Abstands s_1 zwischen den Dübelreihen nicht berücksichtigt wird. Daher wird für die Regressionsanalyse die Ansatzfunktion nach Gl. 3–3 bzw. Gl. 3–7 angesetzt. Für die

kürzeren Kopfbolzen weist die Annäherung eine gute Übereinstimmung auf, während für die längeren Kopfbolzenreihen die Traglast überschätzt wird, da die Trendlinie nur das Versagen durch rückwärtigen Betonausbruch berücksichtigt.

$$F_{u,n} = X_{3,n} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{mit} \quad X_{3,n} = \frac{X_{1,n}}{h_{ef,B1}^{1,5}} = \frac{682 \text{ kN}}{(160 \text{ mm})^{1,5}} \quad \text{Gl. 3-7}$$

In Abbildung 3-9a sind auch die Traglasten der Ankerplatten mit unterschiedlich langen Kopfbolzenreihen ($h_{ef} = 260$ bzw. 110 mm) durch runde Diagrammpunkte dargestellt. Ein Versagen der Ankerplatten tritt durch Betonversagen der vorderen Dübelreihe bzw. durch ein Stahlversagen der Kopfbolzen ein, so dass die theoretische Tragfähigkeit aufgrund der längeren Kopfbolzen nicht erreicht wird und die Werte nicht mit der Trendlinie verglichen werden können.

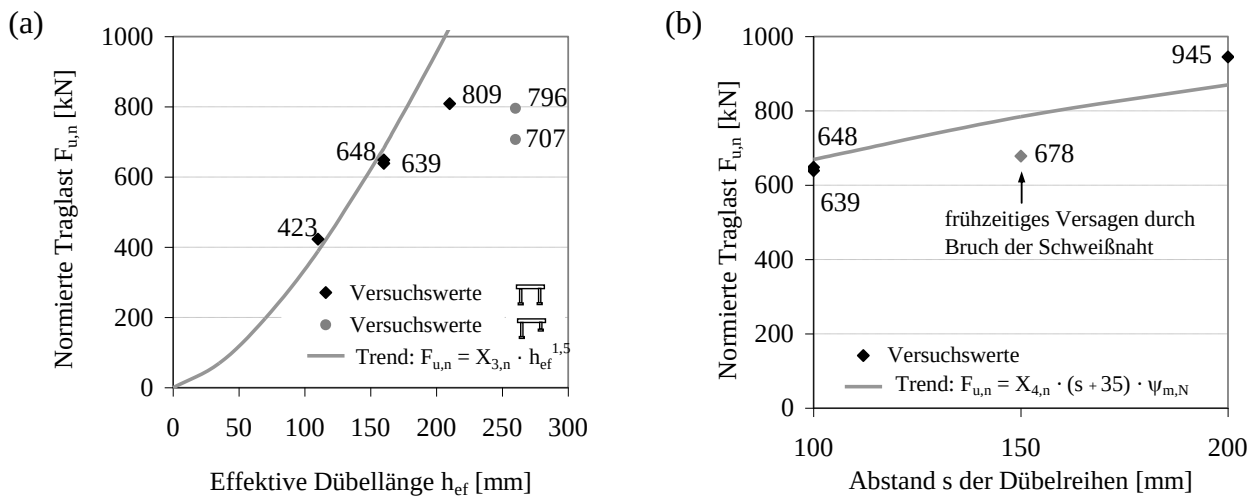


Abbildung 3-9: (a) Normierte Traglasten in Abhängigkeit der effektiven Dübellänge h_{ef} (b) Normierte Traglasten in Abhängigkeit des Abstands s der Dübelreihen

d.) Einfluss des Abstands s der Dübelreihen

Mit zunehmendem Achsabstand s steigt die Traglast der Ankerplatten, da sich nicht nur der innere Hebelarm $z_i = s + 50 \text{ mm} - 0,5 \cdot x$ zwischen der Zugkraft N in der rückwärtigen Kopfbolzenreihe und der Druckzone vergrößert, sondern auch die Betonausbruchlast der Kopfbolzen. Die erhöhte Betonausbruchlast resultiert aus einer größeren Ausbruchfläche der Dübelreihen. Mit zunehmendem Achsabstand s nimmt jedoch auch die abstützende und traglasterhöhende Wirkung der Druckzone ab, rechnerisch berücksichtigt durch den Beiwert $\psi_{m,N}$ nach Gl. 2-69. Unter Berücksichtigung des Kräftegleichgewichts in Abbildung 3-6 bzw. Gl. 3-8 ergibt sich mit dem Beiwert $\psi_{m,N}$ die Ansatzfunktion nach Gl. 3-9. Dabei wird die Druckzonenhöhe mit $x \approx 30 \text{ mm}$ angenommen, so dass die resultierende Druckzonenkraft D nahe dem Rand der Ankerplatte liegt.

$$F = \frac{z_i}{e + t_p} \cdot N = \frac{s + 50 \text{ mm} - 0,5 \cdot x}{z_a} \cdot N \quad \text{Gl. 3-8}$$

$$F_{u,n} = X_{4,n} \cdot (s + 35) \cdot \psi_{m,N} \quad \text{Gl. 3-9}$$

Für die Regressionsanalyse wird der Versuchswert R4-2 ($s = 150 \text{ mm}$) nicht berücksichtigt, da hier ein Versagen einer fehlerhaften Schweißnaht am Kopfbolzen der rückwärtigen Dübelreihe auftrat und die volle Tragfähigkeit der Ankerplatte nicht erreicht werden konnte.

Die normierten Versuchstraglasten sind in Abbildung 3-9b der Trendlinie gegenübergestellt. Die Annäherung gibt den Einfluss des Achsabstands wieder, soweit dies aufgrund der geringen Anzahl der auswertbaren Versuche überhaupt bewertet werden kann.

e.) Einfluss der Lastexzentrizität e

Die Lastexzentrizität e bestimmt das neben der Querkraftbelastung F aufzunehmende Exzentrizitätsmoment der Ankerplatte, das über ein Kräftepaar, wie in Abbildung 3-6 dargestellt, aufgenommen wird. Somit steigt die Normalkraftbelastung N in der rückwärtigen Kopfbolzenreihe mit zunehmender Lastexzentrizität e und führt bei einem maßgebenden Betonausbruch der rückwärtigen Kopfbolzenreihe zu einer verminderten Traglast F_u . Unter Vernachlässigung der Normalkraft-Querkraft-Interaktion der maßgebenden rückwärtigen Kopfbolzenreihe kann durch das Gleichgewicht nach Gl. 3-10 die Ansatzfunktion für die Regressionsanalyse nach Gl. 3-11 bestimmt werden.

$$F = \frac{Z_i}{e + t_p} \cdot N \quad \text{Gl. 3-10}$$

$$F = X_{5,n} / (e + t_p) \quad \text{mit} \quad X_{5,n} = X_{1,n} \cdot (40 \text{ mm} + 20 \text{ mm}) \quad \text{Gl. 3-11}$$

Die normierten Traglasten und die Trendlinie sind in Abbildung 3-10a über die äußere Lastexzentrizität e dargestellt. Für eine kleine Exzentrizität e wird die normierte Traglast $F_{u,n}$ durch den Ansatz der Trendlinie überschätzt, da die vernachlässigte Normalkraft-Querkraft-Interaktion für die rückwärtige Kopfbolzenreihe deren Tragfähigkeit deutlich abmindert und zu einer geringeren Traglast der Ankerplatte führt.

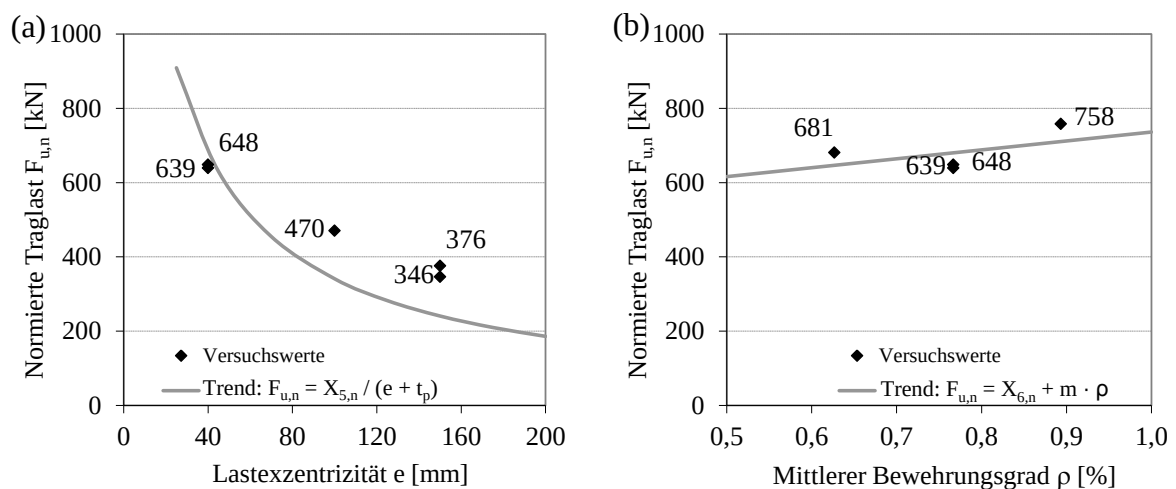


Abbildung 3-10: (a) Normierte Traglasten in Abhängigkeit des äußeren Hebelarms e der Querkraftbeanspruchung (b) Normierte Traglasten in Abhängigkeit des mittleren Bewehrungsgrads ρ

f.) Einfluss des Bewehrungsgrads ρ der Oberflächenbewehrung

Für die durchgeführten Versuche sind die normierten Traglasten in Abhängigkeit des mittleren Bewehrungsgrads ρ der Oberflächenbewehrung in Abbildung 3-10b dargestellt. Der Grad der Oberflächenbewehrung hat auf die Traglast einen positiven Einfluss, jedoch wurde in den Versuchen der Bewehrungsgrad ($\rho = 0,6-0,9 \%$) nur gering variiert. Gegenüber den anderen Parametern wie Betongüte, effektive Dübellänge, Bügelbewehrung, Achsabstand oder Lastexzentrizität hat die Oberflächenbewehrung einen geringen Einfluss auf die Tragfähigkeit.

3.2.4.3 Lastverschiebungsverhalten der Ankerplatte

Das Lastverschiebungsverhalten für die mit Querkraft beanspruchten Ankerplatten ist in Abbildung 3-11a für unterschiedliche Betonfestigkeiten mit w_1 als Verschiebung in Belastungsrichtung dargestellt. Die im unteren Lastbereich gleichmäßige Anfangssteifigkeit der Ankerplatten nimmt mit der Betonfestigkeit f_{cm} zu, um bei Laststeigerung kontinuierlich abzunehmen. Die Traglast wird unter einer fast gleichen Verschiebung erreicht, wobei die beiden Versuche B1 und B2 durch die vorhandene Bügelbewehrung ein sehr duktileres Tragverhalten aufweisen. Nach Überschreiten der zur Traglast gehörenden Verschiebung fällt die aufnehmbare Tragfähigkeit zunehmend ab.

Die Anzahl der Bügel als Rückhängebewehrung beeinflusst die Anfangssteifigkeit der Ankerplatte nach Abbildung 3-11b nur geringfügig. Bis zur Traglast der Ankerplatte ohne Bügel stimmt die Steifigkeit bei unterschiedlicher Bügelanzahl gut überein, erst nach Überschreiten dieser Belastung zeigt sich ein Einfluss der Rückhängebewehrung auf die Steifigkeit. Hierbei nimmt die Steifigkeit als auch die Duktilität des Anschlusses mit der Bügelbewehrung zu. Dies zeigt sich noch deutlicher bei den Versuchen unter Zug, wie in Abbildung 3-12a dargestellt. Bei einem reinen Betonversagen des Versuchs R7-6 fällt die Beanspruchbarkeit mit zunehmender Verformung rasch ab. Die Resttragfähigkeit von ca. 100 kN resultiert aus dem Einhängen des Ausbruchkörpers in die Oberflächenbewehrung der Betonplatte. Im Versuch R7-6 mit Bügeln zeigt sich ein deutlich duktileres Lastverhalten der Ankerplatte, da sich der Ausbruchkörper zunehmend in die Bügel einhängt.

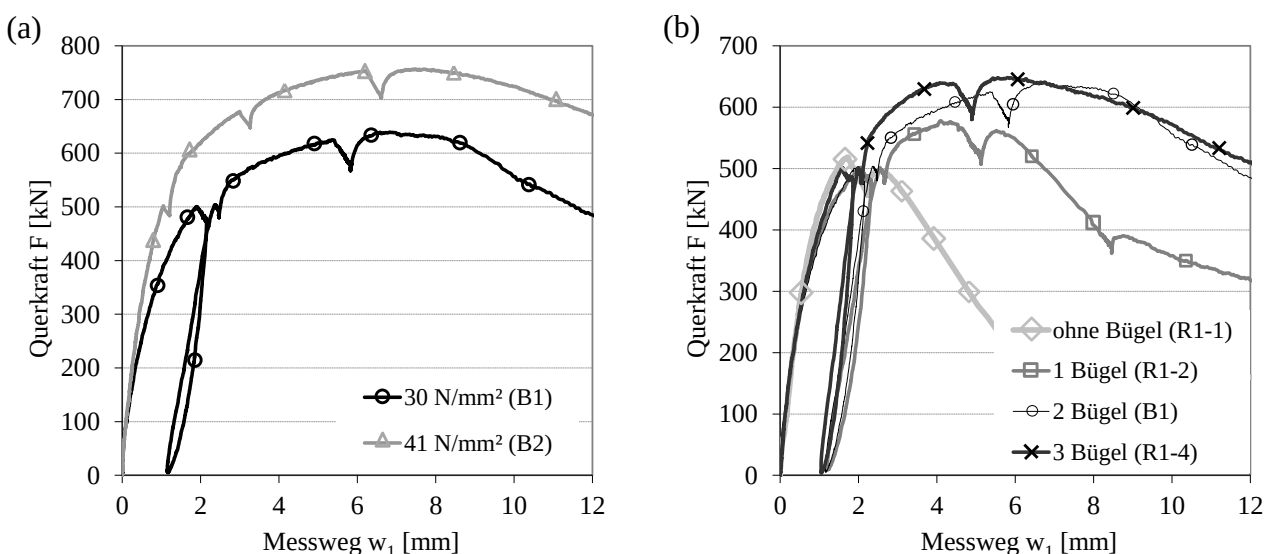


Abbildung 3-11: Lastverschiebungskurven in Abhängigkeit der (a) Betongüte (b) Bügelbewehrung

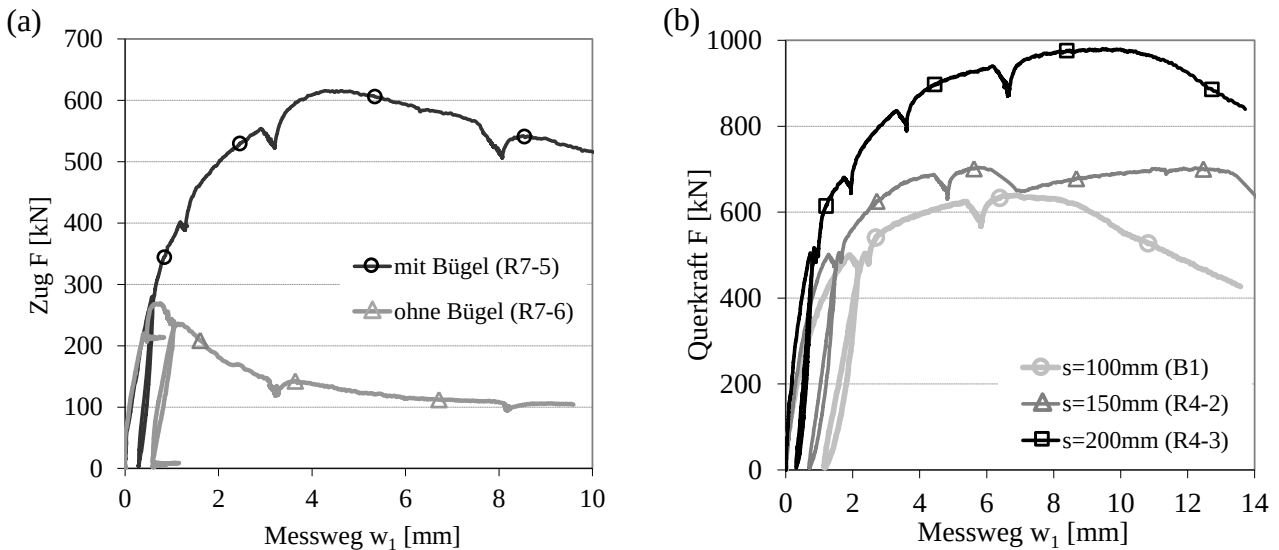


Abbildung 3-12: Lastverschiebungskurven in Abhängigkeit der (a) Bügelbewehrung bei einer Zugbelastung (b) Achsabstand der Kopfbolzenreihen

Durch die Variation des Achsabstands s der Kopfbolzenreihen ändert sich neben der Traglast auch die Anfangssteifigkeit der Ankerplatte, siehe Abbildung 3-12b. Die Versuche B1, R4-2 und R4-3 besitzen fast die gleiche Betonfestigkeit, so dass die unterschiedliche Steifigkeit aus dem Achsabstand resultiert.

3.2.4.4 Auswertung von durchgeführten Messungen

Bei der Auswertung der durchgeführten Messungen wird das Hauptaugenmerk vor allem auf den Einfluss der Bügelbewehrung auf das Tragverhalten der Ankerplatte gelegt.

Die gemessenen Verschiebungen w_4 bis w_6 der Betonoberfläche zeigen einen auftretenden Betonbruch der rückwärtigen Kopfbolzenreihe an, wie an den Messwerten des Versuchs R1-1 ohne Bügel in Abbildung 3-13a zu sehen ist. Nach Überschreiten der Traglast steigen die gemessenen Verschiebungen schnell an. Der außerhalb des theoretischen Ausbruchkegels liegende Wegnehmer w_8 zeigt erst nach Überschreiten der Traglast eine größere Verformungen an, da sich hier ein kompletter Ausbruchkegel, der sich über das theoretische Maß $1,5 h_{ef}$ erstreckt, einstellt. Bei Anordnung von Bügeln, wie in Abbildung 3-13b dargestellt, treten größere Verschiebungen für die Wegnehmer w_4 bis w_6 erst nach Überschreiten der Traglast ohne Bügel auf. Mit zunehmender Belastung findet eine Umlagerung auf die Bügel statt, die im nachfolgenden Absatz mit Hilfe von Abbildung 3-14a untersucht wird.

Tabelle 3-6: Gemessene und berechnete Zugkraft in den Bügeln

Versuch	Zugkraft Versuch $N_{a,V}$ [kN]	Zugkraft Modell 1 $N_{a,M}$ [kN]	Zugkraft Modell 2 $N_{a,M}$ [kN]
R1-2	101	69 (-32 %)	82 (-19 %)
B1	141	118 (-16 %)	150 (+ 6 %)
R1-4	176	148 (-16 %)	206 (+17 %)

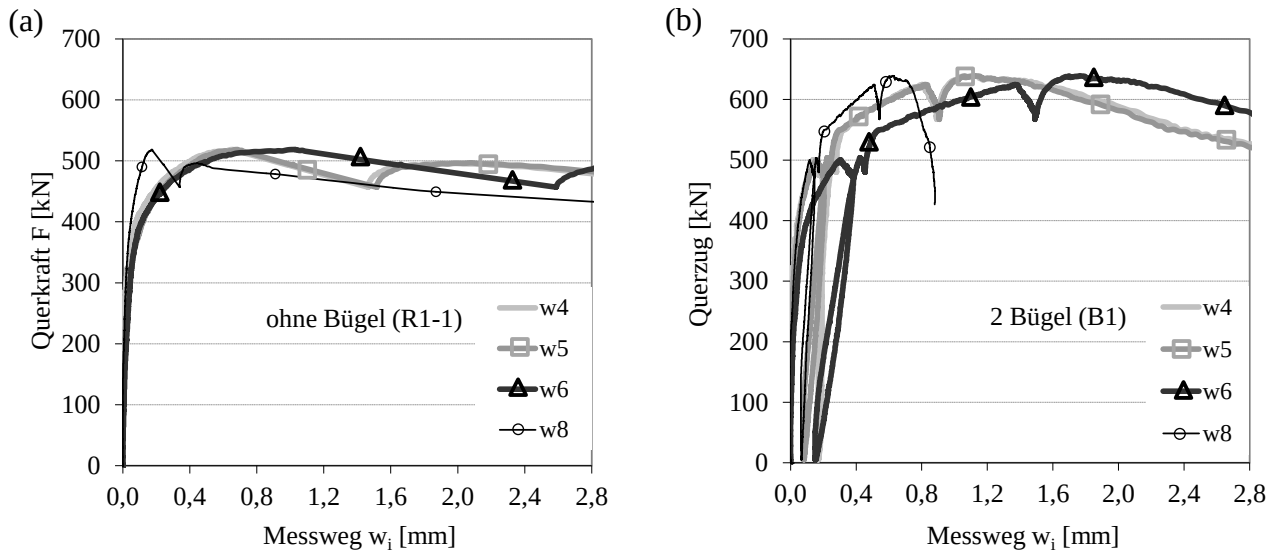


Abbildung 3-13: Gemessene Verschiebung der Betonoberfläche (w_4 bis w_8) für Ankerplatten unter Querkraft bei Anordnung von (a) keinem Bügel und (b) zwei Bügeln

In Abbildung 3-14a sind die mit Hilfe der gemessenen Dehnungen der Bügelbewehrung berechneten Bügelkräfte in Abhängigkeit der Querkraftbelastung dargestellt. Bereits bei einer Belastung unterhalb der reinen Betontraglast (R1-1) wird ein gewisser Lastanteil der Zugkraft im Kopfbolzen über die Rückhängebewehrung aufgenommen. Der Anteil der Bügelzugkraft ist dabei umso größer, je mehr Bügel im Bereich des Betonausbruchs liegen. Nach Überschreiten der Traglast der Ankerplatte steigt die Zugkraft in den Bügeln weiter an, was auf ein stärkeres Abfallen der Betonresttragfähigkeit aufgrund des Betonausbruchs hindeutet. In Tabelle 3-6 sind die bei der Traglast gemessenen Bügelzugkräfte und die berechneten Modellbügelzugkräfte gegenübergestellt. Das Modell 1 nach Gl. 2-105 berücksichtigt die Hakenwirkung über den Beiwert $1/\alpha$, während das Modell 2 nach Gl. 2-115 die Hakenwirkung als eigenen Traglastanteil berücksichtigt und höhere Werte liefert. Beide Modelle liegen in etwa im Bereich der gemessenen Zugkräfte.

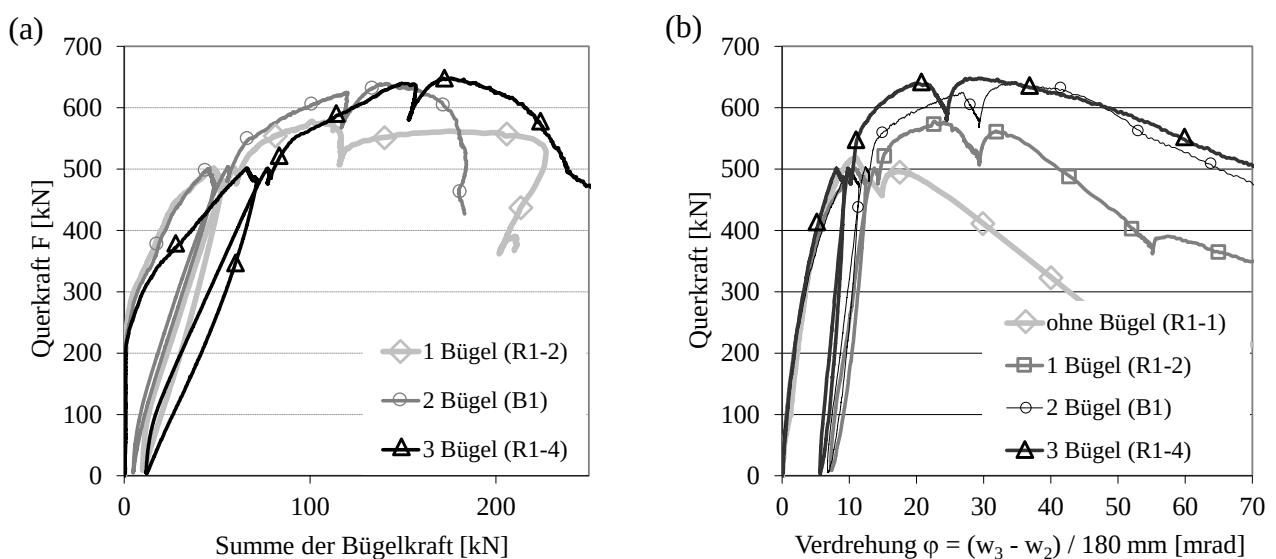


Abbildung 3-14: (a) Gesamtzugkraft in Rückhängebewehrung (b) Lastrotationskurven bei Variation der Rückhängebewehrung

Neben der Lastverschiebung ist die Lastrotationskurve der Ankerplatte für die Gebrauchstauglichkeit eines Anschlusses interessant. Die Rotation der Ankerplatte resultiert vor allem aus der Nachgiebigkeit der Kopfbolzen unter Zug und geringfügig aus der Nachgiebigkeit der Druckzone unter der steifen und theoretisch verformungslosen Ankerplatte.

Wie in Abbildung 3-14b dargestellt, verhalten sich die Ankerplatten bei variiertem Bügelanzahl bis zum Erreichen der Traglast des Versuchskörper R1-1 ohne Bügel fast identisch, d. h. der Einfluss der Bügelbewehrung auf die Steifigkeit der Kopfbolzen unter Zug kann vernachlässigt werden. Dies stimmt mit dem Lastverschiebungsverhalten der Ankerplatten unter Zug nach Abbildung 3-11b gut überein. Nach Überschreiten der Traglast ohne Bügel fällt die Rotationssteifigkeit weiter ab, bleibt jedoch mit zunehmender Bügelanzahl stabiler. Die Rotation der Ankerplatte ohne Bügel liegt bei Erreichen der Traglast bei ca. $\varphi = 11 \text{ mrad}$, während bei Anordnung von Bügelbewehrung 25 bis 35 mrad erreicht werden.

3.3 Numerische Untersuchungen

3.3.1 Allgemeines

Das Tragverhalten der Ankerplattenanschlüsse wird durch numerische Berechnungen an einem nichtlinearen dreidimensionalen Modell mit Hilfe der Finite-Elemente-Methode analysiert. Dabei muss das nichtlineare Materialverhalten des Betons berücksichtigt werden, der sich unter Zug durch Mikrorisse bis zum Bruch hin entfestigt. Mit dem in der Befestigungstechnik zu Forschungszwecken eingesetzten FE-Programm „MASA[®] (Macroscopical Space Analysis)“ kann eine nichtlineare räumliche Berechnung unter Berücksichtigung des quasi-spröden Materialverhaltens des Betons durchgeführt werden. Das verwendete „Microplane“-Materialmodell beschreibt die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen des Körpers in verschiedenen orientierten Richtungen und erfüllt das globale Gleichgewicht durch deren Überlagerung ausreichend genau. Als Lokalisierungsbegrenzer wird die Rissbandmethode verwendet, um die Schädigung des quasispröden Betons berechnen zu können. Eine Beschreibung der in „MASA[®]“ verwendeten Berechnungsmethode findet sich u. a. in *Ožbolt 2001, Ožbolt u.a. 1999*. In den Berechnungen kommt die Programmversion *Ožbolt 2006* zum Einsatz. Die Modellierung und Vernetzung der Versuchskörper sowie die Auswertung der Rechenergebnisse erfolgt mit dem Programm „FEMAP[®]“. Die Datenübergabe zwischen den beiden Programmen wird mit einer in „MASA[®]“ implementierten Übergaberoutine durchgeführt.

3.3.2 Kurzbeschreibung des numerischen Modells

Im Rahmen des Forschungsprojekts *Kuhlmann/Imminger 2003* wurden die Versuche mit unterschiedlichen Finite-Elemente-Modelle nachgerechnet. Zur weiteren Untersuchung der Anschlüsse wird ein Finite-Elemente-Modell überarbeitet, das die Berechnung der Versuchsreihe R1 zum Einfluss der Bügelbewehrung erlaubt. Das Modell berücksichtigt den halben, symmetrischen Versuchskörper und besitzt zwei Bügel zur Verankerung auf der rückwärtigen Lastseite, die einzeln über ihre Materialparameter deaktiviert werden können. Der Beton, die Ankerplatte und die Kopfbolzen werden aus Hexaederelementen nach Abbildung 3-15a und die Bewehrung aus Stabelementen nach Abbildung 3-15b modelliert. Da die Ankerplatte im Versuch sehr steif ausgebildet wurde und praktisch keine Verformungen zeigte, werden die Baustahlelemente als unendlich steif ange-

setzt. Die Längs- und Querstäbe der Oberflächenbewehrung werden wie die Bügelbewehrung als gelenkig verbundene Stäbe angesetzt. Zwischen dem Beton und der Ankerplatte bzw. dem Schaft der Kopfbolzen wird eine Zwischenschicht modelliert, so dass keine Zugkräften auf der rückwärtigen Ankerplattenseite übertragen werden können.

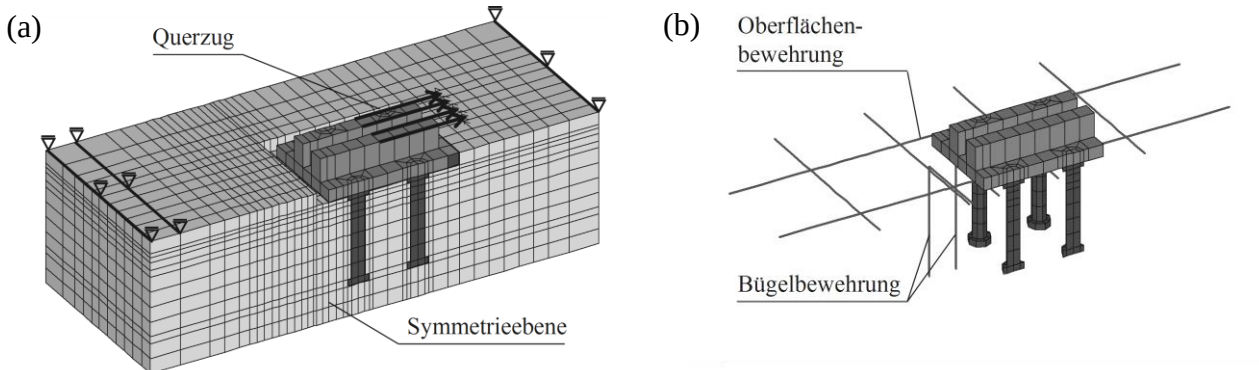


Abbildung 3-15: Finite-Elemente-Modell unter Querkraft (a) Beton- und Stahlelemente (b) Modellierter Bewehrung

Das Modell berücksichtigt die gemessenen Materialkennwerte wie z. B. die Zylinderdruckfestigkeit f_{cm} , mit der näherungsweise nach *Model Code 1990* die Zugfestigkeit f_{ctm} nach Gl. 3–12, der Elastizitätsmodul E_{cm} nach Gl. 3–13 und die Bruchenergie G_F nach Gl. 3–14 bestimmt werden können.

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{1/3} \quad \text{Gl. 3-12}$$

$$E_{cm} = 21.500 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)^{1/3} \quad \text{Gl. 3-13}$$

$$f_{cm0} = 10 \text{ MN} / \text{m}^2$$

$$G_F = 0,03 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)^{0,7} \quad \text{Gl. 3-14}$$

3.3.3 Verifizierung der numerischen Modelle

Durch die numerischen Untersuchungen mit Hilfe des Finite-Elemente-Modells soll zum einen der innere Kräftefluss zwischen den Kopfbolzenreihen und zum anderen das Mitwirken der Bügelbewehrung als Rückhängebewehrung aufgezeigt werden. Daher wird das überarbeitete Finite-Elemente-Modell an der Versuchsreihe R1, bei der die Parameter Bügelbewehrung und Betongüte variiert sind, verifiziert.

In Tabelle 3-7 sind die Modelltraglasten $F_{u,FE}$ des Finite-Elemente-Modells den gemessenen Versuchstraglasten $F_{u,V}$ gegenübergestellt und zeigen eine sehr gute Übereinstimmung, so dass das Finite-Elemente-Modell zur weiteren Untersuchung herangezogen werden kann.

Tabelle 3-7: Vergleich zwischen den Versuchstraglasten $F_{u,V}$ und den Modelltraglasten $F_{u,FE}$

	R1-1	R1-2	B1	B2
$F_{u,V}$	519	558	639	757
$F_{u,FE}$	518	578	609	766
$F_{u,FE}/F_{u,V}$	1,00	1,04	0,95	1,01

Eine Gegenüberstellung der Versuchskurven mit den Lastverschiebungskurven des Finite-Elemente-Modells kann auch *Kuhlmann/Imminger 2003* entnommen werden.

3.3.4 Tragverhalten und Mitwirken der Bügelbewehrung

Das Tragverhalten der Ankerplatte und das Mitwirken der Bügelbewehrung werden am Finite-Elemente-Modell exemplarisch für den Basisversuchskörper B1 beschrieben. Durch die Querkraftbeanspruchung wirkt ein Exzentrizitätsmoment auf die Ankerplatte, die das Moment über ein Kräftepaar mit einer Zugkraft in der rückwärtigen Kopfbolzenreihe und einer Druckkraft am vorderen Rand der Ankerplatte aufnimmt. Die Querkraftbeanspruchung wird sowohl durch Reibung als auch hauptsächlich über die beiden Kopfbolzenreihen aufgenommen.

In Abbildung 3-16a sind die Längsspannungen σ_z der Kopfbolzen und der Ankerplatte für den Traglastzustand dargestellt. Die aus dem Exzentrizitätsmoment resultierende Zugkraft wird überwiegend durch die rückwärtige Kopfbolzenreihe und der Bügelbewehrung aufgenommen. Die Längsspannungen der vorderen Kopfbolzenreihe liegen deutlich unter den Spannungen der rückwärtigen Reihe. Als Vereinfachung im Komponentenmodell wird bei Ankerplatten unter Querkraft nur die rückwärtige Kopfbolzenreihe zur Zugkraftübertragung herangezogen.

Die in Abbildung 3-16b dargestellten Schubspannungen τ zeigen, dass die Querkraftbeanspruchung sowohl durch die vordere als auch zu einem geringeren Anteil durch die rückwärtige Kopfbolzenreihe aufgenommen wird. Für die Modellierung werden daher beide Reihen zum Querkraftabtrag herangezogen.

Um das Tragverhaltens der Ankerplatte wirklichkeitsnah zu simulieren, ist es maßgebend das nicht-lineare Materialverhalten des Betons wiederzugeben. Durch die Zugkraftbeanspruchung der rückwärtigen Kopfbolzenreihe beginnt ein kegelförmiger Betonausbruch ausgehend vom Kopf der Kopfbolzen. Durch den entstehenden Riss im Beton wird die Bügelbewehrung aktiviert und übernimmt die Zugkraft des gerissenen Betons. In Abbildung 3-17a sind die Dehnungen ε_{11} im Beton dargestellt, über die der Rissfortschritt im Beton gezeigt werden kann.

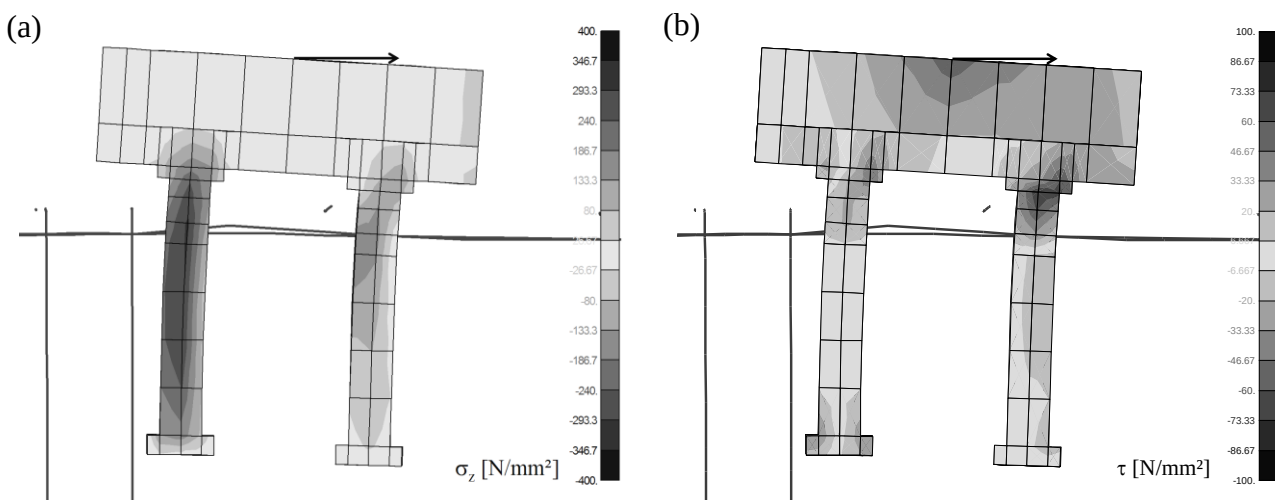


Abbildung 3-16: (a) Längsspannungen σ im Kopfbolzen für Versuch B1, (b) Schubspannung τ im Kopfbolzen für Versuch B1

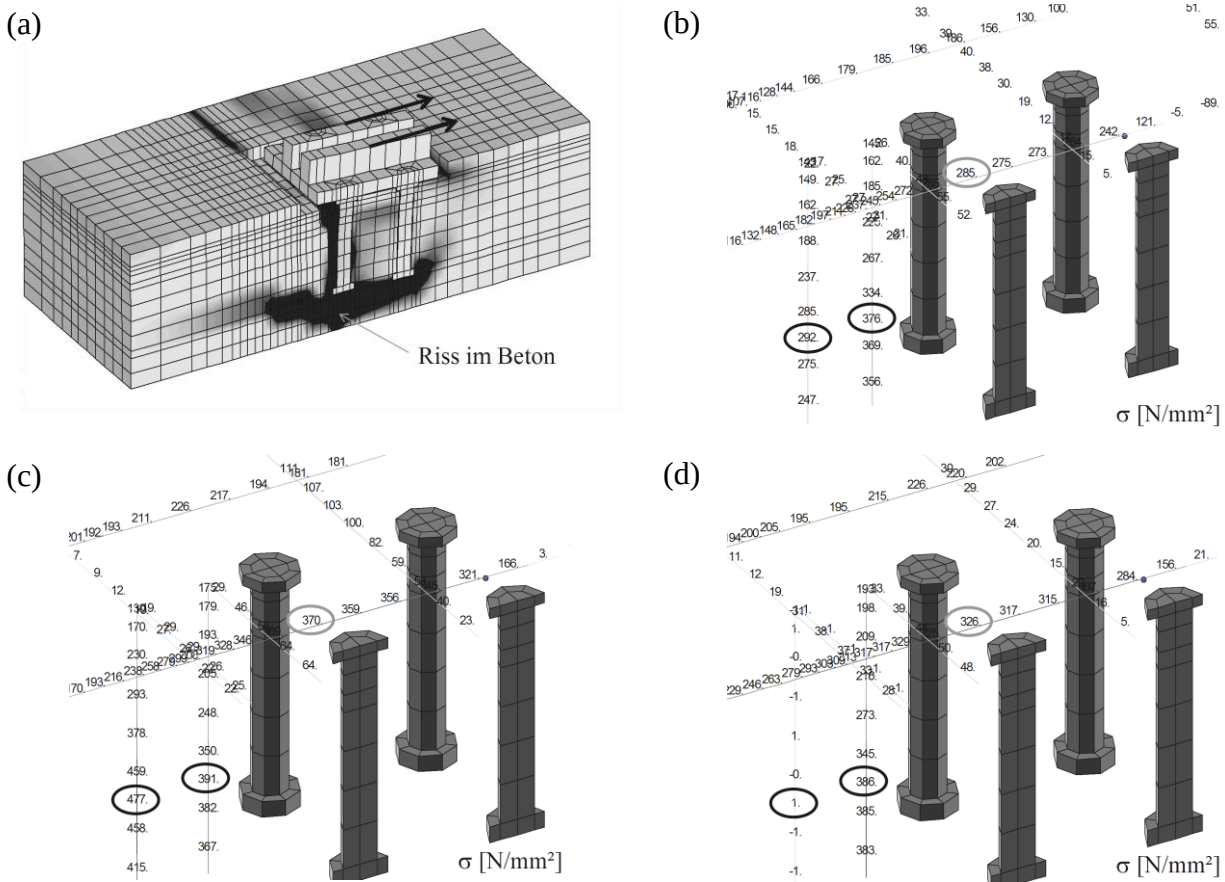


Abbildung 3-17: (a) Hauptdehnungen ε_{11} im Beton für Versuch B1, (b) Längsspannung σ in der Bewehrung für Versuch B1, (c) Längsspannung σ in der Bewehrung für Versuch B2, (d) Längsspannung σ in der Bewehrung für Versuch R1-2

Um das Tragverhaltens der Ankerplatte wirklichkeitsnah zu simulieren, ist es maßgebend das nicht-lineare Materialverhalten des Betons wiederzugeben. Durch die Zugkraftbeanspruchung der rückwärtigen Kopfbolzenreihe beginnt ein kegelförmiger Betonausbruch ausgehend vom Kopf der Kopfbolzen. Durch den entstehenden Riss im Beton wird die Bügelbewehrung aktiviert und übernimmt die Zugkraft des gerissenen Betons. In Abbildung 3-17a sind die Dehnungen ε_{11} im Beton dargestellt, über die der Rissfortschritt im Beton gezeigt werden kann.

Neben dem kegelförmigen Betonausbruch der rückwärtigen Kopfbolzenreihe ist auch der parallel zur Kopfbolzenreihe verlaufende Spaltriss in Abbildung 3-17a zu sehen. Durch die vorhandene Oberflächenbewehrung wird ein Spalten des Betons verhindert.

Für die Modellierung mit dem Komponentenmodell ist das Mitwirken der Bügelbewehrung von besonderem Interesse. Die auftretenden Längsspannungen σ in der Oberflächen- und Bügelbewehrung sind in Abbildung 3-17b bis d für die Versuche B1, B2 und R1-2 dargestellt. Die berechneten Werte werden den Messwerten der Versuche und den Rechenwerten des Komponentenmodells in Kapitel 3.4.3 gegenübergestellt.

3.4 Entwicklung eines mechanischen Modells

3.4.1 Allgemeines

Zur Beschreibung der Traglast von steifen Ankerplatten mit und ohne Rückhängebewehrung wird ein mechanisches Modell entwickelt, das auf einem einfachen Komponentenmodell, wie in Kapitel 3.4.2 dargestellt, basiert. Die Grundidee der Komponentenmethode liegt in der Zerlegung eines Anschlusses in seine wirksamen Komponenten, um deren Tragfähigkeit einzeln zu berechnen und anschließend zum Gesamtanschluss wieder zusammenzufügen. Dabei wird zunächst die Komponententragfähigkeit analog zu der in Kapitel 2.3 aufgeführten Tragfähigkeit der Kopfbolzen bzw. des Betongrunds mit / ohne Bewehrung bestimmt, um danach unter Berücksichtigung der Normalkraft-Querkraft-Interaktionsbeziehungen die Gesamttragfähigkeit der Ankerplatte zu bestimmen. In Kapitel 3.4.3 wird das Modell anhand der Versuche nach *Kuhlmann/Imminger 2003* verifiziert.

3.4.2 Komponentenmodell und Komponententragfähigkeit

3.4.2.1 Allgemeines

Für die drei Komponentenmodelle mit einer Zug-, Schrägzug- oder Querkraftbelastung wird auf die gleichen Komponenten zur Bestimmung der Betongrundtragfähigkeit zurückgegriffen. Im Folgenden werden die verwendeten Ansätze kurz erläutert.

Die Tragfähigkeit des Betongrunds einer Kopfbolzenreihe richtet sich nach der Tragfähigkeit der beanspruchten Kopfbolzengruppe $N_{u,c}$ bzw. $V_{u,cp}$ und wird bei einer zentrischen Beanspruchung gleichmäßig auf die einzelnen Reihen verteilt. In Abbildung 3-18a ist die Beanspruchbarkeit der Kopfbolzenreihen für eine reine Zugbeanspruchung und in Abbildung 3-18b für eine reine Querkraftbeanspruchung dargestellt.

Die Beanspruchbarkeit einer Kopfbolzenreihe auf Zug wird, wie in Kapitel 2.3.4.2.d erläutert, durch eine innerhalb des ideellen Betonausbruchkörpers liegende Druckkraft D erhöht. Dies kann über den Beiwert $\psi_{m,N}$ nach Gl. 2–69 bezogen auf die Kopfbolzenreihe 1 berücksichtigt werden, wie in Abbildung 3-19a dargestellt. Das Exzentrizitätsmoment M aus einer exzentrischen Querkraftbeanspruchung wird, wie in Kapitel 3.3.4 festgestellt, überwiegend von der hinteren Kopfbolzenreihe $N_{1,u}$ abgetragen. Daher wird für das Modell mit einer Querkraftbeanspruchung das Mitwirken der vorderen Kopfbolzenreihe auf Zug $N_{2,u}$ vernachlässigt.

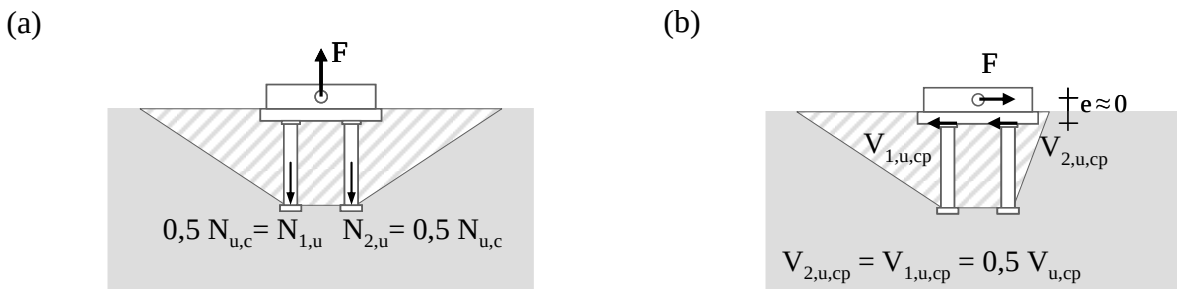


Abbildung 3-18: Betonausbruch einer Dübelgruppe für (a) reine Zugbeanspruchung, (b) reine Querkraftbeanspruchung unter Vernachlässigung der Exzentrizität

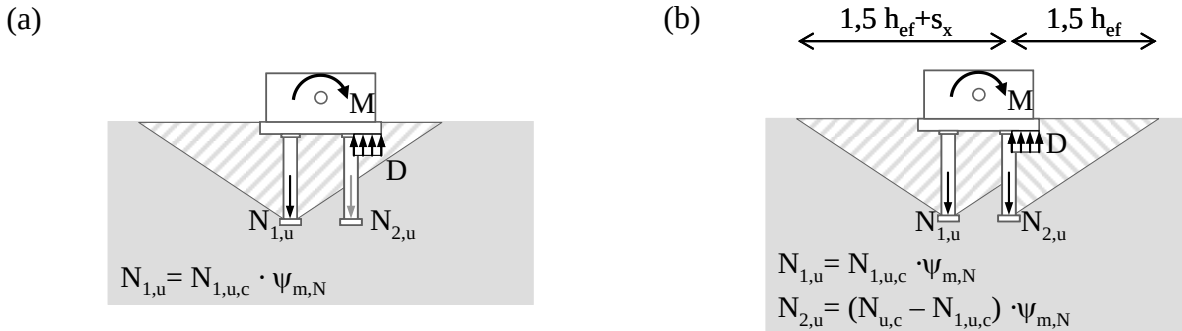


Abbildung 3-19: (a) Betonausbruchwiderstand der rückwärtigen Kopfbolzenreihen bei einer angreifenden Momentbelastung auf Querkraft (b) Betonausbruchwiderstand der Kopfbolzenreihen bei einer angreifenden Momentbelastung aus Schrägzug

Für das Modell mit einer Schrägzugbeanspruchung wird die Tragfähigkeit beider Kopfbolzenreihen berücksichtigt, siehe Abbildung 3-19b. Bei der Begrenzung der jeweiligen Betonausbruchflächen der Dübelreihen handelt es sich um eine idealisierte Annahme zur vereinfachten Berechnung. Dabei wird die Betontragfähigkeit $N_{1,u,c}$ der hinteren Kopfbolzenreihe über die Ausbruchfläche bis zur Achse der vorderen Kopfbolzenreihe begrenzt, so dass die Tragfähigkeit $N_{1,u,c}$ nach Gl. 2–68 mit $A_{c,N}$ nach Gl. 3–15 bestimmt werden kann. Die Tragfähigkeit $N_{2,u}$ der vorderen Reihe wird über die Fläche des ideellen Betonausbruchkörpers der Kopfbolzengruppe abzüglich der Ausbruchfläche der hinteren Kopfbolzenreihe bestimmt. Durch diese Aufteilung wird die Gesamttragfähigkeit $N_{u,c}$ der Gruppenverankerung eingehalten. Der Beiwert $\psi_{m,N}$ zur Berücksichtigung der abstützenden Wirkung der Betondruckkraft wird für die hintere Kopfbolzenreihe 1 berechnet. Die Berechnungsformeln sind auch im Anhang A wiedergegeben.

$$A_{c,N} = (1,5 \cdot h_{ef} + s_x) \cdot (3 \cdot h_{ef} + 2 \cdot s_1) \quad \text{Gl. 3–15}$$

mit

$$s_x \leq 1,5 \cdot h_{ef}$$

$$s_1 \quad \text{seitliche Dübelabstand zueinander in der Reihe}$$

Eine weitere Steigerung der Tragfähigkeit der Kopfbolzenreihe kann durch eine im ideellen Betonausbruchkörper verankerte Rückhängebewehrung erreicht werden, siehe Abbildung 3-20a. Der Traglastanteil $N_{u,a}$ der Bewehrung wird hierbei entsprechend dem Ansatz nach *Eligehausen u.a. 2009*, siehe auch Gl. 2–108, berücksichtigt und hängt von der Verbundlänge l_1 der Bügel im ideellen Ausbruchkörper ab. Die Hakenwirkung wird durch zwei unterschiedliche Modelle erfasst.

Modell 1 nach *CEN/TS 1992-4-2:2007* berücksichtigt die Hakenwirkung der Bügel über den Beiwert $1/\alpha$, siehe Gl. 3–16, und entspricht der Verankerung eines Bewehrungsstabes nach *DIN EN 1992-1-1:2005-10*. Die Tragfähigkeit $N_{u,a}$ ist somit proportional zur Verankerungslänge des Bügels.

$$N_{u,a} = l_1 \cdot \pi \cdot d_s \cdot f_{bm} \cdot \frac{1}{\alpha} \leq N_{u,re} \quad \text{Gl. 3–16}$$

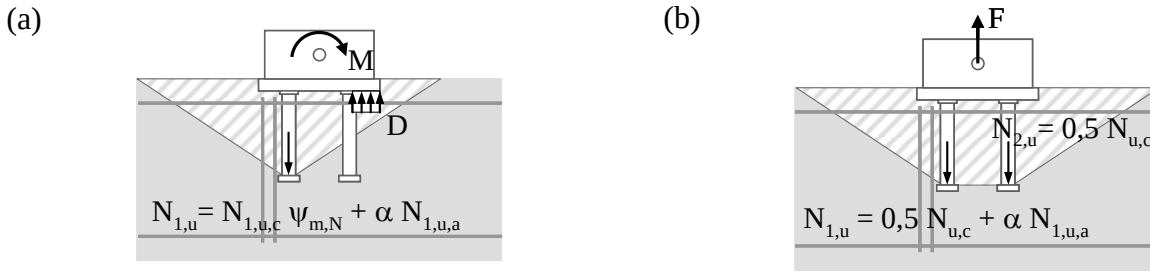


Abbildung 3-20: Rückhängebewehrung im ideellen Ausbruchkörper (a) einer Kopfbolzenreihe und (b) einer Kopfbolzengruppe

Das Modell 2 ist nach *Ramm/Greiner 1993*, siehe Kapitel 2.3.5.1, berücksichtigt die Hakenwirkung der Bügel über einen eigenen Traglastanteil $N_{u,a1}$. Für kurze Verankerungslängen l_1 ergeben sich höhere Tragfähigkeiten $N_{u,a}$, da die Hakenwirkung unabhängig von l_1 berechnet wird. Die Tragfähigkeit $N_{u,a}$ nach Gl. 3–17 setzt sich aus dem Anteil $N_{u,a1}$ der Hakenwirkung nach Gl. 3–18 und dem Anteil $N_{u,a2}$ der Verbundwirkung nach Gl. 3–19 zusammen. Die traglaststeigernde Wirkung einer Bügelbewehrung wird berücksichtigt, sofern der Abstand der Bügel zur Kopfbolzenreihe den Wert von $0,75 h_{ef}$ nicht überschreitet. Bei einer Kopfbolzengruppe wird die Bewehrung der naheliegenden Kopfbolzenreihe, wie in Abbildung 3-20b dargestellt, zugeordnet.

$$N_{u,a} = N_{u,a1} + N_{u,a2} \leq N_{u,re} \quad \text{Gl. 3–17}$$

$$N_{u,a1} = 0,4 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_s^2 \cdot f_y \cdot \sqrt{f_{cc}/30} \quad \text{Gl. 3–18}$$

$$N_{u,a2} = l_1 \cdot \pi \cdot d_s \cdot f_{bm} \quad \text{Gl. 3–19}$$

In Kapitel 2.3.4.3.c wird der Zusammenhang zwischen dem Betonausbruch eines Kopfbolzens unter Querkraft und der zugehörigen Zugkraft im Kopfbolzen erläutert. So wird die Tragfähigkeit des rückwärtigen Betonausbruchs $V_{u,cp}$ auf Querkraft über die Betontragfähigkeit $N_{u,c}$ auf Zug und dem Umsetzungsfaktor $k = 2$ bestimmt, vgl. Gl. 2–84. Eine Rückhängebewehrung mit der Tragfähigkeit $N_{u,a}$ im ideellen rückwärtigen Betonausbruchkörper könnte die zum Betonversagen führende Zugkraft im Kopfbolzen teilweise aufnehmen, so dass die Rückhängebewehrung unter Berücksichtigung des Umsetzungsfaktors k zu einer Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit $\Delta V_{u,a}$ nach Gl. 3–20 führen könnte. Dieser theoretische Ansatz sollte in einer weiterführenden Arbeit überprüft werden, um die Querkrafttragfähigkeit der Kopfbolzenreihen erhöhen zu können. Im weiteren Komponentenmodell wird aufgrund der fehlenden Absicherung dieser traglaststeigernde Anteil der Rückhängebewehrung im ideellen rückwärtigen Betonausbruch entsprechend Gl. 3–20 jedoch nicht berücksichtigt. In Abbildung 3-21a ist die Aufteilung der Querkraftbeanspruchung auf die Kopfbolzenreihen dargestellt.

$$\Delta V_{u,a} = k \cdot N_{u,a} \quad \text{Gl. 3–20}$$

Die Exzentrizität einer angreifenden Quer- oder Schrägzugbeanspruchung wird mit Hilfe eines Exzentrizitätsmoment M nach Abbildung 3-21b berücksichtigt. Hierbei wird das Moment im Schnittpunkt der Wirkungslinie der Querkraft F_V der Kopfbolzenschubkräfte und der Wirkungslinie der Betondruckkraft D nach Gl. 3–21 berechnet.

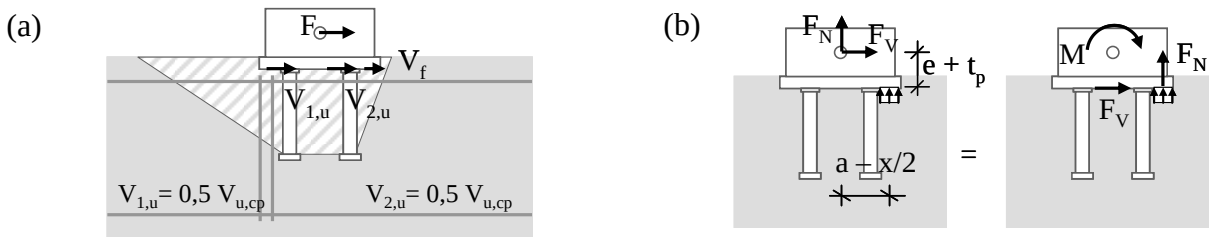


Abbildung 3-21: (a) Rückhängebewehrung im rückwärtigen Betonausbruch (b) Ersatzsystem für eine exzentrische Querkraftbeanspruchung

$$M = F_V \cdot (e + t_p) + F_N \cdot (a - 0,5 \cdot x) \quad \text{Gl. 3-21}$$

Bei einer exzentrischen Querkraft- oder kombinierten Schrägzugbeanspruchung werden die Tragfähigkeiten der einzelnen Kopfbolzenreihen getrennt voneinander für Zug und Schub berechnet. Die resultierende Tragfähigkeit der einzelnen Kopfbolzenreihen wird abschließend mit Hilfe der in Kapitel 2.3.4.4 aufgeführten Interaktionsbeziehungen überprüft. Das Stahlversagen der Kopfbolzen wird mit dem quadratischen Ansatz $k = 2$ nach Gl. 2-99 überprüft, während die Tragfähigkeit des Betongrunds samt Rückhängebewehrung mit dem Ansatz $k = 1,5$ nach Gl. 2-99 kontrolliert wird.

Die Finite-Elemente-Modelle haben u. a. gezeigt, dass ein Exzentrizitätsmoment über eine Druckkraft und eine Zugkraft, die überwiegend in der hinteren Kopfbolzenreihe auftritt, abgetragen wird. Das Komponentenmodell orientiert sich an diesen Ergebnissen und berücksichtigt für die mit Querkraft beanspruchten Ankerplatten nur die hintere Kopfbolzenreihe als Zugkraftelement.

Des Weiteren zeigte sich in den Finite-Elemente-Modellen, dass die Aufteilung der Querkraftbeanspruchung unter den Kopfbolzenreihen nicht gleichmäßig auftritt. Die vordere Kopfbolzenreihe nimmt eine höhere Beanspruchung als die rückwärtige Kopfbolzenreihe auf. Aufgrund der nur geringen Anzahl der Versuche und Finite-Elemente-Berechnungen wird im weiteren Komponentenmodell jedoch eine ungleichmäßige Aufteilung der Querkraftbeanspruchung nicht berücksichtigt.

Die Querkraftbeanspruchung zwischen den Kopfbolzenreihen teilt sich über die Steifigkeit der einzelnen Kopfbolzen auf, so dass für ein nicht duktilen Betonversagen von einer gleichmäßigen Aufteilung ausgegangen wird. Für ein maßgebendes Betonversagen sind noch weiterführende Untersuchungen erforderlich, um die in den Finite-Elemente-Modellen beobachtete ungleichmäßige Aufteilung verallgemeinert im Komponentenmodell zu berücksichtigen. Für ein maßgebendes duktilen Stahlversagen der Kopfbolzen werden die Querkräfte bei Versagen einer Kopfbolzenreihe auf die andere Reihe umgelagert. Die Berechnung setzt hierbei ein ausreichendes Verformungsvermögen der einzelnen Komponenten voraus, um eine vollständige Lastumlagerung zu gewährleisten. Im Komponentenmodell sind keine Bedingungen zur Überprüfung einer ausreichenden Duktilität der entsprechenden Komponenten enthalten, dies wird erst im Rahmen des weiterentwickelten Modells in Kapitel 6 ergänzt.

Die in Kapitel 3.4.2.2 bis 3.4.2.4 beschriebenen Modelle berücksichtigen die mittlere Tragfähigkeit der Ankerplatte bzw. der Einzelkomponenten. Für die Bemessung von Ankerplatten ist jedoch die charakteristische Tragfähigkeit zu bestimmen, so dass im jeweiligen Berechnungsablauf dann die entsprechenden charakteristischen Tragfähigkeiten der Einzelkomponenten verwendet werden müssen.

3.4.2.2 Ankerplatte unter Zugbeanspruchung

Eine reine Zugbeanspruchung wird mit Hilfe des Stabwerkmodells nach Abbildung 3-22 eingeleitet. Die Zugkraft F wird zu gleichen Teilen über die Dübelreihen mit jeweils n Kopfbolzen in den Betongrund bzw. in die Bügelbewehrung eingeleitet. Die Tragfähigkeit der einzelnen Kopfbolzenreihen bestimmt sich nach Gl. 3-22 aus dem Minimum der Komponenten „Stahltragfähigkeit der Kopfbolzen“ $N_{u,s}$, „Durchziehen des Kopfbolzens“ $N_{u,p}$ und „Tragfähigkeit des Betongrundes“ $N_{u,c}$ der Gruppenverankerung mit Berücksichtigung der „Rückhängebewehrung im Betonausbruch“ $N_{u,a}$. Für die im Rahmen der Versuche untersuchten Ankerplatten mit zwei Kopfbolzenreihen bestimmt sich die Tragfähigkeit des Betongrundes der jeweiligen Kopfbolzenreihe somit zu $0,5 N_{u,c}$. Bei einer ungleichmäßigen Aufteilung der Rückhängebewehrung auf die einzelnen Kopfbolzenreihen wird nur die kleinere Tragfähigkeit der beiden Reihen berücksichtigt.

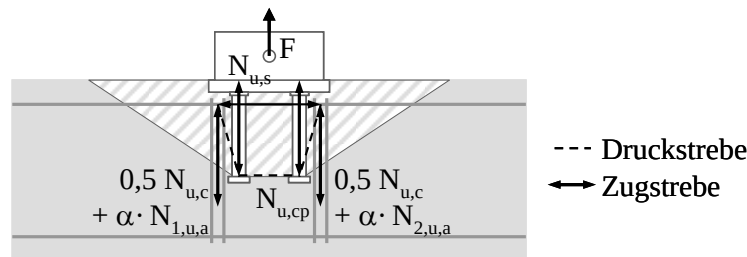


Abbildung 3-22: Stabwerkmodell für Ankerplatte unter Zugbeanspruchung

Die Formeln zur Berechnung der Einzelkomponenten sind in Tabelle 3-8 zusammengestellt. Die Traglast F_{Ru} des Ankerplattenanschlusses bestimmt sich aus der Summe der Tragfähigkeit der einzelnen Komponentengruppen bzw. der Kopfbolzenreihen, siehe Gl. 3-23.

$$N_{1,Ru} = N_{2,Ru} = \min \{ n \cdot N_{u,s}; n \cdot N_{u,p}; 0,5 \cdot N_{u,c} + \alpha \cdot \min \{ N_{1,u,a}; N_{2,u,a} \} \} \quad \text{Gl. 3-22}$$

$$F_{Ru} = N_{1,Ru} + N_{2,Ru} \quad \text{Gl. 3-23}$$

Für die Nachrechnung der Versuche wird der Beiwert für das Zusammenwirken zwischen Beton und Bügelbewehrung zu $\alpha = 0,6$ nach *Eligehausen u.a. 2009* gesetzt. Eine schematische Darstellung des Berechnungsablaufs für das Komponentenmodell unter Zug ist in Abbildung 3-23 dargestellt.

Mit dem vorgestellten Berechnungsablauf kann ebenfalls die charakteristische Tragfähigkeit der Ankerplatte unter Zugbeanspruchung berechnet werden. Dementsprechend sind dann im Berechnungsablauf die charakteristischen Tragfähigkeiten der Einzelkomponenten zu berücksichtigen.

Tabelle 3-8: Komponenten der Ankerplatte unter Zugbeanspruchung

Komponente	Tragfähigkeit	
Kopfbolzen auf Zug	$n \cdot N_{u,s}$	nach Gl. 2–55
Dübelkopf - Durchziehen	$n \cdot N_{u,p}$	nach Gl. 2–57
Betongrund - Ausbruchlast der Gruppe	$N_{u,c}$	nach Gl. 2–68
Bügel im Ausbruchkörper	$N_{u,a}$	nach Gl. 3–16 Modell 1 bzw. Gl. 3–17 Modell 2

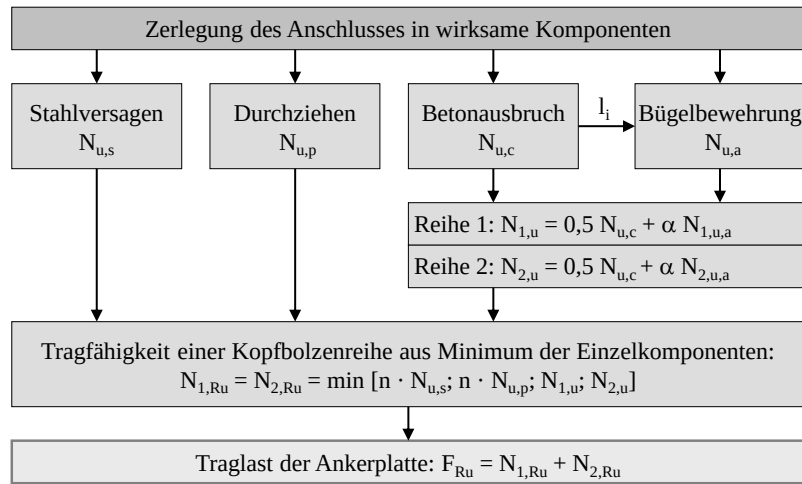


Abbildung 3-23: Schematische Darstellung des Berechnungsablaufs für Zug

3.4.2.3 Ankerplatte unter Querkraftbeanspruchung

Eine Ankerplatte mit exzentrisch angreifender Querkraft- bzw. Schubbeanspruchung wird für die Querkraften und die aus der Exzentrizität resultierenden Normalkräfte getrennt voneinander untersucht. Die Kopplung der beiden Gleichgewichtssysteme erfolgt durch Einhaltung der Interaktionsbedingungen der einzelnen Komponenten. In Abbildung 3-24a ist das Stabwerkmodell zur Aufnahme des Exzentrizitätsmoment M nach Gl. 3-21 dargestellt. Das Moment wird durch die im Gleichgewicht stehende Zugkraft N_1 der hinteren Kopfbolzenreihe und der Druckzone D zwischen Ankerplatte und Beton aufgenommen.

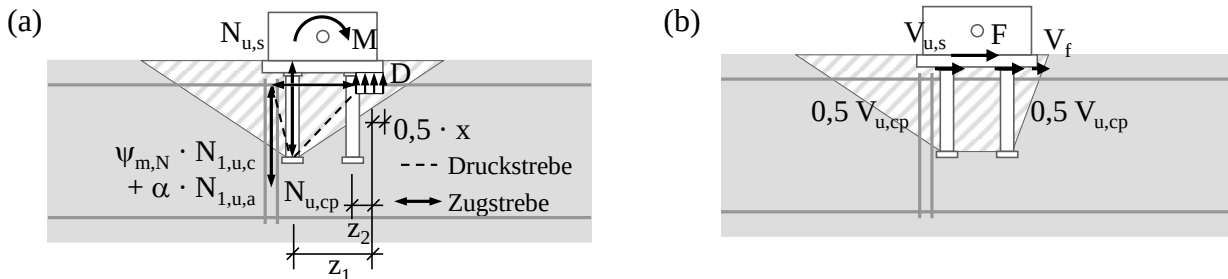


Abbildung 3-24: Stabwerkmodelle zur Aufnahme einer Querkraftbeanspruchung: (a) Normalkraftkomponenten und (b) Querkraftkomponenten

Die Beanspruchbarkeit der Kopfbolzenreihe unter Zug wird aus dem Minimum der einzelnen Komponenten für $N_{1,Ru}$ nach Gl. 3-24 entsprechend dem Modell für Zug nach Kapitel 3.4.2.2 berechnet. Die traglaststeigernde Wirkung der vorhandenen Druckkraft D sowie die vorhandene Bügelbewehrung werden entsprechend Kapitel 3.4.2.1 berücksichtigt.

Die Querkraftbeanspruchung F nach dem Modell in Abbildung 3-24b wird zum überwiegenden Teil über die Kopfbolzenreihen V_1 und V_2 und zum geringeren Teil über die auftretende Reibung V_f nach Gl. 3-27 übertragen. Dabei wird die Beanspruchbarkeit der Kopfbolzenreihen unter Querkraft aus dem Minimum der Komponenten „Stahltragfähigkeit der Kopfbolzen“ $V_{u,s}$ und „rückwärtiger Betonausbruch“ $V_{u,cp}$ berechnet. Die Formeln zur Berechnung der Einzelkomponenten sind in Tabelle 3-9 zusammengestellt, so dass sich die Tragfähigkeit $V_{1,Ru}$ nach Gl. 3-25 bzw. $V_{2,Ru}$ nach Gl. 3-26 ergeben.

Tabelle 3-9: Schubkraftkomponenten der Ankerplatte unter Querkraft- bzw. Schubbeanspruchung

Komponente	Tragfähigkeit	
Reibungskraft	V_f	nach Gl. 3–27
Kopfbolzen auf Schub	$n \cdot V_{u,s}$	nach Gl. 2–82
Betongrund - Ausbruchlast der Gruppe	$V_{u,cp}$	nach Gl. 2–84

$$N_{1,Ru} = \min \{ n \cdot N_{u,s}; n \cdot N_{u,p}; \psi_{m,N} \cdot N_{1,u,c} + \alpha \cdot N_{1,u,a} \} \quad \text{Gl. 3–24}$$

$$V_{1,Ru} = \min \{ n \cdot V_{u,s}; 0,5 \cdot V_{u,cp} \} \quad \text{Gl. 3–25}$$

$$V_{2,Ru} = \min \{ n \cdot V_{u,s}; 0,5 \cdot V_{u,cp} \} \quad \text{Gl. 3–26}$$

$$V_f = \mu \cdot D \quad \text{Gl. 3–27}$$

$$\mu = 0,45 \quad \text{Reibungsbeiwert Stahl – Beton nach Cook/Klingner 1989}$$

Die Ermittlung der Zugkräfte $N_{i,E}$ und Querkkräfte $V_{i,E}$ in den Kopfbolzenreihen erfolgt für ein Gleichgewicht im Schnittpunkt der Wirkungslinien der Druckkraft D und der Schubkräfte $V_{i,E}$ nach Gl. 3–28, siehe auch Abbildung 3-24a, sowie dem Gleichgewicht der Normalkräfte nach Gl. 3–29 und dem Gleichgewicht der Querkkräfte nach Gl. 3–30. Die wirksamen Hebelarme z_i der Kopfbolzenreihen können nach Gl. 3–32 über den Abstand a_i bis zur Vorderkante der Ankerplatte und der Druckzonenhöhe x , die über eine Teilflächenpressung nach Gl. 3–31 angenähert wird, berechnet werden. Entsprechend Kapitel 3.4.2.1 wird im Komponentenmodell für Querkraftbeanspruchung die Zugkraft $N_{2,E} = 0$ gesetzt.

$$M = F \cdot (e + t_p) = N_{1,E} \cdot z_1 + N_{2,E} \cdot z_2 \quad \text{Gl. 3–28}$$

$$N_{1,E} + N_{2,E} + D = 0 \quad \text{Gl. 3–29}$$

$$F = V_{1,E} + V_{2,E} + V_f \quad \text{Gl. 3–30}$$

$$x \approx D / (3 \cdot f_{cm} \cdot b_p) \quad \text{Gl. 3–31}$$

$$z_i = a_i - 0,5 \cdot x \quad \text{Gl. 3–32}$$

Mit Hilfe der Interaktionsbeziehungen wird die Tragfähigkeit der Komponenten „Kopfbolzen“ und „Betonausbruch“ für die kombinierte Beanspruchung überprüft. Das Maximum der Kopfbolzentragfähigkeit wird über den quadratischen Interaktionsansatz nach Gl. 3–33 überprüft. Die Tragfähigkeit des Betongrunds wird über die Interaktionsbeziehungen Gl. 3–34 mit Hilfe der Komponententragfähigkeit des „Betonausbruchs“ $N_{i,u}$ und des „rückwärtiger Betonausbruchs“ $V_{i,u}$ kontrolliert.

$$\left(N_{i,E} / N_{i,u,s} \right)^2 + \left(V_{i,E} / V_{i,s} \right)^2 \leq 1 \quad \text{Stahlversagen} \quad \text{Gl. 3–33}$$

$$\left(N_{i,E} / \min \left(N_{i,u}; N_{i,u,cp} \right) \right)^{1,5} + \left(V_{i,E} / V_{i,u} \right)^{1,5} \leq 1 \quad \text{Betonversagen} \quad \text{Gl. 3–34}$$

mit

$$V_{i,E}, N_{i,E} \quad \text{auf Kopfbolzenreihe } i \text{ einwirkende Quer- bzw. Zugkraft}$$

Obwohl die traglasterhöhende Wirkung der Rückhängebewehrung für den rückwärtigen Betonausbruch, wie in Kapitel 3.4.2.1 beschrieben, für die Erhöhung der Komponententragfähigkeit $V_{u,cp}$ aufgrund fehlender Absicherung nicht angesetzt wird, wird für den Interaktionsnachweis angenommen, dass eine wirksame Bewehrung für Zug- und Schubkräfte vorhanden ist, so dass die konservative Interaktionsbeziehung nach Gl. 2–99 mit $k = 2/3$ nicht angesetzt werden muss.

Das beschriebene Modell auf Querkraft ist als Programm in Microsoft Excel (VBA) aufbereitet. Das für eine exzentrische Querkraftbeanspruchung verwendete Berechnungsschema zur Ermittlung der Traglast F_{Ru} ist in Abbildung 3-25 dargestellt.

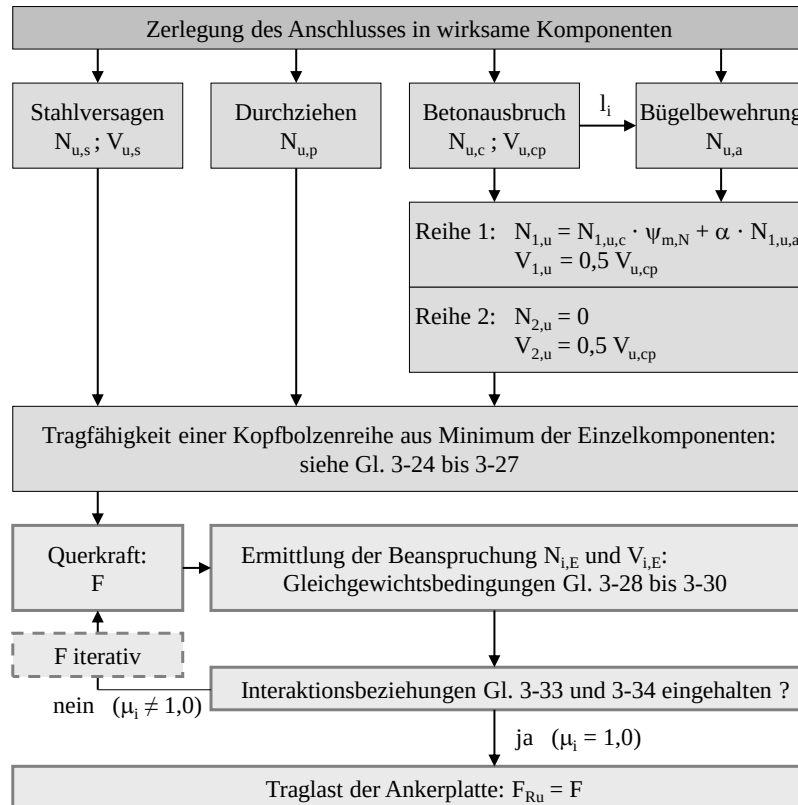


Abbildung 3-25: Schematische Darstellung des Berechnungsablaufs für Querkraft / Schub

3.4.2.4 Ankerplatte unter Schrägzugbeanspruchung

Für eine Ankerplatte mit exzentrisch angreifender Schrägzugbeanspruchung nach Abbildung 3-26 wird der Schrägzug in seine Lastanteile Querkraft F_V nach Gl. 3–35 und Zug F_N nach Gl. 3–36 aufgeteilt.

$$F_V = F \cdot \cos \alpha \quad \text{Querkraft- bzw. Schubanteil} \quad \text{Gl. 3–35}$$

$$F_N = F \cdot \sin \alpha \quad \text{Zuganteil} \quad \text{Gl. 3–36}$$

Die Versuche in *Kuhlmann/Imminger 2003* wurden mit einem Lastwinkel von $\alpha = 45^\circ$ durchgeführt, bei denen der Zug- und Querkraftanteil jeweils gleich groß ist. Mit zunehmendem Lastwinkel α verschwindet die Druckkraft und das Moment M muss über ein Kräftepaar der Kopfbolzenreihen aufgenommen werden. Für die Komponententragfähigkeit $N_{u,c}$ reduziert sich in diesem Fall der Beiwert zu $\psi_{m,N} = 1$.

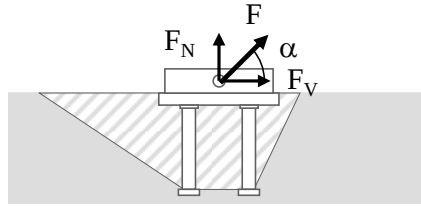


Abbildung 3-26: Aufteilung der Lastanteile für eine Ankerplatte mit Schrägzugbeanspruchung

Die Berechnung der Ankerplatte erfolgt entsprechend der Ankerplatte mit Querkraftbeanspruchung für die Querkraften und die Normalkraften getrennt voneinander. Die Kopplung der beiden Gleichgewichtssysteme erfolgt durch Einhaltung der Interaktionsbedingungen der einzelnen Komponenten nach Gl. 3–33 und Gl. 3–34.

Die Tragfähigkeit der Einzelkomponenten kann nach Gl. 3–37 bis Gl. 3–40 bestimmt werden. Die Tragfähigkeit $N_{1,u,c}$ der Komponente „Betonausbruch“ der hinteren Kopfbolzenreihe wird über die zugeordnete ideale Ausbruchfläche bis zur Achse der vorderen Kopfbolzenreihe begrenzt, siehe Abbildung 3-27a und Kapitel 3.4.2.1. Jeder Bügel der Rückhängebewehrung wird zu Beginn der Berechnung einer Kopfbolzenreihe zugeordnet und rechnerisch nur bei dieser Reihe berücksichtigt. Auf der sicheren Seite wird der Beiwert $\psi_{m,n}$ nach Gl. 2–96 einheitlich für die rückwärtige Kopfbolzenreihe bestimmt.

$$N_{1,Ru} = \min \{ n \cdot N_{u,s}; n \cdot N_{u,cp}; \psi_{m,N} \cdot N_{1,u,c} + \alpha \cdot N_{1,u,a} \} \quad \text{Gl. 3–37}$$

$$N_{2,Ru} = \min \{ n \cdot N_{u,s}; n \cdot N_{u,cp}; \psi_{m,N} \cdot (N_{u,c} - N_{1,u,c}) + \alpha \cdot N_{2,u,a} \} \quad \text{Gl. 3–38}$$

$$V_{1,Ru} = \min \{ n \cdot V_{u,s}; 0,5 \cdot V_{u,cp} \} \quad \text{Gl. 3–39}$$

$$V_{2,Ru} = \min \{ n \cdot V_{u,s}; 0,5 \cdot V_{u,cp} \} \quad \text{Gl. 3–40}$$

Die Ermittlung der Zugkräfte $N_{i,E}$ und Querkraften $V_{i,E}$ in den Kopfbolzenreihen erfolgt für ein Gleichgewicht im Schnittpunkt der Wirkungslinien der Druckkraft D und der Schubkräfte $V_{i,E}$ nach Gl. 3–41, dem Gleichgewicht der Normalkraften nach Gl. 3–43 und dem Gleichgewicht der Querkraften nach Gl. 3–42.

$$M = F_V \cdot (e + t_p) + F_N \cdot (a - x/2) = N_{1,E} \cdot z_1 + N_{2,E} \cdot z_2 \quad \text{Gl. 3–41}$$

$$F_V = V_{1,E} + V_{2,E} + V_f \quad \text{Gl. 3–42}$$

$$F_N = N_{1,E} + N_{2,E} + D \quad \text{Gl. 3–43}$$

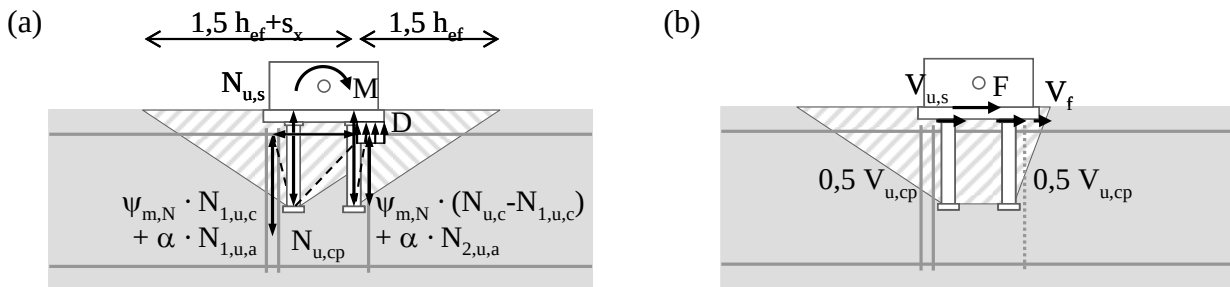


Abbildung 3-27: Stabwerkmodelle zur Aufnahme einer exzentrischen Schrägzugbeanspruchung:
(a) Normalkraftkomponenten und (b) Querkraftkomponenten

Das angepasste Berechnungsschema für eine Schrägzugbeanspruchung ist in Abbildung 3-28 dargestellt. Das beschriebene Modell auf Schrägzug ist als Programm in Microsoft Excel (VBA) aufbereitet, um die Tragfähigkeit F_{Ru} einer Ankerplatte unter Berücksichtigung einer Rückhängebewehrung bestimmen zu können.

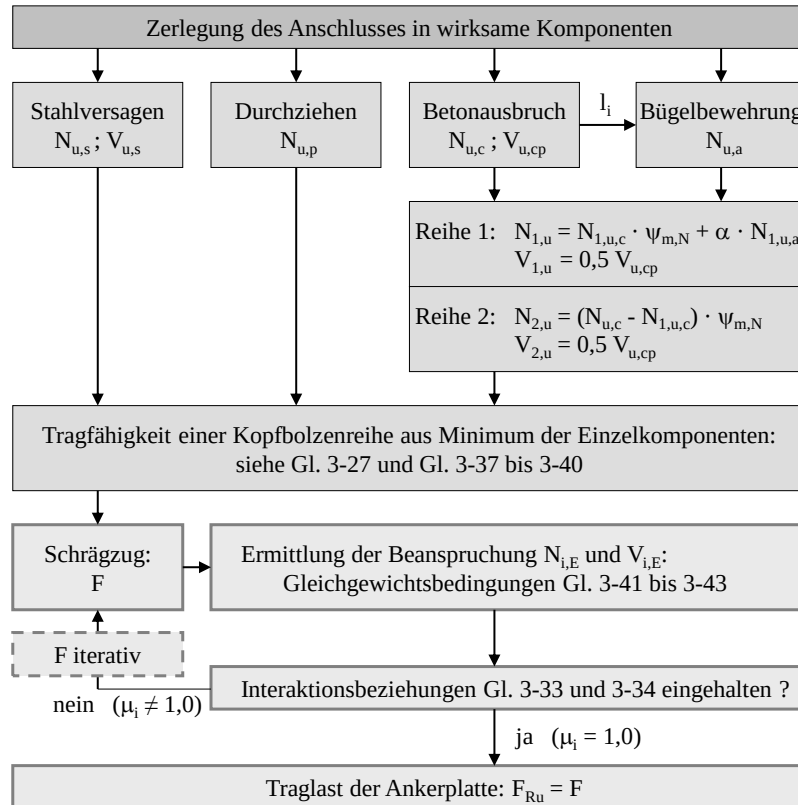


Abbildung 3-28: Schematische Darstellung des Berechnungsablaufs für Schrägzug

3.4.3 Verifizierung des einfachen Komponentenmodells

Das Komponentenmodell nach Kapitel 3.4.2 wird über die Nachrechnung der in *Kuhlmann/Imminger 2003* durchgeführten Versuche mit zwei gleich langen Kopfbolzenreihen überprüft. In Anhang A sind die Zwischenwerte der Berechnungen, die Komponententragfähigkeiten und die Gesamttragfähigkeit der Ankerplatte für die einzelnen Versuche zusammengestellt. Aufgrund der Spannungsverteilung in der Betonplatte aus der globalen Biegebeanspruchung werden die Zug- und Schrägzugversuche für gerissenen Beton und die Querkraftversuche für ungerissenen Beton berechnet. Die Komponententragfähigkeit der Kopfbolzen wird für ungerissenen Beton mit dem Beiwert $\psi_{ucr} = 1,0$ und für gerissenen Beton mit $\psi_{ucr} = 0,75$ nach *Eligehausen u.a. 2006* berechnet, siehe auch Anhang A.

In Tabelle 3-10 sind die mit dem Komponentenmodell nach Kapitel 3.4.2 berechneten Traglasten $F_{u,M}$ mit beiden Modellansätzen für die Rückhängebewehrung, Modell 1 nach Gl. 3–16 bzw. Modell 2 nach Gl. 3–17, zusammengestellt und den Versuchstraglasten $F_{u,V}$ gegenübergestellt.

Tabelle 3-10: Vergleich zwischen den Versuchstraglasten $F_{u,V}$ und den Modelltraglasten $F_{u,Mi}$

	R1-1	R1-2	B1	B2	R1-4	R2-1	R2-3	R3-2	R3-3	R4-2	R4-3
$F_{u,V}$	519	558	639	757	648	494	944	824	810	704	981
$F_{u,M1}$	596	534	550	647	550	395	947	633	603	620	669
$F_{u,M1}/F_{u,V}$	1,15	0,96	0,86	0,85	0,85	0,80	1,00	0,77	0,74	0,88	0,68
$F_{u,M2}$	596	548	576	675	576	443	947	661	631	648	699
$F_{u,M2}/F_{u,V}$	1,15	0,98	0,90	0,89	0,89	0,90	1,00	0,80	0,78	0,92	0,71
	R5-1	R5-3	R6-2	R6-3	R6-4	R7-2	R7-3	R7-4	R7-5	R7-6	$\bar{x}$
$F_{u,V}$	752	837	519	359	411	589	673	661	616	269	
$F_{u,M1}$	610	610	453	334	354	300	350	332	416	269	
$F_{u,M1}/F_{u,V}$	0,81	0,73	0,87	0,93	0,86	0,51	0,52	0,50	0,68	1,00	0,80
$F_{u,M2}$	638	638	492	369	390	345	399	380	529	269	
$F_{u,M2}/F_{u,V}$	0,85	0,76	0,95	1,03	0,95	0,59	0,59	0,57	0,86	1,00	0,86

Die berechneten Traglasten $F_{u,M1}$ des Modells 1 mit der Verankerungslänge nach Gl. 3–16 („verankerter Bewehrungsstab“) weisen gegenüber den 21 durchgeführten Versuchen einen Mittelwert von $F_{u,M1}/F_{u,V} = 0,80$ und einen Variationskoeffizienten von $\nu \approx 20\%$ auf. Das Modell 2 mit der Verankerungslänge nach Gl. 3–17 („Haken- und Verbundwirkung“) liefert insgesamt höhere, den Versuchswerten näher liegende Traglasten $F_{u,M2}$, bei einem Mittelwert von $F_{u,M2}/F_{u,V} = 0,86$ und einen Variationskoeffizienten von $\nu \approx 17\%$.

Die berechneten Traglasten $F_{u,M}$ des Komponentensmodells mit der Rückhängebewehrung nach Gl. 3–17 entsprechend Modell 2 mit einem Haken- und Verbundanteil sind den Versuchstraglasten in Abbildung 3-29a grafisch gegenübergestellt. Die Modelltraglasten bleiben insgesamt auf der sicheren Seite, lediglich der Versuch R1-1 ohne Rückhängebewehrung liegt mit ca. 15% über dem Versuchswert. Die zugehörige Verteilung des Quotienten $n = F_{u,M}/F_{u,V}$ ist in Abbildung 3-29b dargestellt. Die drei untersten Werte sind die Werte der Schrägzugversuche, die mit dem Komponentenmodell deutlich unterschätzt werden.

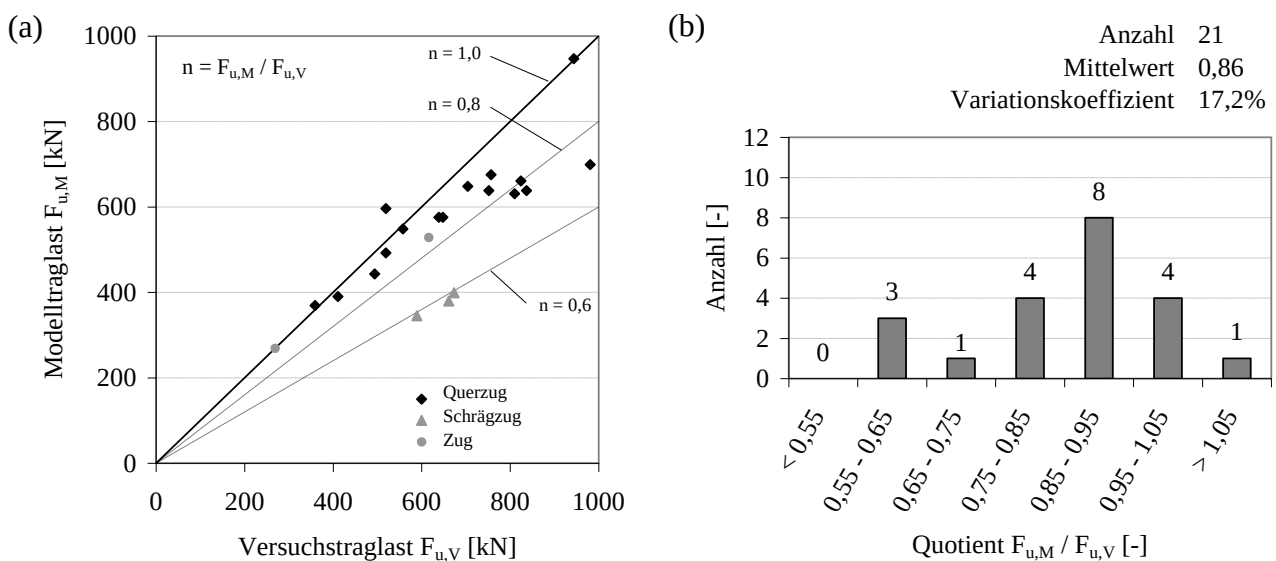


Abbildung 3-29: (a) Vergleich der Modell- und Versuchstraglasten für Modell 2 (b) Verteilung des Quotienten bei Modell 2

Die Berechnung der Tragfähigkeit der Ankerplatten mit Hilfe des in Kapitel 3.4.2 beschriebenen Komponentenmodells weist für Zug- oder Querkraftbelastung eine gute Übereinstimmung im Bereich der untersuchten Parameter auf. Für Schrägzugbelastung unterschätzt das Komponentenmodell die Traglast jedoch deutlich. Der Modellansatz 2 nach Gl. 3–17 für die Rückhängebewehrung mit einem Haken- und Verbundtraganteil zeigt eine höhere Affinität zu den Versuchswerten als das Modell nach *CEN/TS 1992-4-2:2007*. So wird das Zusammenwirken des Betongrunds und der Rückhängebewehrung über den gewählten Ansatz gut wiedergegeben, wie die Zusammenstellung der Normalkräfte in den Bügeln in Tabelle 3-11 im Traglastzustand auch verdeutlicht. Gegenübergestellt sind die berechneten Bügelzugkräfte des Komponentenmodells, die gemessenen Versuchswerte und die berechneten Werte des Finite-Elemente-Modells. Die Werte des Modell 2 nach Gl. 3–17 weisen hierbei größtenteils eine gute Übereinstimmung mit den Versuchswerten und den berechneten Werten des Finite-Elemente-Modells auf.

Tabelle 3-11: Gemessene und berechnete Zugkraft N_a in den Bügeln

Versuch	Zugkraft Versuch $N_{a,V}$ [kN]	Zugkraft Modell 1 $N_{a,M1}$ [kN]	Zugkraft Modell 2 $N_{a,M2}$ [kN]	Zugkraft FE-Modell $N_{a,FE}$ [kN]
R1-2	101	63	104	87
B1	141	107	194	151
B2	-	139	237	196
R1-4	176	107	194	-

Eine weiterentwickelte Modellkomponente der „Rückhängebewehrung im Betonausbruch“, wie sie unter anderem am Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart erarbeitet wird, siehe hierzu auch Schlussbericht des Forschungsvorhabens *Kuhlmann u.a. 2011*, kann zukünftig in das bestehende Modell übertragen werden.

Die Aufteilung der Ausbruchsflächen für Quer- und Schrägzug ist eine gewählte Vereinfachung, bei der die Normalkraft-Querkraft-Interaktion durch Überlagerung unterschiedlicher Ausbruchsflächen berücksichtigt wird. Dadurch kann im Rahmen des Komponentenmodells jede Kopfbolzenreihe unabhängig als eigene Teilkomponente erfasst werden.

Mit dem gezeigten Modell können steife Ankerplatten zu weiteren Untersuchungen und zur Berechnung der Tragfähigkeit herangezogen werden. Durch die Anwendung der Komponentenmethode können einzelne Komponenten weiterentwickelt, angepasst oder erweitert werden.

3.5 Zusammenfassung

Im Rahmen des Forschungsvorhabens *Kuhlmann/Imminger 2003* wurden Versuchsreihen an steifen, randfernen Ankerplatten zum Tragverhalten unter Berücksichtigung von Rückhängebewehrung durchgeführt und in Kapitel 3.2 dieser Arbeit neu ausgewertet. Der Einfluss der einzelnen Parameter auf die Traglast und das Verformungsverhalten der Ankerplatte konnte analysiert werden. Eine Rückhängebewehrung aus Bügeln nahe den Kopfbolzenreihen erhöht die Tragfähigkeit und Duktilität des Anschlusses entscheidend, während der Einfluss auf die Steifigkeit der Ankerplatte vernachlässigbar ist.

Durch die im Rahmen der in Kapitel 3.3 durchgeführten numerischen Untersuchungen wird das Tragverhalten der Ankerplatten bzw. die Aufteilung der inneren Kräfte deutlich gemacht. So nimmt die rückwärtige Kopfbolzenreihe die aus dem Exzentrizitätsmoment resultierende Zugkraft sowie Teile der Querkraftbeanspruchung auf, während die vorderen Kopfbolzen hauptsächlich die Querkraftbeanspruchung übertragen.

Die aus den experimentellen und numerischen Untersuchungen gewonnenen Erkenntnisse sind weitestgehend in das in Kapitel 3.4 vorgestellte, einfache Komponentenmodell zur Tragfähigkeit von steifen Ankerplatten eingeflossen. Die Komponententragfähigkeit wird mit dem in Kapitel 2.3.4 beschriebenen CC-Verfahren und aktuellen Forschungsergebnissen nach *Eligehausen u.a. 2009* zum Mitwirken einer Rückhängebewehrung bestimmt. Für die Berücksichtigung der Bügel als Rückhängebewehrung können zwei vorgestellte Modelle verwendet werden, die den Einfluss der Hakenwirkung unterschiedlich berücksichtigen.

Das Komponentenmodell gibt die Traglast der untersuchten Ankerplatten für eine Zug- und Querkraftbeanspruchung gut wieder, lediglich für Schrägzug wird die Tragfähigkeit deutlich unterschätzt. Das Modell kann aufgrund der Anwendung der Komponentenmethode durch Austausch oder Ergänzung einzelner Komponenten einfach angepasst oder erweitert werden.

Aufgrund der geringen Versuchsanzahl wurde im Komponentenmodell die in den Finite-Elemente-Berechnungen festgestellte ungleichmäßige Aufteilung der Querkraftbeanspruchung nicht berücksichtigt. Lediglich bei einem duktilen Stahlversagen der Kopfbolzen wird eine Umlagerung der Schubkräfte erlaubt. Weitere Untersuchungen an Kopfbolzengruppen zur Erfassung der Schubkraftaufteilung bei einem maßgebenden Betonversagen unter Berücksichtigung einer Rückhängebewehrung sollten durchgeführt werden, um vorhandene Tragfähigkeitsreserven der Ankerplatte erfassen zu können. Die Steifigkeit der einzelnen Kopfbolzenreihen mit der Rückhängebewehrung muss hierbei berücksichtigt werden.

Des Weiteren sollte der Einfluss einer Rückhängebewehrung mit der Tragfähigkeit $N_{u,a}$ im rückwärtigen Betonausbruchkörper bei einer Querkraftbeanspruchung untersucht werden. Die an einem Kopfbolzen angreifende Querkraftbeanspruchung führt zu einer Zugbeanspruchung im Kopfbolzen, die schließlich zum rückwärtigen Betonausbruch führt. Eine hier angeordnete Rückhängebewehrung mit der Tragfähigkeit $N_{u,a}$ sollte zu einer Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit $\Delta V_{u,a}$ nach Gl. 3–20 unter Berücksichtigung des Umsetzungsfaktors k führen. Dieses Mitwirken der Bewehrung sollte durch Versuche und numerische Untersuchungen an Einzelkomponenten analysiert werden.

Das in Kapitel 3.4 vorgestellte, einfache Komponentenmodell ist für randferne, steife Ankerplatten unter Berücksichtigung einer Rückhängebewehrung hergeleitet worden und berücksichtigt daher keine Randabstände der Kopfbolzen. In Kapitel 4 wird daher das Komponentenmodell für randnahe Ankerplatten erweitert. Zudem sollte die Steifigkeit der einzelnen Komponenten im Berechnungsablauf entsprechend dem Komponentenmodell in Kapitel 6 berücksichtigt werden.

4 Untersuchungen an steifen Ankerplatten im bewehrten Beton mit seitlichem Randabstand

4.1 Allgemeines

Bei randnahen Ankerplatten kann sich kein vollständiger Ausbruchkegel bilden, so dass die volle Betonausbruchlast nicht erreicht werden kann. Eine Erhöhung der rechnerischen Tragfähigkeit mit Hilfe einer Rückhängebewehrung gelingt bei Ankerplatten mit seitlichem Randabstand nur bedingt. So erlauben die Bemessungsregeln der Europäischen Technischen Zulassungen, wie z. B. *ETA-03/0039* oder *ETA-03/0041* - basierend auf der Richtlinie *ETAG001 2006*, eine teils nur sehr konservative Berücksichtigung von Rückhängebewehrung bei Ankerplatten in randnaher Lage. Eine eingelegte Schlaufenbewehrung als Rückhängebewehrung auf Zug darf nur berücksichtigt werden, wenn für den seitlichen Randabstand c der Kopfbolzen die Bedingung nach Gl. 4–1 eingehalten wird. Des Weiteren bedingt eine Rückhängebewehrung auf Querkraft, die einem Betonkantenbruch entgegenwirkt, für Kopfbolzen mit einem geringen Randabstand $c < 1,5 h_{ef}$ eine konservative Zug-Querkraft-Interaktion nach Gl. 2–98 mit dem Exponent $k = 2/3$, siehe z. B. *ETA-03/0039*.

$$c \geq 1,5 \cdot h_{ef} \quad \text{Gl. 4–1}$$

Für eine wirklichkeitsnähere Berechnung wird in Kapitel 4 die Überleitung des in Kapitel 3 entwickelten Komponentenmodells auf steife Ankerplatten in randnaher Lage unter Berücksichtigung von Rückhängebewehrung durchgeführt. In Kapitel 4.2 werden die Ergebnisse der Tastversuche von *Rölle 2003* bzw. *Kuhlmann/Imminger 2003* und die im Rahmen des Forschungsvorhabens *Kuhlmann/Rybinski 2007b* durchgeführten experimentellen Untersuchungen vorgestellt. Zur weiteren Analyse des Tragverhaltens der randnahen Ankerplatten werden die numerischen Untersuchungen in Kapitel 4.3 zusammengefasst. In Kapitel 4.4 wird die notwendige Anpassung des Komponentenmodells beschrieben und dessen Verifizierung anhand von Versuchsergebnissen aufgezeigt.

4.2 Experimentelle Untersuchungen

4.2.1 Tastversuche von *Kuhlmann/Imminger 2003*

Die durchgeführten Tastversuche an randnahen Ankerplatten in höher bewehrten Betonstützen haben im Rahmen des Forschungsvorhabens *Kuhlmann/Imminger 2003* bzw. *Rölle 2003* ein Mitwirken der vorhandenen Bügelbewehrung auf die Tragfähigkeit der Ankerplatte ergeben. Die Ankerplatten mit 4 bzw. 6 Kopfbolzen wurden mit einer Querkraftbeanspruchung in Längsrichtung der Betonstütze belastet. Alle Betonstützen wurden mit einer Grundbewehrung aus 10 Längseisen $\varnothing 25$ und Bügeln $\varnothing 10$, $s = 15 \text{ cm}$ hergestellt und teilweise durch zwei zusätzliche Bügel $\varnothing 10$ im Bereich der rückwärtigen Kopfbolzenreihe verstärkt. Durch die Bewehrung konnte ein frühzeitiges Betonversagen der randnahen Kopfbolzen verhindert werden, so dass hohe Versuchstraglasten erreicht wurden. In Abbildung 4-1 sind die charakteristischen Traglasten V_k nach Gl. 4–2 den nach *ETA-03/0039* berechneten charakteristischen Tragfähigkeiten V_{Rk} gegenübergestellt.

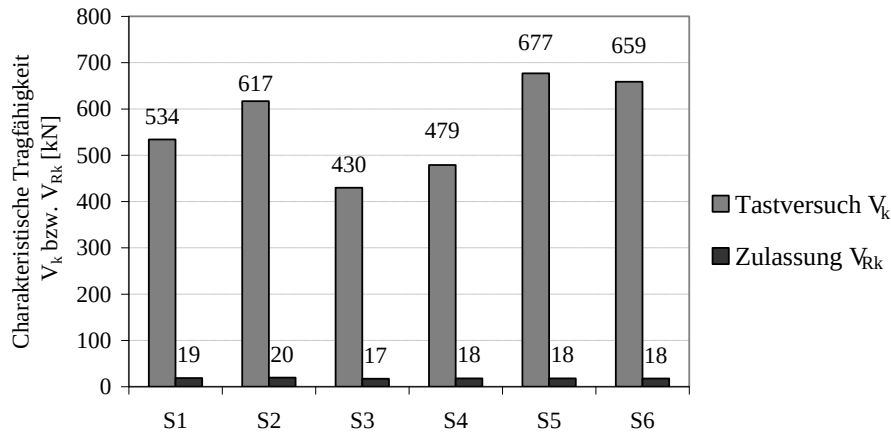


Abbildung 4-1: Vergleich der charakteristischen Tragfähigkeit V_k nach Gl. 4-2 der Versuche nach *Kuhlmann/Imminger 2003* mit der Beanspruchbarkeit V_{Rk} nach Zulassung *ETA-03/0039*

$$V_k = \gamma_{5\%} \cdot V_u \quad \text{Gl. 4-2}$$

mit

V_k Charakteristische Tragfähigkeit aus Versuchswerten

$\gamma_{5\%} = 0,7$ Verhältnis der mittleren Versuchslast zum 5%-Fraktilwert bei maßgebendem Betonversagen, siehe auch *Hofmann 2004*

V_{Rk} Charakteristische Tragfähigkeit nach Zulassung *ETA-03/0039*

Der große Unterschied zwischen charakteristischer Versuchstraglast V_k und berechneter Tragfähigkeit V_{Rk} nach Zulassung liegt hauptsächlich im Mitwirken der vorhandenen Bügelbewehrung, die u. a. einen vorzeitigen Betonausbruch der rückwärtigen Kopfbolzenreihe und einen Betonkantenbruch der vorderen Kopfbolzen verhindert. Dabei unterbindet die Umschnürung der Bügelbewehrung einen lokalen Betonausbruch und übernimmt den Lastabtrag im Bereich des gerissenen Betons.

4.2.2 Zielsetzung der eigenen Versuche

Es sollte der Einfluss der Bügelbewehrung auf das Tragverhalten der Ankerplatte erfasst werden, um die Abweichungen zwischen charakteristischer Versuchstraglast V_k und berechneter Beanspruchbarkeit V_{Rk} mit Hilfe eines wirklichkeitsnäherem Berechnungsverfahrens für Ankerplatten mit randnahen Kopfbolzen unter Berücksichtigung der Bügelbewehrung zu reduzieren.

Die Versuche von *Kuhlmann/Imminger 2003* bzw. *Rölle 2003* wurden mit einem hohen Längsbewehrungsgrad, der dem einer Hochbaustütze entsprach, durchgeführt. Dagegen wurde im Rahmen des Forschungsvorhabens *Kuhlmann/Rybinski 2007b* das Tragverhalten von Ankerplatten mit Kopfbolzen in randnaher Lage für eine geringe Grundbewehrung aus Bügeln und Längseisen, z. B. wie bei Streifenfundamenten, untersucht. Auf den Einsatz spezieller Rückhängebewehrung, wie am Kopfbolzen anliegende Schlaufen gemäß *ETA-03/0039* oder *ETA-03/0041*, wurde verzichtet, da nur der Einfluss der reinen Grundbewehrung des Betonbauteils untersucht werden sollte.

Es sollten nur solche Modi wie Betonausbruch oder Betonkantenbruch auftreten, bei denen Bügel- und Längsbewehrung mitwirken kann. So wurde der seitliche Randabstand der Kopfbolzen mit $c > 0,5 h_{ef}$ gewählt, um ein lokales, seitliches Betonversagen ausschließen zu können.

4.2.3 Versuchsprogramm

Im Rahmen des Forschungsvorhabens *Kuhlmann/Rybinski 2007b* wurden insgesamt 19 Versuche an Ankerplatten in bewehrten, stabförmigen Betonbauteilen durchgeführt. Aufgrund der begrenzten Anzahl möglicher Versuche, wurden nur die maßgebenden Parameter wie die Betongüte f_{cm} , die Bügelbewehrung und der Achsabstands s bzw. der Randabstands c_1 der Dübelreihen variiert. Auf zusätzliche Referenzversuche ohne Bügel- bzw. Rückhängebewehrung im Bereich der Ankerplatte musste wegen der Budgetierung des Versuchsprogramms verzichtet werden. Die Versuche gliedern sich dabei in folgende Versuchsreihen auf:

- B-*i*: Basisversuchskörper mit Grundbewehrung (jeweils zweifach durchgeführt)
- R1-*i*: Erhöhung der Bügelbewehrung je Bolzenreihe $1 \text{ } \varnothing 8 \quad \rightarrow 2 \text{ } \varnothing 10$
- R2-*i*: Erhöhung der Betongüte $C20/25 \quad \rightarrow C35/45$
- R3-*i*: Variation des Achsabstands / Randabstands $s = 180 \text{ mm} \quad \rightarrow 230 \text{ mm}$
 $c_1 = 110 \text{ mm} \quad \rightarrow 85 \text{ mm}$
- R4-*i*: Erhöhung der Bügelbewehrung (sonst wie R3) $1 \text{ } \varnothing 8 \quad \rightarrow 2 \text{ } \varnothing 10$
- R5-*i*: Minimale Bügelbewehrung $1 \text{ } \varnothing 8 \quad \rightarrow 1 \text{ } \varnothing 6$

Die letzte Nummer *i* der Versuchsbezeichnung gibt die Belastungsart an. Es wurden exzentrische Querkraftversuche ($i = 1$), kombinierte Schrägzugversuche ($i = 2$) und reine Zugversuche ($i = 3$) durchgeführt. Eine Übersicht über die durchgeführten Versuche ist Tabelle 4-1 zusammengestellt.

Tabelle 4-1: Übersicht der durchgeführten Versuche

	Lastwinkel α [°]			Betongüte $f_{c,cube}$ [N/mm ²]		Bügel d [mm]			Achsabstand s [mm]	
	0	45	90	20	35	$\varnothing 6$	$\varnothing 8$	2 $\varnothing 10$	180	230
B-1	•			•			•		•	
B-2		•		•			•		•	
B-3			•	•			•		•	
R1-1	•			•				•	•	
R1-2		•		•				•	•	
R1-3			•	•				•	•	
R2-1	•				•		•		•	
R2-2		•			•		•		•	
R2-3			•		•		•		•	
R3-1	•			•			•			•
R3-2		•		•			•			•
R4-1	•			•				•		•
R4-2		•		•				•		•
R5-1	•			•		•			•	
R5-2		•		•		•			•	
R5-3			•	•		•			•	

Die variierten Parameter sind in Abbildung 4-2 dargestellt. Für eine detaillierte Beschreibung des Versuchsprogramms wird auf den Forschungsbericht *Kuhlmann/Rybinski 2007b* verwiesen.

4.2.4 Versuchsdurchführung

4.2.4.1 Versuchskörper

Die Betonkörper mit einer Kantenlänge von $b = h = 40 \text{ cm}$ wurden mit einer Länge von $l = 160 \text{ cm}$ so ausgeführt, dass die Abstützungen während der Versuchsdurchführung ausreichend weit von der Ankerplatte entfernt angeordnet wurden, um eine belastungsnahe Abstützung zu verhindern. Der Betonkörper mit der mittig angeordneten Ankerplatte, auf die zwei Reihen Kopfbolzen SD 22/175 mit Hubzündung aufgeschweißt wurden, ist in Abbildung 4-2 dargestellt. Die Betondeckung der Bügelbewehrung wurde einheitlich mit $\text{nom } c = 40 \text{ mm}$ gewählt.

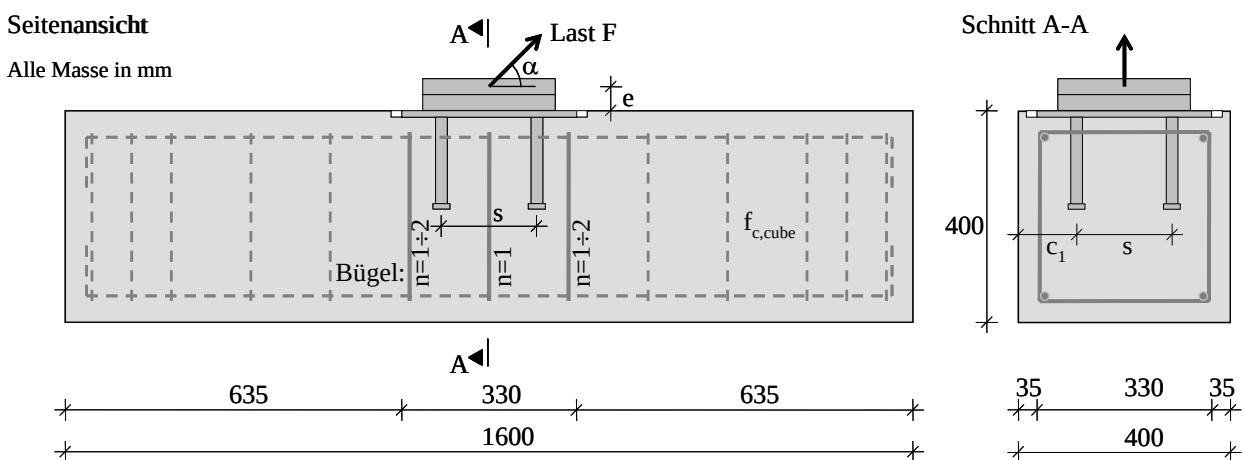


Abbildung 4-2: Geometrie der Betonversuchskörper

Bei den Versuchen wurde eine sehr steife, standardisierte Ankerplattenkonstruktion der *Fa. Goldbeck* verwendet, die durch Anordnung mehrerer miteinander verschraubten Platten (Ankerplatte, Stiftplatte und Fußplatte) ihre Steifigkeit erreicht. Die 12 mm starke Ankerplatte wurde mit einem 20 mm breiten, umlaufenden Streifen Weichfaserplatte bündig zur Betonoberfläche, in der Schalung seitlich liegend, einbetoniert, siehe Abbildung 4-3a.

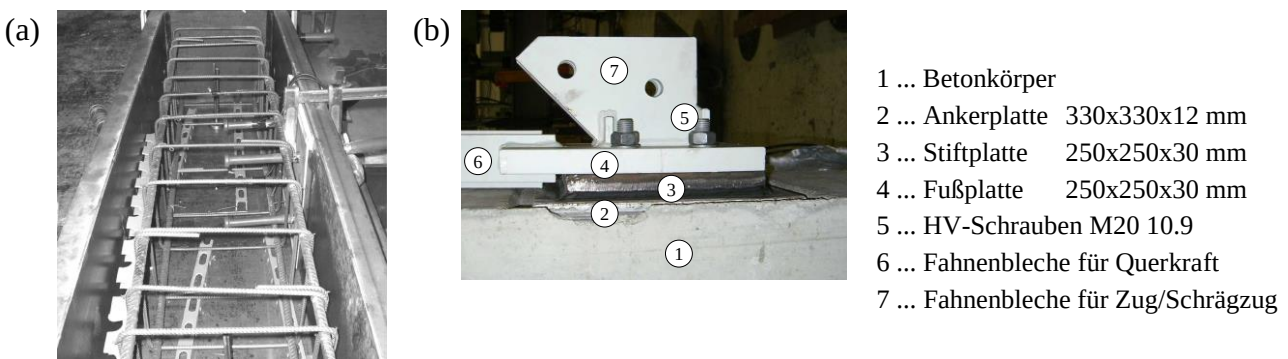


Abbildung 4-3: (a) Schalung (b) Lasteinleitungsstruktur aus Anker-, Stift- und Fußplatte

Die Steifigkeit der Ankerplatte wurde durch eine aufgeschweißte, 30 mm starke Stiftplatte erreicht. Die Lasteinleitung erfolgte über eine mit vier HV-Schrauben befestigte Fußplatte und Fahnenble-

che, siehe Abbildung 4-3b. Die Quer- und Schrägzugbeanspruchung der Ankerplatte wurde über die Fahnenbleche so eingeleitet, dass die äußere Exzentrizität der Querkraftkomponente bei allen Versuchen $e = 45 \text{ mm}$ beträgt. Eine detaillierte Darstellung der Versuchskörper kann *Kuhlmann/Rybinski 2007b* entnommen werden.

4.2.4.2 Versuchsstand

Für die Durchführung der Versuche wurde der Versuchsstand aus dem Forschungsvorhaben *Kuhlmann/Imminger 2003* herangezogen und mit neuen Stahlbauteilen angepasst. Die Versuchskörper wurden jeweils so eingebaut, dass die Belastung der Ankerplatte über gelenkig verbundene Zuglaschen und einen vertikal montierten Hydraulikzylinder weggesteuert aufgebracht werden konnte. Die Belastungsgeschwindigkeit betrug $v = 0,6 \text{ mm/min}$ für die Zugversuche und $v = 1,2 \text{ mm/min}$ für die Schräg- und Querkraftversuche. Die schematische Lagerung der Versuchskörper ist in Abbildung 4-4 für die Versuchsstände mit unterschiedlicher Belastungsrichtung angegeben. Dabei wurden die Versuchskörper mittels Spannanker auf den Spannboden oder gegen Stahltraversen gespannt und in ihrer Lage gesichert.

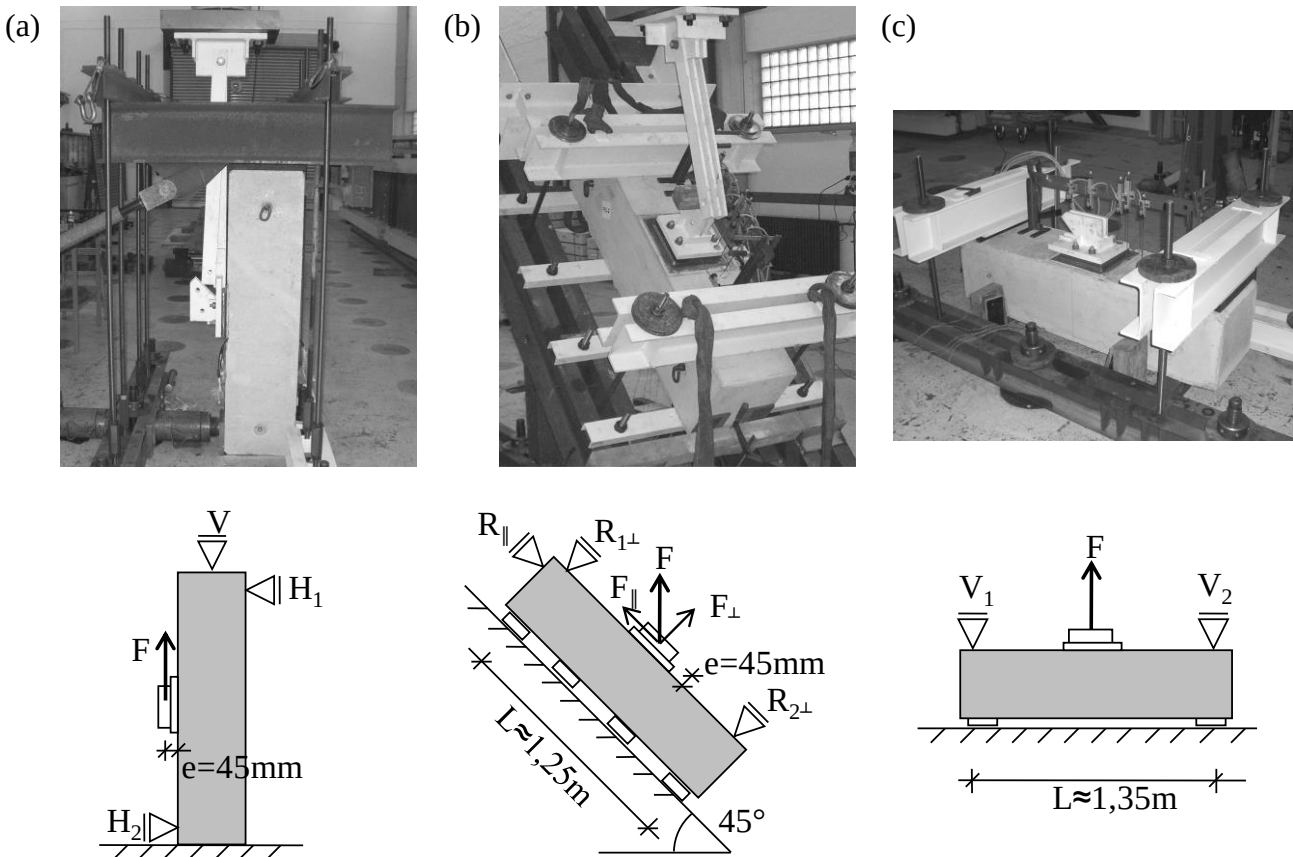


Abbildung 4-4: Versuchsstand und statisches System (a) für Schub, (b) für kombinierten Schrägzug und (c) für reinen Zug

4.2.4.3 Messeinrichtung

Mit Hilfe eines auf dem Versuchskörper montierten Messrahmens mit Wegnehmern wurden die Relativverschiebungen der Ankerplatte und der Betonoberfläche während der Versuchsdurchführung

rung aufgenommen. In Abbildung 4-5a sind die nachfolgend aufgeführten Wegnehmer w_1 bis w_6 für die Querkraftversuche dargestellt.

- Wegnehmer w_1 und w_2 : Verschiebung der Fußplatte auf Höhe der Kopfbolzenreihen
- Wegnehmer w_3 : Verschiebung der Ankerplatte auf der rückwärtigen Seite
- Wegnehmer w_4 : Verschiebung der Betonoberfläche
- Wegnehmer w_6 : Verschiebung der Ankerplatte in Lastrichtung

Während der Versuchsdurchführung wurden zwei weitere Wegnehmer am Betonkörper angebracht, um die Rissweite des ersten auftretenden Risses zu messen. Ebenfalls wurden die Dehnungen ausgewählter Kopfbolzen und Bügelschenkel gemessen. Dazu wurden vor dem Betonieren der Versuchskörper Dehnmessstreifen, kurz DMS, mittig auf Bügel und Kopfbolzen geklebt, wie in Abbildung 4-5 zu sehen. Die weitere Anordnung der Wegnehmer für die kombinierten Schrägzug- und Zugversuche als auch die genaue Lage der Dehnmessstreifen bei den einzelnen Versuchen kann dem Forschungsbericht *Kuhlmann/Rybinski 2007b* entnommen werden.

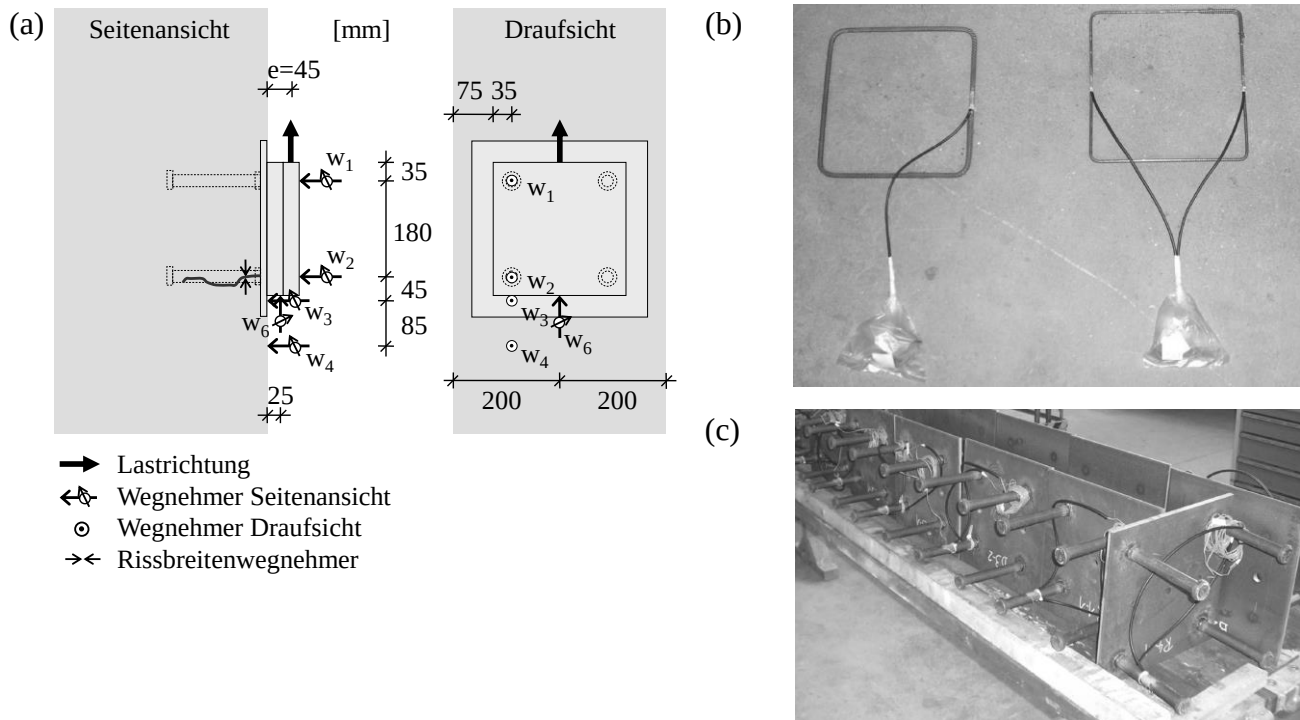


Abbildung 4-5: (a) Anordnung der Wegnehmer für Querkraftversuche (b) Bügel mit einseitig geklebten Dehnmessstreifen (c) Kopfbolzen mit je Bolzen zweiseitig geklebten Dehnmessstreifen

4.2.5 Versuchsergebnisse

4.2.5.1 Materialkennwerte und Traglasten

Die in Tabelle 4-2 angegebenen Materialkennwerte der Ankerplatte und der Bügelbewehrung wurden an mindestens drei Zugproben nach *DIN EN 10002-1:2001-07* ermittelt. Die Kennwerte der Kopfbolzen sind dem Abnahmeprüfzeugnis entnommen.

Tabelle 4-2: Materialkennwerte der Kopfbolzen Typ SD, der Ankerplatte und Bewehrung

	Streckgrenze $f_{p0,2}$ [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_u [N/mm ²]	E-Modul E_s [N/mm ²]
SD 22/175	478	531	-
Flachstahl 12 mm	301	443	198.000
BSt 500 S Ø6	599	614	198.000
BSt 500 S Ø8	567	599	191.000
BSt 500 S Ø10	502	574	178.000

In Tabelle 4-3 ist die in *Kuhlmann/Rybinski 2007b* protokollierte Versuchstraglast F_u und die zugehörige Verschiebung w_6 in Belastungsrichtung angegeben. Des Weiteren ist die nach *DIN EN 12390-3:2002-04* an drei Betonwürfeln mit 150 mm Kantenlänge ermittelte mittlere Betondruckfestigkeit $f_{c,cube}$, die Belastung bei Auftreten des ersten Risses und die auf die Zylinderdruckfestigkeit $f_{cm,n} = 25 \text{ N/mm}^2$ normierte Traglast $F_{u,n}$ nach Gl. 4-4 für die durchgeführten Versuche zusammengefasst.

Tabelle 4-3: Versuchswerte der untersuchten Ankerplatten

		Traglast F_u [kN]	Weg w_6 * [mm]	Beton $f_{c,cube}$ [N/mm ²]	Risslast F_{Riss} [kN]	Norm. Traglast $F_{u,n}$ ** [kN]	Bemerkung
Querkraft	B-1/1	448	9,9	29,5	251	460	
	B-1/2	397	8,2	29,5	176	407	
	R1-1	506	22,0	29,5	180	519	Verformung maßgebend
	R2-1	644	12,4	55,5	351	482	
	R3-1	369	6,9	29,0	231	382	
	R4-1	434	6,2	33,5	201	418	
	R5-1	402	11,0	31,5	151	399	
Schrägzug	B-2/1	239	7,5	31,0	85	239	
	B-2/2	243	7,3	31,0	90	243	
	R1-2	345	17,5	31,0	93	345	
	R2-2	307	6,1	60,0	115	221	
	R3-2	261	6,2	39,5	40	231	
	R4-2	321	6,5	38,5	60	288	
	R5-2	218	12,2	35,5	61	204	
Zug	B-3/1	189	2,8	30,5	45	191	
	B-3/2	183	5,0	30,5	61	185	
	R1-3	268	9,7	30,5	61	270	
	R2-3	223	3,3	56,0	60	166	Längsbewehrung fließt
	R5-3	140	10,9	34,0	60	134	Längsbewehrung fließt

* Weg in Belastungsrichtung: für Zug- / Querkraftversuche w_6
für Schrägzugversuche $(w_6^2 + w_9^2)^{0,5}$
** Normierte Traglast $F_{u,n}$: nach Gl. 4-4 für die Zylinderdruckfestigkeit $f_{cm,n} = 25 \text{ N/mm}^2$
mit $f_{cm} = 0,805 f_{c,cube}$

Im Querkraftversuch R1-1 konnte sich die Stirnfläche der Ankerplatte ab einer Verschiebung von $w_6 \approx 22 \text{ mm}$ direkt am Beton abstützen, so dass es zu einem deutlichen Anstieg der Anschlusssteifigkeit und der Traglast um ca. 8% kam. Unter Zunahme der Verschiebung kam es zum Versagen des Stirnflächenbetons und zum Abfall der Traglast auf das ursprüngliche Niveau. Der traglast erhöhende Effekt des Stirnflächenbetons ist in den Traglasten F_u nach Tabelle 4-3 nicht berücksichtigt, sondern es ist die Traglast für die Verschiebung $w_6 \approx 22 \text{ mm}$ angegeben. Bei den Zugversuchen R2-3 und R5-3 zeigte sich, dass in der Planung die Längsbewehrung zu schwach dimensioniert wurde und die Traglast bei Fließen der Längsbewehrung auftrat.

4.2.5.2 Vergleich der Traglasten

Der Einfluss der variierten Versuchsparameter wird nachfolgend für die durchgeführten Versuche anhand der Traglast F_u aufgezeigt. Die Traglast der Versuchskörper wurde mit Ausnahme der Versuche R2-3 und R5-3 (Stahlfließen der Längsbewehrung) bei einem Betonversagen der gezogenen Kopfbolzenreihen erreicht.

a.) Einfluss der Betonfestigkeit

Bei einem maßgebenden Versagen des Betonausbruchs für Zug bzw. rückwärtigen Betonausbruch für Querkraft hat die Betonfestigkeit des Versuchskörpers einen maßgebenden Einfluss auf die Versuchstraglast F_u der Ankerplatte. In Abbildung 4-6a sind die Traglasten der Versuchsreihe B und R2 mit der Basisbewehrung (Bügel $\varnothing 8$) in Abhängigkeit der Würfeldruckfestigkeit $f_{c,cube}$ dargestellt. Unter Vernachlässigung der Bewehrung haben die maßgebenden Versagensmodi „Betonausbruch“ (Gl. 2–60), „rückwärtiger Betonausbruch“ (Gl. 2–84), „Betonkantenausbruch“ (Gl. 2–90) und somit die Traglast F_u eine Abhängigkeit zur Würfeldruckfestigkeit $f_{c,cube}$ nach Gl. 4–3. Die in Abbildung 4-6a gezeichneten Trendlinien nach Gl. 4–4 geben die Traglast gut wieder. Die normierte Versuchstraglasten $F_{u,n}$ bezieht sich hierbei auf eine mittlere Zylinderdruckfestigkeit von $f_{cm,n} = 25 \text{ N/mm}^2$ und wurde wie Abbildung 4-6b dargestellt aus dem Mittelwert der Versuchsreihen B und R2 gebildet.

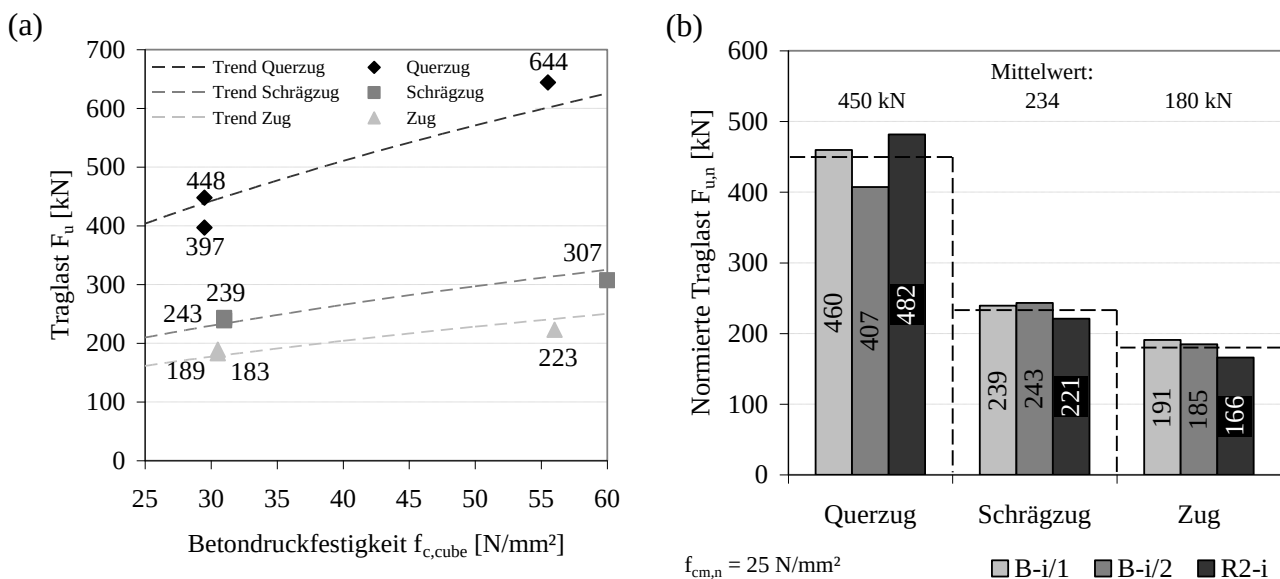


Abbildung 4-6: Versuchswerte mit Basisbewehrung (a) Traglasten F_u in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit (b) Mittelwertermittlung der normierte Traglasten $F_{u,n}$

Durch den geringen Variationskoeffizient $\nu = 5,7 \%$ der 9 Versuche zur Trendlinie erlauben die Trendlinien eine schnelle Abschätzung der Traglast und geben den Einfluss der Betonfestigkeit gut wieder. Für die weitere Modellbildung in Kapitel 4.4 sind die oben genannten Betonversagen mit Berücksichtigung der Bewehrung maßgebend und somit zu berücksichtigen.

$$F_u \sim \sqrt{f_{c,cube}} \quad \text{Gl. 4-3}$$

$$F_u(f_{cm}) = F_{u,n} \cdot \sqrt{\frac{f_{cm,n}}{f_{cm}}} \quad \text{Gl. 4-4}$$

Um den Einfluss der streuenden Würfeldruckfestigkeit bei den Traglastvergleichen gering zu halten, werden nachfolgend nur die normierten Versuchstraglasten $F_{u,n}$ für die Druckfestigkeit $f_{cm,n} = 25 \text{ N/mm}^2$ gegenübergestellt.

b.) Einfluss der Bügelbewehrung

Der Einfluss der Bügelbewehrung auf die normierte Traglast $F_{u,n}$ ist in Abbildung 4-7a für die Zug-, Querkraft- und Schrägzugversuche mit einem seitlichen Randabstand $c = 110 \text{ mm}$ dargestellt. Mit zunehmender Bügelbewehrung steigt die resultierende Tragfähigkeit der gezogenen Kopfbolzenreihen und somit die Tragfähigkeit der Ankerplatte. Durch die Erhöhung der Bügel von $\varnothing 8$ auf $2 \varnothing 10$ steigt die aufnehmbare Traglast bei Querkraftbeanspruchung nur um 15%, während bei Schrägzug und Zug eine Steigerung von immerhin 50% auftrat. Für die Versuche mit reduziertem Randabstand $c = 85 \text{ mm}$ reduziert sich der Einfluss der Bügelbewehrung auf 9% bei Querkraftbeanspruchung bzw. 25% bei Schrägzug, siehe Abbildung 4-7b.

Die Wirksamkeit der Bügelbewehrung auf die Traglast kann wie folgt zusammengefasst werden: zum einen wird die Tragfähigkeit der Kopfbolzen unter Zug erhöht und zum anderen ein frühzeitiger Betonkantenbruch der Kopfbolzen unter Querkraftbeanspruchung verhindert.

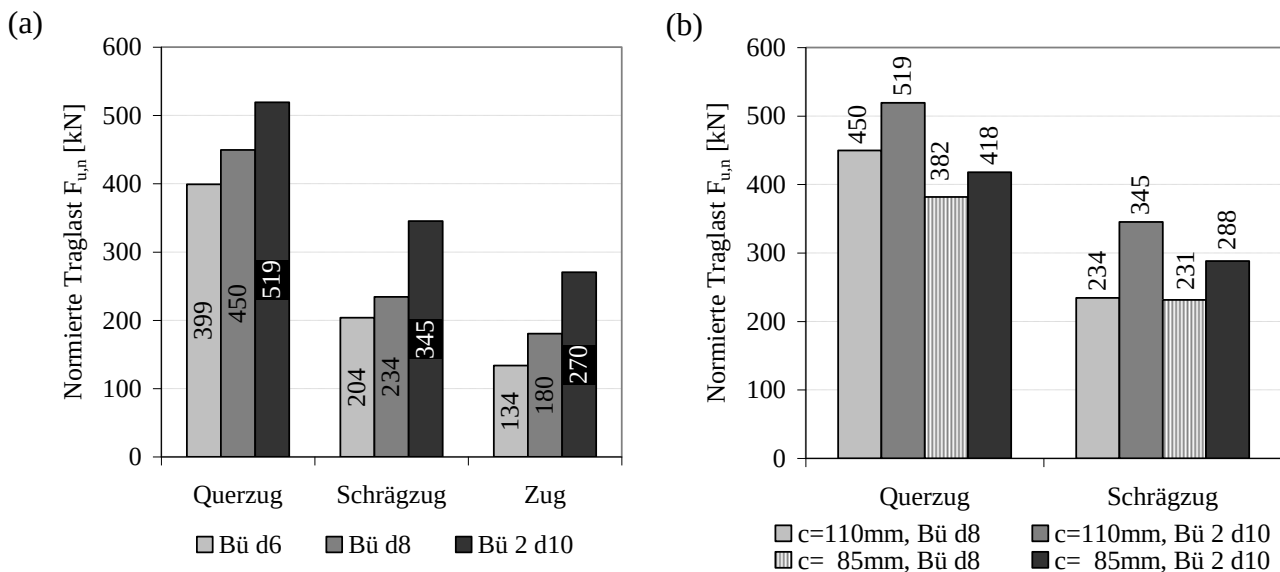


Abbildung 4-7: Normierte Traglasten $F_{u,n}$ in Abhängigkeit von (a) der Bewehrung und (b) der Bewehrung und dem Achsabstand s bzw. Randabstands c

c.) Einfluss der Randabstands c bzw. des Achsabstands s

In den Versuchsreihen R3/R4 wurde der Achsabstand der Kopfbolzenreihen von $s = 18 \text{ cm}$ auf $s = 23 \text{ cm}$ vergrößert, so dass sich der Randabstand von $c = 110 \text{ mm}$ auf $c = 85 \text{ mm}$ verringerte, siehe auch Schnitt A-A in Abbildung 4-2. Aufgrund des verminderten Randabstands c fällt die Traglast der Ankerplatte um bis zu 19%, siehe Abbildung 4-7b. Bei den Versuchen mit einem geringeren Randabstand c tritt bereits unter einer geringen Belastung ein längs zur Bauteilkante verlaufender Riss auf, der einen Betonkantenbruch der vorderen Kopfbolzen als Ursache hat und die Traglast der vorderen Kopfbolzen und somit der Ankerplatte begrenzt.

4.2.5.3 Lastverschiebungsverhalten und Mitwirken der Bügelbewehrung

a.) Schub- / Querkraftversuche

Für Ankerplatten unter Querkraftbeanspruchung wird das Lastverschiebungsverhalten maßgeblich von der Betongüte beeinflusst. Wie in Abbildung 4-8a dargestellt, steigt die Steifigkeit des Anschlusses mit zunehmender Betondruckfestigkeit an. Im Versuch R2-1 ($f_{c,cube} \approx 56 \text{ N/mm}^2$) liegt die Anfangssteifigkeit deutlich über den Werten von B-1 und R1-1 ($f_{c,cube} \approx 29 \text{ N/mm}^2$), die bis zu einer Verschiebung $w_6 = 7 \text{ mm}$ eine ähnliche Lastverschiebungskurve aufweisen. Erst mit zunehmender Verschiebung führte der erhöhte Bewehrungsgrad im Versuch R1-1 zu einer Traglaststeigerung gegenüber den Basisversuchen B-1. In den Querkraftversuchen wurde eine maximale Verschiebung w_6 von ca. 20 mm (= Breite der Weichfaserplatte) eingeplant, die im Versuch R1-1 mit $w_6 = 22 \text{ mm}$ (= Breite der Weichfaserplatte + Ausführungstoleranz) jedoch überschritten wurde. Folglich stützte sich die Ankerplatte gegen die Stirnfläche des Betons ab und führte zu einem kurzen Anstieg der Steifigkeit und Tragfähigkeit bis zum Bruch der Betonstirnfläche.

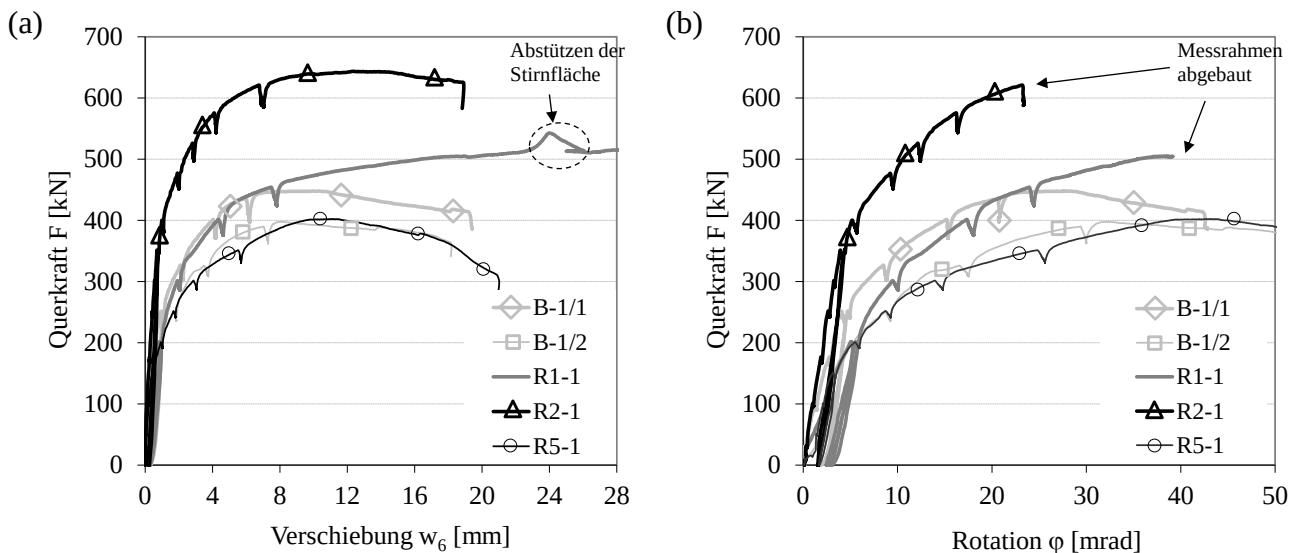


Abbildung 4-8: (a) Lastverschiebungskurven der Querkraftversuche B-1, R1-1 und R2-1 (b) Lastrotationskurven der Querkraftversuche B-1, R1-1 und R2-1

Das aus den Verschiebungen w_1/w_2 , vgl. Abbildung 4-5a, der Ankerplatten berechnete Rotationsverhalten weist ebenfalls eine Abhängigkeit von der Betongüte auf, siehe Abbildung 4-8b. Die Ankerplatte im Versuch R2-1 hat gegenüber den Versuchen mit niedriger Betongüte eine wesentlich

höhere Rotationssteifigkeit. Dabei ist die Rotation der Ankerplatte größtenteils auf die Nachgiebigkeit der gezogenen Kopfbolzenreihe zurückzuführen, während der Einfluss der Nachgiebigkeit des gedrückten Betons demgegenüber gering bleibt. Die Verschiebung eines gezogenen Kopfbolzens resultiert aus der Dehnung des Schaftes und der Unterkopfpressung, die mit zunehmender Betondruckfestigkeit abnimmt.

Der Einfluss des geringeren seitlichen Randabstands $c = 85 \text{ mm}$ auf das Lastverschiebungsverhalten und die Rotationssteifigkeit des Anschlusses ist vernachlässigbar. Die Versuche R3-1 bzw. R4-1 zeigten ein ähnliches Tragverhalten wie die Versuche B-1 bzw. R1-1 mit größerem Randabstand $c = 110 \text{ mm}$. Für Versuche mit Querkraftbeanspruchung hat somit die Betondruckfestigkeit einen maßgebenden Einfluss auf Steifigkeit und Traglast der Ankerplatte, während sich eine Erhöhung der Bügelbewehrung auf die Traglast aber nicht auf die Anfangssteifigkeit auswirkt.

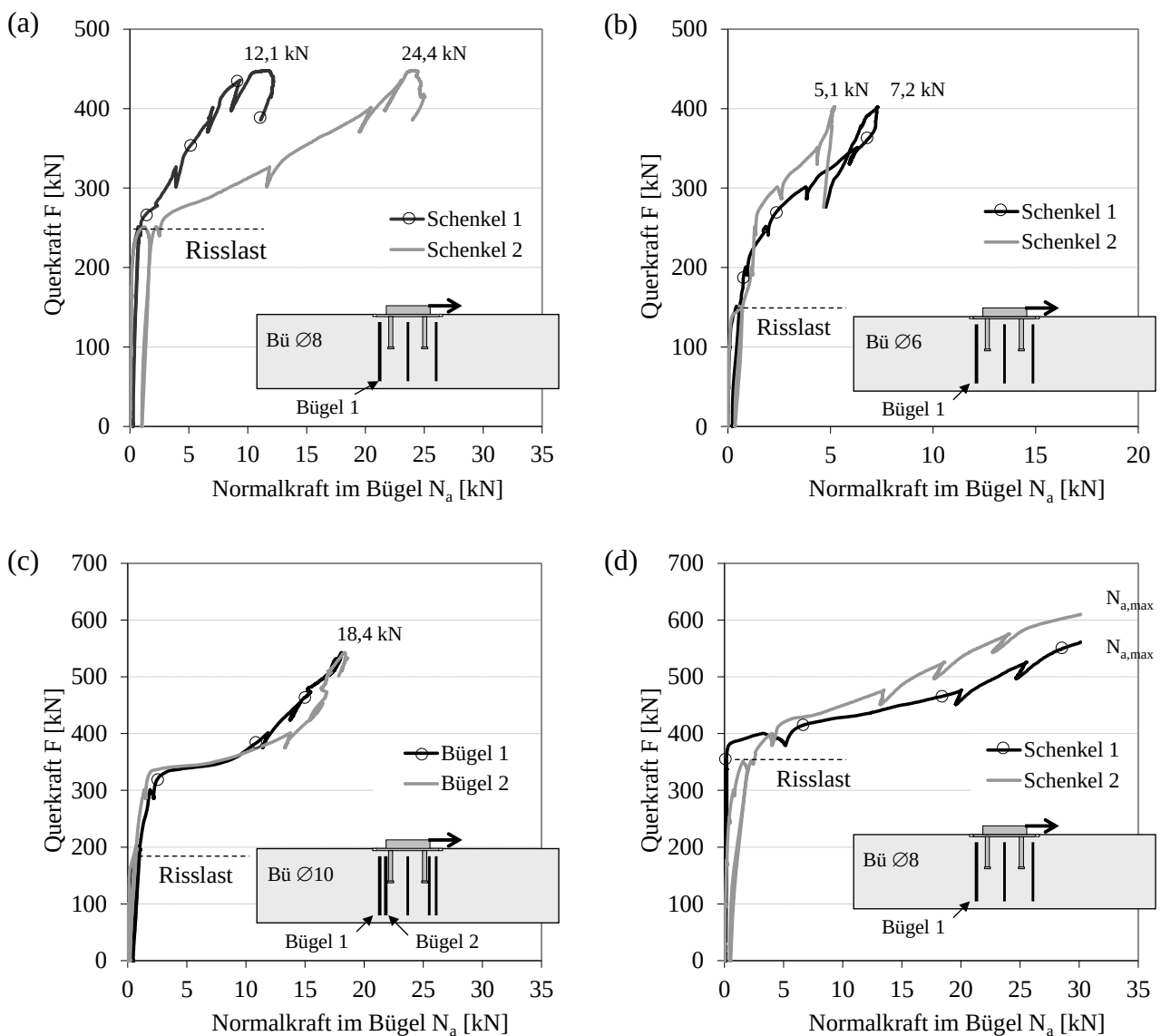


Abbildung 4-9: Verlauf der Normalkraft in der Bügelbewehrung (a) im Basisversuch B-1/1 mit Bügeln $\varnothing 8$, (b) bei Minimalbewehrung R5-1 mit Bügeln $\varnothing 6$, (c) bei Zulagenbewehrung R1-1 mit Bügeln $2\varnothing 10$, (d) bei erhöhter Betongüte R2-1 mit Bügeln $\varnothing 8$

In Abbildung 4-9a-d sind die Normalkräfte N_a in den Bügelschenkeln, die über die gemessenen Dehnungen bestimmt wurden, für die Versuche mit variierte Bewehrung dargestellt. Die auftretenden Kräfte können dabei zwischen den beiden Schenkeln je Bügel in Abhängigkeit des Rissbildes stark variieren, siehe Abbildung 4-9a. Die Bügeldehnungen steigen mit Auftreten der quer zu den Bügeln verlaufenden Risse deutlich an. Im Versuch B-1/1 trat dieser senkrecht verlaufende Riss zeitgleich mit dem ersten parallel verlaufenden Spaltriss auf, siehe Abbildung 4-10a, während im Versuch R1-1 zunächst bei einer Belastung von $F \approx 180 \text{ kN}$ der parallel zu den Bügeln auftretende Riss auf Höhe der rückwärtigen Kopfbolzenreihe und bei einer Belastung zwischen 300 kN und 400 kN der auf Höhe des Kopfes der Bolzenreihe liegende senkrechte, quer zur Bewehrung verlaufende Riss auftrat, siehe Abbildung 4-10b. Mit zunehmender Belastung vergrößerte und verzweigte sich der senkrecht zu den Bügeln verlaufende Riss des rückwärtigen Betonausbruchs. An den vorderen Kopfbolzen trat ein parallel zur Betonkante verlaufender Riss auf, der auf einen Betonkantenbruch hinweist.

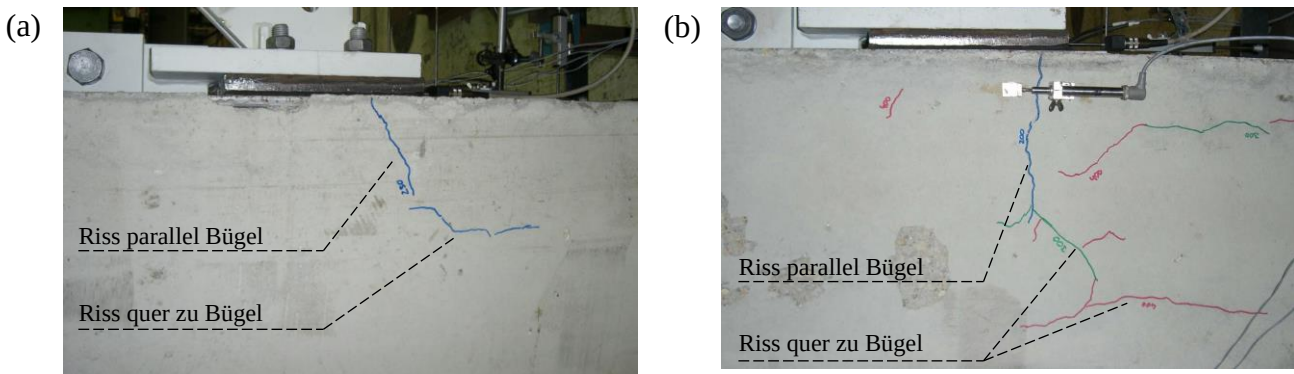


Abbildung 4-10: Erstrissbildung, ausgehend von der rückwärtigen Kopfbolzenreihe (a) im Versuch B-1/1, (b) im Versuch R1-1

Im Versuch R2-1 mit erhöhter Betondruckfestigkeit stellten sich die ersten Risse erst bei einer Belastung von 350 kN ein und die Bügel erreichten ihre volle Tragfähigkeit $N_{a,max}$ kurz unterhalb der Traglast F_u .

b.) Schrägzugversuche

Die Lastverschiebungskurven der Schrägzugversuche sind in Abbildung 4-11a dargestellt. Die Anfangssteifigkeit der Ankerplatte hängt maßgeblich von der Betongüte ab und mit zunehmender Belastung auch von der Bewehrung. Die Versuche B-1 bzw. R2-2 haben bei einer Schrägzugkraft von $F \approx 172 \text{ kN}$ bzw. 240 kN ein kleines Lastplateau, das aufgrund eines senkrecht zur Bügelbewehrung auftretenden Risses auf eine Lastumlagerung vom gerissenen Beton in die Bügelbewehrung hinweist. In Abbildung 4-11b ist der Verlauf der Normalkraft N_a in der Bügelbewehrung nahe der rückwärtigen Kopfbolzenreihe dargestellt. Der parallel zu den Bügeln verlaufende Riss führte wie bei den Querkraftversuchen nur zu einer geringen Zunahme der Dehnungen in den Bügeln, während der quer verlaufende Riss zu einer schnellen Zugkraftumlagerung in die Bügel führte. Mit weiter zunehmender Belastung wuchsen die Dehnungen bzw. die Normalkräfte in den Bügeln bis zum Erreichen der plastischen Tragfähigkeit.

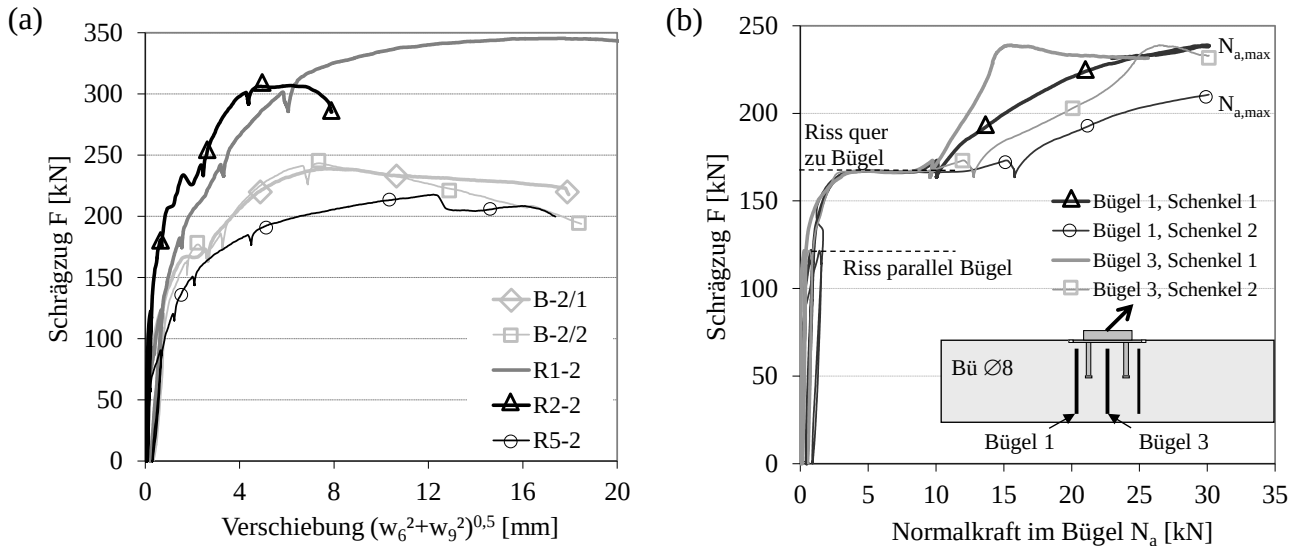


Abbildung 4-11: (a) Lastverschiebungskurven der Schrägzugversuche B-2, R1-2, R2-2 und R5-2
(b) Verlauf der Normalkraft in der Bügelbewehrung im Versuch B-2/1

Zwar erhöht sich mit zunehmender Betongüte die Traglast der Ankerplatte und das Auftreten der ersten Risse entscheidend, jedoch kann ein insgesamt sehr duktiler Tragverhalten und eine Begrenzung der Rissbreiten durch die Erhöhung der Bügelbewehrung erreicht werden. So zeigen die Versuche R1-2 und R4-2 mit Zulagebügeln insgesamt ein duktiler Tragverhalten gegenüber den Versuchen mit Standardbewehrung (Bügel $\varnothing 8$).

c.) Zugversuche

In Abbildung 4-12a sind die Lastverschiebungskurven der durchgeführten Zugversuche zusammengefasst. Die Steifigkeit der Versuche unterscheidet sich bis zum Erreichen des ersten Spaltrisses bei ca. 60 kN nur unwesentlich. Bei allen Versuchen trat als Erstes ein parallel zu der Bügelbewehrung verlaufender Riss auf Höhe der Kopfbolzenreihen auf, der die Steifigkeit des Anschlusses reduzierte, siehe Rissverlauf in Abbildung 4-13b. Mit zunehmender Belastung vergrößerte sich die Rissbreite und -länge bis zum Auftreten des zwischen den Kopfbolzenreihen horizontal und somit senkrecht zu den Bügeln verlaufenden Risses. Dieser Riss machte den auftretenden Betonausbruch an der Betonoberfläche sichtbar.

Mit zunehmender Verschiebung führte der Riss des Betonausbruchs zur Zugkraftumlagerung vom Beton auf die vorhandene Bügelbewehrung. In Abbildung 4-12b ist der Normalkraftverlauf der Bügel im Versuch B-3/2 bis zum Erreichen der Traglast dargestellt. Es ist deutlich zu sehen, wie die Zugkräfte in den Bügeln nach dem Betonausbruchriss bei ca. 170 kN zunahmen. Ob die Traglast nach Auftreten des Betonausbruchrisses noch weiter gesteigert werden kann, hängt von dem Verhältnis der Betondruckfestigkeit und der vorhandenen Bewehrung ab. So konnte die Traglast im Versuch B-3 und R2-3 durch die Bewehrung mit Bügeln $\varnothing 8$ nur geringfügig gesteigert werden. Stattdessen fand eine Umlagerung der Zugkräfte statt und die Tragfähigkeit des Anschlusses setzte sich aus der Resttragfähigkeit des Betongrunds und den Zugkräften in den Bügeln zusammen. Die Auswertung der gemessenen Dehnungen in den Bügeln des Versuchs B-3/2 zeigt im Traglastzu-

stand mit $F_u = 183 \text{ kN}$, dass davon ca. 111 kN (entspricht $0,61 F_u$) über die Bügelbewehrung und ca. 72 kN über den Betongrund abgetragen werden.

Durch die erhöhte Bügelbewehrung im Versuch R1-3 lag die Belastung bei Auftreten des senkrecht zu den Bügeln verlaufenden Betonausbruchsrisses höher als bei den Versuchen mit der Grundbewehrung, siehe Abbildung 4-13a. Neben einer Umlagerung der Zugkräfte vom Beton in die Bügelbewehrung konnte durch die Zulagebügel die Traglast des Anschlusses gesteigert werden. Die Auswertung der gemessenen Dehnungen in den Bügeln des Versuchs R1-3 zeigt im Traglastzustand $F_u = 268 \text{ kN}$, dass davon ca. 126 kN (entspricht $0,47 F_u$) über die Bügelbewehrung und ca. 142 kN über den Betongrund abgetragen werden. Das typische abgeschlossene Rissbild nach Versucheende ist in Abbildung 4-13b dargestellt: zuerst zeigte sich der parallel zu den Bügeln verlaufende Spalt-riss auf Höhe der Kopfbolzenreihen, dann der senkrecht zu den Bügeln verlaufende Riss des Betonausbruchs der zwischen den Kopfbolzenreihen in etwa horizontal und an den Außenseiten schräg nach oben verläuft und damit einen vollständigen Ausbruchkegel bildet.

Der Anschluss im Versuch R5-3 zeigte trotz einer geringen Bewehrung (Bügel $\varnothing 6$) im Bereich der Ankerplatte ein sehr duktileres Tragverhalten. Dies ist auf eine Unterbemessung der Längsbewehrung in der Planungsphase zurückzuführen, da im Versuch nicht der Anschluss sondern der Stahlbetonbalken auf Biegung versagte. Die reine Traglast des Ankerplattenanschlusses wurde nicht erreicht.

Eine vollständige Darstellung der Lastverschiebungskurven, der durchgeführten Dehnmessungen, der Rissbreiten in Abhängigkeit der Belastung sowie die Fotodokumentation der Versuchskörper kann dem Forschungsbericht *Kuhlmann/Rybinski 2007b* entnommen werden.

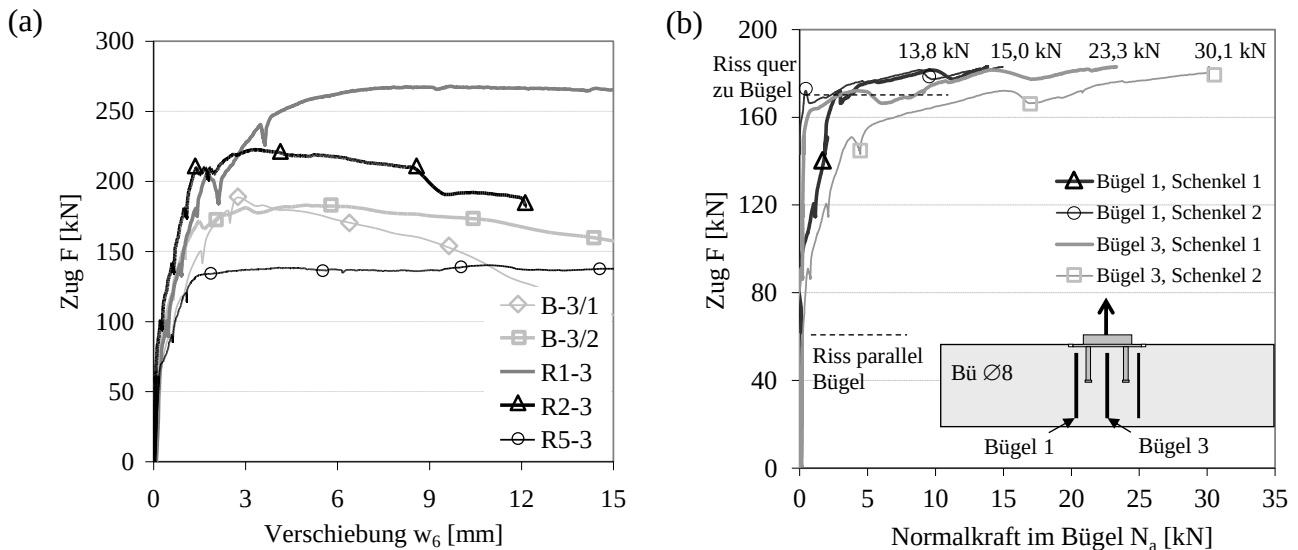


Abbildung 4-12: (a) Lastverschiebungskurven der Zugversuche B-3, R1-3, R2-3 und R5-3, (b) Verlauf der Normalkraft in der Bügelbewehrung bis zur Traglast im Versuch B3-2

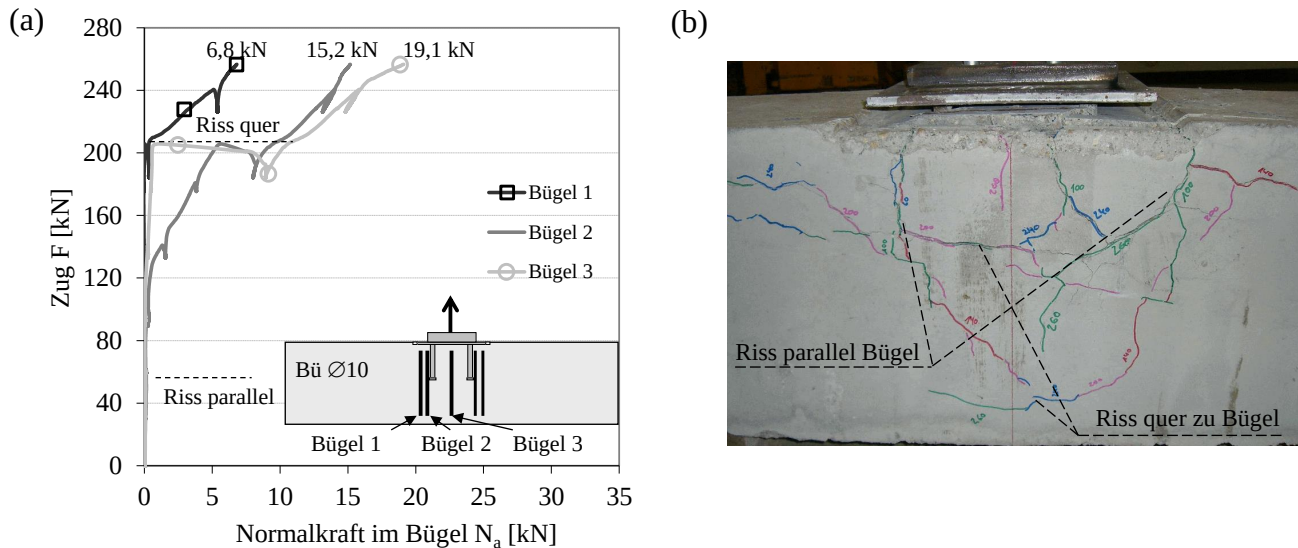


Abbildung 4-13: Versuch R1-3: (a) Verlauf der Normalkraft in der Bügelbewehrung bis zur Traglast (b) Abgeschlossenes Rissbild nach Versuchsende

4.3 Numerische Untersuchungen

4.3.1 Allgemeines

Zur weiteren Analyse des Tragverhaltens der Ankerplattenanschlüssen wurden numerische Untersuchungen mit dem FE-Programm „MASA[®]“ durchgeführt, vgl. Anmerkungen in Kapitel 3.3.1. Die Modellierung der Versuchskörper und die Verifizierung der Modelle anhand der Versuchsergebnisse erfolgte in der betreuten Diplomarbeit *Ožbolt 2007*, die projektbegleitend zum Forschungsvorhaben *Kuhlmann/Rybinski 2007b* bearbeitet wurde.

Zusätzliche, eigene numerische Untersuchungen wurden vom Autor dieser Arbeit durch eine Überarbeitung der FE-Modelle von *Ožbolt 2007* für die Belastungsrichtungen Querkraftbeanspruchung und Zug durchgeführt. Die Überarbeitung der Modelle betraf überwiegend eine Anpassung der Materialkennwerte im Rahmen des *Model Code 1990* sowie die Modellierung der Bügelbewehrung, um die Hakenwirkung besser abbilden zu können. Die Modelle werden zunächst anhand der Versuchsergebnisse verifiziert, um zur Analyse des Tragverhaltens herangezogen zu werden. Die anschließende Parameterstudie zeigt den Einfluss der Bewehrung im Lasteinleitungsbereich der Ankerplatte auf.

4.3.2 Modellierung

Die Erstellung der Modelle mit der Vernetzung erfolgte mit dem Programm „FEMAP[®]“. Bei der Modellierung wurde die Symmetrie der Versuchskörper berücksichtigt: die Querkraft- bzw. Schubversuche wurden am halben System und die Zugversuche aufgrund der Doppelsymmetrie an einem Viertel des Versuchskörpers berechnet. Die Abmessungen der Modelle entsprechen den Abmessungen der Versuchskörper, so dass insbesondere für die Zugversuche der Einfluss aus der Biegebeanspruchung des Betonbalkens, in dem die Ankerplatte einbetoniert wurde, mit erfasst werden konnte.

In Abbildung 4-14a ist das Finite-Elemente-Modell für die Versuche mit Querkraftbeanspruchung abgebildet. Im Bereich der Kopfbolzen wurde eine feinere Vernetzung des Betons gewählt, da hier die Schädigung des Betons durch die Lasteinleitung maßgebend wird. Abbildung 4-14b zeigt die Bewehrung aus Bügeln und Längsstäben, die sich im Bereich der Ecken in einer Ebene schneiden, um die Hakenwirkung der Bügel zu berücksichtigen.

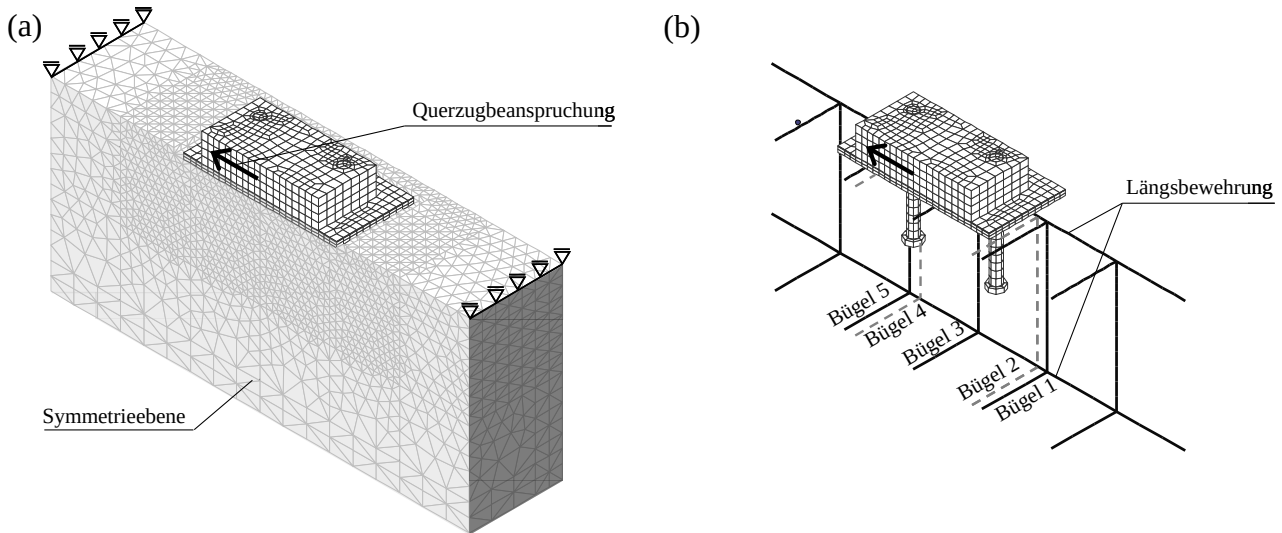


Abbildung 4-14: Finite-Elemente-Modell für Querkraft- bzw. Schubbeanspruchung (a) Elemententeilung, Lagerung und Symmetrieebene (b) Darstellung der Baustahl-, Kopfbolzen- und Bewehrungselemente

Die Kontaktflächen zwischen dem Beton und der Ankerplatte bzw. des Schaftes der Kopfbolzen wurden mit Kontaktstäbe, die senkrecht zur Kontaktfläche stehen, modelliert. Die Kontaktstäbe erlauben keine Übertragung von Zugkräften, sondern können nur Druck- und Schubkräfte aus Reibung übertragen. Der Beton wurde im Finite-Elemente-Modell aus Tetraederelementen modelliert. Die Materialkennwerte wurden mit Hilfe der zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung gemessenen Würfel- bzw. Zylinderdruckfestigkeit f_{cm} und den Berechnungsformeln nach *Model Code 1990* für die Zugfestigkeit f_{ctm} , den Elastizitätsmodul E_{cm} und die Bruchenergie G_F bestimmt. Dabei kann die Zugfestigkeit f_{ctm} bzw. die Bruchenergie G_F zu den in Gl. 4-5 und Gl. 4-7 angegebenen Formeln um bis zu 30 % streuen. Die Bruchenergie wurde bei den Zugversuchen nach Gl. 4-7 angesetzt und bei allen Schubversuchen um 20 % erhöht, um die Traglasten für Querkraft / Schub abbilden zu können.

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{(2/3)} \quad \text{Gl. 4-5}$$

$$E_{cm} = 21.500 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)^{1/3} \quad f_{cm0} = 10 \text{ MN} / \text{m}^2 \quad \text{Gl. 4-6}$$

$$G_F = 0,03 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)^{0,7} \quad \text{Größtkorn } 16 \text{ mm} \quad \text{Gl. 4-7}$$

Die Stahlplatten und die Kopfbolzen wurden aus Hexaederelementen mit den Materialkennwerten der Prüfzeugnisse nach Tabelle 4-2 modelliert. Zwischen der dünnen Ankerplatte und den steifen

Fuß- und Stiftplatten wurde bis auf die Schweißnähte eine Kontaktschicht modelliert, um den Einfluss der lokalen Verformung der Ankerplatte im Modell zu berücksichtigen. Die Längsbewehrungsstäbe sind miteinander gelenkig verbundene Stabelemente, während die Bügel im Lasteinleitungsbereich mit einer reduzierten Biegesteifigkeit modelliert wurden. Liegen zwei Bügel nah beieinander, wurde deren Biegesteifigkeit reduziert, da ansonsten bei der MASA[®]-Berechnung zu große Toleranzabweichungen auftraten. Als Zugfestigkeit für die Längsbewehrung wurde die Nennfestigkeit und für die Bügelbewehrung die Werte nach Tabelle 4-2 angesetzt.

4.3.3 Verifikation

Die vom Autor dieser Arbeit überarbeiteten numerischen Modelle wurden durch die Nachrechnung der Zug- und Querkraftversuche verifiziert. Die mit dem Finite-Elemente-Modell berechneten Traglasten $F_{u,FE}$ sind den Versuchstraglasten $F_{u,V}$ in Tabelle 4-4 und Abbildung 4-15a gegenübergestellt. Die berechneten Traglasten weisen für die 12 berechneten Versuche eine geringe Mittelwertabweichung kleiner 1 % und einen Variationskoeffizienten $\nu = 4,9 \%$ auf, so dass die numerischen Modelle bzgl. der berechneten Traglast eine sehr zufriedenstellende Übereinstimmung aufweisen.

Tabelle 4-4: Vergleich der Traglasten aus den Versuchen $F_{u,V}$ und dem FE-Modell $F_{u,FE}$

Querkraft	B-1/1	B-1/1	R1-1	R2-1	R3-1	R4-1	R5-1	$\bar{x}$	ν
$F_{u,V}$	448	398	506	644	369	434	402		
$F_{u,FE}$	411	411	498	618	369	428	397		
$F_{u,FE}/F_{u,V}$	0,92	1,03	0,98	0,96	1,00	0,99	0,99	0,98	3,4 %
Zug	B-3/1	B-3/1	R1-3	R2-3	R5-3				
$F_{u,V}$	189	183	268	223	140				
$F_{u,FE}$	196	196	261	247 *	142 *				
$F_{u,FE}/F_{u,V}$	1,07	1,04	0,97	1,11	1,01				
								1,04	4,4 %

* Fließen der Längsbewehrung

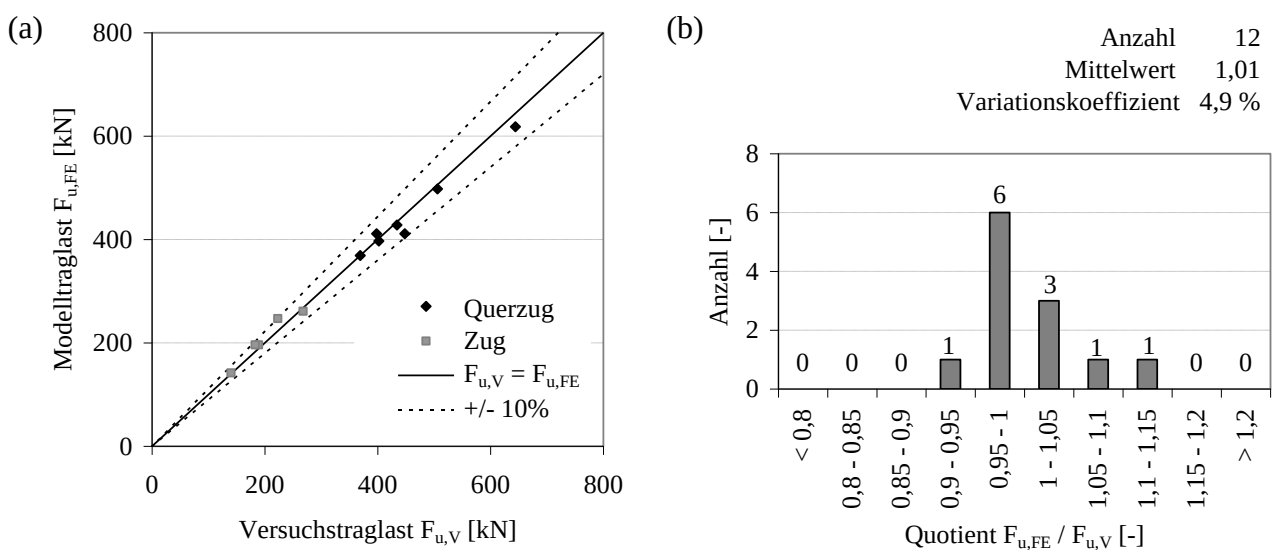


Abbildung 4-15: (a) Vergleich der Modell- und Versuchstraglasten (b) Verteilung des Quotienten aller berechneten Versuche

Neben der Traglast des Anschlusses wurde zur Verifizierung der Modelle auch die Verschiebung w_6 der Ankerplatte in Belastungsrichtung mit den Versuchswerten verglichen. Bei den Querkraftversuchen, wie in Abbildung 4-16a dargestellt, wurde das Lastverschiebungsverhalten bis auf das Unterschätzen der Anfangssteifigkeit des Anschlusses gut wiedergegeben. Sowohl die Tragfähigkeit F_u , die zugehörige Verschiebung w_6 als auch die Duktilität des Anschlusses wurden zufriedenstellend abgebildet.

Bei den Zugversuchen, wie in Abbildung 4-16b dargestellt, wurde die Anfangssteifigkeit der Ankerplatten unterschätzt, da durch die Anordnung des Messrahmens auf dem Betonkörper die Durchbiegung des Stahlbetonbalkens nicht vollständig erfasst wurde. Die Verschiebungen w_6 der FE-Modelle sind gegenüber den Versuchskurven daher zu groß. Insgesamt wurde die Tragfähigkeit und Duktilität der Anschlüsse gut wiedergegeben, lediglich der Versuch R2-3 wurde leicht überschätzt.

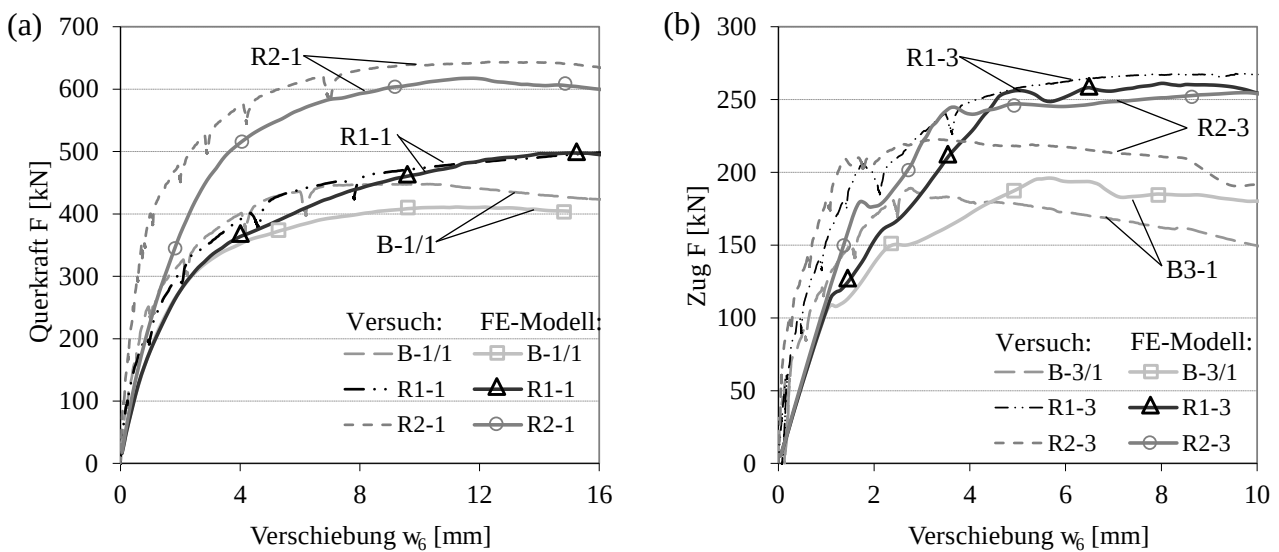


Abbildung 4-16: Vergleich der gemessenen und numerisch berechneten Lastverschiebungskurven für (a) Querkraftversuche B-1/1, R1-1, R2-1 (b) Zugversuche B-3/1, R1-3, R2-3

Die Berechnung der Finite-Elemente-Modelle erfolgt durch Aufbringen von Verformungslastschritten. Durch die parallel und quer zu den Bügeln verlaufenden Betonrisse findet eine Umlagerung der Kräfte in die Bewehrung statt, so dass in den Lastverschiebungskurven sichtbare Knicke entstehen. In den Versuchen findet diese Umlagerung teilweise langsamer statt, so dass die gemessenen Kurven einen kontinuierlicheren Verlauf aufweisen. Zusammenfassend kann aber festgestellt werden, dass durch die Finite-Elemente-Modelle das Lastverschiebungsverhalten der Anschlüsse mit Ausnahme des Zugversuchs R2-3 zufriedenstellend wiedergegeben wurde.

4.3.4 Tragverhalten des Anschlusses

Mit Hilfe der verifizierten Finite-Elemente-Modelle kann das Tragverhalten der Ankerplatte unter Zug und Querkraftbeanspruchung analysiert werden. Besonders der innere Lastabtrag wie z.B. Mitwirken der Bügel- und Längsbewehrung können genauer betrachtet werden.

In den Querkraftversuchen werden die Kopfbolzenreihen durch eine kombinierte Querkraft-Normalkraft-Beanspruchung belastet. In Abbildung 4-17a sind die Längsspannungen der Kopfbol-

zen im Versuchs B-1 dargestellt. Beide Kopfbolzenreihen können als in die Ankerplatte und in den Betongrund beidseitig eingespannt betrachtet werden. Durch die auftretende Verschiebung der Ankerplatte werden die Kopfbolzen nun durch ein Biegemoment belastet. Bei der rückwärtigen Kopfbolzenreihe werden diese Normalspannungen mit den dominierenden Längsspannungen aus der Zugkraft überlagert. Die vordere Kopfbolzenreihe erhält ebenfalls eine geringe resultierende Zugbeanspruchung, wie die Verschiebung des Kopfbolzenkopfes auch zeigt.

Die Querkraftbeanspruchung wird über die beiden Kopfbolzenreihen und über Reibung zwischen Ankerplatte und Beton übertragen. Dabei erhält die vordere Kopfbolzenreihe, wie die Schubspannungen in Abbildung 4-17b zeigen, einen deutlich höheren Querkraftanteil als die rückwärtige Kopfbolzenreihe.

Dagegen zeigen die Spannungsbilder der Zugversuche, dass die Kopfbolzen überwiegend durch reinen Zug beansprucht werden. Die durch die Verformung der nachgiebigen Ankerplatte auftretenden Biegebeanspruchungen an der Schweißnaht sind in den Versuchen vernachlässigbar klein.

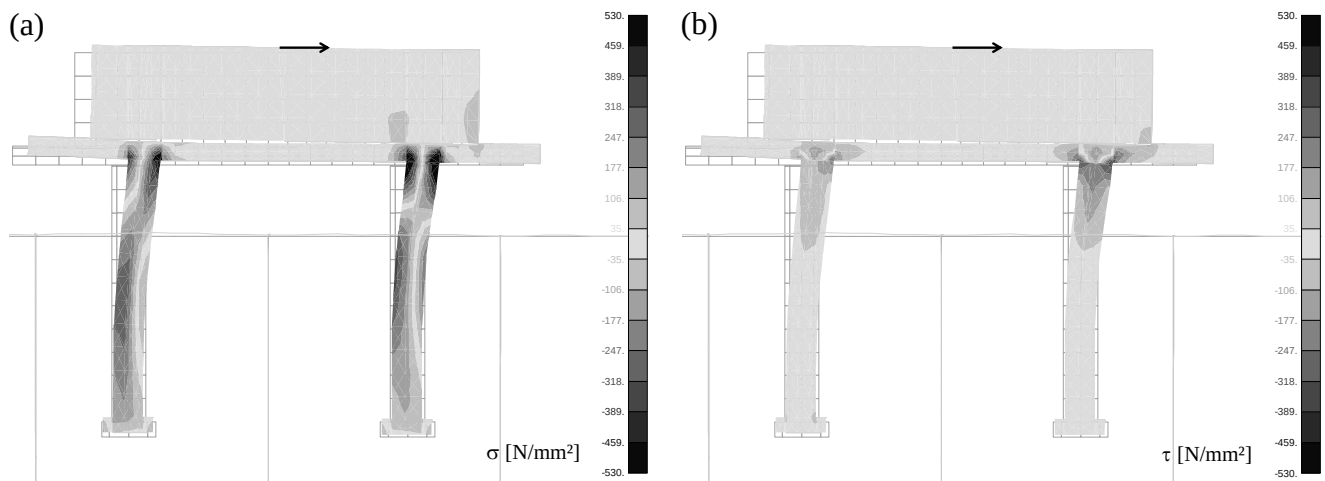


Abbildung 4-17: Spannungspot des Querkraftversuchs B-1: (a) Längsspannungen σ , (b) Schubspannungen τ

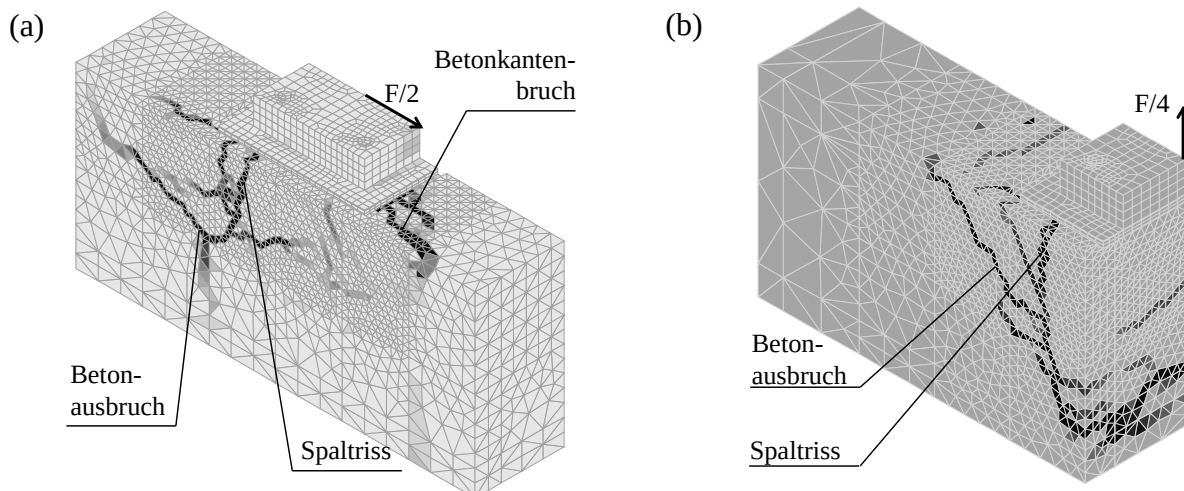


Abbildung 4-18: (a) Rissbild bei Traglast im Querkraftversuch B-1 (halbes System) (b) Rissbild bei Traglast im Zugversuch B-3 (Viertel-System)

Die mit den Finite-Elemente-Modelle berechneten Betonrissbilder stimmen mit den in den Versuchen beobachteten Rissverläufen gut überein, so dass mit den Finite-Elemente-Berechnungen die Interaktion zwischen Beton und Bewehrung analysiert werden kann. In Abbildung 4-18a ist das Rissbild auf Traglastniveau für den Querkraftversuch B-1 und in Abbildung 4-18b für den Zugversuch B-3 exemplarisch dargestellt.

Bei den Ankerplatten mit **Querkraftbeanspruchung** tritt zunächst ein Spaltriss auf Höhe der rückwärtigen Kopfbolzenreihe auf, der zu einem lokalen Anstieg der Zugspannungen in der Längsbewehrung führt. Mit zunehmender Belastung wird der Riss länger und geht in den orthogonal dazu verlaufenden Riss des Betonausbruchs über. Durch Auftreten dieses Risses wird die Bügelbewehrung als Rückhängebewehrung aktiviert und die Bügelzugspannungen steigen an, ebenso wie die Spannungen der zwischen den Bügeln liegenden Längsbewehrung. Bei beiden Kopfbolzenreihen tritt ein Betonkantenbruch auf, der wegen der Ankerplatte in den Versuchen nur für die vordere Kopfbolzenreihe sichtbar war. Durch den Betonkantenbruch wird die Bügelbewehrung vor dem jeweiligen Kopfbolzen aktiviert, so dass es zu einem Anstieg der Zugspannungen in den oben liegenden Schenkeln der Bügel kommt.

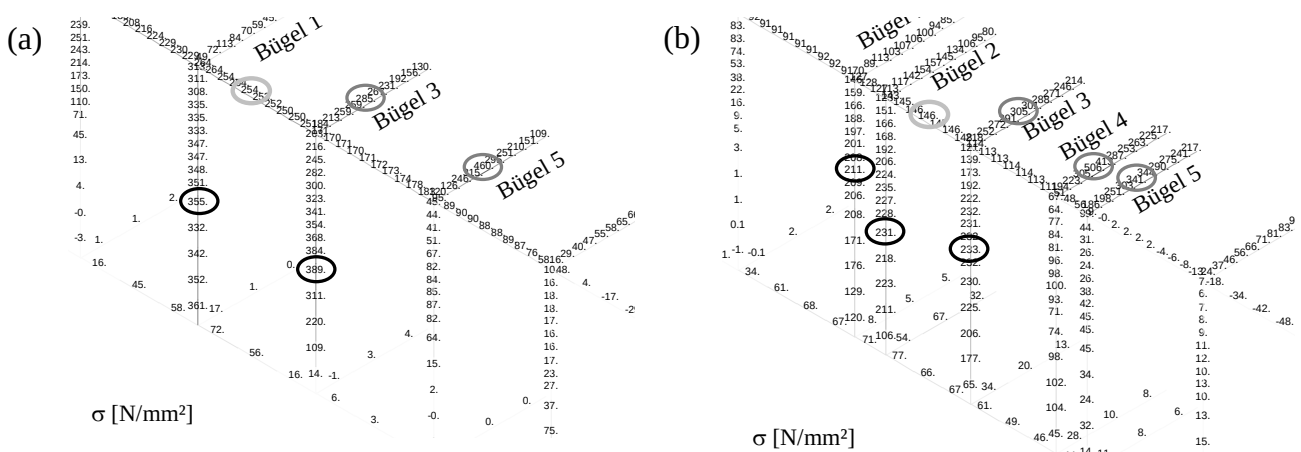


Abbildung 4-19: Zugspannungen in der Bewehrung der Querkraftversuche des Finite-Elemente-Modells für die Versuche (a) B-1 und (b) R1-1

Die berechneten Werte der Zugspannungen in der Längs- und Bügelbewehrung im Bereich der Ankerplatte sind für den Traglastzustand der Querkraftversuche B-1 und R1-1 in Abbildung 4-19 dargestellt. Dabei sind die maximalen Zugspannungen der Bügel 1 bis 3 gegen Betonausbruch schwarz und der Bügel 3 bis 5 gegen Betonkantenbruch grau markiert. Die maximalen Zugspannungen der Längsbewehrung zwischen dem Bügel 1 und 3 sind hell eingekreist. Eine Übersicht der Bügelanordnung ist in Abbildung 4-14b dargestellt. Die in den Querkraftversuchen berechneten Zugkräfte der Längs- und Bügelbewehrung für den Traglastzustand können Tabelle 4-5 entnommen werden. Die berechneten Zugkräfte zeigen insgesamt eine hohe Übereinstimmung mit den in den Versuchen gemessenen Zugkräften (Klammerwerte in Tabelle 4-5, siehe auch Abbildung 4-9a-d).

Tabelle 4-5: Zugkräfte der Bügel- und Längsbewehrung für den Traglastzustand (Querkraftbeanspruchung) aus dem Finite-Elemente-Modell

Bewehrung		B-1 N_a [kN]	R1-1 N_a [kN]	R2-1 N_a [kN]	R3-1 N_a [kN]	R4-1 N_a [kN]	R5-1 N_a [kN]
Bügel 1	s.	17,8 (18,2)	16,6 (18,4)	27,8 (30,1)	19,3 (22,1)	14,0	12,4 (6,2)
	h.	11,3	8,4	7,3	5,1	6,0	3,7
Bügel 2	s.	-	18,1 (18,1)	-	-	19,0	-
	h.	-	12,3	-	-	6,4	-
Bügel 3	s.	38,9	18,3	28,7	18,2	13,7	15,4
	h.	28,5	24,0	17,7	8,2	8,7	8,5
Bügel 4	s.	-	7,9	-	-	3,8	-
	h.	-	39,7	-	-	35,7	-
Bügel 5	s.	8,7	3,5	7,0	1,4	0,0	8,8
	h.	46,0	26,8	29,8	26,7	19,9	17,2
Längsbewehrung	1-3	25,4	45,9	55,7	34,8	50,6	41,3
	3-5	17,2	35,8	30,8	23,5	41,8	31,2

s. = seitlicher, vertikaler Bügelschenkel (wirkt dem rückwärtigen Betonausbruch entgegen)

h. = horizontaler Bügelschenkel (wirkt dem Betonkantenbruch entgegen)

(Klammerwerte): Mittelwert der gemessenen Bügelschenkelzugkraft in den Versuchen

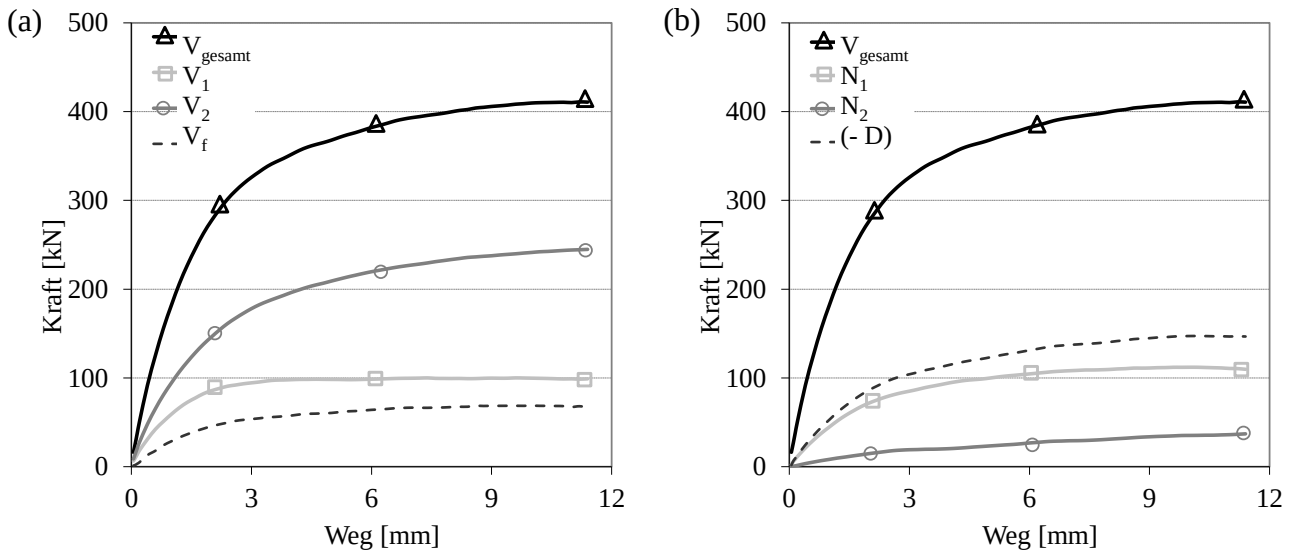


Abbildung 4-20: Schnittkräfte in den Kopfbolzenreihen und der Betondruckzone aus dem Finite-Elemente-Modell für den Versuch B-1: (a) Schubkräfte und (b) Normalkräfte

Die Ergebnisse der Finiten-Elemente Modelle erlauben den inneren Kräfteverlauf über den Belastungszeitraum zu analysieren, siehe Abbildung 4-20. In dem FE-Modell wird die Querkraft überwiegend durch die vordere Kopfbolzenreihe V_2 aufgenommen, die dafür gegenüber der rückwärtigen Kopfbolzenreihe nur geringe Zugkräfte N_2 erhält. Das Exzentrizitätsmoment wird vorwiegend über die hintere Kopfbolzenreihe N_1 und die Druckkraft D übertragen. In Tabelle 4-6 sind die resultierenden Quer- und Normalkräfte der einzelnen Kopfbolzenreihen sowie der Druckzone auf Traglastniveau aufgeführt.

Tabelle 4-6: Schnittkräfte in den Kopfbolzenreihen und der Druckzone auf Traglastniveau aus dem Finite-Elemente-Modell

Werte in	[kN]	B-1	R1-1	R2-1	R3-1	R4-1	R5-1
Reihe 1	N_1	110	118	185	98	118	106
	V_1	99	93	148	89	90	101
Reihe 2	N_2	36	43	61	4	2	28
	V_2	244	333	359	240	301	232
Druck- zone	D	-147	-162	-246	-102	-120	-134
	V_f	68	71	110	40	36	63
Summe	V	411	497	618	369	428	397

Bei den Ankerplatten mit **Zugbeanspruchung** tritt zuerst ein Spaltriss auf Höhe der Kopfbolzenreihen auf, der zu einem lokalen Anstieg der Zugspannungen in der Längsbewehrung führt. Erst mit zunehmender Belastung tritt der kegelförmige Betonausbruch der Ankerplatte auf, der die Bügelbewehrung als Rückhängebewehrung aktiviert und zu einem Anstieg der Zugspannungen in den Bügeln und der zwischen den Bügeln liegenden Längsbewehrung führt. Die Zugspannungen in der Längs- und Bügelbewehrung im Bereich der Ankerplatte sind für den Traglastzustand der Zugversuche B-3 und R5-1 in Abbildung 4-21 dargestellt. Die maximalen Zugspannungen der Bügel 1 und 3 sind schwarz und die der Längsbewehrung heller markiert. Die in den Zugversuchen berechneten Zugkräfte der Bewehrung können für den Traglastzustand Tabelle 4-7 entnommen werden. Die berechneten Zugkräfte liegen teilweise deutlich über den gemessenen Zugkräften (Klammerwerte in Tabelle 4-7).

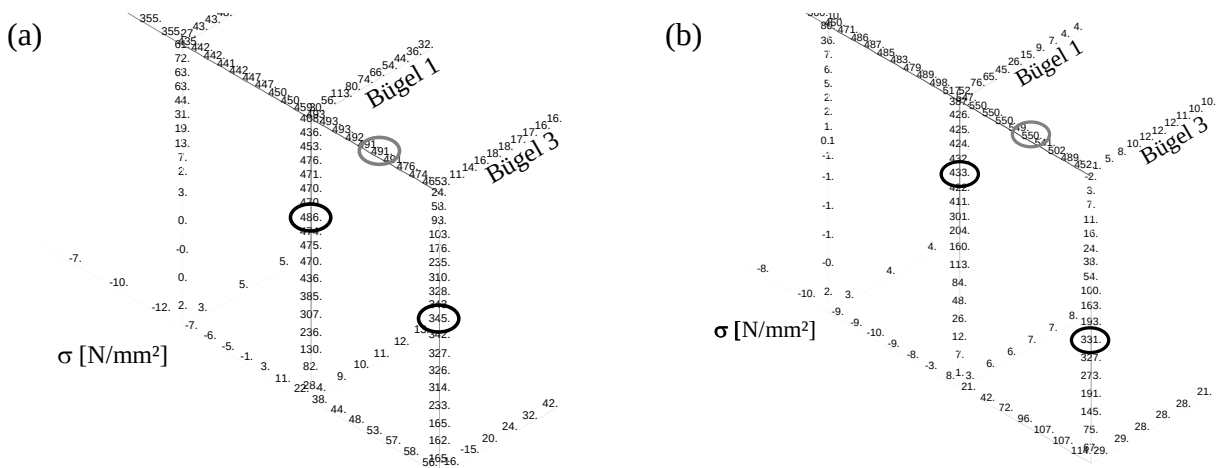


Abbildung 4-21: Zugspannungen in der Bewehrung des Finite-Elemente-Modells für die Zugversuche (a) B-3 und (b) R5-3

Die Zugversuche zeigten ein sehr duktiles Lastverschiebungsverhalten mit einem teilweise ausgeprägten Traglastplateau, bei dem eine Lastumlagerung vom Beton auf die Bügelbewehrung stattfand. In Versuchen mit einem geringen Bewehrungsgehalt führt die Lastumlagerung vom Beton auf die Bügel zu keiner größeren Steigerung der aufnehmbaren Traglast, siehe hierzu auch Messwerte vom Versuch B3 in Abbildung 4-12b. Für Versuche mit einem höheren Bewehrungsgehalt wie Versuch R1-3 wird durch das Mitwirken der Bügelbewehrung eine Traglaststeigerung erreicht.

Tabelle 4-7: Zugkräfte in der Bügel- und Längsbewehrung für den Traglastzustand (Zugversuche)

Bewehrung		B-3 N_a [kN]	R1-3 N_a [kN]	R2-3 N_a [kN]	R5-3 N_a [kN]
Bügel 1	s.	24,4 (14,4)	19,9 (6,8)	24,5	12,2 (4,9)
Bügel 2	s.	-	22,8 (15,2)	-	-
Bügel 3	s.	17,3 (26,7)	28,5 (19,1)	21,2	9,4 (0,4)
Längsbew.	1-3	98,7	118,4	110,6 *	62,2 *

(Klammerwerte): Mittelwert der gemessenen Bügelschenkelzugkraft in den Versuchen

* Längsbewehrung fließt

4.3.5 Zusammenfassung

Die Ergebnisse der nicht-linearen Finite-Elemente-Modelle zur Nachrechnung der Zug- und Querkraftversuchsreihen aus *Kuhlmann/Rybinski 2007b* zeigen eine sehr gute Übereinstimmung mit den Messwerten. Die verifizierten Modelle ermöglichen den Rissfortschritt des Betonausbruchs bzw. Betonkantenbruchs zu analysieren und das Mitwirken der Bügel- und Längsbewehrung zu quantifizieren.

Eine vorhandene Bügelbewehrung vor den schubbeanspruchten Kopfbolzen wirkt dem spröden Betonkantenbruch entgegen und erhöht die Querkraft- bzw. Schubtragfähigkeit der randnahen Kopfbolzen. Bei zugbeanspruchten Kopfbolzen wird durch die vorhandene Längsbewehrung ein Spalten des Betons quer zur Kopfbolzenreihe verhindert und die Bügel- und Längsbewehrung wirkt dem kegelförmigen Betonausbruch entgegen und erhöht deren Tragfähigkeit.

Die Finite-Elemente-Untersuchungen haben gezeigt, dass die Bügelbewehrung mit dem Beton zusammenwirkt und die Traglast von beiden Komponenten abhängt. Der bisherige Bemessungsansatz nach *CEN/TS 1992-4-2:2007*, dass die Tragfähigkeit einer zugbeanspruchten Kopfbolzenreihe entweder über den Betonausbruch oder die Rückhängebewehrung bestimmt wird, liegt somit auch für randnahe Kopfbolzen weit auf der konservativen Seite.

Die gewonnenen Erkenntnisse zum Zusammenwirken des Betons und der Rückhängebewehrung im randnahen Bereich werden nun im folgenden Kapitel in das Komponentenmodell bzw. in die Beschreibung der Einzelkomponenten für randnahe Kopfbolzen integriert.

4.4 Entwicklung eines mechanischen Modells

4.4.1 Allgemeines

Das in Kapitel 3.4.2 vorgestellte Komponentenmodell wird für Ankerplatten mit seitlichem Randabstand weiterentwickelt. Die Auswertung der Versuche und Analyse des inneren Kräfteverlaufs im Finite-Elemente-Modell in Kapitel 4.3.4 zeigt, dass sowohl beim Betonausbruch und beim Betonkantenbruch der Beton und die Bügel- bzw. Längsbewehrung zusammenwirken.

So wird zunächst in Kapitel 4.4.2 das Prinzip des im Rahmen des Forschungsprojekts *Kuhlmann/Rybinski 2007b* entwickelten Komponentenmodells, das kein gemeinsames Wirken von Beton und Bügelbewehrung berücksichtigt, kurz erläutert. Das im Rahmen dieser Arbeit weiterentwi-

ckelte Modell nach Kapitel 4.4.3 unterscheidet sich demgegenüber in der Berechnung der einzelnen Komponententragfähigkeiten, so z. B. im Zusammenwirken zwischen Beton und Bewehrung, und der angepassten Gleichgewichtsbetrachtung an der Ankerplatte. Dieses Komponentenmodell wird in Kapitel 4.4.4 für die in *Kuhlmann/Rybinski 2007b* durchgeführten Versuche verifiziert.

4.4.2 Komponentenmodell nach *Kuhlmann/Rybinski 2007b*

Die im Modell nach *Kuhlmann/Rybinski 2007b* verwendete Komponententragfähigkeiten des Betonversagens berücksichtigt kein gemeinsames Wirken von Beton und Bügelbewehrung. Die Gesamttragfähigkeit des Anschlusses wird anhand der aufnehmbaren Beanspruchung der Kopfbolzen bzw. unter Berücksichtigung der Bügelbewehrung am ideellen Betonausbruchkörper ermittelt. Für eine zentrische Zugbeanspruchung sind in Abbildung 4-22 die beiden Gleichgewichtssysteme dargestellt. Für eine Schrägzug- oder Querkraftbeanspruchung wird die wirksame Tragfähigkeit $N_{u,ai}$ der Bewehrung in der Wirkungsline der zugbeanspruchten Kopfbolzenreihe durch ein Momentengleichgewicht am ideellen Betonausbruchkörper bestimmt.

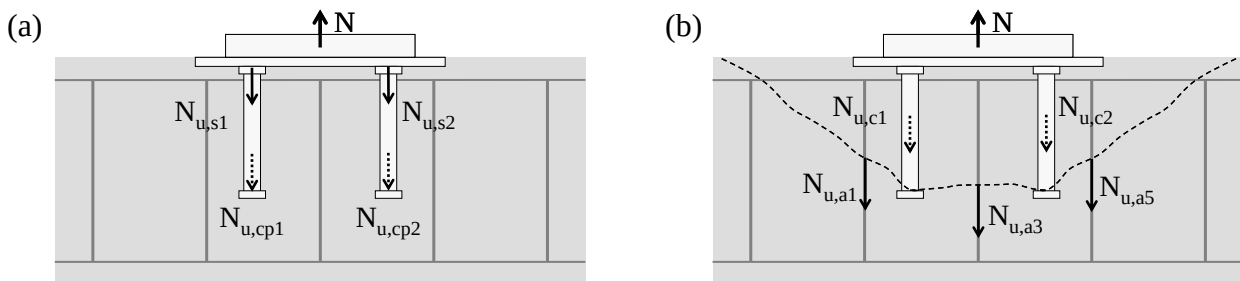


Abbildung 4-22: (a) Gleichgewicht an der Ankerplatte, (b) Gleichgewicht am ideellen Betonausbruchkörper nach *Kuhlmann/Rybinski 2007b*

Die Tragfähigkeit der Bewehrung wird nach *DIN EN 1992-1-1:2005-10* aufgrund der gegenüber den Tastversuchen in *Kuhlmann/Imminger 2003* höheren Betondeckung mit dem Beiwert $1/\alpha = 1/0,49$ nach Gl. 2–105 für die Hakenwirkung bestimmt und führt zu einer gegenüber *CEN/TS 1992-4-2:2007* mit $1/\alpha = 1/0,7$ erhöhten Tragfähigkeit der Bügelbewehrung. Die Tragfähigkeit der Bewehrungskomponenten wird hierbei ohne Abminderung mit dem Beiwert $\alpha = 0,6$ nach *Eligehausen u.a. 2009* angesetzt, so dass hierdurch ein fehlendes Zusammenwirken zwischen Beton und Bewehrung teilweise kompensiert werden kann.

4.4.3 Komponentenmodell und Komponententragfähigkeit

4.4.3.1 Allgemeines

Im Rahmen dieser Arbeit wird das in Kapitel 3.4.2 entwickelte Komponentenmodell für randnahe Kopfbolzen weiterentwickelt. Für die Komponententragfähigkeit „Betonausbruch“ $V_{u,cp}$ und „Betonkantenbruch“ $V_{u,c}$ gibt es für Kopfbolzen mit seitlichem Randabstand keinen Berechnungsansatz, der das Zusammenwirken der Bewehrung mit dem Beton als Einzelkomponente berücksichtigt. Daher wird der Ansatz aus Kapitel 3.4.2 für die Tragfähigkeit von Kopfbolzen mit Rückhängebewehrung ohne Randabstand nach *Eligehausen u.a. 2009* in einem ersten Schritt auf die Komponenten „randnahe Betonausbruch“ und „Betonkantenbruch“ übertragen. Dieses Vorgehen wird auf-

grund fehlender Modelle für das Zusammenwirken der Bewehrung und des Betons ersatzweise gewählt, bis ausführliche Untersuchungen und Modelle für diese Komponenten vorliegen.

Im dargestellten Komponentenmodell werden die statisch wirksamen Komponenten der randnahen Ankerplatte um den „seitlichen Betonausbruch“ $N_{u,cb}$ und den „Betonkantenbruch“ $V_{u,c}$ ergänzt. Die gegenüber dem Modell in Kapitel 3.4.2 hinzugekommenen und geänderten Komponenten werden in Kapitel 4.4.3.2 erläutert und in den nachfolgenden Kapiteln in das Komponentenmodell integriert.

4.4.3.2 Komponenten für randnahe Kopfbolzen mit Bügelbewehrung

Bei randnahen Kopfbolzen können weitere Versagensarten aufgrund eines frühzeitigen Betonversagens am Bauteilrand auftreten, so dass in das Modell nach Kapitel 3.4.2 weitere Komponenten zu integrieren sind.

Die Komponente des „seitlichen Betonausbruchs“ $N_{u,cb}$ spielt nur für randnahe Kopfbolzen mit einem Randabstand $c < 0,5 h_{ef}$ eine Rolle. Die Tragfähigkeit $N_{u,cb}$ eines einzelnen Kopfbolzens kann entsprechend Gl. 2–76 mit der mittleren Bruchlast $N_{u,cb}^0$ nach Gl. 2–75 berechnet werden. In den durchgeführten Versuchen von *Kuhlmann/Rybinski 2007b* wurde der seitliche Betonausbruch aufgrund des größeren Randabstands nicht maßgebend. Im Komponentenmodell wird die Komponente der Vollständigkeit halber integriert.

Bei der Einleitung von Quer- bzw. Schubkräften parallel zum Bauteilrand treten vor dem Kopfbolzen lokale Zugspannungen quer zur Belastungsrichtung auf. Diese Spaltzugkräfte treten bei randnahen wie auch bei liegenden Kopfbolzen auf und können zu einem Betonkantenbruch führen. Bei den durchgeführten Versuchen verlief der Riss vor dem Kopfbolzen parallel zur Bauteilkante entgegen der typischen Ausbruchgeometrie eines Betonkantenbruchs mit schräg verlaufendem Ausbruchriss.

Die Tragfähigkeit wird zunächst für eine Belastung rechtwinklig zur Bauteilkante $V_{u,c,\perp}$ nach Gl. 4–8 mit der mittleren Bruchlast $V_{u,c}^0$ nach Gl. 2–87 berechnet und mit Hilfe des Beiwert $\psi_{\alpha=90^\circ,V}$ für eine Belastung parallel zur Bauteilkante umgerechnet. Über den Beiwert $\psi_{re,V}$ wird berücksichtigt, ob der Beton gerissen ist, während mit Hilfe des Beiwerts ψ_f die traglasterhöhende Wirkung der Kopfbolzeneinspannung auf der Ankerplatte erfasst wird.

$$V_{u,c,\perp} = V_{u,c}^0 \cdot A_{c,V} / A_{c,V}^0 \cdot \psi_{h,V} \cdot \psi_{re,V} \cdot \psi_f \quad \text{Gl. 4–8}$$

mit

$$V_{u,c}^0 \quad \text{nach Gl. 2–87}$$

$$\psi_{re,V} = 0,75 \quad \text{Beiwert für gerissenen Beton}$$

$$\psi_{re,V} = 1,0 \quad \text{Beiwert für nicht-gerissenen Beton}$$

$$\psi_f = 1,2 \quad \text{Beiwert für angeschweißte Kopfbolzen nach Hofmann 2004}$$

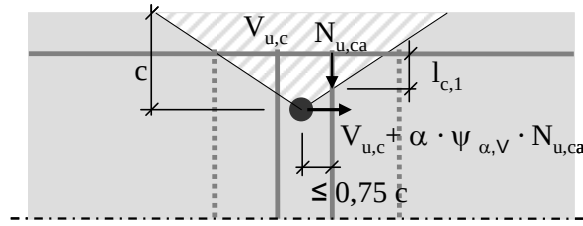


Abbildung 4-23: Angenommenes Modell zum Mitwirken einer Rückhängebewehrung bei einem maßgebenden Betonkantenbruch eines randnahen Kopfbolzens

Untersuchungen von *Hofmann 2004* zeigen, dass für den Beiwert $\psi_{\alpha=90^\circ;V}$ in Abhängigkeit verschiedener Parameter wie z. B. Dübelanzahl, Betondruckfestigkeit und Dübeldurchmesser höhere Werte als nach Gl. 2–97 bzw. *CEN/TS 1992-4-2:2007* auftreten können. Im Komponentenmodell wird daher der Beiwert $\psi_{\alpha=90^\circ;V}$ nach Gl. 4–9 nach *Hofmann 2004* berücksichtigt. Bei einer Gruppe von randnahen Kopfbolzen wird die Tragfähigkeit des „Betonkantenbruchs“ $V_{u,c}$ des Einzelkopfbolzens aus der Gruppentragfähigkeit ermittelt. Hierbei wird die Gruppentragfähigkeit gleichmäßig auf die Einzelkopfbolzen aufgeteilt.

$$\psi_{\alpha=90^\circ;V} = 20 \cdot \sqrt{\frac{n \cdot d \cdot f_{ck,cube}}{V_{u,c,\perp}}} \leq 5 \quad \text{Gl. 4-9}$$

In den Versuchen und in den Finite-Elemente-Modellen bildete sich kein vollständiger Ausbruchskörper des Betons aus, sondern mit zunehmender Belastung zeigte sich ein Rissfortschritt parallel zur Bauteilkante. Aufgrund dieser Beobachtungen wird entsprechend den Komponenten „Betonausbruch“ und „rückwärtiger Betonausbruch“ ein Zusammenwirken der Bewehrung mit dem Beton unterstellt und der Ansatz mit dem Beiwert $\alpha = 0,6$ nach *Eligehausen u.a. 2009* verwendet.

Für ein Zusammenwirken der Bewehrung mit dem Beton wird vorausgesetzt, dass die Bewehrung im Bereich der auftretenden Spaltzugkräfte im Abstand kleiner $0,75 c$ zum Kopfbolzen liegt. Eine Bügelbewehrung außerhalb dieses Bereichs wird nicht berücksichtigt. In Abbildung 4-23 ist die Draufsicht auf einen randnahen Kopfbolzen dargestellt, bei der die gestrichelt gezeichnete Bügelbewehrung für die Tragfähigkeit $N_{u,ca}$ nicht berücksichtigt wird.

Die aufnehmbare Spaltzugkraft $N_{u,ca}$ der Bügelbewehrung kann über die Verankerungslänge $l_{c,1}$ und analog Gl. 3–17 aus dem Haken- und dem Verbundanteil berechnet werden. Danach bestimmt sich die aufnehmbare Querkraft der Bewehrung gegen Betonkantenbruch nach Gl. 4–10 bis Gl. 4–13.

$$V_{u,c} = \psi_{\alpha=90^\circ;V} \cdot (V_{u,c,\perp} + \alpha \cdot N_{u,ca}) \quad \text{Gl. 4-10}$$

mit

$$\alpha = 0,6$$

$$N_{u,ca} = N_{u,ca1} + N_{u,ca2} \quad \text{Gl. 4-11}$$

$$N_{u,ca1} = 0,4 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \sqrt{f_{cc}/30} \quad \text{Hakenanteil} \quad \text{Gl. 4-12}$$

$$N_{u,ca} = l_{c,1} \cdot \pi \cdot d_s \cdot f_b \quad \text{Verbundanteil} \quad \text{Gl. 4-13}$$

Der theoretisch hergeleitete Ansatz für den „Betonkantenbruch“ nach Gl. 4–10 ist durch Untersuchungen an einzelnen Kopfbolzen mit seitlichem Randabstand und Rückhängebewehrung auf seine Allgemeingültigkeit hin zu überprüfen, da dies im Rahmen dieser Arbeit nicht möglich war. Mit den Ergebnissen dieser Untersuchungen kann die Komponententragfähigkeit $V_{u,c}$ des Komponentenmodells später entsprechend angepasst werden.

Bei der Versuchsnachrechnung wurde neben den Komponententragfähigkeiten der Ankerplatte auch die Biegetragfähigkeit des Stahlbetonkörpers bzw. die Zugtragfähigkeit der Längsbewehrung $N_{u,la}$ berücksichtigt, da die Längsbewehrung bei den Zugversuchen teilweise maßgebend wurde.

4.4.3.3 Ankerplatte unter Zugbeanspruchung

Die Zugbeanspruchung der Ankerplatte mit randnahen Kopfbolzen wird mit Hilfe des Stabwerkmodells nach Abbildung 4-24, in der alle statisch wirksamen Komponenten des Zugmodells dargestellt sind, eingeleitet.

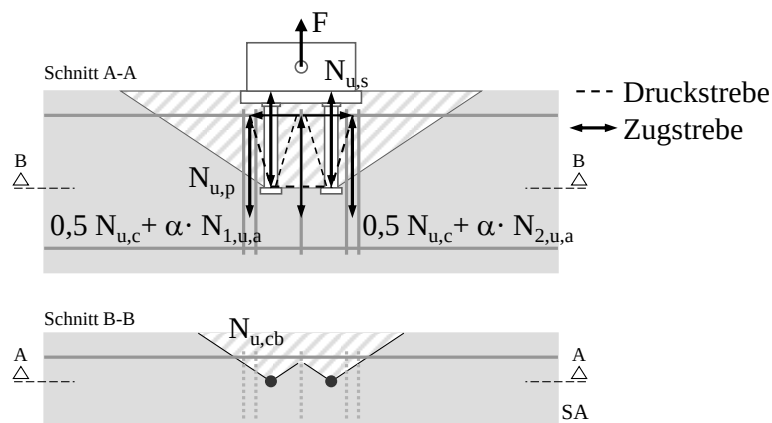


Abbildung 4-24: Stabwerkmodell für Ankerplatte unter Zugbeanspruchung

Die Zugkraft F wird zu gleichen Teilen über die zwei Dübelreihen mit jeweils n Kopfbolzen in den Betongrund bzw. in die Bügelbewehrung unter Berücksichtigung des Beiwerts $\alpha = 0,6$ nach Gl. 2–88 eingeleitet. Die Tragfähigkeit der einzelnen Kopfbolzenreihen bestimmt sich nach Gl. 4–14 aus dem Minimum der Komponenten wie in Tabelle 4-8 aufgeführt, sowie der auf die beiden Kopfbolzenreihen aufgeteilten Tragfähigkeit $N_{u,la}$ der Längsbewehrung entsprechend einer Stahlbetonbemessung nach *DIN 1045-1:2001-07*, siehe hierzu Anhang B.

Tabelle 4-8: Komponenten der randnahen Ankerplatte unter Zugbeanspruchung

Komponente	Tragfähigkeit	
Kopfbolzen auf Zug	$n \cdot N_{u,s}$	nach Gl. 2–55
Dübelkopf - Durchziehen	$n \cdot N_{u,p}$	nach Gl. 2–57
Seitlicher Betonausbruch je Seitenfläche	$N_{u,cb}$	nach Gl. 2–81
Betongrund - Ausbruchlast der Gruppe	$N_{u,c}$	nach Gl. 2–68
Bügel im Ausbruchkörper	$N_{u,a}$	nach Gl. 3–16 (Bewehrung nur nach Modell 2)

$$N_{i,Ru} = \min \{ n \cdot N_{u,s}; n \cdot N_{u,p}; 0,5 \cdot n \cdot N_{u,cb}; 0,5 \cdot N_{u,c} + \alpha \cdot N_{i,u,a}; 0,5 \cdot N_{u,la} \} \quad \text{Gl. 4-14}$$

$$F_{Ru} = N_{1,Ru} + N_{2,Ru} \quad \text{Gl. 4-15}$$

mit

$$n \quad \text{Anzahl der Kopfbolzen je Reihe} \quad \text{Gl. 4-16}$$

Die Traglast F_{Ru} des Ankerplattenanschlusses bestimmt sich aus der Summe der Tragfähigkeit der einzelnen Komponentengruppen bzw. Kopfbolzenreihen, siehe Gl. 4-15. Das zugehörige Berechnungsschema ist in Abbildung 4-25 dargestellt.

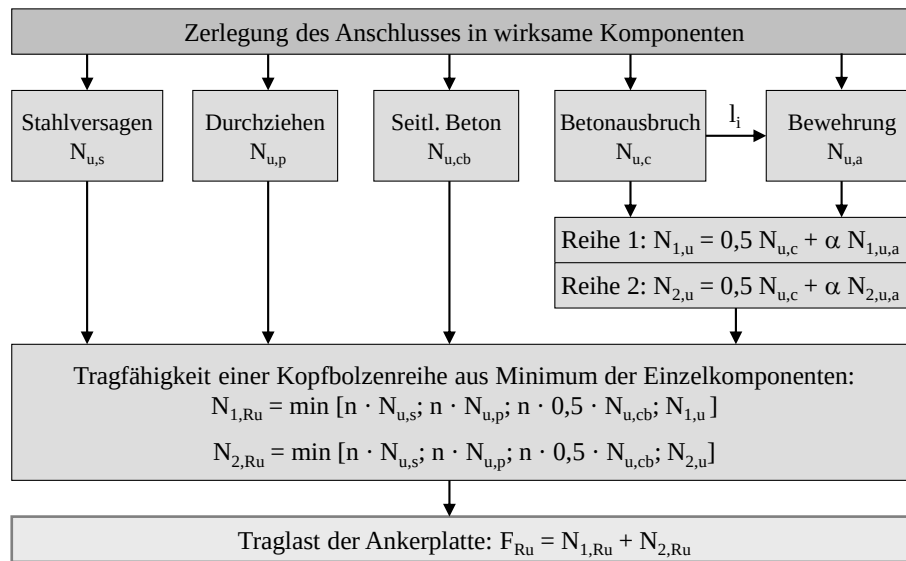


Abbildung 4-25: Schematische Darstellung des Berechnungsablaufs für randnahen Zug

4.4.3.4 Ankerplatte unter Querkraftbeanspruchung

Eine randnahe Ankerplatte mit exzentrisch angreifender Querkraft- bzw. Schubbeanspruchung wird für die Querkkräfte und die aus der Exzentrizität resultierenden Normalkräfte getrennt voneinander untersucht. Die Kopplung der beiden Gleichgewichtssysteme erfolgt durch Einhaltung der Interaktionsbedingungen der einzelnen Komponenten.

In Abbildung 4-26a ist das Stabwerkmodell zur Aufnahme des Exzentrizitätsmoment M nach Gl. 3-21 dargestellt. Das Moment wird durch die untereinander im Gleichgewicht stehenden Zugkräfte N_i der Kopfbolzenreihen i und der Druckzone D zwischen Ankerplatte und Beton aufgenommen. Die Beanspruchbarkeit der hinteren Kopfbolzenreihe $N_{1,Ru}$ unter Zug wird aus dem Minimum der einzelnen Komponenten nach Gl. 4-17 berechnet. Die vordere Kopfbolzenreihe N_2 wird für den Momentabtrag nicht angesetzt. Für die Komponententragfähigkeit der Kopfbolzenreihen werden die gepunktet dargestellten Bügel nicht berücksichtigt.

Die Querkraftbeanspruchung F nach dem Modell in Abbildung 4-26b wird über die beiden Kopfbolzenreihen V_1 und V_2 sowie zu einem geringen Teil über die Reibungskraft V_f übertragen. Die Tragfähigkeit der einzelnen Kopfbolzenreihen unter Querkraftbeanspruchung wird für $V_{1,Ru}$ nach Gl. 4-18 bzw. $V_{2,Ru}$ nach Gl. 4-19 aus dem Minimum der Komponenten nach Tabelle 4-9 bestimmt.

Die Komponente „Betonkantenbruch“ wird mit dem Beiwert ψ_α für die Belastungsrichtung nach Gl. 4–9 berechnet.

$$N_{1,Ru} = \min \{ n \cdot N_{u,s}; n \cdot N_{u,p}; n \cdot 0,5 \cdot N_{u,cb}; \psi_{m,N} \cdot N_{1,u,c} + \alpha \cdot N_{1,u,a} \} \quad \text{Gl. 4-17}$$

$$V_{1,Ru} = \min \{ n \cdot V_{u,s}; 0,5 \cdot V_{u,cp}; 0,5 \cdot V_{u,c} + \alpha \cdot \psi_\alpha \cdot N_{1,u,ca} \} \quad \text{Gl. 4-18}$$

$$V_{2,Ru} = \min \{ n \cdot V_{u,s}; 0,5 \cdot V_{u,cp}; 0,5 \cdot V_{u,c} + \alpha \cdot \psi_\alpha \cdot N_{2,u,ca} \} \quad \text{Gl. 4-19}$$

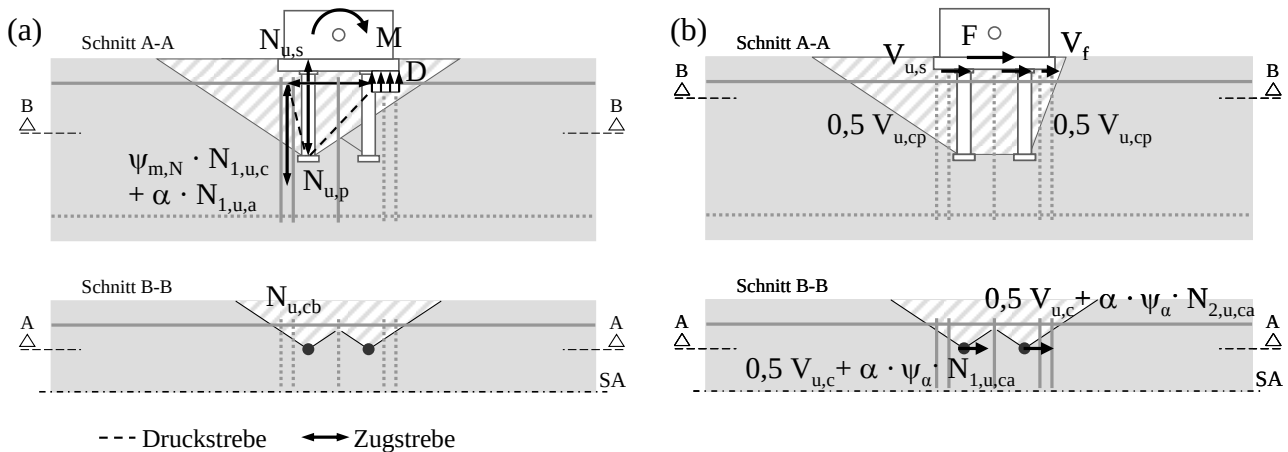


Abbildung 4-26: Modelle zur Aufnahme einer exzentrischen Querkraftbeanspruchung: (a) Normal-kraftkomponenten und (b) Querkraft- bzw. Schubkomponenten

Die Ermittlung der Zugkräfte $N_{i,E}$ und Quer- bzw. Schubkräfte $V_{i,E}$ in den Kopfbolzenreihen erfolgt wie in Kapitel 3.4.2.3 beschrieben im Schnittpunkt der Wirkungslinien der Druckkraft und der Schubkräfte nach Abbildung 4-27. Somit ergeben sich die Gleichgewichtsbedingungen nach Gl. 4–20 bis Gl. 4–22 mit der getroffenen Vereinfachung für die vordere Kopfbolzenreihe $N_{2,E} = 0$. Die wirkende Reibungskraft V_f an der Betondruckzone wird über die Betondruckkraft D und den Reibungskoeffizienten μ bestimmt. Die wirksamen Hebelarme z_i der Kopfbolzenreihen können nach Gl. 4–23 über den Abstand a_i der Kopfbolzenachse bis zur Vorderkante der Ankerplatte und der Druckzonenhöhe x , angenähert über eine Teilflächenpressung nach Gl. 4–24, berechnet werden.

Tabelle 4-9: Schubkraftkomponenten der Ankerplatte unter Querkraftbeanspruchung

Komponente	Tragfähigkeit	
Reibungskraft	V_f	nach Gl. 3–27
Kopfbolzen auf Schub	$n \cdot V_{u,s}$	nach Gl. 2–82 mit $\alpha = 0,7$
Betongrund - Ausbruchlast der Gruppe	$V_{u,cp}$	nach Gl. 2–84 mit $N_{u,c}$ nach Gl. 2–68
Betonkantenbruch der Gruppe	$V_{u,c}$	nach Gl. 4–8
Bügel im Ausbruchkörper bei Betonkantenbruch	$\alpha \cdot \psi_\alpha \cdot N_{u,ca}$	nach Gl. 4–9 und Gl. 4–11 und mit $\alpha = 0,6$

$$M = F \cdot (e + t_p) = N_{1,E} \cdot z_1 + N_{2,E} \cdot z_2 \quad \text{Gl. 4-20}$$

$$N_{1,E} + N_{2,E} + D = 0 \quad \text{Gl. 4-21}$$

$$F = V_{1,E} + V_{2,E} + V_f \quad \text{Gl. 4-22}$$

$$z_i = a_i - 0,5 \cdot x \quad \text{Gl. 4-23}$$

$$x \approx D / (3 \cdot f_{cm} \cdot b_p) \quad \text{Gl. 4-24}$$

Mit Hilfe der Normalkraft-Querkraft-Interaktionsbeziehungen wird die Tragfähigkeit der Komponenten „Stahlversagen der Kopfbolzen“ nach Gl. 3-33 und „Versagen des Betongrunds durch Ausbruch“ nach Gl. 3-34 für die kombinierte Beanspruchung der Kopfbolzenreihen überprüft.

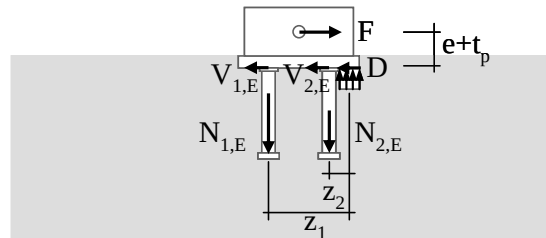


Abbildung 4-27: Gleichgewichtssystem zur Ermittlung der Kopfbolzenbeanspruchung

Das beschriebene Modell auf Querkraftbeanspruchung bzw. Schub ist als Programm in Microsoft Excel (VBA) aufbereitet. Das für eine exzentrische Querkraftbeanspruchung verwendete Berechnungsschema zur Ermittlung der Traglast F_{Ru} ist in Abbildung 4-28 dargestellt.

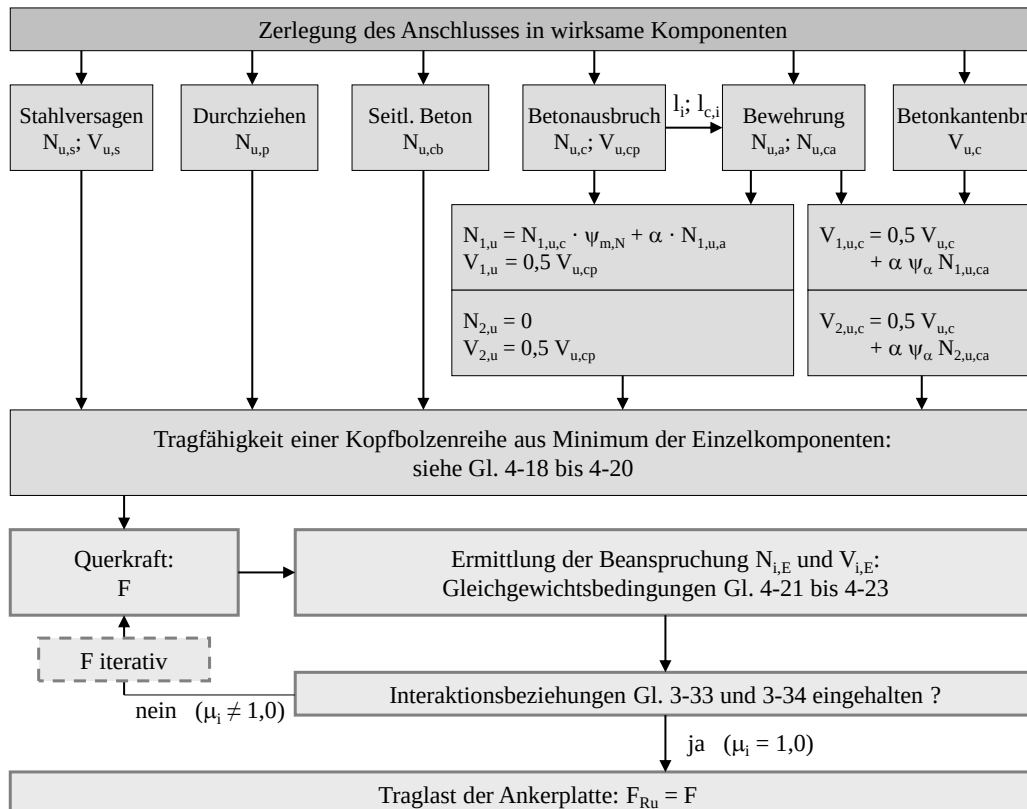


Abbildung 4-28: Schematische Darstellung des Berechnungsablaufs für eine randnahe, exzentrische Querkraftbeanspruchung

4.4.3.5 Ankerplatte unter Schrägzugbeanspruchung

Eine Ankerplatte mit exzentrisch angreifender Schrägzugbeanspruchung wird für seine Lastanteile Querkraftbeanspruchung F_V nach Gl. 3–35 und Zug F_N nach Gl. 3–36 getrennt voneinander berechnet. Die Kopplung der beiden Gleichgewichtssysteme erfolgt durch Einhaltung der Interaktionsbedingungen der einzelnen Komponenten nach Gl. 3–33 und Gl. 3–34. In Abbildung 4-29 sind die Normalkraftkomponenten des Stabwerkmodells zur Aufnahme des Exzentrizitätsmoment M dargestellt.

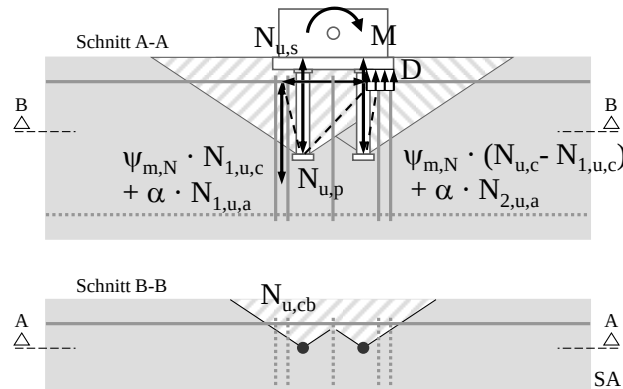


Abbildung 4-29: Normalkraftkomponenten zur Aufnahme eines Moments M aus einer exzentrischen Schrägzugbeanspruchung

Die Tragfähigkeit der Einzelkomponenten wird demnach mit den Komponentenminimum nach Gl. 4-18 und Gl. 4-19 für die Schubtragfähigkeit bzw. nach Gl. 4-25 bis Gl. 4-26 für die Zugtragfähigkeit der Kopfbolzenreihen bestimmt.

$$N_{1,Ru} = \min \{ n \cdot N_{u,s}; n \cdot N_{u,p}; n \cdot 0,5 \cdot N_{u,cb}; \psi_{m,N} \cdot N_{1,u,c} + \alpha \cdot N_{1,u,a} \} \quad \text{Gl. 4-25}$$

$$N_{2,Ru} = \min \{ n \cdot N_{u,s}; n \cdot N_{u,p}; n \cdot 0,5 \cdot N_{u,cb}; \psi_{m,N} \cdot (N_{u,c} - N_{1,u,c}) + \alpha \cdot N_{2,u,a} \} \quad \text{Gl. 4-26}$$

Mit dem Querkraftanteil F_V und dem Zuganteil F_N kann das Exzentrizitätsmoment M nach Gl. 4–27 sowie das Gleichgewicht der Querkräfte nach Gl. 4–28 und das Gleichgewicht der Normalkräfte nach Gl. 4–29 bestimmt werden, um die Zugkräfte $N_{i,E}$ und Querkräfte $V_{i,E}$ der beiden Kopfbolzenreihen zu bestimmen.

$$M = F_V \cdot (e + t_p) + F_N \cdot (a - x/2) = N_{1E} \cdot z_1 + N_{2E} \cdot z_2 \quad \text{Gl. 4-27}$$

$$F_v = V_{1E} + V_{2E} + V_f \quad \text{Gl. 4-28}$$

$$F_N = N_{1E} + N_{2E} + D \quad \text{Gl. 4-29}$$

Das angepasste Berechnungsschema ist in Abbildung 4-30 dargestellt. Es ist als Programm in Microsoft Excel (VBA) zur Berechnung der Tragfähigkeit F_{Ru} einer randnahen Ankerplatte unter Schrägzug unter Berücksichtigung einer Bügelbewehrung umgesetzt.

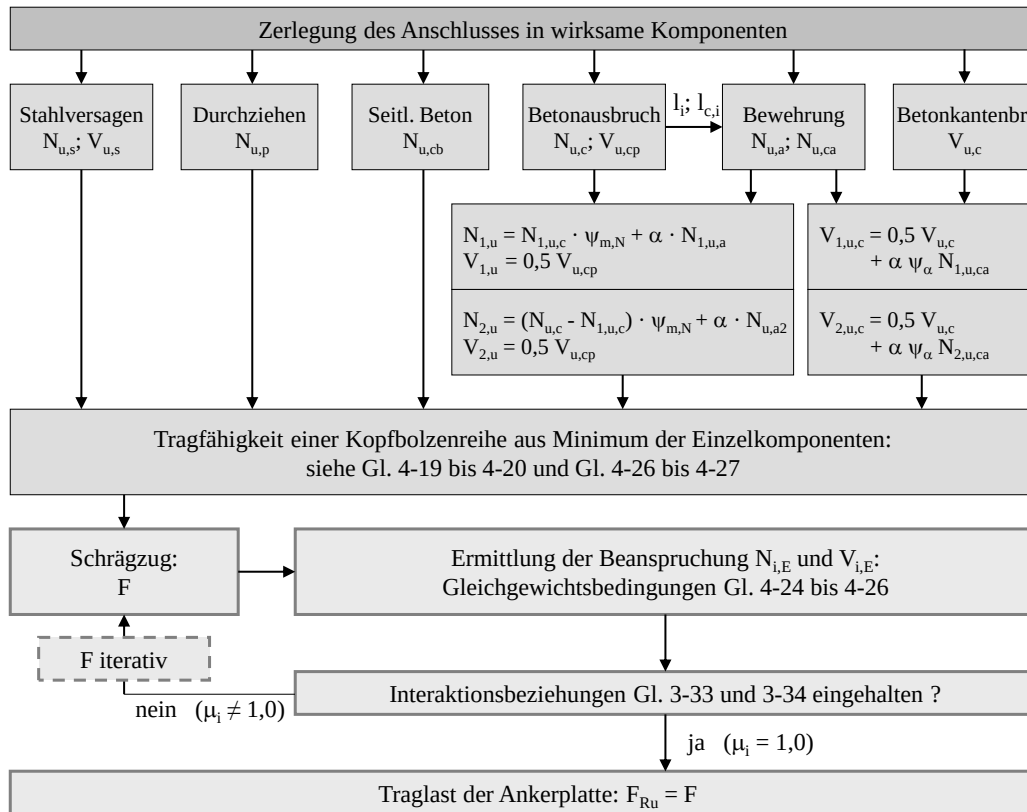


Abbildung 4-30: Schematische Darstellung des Berechnungsablaufs für einen randnahen, exzentrischen Schrägzug

4.4.4 Verifizierung des einfachen Komponentenmodells

Das Komponentenmodell nach Kapitel 4.4.3 wird durch die Nachrechnung der in *Kuhlmann/Rybinski 2007b* durchgeführten Versuche verifiziert. In Anhang B sind die Zwischenwerte der Berechnungen, die Komponententragfähigkeiten und die Gesamttragfähigkeit der Ankerplatte für die einzelnen Versuche zusammengestellt. Aufgrund der Spannungsverteilung im Betonbalken aus der Biegebeanspruchung werden die Zug- und Schrägzugversuche für gerissenen Beton und die Querkraftversuche für ungerissenen Beton berechnet. Die Komponententragfähigkeit der Kopfbolzen wird bei Betonversagen, wie z.B. Betonausbruch, rückwärtiger Betonausbruch oder Betonkantenbruch, für einen ungerissenen Beton mit dem Beiwert $\psi_{ucr} = 1,0$ und für gerissenen Beton mit $\psi_{ucr} = 0,75$ nach *Eligehausen u.a. 2006* berechnet, siehe hierzu Berechnung in Anhang B.

In Tabelle 4-10 sind die im Anhang B mit dem Komponentenmodell berechneten Traglasten $F_{u,M}$ den Versuchstraglasten $F_{u,V}$ gegenübergestellt. Für die einzelnen Versuchsreihen ist neben dem Mittelwert $\bar{x}$ des Quotienten $F_{u,M}/F_{u,V}$ auch der Variationskoeffizient ν angegeben. Die Modelltraglasten liegen wie beim Modell ohne Randabstand aus Kapitel 3.4.3 konservativ unterhalb den Versuchstraglasten und sind in Abbildung 4-31a dargestellt. Die Modelltraglasten aller Versuche weisen dabei gegenüber den Versuchstraglasten $F_{u,V}$ einen Mittelwert von $\bar{x} = 0,80$ und einen Variationskoeffizienten von $\nu = 17,7\%$ auf, siehe Abbildung 4-31b.

Tabelle 4-10: Vergleich zwischen den Versuchstraglasten $F_{u,V}$ und den Modelltraglasten $F_{u,M}$

Querkraft	B-1/1	B-1/2	R1-1	R2-1	R3-1	R4-1	R5-1	$\bar{x}$	σ
$F_{u,V}$	448	398	506	644	369	434	402		
$F_{u,M}$	295	295	311	407	302	343	297		
$F_{u,M}/F_{u,V}$	0,66	0,74	0,61	0,63	0,82	0,79	0,74	0,71	10,3%
Schrägzug	B-2/1	B-2/2	R1-2	R2-2	R3-2	R4-2	R5-2	$\bar{x}$	σ
$F_{u,V}$	239	243	345	307	261	321	218		
$F_{u,M}$	169	169	204	239	206	247	166		
$F_{u,M}/F_{u,V}$	0,71	0,70	0,59	0,78	0,79	0,77	0,76	0,73	8,9%
Zug	B-3/1	B-3/2	R1-3	R2-3			R5-3	$\bar{x}$	σ
$F_{u,V}$	189	183	268	223			140		
$F_{u,M}$	192	192	282	223			125		
$F_{u,M}/F_{u,V}$	1,01	1,05	1,05	1,00			0,89	1,00	5,7%

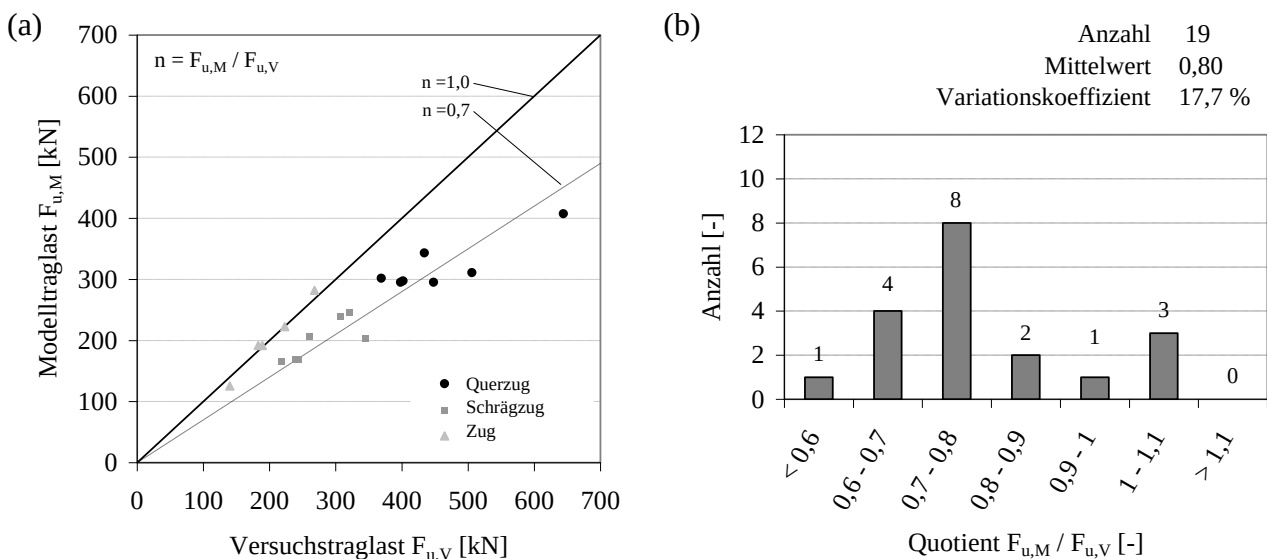


Abbildung 4-31: Auswertung aller Versuche: (a) Vergleich der Modell- und Versuchstraglasten (b) Verteilung des Quotienten

Für die Zugversuche liegen die berechneten Tragfähigkeiten $F_{u,M}$ im Mittel bei $1,0 F_{u,V}$. Es wird daraus geschlossen, dass das Zusammenwirken des Betons und der Bügelbewehrung für die Zugkomponenten über das gewählte Modell gut abgebildet wird. Da die Traglasten geringfügig über den Versuchslasten liegen, werden weitere Untersuchungen an randnahen Kopfbolzen mit Bügel als Rückhängebewehrung empfohlen, um ein Überschätzen der Traglast in randnaher Lage zu vermeiden und den Ansatz weiter zu verifizieren.

Für die Schräg- und Querkraftversuche liegen die berechneten Tragfähigkeiten $F_{u,M}$ im Mittel bei $0,71 F_{u,V}$. Für die Traglast wird meist Interaktion mit der Komponente „Rückwärtiger Betonausbruch“ maßgebend. Bisher kann im Komponentenmodell die rechnerische Tragfähigkeit des rückwärtigen Betonausbruchs über die Bügelbewehrung jedoch nicht beeinflusst werden, da ein entsprechendes Modell fehlt. Für Ankerplatten mit randnahen Kopfbolzen und geringem Achsabstand der Kopfbolzenreihen zeigt sich dies am deutlichsten. So sind in Abbildung 4-32a die berechneten Modelltraglasten $F_{u,M}$ unter exzentrischer Querkraftbeanspruchung den Versuchslasten $F_{u,V}$ der Versuchsreihen S-05 und S-06 nach *Odenbreit/Fromknecht 2007* und den Tastversuchen S1 bis S4

nach Rölle 2003 gegenübergestellt. Die Traglast $F_{u,M}$ der Ankerplatten entspricht bei einer geringen Lastexzentrizität in etwa der Komponententragfähigkeit $V_{u,c}$ der Gruppenverankerung unter Querkraftbeanspruchung und liegt deutlich unter den Versuchslasten, siehe auch Quotient $F_{u,M} / V_{u,c} \approx 1$ in den Berechnungstabellen im Anhang B. Die Modelltraglasten der Versuchsreihen S-05 und S-06 nach Odenbreit/Fromknecht 2007 für Ankerplatten in schmalen Stahlbetonstützen liegen bei einem Mittelwert $n = F_{u,M} / F_{u,V} = 0,48$ und für die Tastversuche S1 bis S4 nach Rölle 2003 mit einem hohen Längsbewehrungsgrad bei $n = 0,46$.

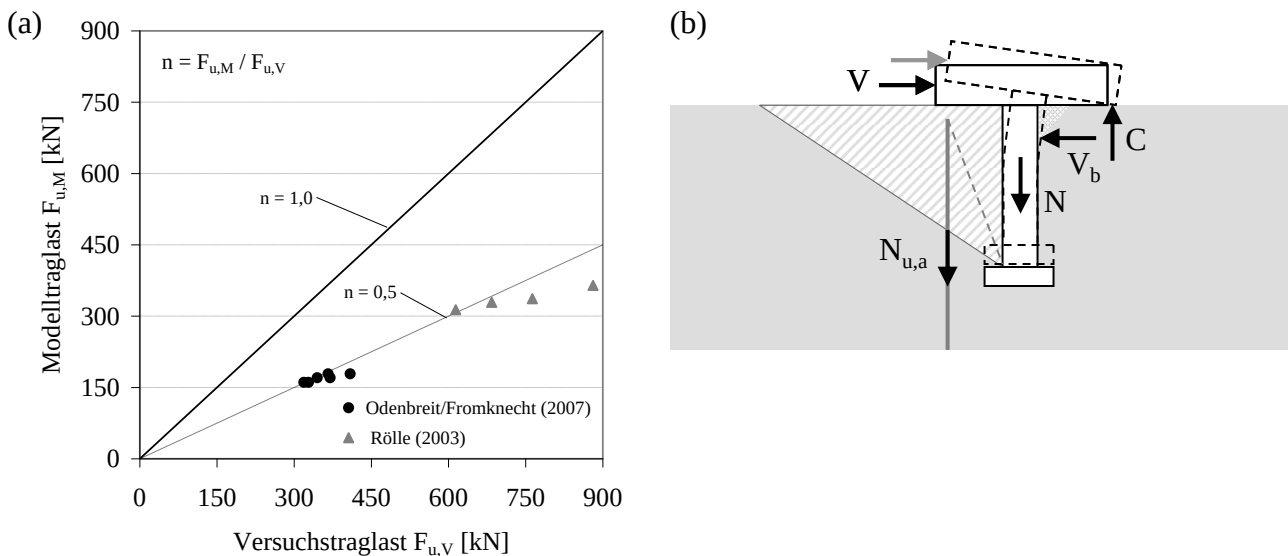


Abbildung 4-32: (a) Vergleich der Modell- und Versuchstraglasten (b) Kopfbolzen mit Querkraftbeanspruchung bei rückwärtigem Betonausbruch und Rückhängebewehrung

Um für die Ankerplatten mit randnahen Kopfbolzen und geringem Achsabstand der Kopfbolzenreihen die Traglasten mit dem Komponentenmodell abbilden zu können, werden wie in Kapitel 3.5 bereits beschrieben weiterführende Untersuchungen zum Einfluss einer Rückhängebewehrung mit der Tragfähigkeit $N_{u,a}$ im rückwärtigen Betonausbruchkörper bei einer Querkraftbeanspruchung auch für eine randnahe Lage empfohlen.

In Abbildung 4-32b ist die Wirkungsweise einer solchen rückwärtigen Bügelbewehrung dargestellt. Die an einem Kopfbolzen angreifende Querkraftbeanspruchung V führt zu einer Zugbeanspruchung N im Kopfbolzenschaft, die schließlich zum rückwärtigen Betonausbruch führt. Eine hier angeordnete Rückhängebewehrung mit der Tragfähigkeit $N_{u,a}$ sollte zu einer Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit $\Delta V_{u,a}$ nach Gl. 3–20 unter Berücksichtigung des Umsetzungsfaktors k führen. Dieses Mitwirken der Bewehrung ist vor der Berücksichtigung im Komponentenmodell durch Versuche und numerische Berechnungen an Einzelkomponenten zu untersuchen und zu verifizieren.

4.5 Zusammenfassung

Die im Rahmen des Forschungsvorhabens Kuhlmann/Rybinski 2007b durchgeführten Versuche an steifen, randnahen Ankerplatten zeigen, dass bereits eine geringe, vorhandene Bügelbewehrung entscheidenden Einfluss auf die Tragfähigkeit des Anschlusses hat. So erhöht diese Bewehrung aus

Bügeln nahe den Kopfbolzenreihen die Tragfähigkeit und Duktilität des Anschlusses, während der Einfluss auf die Steifigkeit der Ankerplatte vernachlässigbar ist.

Durch die numerischen Untersuchungen wird das Tragverhalten der Ankerplatte unter dem Mitwirken der Bügelbewehrung deutlich gemacht. Die parallel zu den Kopfbolzen liegenden Bügelschenkel wirken als Rückhängebewehrung und erhöhen die Tragfähigkeit des Betonausbruchs. Zudem wirken die quer zu den Kopfbolzen liegenden Bügelschenkel dem Betonkantenbruch entgegen.

Das in Kapitel 3.4 entwickelte Komponentenmodell wird für die randnahe Lage der Kopfbolzen und die vorhandene Bügelbewehrung in Kapitel 4.4 angepasst bzw. weiterentwickelt. Hierzu werden die Komponenten für die Versagensmodi „Seitlicher Betonausbruch“ und „Betonkantenbruch“ in das Modell eingebaut. Für das Zusammenwirken des Betons und der Bügelbewehrung wird für die Komponente des Betonkantenbruchs als Annahme das Modell für das Mitwirken der Bewehrung beim Betonausbruch übernommen. Die Beurteilung des Komponentenmodells erfolgt anhand der eigenen durchgeführten Versuche in *Kuhlmann/Rybinski 2007b* sowie an den Versuchsreihen von *Odenbreit/Fromknecht 2007* und *Rölle 2003*.

Das Komponentenmodell gibt die Tragfähigkeit der randnahen Ankerplatten für eine Ankerplattengeometrie wie in *Kuhlmann/Rybinski 2007b* verwendet insgesamt gut wieder. Für Ankerplatten mit einem geringen Achsabstand der Kopfbolzenreihen wie in *Odenbreit/Fromknecht 2007* und *Rölle 2003* wird die Traglast teils deutlich unterschätzt. Maßgebend dafür ist die rechnerische Tragfähigkeit für die Komponente des rückwärtigen Betonausbruchs $V_{u,c}$, ohne Einfluss einer Rückhängebewehrung. Wie in Kapitel 4.4.4 beschrieben, sollten zusätzliche Untersuchungen an Kopfbolzen mit einer Bügelbewehrung im rückwärtigen Betonausbruch nach Abbildung 4-32b durchgeführt werden, um den Einfluss der Bügelbewehrung für Querkraftbeanspruchung insbesondere in randnaher Lage berücksichtigen zu können.

Das vorgestellte Komponentenmodell beschränkt sich bisher auf die Ermittlung der Tragfähigkeit, ohne die Steifigkeit der einzelnen Komponenten, wie z. B. die der Ankerplatte oder der einzelnen Kopfbolzenreihen, berücksichtigen zu können. Im nächsten Schritt wird daher das Komponentenmodell in den nachfolgenden Kapiteln um die Komponentensteifigkeiten für randferne Ankerplatten ohne Rückhängebewehrung erweitert.

5 Untersuchungen zum Einfluss der Nachgiebigkeit der Ankerplatte im unbewehrten Beton

5.1 Allgemeines

Die Untersuchungen an steifen Ankerplatten in Kapitel 3 und 4 konzentrierten sich im ersten Schritt auf die Ermittlung der Tragfähigkeit des Anschlusses unter Berücksichtigung von Rückhängebewehrung in randferner und randnaher Lage und auf die Anwendbarkeit des Komponentenmodells für steife Ankerplatten. Zwar wird die Steifigkeit und Duktilität des Anschlusses in den Versuchen erfasst, jedoch in der Modellierung mit Hilfe der Komponentenmethode noch nicht berücksichtigt. Im nächsten Schritt wird das Komponentenmodell um die Steifigkeit der Ankerplatte durch das T-Stummel-Verfahren nach Kapitel 2.2.5.2.a und um die Steifigkeit der Kopfbolzen erweitert.

Im Rahmen des gemeinsamen Forschungsprojekts *Kuhlmann u.a. 2008d* wurde zusammen mit dem Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart eine Versuchsreihe zur Steifigkeit bzw. zur Nachgiebigkeit der Ankerplatte durchgeführt. Die Anschlüsse aus Ankerplatten mit randfernen Kopfbolzen oder Hinterschnittanker wurden hinsichtlich ihrer Trag- und Verformungsfähigkeit bei unterschiedlichen Versagensarten getestet. Die Untersuchungen konzentrierten sich auf die Steifigkeit der Ankerplatte und die Interaktion bei unterschiedlichen Versagensarten wie Betonausbruch oder Stahlversagen und berücksichtigten daher nur Kopfbolzen ohne Rückhängebewehrung.

Um die Arbeit des Autors dieser Arbeit in dem gemeinschaftlichen Projekt kenntlich zu machen, wird die Arbeitsaufteilung zwischen den Instituten der Universität Stuttgart kurz erläutert. Die Versuche an den Ankerplatten wurden gemeinschaftlich geplant, durchgeführt und ausgewertet. Die Ergebnisse der Versuche werden in Kapitel 5.2 vorgestellt und sind ausführlich in *Kuhlmann u.a. 2008b* dokumentiert. Die anschließenden numerischen Untersuchungen mit Hilfe eines Finite-Elemente-Modells wurden am Institut für Werkstoffe durchgeführt und sind in *Kuhlmann u.a. 2008c* beschrieben. Die wichtigsten Ergebnisse für die Ankerplatten mit Kopfbolzen werden in Kapitel 5.3 zusammengefasst. Im Rahmen des Forschungsprojekts wurden vom Autor der Arbeit Untersuchungen mit Hilfe eines Komponentenmodells, dessen weiterentwickelte Version in Kapitel 6 beschrieben wird, durchgeführt.

5.2 Experimentelle Untersuchungen

5.2.1 Zielsetzung der Versuche

Bisherige Versuchsreihen wurden meist für nur eine Versagensart ausgelegt und konzentrierten sich auf die Tragfähigkeit einer Einzel- oder Gruppenbefestigung. Eine im Anschluss auftretende Interaktion der Komponenten der Ankerplatte, des Betons und der Dübel bzw. die Verformungsfähigkeit eines Anschlusses wurde bei Versuchen an Einzel- oder Gruppenbefestigungen bzw. den in Kapitel 2.2.2 und 2.2.4 vorgestellten Untersuchungen kaum untersucht.

Ziel der experimentellen Untersuchungen in *Kuhlmann u.a. 2008b* war die Beobachtung unterschiedlicher Versagensarten wie Betonausbruch, rückwärtiger Betonausbruch, Fließen der Ankerplatte sowie Stahlbruch oder Abscheren der Kopfbolzen. Die jeweilige Verformungsfähigkeit des

Anschlusses in Abhängigkeit der Versagensart sollte dabei festgestellt werden. Ein weiteres Ziel der Versuche lag in der Erfassung des Einflusses einer dicken Mörtelausgleichsschicht bei nachträglich montierten Ankerplatten auf das Anschlussverhalten. Eine Mörtelschicht wird bei nachträglich montierten Ankerplatten verwendet, um einen vollflächigen Kontakt zwischen Ankerplatte und Beton herzustellen. Aufgrund der Zielsetzung und Abgrenzung dieser Arbeit werden die Versuche mit Hinterschnittanker und Mörtelschicht nicht weiter erläutert, stattdessen wird auf den entsprechenden Forschungsbericht *Kuhlmann u.a. 2008d* und *Fichtner 2011* verwiesen.

5.2.2 Versuchsprogramm

Im Rahmen der Versuchsreihe *Kuhlmann u.a. 2008b* wurden 12 Versuche an Ankerplatten mit einbetonierten Kopfbolzen und 8 Versuche mit nachträglich montierten Hinterschnittanker und Mörtelschicht für eine exzentrische Schubbeanspruchung durchgeführt. Bei den Versuchen mit Kopfbolzen wurden nachfolgende Parameter variiert, um unterschiedliche Versagensarten des Anschlusses zu erreichen.

- Kopfbolzen: Schaftdurchmesser d = $16 \div 22 \text{ mm}$
Verankerungstiefe h_{ef} = $90 \div 242 \text{ mm}$
- Ankerplatte: Steifigkeit / Dicke t_f = $15 \div 40 \text{ mm}$
- Belastung: Lastexzentrizität e = $50 \div 1000 \text{ mm}$
Stütznormalkraft N = $0 \div -250 \text{ kN}$

Durch die Wahl des Kopfbolzentyps wurde die Versagensart des Anschlusses bestimmt. Tritt bei schlanken Kopfbolzen ($h_{ef} / d = 15$) ein Stahlversagen der Kopfbolzen ein, so versagt bei den gedrungenen Kopfbolzen ($h_{ef} / d = 4$) der Betongrund. Die Versuche wurden jeweils mit unterschiedlicher Ankerplattensteifigkeit ausgeführt, um den Einfluss der Ankerplatte direkt erfassen zu können. Durch die große Querkraftexzentrizität $e = 1000 \text{ mm}$ wurde der Anschluss überwiegend durch ein Biegemoment beansprucht, während die geringere Exzentrizität eine fast reine Querkraftbeanspruchung darstellte. In Tabelle 5-1 sind die Parameter der Versuche 1 bis 12 zusammengefasst.

Tabelle 5-1: Übersicht der durchgeführten Versuche mit Kopfbolzen

	Kopfbolzen			Exzentrizität			Ankerplatte		Normalkraft	
	Typ	SD	d [mm] / L [mm]	e [mm]			t _f [mm]		N [kN]	
	16/250	22/250	22/100	50	60	1000	15	40	0	-250
1	•					•		•	•	
2	•					•		•		•
3		•				•		•	•	
4			•			•		•	•	
5	•					•	•		•	
6	•					•	•			•
7		•				•	•		•	
8			•			•	•		•	
9	•				•			•	•	
10			•		•			•	•	
11	•			•			•		•	
12			•	•			•		•	

5.2.3 Versuchsdurchführung

5.2.3.1 Versuchskörper

Der Ankerplattenanschluss wurde als Vierfachverankerung mit aufgeschweißtem Stahlprofil und mit der Ankerplatte bündig zur Betonoberfläche stehend einbetoniert, so dass keine Schubkräfte durch die Stirnseite der Ankerplatte übertragen werden können. Trotz guter Verdichtung führte die zur Betonoberkante bündige Ausführung zu Luftblasen unter der Ankerplatte. Die Betonkörper wurden als 50 cm dicke Platten mit einer beidseitigen Oberflächenbewehrung ($a_s = 3,77 \text{ cm}^2/\text{m}$) aus normalfestem Beton der Güte C20/25 liegend hergestellt.

In den Versuchen wurde die Steifigkeit der Ankerplatte nur durch die Variation der Plattendicke t_f variiert. Andere beeinflussende Abmessungen wie der Plattenüberstand, die Achsabstände der Kopfbolzen und die Lage des Stützenprofils blieben bei allen Versuchen unverändert. In Abbildung 5-1a sind die wichtigsten Maße der Ankerplatte und des aufgeschweißten Stützenprofils in der Draufsicht dargestellt.

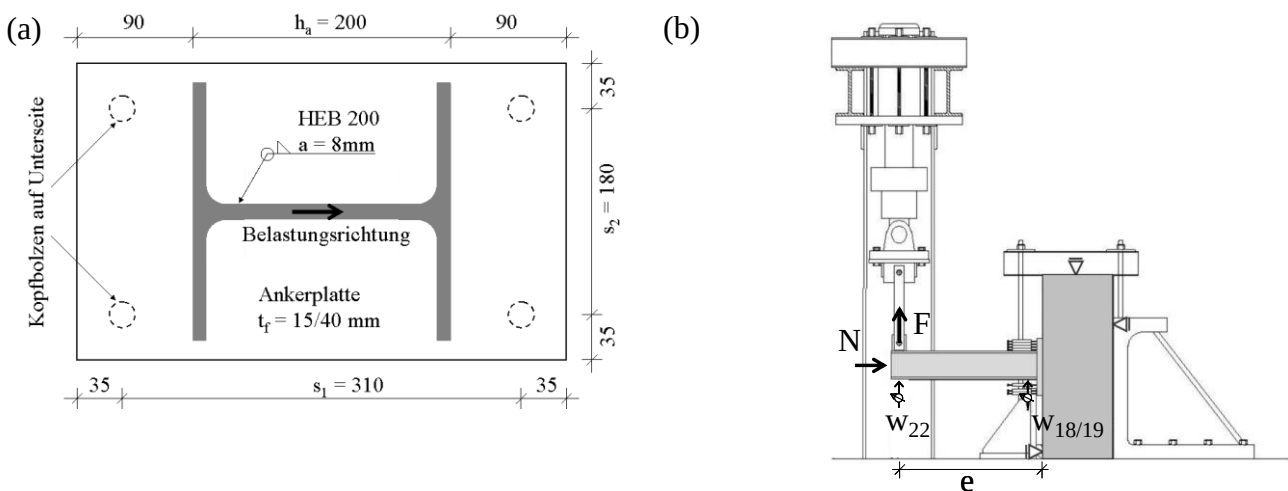


Abbildung 5-1: (a) Ankerplattenabmessungen (b) Versuchsanordnung

5.2.3.2 Versuchsstand

Der Einbau der Betonversuchskörper erfolgt stehend, so dass die Querkraftbelastung der Ankerplatten über gelenkig verbundenen Zuglaschen und dem vertikal montierten hydraulischen Zylinder weggesteuert aufgebracht werden konnte, siehe Abbildung 5-1b. Für die Versuche mit einer Normalkraftbelastung im Stützenprofil wurde ein zweiter horizontal liegender Hydraulikzylinder montiert, der eine konstante, mittige Druckkraft in das Stahlprofil aufbrachte. Die genaue Beschreibung des Versuchsaufbaus kann dem Versuchsbericht *Kuhlmann u.a. 2008b* entnommen werden.

5.2.3.3 Messeinrichtung

Um das Verformungsverhalten der belasteten Ankerplatte während der Versuchsdurchführung zu erfassen, wurden mehrere Wegnehmer auf der Ankerplattenoberseite angeordnet. Die Anordnung der Wegnehmer auf der Ankerplatte ist in Abbildung 5-2 in der Draufsicht dargestellt. Die Wegnehmer w_1 bis w_{17} messen die Verformung der Ankerplatte quer zur Belastungsrichtung. Die Wegnehmer w_{18} , w_{19} und w_{22} nehmen die Verschiebung der Ankerplatte in Belastungsrichtung auf, sie-

he Abbildung 5-1b. Neben den Wegaufnehmer wurden die Dehnungen an ausgewählten Kopfbolzen der rückwärtigen Kopfbolzenreihe gemessen. Durch die Anordnung von vier Dehnmessstreifen über den Umfang eines Kopfbolzens konnte neben der Normalkraftbelastung auch die Biegebelastung des Kopfbolzens gemessen werden.

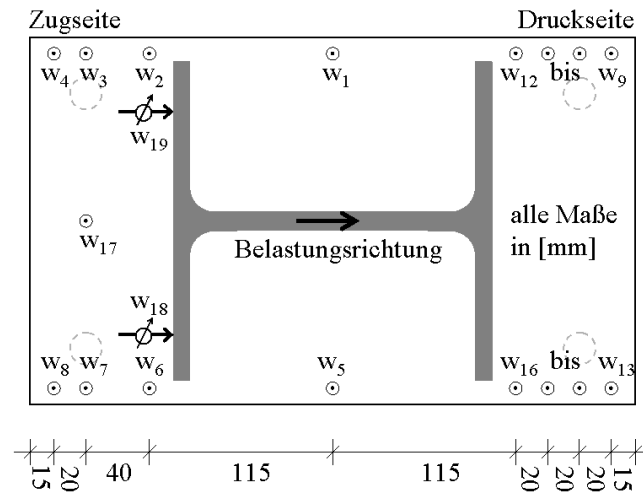


Abbildung 5-2: Anordnung der Wegnehmer auf Ankerplatte

5.2.4 Versuchsergebnisse

5.2.4.1 Traglasten und Materialkennwerte

In Tabelle 5-2 sind die Traglasten F_u , die zugehörige Verschiebung w_{22} nach Abbildung 5-1b bzw. $w_{18/19}$ nach Abbildung 5-2 am Lastangriffspunkt in Belastungsrichtung, die gemessene Betonwürfeldruckfestigkeit $f_{c,cube}$ und weitere Angaben zum Versagen der Ankerplatten mit Kopfbolzen zusammengefasst. In Tabelle 5-3 sind die Materialkennwerte der Ankerplatten und Kopfbolzen entsprechend den Prüfzeugnissen aufgeführt.

Tabelle 5-2: Zusammenstellung der Versuchsergebnisse

	Traglast F_u [kN]	Versch. w_{22} [mm]	Versch. $w_{18/19}$ [mm]	Beton $f_{c,cube}$ [N/mm ²]	Ankerplatte Plast. Verformung ?	Versagen r. = rückwärtige Kopfbolzenreihe v. = vordere Kopfbolzenreihe
1	70,5	43,4	-	27,7	-	Kopfbolzen Stahlbruch r.
2	112,0	38,5 *	-	27,9	-	Kopfbolzen Stahlbruch r.
3	129,5	28,6	-	28,3	-	Betonausbruch r.
4	30,5	3,5	-	27,7	-	Betonausbruch r.
5	61,1	59,5	-	28,2	ja	Kopfbolzen Stahlbruch r.
6	82,2	52,9 *	-	27,9	ja	Kopfbolzen Stahlbruch r.
7	75,8	40,5	-	28,3	ja	Schweißnaht Bruch r.
8	25,8	8,0 *	-	28,2	-	Betonausbruch r.
9	294	-	11,2	25,3	-	Kopfbolzen Stahlbruch v.
10	325	-	3,0	25,3	-	Betonausbruch r. / v.
11	310	-	12,1	25,5	-	Kopfbolzen Stahlbruch r.
12	403	-	6,8	25,5	-	Betonausbruch r. / v.

*) w_{22} über Kolbenweg bestimmt

Tabelle 5-3: Materialkennwerte der Ankerplatten und der Kopfbolzen Typ SD

	Streckgrenze $f_{p0,2}$ [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_u [N/mm ²]	E-Modul E_s [N/mm ²]
Flachstahl 15 mm	392	539	202.000
Flachstahl 40 mm	301	443	-
SD 16/250	454	496	-
SD 22/250	479	516	-
SD 22/100	568	595	-

Eine sichtbare plastische Verformung der Ankerplatte stellte sich bei den Versuchen 5 bis 7 bei einem Stahlbruchversagen der Kopfbolzen bzw. der Schweißnaht ein. Bei den Versuchen mit großer Exzentrizität ($e = 1000 \text{ mm}$) versagte jeweils die rückwärtige Kopfbolzenreihe, während bei den Querkraft- bzw. Schubversuchen mit kleiner Exzentrizität ($e = 50\text{-}60 \text{ mm}$) Versagen der vorderen als auch rückwärtigen Kopfbolzenreihe beobachtet werden konnte.

5.2.4.2 Tragverhalten

Bei der Beschreibung des Tragverhaltens der Ankerplatten muss zwischen den Versuchen 1 bis 8 mit großer Lastexzentrizität ($e = 1000 \text{ mm}$) und den Versuchen 9 bis 12 mit geringer Lastexzentrizität ($e = 50\text{-}60 \text{ mm}$) unterschieden werden.

Bei den Versuchen mit großer Exzentrizität wurde der Ankerplattenanschluss überwiegend durch ein Biegemoment beansprucht, das über ein Kräftepaar mit einer Zugkraft in der rückwärtigen Kopfbolzenreihe und einer resultierenden Druckkraft der Betonpressungen aufgenommen wurde. Die aufgebrachte Quer- bzw. Schubkraft wurde über Reibung in der Druckzone bzw. über die vordere Kopfbolzenreihe abgetragen und spielte für diese Art der Belastung eine untergeordnete Rolle. Das Versagen des Anschlusses trat je nach Dimensionierung durch Stahlversagen der rückwärtigen Kopfbolzen oder durch einen kegelförmigen Betonausbruch ein.

Bei den Versuchen mit geringer Exzentrizität wurde die maßgebende Querkraftbeanspruchung durch die beiden Kopfbolzenreihen aufgenommen. Aufgrund des nicht zu vernachlässigenden Exzentrizitätsmoments wurde die rückwärtige Kopfbolzenreihe ebenfalls durch eine Zugkraft beansprucht und ein Teil der Querkraftbeanspruchung konnte über Reibung in der Druckzone abgetragen werden. Das Versagen des Anschlusses trat je nach Dimensionierung durch Abscheren eines Kopfbolzens oder durch einen Betonausbruch der Kopfbolzengruppe ein.

a.) Ankerplatten unter Querkraft / Schub mit großer Lastexzentrizität

Die Ankerplatten mit schlanken Kopfbolzen SD 16/250 zeigten ein sehr duktileres Tragverhalten, siehe Lastverschiebungskurven in Abbildung 5-3a. Das maßgebende Stahlversagen der rückwärtigen Kopfbolzenreihe wurde unter einer Anschlussrotation von ca. 40 bis 60 mrad erreicht. Dabei wurde das Verformungsvermögen des Anschlusses hauptsächlich über die Längung der Kopfbolzen erreicht, deren Längsdehnungen nach Überschreiten der Streckgrenze stark zunahmen. Die annähernd konstante Anfangssteifigkeit der Anschlüsse, die maßgeblich von der Steifigkeit bzw. Dicke t_f der Ankerplatte abhängt, nahm danach stetig ab und ging in einen fast horizontalen Lastzweig über.

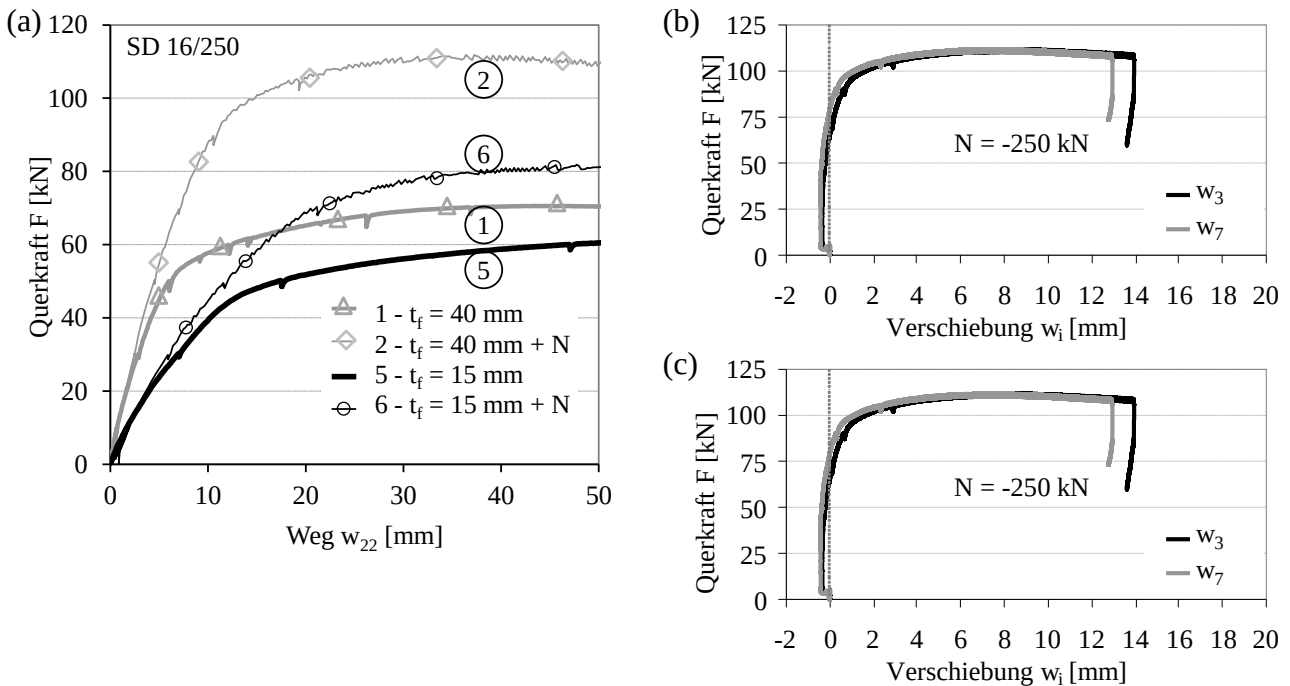


Abbildung 5-3: (a) Lastverschiebungskurven der Versuch 1, 2, 5 und 6 (b) Verschiebung der Ankerplatte auf Höhe der rückwärtigen Kopfbolzenreihe im Versuch 1 (c) Verschiebung der Ankerplatte auf Höhe der rückwärtigen Kopfbolzenreihe im Versuch 2

Durch die Druckkraft N in der Stütze stieg die Traglast des Anschlusses deutlich an. Obwohl die Ankerplatte durch die Druckkraft zunächst vollständig überdrückt war, wurde in den Versuchen bei niedriger Belastung keine Steigerung der Anschlusssteifigkeit gemessen. Mit zunehmender Belastung bzw. Rotation des Anschlusses ging der Anteil der überdrückten Fläche der Ankerplatte zurück und die rückwärtigen Kopfbolzen wurden auf Zug beansprucht. In Abbildung 5-3b ist die Verschiebung w_3 bzw. w_7 der Ankerplatte auf Höhe der rückwärtigen Kopfbolzenreihe für den Versuch ohne Druckkraft und in Abbildung 5-3c für den Versuch 2 mit Druckkraft, die die Ankerplatte im unteren Lastniveau vollständig überdrückt, wiedergegeben. Das Rotationsvermögen des Anschlusses stammt somit überwiegend aus dem Verformungsvermögen der Kopfbolzen, das dem Weg w_3 bzw. w_7 entspricht.

Die Dicke t_f bzw. die Steifigkeit der Ankerplatte hatte einen direkten Einfluss auf die Traglast F_u als auch die Steifigkeit des Anschlusses. Die sich bei den dünneren Ankerplatten einstellenden plastischen Verformungen führten zu einer Reduktion des inneren Hebelarms auf der Druckseite und zu einer Begrenzung der aufnehmbaren Kraft auf der Zugseite, so dass die Traglast des Anschlusses abnahm, siehe Abbildung 5-4b. Die Rotation des Anschlusses ist proportional zu der Verschiebung w_{22} nach Abbildung 5-3a. Mit abnehmender Ankerplattendicke bzw. -steifigkeit erhöhte sich das Rotationsvermögen des Anschlusses mit einhergehender Reduktion der Anschluss Tragfähigkeit. In Abbildung 5-4 sind die Verformungen bzw. Verschiebungen der steifen und nachgiebigen Ankerplatten im Zustand der Traglast dargestellt. Die steifen Ankerplatten sind im Versuch annähernd eben geblieben, während sich bei den dünnen Ankerplatten die oben beschriebenen plastischen Verformungen einstellten. Für die Versuche mit Stützennormalkraft N vergrößerte sich die Druckzone deutlich gegenüber den Versuchen ohne Druckkraft. Dabei wanderte die resultierende Betondruckkraft mit zunehmender Ankerplattendicke t_f vom Plattenrand nach innen zum Stützenflansch.

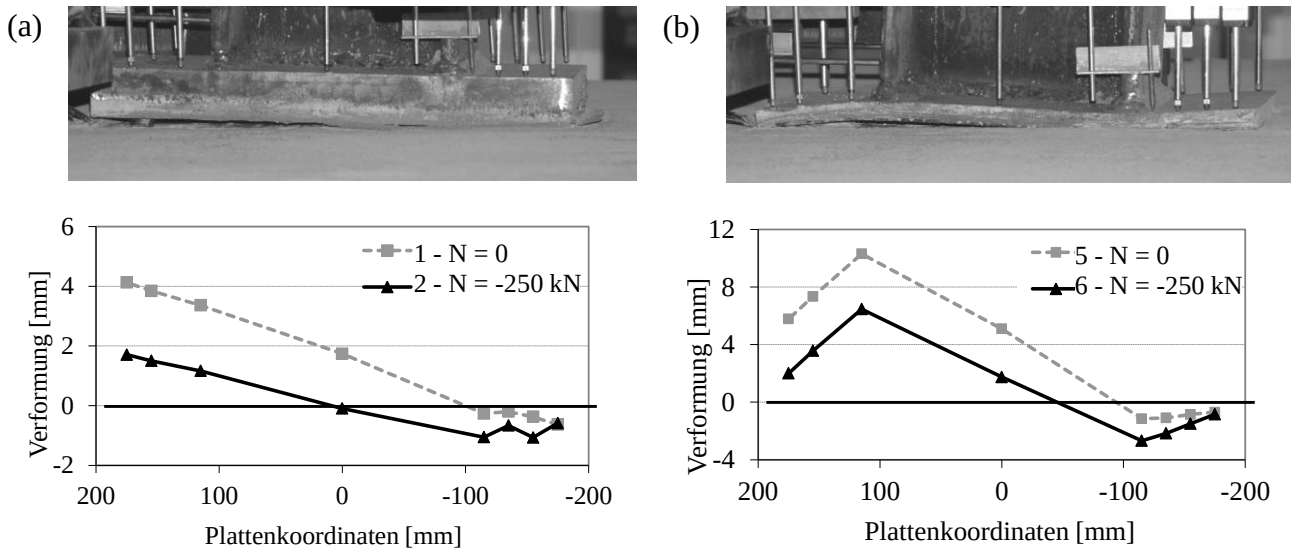


Abbildung 5-4: (a) Verformung der steifen Ankerplatte im Versuch 1 und 2 (b) Verformung der nachgiebigen Ankerplatten im Versuch 5 und 6

In Abbildung 5-5a sind die Lastverschiebungskurven der Versuche mit steiferen Kopfbolzen SD 22/250 dargestellt. Die Traglast des Anschlusses wurde durch die stärkeren Kopfbolzen deutlich gesteigert, insbesondere bei einer steifen Ankerplatte im Versuch 3. Anstatt eines Stahlversagens der Kopfbolzen trat ein kegelförmiger Betonausbruch der rückwärtigen Kopfbolzenreihe ein, wodurch sich das Verformungsvermögen des Anschlusses deutlich reduzierte.

Im Versuch 7 trat das Versagen durch den Bruch einer Kopfbolzenschweißnaht auf, siehe Abbildung 5-5b. Durch den steifen Kopfbolzen und die nachgiebige Ankerplatte traten am Ankerplattenrand hohe Abstützkräfte auf, siehe Verformung der Ankerplatte in Abbildung 5-5c, die zu einer zusätzlichen Zugkraftbeanspruchung im Kopfbolzen und schließlich zum Versagen der Schweißnaht führten.

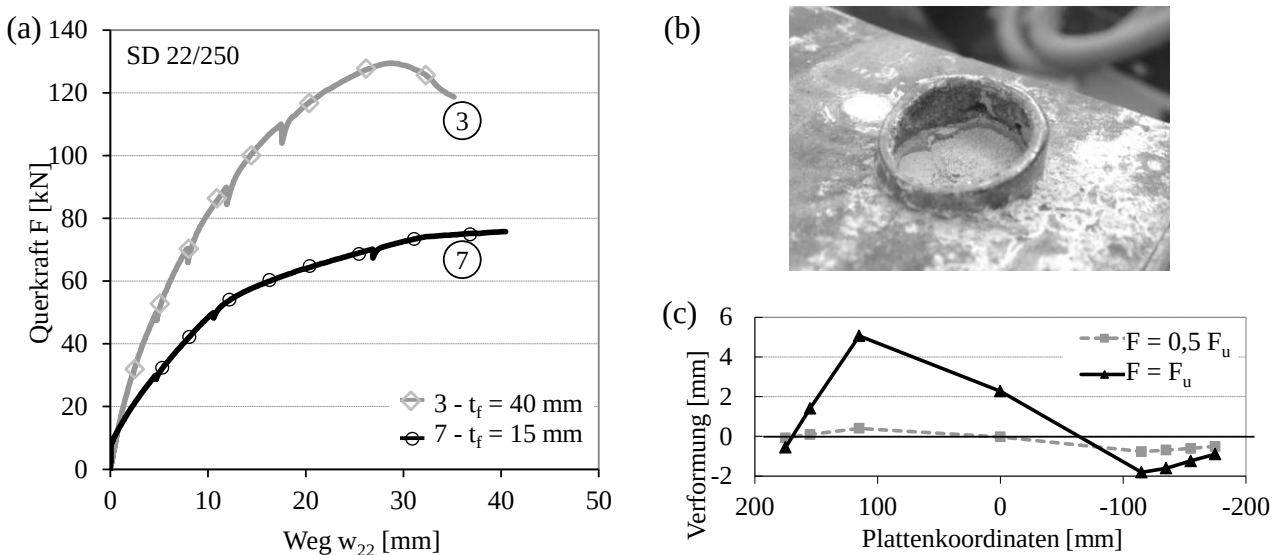


Abbildung 5-5: (a) Lastverschiebungskurven der Versuche mit steifen Kopfbolzen SD 22/250 (b) Bruch der Schweißnaht (c) Verformung der Ankerplatte im Versuch 7

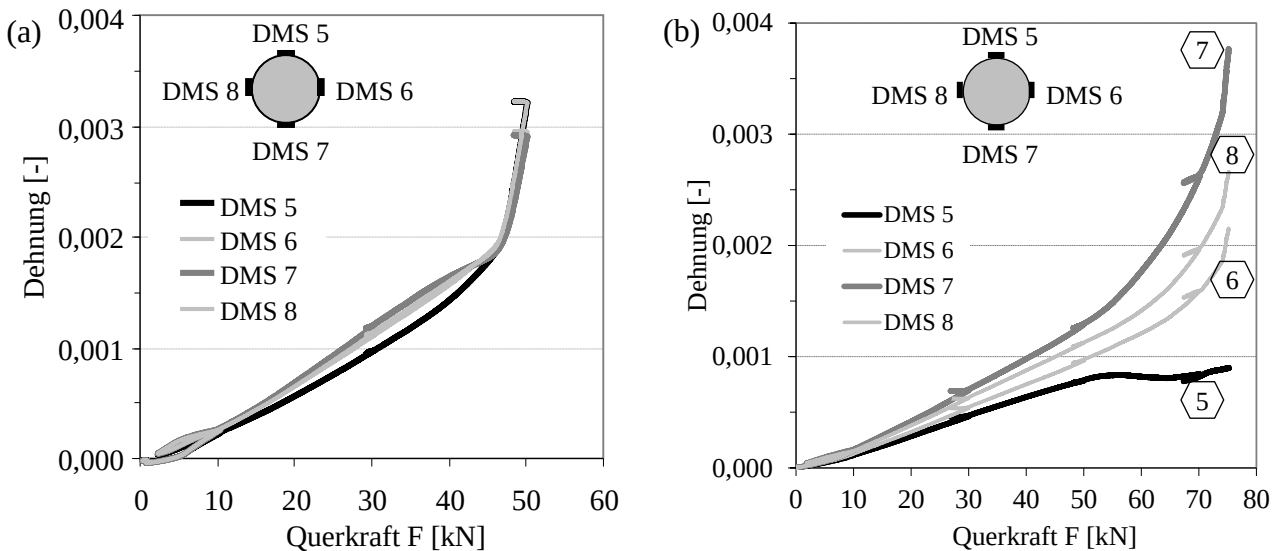


Abbildung 5-6: Gemessene Dehnungen von Kopfbolzen (a) Versuch 5 mit Kopfbolzen $d = 16 \text{ mm}$
(b) Versuch 7 mit Kopfbolzen $d = 22 \text{ mm}$

Das Steifigkeitsverhältnis zwischen Ankerplatte und angeschweißtem Kopfbolzen beeinflusste die Art der Kopfbolzenbeanspruchung. In Abbildung 5-6a sind die Dehnungen eines Kopfbolzens der rückwärtigen Reihe über die aufgebrachte Querkraftbeanspruchung im Versuch 5 dargestellt. Der Kopfbolzen wurde überwiegend durch eine Normalkraft beansprucht, so dass die Dehnungen über den Umfang nur geringe Unterschiede aufweisen.

In Abbildung 5-6b sind die Dehnungen des im Versuch 7 verwendeten steiferen Kopfbolzens dargestellt. Die nachgiebige Ankerplatte mit ihrer plastischen Verformung im Zugbereich und die hohe Steifigkeit des Kopfbolzens führten zu der in Abbildung 5-5c dargestellten Verformung der Ankerplatte mit Abstützkräften am Plattenrand. Der Kopfbolzen wurde durch eine Zugkraft und durch die Ankerplattenverdrehung hervorgerufene Biegemoment beansprucht. Dies ist deutlich an den Dehnungen der gegenüberliegenden Dehnungsmessstreifen 5 und 7 in Abbildung 5-6b zu sehen. Es trat ein Versagen des Kopfbolzens bzw. wie im vorliegenden Versuch 7 ein Bruch der Schweißnaht unter einer kombinierten Zug- und Biegebeanspruchung auf.

In Abbildung 5-7a sind die Lastverschiebungskurven der Versuche 4 und 8 mit kurzen Kopfbolzen SD 22/100 dargestellt. Beide Versuche versagten unter einer geringen Verschiebung w_{22} durch einen spröden kegelförmigen Betonausbruch der rückwärtigen Kopfbolzenreihe, siehe Abbildung 5-7b. Die bis zum Versagen näherungsweise konstante Steifigkeit des Anschlusses wurde wesentlich von der Steifigkeit bzw. Dicke t_f der Ankerplatte mitbestimmt. Die auftretenden Verformungen bzw. Verschiebungen der beiden Ankerplatten unter Höchstlast sind in Abbildung 5-7c gegenübergestellt. Die dicke Ankerplatte ist praktisch eben geblieben, während bei der dünnen Ankerplatte im Zug- und Druckbereich deutliche Verformungen auftraten, die den inneren Hebelarm und im gleichen Verhältnis dazu die Traglast F_u der Ankerplatte reduzierten.

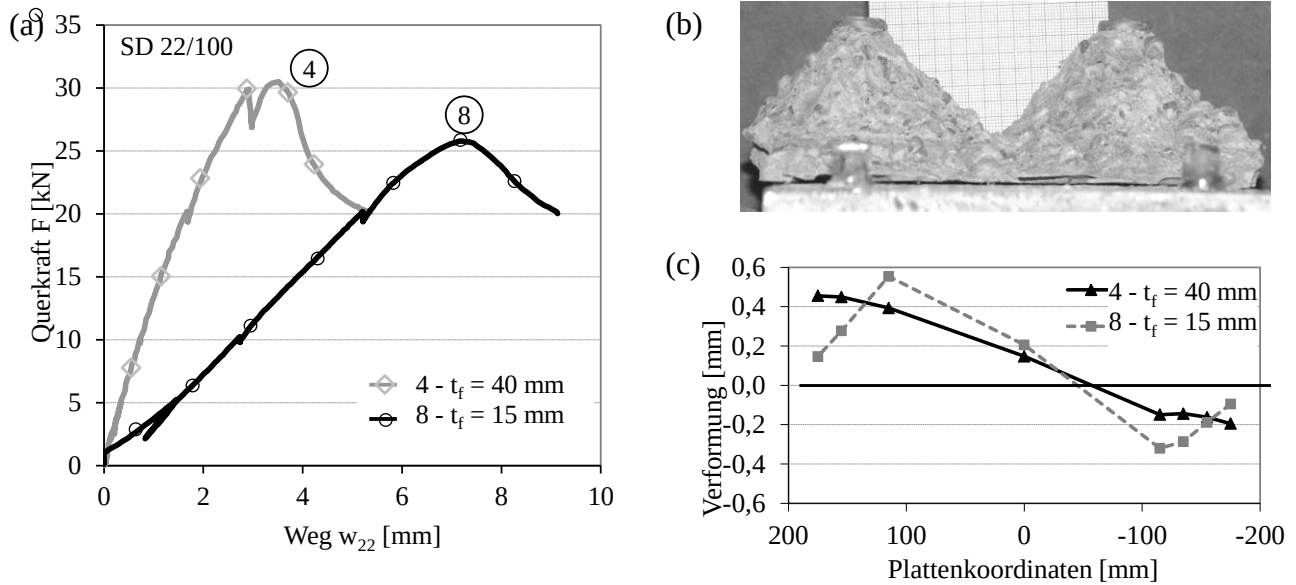


Abbildung 5-7: (a) Lastverschiebungskurven der Versuche mit großer Exzentrizität und Kopfbolzen SD 22/100 (b) Betonausbruchkörper der rückwärtigen Kopfbolzenreihe Versuch 4 (c) Verformung der Ankerplatten im Versuch 4 und 8 bei Höchstlast

b.) Ankerplatten unter Querkraft / Schub mit geringer Lastexzentrizität

Die Lastverschiebungskurven der Querkraftversuche mit geringer Exzentrizität sind in Abbildung 5-8a dargestellt. Die Ankerplatten mit den gedrunenen Kopfbolzen SD 22/100 versagten unter einem Betonausbruch, siehe Abbildung 5-8b, und verhielten sich sehr steif. Dagegen hatten die Ankerplatten mit den schlanken Kopfbolzen SD 16/250 eine deutlich geringere Querkraftsteifigkeit und versagten durch Abscheren der Kopfbolzen, wie in Abbildung 5-8c gezeigt.

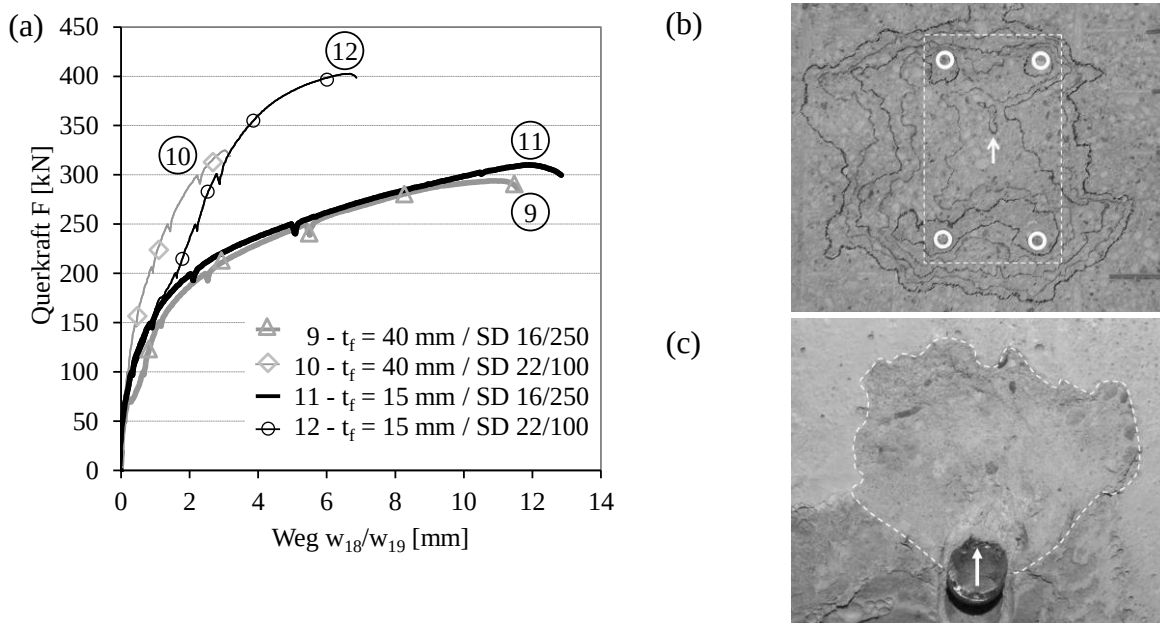


Abbildung 5-8: (a) Lastverschiebungskurven der Versuche mit geringer Exzentrizität (b) Höhenlinien des Betonausbruchs bei Versuch 12 (c) Betonabplatzung und Abscheren des Kopfbolzens SD 16/250 im Versuch 9

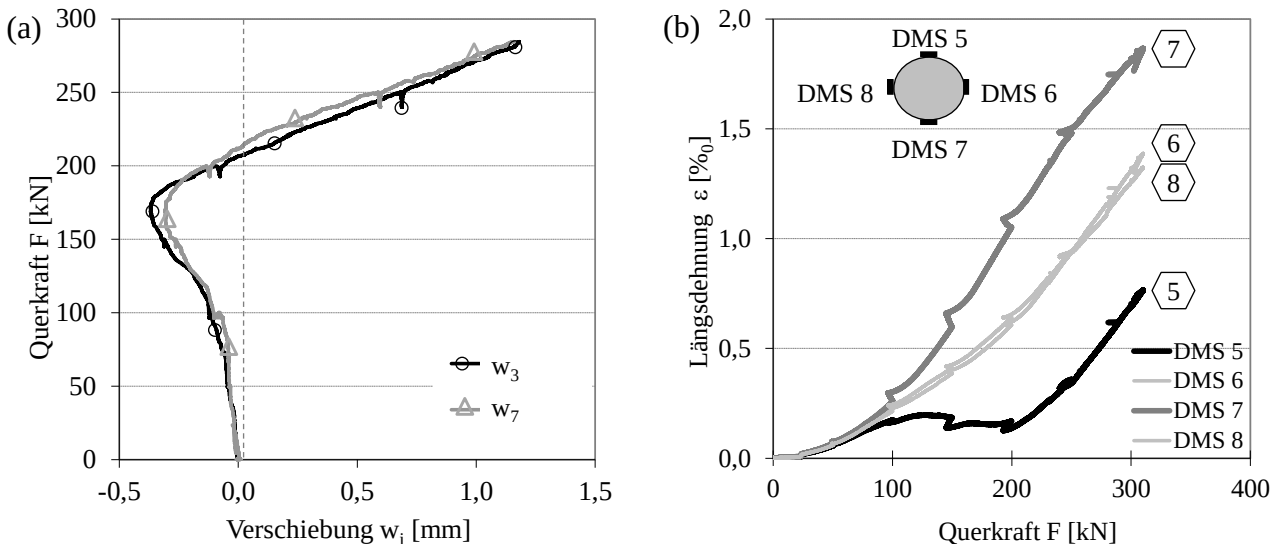


Abbildung 5-9: (a) Verschiebung $w_{3/7}$ der Ankerplatte auf Höhe der rückwärtigen Kopfbolzen im Versuch 11 (b) Längsdehnungen eines rückwärtigen Kopfbolzens im Versuch 11

Vor allem für die Versagensart „Betonausbruch“ wies die Ankerplatte unter Querkraftbeanspruchung kein duktilen Versagen auf. Für die Versuche mit maßgebendem „Stahlbruch“ zeigte sich jedoch ein gewisses Verformungsvermögen des Anschlusses. Für das Tragverhalten unter Querkraftbeanspruchung hatte die Dicke t_f bzw. die Steifigkeit der Ankerplatte einen untergeordneten Einfluss, da das Exzentrizitätsmoment und somit die Normalkraftbeanspruchung der rückwärtigen Kopfbolzen gering blieb.

Mit Ausnahme des Versuchs 10 war in den Querkraftversuchen die Verdichtung des Betons unter der Ankerplatte nicht zufriedenstellend, so dass bereichsweise ein geringer Spalt zwischen Ankerplatte und Beton vorlag. Unter zunehmender Querkraftbelastung wurde die Ankerplatte an die Betonoberfläche gedrückt, so dass die Ankerplatte fast vollständig anlag. Dies ist wie in Abbildung 5-9a dargestellt an der gemessenen Verschiebung w_3 bzw. w_7 auf Höhe der rückwärtigen Kopfbolzen gut zu erkennen, die mit Belastungsbeginn zuerst in den negativen Wertebereich wanderte.

Mit Hilfe von Dehnungsmessstreifen wurden die Dehnungen der rückwärtigen Kopfbolzen gemessen. Neben der Zugkraftbeanspruchung wurden die Kopfbolzen durch die zunehmende Verschiebung der Ankerplatte in Belastungsrichtung durch ein Biegemoment beansprucht, siehe Dehnungen in Abbildung 5-9b. Mit Hilfe der gemittelten Dehnungen kann die Zugkraft in den rückwärtigen Kopfbolzen bestimmt werden. In Tabelle 5-4 sind die Dehnungen und die Zugkräfte in den Querkraftversuchen zusammengefasst.

Tabelle 5-4: Gemessene mittlere Längsdehnung und Zugkraft der rückwärtigen Kopfbolzen

	Gemessene Längsdehnung ε [$\mu\text{m}/\text{m}$]	Berechnete Normalspannung σ [N/mm^2] = $\varepsilon \cdot E$	Berechnete Zugkraft N_{KB} [kN] = $A \cdot \sigma$
9 - SD 16/250	1367	287	57,7
10 - SD 22/100	628	132	50,2
11 - SD 16/250	1293	271	54,6
12 - SD 22/100	766	161	61,2

5.3 Numerische Untersuchungen mit Finite-Elemente-Modellen

5.3.1 Allgemeines

Die numerischen Untersuchungen mittels Finite-Elemente-Methode wurden im Rahmen des Forschungsprojekts *Kuhlmann u.a. 2008d* am Institut für Werkstoffe im Bauwesen durchgeführt. Eine detaillierte Beschreibung aller durchgeführten Untersuchungen können dem Forschungsbericht *Kuhlmann u.a. 2008c* bzw. der Dissertation *Fichtner 2011*, die numerische Untersuchungen zur Steifigkeit von Ankerplatten im Rahmen der Bemessung von Befestigungen enthält, entnommen werden.

Im Rahmen dieser Arbeit werden die wichtigsten Ergebnisse der in *Kuhlmann u.a. 2008d* durchgeführten Finite-Elemente-Untersuchungen an Ankerplatten mit Kopfbolzen zusammengefasst, da sie im Kontext mit den durchgeführten Versuchen und den numerischen Untersuchungen mit dem Komponentenmodell stehen.

5.3.2 Kurzbeschreibung der Finite-Elemente-Modelle

Die Berechnung der Finite-Elemente-Modelle erfolgte mit dem in Kapitel 3.3.1 und 4.3.1 aufgeführten FE-Programm „MASA[®]“. Die Versuchskörper wurden unter Berücksichtigung der Lager- und sonstigen Randbedingungen durch Ausnutzung der Symmetrie modelliert. In Abbildung 5-10a ist das Finite-Elemente-Modell des halben Versuchskörpers für die Versuche mit großer Lastexzentrizität entsprechend Abbildung 5-10b dargestellt.

Zur Verifizierung der Finite-Elemente-Modelle wurden die Versuche unter Berücksichtigung der gemessenen Materialkennwerte entsprechend Kapitel 5.2.4.1 nachgerechnet. In Tabelle 5-5 werden die Berechnungsergebnisse den Versuchstraglasten gegenübergestellt. In der Zusammenstellung wird der Versuch 7 nicht berücksichtigt, da dessen Traglast wie in Kapitel 5.2.4.2 beschrieben durch ein frühzeitiges Schweißnahtversagen begrenzt wurde. Die Berechnung mit Hilfe der Finite-Elemente-Modelle zeigt eine gute Übereinstimmung mit den Versuchswerten. In *Kuhlmann u.a. 2008c* werden zusammenfassend auch die auftretenden numerischen Instabilitäten erläutert.

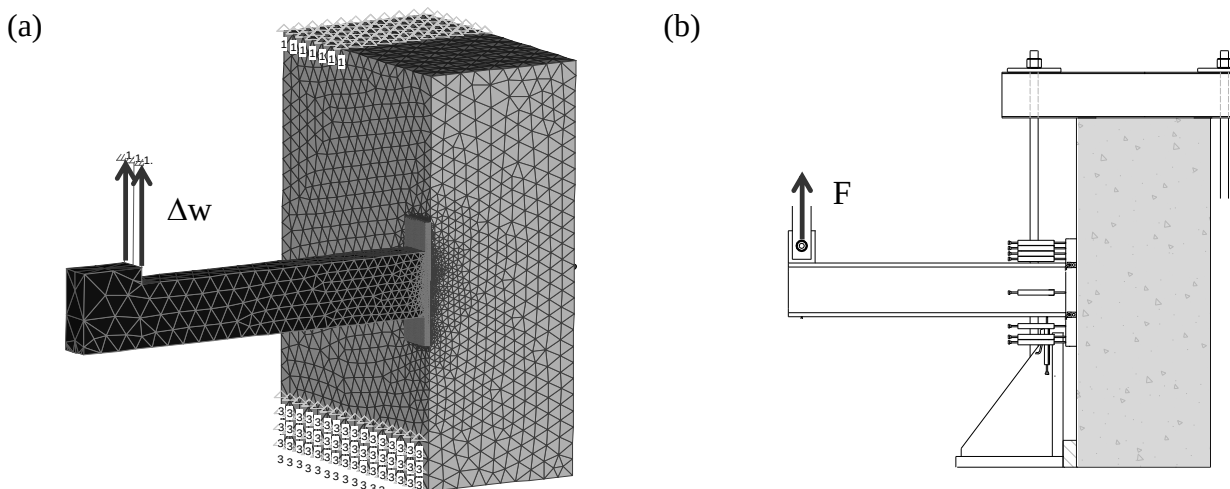


Abbildung 5-10: (a) Finite-Elemente-Modell mit großer Lastexzentrizität aus *Kuhlmann u.a. 2008c*
(b) Skizze des Versuchs mit großer Lastexzentrizität

Tabelle 5-5: Vergleich der Traglasten aus den Versuchen $F_{u,V}$ und dem FE-Modell $F_{u,FE}$

Versuch	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	$\bar{x}$	σ
$F_{u,V}$	70,5	112,0	129,5	30,5	61,1	82,2	75,8	25,8	294	325	310	403	1,06	8,9 %
$F_{u,FE}$	81,0	116,4	126,1	34,9	63,4	83,8	113,6	27,4	283	412	283	430		
$F_{u,FE}/F_{u,V}$	1,15	1,04	0,97	1,14	1,04	1,02	-	1,06	0,96	1,27	0,91	1,07		

5.3.3 Ergebnisse der numerischen Untersuchungen

In den numerischen Untersuchungen lag ein Hauptaugenmerk auf der Ermittlung der Verteilung einer angreifenden Querkraftbeanspruchung auf die einzelnen Komponenten der Ankerplatte. Zwar konnte in den durchgeführten Versuchen die Beanspruchung der Kopfbolzen in Längsrichtung mit Hilfe von Dehnungsmessstreifen ermittelt werden, jedoch kann über die Aufteilung der Querkräfte zwischen den einzelnen Befestigungsmitteln keine Aussage getroffen werden. Hier erfolgte die Analyse mit Hilfe des Finite-Elemente-Modells.

Die Querkraftbeanspruchung F_u nach Gl. 5–1 wird über die beiden Kopfbolzenreihen und über die Reibungskraft V_f zwischen Ankerplatte und Beton in Abhängigkeit von der Reibungszahl μ übertragen, siehe Abbildung 5-11. Bei größer werdenden Verschiebungen der Befestigungsmittel unter Querkraft treten aufgrund der Umlenkwirkung zusätzliche Zugkräfte in den Befestigungsmitteln auf, die aufgrund des Kräftegleichgewichts zu einer Erhöhung der Druckkraft unter der Ankerplatte führen und die aufnehmbare Reibungskraft V_f erhöhen.

Die Verteilung der Querkraftbeanspruchung auf die Reihen der Befestigungsmittel wurde in den numerischen Untersuchungen für unterschiedliche Mörtelschichtdicken ausgewertet und im Forschungsbericht *Kuhlmann u.a. 2008c* in Last-Verformungs-Diagrammen dargestellt. Für einen Anschluss ohne Mörtelschicht ergeben die Lastdiagrammen, dass sich der Querkraftanteil ($F_u - V_f$) näherungsweise auf die rückwärtige Kopfbolzenreihe V_1 nach Gl. 5–2 und auf die lastzugewandte Kopfbolzenreihe V_2 nach Gl. 5–3 aufteilt.

$$F_u = V_1 + V_2 + V_f \quad \text{Gl. 5-1}$$

mit

$$V_1 \approx 0,45 \cdot (F_u - V_f) \quad \text{Gl. 5-2}$$

$$V_2 \approx 0,55 \cdot (F_u - V_f) \quad \text{Gl. 5-3}$$

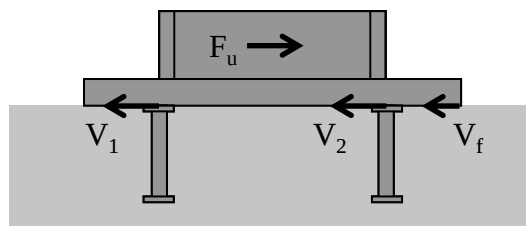


Abbildung 5-11: Aufteilung der Querkraftbeanspruchung auf die Kopfbolzenreihen V_1 und V_2 und die Reibungskraft V_f

5.4 Zusammenfassung

Im Rahmen des Forschungsprojekts *Kuhlmann u.a. 2008d* wurden Versuche an Ankerplatten mit aufgeschweißten Kopfbolzen unter einer exzentrischen Querkraft- bzw. Schubbeanspruchung durchgeführt. Die Lastexzentrizität wurde variiert, um bei geringer Exzentrizität ($e = 50 \div 60 \text{ mm}$) Ankerplatten unter überwiegender Querkraft- bzw. Schubbeanspruchung und bei großer Exzentrizität ($e = 1000 \text{ mm}$) Ankerplatten unter überwiegender Momentbeanspruchung zu untersuchen. Dabei konnten unterschiedliche Versagensarten wie Stahlbruch bzw. Abscheren der Kopfbolzen, kegelförmiger und rückwärtiger Betonausbruch für unterschiedliche Steifigkeiten der Ankerplatte analysiert werden. Für zwei Versuche wurde der Einfluss einer zusätzlichen Druckkraft erfasst.

Die experimentellen Untersuchungen befassten sich schwerpunktmäßig mit dem Einfluss der Ankerplattendicke bzw. -steifigkeit auf das Tragverhalten des Anschlusses. Bei dünnen Ankerplatten konnten plastische Verformungen mit Ausbildung von Fließgelenkzonen gegenüber dem elastischen Verhalten der dicken Ankerplatten beobachtet werden. Die Verformungen der Ankerplatten wurden für unterschiedliche Belastungsniveaus gemessen und ausgewertet. Durch die Anordnung von Dehnmessstreifen konnten die Längsdehnungen der Kopfbolzen gemessen werden, um die Normalkräfte und somit teilweise den inneren Kräfteverlauf im Ankerplattenanschluss bestimmen zu können.

Durch die numerischen Untersuchungen in *Kuhlmann u.a. 2008c* mit Hilfe der Finite-Elemente-Modelle konnten weitere Erkenntnisse über die innere Verteilung der Querkraftbeanspruchung gewonnen werden. Neben den Kopfbolzenreihen unter Querkraftbeanspruchung wird ein Lastanteil über Reibungskräfte zwischen der Ankerplatte und dem Betongrund übertragen.

Aufgrund der durchgeführten experimentellen und numerischen Untersuchungen liegen Daten zum inneren Kräfteverlauf einer Ankerplatte unter Querkraft- wie Biegemomentbeanspruchung vor, um das in Kapitel 6 vorgestellte Komponentenmodell zur Beschreibung des Tragverhaltens (Tragfähigkeit und Verformungsvermögen) verifizieren zu können.

6 Komponentenmodell unter Berücksichtigung der Komponentensteifigkeiten

6.1 Allgemeines

Das in den Kapiteln 3.4 und 4.4 vorgestellte Komponentenmodell berücksichtigt keine Komponentensteifigkeiten und wurde für steife Ankerplatten entwickelt. Die im Rahmen des Forschungsprojekts *Kuhlmann u.a. 2008d* durchgeführten Untersuchungen berücksichtigen die Nachgiebigkeit der Ankerplatte und zeigen u. a. den Einfluss der maßgebenden Komponenten, z. B. Ankerplatte auf Biegung und Kopfbolzen auf Zug, auf die Anschlusssteifigkeit. Das Komponentenmodell für eine exzentrische Querkraftbeanspruchung wird nun um die Komponentensteifigkeiten erweitert, um ein geschlossenes Modell zur Berechnung der Tragfähigkeit, der Steifigkeit und ein Kriterium der Verformungsfähigkeit des Anschlusses zu bilden. Jedoch wird der Einfluss einer Rückhängebewehrung auf die Tragfähigkeit und die Steifigkeit vernachlässigt, siehe Vorbemerkungen in Kapitel 6.2.1.

In Kapitel 6.2 wird zunächst die Definition der einzelnen Komponenten dargestellt. Hierbei wird auf vorhandene Modelle der Befestigungstechnik und des Stahlbaus zurückgegriffen, die im Einzelfall angepasst werden. Die im Komponentenmodell anschließend berücksichtigten Einzelkomponenten werden in Kapitel 6.3 in Komponentengruppen zusammengefasst, um dann das an der Ankerplatte wirkende Kräftegleichgewicht und die Verträglichkeit der Verformungen aufzuzeigen. Der aus dem Komponentenmodell nach Kapitel 3.4 und 4.4 hergeleitete Berechnungsablauf des Komponentenmodells wird vorgestellt, bevor in Kapitel 6.4 das Modell anhand der eigenen Versuche aus dem Forschungsprojekt *Kuhlmann u.a. 2008b* verifiziert wird. In Kapitel 6.5 findet sich eine abschließende Zusammenfassung zum Komponentenmodell unter Berücksichtigung der Komponentensteifigkeiten.

6.2 Definition der Einzelkomponenten

6.2.1 Allgemeines

Die Definition der Einzelkomponenten basiert auf den Berechnungsansätzen nach Kapitel 2.2.5 für die Stahlkomponenten und nach Kapitel 2.3.4 für die Betonkomponenten. Der Einfluss einer Rückhängebewehrung wird im nachfolgenden Komponentenmodell nicht berücksichtigt, da die Komponententragfähigkeit und insbesondere auch -steifigkeit einer Rückhängebewehrung nicht im Rahmen dieser Arbeit, sondern in weiterführenden Forschungsvorhaben, wie z. B. *Kuhlmann u.a. 2009*, untersucht wird. Die Implementierung einer Rückhängebewehrung ist jedoch durch das zu Grunde liegende Komponentenverfahren in weiterführenden Arbeiten möglich.

Generell wird die Steifigkeit der Einzelkomponenten in Abhängigkeit ihrer Belastungsart und Belastungsintensität definiert. Bei einem eintretenden Versagen der Einzelkomponente oder einem Überschreiten der maximalen Beanspruchbarkeit, darunter zählt auch das Erreichen der maximalen Verformbarkeit, wird deren Steifigkeit zu Null gesetzt. Dies gilt insbesondere bei einem spröden Versagen der Komponente „Betonausbruch“ und dem Überschreiten der Bruchdehnung bei der Komponente „Kopfbolzen auf Zug“.

6.2.2 Kopfbolzen auf Zug

6.2.2.1 Komponente „Stahlversagen auf Zug“

Die Stahltragfähigkeit $N_{1,u,s}$ einer Kopfbolzenreihe mit n Kopfbolzen wird über die plastische Tragfähigkeit eines einzelnen Kopfbolzens $N_{u,s}$ bestimmt. Wegen dem duktilen Tragverhalten der Kopfbolzen wird eine gleichmäßige Beanspruchung aller Kopfbolzen angenommen.

$$N_{1,u,s} = n \cdot N_{u,s} \quad \text{Gl. 6-1}$$

mit

$$N_{u,s} = \frac{\pi}{4} \cdot d^2 \cdot f_u \quad \text{Gl. 6-2}$$

Die Spannungsdehnungslinie von Kopfbolzen entspricht dem eines Vergütungsstahls ohne ausgeprägtes Fließplateau, die mit der Spannungsfunktion nach *Ramberg/Osgood 1943* gut angenähert werden kann. Ein Vergleich der gemessenen Spannungsdehnungslinien der verwendeten Kopfbolzen nach *Breuninger/Kuhlmann 2001* mit den berechneten nach *Ramberg/Osgood 1943* zeigt eine zufriedenstellende Übereinstimmung unter der Annahme, dass die Dehnung bei Erreichen der Zugfestigkeit f_u in etwa der vierfachen Dehnung der Streckgrenze $f_{p0,2}$ entspricht, so dass diese Annahme im vereinfachten, linearisierten Ansatz der Spannungsdehnungslinie σ_s - ε_s nach Abbildung 6-1 im Komponentenmodell übernommen wurde, siehe auch Gl. 6-5.

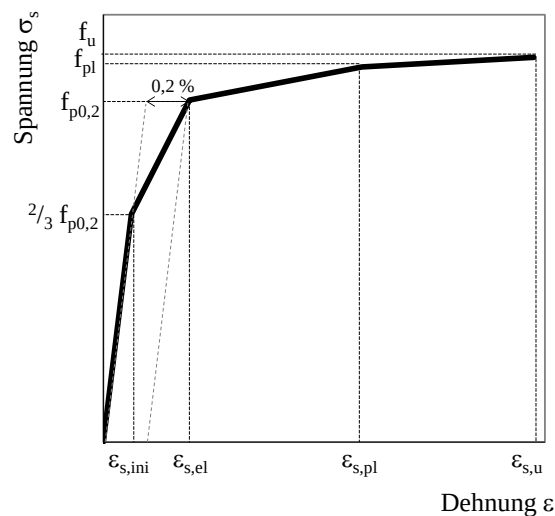


Abbildung 6-1: Vereinfachte, linearisierte Spannungsdehnungslinie für Kopfbolzen

Die Spannungsdehnungslinie wird über den konstanten Anfangsbereich mit der Dehnung $\varepsilon_{s,ini}$ nach Gl. 6-3, die elastische Dehngrenze $\varepsilon_{s,el}$ nach Gl. 6-4 mit zugehöriger Streckgrenze $f_{p0,2}$, die genäherte plastische Dehnung $\varepsilon_{s,pl}$ nach Gl. 6-6 mit der Spannung f_{pl} und der Bruchdehnung $\varepsilon_{s,u}$ mit der zugehörigen Zugfestigkeit f_u charakterisiert. Der Bereich zwischen plastischer Dehnung $\varepsilon_{s,pl}$ und Bruchdehnung $\varepsilon_{s,u}$ wird mit einem geringen Spannungszuwachs definiert, um die numerische Stabilität des Modells zu erhöhen.

$$\varepsilon_{s,ini} = \frac{2/3 \cdot f_{p0,2}}{E_s} \quad \text{Gl. 6-3}$$

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{f_{p0,2}}{E_s} + 0,002 \quad \text{Gl. 6-4}$$

$$\varepsilon_{s,pl} = 4 \cdot \varepsilon_{s,el} \quad \text{Gl. 6-5}$$

$$f_{pl} = 0,99 \cdot f_u \quad \text{Gl. 6-6}$$

$$\varepsilon_{s,u} = 0,15 \quad \text{über maximal } L_{b,u} = 5 \cdot d \quad \text{Gl. 6-7}$$

Mit der beschriebenen Spannungsdehnungslinie lässt sich die Kraftverformungskurve der Kopfbolzen mit der Verlängerung w_s des Kopfbolzens nach Gl. 6-8 darstellen. Die zur Normalkraft N gehörige Dehnung σ_s der Kopfbolzen kann dabei nach Gl. 6-9 bestimmt werden.

$$w_s(N) = L_b \cdot \varepsilon_s(\sigma_s) \quad \text{mit } L_{b,u} = h_{ef} \quad \text{Gl. 6-8}$$

mit

$$\varepsilon_s(\sigma_s) \quad \text{nach Abbildung 6-1}$$

$$\sigma_s(N) = \frac{N}{A} = \frac{N}{\pi/4 \cdot d^2} \quad \text{je Kopfbolzen} \quad \text{Gl. 6-9}$$

Die Komponentensteifigkeit $K_{N,s}$ wird in Abhängigkeit der wirkenden Normalkraftbelastung N über die Streckung der Kopfbolzen berechnet und ist in Abbildung 6-2 exemplarisch dargestellt. Eine alternative Modellierung der Komponente „Stahlversagen auf Zug“ ist in *Kuhlmann u.a. 2008c* zusammengestellt.

$$K_{N,s}(N) = \frac{n \cdot N}{w_s(N)} \quad \text{Gl. 6-10}$$

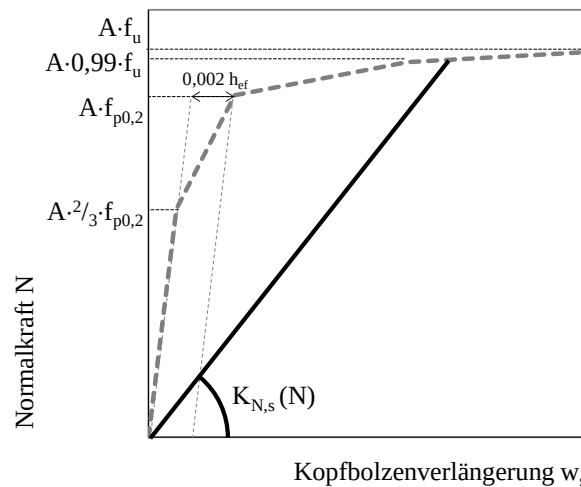


Abbildung 6-2: Steifigkeit $K_{N,s}$ der Komponente „Stahlversagen auf Zug“ in Abhängigkeit der Normalkraftbeanspruchung N

6.2.2.2 Komponente „Betonausbruch auf Zug“

Im Komponentenmodell mit Komponentensteifigkeit wird als Vereinfachung entsprechend dem in den Versuchen beobachteten Tragverhalten der Ankerplatten nur eine Reihe Kopfbolzen auf Zug berücksichtigt. Dies gilt jedoch nur für Ankerplatten mit einer exzentrischen Querkraftbeanspruchung und entspricht der getroffenen Vereinfachung im Komponentenmodell nach Kapitel 3.4.2.3. Die Tragfähigkeit $N_{1,u,c}$ der zur Querkraftbelastung rückwärtigen Kopfbolzenreihe gegen Betonausbruch auf Zug wird über die projizierte Ausbruchfläche $A_{c,N}$, siehe Abbildung 6-3, und dem Einfluss der Druckzone mit dem Beiwert $\psi_{m,N}$ berechnet. Wie in Kapitel 6.2.1 beschrieben, wird der Einfluss einer Rückhängebewehrung nicht berücksichtigt.

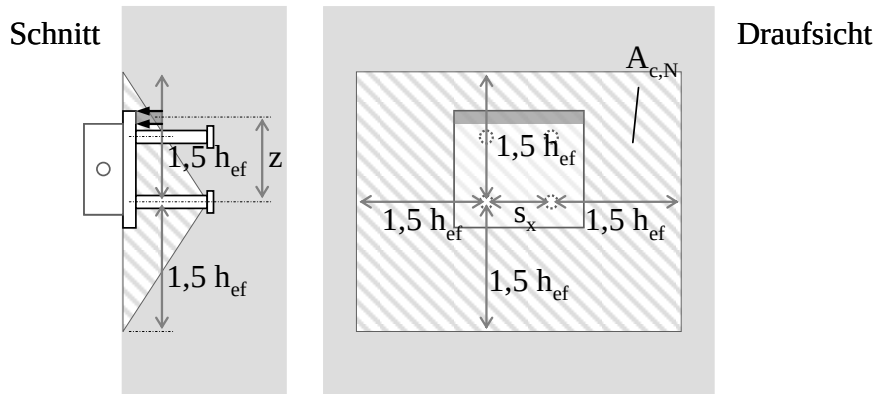


Abbildung 6-3: Projizierte Ausbruchfläche $A_{c,N}$ der rückwärtigen Kopfbolzenreihe

Die Tragfähigkeit $N_{1,u,c}$ der rückwärtigen Kopfbolzenreihe kann nach Gl. 6–11 bestimmt werden.

$$N_{1,u,c} = N_{u,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ucr,N} \cdot \psi_{m,N} \quad \text{Gl. 6–11}$$

mit

$$N_{u,c}^0 = 16,8 \cdot \sqrt{f_{cm}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{Gl. 6–12}$$

$$\psi_{s,N} \quad \text{nach Gl. 2–65}$$

$$\psi_{ucr} = 0,75 \quad \text{gerissenen Beton}$$

$$\psi_{ucr} = 1,00 \quad \text{ungerissenen Beton}$$

$$\psi_{m,N} \quad \text{nach Gl. 2–69}$$

Im Komponentenmodell wird die Steifigkeit der Komponente „Betonausbruch“ bis zur maximalen Beanspruchbarkeit als unendlich steif definiert, da die Kopfverschiebung bei der Komponente „Durchziehen“ berücksichtigt wird. Mit Überschreiten der maximalen Beanspruchbarkeit tritt ein sprödes Versagen auf, so dass die Steifigkeit auf Null zurückfällt. Die Steifigkeit $K_{N,c}$ der Komponente „Betonausbruch auf Zug“ wird nach Gl. 6–13 angesetzt.

$$\begin{aligned} K_{N,c} &= \infty & \text{für } N &\leq N_{1,Ru,c} \\ K_{N,c} &= 0 & \text{für } N &> N_{1,Ru,c} \end{aligned} \quad \text{Gl. 6–13}$$

6.2.2.3 Komponente „Seitlicher Betonausbruch“

Die Tragfähigkeit $N_{1,u,cb}$ gegen seitlichen Betonausbruch wird für eine Reihe mit n Kopfbolzen über die projizierte seitliche Ausbruchfläche $A_{c,Nb}$ des randnahen Kopfbolzens nach Gl. 6–14 berechnet. Die Tragfähigkeit des maßgebenden randnahen Kopfbolzens nach Gl. 6–15 ist aus Gl. 2–75 nach *Hofmann/Eligehausen 2009* hergeleitet.

$$N_{1,u,cb} = n \cdot N_{u,cb}^0 \cdot \frac{A_{c,Nb}}{A_{c,Nb}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ucr,N} \quad \text{Gl. 6–14}$$

mit

$$N_{u,cb}^0 = 20,9 \cdot c_1^{0,75} \cdot \sqrt{A_h} \cdot f_{cm}^{0,75} \quad \text{Gl. 6–15}$$

$$\psi_{s,N} \quad \text{nach Gl. 2–78}$$

Im Komponentenmodell wird die Steifigkeit der Komponente „Seitlicher Betonausbruch“ bis zur maximalen Beanspruchbarkeit als unendlich steif definiert. Mit Überschreiten der maximalen Beanspruchbarkeit tritt ein sprödes Versagen des Betons auf, so dass die Steifigkeit auf Null zurückfällt. Die Steifigkeit $K_{N,cb}$ wird nach Gl. 6–16 angesetzt.

$$\begin{aligned} K_{N,cb} &= \infty & \text{für } N &\leq N_{1,Ru,cb} \\ K_{N,cb} &= 0 & \text{für } N &> N_{1,Ru,cb} \end{aligned} \quad \text{Gl. 6–16}$$

6.2.2.4 Komponente „Durchziehen“

Die Tragfähigkeit $N_{1,u,p}$ gegen Durchziehen wird für eine Reihe mit n Kopfbolzen über die Aufstandsfläche A_h eines Kopfbolzens nach Gl. 6–17 berechnet. Die kritische Unterkopfpresung $p_{h,crit}$ wird entsprechend *Furche 1994*, siehe auch Kapitel 2.3.4.2.c, nach Gl. 6–18 angesetzt.

$$N_{1,u,p} = n \cdot A_h \cdot p_{h,crit} \cdot \psi_{ucr,N} \quad \text{Gl. 6–17}$$

mit

$$A_h \quad \text{nach Gl. 2–58}$$

$$p_{h,crit} \approx 12 \cdot f_{cm} \quad \text{Gl. 6–18}$$

Die bei einer Zugbeanspruchung des Kopfbolzens auftretende Verschiebung w_p am Dübelkopf wird der auftretenden Unterkopfpresung zugeordnet und kann nach Gl. 6–19 berechnet werden, vgl. *Furche 1994*. Hierbei wird ein Faktor $\alpha = 2/3$ berücksichtigt, der die Verschiebungen w_p an die vorhandenen Versuchsdaten anpasst.

$$w_p(N) = \alpha \cdot \frac{k_a \cdot k_A}{c_1} \cdot \left(\frac{N}{n \cdot A_h \cdot f_{cc,200}} \right)^2 \quad \text{Gl. 6–19}$$

Die Steifigkeit $K_{N,p}$ der Komponente „Durchziehen“ wird in Abhängigkeit der Normalkraftbeanspruchung N nach Gl. 6–20 berechnet.

$$K_{N,p}(N) = \frac{N}{w_p(N)} \quad \text{Gl. 6-20}$$

Eine mögliche Vereinfachung im Komponentenmodell für die Steifigkeit liegt darin, dass die Steifigkeit durch den Ansatz der maximalen Tragfähigkeit N mit zugehöriger Verformung w_p linearisiert wird.

6.2.2.5 Resultierende Tragfähigkeit und Steifigkeit der Kopfbolzen

Die resultierende Tragfähigkeit $N_{1,Ru}$ und Steifigkeit $K_{1,N}$ wird in Analogie zu einem Federmodell nach Abbildung 6-4 bestimmt. Die Versagensarten der Kopfbolzen werden durch jeweils eine Feder, die untereinander in Reihe geschaltet werden, dargestellt. Das Versagen einer Feder führt zum Versagen der gesamten Reihe, so dass sich die resultierende Tragfähigkeit $N_{1,Ru}$ nach Gl. 6-21 aus dem Minimum der Einzelkomponenten ergibt.

$$N_{1,u} = \min [N_{1,u,s}; N_{1,u,c}; N_{1,u,cb}; N_{1,u,p}] \quad \text{Gl. 6-21}$$

Die resultierende Verformung w_I der Kopfbolzenreihe setzt sich aus den Anteilen der einzelnen Komponenten nach Gl. 6-22 zusammen.

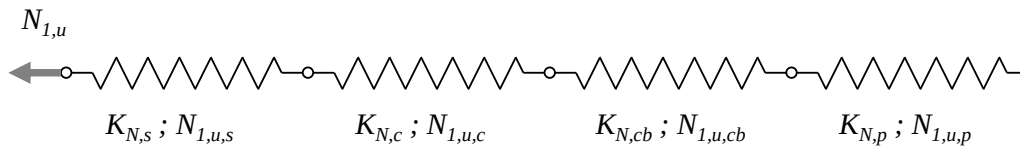


Abbildung 6-4: Federmodell für Kopfbolzen unter Zug

$$w_{b1} = w_s + w_c + w_{cb} + w_p \quad \text{Gl. 6-22}$$

mit

$$w_c = 0$$

$$w_{cb} = 0$$

Die zugehörige Normalkraft N ist in jeder der in Reihe geschalteten Federn gleich groß, so dass sich die resultierende Steifigkeit $K_{N,b1}$ der Kopfbolzenreihe nach Gl. 6-23 aus dem Kehrwert der Einzelsteifigkeiten ergibt.

$$\frac{1}{K_{N,b1}} = \frac{1}{K_{N,s}} + \frac{1}{K_{N,cb}} + \frac{1}{K_{N,p}} + \frac{1}{K_{N,c}} \quad \text{Gl. 6-23}$$

Eine Verifikation der Lastverschiebungsansätze ist in *Kuhlmann u.a. 2008c* anhand von Komponentenversuche für kurze und lange Kopfbolzen durchgeführt. In Abbildung 6-5 sind exemplarisch die berechneten Lastverschiebungskurven den Werten der Zugversuchen an Einzelkopfbolzen nach *Eligehausen/Zhao 1991a* und *Eligehausen/Zhao 1991b* gegenübergestellt. Hierbei liegen die berechneten Steifigkeiten der Kopfbolzen gut im Streubereich der Versuchswerte.

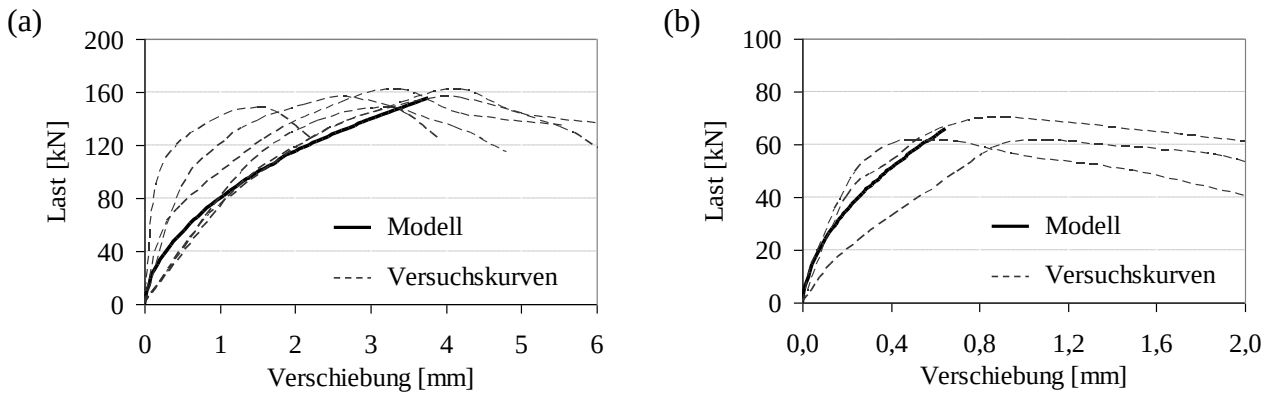


Abbildung 6-5: (a) Vergleich der Lastverschiebungskurven für Kopfbolzen SD22/160 (b) Vergleich der Lastverschiebungskurven für Kopfbolzen SD 22/100

6.2.3 Ankerplattenüberstand auf Biegung im Zugbereich

Das Tragverhalten des Ankerplattenüberstands auf der zugbeanspruchten Seite wird mit Hilfe des in *DIN EN 1993-1-8:2005-07* geregelten äquivalenten T-Stummel-Modells, das für geschraubte Stahlanschlüsse entwickelt wurde, beschrieben. Für Stützenfüße mit einbetonierten Ankerschrauben finden sich in *DIN EN 1993-1-8:2005-07* Anwendungsregeln, die eine Berechnung der Komponententragfähigkeit und -steifigkeit der Ankerplattenüberstände erlauben. Die Regelungen sind in Kapitel 2.2.5 aufgeführt. Im Folgenden wird die Übertragung des Modells auf Kopfbolzen dargestellt.

Für reine Stahlanschlüsse kann ein Auftreten von Abstützkräften am Plattenrand, die das Tragverhalten des Plattenüberstands stark beeinflussen, über das Kriterium nach Gl. 2–25 mit der freien Dehnlänge L_b einer Schraube überprüft werden. Die Bedingung wurde an einem Balkenmodell hergeleitet und geht von einer konzentrierten Abstützkraft am Plattenrand aus, deren Größe sich bei Stützenfüßen aber nach der lokal auftretenden Betonpressung richtet. Für eine wirklichkeitsnahe Abschätzung der Abstützkräfte wird daher der Ankerplattenüberstand auf Betondruckfedern nach Kapitel 6.2.5 gelagert und die Steifigkeit des Ankerplattenüberstands über ein idealisiertes Momentengelenk definiert.

Die Momenten-Rotations-Kurve des Momentengelenks am Ankerplattenüberstand wird durch die charakteristischen Punkte des elastischen Moments $M_{aT,el}$ nach Gl. 6–24, des plastischen Moments $M_{aT,pl}$ nach Gl. 6–25 und des maximalen Moments $M_{aT,u}$ nach Gl. 6–26 beschrieben. Hierbei wird die effektive, wirksame Länge l_{eff} nach Gl. 6–27 aus dem kleinsten Wert der nicht-kreisförmigen Fließlinienlängen $l_{eff,nc}$ bzw. kreisförmigen Fließlinienlängen $l_{eff,cp}$ nach Tabelle 2-1 berechnet. In den durchgeführten Versuchen *Kuhlmann u.a. 2008b* entspricht die effektive Länge l_{eff} der Breite der Ankerplatte. Bei zunehmender Verformung des Ankerplattenüberstands können sich Membrankräfte einstellen, die im Rahmen des Komponentenmodells jedoch nicht erfasst werden.

$$M_{aT,el} = 2 \cdot l_{eff} \cdot \frac{t_f^2}{6} \cdot f_y \quad \text{Gl. 6–24}$$

$$M_{aT,pl} = 2 \cdot l_{eff} \cdot \frac{t_f^2}{4} \cdot f_y \quad \text{Gl. 6–25}$$

$$M_{aT,u} = 2 \cdot l_{eff} \cdot \frac{t_f^2}{4} \cdot f_u \quad \text{Gl. 6-26}$$

mit

$$l_{eff} = \min(l_{eff,nc}; l_{eff,cp}) \quad \text{nach DIN EN 1993-1-8:2005-07} \quad \text{Gl. 6-27}$$

Die Steifigkeit $K_{M,aT}$ des Momentengelenks wird in Abhängigkeit des auftretenden Moments M nach Gl. 6-28 mit den zugehörigen Verdrehungen φ nach Gl. 6-29 bis Gl. 6-31 bestimmt und entspricht der Steifigkeit K_{15} nach Gl. 2-27 eines T-Stummels ohne Abstützkräfte. Der Verlauf zwischen den charakteristischen Punkten kann linearisiert oder als stetige Funktion entsprechend *DIN EN 1993-1-8:2005-07* dargestellt werden. Die Steifigkeit $K_{M,aT,post}$ nach Überschreiten des plastischen Moments $M_{aT,pl}$ liegt nach *Guisse u.a. 1996*, *Weynand 1997* und *Kühnemund 2003* bei ca. 2% bis 4% der Anfangssteifigkeit $K_{M,aT,ini}$.

$$K_{M,aT} = \frac{M}{\varphi(M)} \quad \text{Gl. 6-28}$$

mit

$$\varphi(M_{aT,el}) = \frac{M_{aT,el} \cdot m^3}{0,425 \cdot l_{eff} \cdot t_f^3 \cdot E_a} \quad \text{Gl. 6-29}$$

$$\varphi(M_{aT,pl}) = 3 \cdot \varphi(M_{aT,el}) = \frac{3 \cdot M_{aT,pl} \cdot m^3}{0,425 \cdot l_{eff} \cdot t_f^3 \cdot E_a} \quad \text{Gl. 6-30}$$

$$\varphi(M_{aT,u}) = \varphi(M_{aT,pl}) + \frac{M_{aT,u} - M_{aT,pl}}{K_{M,aT,post}} \quad \text{Gl. 6-31}$$

$$K_{M,aT,post} = (0,02 \div 0,04) \cdot K_{M,aT,ini} = (0,02 \div 0,04) \cdot \frac{M_{aT,el}}{\varphi(M_{aT,el})} \quad \text{Gl. 6-32}$$

Im Komponentenmodell wird für die Steifigkeit des Momentengelenks im Zugbereich ein Ansatz nach *Jaspart 1991* ohne Unstetigkeitsstellen nach Gl. 6-33 verwendet. Für die Herleitung des Ansatzes wird daher auf *Jaspart 1991* verwiesen. Gegenüber dem Verlauf nach *DIN EN 1993-1-8:2005-07* bzw. nach Gl. 6-28 bestehen nur geringe Abweichungen, siehe Abbildung 6-6 und *Kuhlmann u.a. 2008c*.

$$K_{M,aT}(\varphi) = \frac{(K_{M,aT,ini} - K_{M,aT,post}) \cdot m^2}{\left[1 + \left[\frac{(K_{M,aT,ini} - K_{M,aT,post}) \cdot m^2 \cdot \varphi}{M_{aT,pl}} \right]^{1,5} \right]^{2/3}} + K_{M,aT,post} \cdot m^2$$

$$\leq \frac{M_{aT,u}}{\varphi} \quad \text{Gl. 6-33}$$

mit

$$m = e - 0,8 \cdot \sqrt{2} \cdot a \quad \text{Gl. 6-34}$$

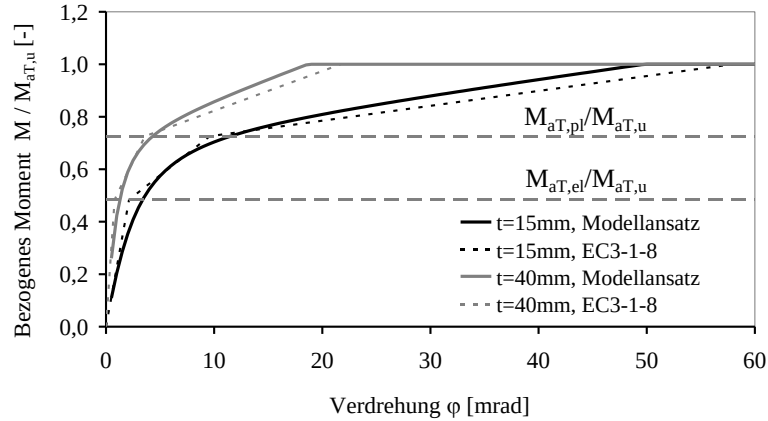


Abbildung 6-6: Vergleich der verwendeten Moment-Rotations-Kurven nach Gl. 6–33 mit der Moment-Rotations-Kurve nach *DIN EN 1993-1-8:2005-07* nach Gl. 6–28

6.2.4 Ankerplattenüberstand auf Biegung im Druckbereich

Nach *DIN EN 1993-1-8:2005-07* wird der mitwirkende Ankerplattenüberstand c nach Gl. 2–28 begrenzt, siehe Kapitel 2.2.5.2.b. Für steife Ankerplatten mit Überstand liegt diese Betrachtungsweise für eine wirklichkeitsnahe Betrachtung zu weit auf der sicheren Seite. Daher wird im Komponentenmodell der Ankerplattenüberstand auf Betondruckfedern nach Kapitel 6.2.5 gelagert und die Steifigkeit des Ankerplattenüberstands über ein idealisiertes Momentengelenk definiert.

Die Tragfähigkeit M_{aC} des Momentengelenks im Druckbereich berechnet sich analog der Tragfähigkeit M_{aT} des Ankerplattenüberstands im Zugbereich, siehe Gl. 6–24 bis Gl. 6–26. Die Summe der effektiven Längen l_{eff} entspricht dabei der Breite b_f der Ankerplatte.

Im Komponentenmodell wird der Verlauf der Steifigkeit $K_{M,aC}$ des Momentengelenks über einen stetigen Ansatz nach *Jaspart 1991* mit einer Anfangssteifigkeit nach Gl. 6–36 und einer Endsteifigkeit nach Gl. 6–37 berechnet, siehe auch *Guisse u.a. 1996*.

$$K_{M,aC}(\varphi) = \frac{(K_{M,aC,ini} - K_{M,aC,post}) \cdot \varphi}{\left[1 + \left[\frac{(K_{M,aC,ini} - K_{M,aC,post}) \cdot \varphi}{M_{aT,pl}} \right]^{1,5} \right]^{\frac{2}{3}}} + K_{M,aC,post} \cdot \varphi \leq \frac{M_{aC,u}}{\varphi} \quad \text{Gl. 6–35}$$

mit

$$K_{M,aC,ini} = \frac{E \cdot b_f \cdot t_f^2}{12} \quad \text{Anfangssteifigkeit nach Guisse u.a. 1996} \quad \text{Gl. 6–36}$$

$$K_{M,aC,post} = \frac{K_{M,aC,ini}}{40} \quad \text{Endsteifigkeit nach Guisse u.a. 1996} \quad \text{Gl. 6–37}$$

Die Steifigkeit des Momentengelenks auf der Druckseite weist gegenüber den Komponenten im Zugbereich einen deutlich geringeren Einfluss auf das Tragverhalten des Anschlusses auf. Vereinfachend wird auch die Krümmung des Plattenüberstandes im Druckbereich nicht berücksichtigt. Für die Untersuchung des Gesamttragverhaltens der Ankerplatte ist diese Vereinfachung ausreichend.

6.2.5 Beton auf Druck

Die Druckzone wird im Komponentenmodell durch eine bestimmte Anzahl von Betondruckfedern simuliert, vgl. *Wald 1995* und *Guisse u.a. 1996*. Die im Modell maximal auftretenden Betonpressungen zwischen Ankerplatte und Beton werden über die zulässige Teilflächenbelastung entsprechend *DIN EN 1992-1-1:2005-10* begrenzt. Die Tragfähigkeit $N_{cC,u,i}$ einer einzelnen Betondruckfeder wird über die zulässige Teilflächenbelastung unter Berücksichtigung der Gesamtfläche der Betondruckzone berechnet, siehe Gl. 6–38.

$$N_{cC,u,i} = \sqrt{A_{c1}/A_{c0}} \cdot f_{cm} \cdot b_{cC,i} \cdot l_{cC,i} \leq 3 \cdot f_{cm} \cdot b_{cC,i} \cdot l_{cC,i} \quad \text{Gl. 6–38}$$

mit

$b_{cC,i} \cdot l_{cC,i}$	Fläche des Betonfederelements i
A_{c1}	Verteilungsfläche nach <i>DIN 1045-1:2001-07</i>
A_{c0}	Belastungsfläche der gesamten Druckzone

Nach *DIN EN 1993-1-8:2005-07* und *Wald 1995* ist die zulässige Betonpressung mit einem Anschlussbeiwert $\beta_j = 2/3$ für kleine Mörtelschichtdicken und geringen Mörtelfestigkeiten unter der Ankerplatte abzumindern. Diese Abminderung wird im Komponentenmodell entsprechend *CEN/TS 1992-4-1:2007* nicht berücksichtigt.

Die Steifigkeit der Komponente „Beton auf Druck“ hängt wesentlich von der Herstellungsqualität des Betons ab und kann abhängig von der Qualität des Betons (Verdichtung) stark variieren. In den in *Kuhlmann u.a. 2008b* durchgeführten Versuchen bildeten sich teilweise Bereiche mit unzureichender Verdichtung und Luftblasen unter der Ankerplatte. Durch den örtlich fehlenden Formschluss zwischen Ankerplatte und Beton variierte die Steifigkeit des Betongrunds zwischen den Versuchen stark und führte zu einem tendenziellen Überschätzen der Betondruckfedersteifigkeit.

Durch eine dünne Mörtelschicht kann der vollflächige Kontakt zwischen Beton und Ankerplatte deutlich verbessert werden, so dass auch die Genauigkeit zwischen berechneter Steifigkeit und gemessenen Versuchswerten ansteigt, siehe *Steenhuis u.a. 2008*.

Die Steifigkeit der Betondruckzone kann nach *DIN EN 1993-1-8:2005-07* und *Steenhuis u.a. 2008* nach Gl. 6–39 über die effektive Belastungsfläche A_{eff} unter Druck angegeben werden. Beim Komponentenmodell ändert sich die Steifigkeit der einzelnen Betondruckfedern mit einer veränderten Belastungsfläche A_{eff} , so dass in jedem Berechnungsschritt die Steifigkeit neu berechnet werden müsste. Daher wird im Komponentenmodell der Ansatz nach Gl. 6–40 gewählt, der die Abmessungen der einzelnen Betondruckfeder, nicht aber die Abmessung der gesamten Druckzone A_{eff} , berücksichtigt und eine konstante Betonpressung über eine Höhe h_{eq} in Abhängigkeit der Betondicke h_c annimmt, siehe *Wald u.a. 1998* und *Guisse u.a. 1996*.

$$K_{N,C} = \frac{E_c \cdot \sqrt{A_{eff}}}{1,275} \quad \text{Gl. 6–39}$$

$$K_{N,C} = \frac{E_c \cdot l_{cC,i} \cdot b_{cC,i}}{h_{eq}} \quad \text{Gl. 6–40}$$

mit

$$h_{eq} = 0,5 \div 1,0 \cdot h_c \quad \text{Gl. 6-41}$$

Insgesamt zeigen die Untersuchungen, dass der Einfluss der Betonsteifigkeit auf die Tragfähigkeit des Stützenfußes für die untersuchten Stützenfüße mit geringer Normalkraftbelastung klein ist.

6.2.6 Reibungskraft zwischen Beton und Ankerplatte

Im Komponentenmodell wird die Schubtragfähigkeit der Ankerplatte, wie in Kapitel 2.2.5.4 beschrieben, aus der Summe der Anteile der Tragfähigkeit der Kopfbolzen und der Reibungskraft zwischen Ankerplatte und Beton gebildet.

Die Reibungskraft $V_{f,u}$ zwischen dem Beton und der Ankerplatte wird durch den Reibungskoeffizienten μ und der Druckkraft D_c , die sich aus der Summe der Betoneinzelfedern $N_{cC,i}$ nach Kapitel 6.2.5 in der Druckzone zusammensetzt, bestimmt. Die zusätzliche Druckkraft, die am Ankerplattenüberstand im Zugbereich in Form von Abstützkräften auftritt, wird für die Berechnung der Reibungskraft im Komponentenmodell nicht berücksichtigt.

$$V_{f,u} = D_c \cdot \mu \quad \text{Gl. 6-42}$$

mit

$$D_c = \sum_i N_{cC,i} \quad \text{Gl. 6-43}$$

Der Reibungskoeffizient zwischen Beton und Stahl variiert in Abhängigkeit der Beschaffenheit der Stahl- und Betonoberfläche. In Tabelle 6-1 sind einige Reibungsbeiwerte aus der Literatur zusammengestellt. Für die Verifizierung des Komponentenmodells wird wie bei den vorigen Versuchsreihen ein mittlerer Reibungskoeffizient $\mu = 0,45$ angesetzt.

Tabelle 6-1: Reibungsbeiwerte zwischen Stahl und Beton bzw. Mörtel

Literatur	Reibungskoeffizient	Bemerkung
<i>DIN EN 1994-1-1:2006-07</i>	$\mu = 0,5$	walzraues Profil ohne Beschichtung
<i>Cook/Klingner 1989</i>	$\mu = 0,3-0,7$	
<i>Cook/Klingner 1992</i>	$\mu = 0,4-0,5$	
<i>Jaspart u.a. 1999</i>	$\mu_d = 0,2$	Stahl auf Spezialmörtel
	$\mu_d = 0,3$	Stahl auf Sandzementmörtel

Im Komponentenmodell wird die Steifigkeit $K_{V,f}$ der Komponente „Reibungskraft“ als unendlich steif definiert. Überschreitet die einwirkende Schubkraft V_{gesamt} die aufnehmbare Reibungskraft $V_{f,u}$, so wird die zusätzliche Schubkraft über die Kopfbolzenreihen unter einer zugehörigen Verschiebung v aufgenommen und die Steifigkeit passt sich nach Gl. 6-44 an. Im Komponentenmodell wird der höher liegende Haftreibungskoeffizient, wie in Abbildung 6-7 dargestellt, vernachlässigt und es wird nur die Gleitreibung berücksichtigt.

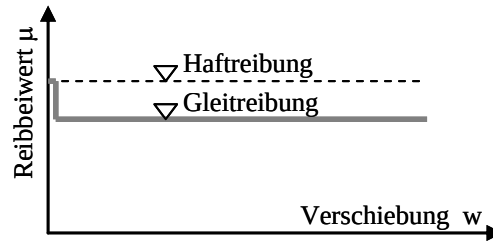


Abbildung 6-7: Haft- und Gleitreibung in Abhängigkeit der Verschiebung

$$\begin{aligned}
 K_{V,f} &= \infty & \text{für} & \quad V_{\text{gesamt}} \leq V_{f,u} \\
 K_{V,f} &= \frac{V_{f,u}}{v} & \text{für} & \quad V_{\text{gesamt}} > V_{f,u}
 \end{aligned}
 \tag{Gl. 6-44}$$

6.2.7 Kopfbolzen auf Querkzug / Schub

6.2.7.1 Komponente „Stahlversagen auf Querkzug“

Die Stahltragfähigkeit $V_{i,u,s}$ einer Kopfbolzenreihe auf Querkraftbeanspruchung bzw. Schub wird über einen Beiwert α und der Stahltragfähigkeit $N_{i,u,s}$ nach Gl. 6–1 der Kopfbolzenreihe nach Gl. 6–45 berechnet. Der Beiwert nach Gl. 6–46 berücksichtigt wie in Kapitel 2.3.4.3.b beschrieben die traglaststeigernde Wirkung der Schweißverbindung gegenüber geschraubten Verbindungen (Beiwert $\alpha = 0,6$).

$$V_{i,u,s} = \alpha \cdot N_{i,u,s} \tag{Gl. 6-45}$$

mit

$$\alpha = 0,7 \quad \text{nach Eligehausen u.a. 2006} \tag{Gl. 6-46}$$

Die Schubsteifigkeit der Komponente „Stahlversagen auf Schub“ wird nicht angegeben, da für die Kopfbolzen unter Querkraftbeanspruchung insgesamt eine resultierende Schubsteifigkeit unter Berücksichtigung aller Komponenten verwendet wird, siehe Kapitel 6.2.7.4.

6.2.7.2 Komponente „Rückwärtiger Betonausbruch auf Querkzug“

Der Tragfähigkeit $V_{i,u,cp}$ nach Gl. 6–47 einer einzelnen Kopfbolzenreihen wird entsprechend Gl. 2–84 über die Zugtragfähigkeit $N_{i,Ru,c}$ des Betongrunds bestimmt. Die Zugtragfähigkeit wird analog Gl. 6–11 für die ideelle Ausbruchfläche $0,5 A_{c,N}^*$ nach Abbildung 6-8 je Kopfbolzenreihe, aber ohne Beiwert $\psi_{m,N}$ für den Einfluss einer Druckkraft bestimmt. Die Beiwerte $\psi_{s,N}$ und $\psi_{ucr,N}$ sind in Kapitel 6.2.2.2 beschrieben.

$$V_{i,u,cp} = k \cdot N_{i,u,c} \tag{Gl. 6-47}$$

mit

$$N_{i,u,c} = N_{u,c}^0 \cdot \frac{0,5 \cdot A_{c,N}^*}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ucr,N} \tag{Gl. 6-48}$$

$$A_{c,N}^* \quad \text{Ausbruchfläche der Kopfbolzengruppe nach Abbildung 6-8}$$

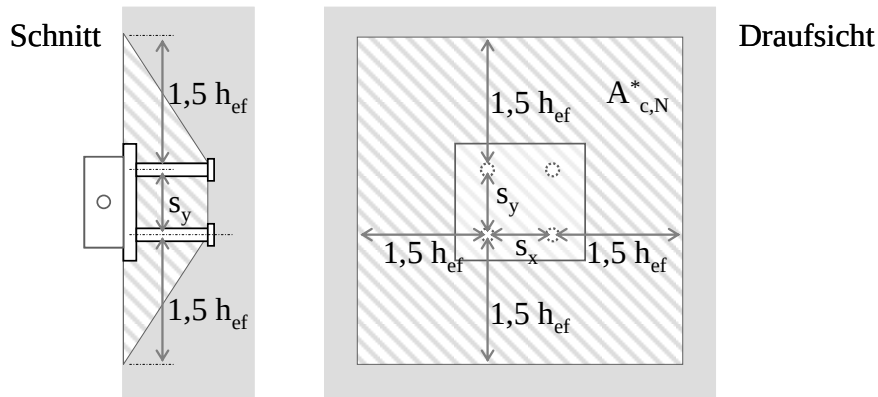


Abbildung 6-8: Projektierte Ausbruchfläche $A_{c,N}^*$ bei zwei Kopfbolzenreihen

Die Schubsteifigkeit der Komponente „Rückwärtiger Betonausbruch auf Schub“ wird ebenso wie in Kapitel 6.2.7.1 beschrieben nicht angegeben.

6.2.7.3 Komponente „Betonkantenbruch bei Querkzug“

Der Tragfähigkeit $V_{i,u,c}$ nach Gl. 6–49 einer einzelnen Kopfbolzenreihe wird über die Tragfähigkeit der Kopfbolzengruppe mit $n=2$ Kopfbolzenreihen entsprechend Gl. 2–90 berechnet. Die Berechnungsformeln für die Ermittlung der ψ -Beiwerte sind in Kapitel 2.3.4.3.d und 4.4.3 beschrieben.

$$V_{i,u,c} = V_{u,c}^0 \cdot \frac{A_{c,V}^*}{n \cdot A_{c,V}^0} \cdot \psi_{s,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot \psi_{a,V} \cdot \psi_{re,V} \quad \text{Gl. 6–49}$$

mit

$$A_{c,V}^* \quad \text{Seitliche Ausbruchfläche der Kopfbolzengruppe}$$

6.2.7.4 Resultierende Tragfähigkeit und Steifigkeit der Kopfbolzen

Die resultierende Tragfähigkeit $V_{i,u}$ einer Kopfbolzenreihe wird nach Gl. 6–50 aus dem Minimum der Einzelkomponenten, in Analogie zu einer Reihenschaltung von Federelementen, bestimmt.

$$V_{i,u} = \min [V_{i,u,s}; V_{i,u,c}; V_{i,u,cp}] \quad \text{Gl. 6–50}$$

Die Beschreibung der Steifigkeit $K_{i,V}$ einer Kopfbolzenreihe gestaltet sich schwieriger, da die Komponentenmethode nach *DIN EN 1993-1-8:2005-07* keine Angaben zur Schubsteifigkeit der einzelnen Komponenten enthält. In Abhängigkeit der jeweiligen Anwendungsgebiete gibt es verschiedene Ansätze zur Ermittlung der Schubsteifigkeit von Kopfbolzen.

Bei Verbundträgern müssen Kopfbolzen für eine gleichmäßige Schubkrafteinleitung eine ausreichende Duktilität aufweisen. Die Kraftschlupfkurve von Kopfbolzen, hergeleitet aus den Ergebnissen von Push-Out-Versuchen, weist ein sehr steifes Tragverhalten auf und kann entsprechend den Ansätzen *DIN EN 1994-1-1:2006-07* bzw. *Ollgaard u.a. 1971* bestimmt werden, siehe auch *Kuhlmann u.a. 2008c*. Für die Anwendung im Komponentenmodell sind diese Ansätze jedoch zu steif und daher zur Beschreibung des Anschlusstragverhaltens nicht geeignet.

Zur Bestimmung der Bruchverschiebung v_u schlägt *Hofmann 2004* ein halbempirisches Modell nach Gl. 6–51 in Abhängigkeit der Versuchsbruchlast $V_{u,c}$ und mit dem Produktfaktor $k_p = 7$ für

Kopfbolzen vor. Die Kraftverschiebungskurve kann danach entsprechend dem Ansatz nach Gl. 6–52 bestimmt werden. Hierbei wird die Schubkraft über hohe lokale Betonpressungen auf der Fläche d^2 am Bolzenfuß in den Beton eingeleitet. Der Ansatz berücksichtigt jedoch keine gleichzeitig auftretende Zugkraftbeanspruchung der Kopfbolzen.

$$v_u = k_p \cdot \left(\frac{V_{u,c}}{d^2} \right) \cdot h_{ef}^{0,25} \quad \text{Gl. 6–51}$$

$$V(v) = a \cdot \sqrt{V_{u,c}} \cdot v \cdot e^{b(v)} \quad \text{Gl. 6–52}$$

mit

$$b(v) = - \left(\frac{0,75 \cdot v}{v_u} \right)^2 \quad \text{Gl. 6–53}$$

v	Verschiebung
v_u	Bruchverschiebung
a	Vorfaktor nach <i>Hofmann 2004</i>

Die Ergebnisse der durchgeführten Untersuchungen in Kapitel 5.3.3 zeigen, dass die Kopfbolzenreihen bei einer Ankerplatte unterschiedlich stark beansprucht werden, so dass der Einfluss einer Normalkraftbeanspruchung der Kopfbolzen bei der Steifigkeit berücksichtigt werden sollte.

Den Kraftverformungsverlauf einer einbetonierten Ankerschraube mit einem Mörtelbett unter Berücksichtigung der Normalkraft in der Ankerschraube kann mit dem Stevin-Laboratory-Modell nach *Bouwman u.a. 1989* berechnet werden. Das Modell berücksichtigt bei Überschreitung der elastischen Verformung v_{el} die durch die Schrägstellung der Ankerschraube auftretenden Zugkräfte und die hervorgerufenen Reibungskräfte zwischen Ankerplatte und Beton bzw. Mörtelschicht.

Im Komponentenmodell wird daher ein an das Stevin-Laboratory-Modell angelehntes Modell für Kopfbolzen verwendet. Hierbei wird die Länge, über die der Kopfbolzen sein Verformungsvermögen in Quersugsrichtung mobilisiert, als Ersatzmörtelschichtdicke e_m definiert, siehe Abbildung 6-9. Die Parameter der Ersatzmörtelschicht e_m und des Reibungskoeffizienten μ haben rechnerisch einen starken Einfluss auf die Schubsteifigkeit der Kopfbolzen. Im Komponentenmodell wird für die Ersatzmörtelschicht e_m ein an Versuchswerten skaliertes Wert nach Gl. 6–54 kombiniert mit dem Reibungsbeiwert $\mu = 0,45$ verwendet.

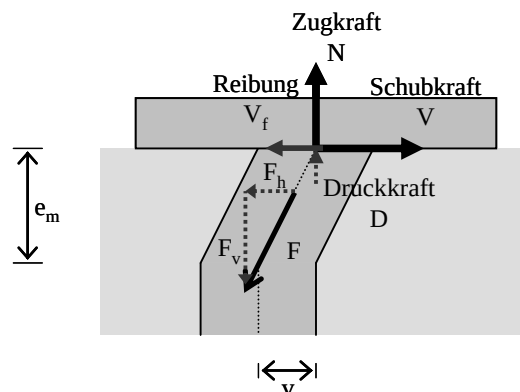


Abbildung 6-9: Wirkende Kräfte am schubverformten Modell eines Kopfbolzens

$e_m = 1,2 \cdot d$	im Komponentenmodell	Gl. 6–54
$> 0,5 \cdot d$	nach <i>Bouwman u.a. 1989</i>	
$< 1,8 \cdot d$	Belastungshöhe nach <i>Oehlers 1989</i>	

Die Schubsteifigkeit nach Gl. 6–55 einer Reihe mit n Kopfbolzen wird durch die Kraftverformungskurve nach Gl. 6–56 bis zum Erreichen der elastischen Grenze nach Gl. 6–58 und bei zunehmender Verformung nach Gl. 6–57 unter Berücksichtigung des Zugbandeffekts im Kopfbolzen berechnet. Die genaue Herleitung der Ansätze kann *Bouwman u.a. 1989* entnommen werden. In Abbildung 6-9 sind die am Kopfbolzenschaft wirkenden Kräfte und in Abbildung 6-10 eine exemplarische Lastverschiebungskurve dargestellt.

$$K_{V,i}(V) = \frac{V_i(v)}{v} \quad \text{Gl. 6–55}$$

mit

$$V_i(v) = V_i(v_{el}) \cdot \frac{v}{v_{el}} \quad \text{für } v < v_{el} \quad \text{Gl. 6–56}$$

$$V_i(v) = \frac{n \cdot f_{p0,2} \cdot \pi / 4 \cdot d^2}{\sqrt{v^2 + e_m^2}} \cdot (v + \mu \cdot e_m) - \mu \cdot N_i \quad \text{für } v \geq v_{el} \quad \text{Gl. 6–57}$$

v Verschiebung in Belastungsrichtung

v_{el} Verschiebung bis zum Erreichen der Streckgrenze im Bolzenschaft

$$v_{el} = e_m \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot f_{p0,2}}{E_{kb}}} \quad \text{Gl. 6–58}$$

$\mu = 0,45$ Reibungsbeiwert zwischen Betongrund und Ankerplatte

Eine Verifikation der Lastverschiebungsansätze ist in *Kuhlmann u.a. 2008c* anhand von Komponentenversuche durchgeführt. In Abbildung 6-11 sind exemplarisch die berechneten Lastverschiebungskurven den Werten der Querversuchen an Einzelkopfbolzen nach *Eligehausen/Zhao 1991a* und *Eligehausen/Varga 1996* gegenübergestellt. Hierbei liegen die berechneten Steifigkeiten der Kopfbolzen im Streubereich der Versuchswerte.

Das hergeleitete Modell für die Schubsteifigkeit der Kopfbolzen unter Berücksichtigung einer Normalkraft ist ein erster hergeleiteter Ansatz, der durch weiterführende Untersuchungen zu konkretisieren und anzupassen oder durch einen besser geeigneten Ansatz zu ersetzen ist.

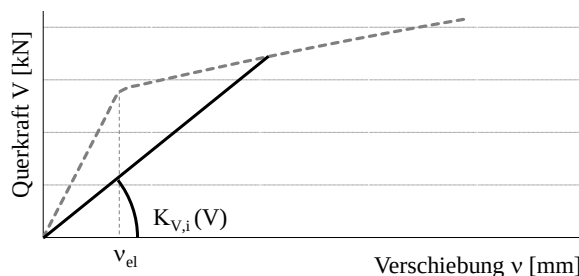


Abbildung 6-10: Lastverschiebungskurve eines Kopfbolzens auf Schub und Steifigkeit $K_V(V)$

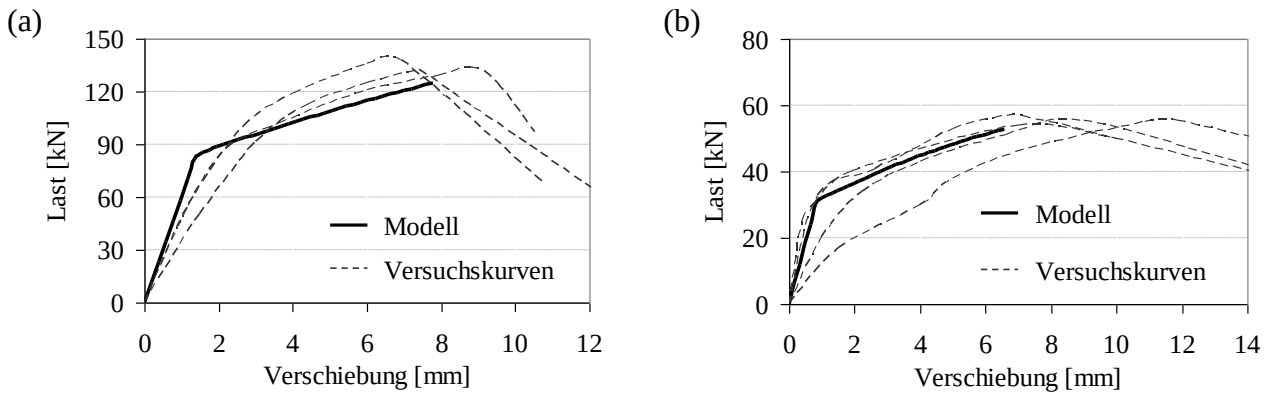


Abbildung 6-11: (a) Vergleich der Lastverschiebungskurven für Kopfbolzen SD22/90 bei Versagen durch rückwärtigem Betonausbruch (b) Vergleich der Lastverschiebungskurven für Kopfbolzen 16/200 bei Stahlversagen

6.2.8 Wirksame Komponenten des angeschweißten Stahlbauteils

6.2.8.1 Allgemeines

Exemplarisch für das an die Ankerplatte angeschweißte Bauteil werden die wirksamen Komponenten am Beispiel der angeschweißten Stahlstütze aufgezeigt, siehe Abbildung 6-12. Bei anderen Einbausituationen gilt Entsprechendes auch für angeschweißte Stahlträger.

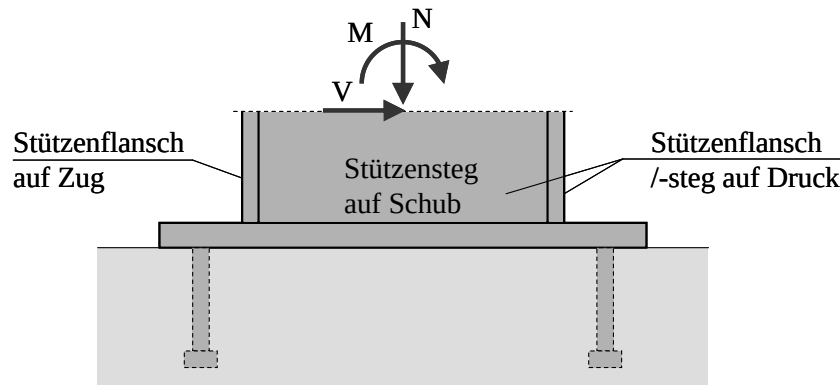


Abbildung 6-12: Wirksame Komponenten einer auf der Ankerplatte angeschweißten Stahlstütze

Die Einzelkomponenten der aufgeschweißten Stahlstütze sind in den durchgeführten Versuchen *Kuhlmann u.a. 2008b* mit den Bemessungsregeln für Stahlanschlüsse nach *DIN EN 1993-1-8:2005-07* ausreichend dimensioniert, so dass sie keinen Einfluss auf das Tragverhalten des Anschlusses haben. Im Komponentenmodell sind diese Komponenten als Vereinfachung nicht integriert, da ihre Komponentensteifigkeiten mit $K = \infty$ keinen Einfluss auf die resultierende Anschlusssteifigkeit haben.

6.2.8.2 Stützenflansch und -steg auf Druck

Die aufnehmbare Stützenbeanspruchung aus kombinierter Biegung und Normalkraft kann von der Tragfähigkeit der Komponente „Stützenflansch auf Druck“ abhängen. Für reine Stahlanschlüsse

gibt es ausreichende Untersuchungen und die zugehörigen Bemessungsregeln sind in *DIN EN 1993-1-8:2005-07, Abschnitt 6.2.6.7* aufgeführt.

6.2.8.3 Stützenflansch und -steg auf Zug

Für doppelsymmetrische Stützenprofile wird die Komponente „Stützenflansch auf Zug“ gegenüber der Druckkomponente nach Kapitel 6.2.8.2 nicht maßgebend. Auch wird entgegen geschraubten Stahlanschlüssen die Komponente „Stützensteg auf Zug“ bei geschweißten Anschlüssen nicht maßgebend, so dass diese im Komponentenmodell nicht berücksichtigt werden. Die entsprechenden Bemessungsregeln sind in *DIN EN 1993-1-8:2005-07, Abschnitt 6.2.6.8* aufgeführt.

6.2.8.4 Stützensteg auf Schub

Die aufnehmbare Querkraft des auf der Ankerplatte aufgeschweißten Stahlprofils wird durch dessen Schubtragfähigkeit nach den üblichen Bemessungsregeln im Stahlbau bestimmt.

6.2.9 Stirnseite der Ankerplatte auf Druck

Bei einer in den Beton eingelassenen Ankerplatte kann über Druck zwischen der Stirnseite der Ankerplatte und dem anliegenden Beton eine Schubkraft übertragen werden. Das planmäßige Wirken dieser Komponenten kann aber nicht vorausgesetzt werden, da ein statisch wirksamer Kontakt aufgrund einer möglichen unzureichenden Betonverdichtung und der Schwinddehnung des Betons nicht immer gewährleistet werden kann.

Zur Tragfähigkeit der Stirnfläche auf Druck wurden in *Curbach u.a. 2001* experimentelle Untersuchungen, die auch in *Michler 2006* und *Michler 2007* zusammengefasst wurden, durchgeführt. Der Beton vor der Ankerplatte weist ein sprödes, schollenartiges Ausbrechen bei Überschreiten der aufnehmbaren Belastung auf. Durch das sehr steife und spröde Tragverhalten kann die Komponente nur mit anderen Schubkomponenten ähnlicher Steifigkeit, wie z. B. einbetonierte Blockdübel, zusammenwirken.

Bei den durchgeführten Versuchen wurde bewusst ein Mitwirken der Schubkomponente „Stirnseite der Ankerplatte auf Druck“ verhindert. Die Schubkraft wird nur über die einbetonierten Kopfbolzen und die Reibungskraft übertragen. Daher wird die Komponente „Stirnseite der Ankerplatte auf Druck“ im Komponentenmodell nicht berücksichtigt.

6.3 Modellierung des Knotensystems

6.3.1 Allgemeines

In diesem Kapitel wird das Zusammenwirken der Einzelkomponenten im Komponentenmodell beschrieben. Zunächst wird in Kapitel 6.3.2 der abgegrenzte Anwendungsbereich des Komponentenmodells aufgezeigt, bevor in Kapitel 6.3.3 die im Modell berücksichtigten Einzelkomponenten zu Komponentengruppen zusammengefasst werden. In Kapitel 6.3.4 wird das im Anschluss wirkende Kräftegleichgewicht und in Kapitel 6.3.5 die Verträglichkeit der Verformungen beschrieben. Abschließend wird in Kapitel 6.3.6 der sich daraus ergebende Berechnungsablauf aufgezeigt.

6.3.2 Anwendungsbereich

Das Komponentenmodell wird, wie in der Abgrenzung der vorliegenden Arbeit in Kapitel 1.6 beschrieben, für Ankerplatten mit einer einachsigen Biegebeanspruchung für baupraktisch relevante Abmessungen hergeleitet. So deckt das Komponentenmodell die Konfigurationen nach Abbildung 6-13a bis c mit je einer Kopfbolzenreihe im Zug- und Druckbereich ab. Für Ankerplatten mit mehr als zwei Kopfbolzenreihen, siehe Abbildung 6-13d und e, sind die im Komponentenmodell berücksichtigten Ansätze zur Berechnung der Anschlusscharakteristik nicht ausreichend.

Bei Anschlüssen mit Ankerplatten, die gegenüber dem angeschweißten Stahlprofil, wie in Abbildung 6-13f dargestellt, deutlich breiter sind oder ein kreisförmiges Stahlprofil aufgeschweißt haben, kann die Einzelkomponente der Ankerplattenüberstände auf Biegung nicht mit dem T-Stummel-Verfahren nach *DIN EN 1993-1-8:2005-07* berechnet werden. Für die Berechnung dieser Fälle gibt es in der Literatur angepasste Ansätze, siehe z. B. *Wald u.a. 2000*.

Der Ankerplattenüberstand im Zugbereich weist einen Einfluss auf die Anschlusssteifigkeit auf, wenn die Kopfbolzenreihe mit einem ausreichenden Abstand e zum Stützenprofil angeordnet wird, siehe Abbildung 6-13g. Im baupraktisch relevanten Bereich führt dies meist dazu, dass sich die Fließlinie der Ankerplatte entlang der Schweißnaht am Stützenprofil einstellt und die wirksame Länge l_{eff} der überstehenden Ankerplatte über die Breite b_p der Ankerplatte entsprechend dem Minimum aus Tabelle 2-1 berechnet wird, siehe Gl. 6–59.

$$l_{eff} = 0,5 \cdot b_p \quad \text{Gl. 6–59}$$

Die im Komponentenmodell berücksichtigte maßgebende Lage der Fließlinie entlang der Schweißnaht am Stützenprofil nach Abbildung 6-13g kann durch Einhaltung der Bedingungen nach Gl. 6–60 und Gl. 6–61 überprüft werden. Hierbei berechnet sich der wirksame Hebelarm der Zugbeanspruchung in der Kopfbolzenreihe bzgl. der Biegebeanspruchung des Ankerplattenüberstands mit m nach Gl. 6–62.

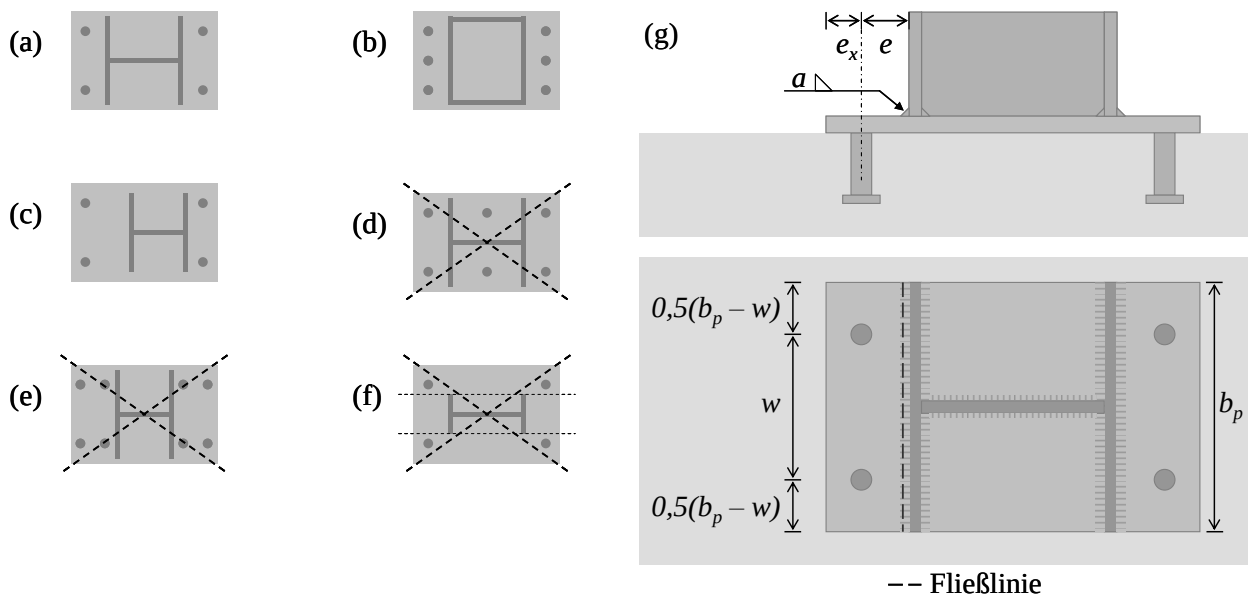


Abbildung 6-13: (a) bis (f) Draufsicht auf Ausführungsvarianten von Ankerplatten mit Kopfbolzen, (g) Plattenüberstand auf Zugseite

$$b_p \leq \begin{cases} 4 \cdot \pi \cdot m \\ 2 \cdot \pi \cdot m + 2 \cdot w \\ 2 \cdot \pi \cdot m + 4 \cdot e_x \\ 8 \cdot m + 2,5 \cdot e_x \\ w + 4 \cdot m + 1,25 \cdot e_x \end{cases} \quad \text{nach Tabelle 2-1 und Gl. 6–59} \quad \text{Gl. 6–60}$$

$$w \geq 4 \cdot m + 1,25 \cdot e_x \quad \text{Gl. 6–61}$$

mit

$$m = e - 0,8 \cdot \sqrt{2} \cdot a \quad \text{Gl. 6–62}$$

a Schweißnahtdicke

6.3.3 Zusammenfassung der Komponentengruppen

Die in Kapitel 6.2 beschriebenen Einzelkomponenten können in Abhängigkeit ihrer Beanspruchung in drei Komponentengruppen zusammengefasst werden. In dieser Arbeit werden im Komponentenmodell zur Nachrechnung der Versuche in *Kuhlmann u.a. 2008b* folgende Einzelkomponenten berücksichtigt:

- Komponentengruppe „Schub“:
 - Kopfbolzenreihe auf Querkzug $V_{1,u}$ nach Kapitel 6.2.7
(Stahlversagen auf Querkzug,
Rückwärtiger Betonausbruch)
 - Reibungskraft zwischen Ankerplatte und Beton $V_{f,u}$ siehe Kapitel 6.2.6
- Komponentengruppe „Zug“:
 - Kopfbolzen auf Zug $N_{1,u}$ siehe Kapitel 6.2.2
(Stahlversagen auf Zug, Betonausbruch auf Zug,
Durchziehen)
 - Ankerplattenüberstand auf Biegung im Zugbereich $M_{aT,u}$ siehe Kapitel 6.2.3
(am Plattenrand möglich: Beton auf Druck)
- Komponentengruppe „Druck“:
 - Ankerplattenüberstand auf Biegung im Druckbereich $M_{aC,u}$ siehe Kapitel 6.2.4
 - Beton auf Druck $N_{cC,u}$ siehe Kapitel 6.2.5

Weitere Einzelkomponenten wie z. B. eine Rückhängebewehrung im Betonausbruchkörper können in das Modell eingebaut werden, sofern geeignete Ansätze zur Beschreibung der Komponentensteifigkeit vorliegen, so dass das Komponentenmodell beliebig erweiterbar ist. Im weiteren Berechnungsablauf werden die maßgebenden Betonkomponenten „Betonkantenbruch“ und „Seitlicher Betonausbruch“ für Kopfbolzen in randnaher Lage der Vollständigkeit halber mit aufgeführt, auch wenn sie in der programmtechnischen Umsetzung nicht berücksichtigt wurden, da die Versuche für Kopfbolzen in randferner Lage durchgeführt wurden.

Das globale Gleichgewicht der kombinierten Moment-Normalkraft-Beanspruchung kann nun mit Hilfe von Gl. 6–68 und Gl. 6–69 bestimmt werden. Hierbei können die Hebelarme z_C und z_T der maßgebenden Komponenten auf der Druck- und Zugseite nach Gl. 6–70 und Gl. 6–71 berechnet werden.

$$N_1 - D_{c1} - D_{c2} - D_{c3} = N \quad \text{Gl. 6–68}$$

$$N_{aT} \cdot z_T + D_{c2} \cdot (z_C - m_{c2}) + D_{c3} \cdot (z_C + m_{c3}) = M \quad \text{Gl. 6–69}$$

$$z_C = 0,5 \cdot h_a + 0,8 \cdot \sqrt{2} \cdot a \quad \text{Gl. 6–70}$$

$$z_T = 0,5 \cdot h_a + 0,8 \cdot \sqrt{2} \cdot a + m \quad \text{Gl. 6–71}$$

Abschließend kann noch der Nachweis des globalen Kräftegleichgewichts für Schub bzw. Querkraftbeanspruchung mit Gl. 6–72 überprüft werden. Hiermit sind alle erforderlichen Gleichgewichtsbedingungen am unverformten System aufgestellt. Mit Hilfe der Verträglichkeitsbedingungen aus Kapitel 6.3.5 kann im Komponentenmodell das Gleichgewicht am verformten System ermittelt werden.

$$V_1 + V_2 + V_f = V \quad \text{Gl. 6–72}$$

6.3.5 Beschreibung der Verträglichkeit und Interaktion

Das verformte System wird für die beiden Hauptrichtungen parallel und orthogonal zur Betonoberfläche getrennt voneinander untersucht. Im ersten Schritt werden die Verformungen orthogonal zur Betonoberfläche, die aus der Moment-Normalkraft-Beanspruchung resultieren, mit dem Federmodell, wie in Abbildung 6-15 dargestellt, untersucht. Im Berechnungsablauf des Komponentenmodells wird der Verformungszustand des Federmodells für eine vorgegebene Rotation φ des Anschlusses iterativ bestimmt. Ausgangspunkt aller Iterationsläufe ist die Verformung der Ankerplatte im Punkt x, siehe Abbildung 6-15.

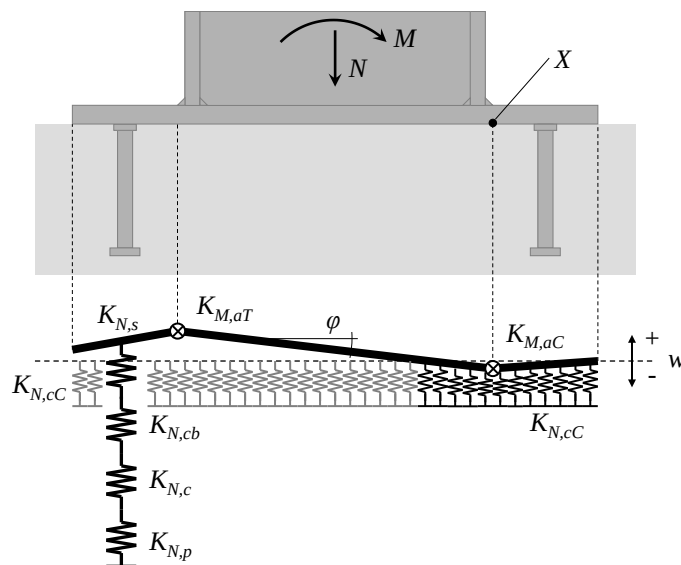


Abbildung 6-15: Federmodell für die Moment-Normalkraft-Beanspruchung

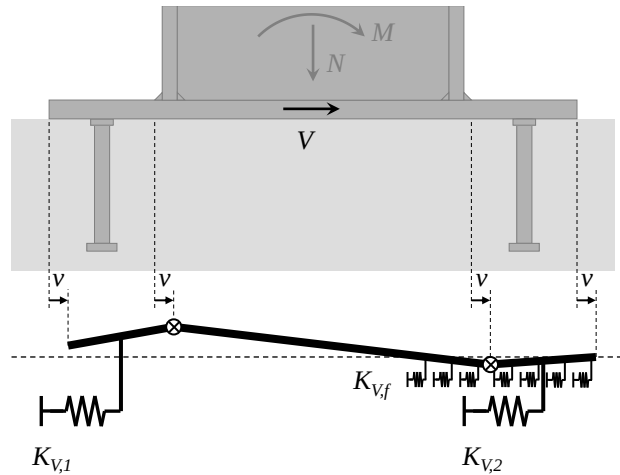


Abbildung 6-16: Federmodell für die Schub-Beanspruchung

Im zweiten Schritt werden die Verschiebungen parallel zur Betonoberfläche, die aus der Querkraftbeanspruchung hervorgehen, mit dem Federmodell nach Abbildung 6-16 erfasst. Dabei werden die Betondruckfedern mit der jeweiligen Steifigkeit $K_{V,f}$ resultierend aus dem ersten Berechnungsschritt angesetzt.

Eine Kopplung der beiden Federmodelle wird durch die von der Druckkraft abhängigen Reibungskräfte der Betondruckfedern und der Interaktionsbeziehung der Kopfbolzen im Zugbereich nach Gl. 2–98 erreicht. Ein maßgebendes Betonversagen wird nach Gl. 6–73 und ein Stahlversagen nach Gl. 6–74 überprüft.

$$\left(\frac{N_1}{\min(N_{1,u,c}; N_{1,u,p}; N_{1,u,cb})} \right)^{1,5} + \left(\frac{V_1}{\min(V_{1,u,c}; V_{1,u,cp})} \right)^{1,5} \leq 1 \quad \text{Gl. 6-73}$$

$$\left(\frac{N_1}{N_{1,u,s}} \right)^2 + \left(\frac{V_1}{V_{1,u,s}} \right)^2 \leq 1 \quad \text{Gl. 6-74}$$

6.3.6 Beschreibung des Berechnungsablaufs

Die Umsetzung des Komponentenmodells mit den Einzelkomponenten nach Kapitel 6.2, den Gleichgewichtsbedingungen nach Kapitel 6.3.4 und den Federmodellen nach Abbildung 6-15 und Abbildung 6-16 kann mit unterschiedlichen Methoden erreicht werden. Nachfolgend ist die gewählte Umsetzung des Berechnungsablaufs mit Hilfe des Programms *Microsoft® Office Excel 2003* als Oberfläche für die Ein- und Ausgabe sowie VBA-Skripten (*Visual Basic for Application 6.0*) als Berechnungsroutine dargestellt.

Die Routine, wie in Abbildung 6-17 abgebildet, berechnet für eine vorgegebene Rotation φ des Anschlusses die zugehörige Gesamtschnittgrößen (M , N , V), die Schnittkräfte in den wirksamen Komponenten und die Ausnutzung der maßgebenden Komponenten. Mit Hilfe dieser Berechnungsroutine können unterschiedliche Berechnungsabläufe wie z. B. der Berechnung der Momenten-Rotations-Kurve $M-\varphi$ nach Abbildung 6-18a, der Berechnung der Kraft-Verformungs-Kurve $V-v$ nach Abbildung 6-18b oder die Bestimmung der maximalen Tragfähigkeit des Anschlusses umgesetzt werden.

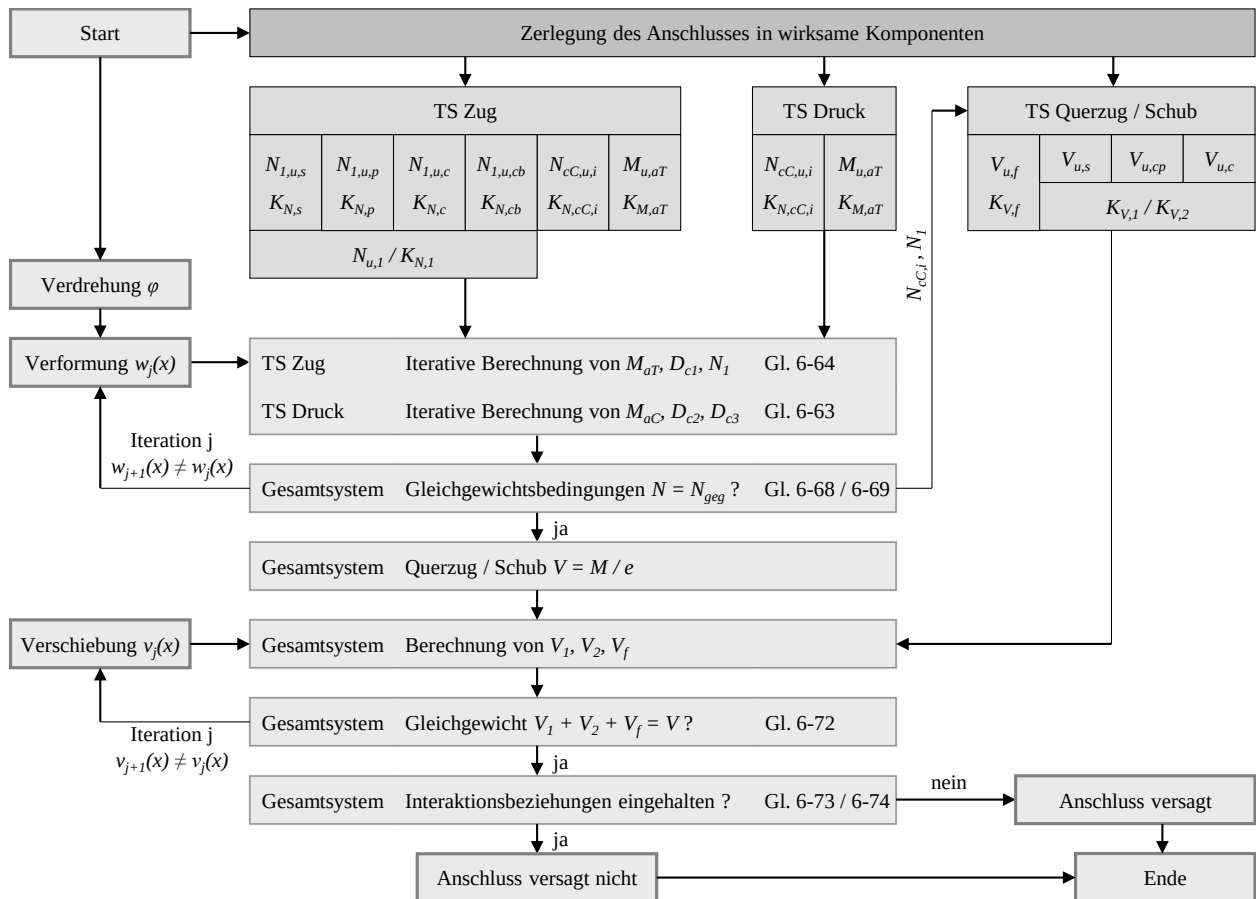


Abbildung 6-17: Berechnungsroutine für eine vorgegebene Verdrehung φ der Ankerplatte

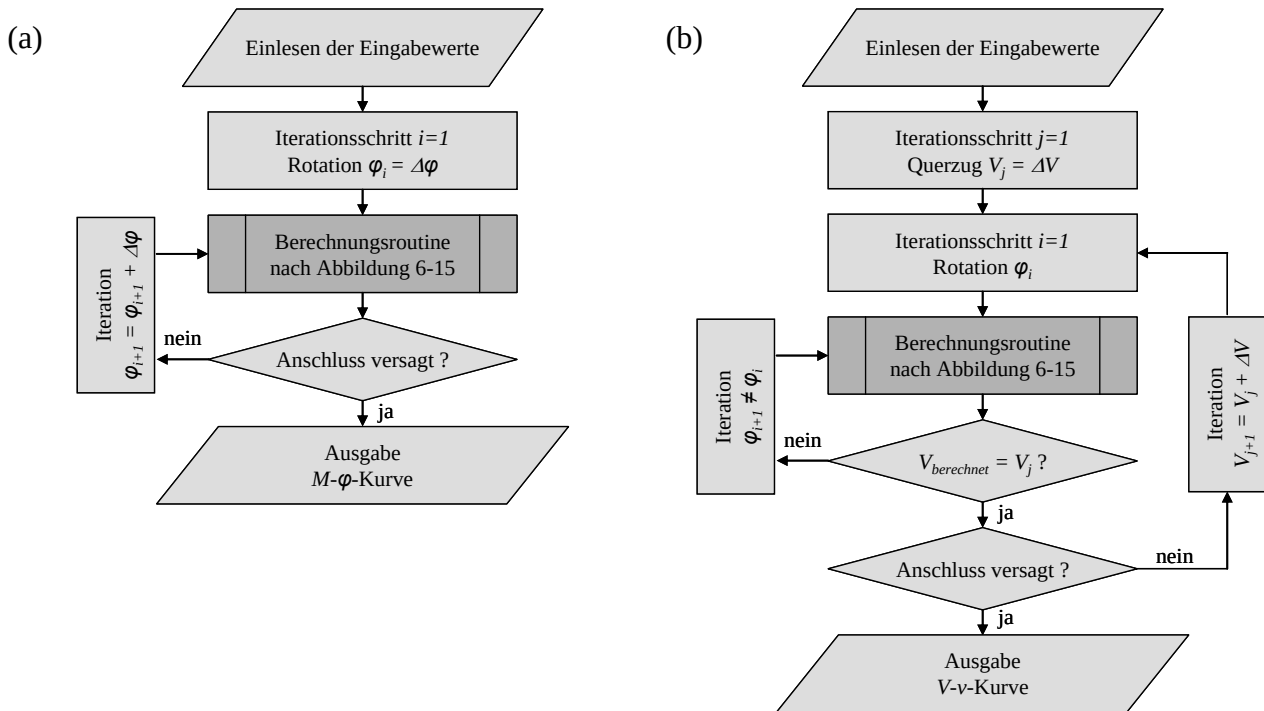


Abbildung 6-18: Berechnungsablauf zur Ermittlung (a) der Momenten-Rotations-Kurve $M-\varphi$ und (b) der Querkraft-Verschiebungs-Kurve $V-v$

6.4 Verifizierung des Komponentenmodells

6.4.1 Allgemeines

Das Komponentenmodell unter Berücksichtigung der Komponentensteifigkeiten dient zur Bestimmung der Tragfähigkeit und der Steifigkeit des Anschlusses. Daher wird in Kapitel 6.4.2 bei der Verifizierung des Komponentenmodells mit den Versuchsdaten aus Kapitel 5.2 aus den Ankerplattenversuchen mit angeschweißten Kopfbolzen nach *Kuhlmann u.a. 2008b* die Moment-Rotations-Kurve zwischen Versuch und Modell verglichen. Zusätzlich wird in Kapitel 6.4.3 die Aufteilung der Schubbeanspruchung zwischen den Einzelkomponenten mit den Ergebnissen der Finite-Elemente-Berechnungen kontrolliert.

Die Nachrechnung der Versuche mit dem Komponentenmodell wird für einen ungerissenen Beton geführt, da während der Versuchsdurchführung entgegen den in Kapitel 3.2 und 4.2 vorgestellten Versuchen keine Risse quer zu den Kopfbolzen aufgetreten sind. Sofern ein Betonversagen maßgebend wurde, hat sich ein vollständiger Betonausbruchskegel eingestellt.

6.4.2 Verifikation mit Versuchswerten

Für die Versuche mit einer überwiegenden Momentenbelastung durch die große Lastexzentrizität e sind die mit dem vorgestellten Komponentenmodell berechneten Traglasten $F_{u,M}$ den Versuchstraglasten $F_{u,V}$ in Tabelle 6-2 gegenübergestellt. Die beim Versuch aufgetretene Versagensart kann auch Tabelle 5-2 entnommen werden.

Die mit dem Komponentenmodell berechneten Traglasten stimmen für die Ankerplatten mit langen Kopfbolzen mit den Versuchstraglasten sehr gut überein. Für die Versuche mit kurzen Kopfbolzen wird die Komponente des „Betonausbruchs auf Zug“ und somit die Traglast der Ankerplatte gegenüber den Versuchswerten ähnlich dem FE-Modell in Kapitel 5.3 überschätzt. Dies kann teils auf die rechnerische Annahme des ungerissenen Betons als auch auf die Streuung der Versuchsergebnisse des „Betonausbruchs“ zurückgeführt werden.

Tabelle 6-2: Vergleich der Versuchstraglasten $F_{u,V}$ und Modelltraglasten $F_{u,M}$ bei überwiegender Momentbelastung

Nr.	Parameter				Versuch		Modell		$F_{u,M}/F_{u,V}$ [-]
	SD	t_f [mm]	e [mm]	N [kN]	$F_{u,V}$ [kN]	φ [mrad]	$F_{u,M}$ [kN]	φ_{max} [mrad]	
1	16/250	40	1000	0	70,5	43	67,4	40	0,96
2	16/250	40	1000	-250	112,0	33	109,6	44	0,98
3	22/250	40	1000	0	129,5	24	123,1	17	0,95
4	22/100	40	1000	0	30,5	2	33,5	2	1,10
5	16/250	15	1000	0	61,1	52	50,7	60	0,83
6	16/250	15	1000	-250	82,2	40	78,0	60	0,95
7	22/250	15	1000	0	75,8	30	65,1	60	0,86
8	22/100	15	1000	0	25,8	4	30,8	5	1,19

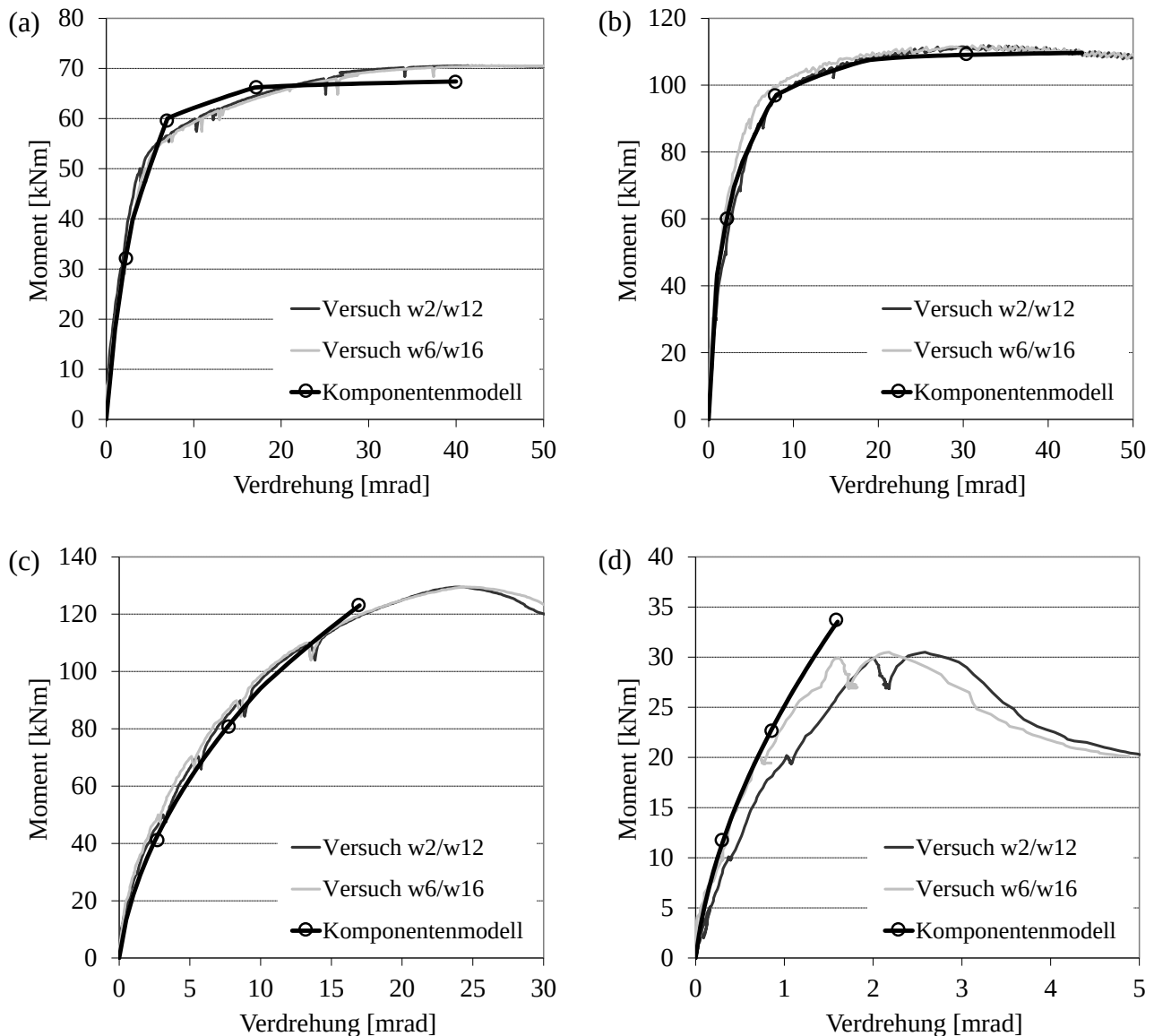


Abbildung 6-19: Vergleich der gemessenen und berechneten Moment-Rotations-Kurven bei steifer Ankerplatte (a) Versuch 1 (b) Versuch 2 (c) Versuch 3 (d) Versuch 4

In Abbildung 6-19 sind die berechneten Moment-Rotations-Kurven den Versuchswerten, deren Rotation über die Verformung w_i der Ankerplatte berechnet wird, für die Versuche 1 bis 4 mit einer steifen Ankerplatte gegenübergestellt. Die Messstellen w_i sind in Abbildung 5-2a dargestellt. Insgesamt wird der Steifigkeitsverlauf des Anschlusses für eine steife Ankerplatte über das Komponentenmodell sehr gut wiedergegeben. Des Weiteren werden sowohl die Versagensarten des Anschlusses übereinstimmend als auch sein Verformungsvermögen sehr gut abgebildet.

Für die Versuche 1 und 2 mit schlanken Kopfbolzen tritt im Modell ein Stahlversagen der Kopfbolzen auf, so dass der Anschluss mit $>40 \text{ mrad}$ ein ausgesprochen hohes Verformungsvermögen aufweist, siehe Abbildung 6-19a und b. Das Rotationsvermögen des Anschlusses resultiert überwiegend aus den Stahldehnungen der Kopfbolzen, deren Komponentensteifigkeit das Anschlusstragverhalten prägt. Die Auswertung der Federkräfte zeigt, dass sich bei der steifen Ankerplatte die Betondruckspannungen auf der Druckseite am Plattenrand konzentrieren, siehe Abbildung 6-20a.

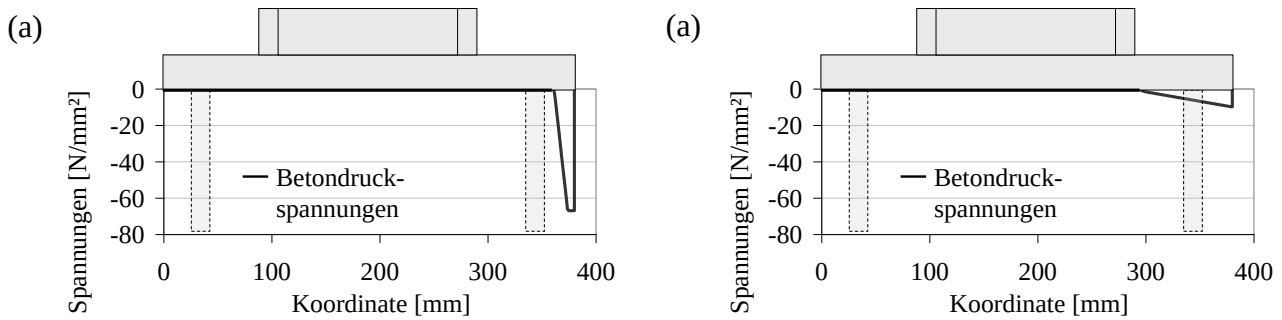


Abbildung 6-20: Berechnete Betondruckspannungen unter der steifen Ankerplatte im Traglastzustand (a) Druckspannungskonzentration am Plattenrand im Versuch 1 (b) Dreiecksförmiger Druckspannungsverlauf im Versuch 4

Im Versuch 3 tritt ein Versagen durch Betonausbruch auf Zug ein. Die bei der maximalen Tragfähigkeit erreichte Rotation des Anschlusses resultiert aus der Längsdehnung des Kopfbolzenschafts über die effektive Länge, siehe Abbildung 6-19c. Die Tragfähigkeit fällt nach Überschreiten der Traglast mit zunehmender Verdrehung der Ankerplatte gegenüber dem duktilen Versuch 1 rasch ab. Dagegen versagt der Anschluss aus Versuch 4, wie in Abbildung 6-19d dargestellt, unter einer sehr geringen Verdrehung der Ankerplatte, wodurch sich gegenüber den Ankerplatten mit langen Kopfbolzen die Betondruckspannungen nicht am Plattenrand konzentrieren, sondern einen „elastischen“, dreiecksförmigen Verlauf im Bereich des Plattenüberstands aufweisen, siehe Abbildung 6-20b.

In Abbildung 6-21 und Abbildung 6-22 sind die berechneten Moment-Rotations-Kurven den Versuchswerten, deren Rotation über die Verformung w_i der Ankerplatte berechnet wird, für die Versuche 5 bis 8 mit einer nachgiebigen Ankerplatte dargestellt. Insgesamt wird der Steifigkeitsverlauf des Anschlusses über das Komponentenmodell gegenüber den Versuchswerten gut wiedergegeben. Die berechneten Traglasten werden dagegen tendenziell eher unterschätzt.

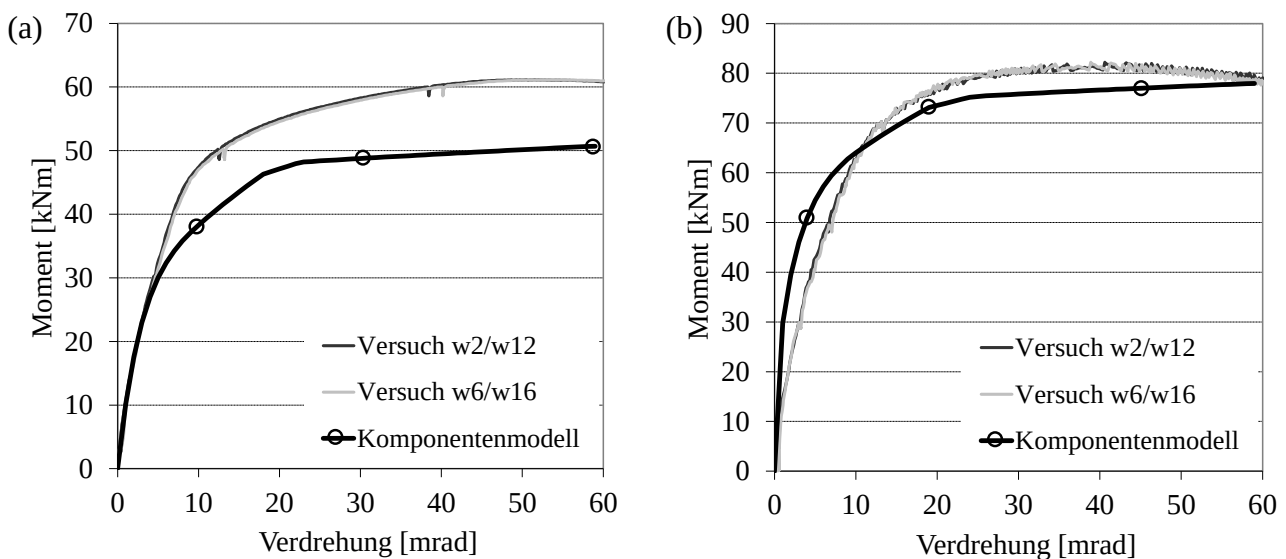


Abbildung 6-21: Vergleich der gemessenen und berechneten Moment-Rotations-Kurven bei nachgiebiger Ankerplatte (a) Versuch 5 (b) Versuch 6

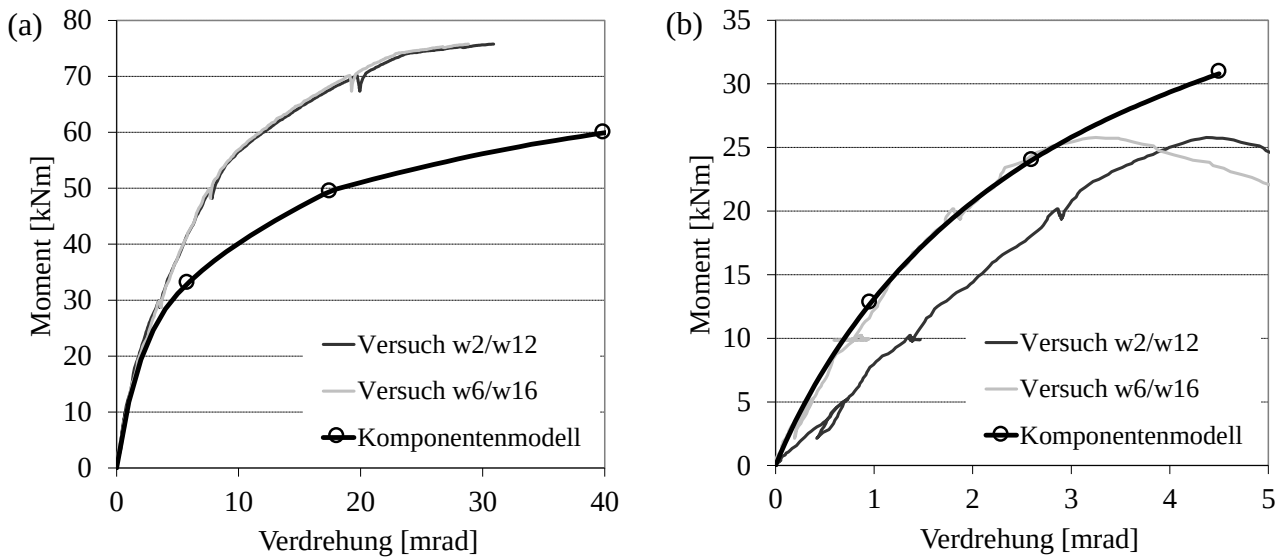


Abbildung 6-22: Vergleich der gemessenen und berechneten Moment-Rotations-Kurven bei nachgiebiger Ankerplatte (a) Versuch 7 (b) Versuch 8

Der Steifigkeitsverlaufsverlauf wird für den Versuch 5 bis auf die Ausnahme, dass die maximale Tragfähigkeit des Anschlusses nicht abgebildet werden kann, insgesamt sehr zufrieden stellend abgebildet, siehe Abbildung 6-21a. Durch das auftretende Fließgelenk am Plattenüberstand im Zugbereich treten am Plattenrand Abstützkräfte auf, so dass der Plattenüberstand auf der Zugseite am Plattenrand auflagert und sich die entsprechende Komponentensteifigkeit deutlich erhöht. Im oberen Lastbereich wird die Steifigkeit insgesamt leicht unterschätzt.

Dagegen wird die Steifigkeit des Anschlusses für den Anschluss mit einer zusätzlichen Druckkraft im Versuch 6 im Anfangsbereich nach Abbildung 6-21b überschätzt. Jedoch weist das in Kapitel 5.3 beschriebene FE-Modell eine mit dem Komponentenmodell übereinstimmende Steifigkeit im Anfangsbereich auf. Die Betondruckspannungen konzentrieren sich nach Überschreiten des plastischen Moments des Ankerplattenüberstands im Druckbereich im Bereich des Stützenflanschs, wie die Auswertung der Federkräfte in Abbildung 6-23a zeigt.

Im Versuch 7 wird die Beanspruchung der auf Zug beanspruchten Kopfbolzenreihe durch die nachgiebige Ankerplatte begrenzt. Der Steifigkeitsverlauf wird bis zu einem Moment von 30 kNm sehr gut wiedergeben, siehe Abbildung 6-22a, bevor mit zunehmender Verdrehung die Steifigkeit des Anschlusses unterschätzt wird. Dies kann auf zwei unterschiedliche Effekte zurückgeführt werden. Zum Einen wird im Komponentenmodell die im Versuch beobachtete Biegung / Biegesteifigkeit der Kopfbolzen, vgl. Spannungsverteilung im Kopfbolzen in Abbildung 5-6b, nicht berücksichtigt, und zum Anderen werden keine Membraneffekte im Ankerplattenüberständen der Zugseite bei großen Verformungen berücksichtigt. Beide Effekte könnten zu einer Erhöhung der Tragfähigkeit und Steifigkeit beitragen. Festzuhalten ist, dass das T-Stummel-Modell für die Ankerplatte im Zugbereich für geschraubte Verbindungen entwickelt wurde und keine Biegesteifigkeit der Verbindungsmittel und keine Membraneffekte berücksichtigt. Für dünne Ankerplatten kann beides bei einem maßgebenden Versagen durch Fließen der Ankerplatte jedoch einen spürbaren Einfluss auf die Anschlusssteifigkeit haben.

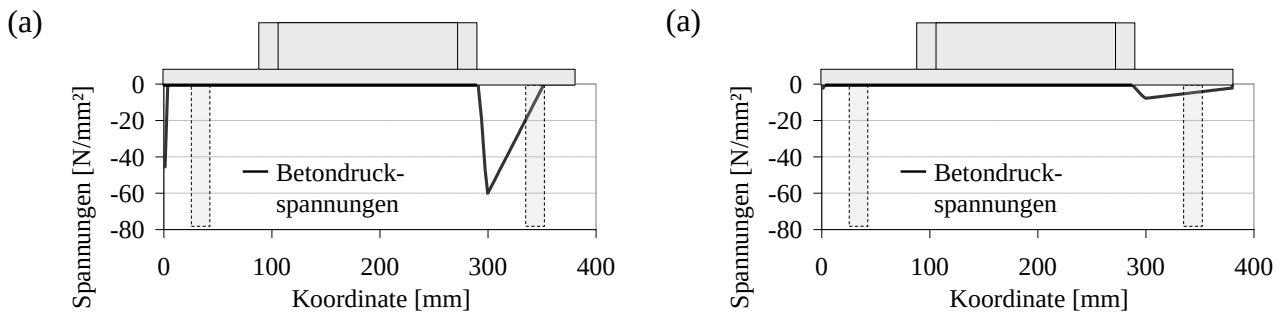


Abbildung 6-23: Berechnete Betondruckspannungen unter der nachgiebigen Ankerplatte im Traglastzustand (a) Druckspannungskonzentration unter Stützenflansch im Versuch 6 (b) Gleichmäßiger Druckspannungsverlauf im Versuch 8

Der Anschluss aus Versuch 8, wie in Abbildung 6-22b dargestellt, versagt unter einer sehr geringen Verdrehung der Ankerplatte. So bleibt die Ankerplatte elastisch und die Betondruckspannungen verlaufen fast gleichmäßig im Bereich des Plattenüberstands im Druckbereich, siehe Abbildung 6-23b.

Für die mit Querkraftbeanspruchung belasteten Versuche mit geringer Lastexzentrizität e sind die mit dem Komponentenmodell berechneten Traglasten $F_{u,M}$ den Versuchstraglasten $F_{u,V}$ in Tabelle 6-3 gegenübergestellt. Die berechneten Traglasten erreichen eine zufrieden stellende Übereinstimmung mit den Versuchswerten. Die beim Versuch aufgetretene Versagensart kann auch Tabelle 5-2 entnommen werden.

Die Versuche 9 und 11 mit Stahlversagen der Kopfbolzen weisen eine gute Übereinstimmung zwischen Modell und Versuch auf. Die elastische Grenze der Kopfbolzen wird überschritten und ein Abfall der Schubsteifigkeit des Anschlusses tritt ein, siehe Knicke der Lastverschiebungskurven in Abbildung 6-24a und c. Bei den steifen Anschlüssen mit gedrunenen Kopfbolzen und einem maßgebenden Betonversagen in Abbildung 6-24b und d bleiben die Kopfbolzen elastisch, so dass das Komponentenmodell eine konstante Schubsteifigkeit besitzt. Liegt die Anfangssteifigkeit des Anschlusses noch im Bereich der Versuchswerte, wird mit zunehmender Beanspruchung die Steifigkeit überschätzt.

Die mit dem Komponentenmodell berechneten Betondruckspannungen weisen für die steife Ankerplatte einen dreiecksförmigen Verlauf mit dem Maximum am Plattenrand auf, während sich bei der nachgiebigen Ankerplatte eine lokale Konzentration der Betondruckspannungen am Stützenflansch auf Druck einstellt, siehe Abbildung 6-25.

Tabelle 6-3: Vergleich der Traglasten im Versuch $F_{u,V}$ und Modell $F_{u,M}$ bei Querkraft/Schub

Nr.	Parameter				Versuch $F_{u,V}$ [kN]	Modell $F_{u,M}$ [kN]	$F_{u,M}/F_{u,V}$ [-]
	SD	t_f [mm]	e [mm]	N [kN]			
9	16/250	40	60	0	294	278	0,95
10	22/100	40	60	0	325	323	0,99
11	16/250	15	50	0	310	278	0,90
12	22/100	15	50	0	403	337	0,84

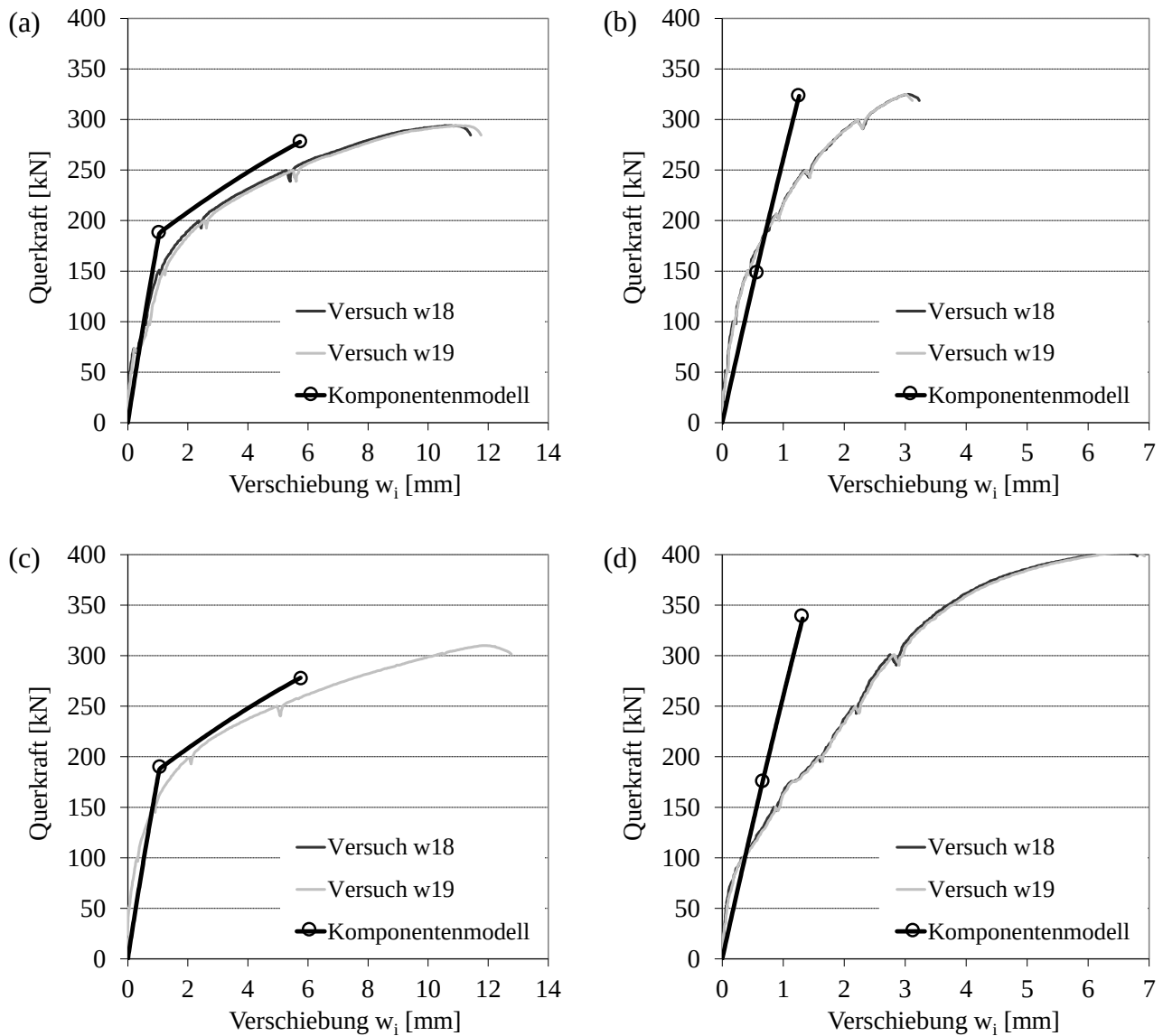


Abbildung 6-24: Vergleich der gemessenen und berechneten Lastverschiebungskurven bei steifer Ankerplatte (a) Versuch 9 (b) Versuch 10 und bei nachgiebiger Ankerplatte (c) Versuch 11 (d) Versuch 12

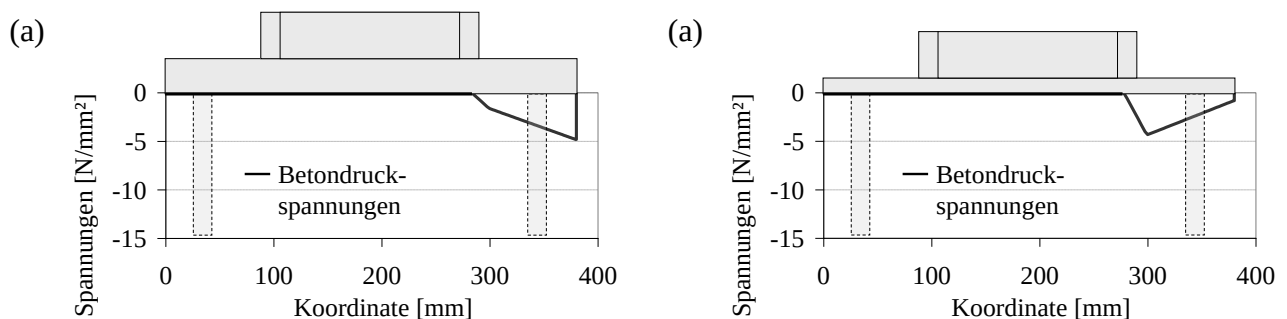


Abbildung 6-25: Berechnete Betondruckspannungen unter der Ankerplatte (a) Dreiecksförmiger Spannungsverlauf im Versuch 10 (b) Spannungskonzentration im Bereich des Stützenflansches im Versuch 12

6.4.3 Verifikation mit Finite-Elemente-Modell

In Kapitel 5.3 sind die im Rahmen von *Kuhlmann u.a. 2008c* am Institut für Werkstoffe im Bauwesen durchgeführten numerischen Untersuchungen kurz dargestellt. Durch das Finite-Elemente-Modell kann die Verteilung der Schubbeanspruchung auf die einzelnen Kopfbolzenreihen sowie die Normalkraftbeanspruchung der rückwärtigen Kopfbolzenreihe identifiziert und mit dem Komponentenmodell verglichen werden. Dies wird im Folgenden exemplarisch für den in Abbildung 6-26a gezeigten Stützenfuß mit Querkraftbeanspruchung entsprechend eines durchgeführten Versuchs in *Kuhlmann u.a. 2008b* dargestellt.

Die in Abbildung 6-26b gegenübergestellten Lastverschiebungskurven des FE-Modells und des Komponentenmodells zeigen unter Berücksichtigung des vereinfachten Ansatzes der Kopfbolzen-schubsteifigkeit nach Kapitel 6.2.7.4 eine gute Übereinstimmung. Die Traglast des FE-Modells wird im Komponentenmodell bei einem maßgebenden Stahlversagen der vorderen Kopfbolzenreihe nicht erreicht. Gegenüber der in Kapitel 6.2.7.1 angegebenen Schubtragfähigkeit führt das FE-Modell zu einer um 10% höheren Komponententragfähigkeit der vorderen Kopfbolzen, siehe Abbildung 6-27b, und liegt im Bereich der zulässigen Tragfähigkeit eines Kopfbolzens als Schubelement bei Verbundträgern nach *DIN 18800-5:2007-03*, siehe Gl. 6–75. Aufgrund der geringen Anzahl an durchgeführten Versuche und numerischen Berechnungen kann dieses Ergebnis aber noch nicht verallgemeinert werden.

$$\alpha^{FE} = \frac{0,48 \cdot 292 \text{ kN}}{2 \cdot 2,01 \text{ cm}^2 \cdot 45 \text{ kN/cm}^2} = 0,77 \approx 0,8 \quad \text{Gl. 6-75}$$

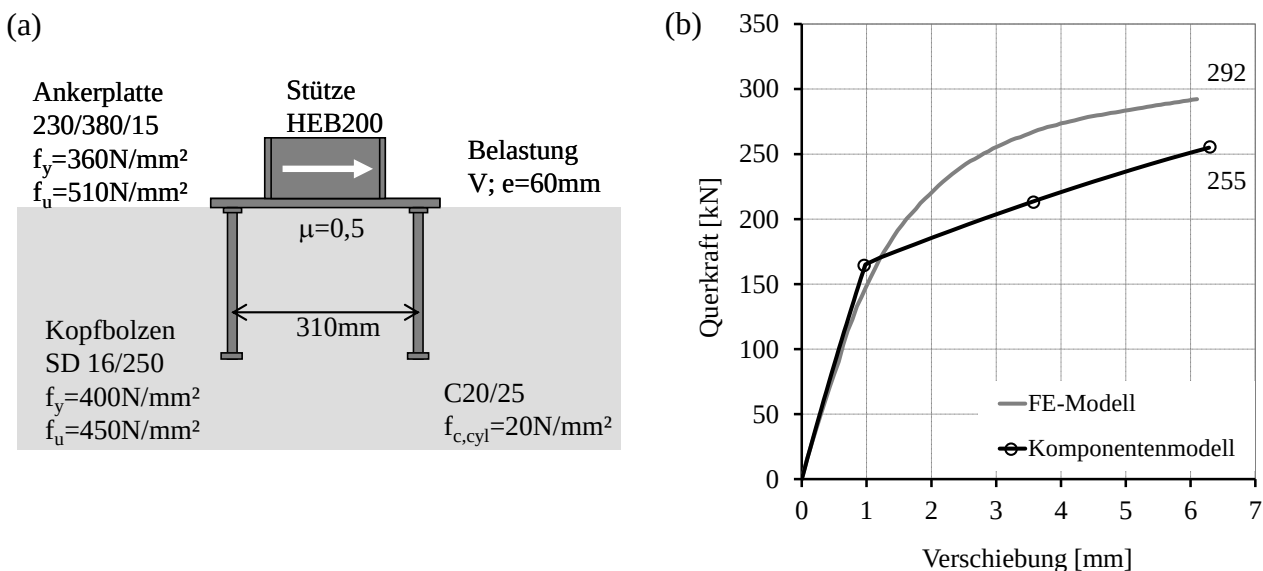


Abbildung 6-26: Modellvergleich einer mit Querkraft beanspruchten Ankerplatte: (a) Anschlusskonfiguration (b) Vergleich der Lastverschiebungskurven zwischen FE-Modell und Komponentenmodell

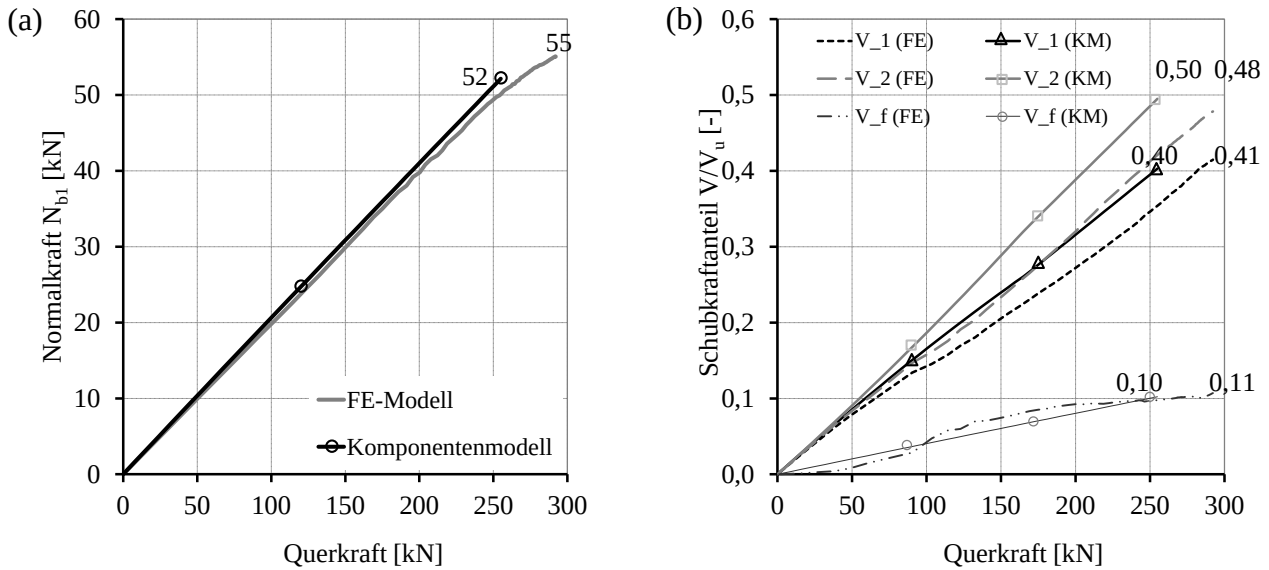


Abbildung 6-27: Modellvergleich: (a) Normalkraftbeanspruchung der rückwärtigen Kopfbolzenreihe (b) Aufteilung der Schubkräfte auf Kopfbolzenreihe und Reibung

Das Komponentenmodell zeigt, wie in Abbildung 6-27a und b dargestellt, eine sehr gute Übereinstimmung bei der Normalkraftbeanspruchung als auch bei der Aufteilung der Schubkräfte zwischen den Kopfbolzenreihen gegenüber dem FE-Modell.

Insgesamt kann für Ankerplatten mit überwiegender Querkraftbeanspruchung festgehalten werden, dass das Komponentenmodell mit dem vereinfachten Ansatz nach Kapitel 6.2.7.4 für die Schubsteifigkeit der Kopfbolzenreihen den inneren Lastabtrag gegenüber dem FE-Modell im untersuchten Parameterbereich gut abbildet.

6.5 Zusammenfassung

Das für steife Ankerplatten entwickelte Komponentenmodell wird um die Steifigkeiten der Einzelkomponenten erweitert, um auch die Steifigkeit und das Verformungsvermögen des Ankerplattenanschlusses berechnen zu können. Hierzu sind in Kapitel 6.2 die Bemessungsgleichungen für die Tragfähigkeit und die Steifigkeit der Einzelkomponenten beschrieben. Für die meisten Komponenten, insbesondere für die Stahlkomponenten des Anschlusses, kann auf bestehende Modelle zurückgegriffen werden. Für die Kopfbolzen wird ein über *Bouwman u.a. 1989* hergeleitetes Modell verwendet, um die Schubsteifigkeit unter Berücksichtigung der Kopfbolzennormalkraft zu berechnen.

In Kapitel 6.3.4 werden die für die Berechnung erforderlichen Gleichgewichtsbedingungen an der Ankerplatte aufgezeigt. Die Ankerplattenüberstände werden dabei als Teilsysteme mit Momentengelenke idealisiert, um die Fließzonen der Ankerplatte abbilden zu können. Zusammen mit den Verträglichkeitsbedingungen in Form eines Federmodells nach Kapitel 6.3.5 und den Interaktionsbeziehungen für das Versagen der rückwärtigen Kopfbolzenreihe, wurde der in Kapitel 6.3.6 als Diagramm beschriebene Berechnungsablauf programmtechnisch umgesetzt.

Die Verifikation mit den in Kapitel 5.2 vorgestellten Versuchen nach *Kuhlmann u.a. 2008d* zeigt, dass das Komponentenmodell die Tragfähigkeit und die Steifigkeit der untersuchten Stützenfüße insgesamt gut wiedergibt. Während sich für steife Ankerplatten sehr gute Übereinstimmungen erge-

ben, können bei nachgiebigen Ankerplatten Abweichungen durch gewisse Modellschwächen auftreten. So wird die Biegesteifigkeit der angeschweißten Kopfbolzen als auch bei großen Verformungen mögliche Membrankräfte im T-Stummel-Modell nicht berücksichtigt. Die in Kapitel 6.4 durchgeführte Verifikation zeigt außerdem, dass das Komponentenmodell gegenüber dem Finite-Elemente-Modell bei Querkraftversuchen eine gute Abschätzung der Lastverschiebungskurve und der Aufteilung der Schubkräfte zwischen den Kopfbolzenreihen erlaubt.

Der Berechnungsablauf des auf Federmodellen basierenden Komponentenmodells wird programmtechnisch umgesetzt und zeigt in dem untersuchten Parameterbereich eine gute Übereinstimmung mit den Versuchswerten und dem Finite-Elemente-Modell nach *Kuhlmann u.a. 2008c*. Für die Anwendung im Kontext der Komponentenmethode nach *DIN EN 1993-1-8:2005-07* bedarf es teilweise noch einer Vereinfachung bestimmter Komponenten als auch des Berechnungsablaufs. Diese Vereinfachungen werden in Kapitel 7 vorgestellt.

7 Anwendungsregeln des Komponentenmodells

7.1 Allgemeines

Das in Kapitel 6 vorgestellte Komponentenmodell berechnet das Tragverhalten einer Ankerplatte mit Kopfbolzen über einen iterativen Berechnungsablauf, der jedoch aufgrund seiner Komplexität eine Berechnung per Hand ausschließt. Um die verwendeten Einzelkomponenten in das Nachweisformat nach der Komponentenmethode in *DIN EN 1993-1-8:2005-07* integrieren zu können, werden in Kapitel 7.2 die notwendigen Vereinfachungen für die Einzelkomponenten aufgezeigt. Die in Kapitel 7.3 beschriebene Berechnung der Momententragfähigkeit $M_{j,Rd}$ und die zugehörige Rotationssteifigkeit S_j wird im Anhang C für ein Anwendungsbeispiel aufgezeigt.

7.2 Bestimmung der Einzelkomponenten

7.2.1 Allgemeines

Das Komponentenmodell nach *DIN EN 1993-1-8:2005-07* dient im Stahlbau zur Beschreibung der Tragfähigkeit $M_{j,Rd}$ von Anschlüssen im Grenzzustand der Tragfähigkeit und erlaubt die Berechnung des wirklichkeitsnahen Verformungszustands eines Tragwerks mit Hilfe der Anschlusssteifigkeiten S_j , die mit den Komponentensteifigkeiten k_i bestimmt wird.

Im Folgenden werden daher die erforderlichen Anpassungen und Anwendungsregeln für die auch in *Kuhlmann u.a. 2008c* untersuchten Einzelkomponenten zur Berechnung von Ankerplattenanschlüssen mit Kopfbolzen aufgelistet, die sich auf Einzelkomponenten nach Kapitel 6.2 beziehen und die geltenden Bemessungsregeln nach den Normen *DIN EN 1993-1-8:2005-07* und *CEN/TS 1992-4-2:2007* berücksichtigen.

7.2.2 Kopfbolzen auf Zug

7.2.2.1 Komponententragfähigkeit

Die Komponente $N_{1,Rd,s}$ „Stahlversagen auf Zug“ wird nach Gl. 7–1 mit der charakteristischen Tragfähigkeit nach Gl. 7–2 berechnet.

$$N_{1,Rd,s} = \frac{N_{1,Rk,s}}{\gamma_s} \quad \text{Gl. 7–1}$$

mit

$$N_{1,Rk,s} = n \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d^2 \cdot f_{uk} \quad \text{Gl. 7–2}$$

$$\gamma_s = 1,2 \cdot \frac{f_{uk}}{f_{yk}} \geq 1,4 \quad \text{nach CEN/TS 1992-4-1:2007} \quad \text{Gl. 7–3}$$

Die Komponente $N_{1,Rd,c}$ „Betonbruch auf Zug“ wird entsprechend der in Abbildung 6-3 dargestellten Ausbruchfläche nach Gl. 7-4 berechnet.

$$N_{1,Rd,c} = \frac{N_{1,Rk,c}}{\gamma_c} \quad \text{Gl. 7-4}$$

mit

$$N_{1,Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ucr,N} \cdot \psi_{m,N} \quad \text{Gl. 7-5}$$

$$\psi_{s,N} \quad \text{nach Gl. 2-65}$$

$$\psi_{ucr,N} = 0,7 \quad \text{Beiwert für gerissenen Beton}$$

$$\psi_{ucr,N} = 1,0 \quad \text{Beiwert für ungerissenen Beton}$$

$$\psi_{m,N} \quad \text{nach Gl. 2-69}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 11,9 \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{nach CEN/TS 1992-4-2:2007} \quad \text{Gl. 7-6}$$

$$\gamma_c = 1,5 \quad \text{nach CEN/TS 1992-4-1:2007} \quad \text{Gl. 7-7}$$

Die Komponente $N_{1,Rd,p}$ „Durchziehen“ wird entsprechend der in Abbildung 6-3 dargestellten Ausbruchfläche nach Gl. 7-4 berechnet.

$$N_{1,Rd,p} = \frac{N_{1,Rk,p}}{\gamma_p} \quad \text{Gl. 7-8}$$

mit

$$N_{1,Rk,p} = n \cdot 6 \cdot A_h \cdot f_{ck,cube} \cdot \psi_{ucr,N} \quad \text{nach CEN/TS 1992-4-2:2007} \quad \text{Gl. 7-9}$$

Die resultierende Tragfähigkeit der Kopfbolzenreihe auf Zug ergibt sich aus dem Minimum der maßgebenden Einzelkomponenten entsprechend Gl. 7-10.

$$N_{1,Rd} = \min [N_{1,Rd,s}; N_{1,Rd,c}; N_{1,Rd,p}] \quad \text{Gl. 7-10}$$

7.2.2.2 Komponentensteifigkeit

Die Komponentensteifigkeit der Einzelkomponenten wird im Komponentenmodell nur über die Anfangssteifigkeit k_i angegeben.

Die auftretende Längung der Kopfbolzen wird über die Steifigkeit nach Gl. 7-11 und die Unterkopfpressung über die Anfangssteifigkeit bei 2/3 der maximalen Tragfähigkeit der Kopfbolzenreihe $N_{1,Rd}$ nach Gl. 7-12 berücksichtigt. Die Berechnungsformel Gl. 7-13 ist für Kopfbolzen mit einer Schulterbreite $a = 0,5 (d_h - d) \geq 6,5 \text{ mm}$ gültig.

$$k_{16,s}^{\text{mod}} = n \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4 \cdot L_b} \quad \text{Gl. 7-11}$$

$$k_{16,p}^{\text{mod}} = \frac{2/3 \cdot N_{1,Rd}}{w_p \cdot E_a} \quad \text{Gl. 7-12}$$

mit

$$w_p = \alpha \cdot \frac{k_a \cdot k_A}{c_1} \cdot \left(\frac{2/3 \cdot N_{1,Rd}}{n \cdot A_h \cdot f_{ck,cube}} \right)^2 \quad \text{nach Furche 1994} \quad \text{Gl. 7-13}$$

$$k_a \cdot k_A = \frac{1}{2} \cdot \left[\sqrt{d^2 + 9 \cdot (d_h^2 - d^2)} - d_h \right] \quad \text{Gl. 7-14}$$

$$c_1 = 600 \quad \text{ungerissener Beton}$$

$$c_1 = 300 \quad \text{gerissener Beton}$$

Die resultierende Komponentensteifigkeit k_{16}^{mod} der Kopfbolzenreihe auf Zug ergibt sich in Abhängigkeit möglicher Abstützkräfte an der Ankerplatte im Zugbereich in Anlehnung an *DIN EN 1993-1-8:2005-07, Abschnitt 6.3.2* nach Gl. 7-15 bzw. Gl. 7-16.

$$k_{16}^{\text{mod}} = \left(\frac{1}{k_{16,s}^{\text{mod}}} + \frac{1}{k_{16,p}^{\text{mod}}} \right)^{-1} \quad \text{ohne Abstützkräfte} \quad \text{Gl. 7-15}$$

$$k_{16}^{\text{mod}} = 0,8 \cdot \left(\frac{1}{k_{16,s}^{\text{mod}}} + \frac{1}{k_{16,p}^{\text{mod}}} \right)^{-1} \quad \text{mit Abstützkräfte} \quad \text{Gl. 7-16}$$

7.2.3 Ankerplatte im Zugbereich

Die Komponententragfähigkeit und -steifigkeit hängt entscheidend von dem Auftreten von Abstützkräften ab. Mit Hilfe eines elastischen T-Stummels nach Abbildung 7-1 kann die Grenzbedingung für das Auftreten von Abstützkräften ermittelt werden. In *Wald u.a. 2008b* wurde die Differentialgleichung des Kragarms $EI \delta'' = -M$ für die Grenzbedingung, dass keine Abstützkräfte auftreten und das Kragarmende gerade noch Kontakt zum Beton hat, aufgelöst, siehe Gl. 7-17. Mit der Biegesteifigkeit des T-Stummels kann die Grenzsteifigkeit der Kopfbolzenreihe $K_{1,ini}$ für ein Auftreten von Abstützkräften nach Gl. 7-18 ermittelt werden.

$$\frac{m^2 \cdot n}{E \cdot I} = \frac{2 \cdot L_b}{E \cdot A} \quad \text{bzw.} \quad \frac{m^2 \cdot n}{E \cdot I} = \frac{2}{K_{1,ini}} \quad \text{Gl. 7-17}$$

$$\begin{aligned} K_{1,ini} &= \frac{2 \cdot E_a \cdot I}{m^2 \cdot n} \\ &= \frac{E_a \cdot l_{eff} \cdot t_f^3}{6 \cdot m^2 \cdot n} \end{aligned} \quad \text{Gl. 7-18}$$

$$K_{1,ini} = E_a \cdot k_{16}^{\text{mod}} \quad \text{Gl. 7-19}$$

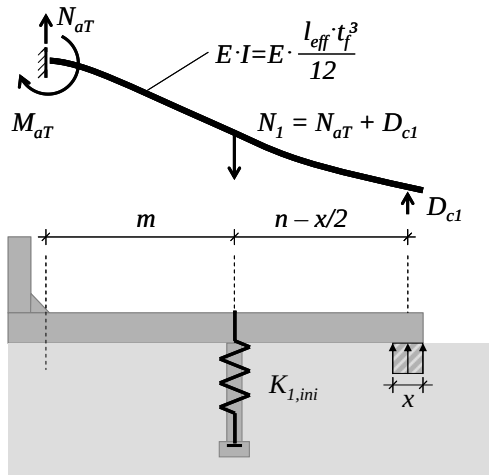


Abbildung 7-1: Elastisch verformter Kragarm (T-Stummel) mit Abstützkräften

Ein Auftreten von Abstützkräften kann somit über die Steifigkeit der Kopfbolzenreihe k_{16}^{mod} nach Gl. 7–17 mit Gl. 7–20 überprüft werden. Bei Auftreten von Abstützkräften sind die Betondruckkräfte D_{c1} mit der zulässigen Teilflächenpressung f_j über eine Fläche von $b_p \cdot x$ nachzuweisen, siehe auch Abbildung 7-1.

$$k_{16}^{mod} \geq \frac{l_{eff} \cdot t_f^3}{6 \cdot m^2 \cdot n} \quad \text{Abstützkräfte treten auf} \quad \text{Gl. 7–20}$$

Die Komponententragfähigkeit $N_{aT,Rd}$ der Ankerplatte im Zugbereich kann nach Gl. 7–21 bzw. Gl. 7–22 unter Berücksichtigung der Betondruckzonenhöhe x der Abstützkräfte D_{c1} nach berechnet werden. Hierbei kann die Betondruckkraft D_{c1} beim Übergang

$$N_{aT,Rd} = \frac{M_{aT,Rk} / \gamma_a}{m} \quad \text{ohne Abstützkräfte} \quad \text{Gl. 7–21}$$

$$N_{aT,Rd} = \frac{M_{aT,Rk} / \gamma_a + (n - 0,5 \cdot x) \cdot N_{1,Rd}}{m + n - 0,5 \cdot x} \quad \text{mit Abstützkräfte} \quad \text{Gl. 7–22}$$

mit

$$M_{aT,Rk} = 2 \cdot \frac{l_{eff} \cdot t_f^2 \cdot f_{yk}}{4} \quad \text{Gl. 7–23}$$

$$\gamma_a = 1,0 \quad \text{nach DIN EN 1993-1-1:2005-07} \quad \text{Gl. 7–24}$$

$$D_{c1} = N_{1,Rd} - N_{aT,Rd} \quad \text{mit } N_{aT,Rd} \text{ nach Gl. 7–21} \quad \text{Gl. 7–25}$$

Die Komponentensteifigkeit k_{15}^{mod} des Ankerplattenüberstands im Zugbereich ergibt sich entsprechend dem Modell in Kapitel 6.2.3 nach Gl. 7–26, sofern keine Abstützkräfte auftreten. Mit Abstützkräften erhöht sich die Steifigkeit und es werden die Bemessungsregeln nach DIN EN 1993-1-8:2005-07 angewandt, so dass sich die Steifigkeit nach Gl. 7–27 ergibt.

$$k_{15}^{mod} = \frac{0,425 \cdot l_{eff} \cdot t_f^3}{m^3} \quad \text{ohne Abstützkräfte} \quad \text{Gl. 7–26}$$

$$k_{15}^{\text{mod}} = \frac{0,85 \cdot l_{\text{eff}} \cdot t_f^3}{m^3} \quad \text{mit Abstützkkräfte} \quad \text{Gl. 7-27}$$

Hierbei kann die effektive Länge l_{eff} des T-Stummels nach Gl. 7-28 in den Anwendungsgrenzen von Gl. 6-60 und Gl. 6-61 angesetzt werden.

$$l_{\text{eff}} = 0,5 \cdot b_p \quad \text{Gl. 7-28}$$

7.2.4 Ankerplatte im Druckbereich

Die Verteilung der Betondruckspannungen unter der Ankerplatte im Druckbereich wird durch die Unterteilung in duktile (Stahlversagen der Kopfbolzen) und nicht-duktilen Versagen (Betonbruch, Querkraftversagen) sowie durch die Steifigkeit der Ankerplatte bestimmt. So ist die Momentbeanspruchung M_{aC} des Ankerplattenüberstandes an der Stelle „Z“ nach Abbildung 7-2 für die Lage der Druckresultierenden D_{c3} maßgebend.

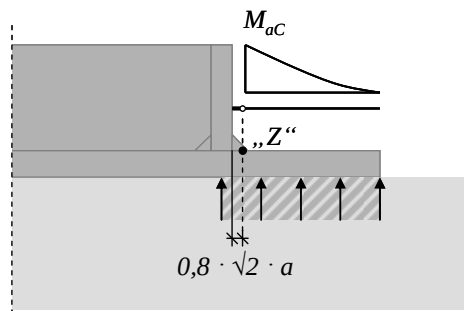


Abbildung 7-2: Maßgebende Bemessungsstelle „Z“ der Ankerplatte im Druckbereich

Für ein duktilen Versagen muss sichergestellt werden, dass die maßgebende Zugkomponente N_1 (Stahlversagen des Kopfbolzens) aufgrund der Interaktion mit dem Querkraftanteil V_1 nicht zu einem vorzeitigen Versagen führt. Daher ist nach Gl. 2-4 die Querkraftbeanspruchung der rückwärtigen Kopfbolzenreihe für ein duktilen Versagen auf einen Anteil von $0,2 \cdot V_{1,Rd}$ zu begrenzen.

Für ein duktilen Versagen des Anschlusses und eine steife Ankerplatte ($M_{aC} < M_{aC,el}$) kann die Lage der Druckkraft D_{c3} am Plattenüberstand nach Abbildung 7-3a und die Steifigkeit nach Gl. 7-29 berechnet werden. Bei einem nicht-duktilen Versagen soll die Betondruckspannungsverteilung entsprechend Abbildung 7-3b erfolgen, so dass sich die Steifigkeit nach Gl. 7-30 ergibt. Die maximale Betondruckspannung f_j kann hierbei über die zulässige Teilflächenpressung ermittelt werden.

- Steife Ankerplatte und duktilen Versagen:

$$k_{14}^{\text{mod}} = \frac{0,25 \cdot b_p \cdot t_f^3}{(c_x - l/2)^3} \quad \text{Gl. 7-29}$$

- Steife Ankerplatte und nicht-duktilen Versagen:

$$k_{14}^{\text{mod}} = \frac{0,25 \cdot b_p \cdot t_f^3}{(2/3 \cdot c_x)^3} \quad \text{Gl. 7-30}$$

Für die Berechnung der Tragfähigkeit und der Steifigkeit des Anschlusses kann der Hebelarm z_C mit der zuvor berechneten Lage der Betondruckkraft D_{c3} bestimmt werden.

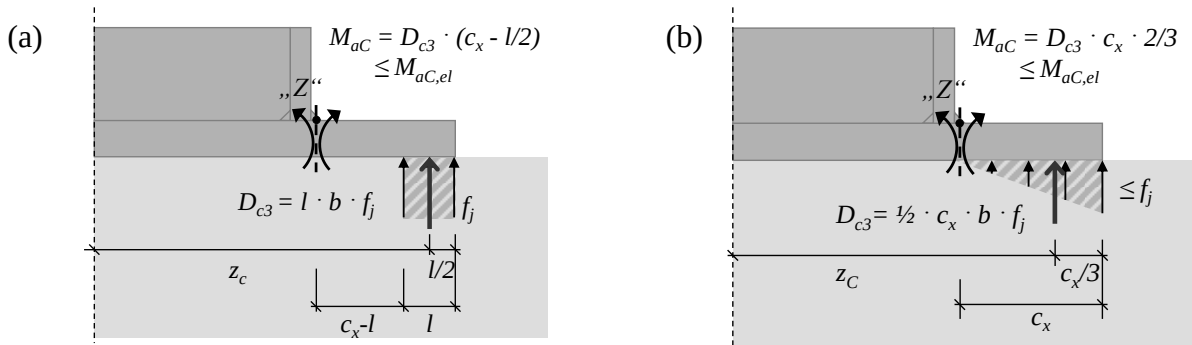


Abbildung 7-3: Betondruckspannungsverteilung für eine steife Ankerplatte mit (a) duktilem Versagen und (b) nicht-duktilen Versagen des Anschlusses

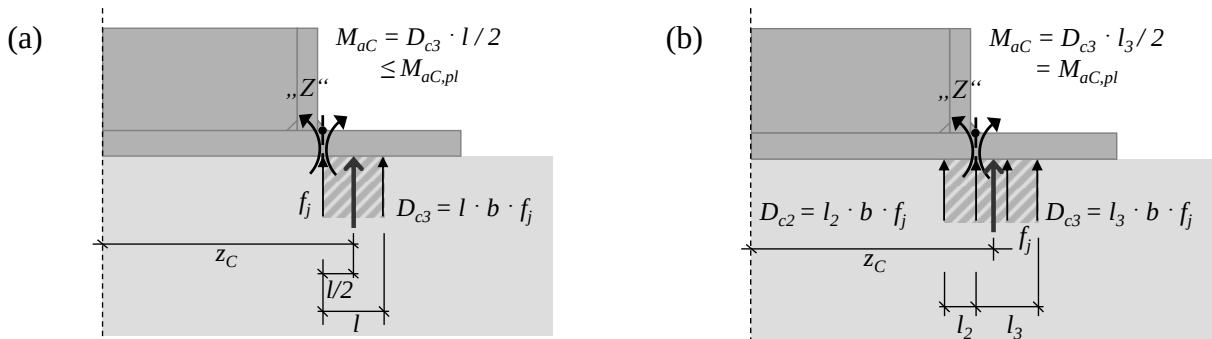


Abbildung 7-4: Betondruckspannungsverteilung für eine nachgiebige Ankerplatte

Überschreitet das Moment an der Stelle „Z“ nach Abbildung 7-2 das elastische Moment $M_{aC,el}$, so kann die Ankerplatte nicht mehr als steif eingestuft werden und die Berechnung ist für eine nachgiebige Ankerplatte zu führen.

Für eine nachgiebige Ankerplatte ist die Betondruckkraft am Rand der Schweißnaht des Stützendruckflansches an der Stelle „Z“ anzusetzen, siehe Abbildung 7-4a. Die aufnehmbare Druckkraft D_{c3} ist durch das plastische Moment $M_{aC,pl}$ der Ankerplatte begrenzt. Ein zusätzlicher Druckkraftanteil muss über die innen liegende Druckkraft D_{c2} nach Abbildung 7-4b aufgenommen werden.

Der für die Berechnung der Tragfähigkeit und der Steifigkeit des Anschlusses erforderliche Hebelarm z_C nach Abbildung 7-5 wird durch die Wirkungslinie der resultierenden Druckkraft aus den Anteilen D_{c3} bzw. D_{c2} bestimmt.

Die Komponentensteifigkeit wird, wie in Gl. 7–31 angegeben, für eine nachgiebige Ankerplatte vernachlässigt, da die Nachgiebigkeit des Plattenüberstands durch einen kürzeren Hebelarm z_C berücksichtigt wird.

– Nachgiebige Ankerplatte:

$$k_{14}^{\text{mod}} = \infty$$

Gl. 7–31

7.2.5 Beton auf Druck

Die Tragfähigkeit D_{ci} einer Betondruckfläche i berechnet sich nach Gl. 7–32 über die zulässige Teilflächenpressung f_j nach *DIN EN 1992-1-1:2005-10* und die Komponentensteifigkeit wird über den in Gl. 7–33 angegebenen k -Wert im Komponentenmodell berücksichtigt. Gegenüber den anderen Komponenten hat die Betondruckfläche einen geringen Einfluss auf das Tragverhalten des Anschlusses. Bei einer aufgrund einer Stützendruckkraft komplett überdrückten Ankerplatte, wird bei beiden Ankerplattenüberständen nur die Komponente „Beton auf Druck“ berücksichtigt, solange bis durch eine Laststeigerung die Kopfbolzenreihe auf der Zugseite nicht mehr überdrückt ist.

$$D_{ci} = l_i \cdot b_i \cdot f_j \quad \text{Gl. 7–32}$$

$$k_{13}^{\text{mod}} = \frac{E_c \cdot \sqrt{l \cdot b}}{1,2 \cdot E_a} \quad \text{Gl. 7–33}$$

7.3 Bestimmung des Anschlusstragverhaltens

7.3.1 Momententragfähigkeit

Die Momententragfähigkeit der Ankerplatte bestimmt sich aus der kleinsten Komponententragfähigkeit $N_{T,Rd}$ auf der Zugseite und dem inneren Hebelarm z_T und z_C zwischen den Zug- und Druckkomponenten nach Abbildung 7-5.

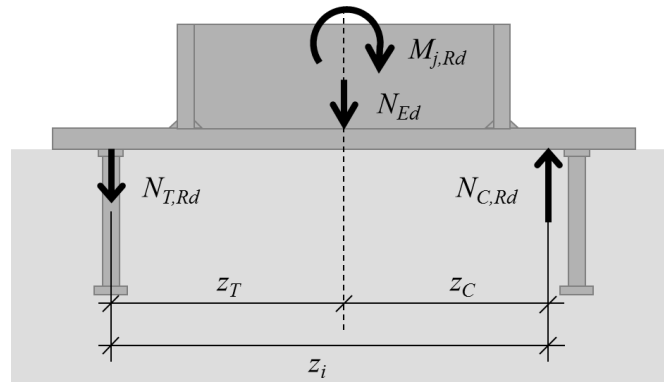


Abbildung 7-5: Bestimmung der Momententragfähigkeit

Die Berechnung der Momententragfähigkeit $M_{j,Rd}$ erfolgt unter der Annahme, dass der Anschluss die Traglast für ein Versagen einer Zugkomponente $N_{T,Rd}$ erreicht und die Druckkraft $N_{C,Rd}$ nur den Hebelarm z_C bestimmt.

$$M_{j,Rd} = N_{T,Rd} \cdot (z_T + z_C) - N_{Ed} \cdot z_C \quad \text{Gl. 7–34}$$

mit

$$N_{C,Rd} \geq N_{T,Rd} - N_{Ed} \quad \text{Gl. 7–35}$$

$$N_{T,Rd} = \min \{ N_{b1,Rd}, N_{aT,Rd} \} \quad \text{Gl. 7–36}$$

$$N_{C,Rd} = D_{c2} + D_{c3} \quad \text{Gl. 7–37}$$

$$D_{c2}, D_{c3} \quad \text{nach Abbildung 7-3 und Abbildung 7-4}$$

7.3.2 Rotationssteifigkeit

Die anfängliche Rotationssteifigkeit $S_{j,ini}$ des Anschlusses bestimmt sich aus den Steifigkeiten k_i der Einzelkomponenten und dem inneren Hebelarm z_i der Zug- und Druckkomponenten, siehe Gl. 7–38.

$$S_{j,ini} = \frac{E_a \cdot z_i^2}{\sum_i \frac{1}{k_i^{\text{mod}}}} \quad \text{Gl. 7–38}$$

Für ein nicht-duktiles Versagen des Anschlusses wird die Steifigkeit des Anschlusses bis zur maximalen Tragfähigkeit konstant mit $S_j = S_{j,ini}$ angesetzt.

Für ein duktiles Versagen des Anschlusses verändert sich die Steifigkeit S_j in Abhängigkeit der Ausnutzung des Anschlusses entsprechend Gl. 7–39. Für ein duktiles Versagen kann das Anschluss-tragverhalten auch über eine trilineare Kurve angegeben werden.

$$S_j(M) = \frac{S_{j,ini}}{\mu} \quad \text{Gl. 7–39}$$

mit

$$\mu = 1 \quad \text{für } M \leq 2/3 \cdot M_{j,Rd} \quad \text{Gl. 7–40}$$

$$\mu = \left(\frac{1,5 \cdot M}{M_{j,Rd}} \right)^\psi \quad \text{für } 2/3 \cdot M_{j,Rd} < M \leq M_{j,Rd} \quad \text{Gl. 7–41}$$

$$\psi = 2,7 \quad \text{Beiwert für Ankerplattenanschlüsse} \\ \text{nach DIN EN 1993-1-8:2005-07}$$

Für Anschlüsse mit einer Normalkraftbeanspruchung $N < 0$ erhöht die Druckkraft die Steifigkeit im Anfangsbereich, da die Kopfbolzenreihe zu Beginn vollständig überdrückt wird. Im überdrückten Zustand wird anstatt der Zugkomponente die zugehörige Druckkomponente berücksichtigt, so dass sich die Steifigkeit in diesem Bereich deutlich erhöht.

7.4 Vergleich mit Versuchsergebnisse

7.4.1 Allgemeines

Für die in den Kapiteln 7.2 und 7.3 vorgestellten Anwendungsregeln ist im Anhang C ein Anwendungsbeispiel zur Berechnung der Anschlusscharakteristik einer Ankerplatte dokumentiert. Es wird hierin gezeigt, wie das Anschluss-tragverhalten des Knotens in der statischen Berechnung eines Tragwerks berücksichtigt werden kann.

Ebenfalls sind im Anhang C die Berechnungstabellen zur Ermittlung der trilinearen Moment-Rotations-Kurven der in *Kuhlmann u.a. 2008c* durchgeführten Versuche dokumentiert und den gemessenen Versuchswerten bzw. dem Komponentenmodell nach Kapitel 6.3 grafisch gegenübergestellt. Im Kapitel 7.4.2 sind die berechneten Traglasten und Steifigkeiten der Anschlüsse zusammengefasst und den Versuchen gegenübergestellt.

7.4.2 Vergleich der Tragfähigkeit und Steifigkeit

Für den Vergleich des Komponentenmodells nach Kapitel 7.2 und 7.3 mit dem Versuchsergebnissen werden die Komponententragfähigkeit ohne Teilsicherheiten auf der Materialseite berechnet. Für die Betonfestigkeit wird die gemessene Würfeldruckfestigkeit ohne Abminderung berücksichtigt. Die Berechnungsergebnisse und der Verlauf der Moment-Rotations-Linien sind im Anhang C aufgeführt.

In Tabelle 7-1 sind die berechneten Traglasten F_u und Anschlusssteifigkeiten S_j der Versuche und des Komponentenmodells zusammengestellt. Hierbei wurde die Steifigkeit für die Versuche aus den Messwerten für eine Beanspruchung von ca. $0,5 F_{u,M}$ ermittelt.

Tabelle 7-1: Vergleich der Traglasten F_u und Anfangssteifigkeit $S_{j,ini}$ zwischen Versuchswerten und Komponentenmodell

Nr.	$F_{u,V}$ [kN]	$F_{u,M}$ [kN]	$F_{u,M}/F_{u,V}$ [-]	$S_{j,V}$ [kNm]	$S_{j,ini,M}$ [kNm]	$S_{j,ini,M}/S_{jV}$ [-]
1	70,5	67,5	0,96	15,3	14,3	0,93
2	112,0	110,4	0,99	28,3	18,5	0,65
3	129,5	86,1	0,66	19,3	17,8	0,92
4	30,5	30,5	1,00	27,1	31,7	1,17
5	61,1	41,9	0,69	8,0	9,3	1,16
6	82,2	79,9	0,97	8,6	10,5	1,31
7	75,8	48,4	0,64	9,6	10,4	1,08
8	25,8	26,5	0,97	12,9	13,5	1,05

Die Traglasten werden durch das Komponentenmodell mit den folgenden Ausnahmen gut wiedergegeben. Im Versuch 3 wird die im Komponentenmodell nach *CEN/TS 1992-4-2:2007* angesetzte Komponente „Durchziehen“ gegenüber dem Betonausbruch im Versuch maßgebend, so dass die Tragfähigkeit des Anschlusses gegenüber der Berechnung nach Kapitel 6.3 abfällt. Im Versuch 5 und 7 wird im Komponentenmodell nach Kapitel 7.2 und 7.3 entgegen dem Modell nach Kapitel 6.3 die Tragfähigkeit des Ankerplattenüberstands ohne Wiederverfestigung des Stahls berechnet, so dass für die Ankerplatten mit maßgebendem Versagen durch Fließen der Ankerplatte die Traglast der Versuche nicht abgebildet werden kann. Die Anfangssteifigkeit $S_{j,ini}$ der Ankerplattenanschlüsse weist gegenüber den Versuchswerten gewisse Abweichungen auf, die jedoch insgesamt ein zufriedenstellendes Ergebnis darstellen.

Aufgrund der geringen Anzahl der verfügbaren Versuchsergebnisse wird zur weiteren Verifizierung des Komponentenmodells eine Nachrechnung zusätzlicher Versuchsergebnisse empfohlen, soweit diese im Rahmen weiterführender Forschungsvorhaben verfügbar werden.

7.5 Zusammenfassung

Für das in Kapitel 6 vorgestellte Komponentenmodell sind in Kapitel 7.2 die erforderlichen Anpassungen und Anwendungsregeln aufgeführt, um die Einzelkomponenten in das Nachweisformat nach *DIN EN 1993-1-8:2005-07* integrieren zu können. Mit den in Kapitel 7.3 angegebenen Bemessungsregeln kann nun die Momententragfähigkeit $M_{j,Rd}$ und die Rotationssteifigkeit S_j des Anschlusses vereinfacht berechnet werden.

In Kapitel 7.4 sind für die im Rahmen des Forschungsprojekts *Kuhlmann u.a. 2008c* durchgeführten Versuche die rechnerischen Tragfähigkeiten und Anschlusssteifigkeiten den Versuchswerten gegenübergestellt. Hierbei wird die Tragfähigkeit für Ankerplatten teils unterschätzt, jedoch die Anfangssteifigkeit $S_{j,ini}$ des Anschlusses insgesamt gut wiedergegeben. Im Anhang C ist hierzu ein Anwendungsbeispiel zur Ermittlung des Anschlussstragverhaltens aufgeführt. Die berechneten Moment-Rotations-Kurven weisen gegenüber den gemessenen Versuchskurven insgesamt eine zufrieden stellende Übereinstimmung auf. Jedoch wird aufgrund der geringen Anzahl der verfügbaren Versuchswerte eine Verifizierung an zukünftig verfügbaren Versuchsergebnissen empfohlen.

Durch die vorgestellte Arbeit wurde ein geschlossenes Nachweiskonzept, das größtenteils auf Grundlage der Komponentenmethode nach *DIN EN 1993-1-8:2005-07* und der CC-Methode nach *CEN/TS 1992-4-2:2007* basiert, zur Bemessung von Ankerplattenanschlüssen mit Kopfbolzen entwickelt.

8 Zusammenfassung und Ausblick

8.1 Zusammenfassung

Im Stahl- und Verbundbau hat sich die wirtschaftliche plastische Bemessung des Komponentenverfahrens nach *DIN EN 1993-1-8:2005-07* zur Berechnung des Tragverhaltens von reinen Stahlan schlüssen durchgesetzt. Hierbei wird der Anschluss in seine statisch wirksamen Komponenten zerlegt und deren Tragfähigkeit und Steifigkeit nach den eingeführten Bemessungsregeln bestimmt. Durch das Zusammenfügen der Einzelkomponenten kann abschließend die Tragfähigkeit, die Steifigkeit und das Verformungsvermögens für den Gesamtanschluss beschrieben werden.

Die Anwendung des Komponentenverfahrens bei Ankerplattenanschlüssen zwischen Stahl- und Massivbauteilen ist dagegen bisher nur stark eingeschränkt möglich. Zwar gibt es für Stützenfüße in *DIN EN 1993-1-8:2005-07* Bemessungsregeln, die jedoch nur auf einen begrenzten Anwendungsbereich (z. B. lange einbetonierte Ankerschrauben) angewendet werden dürfen, siehe Kapitel 1.3 und Kapitel 2.2.5, so dass das Komponentenverfahren bei Ankerplatten bisher selten eingesetzt wird.

Die Bemessung von Ankerplatten mit beliebiger Beanspruchung kann nach den Bemessungsregeln der Befestigungstechnik (*ETAG001 2006, CEN/TS 1992-4-1:2007*) durchgeführt werden. Die Tragfähigkeit des einzelnen Befestigungsmittels, deren Beanspruchung meist über eine elastische Schnittkraftverteilung ermittelt wird, bestimmt sich nach dem Concrete-Capacity-Verfahren, siehe Kapitel 2.3.4. Für Verankerungen im unbewehrten Beton liegt hiermit ein wirtschaftliches Berechnungsverfahren vor, das jedoch insbesondere bei randnahen Verankerungen bei der Berücksichtigung von Rückhängebewehrung hohe Tragreserven aufweist und andererseits keine Regeln zur Bestimmung der Steifigkeit und der Verformung des Anschlusses enthält.

Die hier vorliegende Arbeit will das Komponentenverfahren über die bisherigen Regelungen nach *DIN EN 1993-1-8:2005-07* um das in der Befestigungstechnik verankerte CC-Verfahren zur Abbildung des möglichen Komponentenversagens des Betongrunds erweitern, um die Einschränkungen des Anwendungsbereich des Komponentenverfahrens zu reduzieren. Dies wird exemplarisch für angeschweißte Kopfbolzen und einer einachsigen Beanspruchung der Ankerplatte durchgeführt. Außerdem werden erste Schritte aufgezeigt, um eine Rückhängebewehrung im Komponentenmodell zu berücksichtigen und somit eine wirtschaftliche Anschlusausbildung im randnahen- und fernen Bereich erlaubt.

Im ersten Schritt wurde das allgemeine Tragverhalten von steifen, sich elastisch verhaltenden Ankerplatten in randferner Lage anhand den Versuchsergebnissen von *Kuhlmann/Imminger 2003* in Kapitel 3.2 analysiert, um den Einfluss der maßgebenden Parameter wie z. B. der Betongüte f_{cm} , der effektive Länge h_{ef} der Kopfbolzen, der Rückhängebewehrung, dem Achsabstand s der Kopfbolzenreihen und der Lastexzentrizität e zu identifizieren. Bei der Veranschaulichung des Mitwirkens der Bewehrung und des inneren Lastabtrags durch das numerische Modell in Kapitel 3.3 zeigt sich, dass die Querkkräfte über beide Kopfbolzenreihen und die aus dem Exzentrizitätsmoment resultierende Zugkraft über die rückwärtige Kopfbolzenreihe abgetragen werden.

Auf Grundlage der gewonnenen Ergebnisse, den Bemessungsregeln des CC-Verfahrens nach Kapitel 2.3 und dem ersten Ansatz nach *Eligehausen u.a. 2009* zum Zusammenwirken einer Rückhängebewehrung und dem Betongrund konnte in Kapitel 3.4 ein erstes Komponentenmodell für steife, randferne Ankerplatten entwickelt werden. Mit Hilfe des Modells wurde neben dem Ansatz zur Tragfähigkeit der Bewehrung nach *CEN/TS 1992-4-2:2007* auch ein Modell unter Berücksichtigung der Haken- und Verbundwirkung (Kapitel 3.4.2.1) untersucht, das insbesondere bei kurzen Verankerungslängen eine wirklichkeitsnähere Berücksichtigung der Bewehrung erlaubt.

Das vorgestellte Komponentenmodell gibt die Traglast im untersuchten Parameterbereich zufriedenstellend wieder und bleibt mit der Tragfähigkeit der Ankerplatte insgesamt auf der sicheren Seite. Durch den modularen Aufbau erlaubt das Komponentenmodell eine einfache Anpassung oder Ergänzung einzelner Komponenten und wurde als Grundlage für die weiteren Untersuchungen herangezogen.

Im nächsten Schritt wurden die Untersuchungen in Kapitel 4 auf Ankerplatten in randnaher Lage unter Berücksichtigung einer Bügelbewehrung ausgedehnt, da dies eine oft anzutreffende Einbausituation von Ankerplatten im Geschossbau darstellt. Die in *Kuhlmann/Rybinski 2007b* durchgeführten Versuche zeigten, dass bereits eine geringe Bügelbewehrung einen entscheidenden Einfluss auf die Tragfähigkeit und Duktilität des Anschlusses, jedoch nicht auf dessen Anfangssteifigkeit hat. Die in Kapitel 4.3 zusätzlich durchgeführten numerischen Untersuchungen veranschaulichen die Wirkungsweise der vorhandenen Bewehrung: die Längsbewehrung wirkt dem Spalten des Betons im Bereich der Kopfbolzen entgegen, die parallel zum Kopfbolzen liegenden Bügelschenkel wirken als Rückhängebewehrung und erhöhen die Tragfähigkeit des Betongrundausruchs, während die quer zu den Kopfbolzen liegenden Bügelschenkel dem Betonkantenbruch entgegenwirken.

Das vorgestellte Komponentenmodell wurde in Kapitel 4.4 um die erforderlichen Komponenten zur Berücksichtigung des Randabstands erweitert. Wie sich gezeigt hat, führt die vorhandene Bügelbewehrung auch zu einer Erhöhung der Komponente des Betonkantenbruchs, so dass der Ansatz nach *Eligehausen u.a. 2009* zum Zusammenwirken einer Rückhängebewehrung und dem Betongrund in einem ersten Schritt ebenfalls auf den Betonkantenbruch übertragen wurde. Der gewählte Ansatz muss für eine allgemeine Anwendung jedoch über weitere Untersuchungen noch verifiziert werden.

Das weiterentwickelte Komponentenmodell wurde an verschiedenen Versuchsreihen verifiziert. Dabei wurde die Traglast für Ankerplatten in randnaher Lage teils deutlich unterschätzt und lieferte insgesamt konservative Werte. Die Traglast wurde hierbei entscheidend durch den rückwärtigen Betonausbruch durch Querkzug beschränkt, für dessen rechnerische Tragfähigkeit die Bügelbewehrung noch nicht berücksichtigt werden kann.

Die durchgeführten Untersuchungen in Kapitel 3 und 4 beschränkten sich auf steife Ankerplatten mit für den Stahlbau teils unwirtschaftlichen Plattendicken, die jedoch bei einer elastischen Bemessung zu Grunde gelegt werden. Das Komponentenverfahren nach *DIN EN 1993-1-8:2005-07* erlaubt bei Stahlanschlüssen die Berechnung von nachgiebigen Stirnplatten und stellt mit dem T-Stummel-Modell, wie in Kapitel 2.2.5.2 beschrieben, ein geeignetes Berechnungsmodell für die Tragfähigkeit und Steifigkeit für Stirn- und Ankerplatten zur Verfügung.

Um nachfolgend das entwickelte Komponentenmodell verifizieren zu können, wurden in *Kuhlmann u.a. 2008b* Versuche an steifen und nachgiebigen Ankerplatten mit angeschweißten Kopfbolzen durchgeführt, die in Kapitel 5.2 zusammengefasst sind. Neben der Ankerplattendicke wurde die Lastexzentrizität und der Kopfbolzentyp variiert, so dass die Versagensarten wie Stahlversagen auf Schub bzw. Zug, Fließen der Ankerplatte, rückwärtiger und kegelförmiger Betonausbruch abgebildet werden konnten. Bei dünnen Ankerplatten konnten Fließgelenkzonen an den Plattenüberständen beobachtet werden, die zu einer deutlichen Begrenzung der Anschlussbeanspruchung gegenüber den steifen Ankerplatten führten. Als Ergebnis der Versuche stehen Moment-Rotations- als auch Last-Verschiebungs-Kurven zur Verifikation des Komponentenmodells zur Verfügung.

In Kapitel 6 wurde das Komponentenmodell für Ankerplatten mit Ansätzen für die Komponentensteifigkeit ergänzt, um Anschlüsse mit nachgiebigen Ankerplatten samt der Anschlusssteifigkeit berechnen zu können. In Kapitel 6.2 wurden dazu die verschiedenen Ansätze zur Beschreibung der Komponententragfähigkeit und -steifigkeit erläutert. Stehen für die Zug- und Druckkomponenten einer randfernen Ankerplatte ohne Rückhängebewehrung in der Literatur geeignete Modelle zur Beschreibung des Tragverhaltens zur Verfügung, fehlt bei Kopfbolzen unter Querkraftbeanspruchung ein geeigneter Ansatz der ebenfalls den Einfluss einer gleichzeitig wirkenden Normalkraft berücksichtigt. So wurde mit Hilfe des Stevin-Laboratory-Modells nach *Bouwman u.a. 1989* für Ankerschrauben mit einer Mörtelschicht ein erster Ansatz gefunden, der eine hinreichende Abschätzung der Schubsteifigkeit im untersuchten Parameterbereich erlaubt.

Der in Kapitel 6.3 beschriebene Berechnungsablauf, basierend auf zwei unabhängigen Federsystemen und den vorgestellten Gleichgewichtsbedingungen, erlaubt die Berechnung von Moment-Rotations-Kurven und Lastverschiebungskurven von Ankerplatten mit angeschweißten Kopfbolzen, so dass die vollständige Anschlusscharakteristik darstellbar ist. Das Komponentenmodell zeigt sowohl für die Traglast als auch den Verlauf der Steifigkeit insgesamt eine zufriedenstellende Übereinstimmung mit den durchgeführten Versuchen. Für nachgiebige Ankerplatten und langen Kopfbolzen mit großem Durchmesser wird bei zunehmender Verdrehung des Anschlusses die Steifigkeit unterschätzt.

Die programmtechnische Umsetzung des entwickelten Komponentenmodells, das auf Federmodellen basiert, erlaubt das Tragverhalten einer Ankerplatte ausführlich zu berechnen. Die notwendigen Anpassungen zur vereinfachten Anwendung des Komponentenmodells mit den Bemessungsregeln nach *DIN EN 1993-1-8:2005-07* und einzuhaltende Anwendungsregeln sind in Kapitel 7.2 dargestellt und werden abschließend für die in *Kuhlmann u.a. 2008c* untersuchten Anschlüsse angewendet.

Das Komponentenverfahren nach *DIN EN 1993-1-8:2005-07* ist für Ankerplatten bei Stützenfüßen in seinem Anwendungsgebiet bisher wesentlich eingeschränkt. So können als Befestigungsmittel nur lange Ankerschrauben, bei denen ein Betonversagen ausgeschlossen wird, berücksichtigt werden. Durch das im Rahmen dieser Arbeit entwickelte Komponentenmodell wird die Möglichkeit der Anwendung des Komponentenverfahrens auf Ankerplatten mit Kopfbolzen, bei denen ein Betonversagen maßgebend werden kann, ausgeweitet. Gegenüber einer elastischen Berechnung des Anschlusses nach *CEN/TS 1992-4-2:2007* kann mit Hilfe des Komponentenmodells eine im Sinne des Stahlbaus wirtschaftlichere Bemessung der Ankerplatte und der anschließenden Bauteile durch die

Berücksichtigung der Anschlusssteifigkeit erfolgen. Durch den elementaren Aufbau des Komponentenmodells steht außerdem ein einfach anpassbares und zukünftig erweiterbares Verfahren zur Verfügung.

8.2 Ausblick

Mit der vorliegenden Arbeit ist die Übertragbarkeit des Komponentenverfahrens auf Anschlüsse zwischen Stahl- und Massivbauteilen mit Ankerplatten und angeschweißten Kopfbolzen unter einer einachsigen Beanspruchung aufgezeigt worden. Für eine umfassende Anwendbarkeit des Komponentenmodells sind jedoch weitere Punkte, die nicht Gegenstand dieser Arbeit waren, zu klären. So können weitere Untersuchungen die in Kapitel 1.6 benannten **Einschränkungen aufheben**.

So müssen die im Komponentenmodell enthaltenen Ansätze zum Lastverschiebungsverhalten der Kopfbolzen für andere Befestigungsmittel wie z. B. Hinterschnittanker, andere mechanische oder chemische Dübel weiterentwickelt werden. Dies gilt sowohl für den ungerissenen als auch den gerissenen Beton, der bei der Komponentensteifigkeit bisher nicht berücksichtigt wurde. Hierbei kann eine produktspezifische Komponentensteifigkeit durch Angabe des Herstellers zukünftig eine neue, wichtige Kenngröße werden.

Bei nachträglich montierten Ankerplatten kommen meist eine Mörtelausgleichsschicht und Befestigungsmittel mit einem Lochspiel zum Einsatz. Hierfür sind entsprechende Bemessungsregeln für eine plastische Bemessung mit dem Komponentenmodell zu finden.

Bei Ankerplatten im Hallen- und Geschossbau tritt meist eine statische, einachsige Beanspruchung auf, so dass das bisherige Bemessungsverfahren wie bei reinen Stahlan schlüssen ausreicht. Für Sonderfälle mit einer mehrachsigen Beanspruchung kann auf die in der Befestigungstechnik gängigen Bemessungsverfahren zurückgegriffen werden.

Bisher wurden in den Untersuchungen nur Ankerplatten in randnaher Lage mit einer Querkraftbeanspruchung parallel zur Bauteilkante berücksichtigt. Für eine Beanspruchung quer zur Bauteilkante sind die entsprechenden Komponenten nach eingehenden Untersuchungen anzupassen und Bemessungsregeln für das Mitwirken einer Rückhängebewehrung aufzustellen.

Um den Anwendungsbereich hinsichtlich der aufnehmbaren Beanspruchung zu erweitern, sind weitere Bemessungsregeln für eine größere Anzahl von Kopfbolzenreihen zu finden. Hierbei spielt die Steifigkeit und das Verformungsvermögen der einzelnen Befestigungsmittel eine entscheidende Rolle, um eine gleichmäßige Beanspruchung mehrere Reihen zu gewährleisten.

Wie das Bemessungsbeispiel gezeigt hat, spielt die Querkrafttragfähigkeit eines Anschlusses eine maßgebende Rolle, sofern duktile Anschlüsse mit großem Verformungsvermögen erreicht werden sollen. Hierbei kann es notwendig werden die Steifigkeit der Kopfbolzenreihe im Druckbereich z. B. durch eine größere Anzahl von Kopfbolzen oder größere Durchmesser zu erhöhen, so dass die Kopfbolzenreihe unter Zug, die das Verformungsvermögen sicherstellt, auf Querkraftbeanspruchung entlastet wird. Somit sollten Untersuchungen mit unterschiedlichen Kopfbolzentypen oder unterschiedlichen Befestigungsmitteln unter Berücksichtigung ihrer jeweiligen Steifigkeit durchgeführt werden.

Neben dem Genannten sind im Rahmen der vorliegenden Arbeit im Komponentenmodell Punkte aufgetreten, die durch zukünftige Untersuchungen weiter bearbeitet werden sollten, mit denen sich gewisse vorhandene **Modellschwächen minimieren** lassen.

So hat sich der erste Modellansatz nach *Eligehausen u.a. 2009* zum Zusammenwirken einer Rückhängebewehrung und dem Betongrund im Komponentenmodell als sehr gut erwiesen. Da der Ansatz zum jetzigen Zeitpunkt noch weiterentwickelt wird, muss der Modellansatz im Komponentenmodell aktualisiert werden. Dabei sollte die Komponentensteifigkeit der Bewehrung mit berücksichtigt werden, so dass die Komponente der Rückhängebewehrung in der Berechnung der Anschlusssteifigkeit erfasst werden kann.

Auch bedarf der im Komponentenmodell zugrunde gelegte Modellansatzes nach *Eligehausen u.a. 2009* für die Bewehrung beim Betonkantenbruch noch einer Bestätigung durch Komponentenversuche und numerischen Untersuchungen, die den erste Modellansatz bestätigen oder verbessern. Der Einfluss einer Bügelbewehrung für Kopfbolzen in randnaher Lage bei einem maßgebenden Versagen durch rückwärtigen Betonausbruch sollte, wie in Kapitel 4.4.4 beschrieben, ebenfalls durch Komponentenversuche untersucht werden.

Die Abstützkräfte am Plattenrand im Zugbereich sollten detaillierter betrachtet werden, da sie von einer Vielzahl verschiedener Einflussgrößen wie z. B. lokale Verdichtung des Betons, Kriechen und Schwinden des Betons unter der Ankerplatte oder einer vorhandenen Mörtelschicht abhängen.

Insbesondere für Kopfbolzen fehlt ein allgemeingültiger Modellansatz, der die Schubsteifigkeit in Abhängigkeit der Normalkraftbeanspruchung des Befestigungsmittels zufriedenstellend wiedergibt. Das in der vorliegenden Arbeit angewandte Modell in Anlehnung an *Bouwman u.a. 1989* stellt einen vereinfachten Ansatz dar, der durch einen vollständigen Komponentenansatz für Kopfbolzen als auch andere Befestigungsmittel ersetzt werden sollte.

Auch sollte der Einfluss der Biegesteifigkeit von angeschweißten Kopfbolzen bei dünnen, nachgiebigen Ankerplatten im Zugbereich ebenso wie mögliche Membraneffekte bei dünnen Ankerplatten unter großen Verformungen untersucht werden.

Die gewonnenen Erkenntnisse des Komponentenmodells sollten in eine plastische Bemessung eines Gesamttragwerks wie z. B. eines Zweigelenkrahmens eingebunden werden, um so unter Berücksichtigung der Streuungen von Material und Geometrie einfache „deemed-to-satisfy“-Kriterien für die Duktilitätsanforderungen eines Anschlusses herzuleiten. Bei der Bemessung von Anschlüssen sind duktile Versagensarten wie Stahlversagen der Kopfbolzen oder Fließen der Ankerplatte gegenüber spröden Versagensarten wie Betonausbruch oder einem Abscheren von Kopfbolzen zu bevorzugen.

9 Literatur

9.1 Normen, Zulassungen und sonstige Regelwerke

CEB226 1995	Comité Euro-International du Béton (CEB): Design of Fastenings in Concrete, CEB Bulletin d' Information 226, 1995.
CEN/TS 1992-4-1:2007	CEN/TS 1992-4-1, Final Draft 2007, Design of Fastenings for Use in Concrete – Part 1: General, Technical Specification, Technical Committee CEN TC250.
CEN/TS 1992-4-2:2007	CEN/TS 1992-4-2, Final Draft 2007, Design of Fastenings for Use in Concrete – Part 2: Headed Fasteners, Technical Specification, Technical Committee CEN TC250.
DIN 1045-1:2001-07	DIN 1045-1, Ausgabe Juli 2001: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion.
DIN 18800-5:2007-03	DIN 18800-5, Ausgabe März 2007: Stahlbauten, Teil 5: Verbundtragwerke aus Stahl und Beton - Bemessung und Konstruktion.
DIN EN 1992-1-1:2005-10	DIN EN 1992-1-1, Ausgabe Oktober 2005, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.
DIN EN 1993-1-1:2005-07	DIN EN 1993-1-1, Ausgabe Juli 2005, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.
DIN EN 1993-1-8:2005-07	DIN EN 1993-1-8, Ausgabe Juli 2005, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen.
DIN EN 1994-1-1:2006-07	DIN EN 1994-1-1, Ausgabe Juli 2006, Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln für den Hochbau.
DIN EN 1994-2:2006-07	DIN EN 1994-2, Ausgabe Juli 2006, Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton, Teil 2: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für Brücken.
DIN EN 10002-1:2001-07	DIN EN 10002-1, Ausgabe Juli 2001: Metallische Werkstoffe, Zugversuch, Teil 1: Prüfverfahren bei Raumtemperatur.

DIN EN 12390-3:2002-04	DIN EN 12390-2, Ausgabe April 2002: Prüfung von Festbeton, Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern.
ENV 1993-1-1:1992	ENV 1993-1-1, Ausgabe 1992: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau.
ETA-03/0039	Deutsches Institut für Bautechnik: Europäische Technische Zulassung ETA-03/0039, KÖCO-Kopfbolzen aus Stahl, Berlin, November 2003.
ETA-03/0041	Deutsches Institut für Bautechnik: Europäische Technische Zulassung ETA-03/0041, Nelson-Kopfbolzen aus Stahl, Berlin, November 2003.
ETAG001 2006	ETAG 001: Guideline for European Technical Approval of Metal Anchors for Use in Concrete, European Organisation for Technical Approvals, 2006.

9.2 Fachbücher, Zeitschriften und Aufsätze in Tagungsbänden

Bode/Hanenkamp 1985	Bode, H.; Hanenkamp, W.: Zur Tragfähigkeit von Kopfbolzen bei Zugbeanspruchung, Bauingenieur 60, S. 361-367, 1985.
Breuninger/Kuhlmann 2001	Breuninger, U.; Kuhlmann, U.: Tragverhalten und Tragfähigkeit liegender Kopfbolzendübel unter Längsschubbeanspruchung, Stahlbau 70, Heft 11, S. 835-845, 2001.
Cook/Klingner 1992	Cook, A.; Klingner, R.: Ductile Multiple-Anchor Steel to Concrete Connections, Journal of Structural Engineering, Volume 118, S. 1645-1665, 1992.
DeWolf 1978	DeWolf, J.: Axially loaded Column Base Plates, Journal of the Structural Division, p. 781-794, 1978.
DeWolf/Sarisley 1980	DeWolf, J.; Sarisley, E.: Column Base Plates with axial Loads and Moments, Journal of the Structural Division, p. 2167-2184, 1980.
Eligehausen/Mallée 2000	Eligehausen, R.; Mallée, R.: Befestigungstechnik im Beton- und Mauerwerksbau, Ernst & Sohn Verlag, 2000.
Eligehausen u.a. 1992	Eligehausen, R.; Fuchs, W.; Ick, U.; Mallée, R.; Reuter, M.; Schimmelpfennig, K.; Schmal, B.: Tragverhalten von Kopfbolzenverankerungen bei zentrischer Zugbeanspruchung, Bauingenieur, Volume 67, S. 183-196, 1992.
Eligehausen u.a. 2006	Eligehausen, R.; Mallée, R.; Silva, J. F.: Anchorage in Concrete Construction, Ernst & Sohn Verlag, 2006.

- Ermopoulos/Stamatopoulos 1996a Ermopoulos, J. C.; Stamatopoulos, G. N.: Mathematical Modelling of Column Base Connections, *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 36, S. 79-100, 1996.
- Ermopoulos/Stamatopoulos 1996b Ermopoulos, J. C.; Stamatopoulos, G. N.: Analytical Modelling of Column-Base Plates under cyclic Loading, *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 40, S. 225-238, 1996.
- Fromknecht/Odenbreit 2007 Fromknecht, S; Odenbreit, C.: Improvement of Load Bearing Capacity in Design of Anchor Plates with Headed Studs in Concrete Columns, In: Eligehausen et al (2007): *Proceedings 2nd International Symposium on Connections between Steel and Concrete*, ibidem-Verlag, 2007.
- Fuchs/Eligehausen 1995 Fuchs, W.; Eligehausen, R.: Das CC-Verfahren für die Berechnung der Betonausbruchlast von Verankerungen, *Beton- und Stahlbetonbau* 90, Heft 1, S. 6-9, Heft 2, S. 38-44, Heft 3, S. 73-76, 1995.
- Fuchs u.a. 1995 Fuchs, W.; Eligehausen, R.; Breen, J. E.: Concrete Capacity Design (CCD) Approach for Fastening to Concrete, *ACI Structural Journal*, Vol. 92, No. 1, p. 73-94, No. 6, p. 794-802, 1995.
- Hofmann/Eligehausen 2009 Hofmann, J.; Eligehausen, R.: Tragfähigkeit von randnahen Kopfbolzen bei der Versagensart seitlicher Betonausbruch, *Beton- und Stahlbetonbau* 104, Heft 7, S. 386-393.
- Hon/Melchers 1987 Hon, K. K.; Melchers, R. E.: Moment-Rotation Curves for 'pinned' Column-Bases, *The Structural Engineer*, Volume 65, S. 54-587, 1987.
- Hon/Melchers 1988 Hon, K. K.; Melchers, R. E.: Experimental Behaviour of Steel Column Bases, *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 9, S. 35-50, 1988.
- Jaspart/Vandegans 1998 Jaspart, J. P., Vandegans, D.: Application of the Component Method to Column Bases, *Journal of Constructional Steel research*, Volume 48, S. 89-106, 1998.
- Jaspart u.a. 1999 Jaspart, J. P.; Wald, F.; Bijlaard, F.: *Column Bases in Steel Building Frames*, Edited by Weynand, K., COST C1, Brussels & Luxembourg, 1999.
- Johnson/Oehlers 1987 Johnson, R. P., Oehlers, D. J.: The Strength of Stud Shear Connectors in Composite Beams, *The Structural Engineer*, Volume 65, p. 147-170, 1987.

- Kürschner/Kuhlmann 2004 Kürschner, K.; Kuhlmann, U.: Trag- und Ermüdungsverhalten liegender Kopfbolzendübel unter Quer- und Längsschub, Stahlbau 73, Heft 7, S. 505-516, 2004.
- Kuhlmann/Rybinski 2006 Kuhlmann, U.; Rybinski, M.: Structural Behaviour of Anchor Plates with welded Studs, In: Gizejowski et al.: Proceedings XI International Conference Metal Structures, Rzeszow, Poland, A.A. Balkema Publishers, 2006.
- Kuhlmann/Rybinski 2007a Kuhlmann, U.; Rybinski, M.: Component Method for Anchor Plates, In: Eligehausen et al (2007): Proceedings 2nd International Symposium on Connections between Steel and Concrete, ibidem-Verlag, 2007.
- Kuhlmann/Rybinski 2008a Kuhlmann, U.; Rybinski, M.: Design of Anchor Plates based on the Component Method, In: Proceedings of Composite Constructions VI, Colorado, USA, 2008.
- Kuhlmann/Rybinski 2008b Kuhlmann, U.; Rybinski, M.: Design of Anchor Plates based on the Component Method, In: Proceedings of Composite Constructions VI, Colorado, USA, 2008.
- Kuhlmann u.a. 2004 Kuhlmann, U.; Imminger, T.; Rybinski, M.: Zur Tragfähigkeit von Ankerplatten in bewehrtem Beton, Stahlbau 73, Heft 4, S. 270-275, 2004.
- Kuhlmann u.a. 2008a Kuhlmann, U.; Rybinski, M., Rölle, L.: Anschlüsse im Stahl- und Verbundbau, Der Prüfsingenieur, Ausgabe 32, 04/2008, Bundesvereinigung der Prüfsingenieure für Bautechnik e.V., 2008.
- Lotze/Klingner 1997 Lotze, D.; Klingner, R. E.: Behaviour of Multiple-Anchor Connections to Concrete from the Perspective of Plastic Theory, University of Texas at Austin, PMFSEL Report No. 96-4, S. 10-17, 1997.
- Melchers 1992 Melchers, R. E.: Column-Base Response under applied Moment, Journal of Constructional Steel Research, Volume 23, S. 127-143, 1992.
- Melchers/Maas 1994 Melchers, R. E.; Maas, G.: Column Base Restraint Effect for a Steel Portal Frame, The Structural Engineer, Volume 72, S. 61-67, 1994.
- Michler 2007 Michler, H.: Model to Analyse Fastenings with Shear Lugs, In: Eligehausen et al (2007): Proceedings 2nd International Symposium on Connections between Steel and Concrete, ibidem-Verlag, 2007.

- Oehlers 1989
Oehlers, D. J.: Splitting induced by Shear Connectors in Composite Beams, *Journal of Structural Engineering*, Volume 115, S. 341-362, 1989.
- Oehlers/Park 1992
Oehlers, D. J.; Park, S. M.: Shear Connectors in Composite Beams with longitudinally cracked Slabs, *Journal of Structural Engineering*, Volume 118, S. 2004-2022, 1992.
- Ollgaard u.a. 1971
Ollgaard, J. G.; Slutter, R. G.; Fisher, J. W.: Shear Strength of Stud Connectors in Lightweight and Normalweight Concrete, *AISC Engineering Journal*, 1971.
- Ožbolt 2001
Ožbolt, J.: Smeared Fracture Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures - Theory and Examples, In: Eligehausen (2001): *Connections between Steel and Concrete*, Rilem, 2001.
- Ožbolt u.a. 1999
Ožbolt, J., Mayer, U., Vocke, H., Eligehausen, R.: Verschmierte Rißmethode – Theorie und Anwendung, *Beton- und Stahlbetonbau* 94, Heft 10, S. 403-412, 1999.
- Penserini/Colson 1989
Penserini, P.; Colson, A.: Ultimate Limit Strength of Column Base Connections, *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 14, S. 301-320, 1989.
- Penserini/Colson 1992
Penserini, P.; Colson, A.: Modelling of Column Base Connections, *Proceedings COST C1 Strasbourg Workshop*, 1992.
- Picard/Beaulieu 1985
Picard, A.; Beaulieu, D.: Behaviour of a simple Column Base Connection, *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 12, No. 1, S. 126-136, 1985.
- Picard/Beaulieu 1987
Picard, A.; Beaulieu, D.: Column Base Plate Connection, In: Bjorhovde, R.; Brozzetti, J.; Colson, A.: *Connections in Steel Structures – Behaviour, Strength and Design*, S. 252-262, Elsevier, 1987.
- Ramberg/Osgood 1943
Ramberg, W.; Osgood, W. R.: Description of Stress-Strain Curves by three Parameters, *Technical Note No. 902*, National Advisory Committee For Aeronautics, Washington, 1943.
- Raposo u.a. 2006
Raposo, J. M.; Neves, L. C.; Simões da Silva, L.: Experimental Evaluation of the Behaviour of Connectors anchored within confined Concrete Elements and subjected to combined Loading Actions, *Proceedings of STESSA 2006 – 5th International Conference on Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas*, Balkema, 2006.

- Rybinski 2006a Rybinski, M.: Structural Behaviour of Steel to Concrete Joints on Basis of the Component Method, In: Vogel et al.: Proceedings 6th International PhD Symposium in Civil Engineering, Zurich, Switzerland, 2006.
- Rybinski 2006b Rybinski, M.: Berechnung von Anschlüssen mit Ankerplatten auf Grundlage der Komponentenmethode, In: Deutscher Ausschuss für Stahlbau DAST (Hrsg.), 16. DAST-Kolloquium Stahlbau, Forschungsbericht 1/2006, S. 47-48.
- Salmon u. a. 1957 Salmon, C.; Schenker, L.; Johnston, B.: Moment-Rotation Characteristics of Column Anchorages, Transactions of the American Society of Civil Engineers, Vol. 122, S. 132-154, 1957.
- Schmid/Eligehausen 2007 Schmid, K.; Eligehausen, R.: Influence of Anchor Reinforcement on Behaviour of Anchorages under Shear Load, In: Eligehausen et al (2007): Proceedings 2nd International Symposium on Connections between Steel and Concrete, S. 583-596, ibidem-Verlag, 2007.
- Stamatopoulos/Ermopoulos 1997 Stamatopoulos, G. N.; Ermopoulos, J. C.: Interaction Curves for Column-base Plate Connections, Journal of Constructional Steel Research, Volume 44, S. 69-89, 1997.
- Stark 2007 Stark, J.: Design of Connections between Steel and Concrete to Eurocodes, In: Eligehausen et al (2007): Proceedings 2nd International Symposium on Connections between Steel and Concrete, ibidem-Verlag, 2007.
- Stark 2008 Stark, J.: Where Structural Steel and Concrete meet, In: Proceedings of Composite Constructions VI, Colorado, USA, 2008.
- Steenhuis u.a. 1998 Steenhuis, M.; Weynand, K.; Gresnigt, A. M.: Strategies for Economic Design of Unbraced Steel Frames, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 46, 1998.
- Steenhuis u.a. 2008 Steenhuis, M.; Wald, F.; Sokol, Z.; Stark, J.: Concrete in Compression and Base Plate in Bending, HERON Vol. 53, Issue 1/2, Delft, 2008.
- Wald 1995 Wald, F.: Patky sloupu – Column Bases, Technical University in Prague, 1995.
- Wald 2000 Wald, F.: Column Base Modelling, In: Ivanyi, M.; Baniotopoulos, C.C.: Semi-rigid Joints in Structural Steelwork, Springer, 2000.

- Wald u.a. 1998 Wald, F.; Gresnigt, A. M.; Weynand, K.; Jaspart, J. P.: Application of the Component Method to Column Bases, COST C1 – Proceedings of the third state of the art workshop, Liège, 1998.
- Wald u.a. 2000 Wald, F.; Bouguin, V.; Sokol, Z.; Muzeau, J. P.: Effective Length of T-Stub of RHS Column Base Plates, Connections in Steel Structures IV, 4th International Workshop on Connections in Steel Structures, 2000.
- Wald u.a. 2005 Wald, F.; Kuhlmann, U.; Rybinski, M.; Gregor, D.: Steel to Concrete Joints, In: Improvement of buildings' structural quality by new technologies, COST C12 Final Report, A.A. Balkema Publishers, 2005.
- Wald u.a. 2008a Wald, F.; Sokol, Z.; Steenhuis, M.; Jaspart, J. P.: Component Method for Steel Column Bases, HERON Volume 53, No. 1/2, 2008.
- Wald u.a. 2008b Wald, F.; Sokol, Z.; Jaspart, J. P.: Base Plate in Bending and Anchor Bolts in Tension, HERON Volume 53, No. 1/2, 2008.

9.3 Forschungs- und Versuchsberichte

- Bouwman u.a. 1989 Bouwman, L. P.; Gresnigt, A. M.; Romeijn, A.: Onderzoek Naar de Bevestiging van stalen Voetplaten aan Funderingen van Beton, Technische Universiteit Delft, 1989.
- Cook/Klingner 1989 Cook, A.; Klingner, R.: Behaviour and Design of ductile Multiple-Anchor Steel-to-Concrete Connections, Research Report CTR 1126-3, University of Texas at Austin, 1989.
- Curbach u.a. 2001 Curbach, M.; Körner, C.; Michler, H.: Tragfähigkeit von Befestigungen mit Schubdübeln im Betonbau zur Übertragung großer Schubkräfte, Abschlußbericht Forschungsvorhaben Cu 37/3-1 der Deutschen Forschungsgemeinschaft DFG, Technische Universität Dresden, 2001.
- Guisse u.a. 1996 Guisse, S.; Vandegans, D.; Jaspart, J. P.: Application of the Component Method to Column Bases – Experimentation and Development of a Mechanical Model for Characterization, Research Centre of the Belgian Metalworking Industry, MT 195, Brüssel, 1996.
- Eligehausen u.a. 2009 Eligehausen, R., Fuchs, W., Berger, W.: Work Package 3 – Experimental Work on Components. In: Kuhlmann, U.; Eligehausen, R.; Wald, F.; da Silva, L.S.; Kuhnke, H.; Sauerborn, N.: New Market Chances for Steel Structures by inno-

- vative Fastening Solutions, 4th Six-Monthly Research Report, RFCS Project RFSR-CT-2007-00051, 2009.
- Eligehausen/Fichtner 2003a Eligehausen, R.; Fichtner, S.: Erforderliche Steifigkeit von Ankerplatten, Schlussbericht, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 2003.
- Eligehausen/Fichtner 2003b Eligehausen, R.; Fichtner, S.: Einfluss des Achsabstands auf die Betonausbruchslast von biegebeanspruchten Gruppenbefestigungen, Unveröffentlichter Bericht, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 2003.
- Eligehausen/Varga 1996 Eligehausen, R., Varga, J.: Report on Tests with Headed Anchors, bericht Nr. Te 696/04-96/06, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1996.
- Eligehausen/Zhao 1991a Eligehausen, R., Zhao, G.: Tragverhalten von Verankerungen mit Kopbolzen, Bericht Nr. KRT-799/04-91/16, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1991.
- Eligehausen/Zhao 1991b Eligehausen, R., Zhao, G.: Tragverhalten von Verankerungen mit Kopbolzen, Bericht Nr. KRT-799/05-91/18, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1991.
- Hanswille 2003 Hanswille, G.: Push-Out Tests with Groups of Studs. In: European Commission: Composite Bridge Design for small and medium Spans, Research Report EUR 20583, 2003.
- Kuhlmann/Imminger 2003 Kuhlmann, U.; Imminger, T.: Ankerplatten und Einbaudetails zur Kraftüberleitung im Stahlbau, Schlussbericht, Forschungsvorhaben im Auftrag des Deutschen Ausschusses für Stahlbau (DASt), 2003.
- Kuhlmann/Rybinski 2007b Kuhlmann, U.; Rybinski, M.: Tragfähigkeit von Ankerplatten mit Kopfbolzendübeln in stabförmigen Bauteilen, Schlussbericht Forschungsvorhaben P722, Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V. (FOSTA), 2007.
- Kuhlmann u.a. 2008b Kuhlmann, U.; Eligehausen, R.; Rybinski, M.; Fichtner, S.: Modellierung biegeweicher Stützenfüße im Stahl- und Verbundbau als integriertes System von Tragwerk und Fundament, Versuchsbericht, Institut für Konstruktion und Entwurf und Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 2008.
- Kuhlmann u.a. 2008c Kuhlmann, U.; Eligehausen, R.; Rybinski, M.; Fichtner, S.: Modellierung biegeweicher Stützenfüße im Stahl- und Verbundbau als integriertes System von Tragwerk und Fundament, Schlussbericht, Institut für Konstruktion und Entwurf

- und Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 2008.
- Kuhlmann u.a. 2008d Kuhlmann, U.; Eligehausen, R.; Rybinski, M.; Fichtner, S.: Modellierung biegeweicher Stützenfüße im Stahl- und Verbundbau als integriertes System von Tragwerk und Fundament, Abschlussbericht, Institut für Konstruktion und Entwurf und Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 2008.
- Kuhlmann u.a. 2009 Kuhlmann, U.; Eligehausen, R.; Wald, F.; da Silva, L. S.; Kuhnke, H.; Sauerborn, N.: New Market Chances for Steel Structures by innovative Fastening Solutions, 4th Six-Monthly Research Report, RFCS Project RFSR-CT-2007-00051, 2009.
- Kuhlmann u.a. 2011 Kuhlmann, U.; Eligehausen, R.; Wald, F.; da Silva, L. S.; Kuhnke, H.; Sauerborn, N.: New Market Chances for Steel Structures by innovative Fastening Solutions, Final Research Report, RFCS Project RFSR-CT-2007-00051, 2011.
- Odenbreit/Fromknecht 2007 Odenbreit, C.; Fromknecht, S.: Tests on Anchor Plates with Headed Studs in Reinforced Concrete Columns, Forschungsbericht, ESRU-Report No. 1, Universität Luxemburg, 2007.
- Ramm/Greiner 1993 Ramm, W.; Greiner, U.: Gutachten zur Bemessung von Kopfbolzen, Teil II: Verankerungen mit Rückhängebewehrung, Universität Kaiserslautern, 1993.
- Roik u.a. 1978 Roik, K.; Bode, H.; Hanenkamp, W.: Zug-Tragfähigkeit von Nelson-Kopfbolzendübeln, Teil 1, Unveröffentlichter Forschungsbericht Nr. 7803, KIB II, Ruhr-Universität Bochum, 1978.
- Roik u.a. 1981 Roik, K.; Bode, H.; Hanenkamp, W.: Zug-Tragfähigkeit von Nelson-Kopfbolzendübeln, Teil 2, Unveröffentlichter Forschungsbericht I 5-2, KIB II, Ruhr-Universität Bochum, 1981.
- Roik u.a. 1988 Roik, K.; Hanswille, G.; Cunze, A.; Lanna, O.: Hintergrundbericht zu EUROCODE 4, Abschnitt 6.3.2: Bolzendübel, Ruhr-Universität Bochum, 1988.
- Sokol/Wald 1997 Sokol, Z.; Wald, F.: Experiments with T-Stubs in Tension and Compression, Research Report, Technical University in Prague, 1997.

9.4 Dissertationen

- Breuninger 2000 Breuninger, U.: Zum Tragverhalten liegender Kopfbolzendübel unter Längsschubbeanspruchung, Dissertation, Mitteilungen des Instituts für Konstruktion und Entwurf, Nr. 2000-1, Universität Stuttgart, 2000.
- Demonceau 2008 Demonceau, J. F.: Steel and Composite Building Frames: Sway Response under Conventional Loading and Development of Membrane Effects in Beams further to an Exceptional Action, Dissertation, Universität Lüttich, 2008.
- Fuchs 1990 Fuchs, W.: Tragverhalten von Befestigungen unter Querlast im ungerissenen Beton, Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1990.
- Furche 1994 Furche, J.: Zum Trag- und Verschiebungsverhalten von Kopfbolzen bei zentrischem Zug, Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1994.
- Fichtner 2011 Fichtner, S.: Untersuchungen zum Tragverhalten von Gruppenbefestigungen unter Berücksichtigung der Ankerplattendicke und einer Mörtelschicht, Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 2011.
- Hofmann 2004 Hofmann, J.: Tragverhalten und Bemessung von Befestigungen unter beliebiger Querbelastrung in ungerissenem Beton, Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 2004.
- Jaspart 1991 Jaspart, J.-P.: Etude de la semi-rigidité des noeuds poutre-colonne et son influence sur la résistance et la stabilité des ossatures en acier, Dissertation, Universität Lüttich, 1991.
- Kühnemund 2003 Kühnemund, F.: Zum Rotationsnachweis nachgiebiger Knoten im Stahlbau, Dissertation, Mitteilungen des Instituts für Konstruktion und Entwurf, Nr. 2003-01, Universität Stuttgart, 2003.
- Kürschner 2003 Kürschner, K.: Trag- und Ermüdungsverhalten liegender Kopfbolzendübel im Verbundbau, Dissertation, Mitteilungen des Instituts für Konstruktion und Entwurf, Nr. 2003-04, Universität Stuttgart, 2003.
- Lungershausen 1988 Lungershausen, H.: Zur Schubtragfähigkeit von Kopfbolzendübeln, Dissertation, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Ruhruniversität Bochum, 1988.

- Michler 2006 Michler, H.: Schubdübel – Shear Lugs, Ein Modell zur Berechnung von Einbauteilen mit Schubdübeln, Dissertation, Institut für Massivbau, Technische Universität Dresden, 2006.
- Penserini 1991 Penserini, P.: Caractérisation et Modélisation du Comportement des Liaisons Structure Métallique-Fondation, Dissertation, Pierre et Marie Curie Universität, Paris, 1991.
- Weynand 1997 Weynand, K.: Sicherheits- und Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen zur Anwendung nachgiebiger Anschlüsse im Stahlbau, Dissertation, Lehrstuhl für Stahlbau, RWTH Aachen, 1997.
- Zhao 1993 Zhao, G.: Tragverhalten von randfernen Kopfbolzenverankerungen bei Betonbruch, Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1993.

9.5 Institutsinterne Veröffentlichungen

- Hauf 2003 Hauf, G.: Neue Nachweisverfahren für Ankerplatten mit angeschweißten Kopfbolzendübeln und Zulagebewehrung, Diplomarbeit, Nr. 2003-10x, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2003.
- Hoier 2007 Hoier, A.: Modellierung eines geschraubten Stahlknotenanschlusses mit finiten Elementen, Diplomarbeit, Nr. 2007-8x, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2007.
- Ožbolt 2007 Ožbolt, A.: Numerische Modellierung von Ankerplatten mit angeschweißten Kopfbolzendübeln in stabförmigen Stahlbetonbauteilen, Diplomarbeit, Nr. 2007-21x, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2007.
- Rölle 2003 Rölle, L.: Konzentrierte Lasteinleitung mittels Kopfbolzen in Stahlbetonstützen, Diplomarbeit, Nr. 2003-21x, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2003.

9.6 Sonstiges

- Model Code 1990 Comité Euro-International du Béton: CEB-FIP Model Code 1990, Telford 1993.
- Ožbolt 2006 Ožbolt, J.: MASA3 – Microplane Analysis Program, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, Version 3/2006.

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1-1:	Geschossbau in Mischbauweise mit Ankerplattenanschlüssen	1
Abbildung 1-2:	(a) Ankerplatte mit angeschweißten Kopfbolzen (b) Querkraftanschluss mit einer einbetonierten Ankerplatte.....	2
Abbildung 1-3:	Anschluss mit einbetonierter Ankerplatte von (a) Stahlträger an Stahlbetonstütze, (b) Aussteifung an Stahlbetonstütze und (c) Stahlstütze an Fundament	2
Abbildung 1-4:	(a) Bauzustand einer Stahlhalle mit Auskreuzungen zur horizontalen Aussteifung (b) Stützenfußverankerung mit Zugstrebenanschluss	3
Abbildung 1-5:	(a) Einbetonierte Ankerplatte mit Kopfbolzen (b) Nachträglich montierte Ankerplatte mit Injektionsdübel, Mörtelausgleichsschicht und Lochspiel.....	3
Abbildung 1-6:	Dübel zur nachträglichen Montage (a) Hinterschnittanker, (b) Ankerbolzen, (c) Injektionsanker und (d) Gewindestange.....	4
Abbildung 1-7:	(a) Querkraftanschluss (b) Ankerplatte mit mehrachsiger Beanspruchung.....	5
Abbildung 1-8:	Tragwerksberechnung unter Berücksichtigung der Anschlusssteifigkeit S_j	6
Abbildung 2-1:	Versuchskörper für Push-Out-Versuche mit Kopfbolzen in <i>Ollgaard u.a. 1971</i>	10
Abbildung 2-2:	V Versuchsergebnisse und Bemessungsvorschlag nach <i>Ollgaard u.a. 1971</i>	10
Abbildung 2-3:	(a) Zugtragfähigkeit von Einzelbolzen nach <i>Bode/Hanenkamp 1985</i> (b) Interaktionsbeziehung zur Bolzenbemessung nach <i>Bode/Hanenkamp 1985</i>	11
Abbildung 2-4:	Traglastanteile eines Kopfbolzens nach <i>Lungershausen 1988</i>	12
Abbildung 2-5:	(a) Kopfbolzen als Verbundmittel bei Verbundträgern und (b) Kopfbolzen als Schubdübel bei Ankerplatten	13
Abbildung 2-6:	Verbundträger mit liegenden Kopfbolzen mit Rissbildung unter Längs- und Querschub nach <i>Kürschner 2003</i>	14
Abbildung 2-7:	Bügelbewehrung zur Aufnahme der Spaltzugkräfte.....	16
Abbildung 2-8:	Bemessungsparameter für liegende Kopfbolzen in Mittel- und Randlage	17
Abbildung 2-9:	Versuchsanordnung für (a) überwiegende Biegebelastung (b) kombinierte Druck- und Biegebelastung nach <i>Picard/Beaulieu 1985</i>	18
Abbildung 2-10:	(a) Rechenmodell für Stützenfüße mit überwiegender Biegebelastung entsprechend einer Stahlbetonbalkenbiegebemessung nach <i>Picard/Beaulieu 1985</i> (b) Anschluss mit mittig angeordneten Ankerschrauben.....	19
Abbildung 2-11:	Vergleich der berechneten Momenten-Rotations-Kurven nach <i>Hon/Melchers 1987</i> mit den Versuchskurven 1-9	20

Abbildung 2-12: (a) M-N-Interaktionskurve eines Stützenfußes nach <i>Penserini/Colson 1989</i> (b) Versuchsaufbau nach <i>Penserini/Colson 1992</i> mit zwei Zylindern.....	20
Abbildung 2-13: M- ϕ -Kurven der durchgeführten Versuche nach <i>Penserini/Colson 1992</i>	21
Abbildung 2-14: (a) Federmodell zur Bestimmung der M- ϕ -Kurve nach <i>Jaspart/Vandegans 1998</i> (b) Vergleich der M- ϕ -Kurven zwischen Versuch (4.15.100) und Modell.....	22
Abbildung 2-15: Untersuchte T-Stummel unter (a) Druckbeanspruchung und (b) Zugbeanspruchung nach <i>Sokol/Wald 1997</i>	23
Abbildung 2-16: Vergleich der Versuchslasten mit der Traglast nach Zulassung <i>ETA-03/0041</i> (aus <i>Odenbreit/Fromknecht 2007</i>).....	24
Abbildung 2-17: Überstehende Stirnplatte und äquivalenter T-Stummel.....	25
Abbildung 2-18: Versagensmodi von T-Stummeln unter Zug mit Abstützkräfte	27
Abbildung 2-19: Versagensmodi von T-Stummeln unter Zug ohne Abstützkräfte	27
Abbildung 2-20: Freie Dehnlänge in Abhängigkeit des Verlaufs der Verbundspannungen.....	28
Abbildung 2-21: Definition der druckbeanspruchten Fläche nach <i>DIN EN 1993-1-8:2005-07</i>	29
Abbildung 2-22: Hebelarme einer Stützenfußverbindung nach <i>DIN EN 1993-1-8:2005-07</i> mit vorherrschendem Biegemoment und Druckkraft.....	30
Abbildung 2-23: Momenten-Rotations-Kurve nach <i>DIN EN 1993-1-8:2005-07</i>	31
Abbildung 2-24: Elastische Spannungsverteilung für eine steife Ankerplatte	33
Abbildung 2-25: (a) Gleichmäßige Verteilung der Dübelkräfte (b) Verteilung der Dübelkräfte bei einer Ankerplatte mit Lochspiel im randnahen Bereich	33
Abbildung 2-26: Lage der Druckkraftresultierenden (a) für eine steife Ankerplatte (b) für eine weiche Ankerplatte (<i>CEN/TS 1992-4-1:2007</i>)	36
Abbildung 2-27: Exzentrisch beanspruchte Mehrfachbefestigung auf Schub nach der Plastizitätstheorie (<i>Lotze/Klingner 1997</i>)	36
Abbildung 2-28: Mögliche Versagensarten von Kopfbolzen unter Zugbeanspruchung im unbewehrten Beton	37
Abbildung 2-29: Idealisierte Ausbruchsgeometrie eines Dübels	39
Abbildung 2-30: Projizierte Ausbruchfläche eines Bolzens ohne Randabstand.....	40
Abbildung 2-31: Projizierte Ausbruchflächen von Bolzen mit Randabständen nach <i>CEN/TS 1992-4-2:2007</i>	40
Abbildung 2-32: (a) Kräftepaar aus Dübelzugkraft und Druckkraft im Bereich der Betonausbruchfläche (b) Beiwert $\psi_{m,N}$ nach <i>Eligehausen/Fichtner 2003b</i>	41
Abbildung 2-33: Ausbruchflächen für seitlichen Betonausbruch	42

Abbildung 2-34: Mögliche Versagensarten von Kopfbolzen unter Querkraftbeanspruchung	43
Abbildung 2-35: Modell zur Schubkraftabtragung eines Kopfbolzens nach <i>Zhao 1993</i>	44
Abbildung 2-36: Idealisierte Ausbruchsgeometrie für Betonkantenbruch und projizierte Ausbruchfläche $A_{c,V}^0$ eines Bolzens.....	45
Abbildung 2-37: Projizierte Ausbruchflächen $A_{c,V}$ von Bolzen mit Randabständen nach <i>CEN/TS 1992-4-2:2007</i>	46
Abbildung 2-38: Interaktionsbeziehung für Kopfbolzen unter Zug- und Querkraftbeanspruchung.....	47
Abbildung 2-39: Bügel als Rückhängebewehrung für Kopfbolzen auf Zug	48
Abbildung 2-40: Stabwerkmodell zur Zugkraftverankerung von Bolzen mit Rückhängebewehrung.....	49
Abbildung 2-41: Schlaufenbewehrung zur Verankerung schubbeanspruchter Kopfbolzen.....	50
Abbildung 2-42: Stabwerkmodell zur Schubkraftaufnahme mit Rückhängebewehrung rechtwinklig zum Bauteilrand nach <i>CEN/TS 1992-4-2:2007</i>	51
Abbildung 3-1: Variierte Parameter der Versuchsreihen R1 bis R6 mit Ankerplattenkonfiguration.....	56
Abbildung 3-2: Variierte Parameter der Versuchsreihen R7 bis R8 mit Ankerplattenkonfiguration.....	57
Abbildung 3-3: Geometrie des Basisversuchskörpers B1 / B2	58
Abbildung 3-4: Versuchsstand für Querkraftbeanspruchung.....	59
Abbildung 3-5: Anordnung der Wegaufnehmer bei Querkraftversuchen.....	60
Abbildung 3-6: Wirkungslinien und Hebelarme der resultierenden Kräfte	62
Abbildung 3-7: (a) Versuchstraglasten in Abhängigkeit der Betonfestigkeit f_{cm} (b) Normierte Versuchstraglasten in Abhängigkeit der gemessenen Betondruckfestigkeit f_{cm}	63
Abbildung 3-8: Versuchstraglasten in Abhängigkeit der Zugtragfähigkeit der Bügelbewehrung N_a für (a) gemessene Traglasten und (b) normierte Traglasten	64
Abbildung 3-9: (a) Normierte Traglasten in Abhängigkeit der effektiven Dübellänge h_{ef} (b) Normierte Traglasten in Abhängigkeit des Abstands s der Dübelreihen	65
Abbildung 3-10: (a) Normierte Traglasten in Abhängigkeit des äußeren Hebelarms e der Querkraftbeanspruchung (b) Normierte Traglasten in Abhängigkeit des mittleren Bewehrungsgrads ρ	66
Abbildung 3-11: Lastverschiebungskurven in Abhängigkeit der (a) Betongüte (b) Bügelbewehrung	67

Abbildung 3-12: Lastverschiebungskurven in Abhängigkeit der (a) Bügelbewehrung bei einer Zugbelastung (b) Achsabstand der Kopfbolzenreihen	68
Abbildung 3-13: Gemessene Verschiebung der Betonoberfläche (w_4 bis w_8) für Ankerplatten unter Querkraft bei Anordnung von (a) keinem Bügel und (b) zwei Bügeln	69
Abbildung 3-14: (a) Gesamtzugkraft in Rückhängebewehrung (b) Lastrotationskurven bei Variation der Rückhängebewehrung	69
Abbildung 3-15: Finite-Elemente-Modell unter Querkraft (a) Beton- und Stahlelemente (b) Modellerte Bewehrung	71
Abbildung 3-16: (a) Längsspannungen σ im Kopfbolzen für Versuch B1, (b) Schubspannung τ im Kopfbolzen für Versuch B1	72
Abbildung 3-17: (a) Hauptdehnungen ε_{11} im Beton für Versuch B1, (b) Längsspannung σ in der Bewehrung für Versuch B1, (c) Längsspannung σ in der Bewehrung für Versuch B2, (d) Längsspannung σ in der Bewehrung für Versuch R1-2	73
Abbildung 3-18: Betonausbruch einer Dübelgruppe für (a) reine Zugbeanspruchung, (b) reine Querkraftbeanspruchung unter Vernachlässigung der Exzentrizität	74
Abbildung 3-19: (a) Betonausbruchwiderstand der rückwärtigen Kopfbolzenreihen bei einer angreifenden Momentbelastung auf Querkraft (b) Betonausbruchwiderstand der Kopfbolzenreihen bei einer angreifenden Momentbelastung aus Schrägzug	75
Abbildung 3-20: Rückhängebewehrung im ideellen Ausbruchkörper (a) einer Kopfbolzenreihe und (b) einer Kopfbolzengruppe	76
Abbildung 3-21: (a) Rückhängebewehrung im rückwärtigen Betonausbruch (b) Ersatzsystem für eine exzentrische Querkraftbeanspruchung	77
Abbildung 3-22: Stabwerkmodell für Ankerplatte unter Zugbeanspruchung	78
Abbildung 3-23: Schematische Darstellung des Berechnungsablaufs für Zug	79
Abbildung 3-24: Stabwerkmodelle zur Aufnahme einer Querkraftbeanspruchung: (a) Normalkraftkomponenten und (b) Querkraftkomponenten	79
Abbildung 3-25: Schematische Darstellung des Berechnungsablaufs für Querkraft / Schub	81
Abbildung 3-26: Aufteilung der Lastanteile für eine Ankerplatte mit Schrägzugbeanspruchung	82
Abbildung 3-27: Stabwerkmodelle zur Aufnahme einer exzentrischen Schrägzugbeanspruchung: (a) Normalkraftkomponenten und (b) Querkraftkomponenten	82
Abbildung 3-28: Schematische Darstellung des Berechnungsablaufs für Schrägzug	83
Abbildung 3-29: (a) Vergleich der Modell- und Versuchstraglasten für Modell 2 (b) Verteilung des Quotienten bei Modell 2	84

Abbildung 4-1:	Vergleich der charakteristischen Tragfähigkeit V_k nach Gl. 4-2 der Versuche nach <i>Kuhlmann/Imminger 2003</i> mit der Beanspruchbarkeit V_{Rk} nach Zulassung <i>ETA-03/0039</i>	88
Abbildung 4-2:	Geometrie der Betonversuchskörper	90
Abbildung 4-3:	(a) Schalung (b) Lasteinleitungskonstruktion aus Anker-, Stift- und Fußplatte	90
Abbildung 4-4:	Versuchsstand und statisches System (a) für Schub, (b) für kombinierten Schrägzug und (c) für reinen Zug	91
Abbildung 4-5:	(a) Anordnung der Wegnehmer für Querkraftversuche (b) Bügel mit einseitig geklebten Dehnmessstreifen (c) Kopfbolzen mit je Bolzen zweiseitig geklebten Dehnmessstreifen	92
Abbildung 4-6:	Versuchswerte mit Basisbewehrung (a) Traglasten F_u in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit (b) Mittelwertermittlung der normierte Traglasten $F_{u,n}$	94
Abbildung 4-7:	Normierte Traglasten $F_{u,n}$ in Abhängigkeit von (a) der Bewehrung und (b) der Bewehrung und dem Achsabstand s bzw. Randabstands c	95
Abbildung 4-8:	(a) Lastverschiebungskurven der Querkraftversuche B-1, R1-1 und R2-1 (b) Lastrotationskurven der Querkraftversuche B-1, R1-1 und R2-1	96
Abbildung 4-9:	Verlauf der Normalkraft in der Bügelbewehrung (a) im Basisversuch B-1/1 mit Bügeln $\varnothing 8$, (b) bei Minimalbewehrung R5-1 mit Bügeln $\varnothing 6$, (c) bei Zulagenbewehrung R1-1 mit Bügeln $2\varnothing 10$, (d) bei erhöhter Betongüte R2-1 mit Bügeln $\varnothing 8$	97
Abbildung 4-10:	Erstrissbildung, ausgehend von der rückwärtigen Kopfbolzenreihe (a) im Versuch B-1/1, (b) im Versuch R1-1.....	98
Abbildung 4-11:	(a) Lastverschiebungskurven der Schrägzugversuche B-2, R1-2, R2-2 und R5-2 (b) Verlauf der Normalkraft in der Bügelbewehrung im Versuch B-2/1	99
Abbildung 4-12:	(a) Lastverschiebungskurven der Zugversuche B-3, R1-3, R2-3 und R5-3, (b) Verlauf der Normalkraft in der Bügelbewehrung bis zur Traglast im Versuch B3-2	100
Abbildung 4-13:	Versuch R1-3: (a) Verlauf der Normalkraft in der Bügelbewehrung bis zur Traglast (b) Abgeschlossenes Rissbild nach Versuchende.....	101
Abbildung 4-14:	Finite-Elemente-Modell für Querkraft- bzw. Schubbeanspruchung (a) Elemententeilung, Lagerung und Symmetrieebene (b) Darstellung der Baustahl-, Kopfbolzen- und Bewehrungselemente	102
Abbildung 4-15:	(a) Vergleich der Modell- und Versuchstraglasten (b) Verteilung des Quotienten aller berechneten Versuche	103

Abbildung 4-16: Vergleich der gemessenen und numerisch berechneten Lastverschiebungskurven für (a) Querkraftversuche B-1/1, R1-1, R2-1 (b) Zugversuche B-3/1, R1-3, R2-3.....	104
Abbildung 4-17: Spannungsplot des Querkraftversuchs B-1: (a) Längsspannungen σ , (b) Schubspannungen τ	105
Abbildung 4-18: (a) Rissbild bei Traglast im Querkraftversuch B-1 (halbes System) (b) Rissbild bei Traglast im Zugversuch B-3 (Viertel-System)	105
Abbildung 4-19: Zugspannungen in der Bewehrung der Querkraftversuche des Finite-Elemente-Modells für die Versuche (a) B-1 und (b) R1-1	106
Abbildung 4-20: Schnittkräfte in den Kopfbolzenreihen und der Betondruckzone aus dem Finite-Elemente-Modell für den Versuch B-1: (a) Schubkräfte und (b) Normalkräfte.....	107
Abbildung 4-21: Zugspannungen in der Bewehrung des Finite-Elemente-Modells für die Zugversuche (a) B-3 und (b) R5-3	108
Abbildung 4-22: (a) Gleichgewicht an der Ankerplatte, (b) Gleichgewicht am ideellen Betonausbruchkörper nach <i>Kuhlmann/Rybinski 2007b</i>	110
Abbildung 4-23: Angenommenes Modell zum Mitwirken einer Rückhängebewehrung bei einem maßgebenden Betonkantenbruch eines randnahen Kopfbolzens.....	112
Abbildung 4-24: Stabwerkmodell für Ankerplatte unter Zugbeanspruchung.....	113
Abbildung 4-25: Schematische Darstellung des Berechnungsablaufs für randnahen Zug	114
Abbildung 4-26: Modelle zur Aufnahme einer exzentrischen Querkraftbeanspruchung: (a) Normalkraftkomponenten und (b) Querkraft- bzw. Schubkomponenten.....	115
Abbildung 4-27: Gleichgewichtssystem zur Ermittlung der Kopfbolzenbeanspruchung.....	116
Abbildung 4-28: Schematische Darstellung des Berechnungsablaufs für eine randnahe, exzentrische Querkraftbeanspruchung.....	116
Abbildung 4-29: Normalkraftkomponenten zur Aufnahme eines Moments M aus einer exzentrischen Schrägzugbeanspruchung	117
Abbildung 4-30: Schematische Darstellung des Berechnungsablaufs für einen randnahen, exzentrischen Schrägzug	118
Abbildung 4-31: Auswertung aller Versuche: (a) Vergleich der Modell- und Versuchstraglasten (b) Verteilung des Quotienten	119
Abbildung 4-32: (a) Vergleich der Modell- und Versuchstraglasten (b) Kopfbolzen mit Querkraftbeanspruchung bei rückwärtigem Betonausbruch und Rückhängebewehrung.....	120
Abbildung 5-1: (a) Ankerplattenabmessungen (b) Versuchsstandanordnung	125
Abbildung 5-2: Anordnung der Wegnehmer auf Ankerplatte	126

Abbildung 5-3:	(a) Lastverschiebungskurven der Versuch 1, 2, 5 und 6 (b) Verschiebung der Ankerplatte auf Höhe der rückwärtigen Kopfbolzenreihe im Versuch 1 (c) Verschiebung der Ankerplatte auf Höhe der rückwärtigen Kopfbolzenreihe im Versuch 2.....	128
Abbildung 5-4:	(a) Verformung der steifen Ankerplatte im Versuch 1 und 2 (b) Verformung der nachgiebigen Ankerplatten im Versuch 5 und 6	129
Abbildung 5-5:	(a) Lastverschiebungskurven der Versuche mit steifen Kopfbolzen SD 22/250 (b) Bruch der Schweißnaht (c) Verformung der Ankerplatte im Versuch 7	129
Abbildung 5-6:	Gemessene Dehnungen von Kopfbolzen (a) Versuch 5 mit Kopfbolzen $d = 16 \text{ mm}$ (b) Versuch 7 mit Kopfbolzen $d = 22 \text{ mm}$	130
Abbildung 5-7:	(a) Lastverschiebungskurven der Versuche mit großer Exzentrizität und Kopfbolzen SD 22/100 (b) Betonausbruchkörper der rückwärtigen Kopfbolzenreihe Versuch 4 (c) Verformung der Ankerplatten im Versuch 4 und 8 bei Höchstlast.....	131
Abbildung 5-8:	(a) Lastverschiebungskurven der Versuche mit geringer Exzentrizität (b) Höhenlinien des Betonausbruchs bei Versuch 12 (c) Betonabplatzung und Abscheren des Kopfbolzens SD 16/250 im Versuch 9.....	131
Abbildung 5-9:	(a) Verschiebung $w_{3/7}$ der Ankerplatte auf Höhe der rückwärtigen Kopfbolzen im Versuch 11 (b) Längsdehnungen eines rückwärtigen Kopfbolzens im Versuch 11	132
Abbildung 5-10:	(a) Finite-Elemente-Modell mit großer Lastexzentrizität aus <i>Kuhlmann u.a. 2008c</i> (b) Skizze des Versuchs mit großer Lastexzentrizität.....	133
Abbildung 5-11:	Aufteilung der Querkraftbeanspruchung auf die Kopfbolzenreihen V_1 und V_2 und die Reibungskraft V_f	134
Abbildung 6-1:	Vereinfachte, linearisierte Spannungsdehnungslinie für Kopfbolzen	138
Abbildung 6-2:	Steifigkeit $K_{N,s}$ der Komponente „Stahlversagen auf Zug“ in Abhängigkeit der Normalkraftbeanspruchung N	139
Abbildung 6-3:	Projizierte Ausbruchfläche $A_{c,N}$ der rückwärtigen Kopfbolzenreihe	140
Abbildung 6-4:	Federmodell für Kopfbolzen unter Zug.....	142
Abbildung 6-5:	(a) Vergleich der Lastverschiebungskurven für Kopfbolzen SD22/160 (b) Vergleich der Lastverschiebungskurven für Kopfbolzen SD 22/100.....	143
Abbildung 6-6:	Vergleich der verwendeten Moment-Rotations-Kurven nach Gl. 6–33 mit der Moment-Rotations-Kurve nach <i>DIN EN 1993-1-8:2005-07</i> nach Gl. 6–28	145
Abbildung 6-7:	Haft- und Gleitreibung in Abhängigkeit der Verschiebung	148
Abbildung 6-8:	Projizierte Ausbruchfläche $A_{c,N}^*$ bei zwei Kopfbolzenreihen.....	149

Abbildung 6-9: Wirkende Kräfte am schubverformten Modell eines Kopfbolzens	150
Abbildung 6-10: Lastverschiebungskurve eines Kopfbolzens auf Schub und Steifigkeit $K_V(V)$...	151
Abbildung 6-11: (a) Vergleich der Lastverschiebungskurven für Kopfbolzen SD22/90 bei Versagen durch rückwärtigem Betonausbruch (b) Vergleich der Lastverschiebungskurven für Kopfbolzen 16/200 bei Stahlversagen	152
Abbildung 6-12: Wirksame Komponenten einer auf der Ankerplatte angeschweißten Stahlstütze.....	152
Abbildung 6-13: (a) bis (f) Draufsicht auf Ausführungsvarianten von Ankerplatten mit Kopfbolzen, (g) Plattenüberstand auf Zugseite	154
Abbildung 6-14: Gleichgewicht am unverformten System.....	156
Abbildung 6-15: Federmodell für die Moment-Normalkraft-Beanspruchung.....	157
Abbildung 6-16: Federmodell für die Schub-Beanspruchung	158
Abbildung 6-17: Berechnungsroutine für eine vorgegebene Verdrehung φ der Ankerplatte	159
Abbildung 6-18: Berechnungsablauf zur Ermittlung (a) der Momenten-Rotations-Kurve $M-\varphi$ und (b) der Querkraft-Verschiebungs-Kurve $V-v$	159
Abbildung 6-19: Vergleich der gemessenen und berechneten Moment-Rotations-Kurven bei steifer Ankerplatte (a) Versuch 1 (b) Versuch 2 (c) Versuch 3 (d) Versuch 4	161
Abbildung 6-20: Berechnete Betondruckspannungen unter der steifen Ankerplatte im Traglastzustand (a) Druckspannungskonzentration am Plattenrand im Versuch 1 (b) Dreiecksförmiger Druckspannungsverlauf im Versuch 4	162
Abbildung 6-21: Vergleich der gemessenen und berechneten Moment-Rotations-Kurven bei nachgiebiger Ankerplatte (a) Versuch 5 (b) Versuch 6	162
Abbildung 6-22: Vergleich der gemessenen und berechneten Moment-Rotations-Kurven bei nachgiebiger Ankerplatte (a) Versuch 7 (b) Versuch 8	163
Abbildung 6-23: Berechnete Betondruckspannungen unter der nachgiebigen Ankerplatte im Traglastzustand (a) Druckspannungskonzentration unter Stützenflansch im Versuch 6 (b) Gleichmäßiger Druckspannungsverlauf im Versuch 8.....	164
Abbildung 6-24: Vergleich der gemessenen und berechneten Lastverschiebungskurven bei steifer Ankerplatte (a) Versuch 9 (b) Versuch 10 und bei nachgiebiger Ankerplatte (c) Versuch 11 (d) Versuch 12.....	165
Abbildung 6-25: Berechnete Betondruckspannungen unter der Ankerplatte (a) Dreiecksförmiger Spannungsverlauf im Versuch 10 (b) Spannungskonzentration im Bereich des Stützenflansches im Versuch 12	165
Abbildung 6-26: Modellvergleich einer mit Querkraft beanspruchten Ankerplatte: (a) Anschlusskonfiguration (b) Vergleich der Lastverschiebungskurven zwischen FE-Modell und Komponentenmodell	166

Abbildung 6-27: Modellvergleich: (a) Normalkraftbeanspruchung der rückwärtigen Kopfbolzenreihe (b) Aufteilung der Schubkräfte auf Kopfbolzenreihe und Reibung.....	167
Abbildung 7-1: Elastisch verformter Kragarm (T-Stummel) mit Abstützkräften.....	172
Abbildung 7-2: Maßgebende Bemessungsstelle „Z“ der Ankerplatte im Druckbereich	173
Abbildung 7-3: Betondruckspannungsverteilung für eine steife Ankerplatte mit (a) duktilem Versagen und (b) nicht-duktilen Versagen des Anschlusses.....	174
Abbildung 7-4: Betondruckspannungsverteilung für eine nachgiebige Ankerplatte	174
Abbildung 7-5: Bestimmung der Momententragfähigkeit	175

TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 2-1:	Wirksame Längen überstehender Stirn- und Fußplatten	26
Tabelle 3-1:	Versuchsparameter der Reihen R1 bis R6	56
Tabelle 3-2:	Variierte Versuchsparameter der Reihe R7	57
Tabelle 3-3:	Variierte Versuchsparameter der Reihe R8	57
Tabelle 3-4:	Versuchslasten der untersuchten Ankerplatten.....	61
Tabelle 3-5:	Materialkennwerte der Kopfbolzen Typ SD und der Rückhängebewehrung.....	61
Tabelle 3-6:	Gemessene und berechnete Zugkraft in den Bügeln	68
Tabelle 3-7:	Vergleich zwischen den Versuchstraglasten $F_{u,V}$ und den Modelltraglasten $F_{u,FE}$	71
Tabelle 3-8:	Komponenten der Ankerplatte unter Zugbeanspruchung.....	78
Tabelle 3-9:	Schubkraftkomponenten der Ankerplatte unter Querkraft- bzw. Schubbeanspruchung	80
Tabelle 3-10:	Vergleich zwischen den Versuchstraglasten $F_{u,V}$ und den Modelltraglasten $F_{u,Mi}$	84
Tabelle 3-11:	Gemessene und berechnete Zugkraft N_a in den Bügeln	85
Tabelle 4-1:	Übersicht der durchgeführten Versuche	89
Tabelle 4-2:	Materialkennwerte der Kopfbolzen Typ SD, der Ankerplatte und Bewehrung.....	93
Tabelle 4-3:	Versuchswerte der untersuchten Ankerplatten	93
Tabelle 4-4:	Vergleich der Traglasten aus den Versuchen $F_{u,V}$ und dem FE-Modell $F_{u,FE}$	103
Tabelle 4-5:	Zugkräfte der Bügel- und Längsbewehrung für den Traglastzustand (Querkraftbeanspruchung) aus dem Finite-Elemente-Modell	107
Tabelle 4-6:	Schnittkräfte in den Kopfbolzenreihen und der Druckzone auf Traglastniveau aus dem Finite-Elemente-Modell.....	108
Tabelle 4-7:	Zugkräfte in der Bügel- und Längsbewehrung für den Traglastzustand (Zugversuche).....	109
Tabelle 4-8:	Komponenten der randnahen Ankerplatte unter Zugbeanspruchung	113
Tabelle 4-9:	Schubkraftkomponenten der Ankerplatte unter Querkraftbeanspruchung	115
Tabelle 4-10:	Vergleich zwischen den Versuchstraglasten $F_{u,V}$ und den Modelltraglasten $F_{u,M}$	119
Tabelle 5-1:	Übersicht der durchgeführten Versuche mit Kopfbolzen.....	124

Tabelle 5-2:	Zusammenstellung der Versuchsergebnisse	126
Tabelle 5-3:	Materialkennwerte der Ankerplatten und der Kopfbolzen Typ SD.....	127
Tabelle 5-4:	Gemessene mittlere Längsdehnung und Zugkraft der rückwärtigen Kopfbolzen	132
Tabelle 5-5:	Vergleich der Traglasten aus den Versuchen $F_{u,V}$ und dem FE-Modell $F_{u,FE}$	134
Tabelle 6-1:	Reibungsbeiwerte zwischen Stahl und Beton bzw. Mörtel	147
Tabelle 6-2:	Vergleich der Versuchstraglasten $F_{u,V}$ und Modelltraglasten $F_{u,M}$ bei überwiegender Momentbelastung.....	160
Tabelle 6-3:	Vergleich der Traglasten im Versuch $F_{u,V}$ und Modell $F_{u,M}$ bei Querkraft/Schub.....	164
Tabelle 7-1:	Vergleich der Traglasten F_u und Anfangssteifigkeit $S_{j,ini}$ zwischen Versuchswerten und Komponentenmodell.....	177

A Berechnungsergebnisse des Komponentenmodells mit steifen, randfernen Ankerplatten

A.1 Berechnungstabellen für Rückhängebewehrung mit Modell 1

Im Folgenden sind die als Excel-Berechnungstabellen umgesetzten Komponentenmodelle aus Kapitel 3.4 mit den Eingangswerten, den Berechnungsformeln, den Zwischenwerten wie die Komponententragfähigkeiten und die berechnete Gesamttragfähigkeit dokumentiert.

In den folgenden Tabellen ist die Berechnung für die Tragfähigkeit der Rückhängebewehrung mit Modell 1 nach Gl. 3-15 berücksichtigt.

Tabelle A1.1 bis A1.3	Querkraftversuche R1-1 bis R3-2 nach <i>Kuhlmann/Imminger 2003</i>
Tabelle A1.4 bis A1.6	Querkraftversuche R3-3 bis R6-4 nach <i>Kuhlmann/Imminger 2003</i>
Tabelle A1.7 bis A1.8	Schrägzugversuche R7-2 bis R7-4 nach <i>Kuhlmann/Imminger 2003</i>
Tabelle A1.9	Zugversuche R7-5 bis R7-6 nach <i>Kuhlmann/Imminger 2003</i>

Überprüfung Beton gerissen / ungerissen:

Die Betonkörper werden durch die aufgebrachte Zug-, Schrägzug- und Querkraftbeanspruchung u. a. auf Biegung beansprucht. Sofern die Zugspannungen aus der Biegebeanspruchung im Betonquerschnitt kleiner der charakteristischen Zugfestigkeit $f_{ctk; 0,05}$ sind, wird für die Nachrechnung ein gerissener Beton berücksichtigt, ansonsten wird ein ungerissener Beton angesetzt.

- Querkraftversuch R4-3: $F_{\max} = 981 \text{ kN}$ mit $f_{cm} = 32 \text{ N/mm}^2$
 $f_{ctk; 0,05} = 1,8 \text{ N/mm}^2$

$$M_{Ek} \approx \frac{1}{2} \cdot 980 \text{ kN} \cdot 0,04 \text{ m} = 20 \text{ kNm}$$
$$\sigma_{Ek} \approx 0,020 \text{ MNm} / (0,3^2 \text{ m}^2 \cdot 1,0 \text{ m} / 6) = 1,3 \text{ MN/m}^2$$
$$< f_{ctk; 0,05}$$

→ Annahme: Beton ungerissen

- Schrägzugversuch R7-3: $F_{\max} = 673 \text{ kN}$ mit $f_{cm} = 39 \text{ N/mm}^2$
 $f_{ctk; 0,05} = 2,1 \text{ N/mm}^2$

$$M_{Ek} \approx \frac{1}{2} \cdot \sqrt{(1/2)} \cdot 673 \text{ kN} \cdot 1,8 \text{ m} / 4$$
$$\frac{1}{2} \cdot \sqrt{(1/2)} \cdot 673 \text{ kN} \cdot 0,04 \text{ m} = 117 \text{ kNm}$$
$$\sigma_{Ek} \approx 0,117 \text{ MNm} / (0,5^2 \text{ m}^2 \cdot 1,0 \text{ m} / 6) = 2,8 \text{ MN/m}^2$$
$$> f_{ctk; 0,05}$$

→ Annahme: Beton gerissen

-Zugversuch R7-5: $F_{\max} = 616 \text{ kN}$ mit $f_{cm} = 37 \text{ N/mm}^2$
 $f_{ctk; 0,05} = 2,0 \text{ N/mm}^2$

$$M_{Ek} \approx \frac{1}{2} \cdot 616 \text{ kN} \cdot 1,8 \text{ m} / 4 = 139 \text{ kNm}$$
$$\sigma_{Ek} = 0,139 \text{ MNm} / (0,5^2 \text{ m}^2 \cdot 1,0 \text{ m} / 6) = 3,3 \text{ MN/m}^2$$
$$> f_{ctk; 0,05}$$

→ Annahme: Beton gerissen

Tabelle A1.1: Eingangswerte Versuch R1-1 bis R3-2

Eingangswerte		R1-1	R1-2	B1	B2	R1-4	R2-1	R2-3	R3-2
Kopfbolzen	f_u	[N/mm ²]	520	520	520	520	528	544	520
	h_{ef1}	[mm]	160	160	160	160	110	210	160
	h_{ef2}	[mm]	160	160	160	160	110	210	160
	d_s	[mm]	22	22	22	22	22	22	22
	d_k	[mm]	35	35	35	35	35	35	35
	n_x	[-]	2	2	2	2	2	2	2
	n_y	[-]	3	3	3	3	3	3	3
	s_x	[-]	100	100	100	100	100	100	100
	s_y	[-]	100	100	100	100	100	100	100
	f_{cm} (cyl)	[N/mm ²]	40,9	30,0	30,0	40,9	40,9	40,9	39,2
Beton	$f_{c,cube}$	[N/mm ²]	50,8	37,3	37,3	50,8	50,8	50,8	48,7
	f_y	[N/mm ²]	591	591	591	591	591	591	591
Bewehrung	n	[-]	0	1	2	2	3	2	2
	d	[mm]	12	12	12	12	12	12	12
	l_1	[mm]	110,0	110,0	110,0	110,0	60,0	160,0	110,0
	n_1	[-]	0	1	1	1	1	1	1
	l_2	[mm]	76,7	76,7	76,7	76,7	26,7	126,7	76,7
	n_2	[-]	0	0	1	1	1	1	1
	l_3	[mm]	43,3	43,3	43,3	43,3	0,0	93,3	43,3
	n_3	[-]	0	0	0	0	0	0	0
	l_{1-3}	[mm]	0,0	110,0	186,7	186,7	86,7	286,7	186,7
	α_1	[-]	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7
Belastung	α_2	[-]	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	α	[-]	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
	e	[mm]	40	40	40	40	40	40	40
	$x/2$	[mm]	3,31	4,07	4,19	3,60	4,19	5,33	3,68
	$x/2$	[mm]	3,31	4,07	4,19	3,60	4,19	5,33	3,68
		[-]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Tabelle A1.2: Berechnung der Einzelkomponenten Versuch R1-1 bis R3-2

Berechnung der Einzelkomponenten		R1-1	R1-2	B1	B2	R1-4	R2-1	R2-3	R3-2
Bügel	$A_{b\ddot{u}}$	[mm ²]	$d_{b\ddot{u}}^2 * \pi/4$	113,1	113,1	113,1	113,1	113,1	113,1
Stahlversagen	N_{re}^0	[kN]	$A_{b\ddot{u}} * f_u$	66,8	66,8	66,8	66,8	66,8	66,8
	N_{re}	[kN]	$2 * N_{re}^0 * (n_1 + n_2 + n_3)$	0,0	133,7	267,4	267,4	267,4	267,4
Bügel	f_{ctm}	[N/mm ²]	$0,3 * (f_{cm} - 8 \text{ N/mm}^2)^{2/3}$	3,08	2,36	2,36	3,08	3,08	2,97
Verankerung	f_{bm}	[N/mm ²]	$2,25 * f_{ctm}$	6,93	5,30	5,30	6,93	6,93	6,69
	N_a	[kN]	$\left\{ \begin{array}{l} 2 * 1_{1,3} * f_{bm} * \pi * d_{b\ddot{u}} / \alpha_1 \\ + \alpha_2 * N_{re} * (f_{c, cube} / 30)^{0,5} \end{array} \right.$	0,0	62,8	106,6	64,7	214,0	134,5
Betonausbruch mit Bügel	N_{uc}^0	[kN]	$16,8 * f_{ctm}^{0,5} * h_{eff}^{1,5}$	217,4	186,2	186,2	124,0	327,0	212,9
	A_c^0	[mm ²]	$(3 * h_{eff})^2$	230400	230400	230400	108900	396900	230400
	$A_{c,1}$	[mm ²]	$(3 * h_{eff} + s_y * (n_y - 1)) * (3 * h_{eff})$	326400	326400	326400	174900	522900	326400
	$A_{c,1+2}$	[mm ²]	$(3 * h_{eff} + s_y * (n_y - 1)) * (3 * h_{eff} + s_x)$	394400	394400	394400	227900	605900	394400
	ψ_{ucN}	[-]	<i>Beton gerissen = 0,75, ungerissen = 1,0</i>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Kopfbolzen	ψ_{mN}	[-]	$2,5 / (1 + (s_x + 50 - x/2) / h_{eff})$	1,30	1,31	1,31	1,07	1,48	1,31
	$N_{1,u,c}$	[kN]	$N_{uc}^0 * A_{cl} / A_c^0 * \psi_{ucN} * \psi_{mN}$	401,8	344,9	345,1	212,3	637,6	393,8
	$N_{1,u}$	[kN]	$N_{1,u,c} + \alpha * \min(N_{re}; N_a)$	401,8	382,6	409,0	485,8	766,0	474,5
	$0,5 N_{u,c}$	[kN]	$N_{uc}^0 * 0,5 * A_{cl+2} / A_c^0 * \psi_{ucN}$	186,1	159,4	159,4	129,7	249,6	182,2
	$V_{1,u,cp}$	[kN]	$2 * 0,5 * N_{u,c}$	372,2	318,8	318,8	259,4	499,1	364,4
	$0,5 N_{u,c}$	[kN]	$N_{uc}^0 * 0,5 * A_{cl+2} / A_c^0 * \psi_{ucN}$	186,1	159,4	159,4	129,7	249,6	182,2
	$V_{2,u,cp}$	[kN]	$2 * 0,5 * N_{u,c}$	372,2	318,8	318,8	259,4	499,1	364,4
Kopfbolzen	A_s	[mm ²]	$d_s^2 * \pi/4$	380,1	380,1	380,1	380,1	380,1	380,1
Stahlversagen	N_s^0	[kN]	$A_s * f_u$	197,7	197,7	197,7	200,7	206,8	197,7
	$N_{u,s}$	[kN]	$N_s^0 * n_y$	593,0	593,0	593,0	602,1	620,4	593,0
	$V_{u,s}$	[kN]	$0,7 * N_{u,s}$	415,1	415,1	415,1	421,5	434,3	415,1
Kopfbolzen Durchziehen	A_h	[mm ²]	$(d_k^2 - d_s^2) * \pi/4$	582,0	582,0	582,0	582,0	582,0	582,0
	$N_{u,p}^0$	[kN]	$8 * 1,4 * A_h * f_{c, cube}$	331,2	242,9	242,9	331,2	331,2	317,4
	$N_{u,p}$	[kN]	$N_{u,p}^0 * n_y$	993,5	728,7	728,7	993,5	993,5	952,2

Tabelle A1.3: Berechnung der Gesamttragfähigkeit Versuch R1-1 bis R3-2

Berechnung der Gesamttragfähigkeit											
Reihe 1	N _{1,E}	[kN]	$F_u \cdot (e+t_{ap}) / (s_x + 50\text{mm} \cdot x/2)$	R1-1	R1-2	B1	B2	R1-4	R2-1	R2-3	R3-2
	V _{1,E}	[kN]	$0,5 \cdot (F_u - V_l) \cdot *1)$	243,2	217,8	223,9	263,8	223,9	161,3	336,2	258,0
	μ _{1,s}	[-]	$\{(V_{1,E}/V_{u,s})^2 + (N_{1,E}/N_{u,s})^2\}^{0,5}$	0,72	0,64	0,66	0,78	0,66	0,47	1,00	0,76
	μ _{1,c}	[-]	$\{(V_{1,E}/N_{1,u,CP})^{1,5} + (N_{1,E}/\min(N_{1,u}; N_{u,p})^{1,5})^{2/3}$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,95	1,00
Reihe 2	V _{2,E}	[kN]	$0,5 \cdot (F_u - V_l) \cdot *1)$	243,2	217,8	223,9	263,8	223,9	161,3	434,0	258,0
	μ _{2,s}	[-]	$V_{2,E}/V_{u,s}$	0,59	0,52	0,54	0,64	0,54	0,38	1,00	0,62
	μ _{2,c}	[-]	$V_{2,E}/V_{2,u,CP}$	0,65	0,68	0,70	0,71	0,70	0,62	0,87	0,71
Druckzone	D	[kN]	N _{1,E}	243,8	219,7	226,1	265,1	226,1	160,2	392,7	259,4
	μ	[-]	Reibungsbeiwert = 0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
	V _f	[kN]	D * μ	109,7	98,9	101,8	119,3	101,8	72,1	176,7	116,7
Ausnutzung	μ ₁	[-]	$\max(\mu_{1,s}; \mu_{1,c})$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,95	1,00
	μ ₂	[-]	$\max(\mu_{2,s}; \mu_{2,c})$	0,65	0,68	0,70	0,71	0,70	0,62	1,00	0,71
	μ ₁₊₂	[-]	$\max(\mu_1; \mu_2)$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Gesamt	F _{R,u}	[kN]	Iterativ bestimmt mit $\mu_{1+2} = 1$	596	534	550	647	550	395	947	633
Vergleich mit Versuchsergebnissen											
Versuch	F _{u,V}	[kN]		R1-1	R1-2	B1	B2	R1-4	R2-1	R2-3	R3-2
				519	558	639	757	648	494	944	824
Modell	F _{u,M}	[kN]		596	534	550	647	550	395	947	633
	F _{u,KM} /F _{u,V}	[-]		1,15	0,96	0,86	0,85	0,85	0,80	1,00	0,77

*1) Umlagerung auf Reihe 2, wenn Stahlversagen für Reihe 1 maßgebend

Tabelle A1.4: Eingangswerte Versuch R3-3 bis R6-4

Eingangswerte		R3-3	R4-2	R4-3	R5-1	R5-3	R6-2	R6-3	R6-4
Kopfbolzen	f_u	[N/mm ²]	520	520	520	520	520	520	520
	h_{ef1}	[mm]	160	160	160	160	160	160	160
	h_{ef2}	[mm]	160	160	160	160	160	160	160
	d_s	[mm]	22	22	22	22	22	22	22
	d_k	[mm]	35	35	35	35	35	35	35
	n_x	[-]	2	2	2	2	2	2	2
	n_y	[-]	3	3	3	3	3	3	3
	s_x	[-]	100	150	200	100	100	100	100
	s_y	[-]	100	100	100	100	100	100	100
	$f_{cm} (cy)$	[N/mm ²]	35,8	32,3	32,3	36,6	36,6	32,3	35,8
Beton	$f_{c,cube}$	[N/mm ²]	44,5	40,1	40,1	45,5	45,5	40,1	44,5
	f_y	[N/mm ²]	591	591	591	591	591	591	591
	n	[-]	2	2	2	2	2	2	2
	d	[mm]	12	12	12	12	12	12	12
	l_1	[mm]	110,0	110,0	110,0	110,0	110,0	110,0	110,0
	n_1	[-]	1	1	1	1	1	1	1
	l_2	[mm]	76,7	76,7	76,7	76,7	76,7	76,7	76,7
	n_2	[-]	1	1	1	1	1	1	1
	l_3	[mm]	43,3	43,3	43,3	43,3	43,3	43,3	43,3
	n_3	[-]	0	0	0	0	0	0	0
Bewehrung	l_{1-3}	[mm]	186,7	186,7	186,7	186,7	186,7	186,7	186,7
	α_1	[-]	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7
	α_2	[-]	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	α	[-]	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
	e	[mm]	40	40	40	40	40	40	40
	$x/2$	[mm]	384	3,25	2,79	3,80	3,80	5,73	6,81
	$x/2$	[mm]	384	3,25	2,79	3,80	3,80	5,72	6,81
		[mm]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
		[-]							
Belastung									

Tabelle A1.5: Berechnung der Einzelkomponenten Versuch R3-3 bis R6-4

Berechnung der Einzelkomponenten		R3-3	R4-2	R4-3	R5-1	R5-3	R6-2	R6-3	R6-4
Bügel	A_{bi}	[mm ²]							
	$d_{bi}^2 \cdot \pi/4$	113,1	113,1	113,1	113,1	113,1	113,1	113,1	113,1
Stahlversagen	N_{re}^0	[kN]							
	$A_{bi} \cdot f_u$	66,8	66,8	66,8	66,8	66,8	66,8	66,8	66,8
	$2 \cdot N_{re}^0 \cdot (n_1 + n_2 + n_3)$	267,4	267,4	267,4	267,4	267,4	267,4	267,4	267,4
Bügel	f_{cm}	[N/mm ²]							
	$0,3 \cdot (f_{cm} - 8 \text{ N/mm}^2)^{2/3}$	2,75	2,52	2,52	2,81	2,81	2,81	2,52	2,75
Verankerung	f_{bm}	[N/mm ²]							
	$2,25 \cdot f_{cm}$	6,19	5,66	5,66	6,31	6,31	6,31	5,66	6,19
	N_a	[kN]							
	$\left\{ \begin{array}{l} 2 \cdot l_{1-3} \cdot f_{bm} \cdot \pi \cdot d_{bi} / \alpha_1 \\ + \alpha_2 \cdot N_{re} \cdot (f_{c,cube}/30)^{0,5} \end{array} \right.$	124,5	113,9	113,9	126,9	126,9	126,9	113,9	124,5
Betonausbruch mit Bügel	N_{uc}^0	[kN]							
	$16,8 \cdot f_{cm}^{0,5} \cdot h_{eff}^{1,5}$	203,4	193,2	193,2	205,7	205,7	205,7	193,2	203,4
	A_c^0	[mm ²]							
	$(3 \cdot h_{eff})^2$	230400	230400	230400	230400	230400	230400	230400	230400
	$A_{c,1}$	[mm ²]							
	$(3 \cdot h_{eff} + s_y \cdot (n_y - 1)) \cdot (3 \cdot h_{eff})$	326400	326400	326400	326400	326400	326400	326400	326400
	$A_{c,1+2}$	[mm ²]							
	$(3 \cdot h_{eff} + s_y \cdot (n_y - 1)) \cdot (3 \cdot h_{eff} + s_x)$	394400	428400	462400	394400	394400	394400	394400	394400
	ψ_{ucN}	[-]							
	$Beton \text{ gerissen } = 0,75, \text{ ungerissen } = 1,0$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	ψ_{mN}	[-]							
	$2,5 / (1 + (s_x + 50 \cdot x/2) / h_{eff})$	1,31	1,12	1,00	1,31	1,31	1,31	1,32	1,32
	$N_{1,u,c}^0$	[kN]							
	$N_{uc}^0 \cdot A_{c,1} / A_c^0 \cdot \psi_{ucN} \cdot \psi_{mN}$	376,5	306,9	273,8	380,7	380,7	383,1	361,2	379,8
	$N_{1,u}$	[kN]							
	$N_{1,u,c} + \alpha \cdot \min(N_{re}^0; N_d)$	451,3	375,3	342,1	456,8	456,8	459,2	429,5	454,6
	$0,5 N_{u,c}$	[kN]							
	$N_{uc}^0 \cdot 0,5 \cdot A_{c,1+2} / A_c^0 \cdot \psi_{ucN}$	174,1	179,7	193,9	176,1	176,1	176,1	165,4	174,1
	$V_{1,u,cp}$	[kN]							
	$2 \cdot 0,5 \cdot N_{u,c}$	348,2	359,3	387,8	352,1	352,1	352,1	330,8	348,2
	$0,5 N_{u,c}$	[kN]							
	$N_{uc}^0 \cdot 0,5 \cdot A_{c,1+2} / A_c^0 \cdot \psi_{ucN}$	174,1	179,7	193,9	176,1	176,1	176,1	165,4	174,1
	$V_{2,u,cp}$	[kN]							
	$2 \cdot 0,5 \cdot N_{u,c}$	348,2	359,3	387,8	352,1	352,1	352,1	330,8	348,2
Kopfbolzen	A_s	[mm ²]							
	$d_s^2 \cdot \pi/4$	380,1	380,1	380,1	380,1	380,1	380,1	380,1	380,1
Stahlversagen	N_s^0	[kN]							
	$A_s \cdot f_u$	197,7	197,7	197,7	197,7	197,7	197,7	197,7	197,7
	$N_{u,s}$	[kN]							
	$N_s^0 \cdot n_y$	593,0	593,0	593,0	593,0	593,0	593,0	593,0	593,0
	$V_{u,s}$	[kN]							
	$0,7 \cdot N_{u,s}$	415,1	415,1	415,1	415,1	415,1	415,1	415,1	415,1
Kopfbolzen	A_h	[mm ²]							
	$(d_k^2 - d_s^2) \cdot \pi/4$	582,0	582,0	582,0	582,0	582,0	582,0	582,0	582,0
Durchziehen	$N_{u,p}^0$	[kN]							
	$8 \cdot 1,4 \cdot A_h \cdot f_{c,cube}$	289,9	261,5	261,5	296,4	296,4	296,4	261,5	289,9
	$N_{u,p}$	[kN]							
	$N_{u,p}^0 \cdot n_y$	869,6	784,6	784,6	889,1	889,1	889,1	784,6	869,6

Tabelle A1.6: Berechnung der Gesamttragfähigkeit Versuch R3-3 bis R6-4

Berechnung der Gesamttragfähigkeit										
Reihe 1	N _{1,E}	[kN]	R3-3	R4-2	R4-3	R5-1	R5-3	R6-2	R6-3	R6-4
	V _{1,E}	[kN]	247,6	189,1	162,3	250,5	250,5	377,1	396,2	418,9
	μ _{1,s}	[-]								
	μ _{1,c}	[-]								
Reihe 2	V _{2,E}	[kN]								
	μ _{2,s}	[-]								
	μ _{2,c}	[-]								
Druckzone	D	[kN]								
	μ	[-]								
	V _f	[kN]								
Ausnutzung	μ ₁	[-]								
	μ ₂	[-]								
	μ ₁₊₂	[-]								
Gesamt	F _{R,u}	[kN]								
Vergleich mit Versuchsergebnissen										
Versuch	F _{u,v}	[kN]								
Modell	F _{u,M}	[kN]								
	F _{u,KM} /F _{u,v}	[-]								

*1) Umlagerung auf Reihe 2, wenn Stahlversagen für Reihe 1 maßgebend

Tabelle A1.7: Eingangswerte Versuch R7-2 bis R7-4

Eingangswerte				R7-2	R7-3	R7-4
Kopfbolzen	f_u	[N/mm ²]	Zugfestigkeit	520	520	520
	h_{ef1}	[mm]	Effektive Länge der Reihe 1	160	160	160
	h_{ef2}	[mm]	Effektive Länge der Reihe 2	160	160	160
	d_s	[mm]	Schaftdurchmesser	22	22	22
	d_k	[mm]	Kopfhöhe	35	35	35
	n_x	[-]	Anzahl der Kopfbolzenreihen = 2	2	2	2
	n_y	[-]	Anzahl der Kopfbolzen je Reihe	3	3	3
	s_x	[-]	Abstand der Reihen untereinander	100	100	100
	s_y	[-]	Abstand der Kobos untereinander	100	100	100
Beton	$f_{cm (cyl)}$	[N/mm ²]	gemessene Betondruckfestigkeit	30,0	39,2	35,8
	$f_{c, cube}$	[N/mm ²]		37,3	48,7	44,5
Bewehrung	f_y	[N/mm ²]	Streckgrenze der Bügel	591	591	591
	n	[-]	Anzahl der Bügel	2	2	2
	d	[mm]	Durchmesser Bügel	12	12	12
	l_1	[mm]	Verbundlänge Bügel 1	110,0	110,0	110,0
	n_1	[-]	Bügelabstand $< 0,75 h_{ef}$: nein=0 ja=1	1	1	1
	l_2	[mm]	Verbundlänge Bügel 2	76,7	76,7	76,7
	n_2	[-]	Bügelabstand $< 0,75 h_{ef}$: nein=0 ja=1	1	1	1
	l_3	[mm]	Verbundlänge Bügel 2	43,3	43,3	43,3
	n_3	[-]	Bügelabstand $< 0,75 h_{ef}$: nein=0 ja=1	0	0	0
	l_{1-3}	[mm]	$l_1 * n_1 + l_2 * n_2 + l_3 * n_3$	186,7	186,7	186,7
	α_1	[-]	Beiwert Hakenwirkung nach Gl. 3-16	0,7	0,7	0,7
	α_2	[-]	Beiwert Hakenwirkung in Gl. 3-18	0	0	0
	α	[-]	Beiwert für komb. Beton+Bewehrung	0,6	0,6	0,6
Belastung	e	[mm]	Exzentrizität der Belastung	40	40	40
	$x/2$	[mm]	halbe Druckzonenhöhe	1,10	0,98	1,02
	$x/2$	[mm]	$0,5 * D / (3 * f_{cm} * b)$	1,10	0,98	1,02
		[-]	Kontrolle Iteration = 1,00	1,00	1,00	1,00
Hebelarme	z_1	[mm]	Hebelarm Kopfbolzenreihe 1	148,9	149,0	149,0
	z_2	[mm]	Hebelarm Kopfbolzenreihe 2	48,9	49,0	49,0

Tabelle A1.8: Berechnung Versuch R7-2 bis R7-4

Berechnung der Einzelkomponenten				R7-2	R7-3	R7-4
Bügel	$A_{b\ddot{u}}$	[mm ²]	$d_{b\ddot{u}}^2 * \pi/4$	113,1	113,1	113,1
Stahlversagen	N_{re}^0	[kN]	$A_{b\ddot{u}} * f_u$	66,8	66,8	66,8
	N_{re}	[kN]	$2 * N_{re}^0 * (n_1 + n_2 + n_3)$	267,4	267,4	267,4
Bügel	f_{ctm}	[N/mm ²]	$0,3 * (f_{cm} - 8 \text{ N/mm}^2)^{2/3}$	2,36	2,97	2,75
Verankerung	f_{bm}	[N/mm ²]	$2,25 * f_{ctm}$	5,30	6,69	6,19
	$N_{1,a}$	[kN]	$\begin{cases} 2 * l_{1-3} * f_{bm} * \pi * d_{b\ddot{u}} / \alpha_1 \\ + \alpha_2 * N_{re} * (f_{c,cube}/30)^{0,5} \end{cases}$	106,6	134,5	124,5
	$N_{2,a}$	[kN]		0,0	0,0	0,0
Betonausbruch mit Bügel	N_{uc}^0	[kN]	$16,8 * f_{cm}^{0,5} * h_{eff}^{1,5}$	186,2	212,9	203,4
	A_c^0	[mm ²]	$(3 * h_{eff})^2$	230400	230400	230400
	$A_{c,1}$	[mm ²]	$(3 * h_{eff} + s_y * (n_y - 1)) * (1,5 * h_{eff} + \min(1,5 * h_{eff}; s_x))$	231200	231200	231200
	$A_{c,1+2}$	[mm ²]	$(3 * h_{eff} + s_y * (n_y - 1)) * (3 * h_{eff} + s_x)$	394400	394400	394400
	ψ_{ucrN}	[-]	<i>Beton gerissen = 0,75, ungerissen = 1,0</i>	0,750	0,750	0,750
	ψ_{mN}	[-]	$2,5 / (1 + (s_x + 50 - x/2) / h_{eff})$	1,295	1,294	1,295
	$N_{1,u,c}$	[kN]	$N_{uc}^0 * A_{c,1} / A_c^0 * \psi_{ucrN} * \psi_{mN}$	181,5	207,4	198,2
	$N_{1,u}$	[kN]	$N_{1,u,c} + \alpha * \min(N_{re}; N_{1,a})$	245,4	288,1	272,9
	$0,5 N_{u,c}$	[kN]	$N_{uc}^0 * 0,5 * A_{c,1+2} / A_c^0 * \psi_{ucrN}$	119,5	136,7	130,6
	$V_{1,u,cp}$	[kN]	$2 * 0,5 * N_{u,c}$	239,1	273,3	261,2
	$N_{2,u,c}$	[kN]	$N_{uc}^0 * (A_{c,1+2} - A_{c,1}) / A_c^0 * \psi_{ucrN} * \psi_{mN}$	128,1	146,4	139,9
	$N_{2,u}$	[kN]	$N_{2,u,c} + \alpha * \min(N_{re}; N_{2,a})$	128,1	146,4	139,9
	$0,5 N_{u,c}$	[kN]	$N_{uc}^0 * 0,5 * A_{c,1+2} / A_c^0 * \psi_{ucrN}$	119,5	136,7	130,6
	$V_{1,u,cp}$	[kN]	$2 * 0,5 * N_{u,c}$	239,1	273,3	261,2
Kopfbolzen	A_s	[mm ²]	$d_s^2 * \pi/4$	380,1	380,1	380,1
Stahlversagen	N_s^0	[kN]	$A_s * f_u$	197,7	197,7	197,7
	$N_{u,s}$	[kN]	$N_s^0 * n_y$	593,0	593,0	593,0
	$V_{u,s}$	[kN]	$0,7 * N_{u,s}$	415,1	415,1	415,1
Kopfbolzen	A_h	[mm ²]	$(d_k^2 - d_s^2) * \pi/4$	582,0	582,0	582,0
Durchziehen	$N_{u,p}^0$	[kN]	$8 * 1,0 * A_h * f_{c,cube}$	173,5	226,7	207,1
	$N_{u,p}$	[kN]	$N_{u,p}^0 * n_y$	520,5	680,2	621,2
Berechnung der Gesamttragfähigkeit				R7-2	R7-3	R7-4
Gesamtmoment	M	[kNmm]	$F_u / 2^{0,5} * (e + t_{ap} + 0,5 * s_{-x} + 50 \text{ mm} - x/2)$	33678	39316	37316
Reihe 1	$N_{1,E}$	[kN]	$M / (z_1 + z_2^2 / z_1)$	204,2	238,1	226,0
	$V_{1,E}$	[kN]	$0,5 * (F_u - V_f) * 1$	92,6	108,1	102,6
	$\mu_{1,s}$	[-]	$\{(V_{1,E}/V_{u,s})^2 + (N_{1,E}/N_{u,s})^2\}^{0,5}$	0,41	0,48	0,45
	$\mu_{1,c}$	[-]	$\{(V_{1,E}/V_{1,u,cp})^{1,5} + (N_{1,E}/\min(N_{1,u}; N_{u,p})^{1,5})^{2/3}\}$	1,00	1,00	1,00
Reihe 1	$N_{2,E}$	[kN]	$M / (z_2 + z_1^2 / z_2)$	67,0	78,3	74,3
	$V_{2,E}$	[kN]	$0,5 * (F_u - V_f) * 1$	92,6	108,1	102,6
	$\mu_{2,s}$	[-]	$\{(V_{2,E}/V_{u,s})^2 + (N_{2,E}/N_{u,s})^2\}^{0,5}$	0,25	0,29	0,28
	$\mu_{2,c}$	[-]	$\{(V_{2,E}/V_{2,u,cp})^{1,5} + (N_{2,E}/\min(N_{2,u}; N_{u,p})^{1,5})^{2/3}\}$	0,73	0,74	0,74
Druckzone	D	[kN]	$N_{1,E} + N_{2,E} - F_u / 2^{0,5}$	59,3	69,1	65,6
	μ	[-]	<i>Reibungsbeiwert = 0,45</i>	0,45	0,45	0,45
	V_f	[kN]	$D * \mu$	26,7	31,1	29,5
Ausnutzung	μ_1	[-]	$\max(\mu_{1,s}; \mu_{1,c})$	1,00	1,00	1,00
	μ_2	[-]	$\max(\mu_{2,s}; \mu_{2,c})$	0,73	0,74	0,74
	μ_{1+2}	[-]	$\max(\mu_1; \mu_2)$	1,00	1,00	1,00
Gesamt	$F_{R,u}$	[kN]	<i>Iterativ bestimmt mit $\mu_{1+2} = 1$</i>	300	350	332

Tabelle A1.9: Eingangswerte und Berechnung Versuch R7-5 bis R7-6

Eingangswerte				R7-5	R7-6
Kopfbolzen	f_u	[N/mm ²]	Zugfestigkeit	520	520
	h_{eff}	[mm]	Effektive Länge der Reihe 1	160	160
	h_{eff2}	[mm]	Effektive Länge der Reihe 2	160	160
	d_s	[mm]	Schaftdurchmesser	22	22
	d_k	[mm]	Kopfhöhe	35	35
	n_x	[-]	Anzahl der Kopfbolzenreihen = 2	2	2
	n_y	[-]	Anzahl der Kopfbolzen je Reihe	3	3
	s_x	[-]	Abstand der Reihen untereinander	100	100
Beton	f_{cm} (cyl)	[N/mm ²]	gemessene Betondruckfestigkeit	36,6	38,0
	$f_{c,cube}$	[N/mm ²]		45,5	47,2
Bewehrung	f_y	[N/mm ²]	Streckgrenze der Bügel	591	591
	n	[-]	Anzahl der Bügel	2	0
	d	[mm]	Durchmesser Bügel	12	12
	l_1	[mm]	Verbundlänge Bügel 1	110,0	110,0
	n_1	[-]	Bügelabstand $< 0,75 h_{eff}$: nein=0 ja=1	1	0
	l_2	[mm]	Verbundlänge Bügel 2	76,7	76,7
	n_2	[-]	Bügelabstand $< 0,75 h_{eff}$: nein=0 ja=1	1	0
	l_3	[mm]	Verbundlänge Bügel 2	43,3	43,3
	n_3	[-]	Bügelabstand $< 0,75 h_{eff}$: nein=0 ja=1	0	0
	l_{1-3}	[mm]	$l_1 * n_1 + l_2 * n_2 + l_3 * n_3$	186,7	0,0
	α_1	[-]	Beiwert Hakenwirkung nach Gl. 3-16	0,7	0,7
	α_2	[-]	Beiwert Hakenwirkung in Gl. 3-18	0,0	0,0
	α	[-]	Beiwert für komb. Beton+Bewehrung	0,6	0,6
Berechnung der Einzelkomponenten				R7-5	R7-6
Bügel	$A_{bü}$	[mm ²]	$d_{bü}^2 * \pi / 4$	113,1	113,1
Stahlversagen	N_{re}^0	[kN]	$A_{bü} * f_u$	66,8	66,8
	N_{re}	[kN]	$2 * N_{re}^0 * (n_1 + n_2 + n_3)$	267,4	0,0
Bügel	f_{ctm}	[N/mm ²]	$0,3 * (f_{cm} - 8 \text{ N/mm}^2)^{2/3}$	2,81	2,90
Verankerung	f_{bm}	[N/mm ²]	$2,25 * f_{ctm}$	6,31	6,52
	$N_{1,a}$	[kN]	$\left\{ \begin{array}{l} 2 * l_{1-3} * f_{bm} * \pi * d_{bü} / \alpha_1 \\ + \alpha_2 * N_{re} * (f_{c,cube}/30)^{0,5} \end{array} \right.$	126,9	0,0
Betonausbruch mit Bügel	N_{uc}^0	[kN]	$16,8 * f_{cm}^{0,5} * h_{eff}^{1,5}$	205,7	209,6
	A_c^0	[mm ²]	$(3 * h_{eff})^2$	230400	230400
	$A_{c,1}$	[mm ²]	$(3 * h_{eff} + s_y * (n_y - 1)) * (1,5 * h_{eff} + \min(1,5 * h_{eff}; 0,5 * s_x))$	197200	197200
	ψ_{ucrN}	[-]	Beton gerissen = 0,75, ungerissen = 1,0	0,75	0,75
	ψ_{mN}	[-]	kein Druckkraft = 1,0	1,0	1,0
	$N_{1,u,c}$	[kN]	$N_{uc}^0 * A_{c1} / A_c^0 * \psi_{ucrN} * \psi_{mN}$	132,0	134,5
	$N_{1,u}$	[kN]	$N_{1,u,c} + \alpha * \min(N_{re}; N_{1,a})$	208,2	134,5
Kopfbolzen	A_s	[mm ²]	$d_s^2 * \pi / 4$	380,1	380,1
Stahlversagen	N_s^0	[kN]	$A_s * f_u$	197,7	197,7
	$N_{u,s}$	[kN]	$N_s^0 * n_y$	593,0	593,0
Kopfbolzen Durchziehen	A_h	[mm ²]	$(d_k^2 - d_s^2) * \pi / 4$	582,0	582,0
	$N_{u,p}^0$	[kN]	$8 * 1,0 * A_h * f_{c,cube}$	211,7	219,8
	$N_{u,p}$	[kN]	$N_{u,p}^0 * n_y$	635,0	659,3
Berechnung der Gesamttragfähigkeit				R7-5	R7-6
Gesamt	$F_{R,u}$	[kN]	$2 * \min(N_{1,u}; N_{u,s}; N_{u,p})$	416	269

A.2 Berechnungstabellen für Rückhängebewehrung mit Modell 2

Im Folgenden sind die als Excel-Berechnungstabellen umgesetzten Komponentenmodelle aus Kapitel 3.4 mit den Eingangswerten, den Berechnungsformeln, den Zwischenwerten wie die Komponententragfähigkeiten und die berechnete Gesamttragfähigkeit dokumentiert.

In den folgenden Tabellen ist die Berechnung für die Tragfähigkeit der Rückhängebewehrung mit Modell 2 nach Gl. 3-16 berücksichtigt.

Tabelle A2.1 bis A2.3	Querkraftversuche R1-1 bis R3-2 nach <i>Kuhlmann/Imminger 2003</i>
Tabelle A2.4 bis A2.6	Querkraftversuche R3-3 bis R6-4 nach <i>Kuhlmann/Imminger 2003</i>
Tabelle A2.7 bis A2.8	Schrägzugversuche R7-2 bis R7-4 nach <i>Kuhlmann/Imminger 2003</i>
Tabelle A2.9	Zugversuche R7-5 bis R7-6 nach <i>Kuhlmann/Imminger 2003</i>

Tabelle A2.1: Eingangswerte Versuch R1-1 bis R3-2

Eingangswerte		R1-1	R1-2	B1	B2	R1-4	R2-1	R2-3	R3-2
Kopfbolzen	f_u	[N/mm ²]	520	520	520	520	528	544	520
	h_{ef1}	[mm]	160	160	160	160	110	210	160
	h_{ef2}	[mm]	160	160	160	160	110	210	160
	d_s	[mm]	22	22	22	22	22	22	22
	d_k	[mm]	35	35	35	35	35	35	35
	n_x	[-]	2	2	2	2	2	2	2
Beton	n_y	[-]	3	3	3	3	3	3	3
	s_x	[-]	100	100	100	100	100	100	100
	s_y	[-]	100	100	100	100	100	100	100
	f_{cm} (cyl)	[N/mm ²]	40,9	30,0	30,0	40,9	40,9	40,9	39,2
	$f_{c,cube}$	[N/mm ²]	50,8	37,3	37,3	50,8	50,8	50,8	48,7
	f_y	[N/mm ²]	591	591	591	591	591	591	591
Bewehrung	n	[-]	0	1	2	2	3	2	2
	d	[mm]	12	12	12	12	12	12	12
	l_1	[mm]	110,0	110,0	110,0	110,0	60,0	160,0	110,0
	n_1	[-]	0	1	1	1	1	1	1
	l_2	[mm]	76,7	76,7	76,7	76,7	26,7	126,7	76,7
	n_2	[-]	0	0	1	1	1	1	1
	l_3	[mm]	43,3	43,3	43,3	43,3	0,0	93,3	43,3
	n_3	[-]	0	0	0	0	0	0	0
	l_{1-3}	[mm]	0,0	110,0	186,7	186,7	86,7	286,7	186,7
	α_1	[-]	1	1	1	1	1	1	1
	α_2	[-]	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
	α	[-]	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
Belastung	e	[mm]	40	40	40	40	40	40	40
	$x/2$	[mm]	3,31	4,18	4,39	3,76	4,39	2,45	3,85
	$x/2$	[mm]	3,31	4,18	4,39	3,76	4,39	2,45	3,84
		[-]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
			0,5 * D / (3 * f_{cm} * b)						
			Kontrolle Iteration = 1,00						

Tabelle A2.2: Berechnung der Einzelkomponenten Versuch R1-1 bis R3-2

Berechnung der Einzelkomponenten		R1-1	R1-2	B1	B2	R1-4	R2-1	R2-3	R3-2
Bügel	$A_{bü}$	113,1	113,1	113,1	113,1	113,1	113,1	113,1	113,1
Stahlversagen	N_{re}^0	66,8	66,8	66,8	66,8	66,8	66,8	66,8	66,8
	N_{re}	0,0	133,7	267,4	267,4	267,4	267,4	267,4	267,4
		$d_{bü}^2 * \pi / 4$ $A_{bü} * f_u$ $2 * N_{re}^0 * (n_1 + n_2 + n_3)$							
Bügel	f_{ctm}	3,08	2,36	2,36	3,08	2,36	3,08	3,08	2,97
Verankerung	f_{bm}	6,93	5,30	5,30	6,93	5,30	6,93	6,93	6,69
	N_a	0,0	103,6	193,8	236,7	193,8	184,5	289,0	230,4
		$\left\{ \begin{array}{l} 2 * 1_{1-3} * f_{bm} * \pi * d_{bü} / \alpha_1 \\ + \alpha_2 * N_{re} * (f_{c,cube} / 30)^{0,5} \end{array} \right.$							
Betonausbruch mit Bügel	N_{uc}^0	217,4	186,2	186,2	217,4	186,2	124,0	327,0	212,9
	A_c^0	230400	230400	230400	230400	230400	108900	396900	230400
	$A_{c,1}$	326400	326400	326400	326400	326400	174900	522900	326400
	$A_{c,1+2}$	394400	394400	394400	394400	394400	227900	605900	394400
	ψ_{ucN}	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Kopfbolzen	ψ_{mN}	1,30	1,31	1,31	1,31	1,31	1,07	1,48	1,31
	$N_{1,u,c}$	401,8	345,1	345,3	402,4	345,3	212,6	637,6	394,0
	$N_{1,u}$	401,8	407,2	461,6	544,4	461,6	323,2	798,1	532,3
	$0,5 N_{u,c}$	186,1	159,4	159,4	186,1	159,4	129,7	249,6	182,2
	$V_{1,u,cp}$	372,2	318,8	318,8	372,2	318,8	259,4	499,1	364,4
	$0,5 N_{u,c}$	186,1	159,4	159,4	186,1	159,4	129,7	249,6	182,2
	$V_{2,u,cp}$	372,2	318,8	318,8	372,2	318,8	259,4	499,1	364,4
	A_s	380,1	380,1	380,1	380,1	380,1	380,1	380,1	380,1
	N_s^0	197,7	197,7	197,7	197,7	197,7	200,7	206,8	197,7
	$N_{u,s}$	593,0	593,0	593,0	593,0	593,0	602,1	620,4	593,0
Kopfbolzen Durchziehen	$V_{u,s}$	415,1	415,1	415,1	415,1	415,1	421,5	434,3	415,1
	A_h	582,0	582,0	582,0	582,0	582,0	582,0	582,0	582,0
	$N_{u,p}^0$	331,2	242,9	242,9	331,2	242,9	331,2	331,2	317,4
	$N_{u,p}$	993,5	728,7	728,7	993,5	728,7	993,5	993,5	952,2

Tabelle A2.3: Berechnung der Gesamttragfähigkeit Versuch R1-1 bis R3-2

Berechnung der Gesamttragfähigkeit											
Reihe 1	N _{1,E}	[kN]	F _u *(e+t _{qp})/(s _x +50mm-x/2)	R1-1	R1-2	B1	B2	R1-4	R2-1	R2-3	R3-2
	V _{1,E}	[kN]	0,5*(F _u -V _l)*I)	243,8	225,7	237,3	277,1	237,3	180,2	392,7	271,3
	μ _{1,s}	[-]	{(V _{1,E} /V _{u,s}) ² +(N _{1,E} /N _{u,s}) ² } ^{0,5}	243,2	223,4	234,5	275,4	234,5	181,1	336,2	269,4
	μ _{1,c}	[-]	{(V _{1,E} /V _{1,u,cp}) ^{1,5} +(N _{1,E} /min(N _{1,u} ;N _{u,p}) ^{1,5}) ^{2/3}	0,72	0,66	0,69	0,81	0,69	0,52	1,00	0,79
Reihe 2	V _{2,E}	[kN]	0,5*(F _u -V _l)*I)	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,93	1,00
	μ _{2,s}	[-]	V _{2,E} /V _{u,s}	243,2	223,4	234,5	275,4	234,5	181,1	434,0	269,4
	μ _{2,c}	[-]	V _{2,E} /V _{2,u,cp}	0,59	0,54	0,56	0,66	0,56	0,43	1,00	0,65
Druckzone	D	[kN]	N _{1,E}	0,65	0,70	0,74	0,74	0,74	0,70	0,87	0,74
	μ	[-]	Reibungsbeiwert = 0,45	243,8	225,7	237,3	277,1	237,3	180,2	392,7	271,3
	V _f	[kN]	D*μ	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
Ausnutzung	μ ₁	[-]	max(μ _{1,s} ; μ _{1,c})	109,7	101,5	106,8	124,7	106,8	81,1	176,7	122,1
	μ ₂	[-]	max(μ _{2,s} ; μ _{2,c})	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,93	1,00
	μ ₁₊₂	[-]	max(μ ₁ ; μ ₂)	0,65	0,70	0,74	0,74	0,74	0,70	1,00	0,74
	F _{R,u}	[kN]	Iterativ bestimmt mit μ ₁₊₂ = 1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Gesamt				596	548	576	675	576	443	947	661

Vergleich mit Versuchsergebnissen											
Versuch	F _{u,V}	[kN]	R1-1	R1-2	B1	B2	R1-4	R2-1	R2-3	R3-2	
			519	558	639	757	648	494	944	824	
Modell	F _{u,M}	[kN]	596	548	576	675	576	443	947	661	
	F _{u,KM} /F _{u,V}	[-]	1,15	0,98	0,90	0,89	0,89	0,90	1,00	0,80	

*1) Umlagerung auf Reihe 2, wenn Stahlversagen für Reihe 1 maßgebend

Tabelle A2.4: Eingangswerte Versuch R3-3 bis R6-4

Eingangswerte		R3-3	R4-2	R4-3	R5-1	R5-3	R6-2	R6-3	R6-4
Kopfbolzen	f_u	[N/mm ²]	Zugfestigkeit	520	520	520	520	520	520
	h_{ef1}	[mm]	Effektive Länge der Reihe 1	160	160	160	160	160	160
	h_{ef2}	[mm]	Effektive Länge der Reihe 2	160	160	160	160	160	160
	d_s	[mm]	Schaftdurchmesser	22	22	22	22	22	22
	d_k	[mm]	Kopfhöhe	35	35	35	35	35	35
	n_x	[-]	Anzahl der Kopfbolzenreihen = 2	2	2	2	2	2	2
	n_y	[-]	Anzahl der Kopfbolzen je Reihe	3	3	3	3	3	3
Beton	s_x	[-]	Abstand der Reihen untereinander	100	150	200	100	100	100
	s_y	[-]	Abstand der Kobos untereinander	100	100	100	100	100	100
	f_{cm} (cyl)	[N/mm ²]	gemessene Betondruckfestigkeit	35,8	32,3	32,3	36,6	36,6	32,3
	$f_{c,cube}$	[N/mm ²]		44,5	40,1	40,1	45,5	45,5	40,1
	f_y	[N/mm ²]	Streckgrenze der Bügel	591	591	591	591	591	591
Bewehrung	n	[-]	Anzahl der Bügel	2	2	2	2	2	2
	d	[mm]	Durchmesser Bügel	12	12	12	12	12	12
	l_1	[mm]	Verbundlänge Bügel 1	110,0	110,0	110,0	110,0	110,0	110,0
	n_1	[-]	Bügelabstand < 0,75 h_{ef} : nein=0 ja=1	1	1	1	1	1	1
	l_2	[mm]	Verbundlänge Bügel 2	76,7	76,7	76,7	76,7	76,7	76,7
	n_2	[-]	Bügelabstand < 0,75 h_{ef} : nein=0 ja=1	1	1	1	1	1	1
	l_3	[mm]	Verbundlänge Bügel 2	43,3	43,3	43,3	43,3	43,3	43,3
	n_3	[-]	Bügelabstand < 0,75 h_{ef} : nein=0 ja=1	0	0	0	0	0	0
	l_{1-3}	[mm]	$l_1 * n_1 + l_2 * n_2 + l_3 * n_3$	186,7	186,7	186,7	186,7	186,7	186,7
	α_1	[-]	Beiwert Hakenwirkung nach Gl. 3-16	1	1	1	1	1	1
	α_2	[-]	Beiwert Hakenwirkung in Gl. 3-18	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
	α	[-]	Beiwert für komb. Beton + Bewehrung	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
Belastung	e	[mm]	Exzentrizität der Belastung	40	40	40	40	100	150
	$x/2$	[mm]	halbe Druckzonenhöhe	4,02	3,40	2,92	3,98	6,24	7,21
	$x/2$	[mm]	$0,5 * D / (3 * f_{cm})$	4,02	3,40	2,92	3,98	6,24	7,21
		[-]	Kontrolle Iteration = 1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Tabelle A2.5: Berechnung der Einzelkomponenten Versuch R3-3 bis R6-4

Berechnung der Einzelkomponenten		R3-3	R4-2	R4-3	R5-1	R5-3	R6-2	R6-3	R6-4
Bügel	A_{bu} [mm ²]	113,1	113,1	113,1	113,1	113,1	113,1	113,1	113,1
Stahlversagen	N_{re}^0 [kN]	66,8	66,8	66,8	66,8	66,8	66,8	66,8	66,8
	N_{re} [kN]	267,4	267,4	267,4	267,4	267,4	267,4	267,4	267,4
		$d_{bu}^2 * \pi / 4$ $A_{bu} * f_u$ $2 * N_{re}^0 * (n_1 + n_2 + n_3)$							
Bügel	f_{ctm} [N/mm ²]	2,75	2,52	2,52	2,81	2,81	2,81	2,52	2,75
Verankerung	f_{bm} [N/mm ²]	6,19	5,66	5,66	6,31	6,31	6,31	5,66	6,19
	N_a [kN]	217,4	203,4	203,4	220,5	220,5	220,5	203,4	217,4
		$2 * 1_{-3} * f_{bm} * \pi * d_{bu} / \alpha_1$ $+ \alpha_2 * N_{re} * (f_{c,cube} / 30)^{0,5}$							
Betonausbruch mit Bügel	N_{uc}^0 [kN]	203,4	193,2	193,2	205,7	205,7	205,7	193,2	203,4
	A_c^0 [mm ²]	230400	230400	230400	230400	230400	230400	230400	230400
	$A_{c,1}$ [mm ²]	326400	326400	326400	326400	326400	326400	326400	326400
	$A_{c,1+2}$ [mm ²]	394400	428400	462400	394400	394400	394400	394400	394400
	ψ_{ucN} [-]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	ψ_{mN} [-]	1,31	1,12	1,00	1,31	1,31	1,32	1,32	1,32
Kopfbolzen	$N_{1,uc}$ [kN]	376,8	307,1	273,8	380,9	380,9	383,7	362,1	380,7
	$N_{1,u}$ [kN]	507,2	429,1	395,8	513,2	513,2	516,0	484,1	511,2
	$0,5 N_{uc}$ [kN]	174,1	179,7	193,9	176,1	176,1	176,1	165,4	174,1
	$V_{1,ucp}$ [kN]	348,2	359,3	387,8	352,1	352,1	352,1	330,8	348,2
	$0,5 N_{uc}$ [kN]	174,1	179,7	193,9	176,1	176,1	176,1	165,4	174,1
	$V_{2,ucp}$ [kN]	348,2	359,3	387,8	352,1	352,1	352,1	330,8	348,2
Stahlversagen	A_s [mm ²]	380,1	380,1	380,1	380,1	380,1	380,1	380,1	380,1
	N_s^0 [kN]	197,7	197,7	197,7	197,7	197,7	197,7	197,7	197,7
	$N_{u,s}$ [kN]	593,0	593,0	593,0	593,0	593,0	593,0	593,0	593,0
	$V_{u,s}$ [kN]	415,1	415,1	415,1	415,1	415,1	415,1	415,1	415,1
Kopfbolzen Durchziehen	A_h [mm ²]	582,0	582,0	582,0	582,0	582,0	582,0	582,0	582,0
	$N_{u,p}^0$ [kN]	289,9	261,5	261,5	296,4	296,4	296,4	261,5	289,9
	$N_{u,p}$ [kN]	869,6	784,6	784,6	889,1	889,1	889,1	784,6	869,6

Tabelle A2.6: Berechnung der Gesamttragfähigkeit Versuch R3-3 bis R6-4

Berechnung der Gesamttragfähigkeit											
Reihe 1	N _{1,E}	[kN]	F _u * (e + t _{ap}) / (s _x + 50mm - x/2)	259,2	197,9	169,7	262,1	262,1	411,0	440,6	464,7
	V _{1,E}	[kN]	0,5 * (F _u - V _l) * 1)	257,0	279,6	311,2	260,0	260,0	153,7	85,4	90,6
	μ _{1,s}	[-]	{(V _{1,E} /V _{u,s}) ² + (N _{1,E} /N _{u,s}) ² } ^{0,5}	0,76	0,75	0,80	0,77	0,77	0,79	0,77	0,81
	μ _{1,c}	[-]	{(V _{1,E} /N _{1,u,cp}) ^{1,5} + (N _{1,E} /min(N _{1,u} ; N _{u,p}) ^{1,5}) ^{2/3}	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	V _{2,E}	[kN]	0,5 * (F _u - V _l) * 1)	257,0	279,6	311,2	260,0	260,0	153,7	85,4	90,6
Reihe 2	μ _{2,s}	[-]	V _{2,E} /V _{u,s}	0,62	0,67	0,75	0,63	0,63	0,37	0,21	0,22
	μ _{2,c}	[-]	V _{2,E} /V _{2,u,cp}	0,74	0,78	0,80	0,74	0,74	0,44	0,26	0,26
	D	[kN]	N _{1,E}	259,2	197,9	169,7	262,1	262,1	411,0	440,6	464,7
Druckzone	μ	[-]	Reibungsbeiwert = 0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
	V _f	[kN]	D * μ	116,7	89,0	76,4	118,0	118,0	184,9	198,3	209,1
Ausnutzung	μ ₁	[-]	max (μ _{1,s} ; μ _{1,c})	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	μ ₂	[-]	max (μ _{2,s} ; μ _{2,c})	0,74	0,78	0,80	0,74	0,74	0,44	0,26	0,26
	μ ₁₊₂	[-]	max (μ ₁ ; μ ₂)	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	Gesamt	F _{R,u}	[kN]	Iterativ bestimmt mit μ ₁₊₂ = 1							
Vergleich mit Versuchsergebnissen											
Versuch	F _{u,v}	[kN]		R3-3	R4-2	R4-3	R5-1	R5-3	R6-2	R6-3	R6-4
Modell	F _{u,M}	[kN]		810	704	981	752	837	519	359	411
	F _{u,KM} /F _{u,v}	[-]		631	648	699	638	638	492	369	390
				0,78	0,92	0,71	0,85	0,76	0,95	1,03	0,95

*1) Umlagerung auf Reihe 2, wenn Stahlversagen für Reihe 1 maßgebend

Tabelle A2.7: Eingangswerte Versuch R7-2 bis R7-4

Eingangswerte				R7-2	R7-3	R7-4
Kopfbolzen	f_u	[N/mm ²]	Zugfestigkeit	520	520	520
	h_{ef1}	[mm]	Effektive Länge der Reihe 1	160	160	160
	h_{ef2}	[mm]	Effektive Länge der Reihe 2	160	160	160
	d_s	[mm]	Schaftdurchmesser	22	22	22
	d_k	[mm]	Kopfhöhe	35	35	35
	n_x	[-]	Anzahl der Kopfbolzenreihen = 2	2	2	2
	n_y	[-]	Anzahl der Kopfbolzen je Reihe	3	3	3
	s_x	[-]	Abstand der Reihen untereinander	100	100	100
	s_y	[-]	Abstand der Kobos untereinander	100	100	100
Beton	$f_{cm (cyl)}$	[N/mm ²]	gemessene Betondruckfestigkeit	30,0	39,2	35,8
	$f_{c, cube}$	[N/mm ²]		37,3	48,7	44,5
Bewehrung	f_y	[N/mm ²]	Streckgrenze der Bügel	591	591	591
	n	[-]	Anzahl der Bügel	2	2	2
	d	[mm]	Durchmesser Bügel	12	12	12
	l_1	[mm]	Verbundlänge Bügel 1	110,0	110,0	110,0
	n_1	[-]	Bügelabstand $<0,75 h_{ef}$: nein=0 ja=1	1	1	1
	l_2	[mm]	Verbundlänge Bügel 2	76,7	76,7	76,7
	n_2	[-]	Bügelabstand $<0,75 h_{ef}$: nein=0 ja=1	1	1	1
	l_3	[mm]	Verbundlänge Bügel 2	43,3	43,3	43,3
	n_3	[-]	Bügelabstand $<0,75 h_{ef}$: nein=0 ja=1	0	0	0
	l_{1-3}	[mm]	$l_1 * n_1 + l_2 * n_2 + l_3 * n_3$	186,7	186,7	186,7
	α_1	[-]	Beiwert Hakenwirkung nach Gl. 3-16	1	1	1
	α_2	[-]	Beiwert Hakenwirkung in Gl. 3-18	0,4	0,4	0,4
	α	[-]	Beiwert für komb. Beton+Bewehrung	0,6	0,6	0,6
Belastung	e	[mm]	Exzentrizität der Belastung	40	40	40
	$x/2$	[mm]	halbe Druckzonenhöhe	1,26	1,12	1,17
	$x/2$	[mm]	$0,5 * D / (3 * f_{cm} * b)$	1,26	1,12	1,17
		[-]	Kontrolle Iteration = 1,00	1,00	1,00	1,00
Hebelarme	z_1	[mm]	Hebelarm Kopfbolzenreihe 1	148,7	148,9	148,8
	z_2	[mm]	Hebelarm Kopfbolzenreihe 2	48,7	48,9	48,8

Tabelle A2.8: Berechnung Versuch R7-2 bis R7-4

Berechnung der Einzelkomponenten				R7-2	R7-3	R7-4
Bügel	$A_{b\ddot{u}}$	[mm ²]	$d_{b\ddot{u}}^2 \cdot \pi/4$	113,1	113,1	113,1
Stahlversagen	N_{re}^0	[kN]	$A_{b\ddot{u}} \cdot f_u$	66,8	66,8	66,8
	$N_{1,re}$	[kN]	$2 \cdot N_{re}^0 \cdot (n_1 + n_2 + n_3)$	267,4	267,4	267,4
Bügel	f_{ctm}	[N/mm ²]	$0,3 \cdot (f_{cm} - 8 \text{ N/mm}^2)^{2/3}$	2,36	2,97	2,75
Verankerung	f_{bm}	[N/mm ²]	$2,25 \cdot f_{ctm}$	5,30	6,69	6,19
	$N_{1,a}$	[kN]	$\begin{cases} 2 \cdot l_{1-3} \cdot f_{bm} \cdot \pi \cdot d_{b\ddot{u}} / \alpha_1 \\ + \alpha_2 \cdot N_{1,re} \cdot (f_{c,cube}/30)^{0,5} \end{cases}$	193,8	230,4	217,4
	$N_{2,a}$	[kN]		0,0	0,0	0,0
Betonausbruch mit Bügel	N_{uc}^0	[kN]	$16,8 \cdot f_{cm}^{0,5} \cdot h_{eff}^{1,5}$	186,2	212,9	203,4
	A_c^0	[mm ²]	$(3 \cdot h_{eff})^2$	230400	230400	230400
	$A_{c,1}$	[mm ²]	$(3 \cdot h_{eff} + s_y \cdot (n_y - 1)) \cdot (1,5 \cdot h_{eff} + \min(1,5 \cdot h_{eff}; s_x))$	231200	231200	231200
	$A_{c,1+2}$	[mm ²]	$(3 \cdot h_{eff} + s_y \cdot (n_y - 1)) \cdot (3 \cdot h_{eff} + s_x)$	394400	394400	394400
	ψ_{ucrN}	[-]	<i>Beton gerissen = 0,75, ungerissen = 1,0</i>	0,750	0,750	0,750
	ψ_{mN}	[-]	$2,5 / (1 + (s_x + 50 - x/2)/h_{eff})$	1,296	1,295	1,295
	$N_{1,u,c}$	[kN]	$N_{uc}^0 \cdot A_{c1} / A_c^0 \cdot \psi_{ucrN} \cdot \psi_{mN}$	181,6	207,5	198,3
	$N_{1,u}$	[kN]	$N_{1,u,c} + \alpha \cdot \min(N_{re}; N_{1,a})$	297,9	345,7	328,7
	$0,5 N_{u,c}$	[kN]	$N_{uc}^0 \cdot 0,5 \cdot A_{c1+2} / A_c^0 \cdot \psi_{ucrN}$	119,5	136,7	130,6
	$V_{1,u,cp}$	[kN]	$2 \cdot 0,5 \cdot N_{u,c}$	239,1	273,3	261,2
	$N_{2,u,c}$	[kN]	$N_{uc}^0 \cdot (A_{c,1+2} - A_{c,1}) / A_c^0 \cdot \psi_{ucrN} \cdot \psi_{mN}$	128,2	146,5	140,0
	$N_{2,u}$	[kN]	$N_{2,u,c} + \alpha \cdot \min(N_{re}; N_{2,a})$	128,2	146,5	140,0
	$0,5 N_{u,c}$	[kN]	$N_{uc}^0 \cdot 0,5 \cdot A_{c1+2} / A_c^0 \cdot \psi_{ucrN}$	119,5	136,7	130,6
	$V_{1,u,cp}$	[kN]	$2 \cdot 0,5 \cdot N_{u,c}$	239,1	273,3	261,2
Kopfbolzen	A_s	[mm ²]	$d_s^2 \cdot \pi/4$	380,1	380,1	380,1
Stahlversagen	N_s^0	[kN]	$A_s \cdot f_u$	197,7	197,7	197,7
	$N_{u,s}$	[kN]	$N_s^0 \cdot n_y$	593,0	593,0	593,0
	$V_{u,s}$	[kN]	$0,7 \cdot N_{u,s}$	415,1	415,1	415,1
Kopfbolzen	A_h	[mm ²]	$(d_k^2 - d_s^2) \cdot \pi/4$	582,0	582,0	582,0
Durchziehen	$N_{u,p}^0$	[kN]	$8 \cdot 1,0 \cdot A_h \cdot f_{c,cube}$	173,5	226,7	207,1
	$N_{u,p}$	[kN]	$N_{u,p}^0 \cdot n_y$	520,5	680,2	621,2
Berechnung der Gesamttragfähigkeit				R7-2	R7-3	R7-4
Gesamtmoment	M	[kNm]	$F_u / 2^{0,5} \cdot (e + t_{ap} + 0,5 \cdot s_{u,x} + 50 \text{ mm} - x/2)$	38737	44818	42660
Reihe 1	$N_{1,E}$	[kN]	$M / (z_1 + z_2^2 / z_1)$	235,2	271,7	258,8
	$V_{1,E}$	[kN]	$0,5 \cdot (F_u - V_f) \cdot 1$	106,7	123,3	117,4
	$\mu_{1,s}$	[-]	$\{(V_{1,E}/V_{u,s})^2 + (N_{1,E}/N_{u,s})^2\}^{0,5}$	0,47	0,55	0,52
	$\mu_{1,c}$	[-]	$\{(V_{1,E}/V_{1,u,cp})^{1,5} + (N_{1,E}/\min(N_{1,u}; N_{u,p}))^{1,5}\}^{2/3}$	1,00	1,00	1,00
	$N_{2,E}$	[kN]	$M / (z_2 + z_1^2 / z_2)$	77,1	89,2	84,9
Reihe 1	$V_{2,E}$	[kN]	$0,5 \cdot (F_u - V_f) \cdot 1$	106,7	123,3	117,4
	$\mu_{2,s}$	[-]	$\{(V_{2,E}/V_{u,s})^2 + (N_{2,E}/N_{u,s})^2\}^{0,5}$	0,29	0,33	0,32
	$\mu_{2,c}$	[-]	$\{(V_{2,E}/V_{2,u,cp})^{1,5} + (N_{2,E}/\min(N_{2,u}; N_{u,p}))^{1,5}\}^{2/3}$	0,84	0,85	0,84
	Druckzone	D	$N_{1,E} + N_{2,E} - F_u / 2^{0,5}$	68,2	78,9	75,1
		μ	<i>Reibungsbeiwert = 0,45</i>	0,45	0,45	0,45
Ausnutzung	V_f	[kN]	$D \cdot \mu$	30,7	35,5	33,8
	μ_1	[-]	$\max(\mu_{1,s}; \mu_{1,c})$	1,00	1,00	1,00
	μ_2	[-]	$\max(\mu_{2,s}; \mu_{2,c})$	0,84	0,85	0,84
	μ_{1+2}	[-]	$\max(\mu_1; \mu_2)$	1,00	1,00	1,00
Gesamt	$F_{R,u}$	[kN]	<i>Iterativ bestimmt mit $\mu_{1+2} = 1$</i>	345	399	380

Tabelle A2.9: Eingangswerte und Berechnung Versuch R7-5 bis R7-6

Eingangswerte				R7-5	R7-6
Kopfbolzen	f_u	[N/mm ²]	Zugfestigkeit	520	520
	h_{eff1}	[mm]	Effektive Länge der Reihe 1	160	160
	h_{eff2}	[mm]	Effektive Länge der Reihe 2	160	160
	d_s	[mm]	Schaftdurchmesser	22	22
	d_k	[mm]	Kopfhöhe	35	35
	n_x	[-]	Anzahl der Kopfbolzenreihen = 2	2	2
	n_y	[-]	Anzahl der Kopfbolzen je Reihe	3	3
	s_x	[-]	Abstand der Reihen untereinander	100	100
Beton	f_{cm} (cyl)	[N/mm ²]	gemessene Betondruckfestigkeit	36,6	38,0
	$f_{c,cube}$	[N/mm ²]		45,5	47,2
Bewehrung	f_y	[N/mm ²]	Streckgrenze der Bügel	591	591
	n	[-]	Anzahl der Bügel	2	0
	d	[mm]	Durchmesser Bügel	12	12
	l_1	[mm]	Verbundlänge Bügel 1	110,0	110,0
	n_1	[-]	Bügelabstand <0,75 h_{ef} : nein=0 ja=1	1	0
	l_2	[mm]	Verbundlänge Bügel 2	76,7	76,7
	n_2	[-]	Bügelabstand <0,75 h_{ef} : nein=0 ja=1	1	0
	l_3	[mm]	Verbundlänge Bügel 2	43,3	43,3
	n_3	[-]	Bügelabstand <0,75 h_{ef} : nein=0 ja=1	0	0
	l_{1-3}	[mm]	$l_1 * n_1 + l_2 * n_2 + l_3 * n_3$	186,7	0,0
	α_1	[-]	Beiwert Hakenwirkung nach Gl. 3-16	1	1
	α_2	[-]	Beiwert Hakenwirkung in Gl. 3-18	0,4	0,4
	α	[-]	Beiwert für komb. Beton+Bewehrung	0,6	0,6
Berechnung der Einzelkomponenten				R7-5	R7-6
Bügel	$A_{bü}$	[mm ²]	$d_{bü}^2 * \pi/4$	113,1	113,1
Stahlversagen	N_{re}^0	[kN]	$A_{bü} * f_u$	66,8	66,8
	N_{re}	[kN]	$2 * N_{re}^0 * (n_1 + n_2 + n_3)$	267,4	0,0
Bügel	f_{ctm}	[N/mm ²]	$0,3 * (f_{cm} - 8 \text{ N/mm}^2)^{2/3}$	2,81	2,90
Verankerung	f_{bm}	[N/mm ²]	$2,25 * f_{ctm}$	6,31	6,52
	$N_{1,a}$	[kN]	$\left\{ \begin{array}{l} 2 * l_{1-3} * f_{bm} * \pi * d_{bü} / \alpha_1 \\ + \alpha_2 * N_{re} * (f_{c,cube}/30)^{0,5} \end{array} \right.$	220,5	0,0
Betonausbruch mit Bügel	N_{uc}^0	[kN]	$16,8 * f_{cm}^{0,5} * h_{eff}^{1,5}$	205,7	209,6
	A_c^0	[mm ²]	$(3 * h_{eff})^2$	230400	230400
	$A_{c,1}$	[mm ²]	$(3 * h_{eff} + s_y * (n_y - 1)) * (1,5 * h_{eff} + \min(1,5 * h_{eff}; 0,5 * s_x))$	197200	197200
	ψ_{ucrN}	[-]	Beton gerissen = 0,75, ungerissen = 1,0	0,75	0,75
	ψ_{mN}	[-]	kein Druckkraft = 1,0	1,0	1,0
	$N_{1,u,c}$	[kN]	$N_{uc}^0 * A_{c,1} / A_c^0 * \psi_{ucrN} * \psi_{mN}$	132,0	134,5
	$N_{1,u}$	[kN]	$N_{1,u,c} + \alpha * \min(N_{re}; N_{1,a})$	264,3	134,5
Kopfbolzen	A_s	[mm ²]	$d_s^2 * \pi/4$	380,1	380,1
Stahlversagen	N_s^0	[kN]	$A_s * f_u$	197,7	197,7
	$N_{u,s}$	[kN]	$N_s^0 * n_y$	593,0	593,0
Kopfbolzen	A_h	[mm ²]	$(d_k^2 - d_s^2) * \pi/4$	582,0	582,0
Durchziehen	$N_{u,p}^0$	[kN]	$8 * 1,0 * A_h * f_{c,cube}$	211,7	219,8
	$N_{u,p}$	[kN]	$N_{u,p}^0 * n_y$	635,0	659,3
Berechnung der Gesamttragfähigkeit				R7-5	R7-6
Gesamt	$F_{R,u}$	[kN]	$2 * \min(N_{1,u}; N_{u,s}; N_{u,p})$	529	269

B Berechnungsergebnisse des Komponentenmodells mit steifen, randnahen Ankerplatten

B.1 Nachrechnung der Versuche nach *Kuhlmann/Rybinski 2007b*

Im Folgenden sind die als Excel-Berechnungstabellen umgesetzten Komponentenmodelle aus Kapitel 4.4 mit den Eingangswerten, den Berechnungsformeln, den Zwischenwerten wie die Komponententragfähigkeiten und die berechnete Gesamttragfähigkeit dokumentiert.

Tabelle B1.1 bis B1.4	Querkraftversuche nach <i>Kuhlmann/Rybinski 2007b</i>
Tabelle B1.5 bis B1.8	Schrägzugversuche nach <i>Kuhlmann/Rybinski 2007b</i>
Tabelle B1.9 bis B1.10	Zugversuche nach <i>Kuhlmann/Rybinski 2007b</i>

Tabelle B1.1: Berechnung der Querkraftversuche nach *Kuhlmann/Rybinski 2007b* – Teil 1

Eingangswerte		B-1/1	B-1/2	R1-1	R2-1	R3-1	R4-1	R5-1
Kopfbolzen	f_u	[N/mm ²]	Zugfestigkeit	531	531	531	531	531
	h_{ed1}	[mm]	Effektive Länge der Reihe 1	177	177	177	177	177
	h_{ed2}	[mm]	Effektive Länge der Reihe 2	177	177	177	177	177
	d_s	[mm]	Schaftdurchmesser	22	22	22	22	22
	d_k	[mm]	Kopfdurchmesser	35	35	35	35	35
	n_x	[-]	Anzahl der Kopfbolzenreihen = 2	2	2	2	2	2
	n_y	[-]	Anzahl der Kopfbolzen je Reihe	2	2	2	2	2
	s_x	[-]	Abstand der Reihen untereinander	180	180	180	230	180
	s_y	[-]	Abstand der Kobos untereinander	180	180	180	230	180
	c_y	[-]	Randabstand der Kobos	110	110	110	85	110
Beton	f_{cm} (cy)	[N/mm ²]		23,7	23,7	23,7	23,3	25,4
	$f_{c,cube}$	[N/mm ²]	gemessene Betondruckfestigkeit	29,5	29,5	29,5	29,0	31,5
	b_c	[mm]	Breite des Betonkörpers	400	400	400	400	400
	$b_p = l_p$	[mm]	Breite und Länge der Ankerplatte	330	330	330	330	330
Bewehrung	f_y	[N/mm ²]	Streckgrenze der Bügel	567	567	502	567	599
	d	[mm]	Durchmesser Bügel	8	8	10	8	10
	l_t	[mm]	Summe Verbundlänge bei Betonausbruch	136,7	136,7	225,0	154,0	136,7
	n_1	[-]	Anzahl Bügel bei Betonausbruch	2	2	3	2	3
	$l_{c,1}$	[mm]	Summe Verbundlänge bei Betonkantenbruch - Reihe 1	30,0	30,0	86,7	21,7	31,7
	$n_{c,1}$	[-]	Anzahl Bügel bei Betonkantenbruch - Reihe 1	1	1	2	1	1
	$l_{c,2}$	[mm]	Summe Verbundlänge bei Betonkantenbruch - Reihe 2	30,0	30,0	86,7	21,7	31,7
	$n_{c,2}$	[-]	Anzahl Bügel bei Betonkantenbruch - Reihe 2	1	1	2	1	1
	α_1	[-]	Beiwert Hakenwirkung nach Gl. 3-16	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
	α_2	[-]	Beiwert Hakenwirkung in Gl. 3-18	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
Belastung	α	[-]	Beiwert für komb. Beton + Bewehrung	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
	e	[mm]	Exzentrizität der Belastung	45	45	45	45	45
	$x/2$	[mm]	halbe Druckzonenhöhe	1,41	1,41	1,49	1,34	1,33
	$x/2$	[mm]	$0,5 * D / (3 * f_{cm} * b)$	1,41	1,41	1,49	1,34	1,33
		[-]	Kontrolle Iteration = 1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Tabelle B1.2: Berechnung der Querkraftversuche nach *Kuhlmann/Rybinski 2007b* – Teil 2

Berechnung der Einzelkomponenten - Teil 1		B-1/1	B-1/2	R1-1	R2-1	R3-1	R4-1	R5-1
Bügel	A_{b0}	[mm ²]	$d_{b0}^2 \cdot \pi/4$	50,3	50,3	50,3	50,3	28,3
	N_{re}^0	[kN]	$A_{b0} \cdot f_u$	28,5	28,5	28,5	39,4	16,9
	$N_{1,re}$	[kN]	$2 \cdot N_{re}^0 \cdot n_1$	114,0	114,0	114,0	236,6	67,7
	$N_{1,cre}$	[kN]	$2 \cdot N_{re}^0 \cdot n_{c,1}$	57,0	57,0	57,0	78,9	33,9
	$N_{2,cre}$	[kN]	$2 \cdot N_{re}^0 \cdot n_{c,2}$	57,0	57,0	57,0	78,9	33,9
Bügel	f_{cm}	[N/mm ²]	$0,3 \cdot (f_{cm} - 8 \text{ N/mm}^2)^{2/3}$	1,88	1,88	1,88	2,13	2,01
	f_{bm}	[N/mm ²]	$2,25 \cdot f_{cm}$	4,24	4,24	4,24	4,17	4,53
	$N_{1,u,a}$	[kN]	$2 \cdot l_1 \cdot f_{bm} \cdot \pi \cdot d_{b0} / \alpha_1 + \alpha_2 \cdot N_{1,re} \cdot (f_{c,cube}/30)^{0,5}$	74,4	74,4	153,8	174,3	51,1
	$N_{1,u,ca}$	[kN]	$2 \cdot l_{c,1} \cdot f_{bm} \cdot \pi \cdot d_{b0} / \alpha_1 + \alpha_2 \cdot N_{1,cre} \cdot (f_{c,cube}/30)^{0,5}$	29,0	29,0	85,6	42,9	19,0
	$N_{2,u,ca}$	[kN]	$2 \cdot l_{c,2} \cdot f_{bm} \cdot \pi \cdot d_{b0} / \alpha_1 + \alpha_2 \cdot N_{2,cre} \cdot (f_{c,cube}/30)^{0,5}$	29,0	29,0	85,6	42,9	19,0
Betonausbruch mit Bügel	N_{uc}^0	[kN]	$16,8 \cdot f_{cm}^{0,5} \cdot h_{eff}^{1,5}$	192,8	192,8	192,8	205,4	199,2
	A_c^0	[mm ²]	$(3 \cdot h_{eff})^2$	281961	281961	281961	281961	281961
	$A_{c,1}$	[mm ²]	$\min(b_c; 3 \cdot h_{eff} + s_y \cdot (n_y - 1)) \cdot (3 \cdot h_{eff})$	212400	212400	212400	212400	212400
	$A_{c,1+2}$	[mm ²]	$\min(b_c; (3 \cdot h_{eff} + s_y \cdot (n_y - 1))) \cdot (3 \cdot h_{eff} + s_x)$	284400	284400	284400	304400	284400
	ψ_{sN}	[-]	$\min(1; 0,7 + 0,3 \cdot c_y / (1,5 \cdot h_{eff}))$	0,82	0,82	0,82	0,80	0,82
	ψ_{ucN}	[-]	<i>Beton gerissen = 0,75, ungerissen = 1,0</i>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	ψ_{mN}	[-]	$2,5 / (1 + (0,5 s_x + 0,5 l_p - 0,5 x) / h_{eff})$	1,03	1,03	1,03	1,00	1,03
	$N_{1,u,c}$	[kN]	$N_{uc}^0 \cdot A_{c,1} / A_c^0 \cdot \psi_{ucN} \cdot \psi_{mN} \cdot \psi_{sN}$	123,0	123,0	123,0	114,6	127,1
	$N_{1,u}$	[kN]	$N_{1,u,c} + \alpha \cdot \min(N_{1,re}; N_{1,u,a})$	167,6	167,6	215,3	227,8	157,7
	$0,5 N_{u,c}$	[kN]	$N_{uc}^0 \cdot 0,5 \cdot A_{c,1+2} / A_c^0 \cdot \psi_{ucN} \cdot \psi_{sN}$	80,1	80,1	80,1	88,3	82,8
	$V_{1,u,cp}$	[kN]	$2 \cdot 0,5 \cdot N_{u,c}$	160,3	160,3	160,3	176,6	165,6
	$0,5 N_{u,c}$	[kN]	$N_{uc}^0 \cdot 0,5 \cdot A_{c,1+2} / A_c^0 \cdot \psi_{ucN} \cdot \psi_{sN}$	80,1	80,1	80,1	88,3	82,8
	$V_{2,u,cp}$	[kN]	$2 \cdot 0,5 \cdot N_{u,c}$	160,3	160,3	160,3	176,6	165,6

Tabelle B1.3: Berechnung der Querkraftversuche nach *Kuhlmann/Rybinski 2007b* – Teil 3

Berechnung der Einzelkomponenten - Teil 2		B-1/1	B-1/2	R1-1	R2-1	R3-1	R4-1	R5-1
Betonkantenbruch mit Bügel	α		0,126	0,126	0,126	0,144	0,144	0,126
	β		0,072	0,072	0,072	0,076	0,076	0,072
	$V_{u,c}^0$		80,9	80,9	80,9	58,6	63,0	83,6
	A_{cv}^0		54450	54450	54450	32513	32513	54450
	A_{cv}		42075	42075	42075	30919	30919	42075
	$V_{u,c,\perp}$		56,3	56,3	77,2	50,2	53,9	58,1
	$\psi_{\alpha,v}$		3,04	3,04	3,04	3,19	3,31	3,09
	ψ_{re}		0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
	ψ_f		1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20
	$0,5 V_{u,c}$		170,9	170,9	170,9	160,1	178,3	179,5
Kopfbolzen	A_s		380,1	380,1	380,1	380,1	380,1	380,1
	N_s^0		201,9	201,9	201,9	201,9	201,9	201,9
	$N_{u,s}$		403,7	403,7	403,7	403,7	403,7	403,7
	$V_{u,s}$		282,6	282,6	282,6	282,6	282,6	282,6
Kopfbolzen	A_h		582,0	582,0	582,0	582,0	582,0	582,0
	$N_{u,p}^0$		192,3	192,3	192,3	189,0	218,4	205,3
	$N_{u,p}$		384,6	384,6	384,6	378,1	436,7	410,6
Seitlicher	N_{cb}^0		191,9	191,9	191,9	156,1	174,0	201,6
	$A_{c,Nb}$		109740	109740	109740	96900	96900	109740
Betonausbruch	$A_{c,Nb}^0$		193600	193600	193600	115600	115600	193600
	$N_{1,u,cb}$		217,5	217,5	217,5	261,7	291,7	228,5

Tabelle B1.4: Berechnung der Querkraftversuche nach *Kuhlmann/Rybinski 2007b* – Teil 4

Berechnung der Gesamttragfähigkeit		B-1/1	B-1/2	R1-1	R2-1	R3-1	R4-1	R5-1
Reihe 1	N _{1,E}	[kN]	$F_u \cdot (e + t_p) / (0,5 s_x + 0,5 l_p - x/2)$					
	V _{1,E}	[kN]	$0,5 \cdot (F_u - V_l)$					
	μ _{1,s}	[-]	$\{(N_{1,E}/N_{u,s})^2 + (V_{1,E}/V_{u,s})^2\}^{0,5}$					
	μ _{1,c}	[-]	$\{(N_{1,E}/\min(N_{1,u}; N_{1,u,sp}; N_{1,u,cb}))^{1,5} \cdot (V_{1,E}/\min(V_{1,u,c}; V_{1,u,cp}))^{1,5}\}^{2/3}$					
	V _{2,E}	[kN]	$0,5 \cdot (F_u - V_l)$					
Reihe 2	μ _{2,s}	[-]	$V_{2,E}/V_{u,s}$					
	μ _{2,c}	[-]	$V_{2,E}/\min(V_{2,u,cp}; V_{2,u,c})$					
	D	[kN]	N _{1,E}					
Ausnutzung	μ	[-]	D * μ					
	V _f	[kN]	$\max(\mu_{1,s}; \mu_{1,c})$					
	μ ₁	[-]	$\max(\mu_{2,s}; \mu_{2,c})$					
Gesamt	μ ₁₊₂	[-]	$\max(\mu_1; \mu_2)$					
	F _{R,u}	[kN]	Iterativ bestimmt mit $\mu_{1+2} = 1$					
			295	295	311	407	302	343
								297
Anmerkung:	Rückwärtiger Betonausbruch durch Querzug V _{u,cp} begrenzt Traglast							
	V _{u,cp}	[kN]	320,6	320,6	320,6	439,7	328,5	353,1
	F _{R,u} / V _{u,cp}	[-]	0,92	0,92	0,97	0,93	0,92	0,97
								331,3
								0,90

Tabelle B1.5: Berechnung der Schrägzugversuche nach *Kuhlmann/Rybinski 2007b* – Teil 1

Eingangswerte		B-2/1	B-2/2	R1-2	R2-2	R3-2	R4-2	R5-2
Kopfbolzen								
f_u	Zugfestigkeit	531	531	531	531	531	531	531
h_{ef1}	Effektive Länge der Reihe 1	177	177	177	177	177	177	177
h_{ef2}	Effektive Länge der Reihe 2	177	177	177	177	177	177	177
d_s	Schaftdurchmesser	22	22	22	22	22	22	22
d_k	Kopfdurchmesser	35	35	35	35	35	35	35
n_x	Anzahl der Kopfbolzenreihen = 2	2	2	2	2	2	2	2
n_y	Anzahl der Kopfbolzen je Reihe	2	2	2	2	2	2	2
s_x	Abstand der Reihen untereinander	180	180	180	180	230	230	180
s_y	Abstand der Kobos untereinander	180	180	180	180	230	230	180
c_y	Randabstand der Kobos	110	110	110	110	85	85	110
$f_{cm}^{(cyl)}$		25,0	25,0	25,0	48,3	31,8	31,0	28,6
$f_{c, cube}$	gemessene Betondruckfestigkeit	31,0	31,0	31,0	60,0	39,5	38,5	35,5
b_c	Breite des Betonkörpers	400	400	400	400	400	400	400
$b_p = l_p$	Breite und Länge der Ankerplatte	330	330	330	330	330	330	330
f_y	Streckgrenze der Bügel	567	567	502	567	567	502	599
d	Durchmesser Bügel	8	8	10	8	8	10	6
l_1	Summe Verbundlänge bei Betonausbruch	136,7	136,7	225,0	136,7	154,0	246,3	136,7
n_1	Anzahl Bügel bei Betonausbruch	2	2	3	2	2	3	2
l_2	Summe Verbundlänge bei Betonausbruch	75,7	75,7	164,0	75,7	99,0	191,3	75,7
n_2	Anzahl Bügel bei Betonausbruch	1	1	2	1	1	2	1
$l_{c,1}$	Summe Verbundlänge bei Betonkantenbruch - Reihe 1	30,0	30,0	86,7	30,0	21,7	31,7	30,0
$n_{c,1}$	Anzahl Bügel bei Betonkantenbruch - Reihe 1	1	1	2	1	1	1	1
$l_{c,2}$	Summe Verbundlänge bei Betonkantenbruch - Reihe 2	30,0	30,0	86,7	30,0	21,7	31,7	30,0
$n_{c,2}$	Anzahl Bügel bei Betonkantenbruch - Reihe 2	1	1	2	1	1	1	1
α_1	Beiwert Hakenwirkung nach Gl. 3-15	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
α_2	Beiwert Hakenwirkung in Gl. 3-17: = 0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
α	Beiwert für komb. Beton + Bewehrung	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
e	Exzentrizität der Belastung	45	45	45	45	45	45	45
$x/2$	halbe Druckzonenhöhe	0,09	0,09	0,00	0,00	0,00	0,00	0,08
$x/2$	$0,5 * D / (3 * f_{cm} * b)$	0,09	0,09	0,11	0,07	0,00	0,00	0,08
	Kontrolle Iteration = 1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
z_1	Hebelarm Kopfbolzenreihe 1	254,9	254,9	255,0	255,0	280,0	280,0	254,9
z_2	Hebelarm Kopfbolzenreihe 2	74,9	74,9	75,0	75,0	50,0	50,0	74,9

Tabelle B1.6: Berechnung der Schrägzugversuche nach *Kuhlmann/Rybinski 2007b* – Teil 2

Berechnung der Einzelkomponenten		B-2/1	B-2/2	R1-2	R2-2	R3-2	R4-2	R5-2
Bügel	$A_{b\bar{u}}$	$d_{b\bar{u}}^2 \cdot \pi/4$	50,3	50,3	78,5	50,3	78,5	28,3
Stahlversagen	N_{re}^0	$A_{b\bar{u}} \cdot f_u$	28,5	28,5	39,4	28,5	39,4	16,9
	$N_{1,re}$	$2 \cdot N_{re}^0 \cdot n_1$	114,0	114,0	236,6	114,0	236,6	67,7
	$N_{2,re}$	$2 \cdot N_{re}^0 \cdot n_2$	57,0	57,0	157,7	57,0	157,7	33,9
	$N_{1,c,re}$	$2 \cdot N_{re}^0 \cdot n_{c,1}$	57,0	57,0	157,7	57,0	157,7	33,9
	$N_{2,c,re}$	$2 \cdot N_{re}^0 \cdot n_{c,2}$	57,0	57,0	157,7	57,0	157,7	33,9
Bügel	f_{cm}	$0,3 \cdot (f_{cm} - 8 \text{ N/mm}^2)^{2/3}$	1,98	1,98	1,98	3,53	2,48	2,25
Verankerung	f_{bm}	$2,25 \cdot f_{cm}$	4,45	4,45	4,45	7,93	5,58	5,07
	$N_{1,u,a}$	$2 \cdot I_1 \cdot f_{bm} \cdot \pi \cdot d_{b\bar{u}} / \alpha_1 + \alpha_2 \cdot N_{1,re} \cdot (f_{c,cube}/30)^{0,5}$	77,0	77,0	159,2	119,0	95,6	55,6
	$N_{2,u,a}$	$2 \cdot I_2 \cdot f_{bm} \cdot \pi \cdot d_{b\bar{u}} / \alpha_1 + \alpha_2 \cdot N_{2,re} \cdot (f_{c,cube}/30)^{0,5}$	31,6	31,6	87,1	47,3	40,1	22,0
	$N_{1,u,ca}$	$2 \cdot I_{c,1} \cdot f_{bm} \cdot \pi \cdot d_{b\bar{u}} / \alpha_1 + \alpha_2 \cdot N_{1,c,re} \cdot (f_{c,cube}/30)^{0,5}$	29,9	29,9	88,4	44,2	32,2	20,5
	$N_{2,u,ca}$	$2 \cdot I_{c,2} \cdot f_{bm} \cdot \pi \cdot d_{b\bar{u}} / \alpha_1 + \alpha_2 \cdot N_{2,c,re} \cdot (f_{c,cube}/30)^{0,5}$	29,9	29,9	88,4	44,2	32,2	20,5
Betonausbruch mit Bügel	N_{uc}^0	$16,8 \cdot f_{cm}^{0,5} \cdot h_{eff}^{1,5}$	197,6	197,6	197,6	274,9	223,1	211,5
	A_c^0	$(3 \cdot h_{eff})^2$	281961	281961	281961	281961	281961	281961
	$A_{c,1}$	$\min(b_c; 3 \cdot h_{eff} + s_y \cdot (n_y - 1)) \cdot (1,5 \cdot h_{eff} + \min(1,5 \cdot h_{eff}; s_x))$	178200	178200	178200	178200	198200	178200
	$A_{c,1+2}$	$\min(b_c; (3 \cdot h_{eff} + s_y \cdot (n_y - 1))) \cdot (3 \cdot h_{eff} + s_x)$	284400	284400	284400	284400	304400	284400
	ψ_{sN}	$\min(1; 0,7 + 0,3 \cdot c_y / (1,5 \cdot h_{eff}))$	0,82	0,82	0,82	0,82	0,80	0,82
	ψ_{actN}	<i>Beton gerissen = 0,75, ungerissen = 1,0</i>	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
	ψ_{mN}	$2,5 / (1 + (0,5 \cdot s_x + 0,5 \cdot l_p - 0,5 \cdot x) / h_{eff})$	1,02	1,02	1,02	1,02	1,00	1,02
	$N_{1,u,c}$	$N_{uc}^0 \cdot A_{c,1} / A_c^0 \cdot \psi_{actN} \cdot \psi_{mN} \cdot \psi_{sN}$	79,1	79,1	79,1	110,0	93,6	84,7
	$N_{1,u}$	$N_{1,u,c} + \alpha \cdot \min(N_{1,re}; N_{1,u,a})$	125,3	125,3	174,6	178,4	151,0	118,0
	$0,5 N_{u,c}$	$N_{uc}^0 \cdot 0,5 \cdot A_{c,1+2} / A_c^0 \cdot \psi_{actN} \cdot \psi_{sN}$	61,6	61,6	61,6	85,7	71,9	65,9
	$V_{1,u,cp}$	$2 \cdot 0,5 \cdot N_{u,c}$	123,2	123,2	123,2	171,4	143,8	131,9
	$N_{2,u,c}$	$N_{uc}^0 \cdot (A_{c,1+2} - A_{c,1}) / A_c^0 \cdot \psi_{actN} \cdot \psi_{mN}$	47,1	47,1	47,1	65,6	50,2	50,5
	$N_{2,u}$	$N_{2,u,c} + \alpha \cdot \min(N_{re}; N_{2,a})$	66,1	66,1	99,4	94,0	74,2	63,6
	$0,5 N_{u,c}$	$N_{uc}^0 \cdot 0,5 \cdot A_{c,1+2} / A_c^0 \cdot \psi_{actN} \cdot \psi_{sN}$	61,6	61,6	61,6	85,7	71,9	65,9
	$V_{2,u,cp}$	$2 \cdot 0,5 \cdot N_{u,c}$	123,2	123,2	123,2	171,4	143,8	131,9

Tabelle B1.7: Berechnung der Schrägzugversuche nach Kuhlmann/Rybinski 2007b – Teil 3

Berechnung der Einzelkomponenten - Teil 2		180	180	180	180	230	230	180	180
Betonkantenbruch mit Bügel	α	[-]	0,13	0,13	0,13	0,13	0,14	0,13	0,13
	β	[-]	0,07	0,07	0,07	0,08	0,08	0,07	0,07
	$V_{u,c}^0$	[kN]	82,9	82,9	82,9	115,4	68,4	115,4	88,7
	A_{cv}^0	[mm ²]	54450	54450	54450	32513	32513	54450	54450
	A_{cv}	[mm ²]	42075	42075	42075	30919	30919	42075	42075
	$V_{u,c,\perp}$	[kN]	57,7	57,7	57,7	58,6	57,8	61,7	61,7
	$\psi_{\alpha,V}$	[-]	3,08	3,08	3,08	3,45	3,42	3,18	3,18
	ψ_{re}	[-]	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
	ψ_f	[-]	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20
	$0,5 V_{u,c}$	[kN]	177,4	177,4	177,4	201,8	198,0	196,4	196,4
Kopfbolzen	A_s	[mm ²]	380,1	380,1	380,1	380,1	380,1	380,1	380,1
	N_s^0	[kN]	201,9	201,9	201,9	201,9	201,9	201,9	201,9
	$N_{u,s}$	[kN]	403,7	403,7	403,7	403,7	403,7	403,7	403,7
	$V_{u,s}$	[kN]	282,6	282,6	282,6	282,6	282,6	282,6	282,6
Kopfbolzen	A_h	[mm ²]	582,0	582,0	582,0	582,0	582,0	582,0	582,0
	$N_{u,p}^0$	[kN]	144,3	144,3	144,3	183,9	179,2	165,3	165,3
	$N_{u,p}$	[kN]	288,7	288,7	288,7	367,8	358,5	330,6	330,6
	N_{cb}^0	[kN]	199,2	199,2	199,2	196,9	193,1	220,5	220,5
Seitlicher Betonausbruch	$A_{c,Nb}$	[mm ²]	109740	109740	109740	96900	96900	109740	109740
	$A_{c,Nb}^0$	[mm ²]	193600	193600	193600	115600	115600	193600	193600
	$N_{1,u,cb}$	[kN]	169,3	169,3	169,3	247,5	242,8	187,5	187,5

Tabelle B1.8: Berechnung der Schrägzugversuche nach *Kuhlmann/Rybinski 2007b* – Teil 4

Berechnung der Gesamttragfähigkeit		B-2/1	B-2/2	R1-2	R2-2	R3-2	R4-2	R5-2
Gesamtmoment M		$F_u / 2^{0,5} * (e + t_{bp} + 0,5 * l_p - x/2)$						
Reihe 1	$N_{1,E}$	[kN]	26563	32011	37555	32361	38700	26030
	$V_{1,E}$	[kN]	95,9	115,5	135,5	112,0	133,9	94,0
	$\mu_{1,s}$	[-]	58,9	70,9	83,2	72,9	87,2	57,7
	$\mu_{1,c}$	[-]	0,32	0,38	0,45	0,38	0,45	0,31
	$N_{2,E}$	[kN]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Reihe 2	$V_{2,E}$	[kN]	28,2	34,0	39,9	20,0	23,9	27,6
	$\mu_{2,s}$	[-]	58,9	70,9	83,2	72,9	87,2	57,7
	$\mu_{2,c}$	[-]	0,22	0,26	0,31	0,26	0,31	0,22
	D	[kN]	0,72	0,74	0,72	0,63	0,70	0,69
	μ	[-]	4,4	5,3	6,2	0,0	0,0	4,3
Druckzone	V_f	[kN]	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
	μ_1	[-]	2,0	2,4	2,8	0,0	0,0	1,9
	μ_2	[-]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	μ_{1+2}	[-]	0,72	0,74	0,72	0,63	0,70	0,69
	$F_{R,u}$	[kN]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Gesamt		Iterativ bestimmt mit $\mu_{I+2} = 1$						
			169	204	239	206	247	166

Tabelle B1.9: Berechnung der Zugversuche nach *Kuhlmann/Rybinski 2007b* – Teil 1

Eingangswerte		B-3/1	B-3/2	R1-3	R2-3	R5-3
Kopfbolzen	f_u	[N/mm ²]	Zugfestigkeit	531	531	531
	h_{eff}	[mm]	Effektive Länge der Reihe 1	177	177	177
	h_{efg}	[mm]	Effektive Länge der Reihe 2	177	177	177
	d_s	[mm]	Schaftdurchmesser	22	22	22
	d_k	[mm]	Kopfdurchmesser	35	35	35
	n_x	[-]	Anzahl der Kopfbolzenreihen = 2	2	2	2
	n_y	[-]	Anzahl der Kopfbolzen je Reihe	2	2	2
Beton	s_x	[-]	Abstand der Reihen untereinander	180	180	180
	s_y	[-]	Abstand der Kobos untereinander	180	180	180
	c_y	[-]	Randabstand der Kobos	110	110	110
	f_{cm} (cyl)	[N/mm ²]		24,6	24,6	24,6
	$f_{c,cube}$	[N/mm ²]	gemessene Betondruckfestigkeit	30,5	30,5	30,5
	b_c	[mm]	Breite des Betonkörpers	400	400	400
	$b_p = l_p$	[mm]	Breite und Länge der Ankerplatte	330	330	330
Bewehrung	f_y	[N/mm ²]	Streckgrenze der Bügel	567	567	567
	d	[mm]	Durchmesser Bügel	8	8	8
	l_1	[mm]	Summe Verbundlänge bei Betonausbruch	106,2	106,2	106,2
	n_1	[-]	Anzahl Bügel bei Betonausbruch	1,5	1,5	1,5
	α_1	[-]	Beiwert Hakenwirkung nach Gl. 3-16	1,0	1,0	1,0
	α_2	[-]	Beiwert Hakenwirkung in Gl. 3-18	0,4	0,4	0,4
	α	[-]	Beiwert für komb. Beton+Bewehrung	0,6	0,6	0,6
Längsbewehrung	$f_{y,L}$	[N/mm ²]	Streckgrenze der Längsbewehrung	500	500	500
	d_L	[mm]	Durchmesser Längsbewehrung	16	16	16
	n_L	[-]	Anzahl Längsbewehrung	2	2	2

Tabelle B1.10: Berechnung der Zugversuche nach Kuhlmann/Rybinski 2007b – Teil 2

Berechnung der Einzelkomponenten		B-3/1	B-3/2	R1-3	R2-3	R5-3
Bügel	A_{bu} [mm ²]	50,3	50,3	78,5	50,3	28,3
Stahlversagen	N_{re}^0 [kN]	$d_{bu}^2 * \pi/4$ $A_{bu} * f_{tu}$	28,5	28,5	39,4	16,9
	$N_{1,re}$ [kN]	$2 * N_{re}^0 * n_1$	85,5	85,5	197,1	50,8
Bügel	f_{cm} [N/mm ²]	$0,3 * (f_{cm} - 8 \text{ N/mm}^2)^{2/3}$	1,95	1,95	3,34	2,16
Verankerung	f_{bm} [N/mm ²]	$2,25 * f_{cm}$	4,38	4,38	7,51	4,87
	$N_{1,u,a}$ [kN]	$2 * I_1 * f_{bm} * \pi * d_{bu} / \alpha_1 + \alpha_2 * N_{1,re} * (f_{c,cube}/30)^{0,5}$	57,9	57,9	133,1	41,1
Betonausbruch mit Bügel	N_{uc}^0 [kN]	$16,8 * f_{cm}^{0,5} * h_{eff}^{1,5}$	196,0	196,0	265,6	207,0
	A_c^0 [mm ²]	$(3 * h_{qd})^2$	281961	281961	281961	281961
	$A_{c,1}$ [mm ²]	$\min(b_c; 3 h_{qd} + s_y * (n_y - 1)) * \min(3 h_{qd}; 1,5 h_{eff} + 0,5 s_x)$	142200	142200	142200	142200
	$A_{c,1+2}$ [mm ²]	$\min(b_c; 3 * h_{qd} + s_y * (n_y - 1)) * (3 * h_{eff} + s_x)$	284400	284400	284400	284400
	ψ_{sN} [-]	$\min(1; 0,7 + 0,3 * c_y / (1,5 * h_{eff}))$	0,82	0,82	0,82	0,82
	ψ_{actN} [-]	Beton gerissen = 0,75, ungerissen = 1,0	0,75	0,75	0,75	0,75
	$N_{1,u,c}$ [kN]	$N_{uc}^0 * A_{c,1} / A_c^0 * \psi_{actN} * \psi_{sN}$	61,1	61,1	61,1	64,5
	$N_{1,u}$ [kN]	$N_{1,u,c} + \alpha * \min(N_{1,re}; N_{1,u,a})$	95,9	95,9	141,0	89,2
Kopfbolzen	A_s [mm ²]	$d_s^2 * \pi/4$	380,1	380,1	380,1	380,1
Stahlversagen	N_s^0 [kN]	$A_s * f_u$	201,9	201,9	201,9	201,9
	$N_{u,s}$ [kN]	$N_s^0 * n_y$	403,7	403,7	403,7	403,7
Kopfbolzen	A_h [mm ²]	$(d_k^2 - d_s^2) * \pi/4$	582,0	582,0	582,0	582,0
Durchziehen	$N_{u,p}^0$ [kN]	$8 * 1,0 * A_{h1} * f_{c,cube}$	142,0	142,0	260,7	158,3
	$N_{u,p}$ [kN]	$N_{u,p}^0 * n_y$	284,0	284,0	284,0	316,6
Seitlicher Betonausbruch	N_{db}^0 [kN]	$18,5 * c_y^{0,75} * \sqrt{A_{h1}} * f_{c,cube}^{0,75}$	196,7	196,7	310,3	213,4
	$A_{c,Nb}$ [mm ²]	$(2 c_y + 0,5 s_x) * \min(4 c_y; 2 h_{eff})$	109740	109740	109740	109740
	$A_{c,Nb}^0$ [mm ²]	$(4 * c_y)^2$	193600	193600	193600	193600
	$N_{1,u,db}$ [kN]	$n_y * N_{db}^0 * A_{c,Nb} / A_{c,Nb}^0 * \psi_{actN}$	167,3	167,3	167,3	181,5
Biegung	A_L [mm ²]	$n_L * d_L^2 * \pi/4$	402,1	402,1	628,3	226,2
Betonbalken	a [mm]	Hebelarm für Biegemoment Träger	585	585	585	585
	z [mm]	Innerer Hebelarm der Biegebemessung (ca. 0,9*d)	324	324	324	324
	$0,5 N_{u,L}$ [kN]	$0,5 * (A_L * f_{y,L} * z * 2 / a)$	111,4	111,4	174,0	62,6
Berechnung der Gesamttragfähigkeit		B-3/1	B-3/2	R1-3	R2-3	R5-3
Gesamt	$F_{R,u}$ [kN]	$2 * \min(N_{1,u,p}; N_{1,u,p}; N_{1,u,db}; 0,5 N_{u,L})$	192	192	282	125

B.2 Nachrechnung der Versuche nach *Odenbreit/Fromknecht 2007*

Tabelle B2.1: Berechnung der Querkraftversuche nach *Odenbreit/Fromknecht 2007* – Teil 1

Eingangswerte		S-05-01	S-05-02	S-05-03	S-06-01	S-06-02	S-06-03
Kopfbolzen		450	450	450	450	450	450
f_u	Zugfestigkeit						
h_{ed1}	Effektive Länge der Reihe 1	110	110	110	110	110	110
h_{ed2}	Effektive Länge der Reihe 2	110	110	110	110	110	110
d_s	Schaftdurchmesser	19	19	19	19	19	19
d_k	Kopfdurchmesser	30	30	30	30	30	30
n_x	Anzahl der Kopfbolzenreihen = 2	2	2	2	2	2	2
n_y	Anzahl der Kopfbolzen je Reihe	2	2	2	2	2	2
s_x	Abstand der Reihen untereinander	180	180	180	180	180	180
s_y	Abstand der Kobos untereinander	70	70	70	70	70	70
c_y	Randabstand der Kobos	85	85	85	85	85	85
$f_{cm} (sy)$		24,3	24,3	24,3	24,3	24,3	24,3
$f_{c, cube}$	gemessene Betondruckfestigkeit	30,2	30,2	30,2	30,2	30,2	30,2
b_c	Breite des Betonkörpers	240	240	240	240	240	240
b_p	Breite der Ankerplatte	200	200	200	200	200	200
f_y	Streckgrenze der Bügel	625	625	625	625	625	625
d	Durchmesser Bügel	12	12	12	12	12	12
l_1	Summe Verbundlänge bei Betonausbruch	70,7	70,7	70,7	68,0	68,0	68,0
n_1	Anzahl Bügel bei Betonausbruch	2	2	2	2	2	2
$l_{c,1}$	Summe Verbundlänge bei Betonkantenbruch - Reihe 1	63,3	63,3	63,3	51,7	51,7	51,7
$n_{c,1}$	Anzahl Bügel bei Betonkantenbruch - Reihe 1	2	2	2	2	2	2
$l_{c,2}$	Summe Verbundlänge bei Betonkantenbruch - Reihe 2	45,0	45,0	45,0	65,0	65,0	65,0
$n_{c,2}$	Anzahl Bügel bei Betonkantenbruch - Reihe 2	1	1	1	1	1	1
α_1	Beiwert Hakenwirkung nach Gl. 3-16	1	1	1	1	1	1
α_2	Beiwert Hakenwirkung in Gl. 3-18	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
α	Beiwert für komb. Beton + Bewehrung	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
e	Exzentrizität der Belastung	50	75	100	50	75	100
$x/2$	halbe Druckzonenhöhe	1,63	2,18	2,66	1,63	2,18	2,66
$x/2$	$0,5 \cdot D / (3 \cdot f_{cm} \cdot b)$	1,63	2,18	2,66	1,63	2,18	2,66
	Kontrolle Iteration = 1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Tabelle B2.2:

Berechnung der Querkraftversuche nach *Odenbreit/Fromknecht 2007* – Teil 2

Berechnung der Einzelkomponenten - Teil 1		S-05-01	S-05-02	S-05-03	S-06-01	S-06-02	S-06-03
Bügel	A_{bu} [mm ²]	113,1	113,1	113,1	113,1	113,1	113,1
Stahlversagen	N_{re}^0 [kN]	$d_{bu}^2 \cdot \pi / 4$ $A_{bu} \cdot f_u$	70,7	70,7	70,7	70,7	70,7
	$N_{1, re}$ [kN]	$2 \cdot N_{re}^0 \cdot n_1$	282,7	282,7	282,7	282,7	282,7
	$N_{1, c, re}$ [kN]	$2 \cdot N_{re}^0 \cdot n_{c,1}$	282,7	282,7	282,7	282,7	282,7
	$N_{2, c, re}$ [kN]	$2 \cdot N_{re}^0 \cdot n_{c,2}$	141,4	141,4	141,4	141,4	141,4
Bügel Verankerung	f_{cm} [N/mm ²]	$0,3 \cdot (f_{cm} - 8 \text{ N/mm}^2)^{2/3}$	19,3	19,3	19,3	19,3	19,3
	f_{bm} [N/mm ²]	$2,25 \cdot f_{cm}$	43,4	43,4	43,4	43,4	43,4
	$N_{1, u, a}$ [kN]	$2 \cdot I_1 \cdot f_{bm} \cdot \pi \cdot d_{bu} / \alpha_1 + \alpha_2 \cdot N_{1, re} \cdot (f_{c, cube} / 30)^{0,5}$	136,6	136,6	135,7	135,7	135,7
	$N_{1, u, ca}$ [kN]	$2 \cdot I_{c,1} \cdot f_{bm} \cdot \pi \cdot d_{bu} / \alpha_1 + \alpha_2 \cdot N_{1, c, re} \cdot (f_{c, cube} / 30)^{0,5}$	134,2	134,2	130,4	130,4	130,4
	$N_{2, u, ca}$ [kN]	$2 \cdot I_{c,2} \cdot f_{bm} \cdot \pi \cdot d_{bu} / \alpha_1 + \alpha_2 \cdot N_{2, c, re} \cdot (f_{c, cube} / 30)^{0,5}$	71,5	71,5	78,0	78,0	78,0
Betonausbruch mit Bügel	N_{uc}^0 [kN]	$16,8 \cdot f_{cm}^{0,5} \cdot h_{eff}^{1,5}$	95,6	95,6	95,6	95,6	95,6
	A_c^0 [mm ²]	$(3 \cdot h_{eff})^2$	108900	108900	108900	108900	108900
	$A_{c,1}$ [mm ²]	$\min(b_c; 3 \cdot h_{eff} + s_y \cdot (n_y - 1)) \cdot (3 \cdot h_{eff})$	79200	79200	79200	79200	79200
	$A_{c,1+2}$ [mm ²]	$\min(b_c; (3 \cdot h_{eff} + s_y \cdot (n_y - 1))) \cdot (3 \cdot h_{eff} + s_x)$	122400	122400	122400	122400	122400
	ψ_{sN} [-]	$\min(1; 0,7 + 0,3 \cdot c_y / (1,5 \cdot h_{eff}))$	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85
	ψ_{ucrN} [-]	Beton gerissen = 0,75, ungerissen = 1,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	ψ_{mN} [-]	$2,5 / (1 + (s_x + 55 \text{ mm} - 0,5 x) / h_{eff})$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	$N_{1, u, c}$ [kN]	$N_{uc}^0 \cdot A_{c,1} / A_c^0 \cdot \psi_{ucrN} \cdot \psi_{mN} \cdot \psi_{sN}$	59,4	59,4	59,4	59,4	59,4
	$N_{1, u}$ [kN]	$N_{1, u, c} + \alpha \cdot \min(N_{1, re}; N_{1, u, a})$	141,4	141,4	140,8	140,8	140,8
	$0,5 N_{u, c}$ [kN]	$N_{uc}^0 \cdot 0,5 \cdot A_{c,1+2} / A_c^0 \cdot \psi_{ucrN} \cdot \psi_{sN}$	45,9	45,9	45,9	45,9	45,9
	$V_{1, u, cp}$ [kN]	$2 \cdot 0,5 \cdot N_{u, c}$	91,8	91,8	91,8	91,8	91,8
	$0,5 N_{u, c}$ [kN]	$N_{uc}^0 \cdot 0,5 \cdot A_{c,1+2} / A_c^0 \cdot \psi_{ucrN} \cdot \psi_{sN}$	45,9	45,9	45,9	45,9	45,9
	$V_{2, u, cp}$ [kN]	$2 \cdot 0,5 \cdot N_{u, c}$	91,8	91,8	91,8	91,8	91,8

Tabelle B2.3: Berechnung der Querkraftversuche nach *Odenbreit/Fromknecht 2007* – Teil 3

Berechnung der Einzelkomponenten - Teil 2		S-05-01	S-05-02	S-05-03	S-06-01	S-06-02	S-06-03
Betonkantenbruch mit Bügel	α	0,1 * (min (h _{eff} ; 8 * d _l) / c _y) ^{0,5}					
	β	0,1 * (d _s / c _y) ^{0,2}					
	V _{u,c}	3 * d _s ^α * h _{eff} ^β * f _{c,cube} ^{0,5} * c _y ^{1,5} * n _y					
	A _{cv} ⁰	4,5 * c _y ²					
	A _{cv}	1,5 * c _y * (3 * c _y + s _x * n _x) / n _x					
	V _{u,c,⊥}	V _{u,c} ⁰ * A _{cv} / A _{cv} ⁰ * ψ _{re} * ψ _f					
	ψ _{α,v}	min (20 * (n _x * d _s ^α * f _{c,cube} / (V _{u,c,⊥}) ^{0,5}); 5)					
	ψ _{re}	Beton gerissen = 0,75, ungerissen = 1,0					
	ψ _f	Einspannung Kopfbolzen, nach Hofmann (2004):					
	0,5 V _{u,c}	V _{u,c} ⁰ * A _{cv} / A _{cv} ⁰ * ψ _{re} * ψ _f * ψ _{α,v}					
Kopfbolzen Stahlversagen	A _s	d _s ² * π/4					
	N _s ⁰	A _s * f _u					
	N _{u,s}	N _s ⁰ * n _y					
	V _{u,s}	0,7 * N _{u,s}					
Kopfbolzen Durchziehen	A _h	(d _k ² - d _s ²) * π/4					
	N _{u,p} ⁰	8 * 1,4 * A _h * f _{c,cube}					
	N _{u,p}	N _{u,p} ⁰ * n _y					
Seitlicher Betonausbruch	N _{cb} ⁰	18,5 * c _y ^{0,75} * √A _h * f _{c,cube} ^{0,75}					
	A _{c,Nb}	(2 c _y + 0,5 s _x) * min (4 c _y ; 2 h _{eff})					
	A _{c,Nb} ⁰	(4 * c _y) ²					
	N _{1,u,cb}	n _y * N _{cb} ⁰ * A _{c,Nb} / A _{c,Nb} ⁰ * ψ _{ucrN}					

Tabelle B2.3: Berechnung der Querkraftversuche nach *Odenbreit/Fromknecht 2007* – Teil 4

Berechnung der Gesamttragfähigkeit			S-05-01	S-05-02	S-05-03	S-06-01	S-06-02	S-06-03
Reihe 1	$N_{1,E}$ [kN]	$F_u^* (e + t_p) / (s_x + 55\text{mm} - x/2)$ [kN]	47,5	63,7	77,5	47,5	63,7	77,5
	$V_{1,E}$ [kN]	$0,5 * (F_u - V_\rho)$ [kN]	78,7	70,9	63,0	78,7	70,9	63,0
	$\mu_{1,s}$ [-]	$\{(N_{1,E}/N_{u,s})^2 + (V_{1,E}/N_{u,s})^2\}^{0,5}$ [-]	0,48	0,47	0,47	0,48	0,47	0,47
	$\mu_{1,c}$ [-]	$\{(N_{1,E}/\min(N_{1,u,p}; N_{1,u,c}))^{1,5} + (V_{1,E}/\min(V_{1,u,c}; V_{1,u,c}))^{1,5}\}^{2/3}$ [-]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Reihe 2	$V_{2,E}$ [kN]	$0,5 * (F_u - V_\rho)$ [kN]	78,7	70,9	63,0	78,7	70,9	63,0
	$\mu_{2,s}$ [-]	$V_{2,E}/V_{u,s}$ [-]	0,440	0,397	0,353	0,440	0,397	0,353
	$\mu_{2,c}$ [-]	$V_{2,E} / \min(V_{2,u,qp}; V_{2,u,c})$ [-]	0,857	0,772	0,686	0,857	0,772	0,686
Druckzone	D [kN]	$N_{1,E}$ [kN]	47,5	63,7	77,5	47,5	63,7	77,5
	μ [-]	$D * \mu$ [-]	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
	V_f [kN]	$D * \mu$ [kN]	21,4	28,7	34,9	21,4	28,7	34,9
Ausnutzung	μ_1 [-]	$\max(\mu_{1,s}; \mu_{1,c})$ [-]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	μ_2 [-]	$\max(\mu_{2,s}; \mu_{2,c})$ [-]	0,86	0,77	0,69	0,86	0,77	0,69
	μ_{1+2} [-]	$\max(\mu_1; \mu_2)$ [-]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Gesamt	$F_{R,u}$ [kN]	Iterativ bestimmt mit $\mu_{1+2} = 1$ [kN]	179	170	161	179	170	161
Anmerkung:								
	Rückwärtiger Betonausbruch durch Querkzug $V_{u,qp}$ begrenzt Traglast							
	$V_{u,qp}$ [kN]		183,6	183,6	183,6	183,6	183,6	183,6
	$F_{R,u} / V_{u,qp}$ [-]		0,97	0,93	0,88	0,97	0,93	0,88

B.3 Nachrechnung der Versuche nach *Rölle 2003*

Tabelle B3.1: Berechnung der Querkraftversuche nach *Rölle 2003* – Teil 1

Eingangswerte		S3	S4	S1	S2
Kopfbolzen	f_u	[N/mm ²]	Zugfestigkeit		
	h_{ef1}	[mm]	Effektive Länge der Reihe 1	499	499
	h_{ef2}	[mm]	Effektive Länge der Reihe 2	160	160
	d_s	[mm]	Schaftdurchmesser	160	160
	d_k	[mm]	Kopfdurchmesser	22	22
	n_x	[-]	Anzahl der Kopfbolzenreihen = 2	35	35
	n_y	[-]	Anzahl der Kopfbolzen je Reihe	2	2
	s_x	[-]	Abstand der Reihen untereinander	2	3
	s_y	[-]	Abstand der Kobos untereinander	100	100
	c_y	[-]	Randabstand der Kobos	150	100
Beton	f_{cm} (cyl)	[N/mm ²]		100	100
	$f_{c,cube}$	[N/mm ²]	gemessene Betondruckfestigkeit	42,7	38,6
	b_c	[mm]	Breite des Betonkörpers	53,0	48,0
	b_p	[mm]	Breite der Ankerplatte	350	400
	f_y	[N/mm ²]	Streckgrenze der Bügel	300	350
	d	[mm]	Durchmesser Bügel	633	633
	l_1	[mm]	Summe Verbundlänge bei Betonausbruch	10	10
	n_1	[-]	Anzahl Bügel bei Betonausbruch	121,3	188,0
	$l_{c,1}$	[mm]	Summe Verbundlänge bei Betonkantenbruch - Reihe 1	2	3
	$n_{c,1}$	[-]	Anzahl Bügel bei Betonkantenbruch - Reihe 1	36,7	90,0
Bewehrung	$l_{c,2}$	[mm]	Summe Verbundlänge bei Betonkantenbruch - Reihe 2	1	2
	$n_{c,2}$	[-]	Anzahl Bügel bei Betonkantenbruch - Reihe 2	70,0	70,0
	α_1	[-]	Beiwert Hakenwirkung nach Gl. 3-16	1	1
	α_2	[-]	Beiwert Hakenwirkung in Gl. 3-18	1	1
	α	[-]	Beiwert für komb. Beton+Bewehrung	0,4	0,4
	e	[mm]	Exzentrizität der Belastung	0,6	0,6
	$x/2$	[mm]	halbe Druckzonenhöhe	40	40
	$x/2$	[mm]	$0,5 * D / (3 * f_{cm} * b)$	1,43	1,45
		[-]	Kontrolle Iteration = 1,00	1,43	1,45
		[-]		1,00	1,00
Belastung				1,00	1,00
				1,00	1,00
				1,00	1,00
				1,00	1,00
				1,00	1,00
				1,00	1,00
				1,00	1,00
				1,00	1,00
				1,00	1,00
				1,00	1,00

Tabelle B3.2:

Berechnung der Querkraftversuche nach *Rölle 2003* – Teil 2

Berechnung der Einzelkomponenten - Teil 1		S3	S4	S1	S2
Bügel	A_{bh}	[mm ²]			
Stahlversagen	N_{re}^0	[kN]	$d_{bh}^2 \cdot \pi/4$	78,5	78,5
	$N_{1,re}$	[kN]	$A_{bh} \cdot f_u$	49,7	49,7
	$N_{1,cre}$	[kN]	$2 \cdot N_{re}^0 \cdot n_1$	198,9	198,9
	$N_{2,cre}$	[kN]	$2 \cdot N_{re}^0 \cdot n_{c,1}$	99,4	99,4
		[kN]	$2 \cdot N_{re}^0 \cdot n_{c,2}$	99,4	99,4
Bügel	f_{ctm}	[N/mm ²]	$0,3 \cdot (f_{cm} - 8 \text{ N/mm}^2)^{2/3}$	3,19	3,14
Verankerung	f_{bm}	[N/mm ²]	$2,25 \cdot f_{ctm}$	7,18	6,61
	$N_{1,u,a}$	[kN]	$2 \cdot l_1 \cdot f_{bm} \cdot \pi \cdot d_{bh} / \alpha_1 + \alpha_2 \cdot N_{1,re} \cdot (f_{c,cube}/30)^{0,5}$	160,4	151,0
	$N_{1,u,ca}$	[kN]	$2 \cdot l_{c,1} \cdot f_{bm} \cdot \pi \cdot d_{bh} / \alpha_1 + \alpha_2 \cdot N_{1,cre} \cdot (f_{c,cube}/30)^{0,5}$	69,4	65,5
	$N_{2,u,ca}$	[kN]	$2 \cdot l_{c,2} \cdot f_{bm} \cdot \pi \cdot d_{bh} / \alpha_1 + \alpha_2 \cdot N_{2,cre} \cdot (f_{c,cube}/30)^{0,5}$	84,4	79,4
				88,3	83,4
Betonausbruch mit Bügel	N_{uc}^0	[kN]	$16,8 \cdot f_{cm}^{0,5} \cdot h_{eff}^{1,5}$	222,1	220,0
	A_c^0	[mm ²]	$(3 \cdot h_{eff})^2$	230400	230400
	$A_{c,1}$	[mm ²]	$\min(b_c; 3 \cdot h_{eff} + s_y \cdot (n_y - 1)) \cdot (3 \cdot h_{eff})$	168000	192000
	$A_{c,1+2}$	[mm ²]	$\min(b_c; (3 \cdot h_{eff} + s_y \cdot (n_y - 1))) \cdot (3 \cdot h_{eff} + s_y)$	203000	232000
	ψ_{sN}	[-]	$\min(1; 0,7 + 0,3 \cdot c_y / (1,5 \cdot h_{eff}))$	0,83	0,83
	ψ_{ucrN}	[-]	<i>Beton gerissen = 0,75, ungerissen = 1,0</i>	1,00	1,00
	ψ_{mN}	[-]	$2,5 / (1 + (s_x + 50 \text{ mm} - 0,5 \cdot x) / h_{eff})$	1,30	1,30
	$N_{1,u,c}$	[kN]	$N_{uc}^0 \cdot A_{c,1} / A_c^0 \cdot \psi_{ucrN} \cdot \psi_{mN} \cdot \psi_{sN}$	173,2	188,4
	$N_{1,u}$	[kN]	$N_{1,u,c} + \alpha \cdot \min(N_{1,re}; N_{1,u,a})$	269,4	340,4
	$0,5 N_{u,c}$	[kN]	$N_{uc}^0 \cdot 0,5 \cdot A_{c,1+2} / A_c^0 \cdot \psi_{ucrN} \cdot \psi_{sN}$	80,7	87,8
	$V_{1,u,cp}$	[kN]	$2 \cdot 0,5 \cdot N_{u,c}$	161,4	175,6
	$0,5 N_{u,c}$	[kN]	$N_{uc}^0 \cdot 0,5 \cdot A_{c,1+2} / A_c^0 \cdot \psi_{ucrN} \cdot \psi_{sN}$	80,7	87,8
	$V_{2,u,cp}$	[kN]	$2 \cdot 0,5 \cdot N_{u,c}$	161,4	175,6
				167,4	182,7

Tabelle B3.3: Berechnung der Querkraftversuche nach *Rölle 2003* – Teil 3

Berechnung der Einzelkomponenten - Teil 2		S3	S4	S1	S2
Betonkantenbruch mit Bügel	α	[-]	0,126	0,126	0,126
	β	[-]	0,074	0,074	0,074
	$V_{u,c}^0$	[kN]	94,0	97,4	134,1
	A_{cv}^0	[mm ²]	45000	45000	45000
	A_{cv}	[mm ²]	30000	30000	30000
	$V_{u,c,\perp}$	[kN]	56,4	58,5	83,8
	$\psi_{\alpha,v}$	[-]	4,07	4,14	3,31
	ψ_{re}	[-]	0,75	0,75	0,75
	ψ_f	[-]	1,20	1,20	1,20
	$0,5 V_{u,c}$	[kN]	229,3	242,2	276,9
Kopfbolzen Stahlversagen	$V_{1,u,c}$	[kN]	398,7	621,7	563,8
	$V_{2,u,c}$	[kN]	435,4	461,7	442,3
	A_s	[mm ²]	380,1	380,1	380,1
	N_s^0	[kN]	189,7	189,7	189,7
Kopfbolzen Durchziehen	$N_{u,s}$	[kN]	379,4	379,4	569,1
	$V_{u,s}$	[kN]	265,6	265,6	398,3
	A_h	[mm ²]	582,0	582,0	582,0
	$N_{u,p}^0$	[kN]	345,5	371,5	338,9
Seitlicher Betonausbruch	$N_{u,p}$	[kN]	690,9	743,1	1016,8
	N_{cb}^0	[kN]	277,2	292,8	273,3
	$A_{c,Nb}$	[mm ²]	80000	80000	80000
	$A_{c,Nb}^0$	[mm ²]	160000	160000	160000
	$N_{1,u,cb}$	[kN]	277,2	292,8	386,1

$$0,1 * (\min(h_{eff}; 8 * d_s) / c_y)^{0,5}$$

$$0,1 * (d_s / c_y)^{0,2}$$

$$3 * d_s^\alpha * h_{eff}^\beta * f_{c,cube}^{0,5} * c_y^{1,5} * n_y$$

$$4,5 * c_y^2$$

$$1,5 * c_y * (3 * c_y + s_x * n_x) / n_x$$

$$V_{u,c}^0 * A_{cv} / A_{cv}^0 * \psi_{re} * \psi_f$$

$$\min(20 * (n_x * d_s * f_{c,cube} / (V_{u,c,\perp}))^{0,5}; 5)$$

Beton gerissen = 0,75, ungerissen = 1,0

Einspannung Kopfbolzen, nach Hofmann (2004):

$$V_{u,c}^0 * A_{cv} / A_{cv}^0 * \psi_{re} * \psi_f * \psi_{\alpha,v}$$

$$0,5 V_{u,c} + \alpha * \min(N_{1,u,cb}; N_{1,c,reb}) * \psi_{\alpha,v}$$

$$0,5 V_{u,c} + \alpha * \min(N_{2,u,cb}; N_{2,c,reb}) * \psi_{\alpha,v}$$

$$d_s^2 * \pi / 4$$

$$A_s * f_u$$

$$N_s^0 * n_y$$

$$0,7 * N_{u,s}$$

$$(d_k^2 - d_s^2) * \pi / 4$$

$$8 * 1,4 * A_h * f_{c,cube}$$

$$N_{u,p}^0 * n_y$$

$$18,5 * c_y^{0,75} * \sqrt{A_h * f_{c,cube}^{0,75}}$$

$$(2 * c_y + 0,5 s_x) * \min(4 * c_y; 2 * h_{eff})$$

$$(4 * c_y)^2$$

$$n_y * N_{cb}^0 * A_{c,Nb} / A_{c,Nb}^0 * \psi_{u,crN}$$

Tabelle B3.4: Berechnung der Querkraftversuche nach *Rölle 2003* – Teil 4

Berechnung der Gesamttragfähigkeit		S3	S4	S1	S2
Reihe 1	$N_{1,E}$ [kN]	$F_u \cdot (e + t_p) / (s_x + 50 \text{ mm} - x/2)$	109,7	115,1	117,8
	$V_{1,E}$ [kN]	$0,5 \cdot (F_u - V_d)$	132,1	138,6	141,8
	$\mu_{1,s}$ [-]	$\{(N_{1,E}/N_{u,s})^2 + (V_{1,E}/N_{u,s})^2\}^{0,5}$	0,58	0,60	0,41
	$\mu_{1,c}$ [-]	$\{(N_{1,E}/\min(N_{1,u}; N_{1,ucb}))^{1,5} + (V_{1,E}/\min(V_{1,u,c}; V_{1,u,cb}))^{1,5}\}^{2/3}$	1,00	1,00	1,00
	$V_{2,E}$ [kN]	$0,5 \cdot (F_u - V_d)$	132,1	138,6	141,8
Reihe 2	$\mu_{2,s}$ [-]	$V_{2,E}/V_{u,s}$	0,497	0,522	0,356
	$\mu_{2,c}$ [-]	$V_{2,E} / \min(V_{2,u,cb}; V_{2,u,c})$	0,818	0,828	0,807
	D	$N_{1,E}$	109,7	115,1	117,8
Druckzone	μ [-]		0,45	0,45	0,45
	V_f [kN]	$D \cdot \mu$	49,4	51,8	53,0
	μ_1 [-]	$\max(\mu_{1,s}; \mu_{1,c})$	1,00	1,00	1,00
Ausnutzung	μ_2 [-]	$\max(\mu_{2,s}; \mu_{2,c})$	0,82	0,83	0,81
	μ_{1+2} [-]	$\max(\mu_1; \mu_2)$	1,00	1,00	1,00
	$F_{R,u}$ [kN]	Iterativ bestimmt mit $\mu_{1+2} = 1$	314	329	337
Gesamt			314	329	365
Anmerkung:					
Rückwärtiger Betonausbruch durch Querkzug $V_{u,cb}$ begrenzt Traglast					
$V_{u,cb}$ [kN]			322,9	334,8	351,2
$F_{R,u} / V_{u,cb}$ [-]			0,97	0,98	0,96
					365,5
					1,00

C Anwendung des Komponentenmodells

C.1 Allgemeines

Für die in Kapitel 7 vorgestellten Anwendungsregeln ist in Kapitel C.2 ein Anwendungsbeispiel dokumentiert. Dabei dient die Bemessung eines Einfeldträgers mit beidseitigem Ankerplattenanschluss als einfaches Beispiel, um den Berechnungsablauf mit dem vereinfachten Komponentenmodell zu veranschaulichen. Zunächst wird die Tragfähigkeit und Steifigkeit des Anschlusses (Knotens) berechnet und anschließend in der statischen Berechnung des Tragwerks berücksichtigt. Die komplette Tragwerksberechnung als auch der Nachweis der Lastweiterleitung im Massivbauteil ist nicht Bestandteil dieses Anwendungsbeispiels.

In Kapitel C.3 sind die mit den Anwendungsregeln aus Kapitel 7 berechneten Moment-Rotations-Kurven der in *Kuhlmann u.a 2008c* durchgeführten Versuche dokumentiert und grafisch den Versuchswerten bzw. dem Komponentenmodell aus Kapitel 6.3 gegenübergestellt.

C.2 Anwendungsbeispiel: Einfeldträger mit nachgiebigem Ankerplattenanschluss

C.2.1 Statisches System und Angaben zur Ankerplatte

Am Beispiel eines Einfeldträgers nach Abbildung C-1 mit einer im Hochbau typischen Stützweite und Gesamtbelastung wird die Berechnung des Knotens und des Tragwerks aufgezeigt. Die maßgebenden Abmessungen und Materialkennwerte des Ankerplattenanschlusses sind in Abbildung C-2 dargestellt.

Einfeldträger	Stützweite	$L = 5,0 \text{ m}$	
	Träger	HEA 220	S235
Gesamtbelastung	Gleichstreckenlast	$q_d = 45 \text{ kN/m}$	

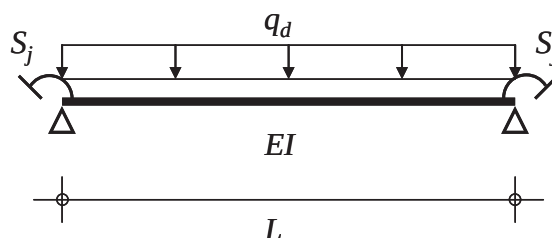


Abbildung C-1: Statisches System mit Steifigkeit S_j des Anschlusses

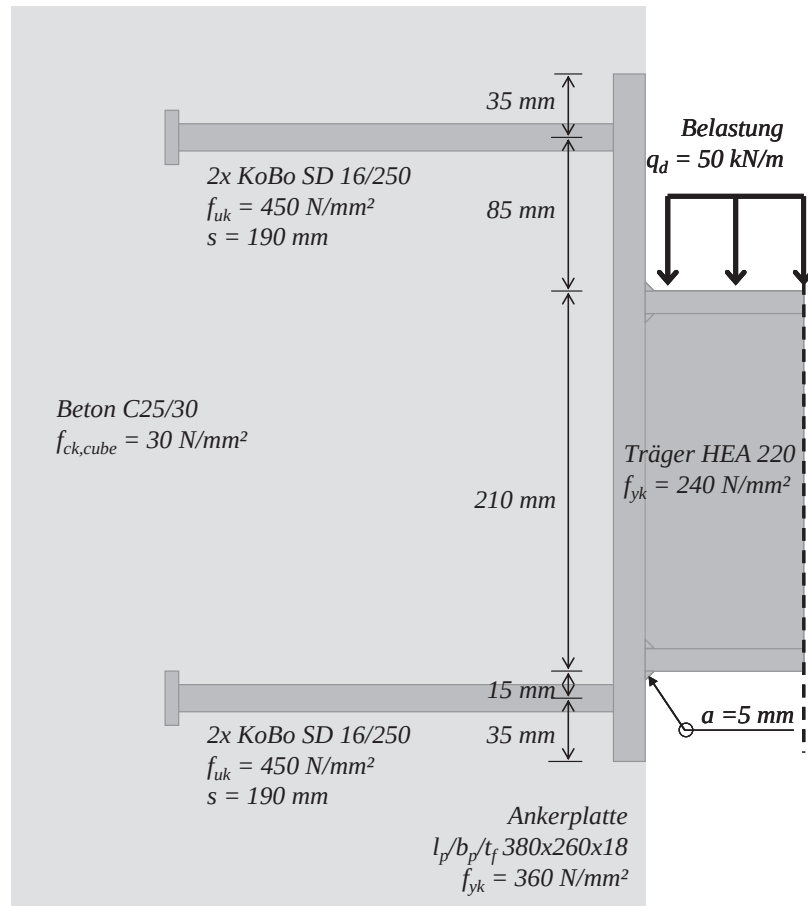


Abbildung C-2: Untersuchter Ankerplattenanschluss

C.2.2 Berechnung der Einzelkomponenten

Stahltragfähigkeit der Kopfbolzenreihe nach Gl. 7-1:

$$N_{1,Rk,s} = 2 \cdot d^2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot f_{uk} = 2 \cdot (16 \text{ mm})^2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 450 \text{ N/mm}^2 = 180,9 \text{ kN}$$

$$N_{1,Rd,s} = N_{1,Rk,s} / \gamma_s = 180,9 \text{ kN} / 1,4 = 129,2 \text{ kN}$$

$$V_{1,Rd,s} = \alpha \cdot N_{1,Rk,s} / \gamma_{s,V} = 0,7 \cdot 180,9 \text{ kN} / 1,25 = 101,3 \text{ kN}$$

Tragfähigkeit der Kopfbolzenreihe gegen Betonausbruch auf Zug nach Gl. 7-4:

$$N_{Rk,c}^0 = 11,9 \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot h_{ef}^{1,5} = 11,9 \cdot \sqrt{30} \cdot 260^{1,5} = 273,3 \text{ kN}$$

$$A_{N,c}^0 = (3 \cdot h_{ef})^2 = (3 \cdot 260 \text{ mm})^2 = 608.400 \text{ mm}^2$$

$$A_{N,c} = (3 \cdot h_{ef} + s) \cdot 3 \cdot h_{ef} = (3 \cdot 260 \text{ mm} + 190 \text{ mm}) \cdot 3 \cdot 260 \text{ mm} = 756.600 \text{ mm}^2$$

$$\psi_{m,N} = \frac{2,5}{1 + z / h_{ef}} \approx \frac{2,5}{1 + (85 \text{ mm} + 210 \text{ mm} + 50 \text{ mm}) / 260 \text{ mm}} = 1,07$$

$$N_{1,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{N,c}}{A_{N,c}^0} \cdot \psi_{mN} = 273,3 \text{ kN} \cdot \frac{756.600 \text{ mm}^2}{608.400 \text{ mm}^2} \cdot 1,07 \cdot \frac{1}{1,5} = 363,7 \text{ kN}$$

$$N_{1,Rd,c} = N_{1,Rk,c} / \gamma_c = 363,7 \text{ kN} / 1,5 = \underline{242,4 \text{ kN}}$$

Tragfähigkeit der Kopfbolzenreihe gegen Herausziehen nach Gl. 7-8:

$$N_{1,Rk,p} = n \cdot 6 \cdot A_h \cdot f_{ck,cube} \cdot \psi_{ucr} = 2 \cdot 6 \cdot 603 \text{ mm}^2 \cdot 30 \text{ N/mm}^2 \cdot 1,4 = 303,9 \text{ kN}$$

$$N_{1,Rd,p} = N_{1,Rk,cp} / \gamma_c = 303,9 \text{ kN} / 1,5 = \underline{202,6 \text{ kN}}$$

Steifigkeit $k_{16,s}^{mod}$ und $k_{16,p}^{mod}$ der Kopfbolzenreihe auf Zug nach Gl. 7-11 und Gl. 7-12:

$$k_{16,s}^{mod} = \frac{n \cdot \pi \cdot d^2}{4 \cdot h_{ef}} = \frac{2 \cdot \pi \cdot 16^2 \text{ mm}^2}{4 \cdot 260 \text{ mm}} = 1,55 \text{ mm}$$

$$2/3 \cdot N_{1,Rd} = 2/3 \cdot \min [N_{1,Rd,s}; N_{1,Rd,c}; N_{1,Rd,p}] = 86,1 \text{ kN}$$

$$w_p = \frac{2}{3} \cdot \left(\frac{2/3 \cdot N_{1,Rd}}{n \cdot A_h \cdot f_{ck,cube}} \right)^2 \cdot \frac{k_a \cdot k_A}{c} = \frac{2}{3} \cdot \left(\frac{86.100 \text{ N}}{2 \cdot 603 \text{ mm}^2 \cdot 30 \text{ N/mm}^2} \right)^2 \cdot \frac{26,3}{600} = 0,166 \text{ mm}$$

$$k_{16,c}^{mod} = \frac{86.100 \text{ N}}{0,166 \text{ mm} \cdot 210.000 \text{ N/mm}^2} = 2,47 \text{ mm}$$

Steifigkeit $k_{16}^{mod,oA}$ der Kopfbolzenreihe auf Zug ohne Abstützkräfte nach Gl. 7-15:

$$k_{16}^{mod,oA} = \left(\frac{1}{1,55 \text{ mm}} + \frac{1}{2,47 \text{ mm}} \right)^{-1} = 0,95 \text{ mm} \quad (\text{ohne Abstützkräfte})$$

Überprüfung, ob Abstützkräfte auftreten nach Gl. 7-20:

$$k_{16}^{mod,oA} = 0,95 \text{ mm} > 0,57 \text{ mm} = \frac{130 \text{ mm} \cdot 18^3 \text{ mm}^3}{6 \cdot 79,3 \text{ mm} \cdot 35 \text{ mm}} = \frac{l_{eff} \cdot t^3}{6 \cdot m^2 \cdot n} \Rightarrow \text{Abstützkräfte}$$

$$k_{16}^{mod} = 0,8 \cdot 0,95 \text{ mm} = \underline{0,76 \text{ mm}} \quad \text{nach Gl. 7-16}$$

Momenten tragfähigkeit der Ankerplatte nach Gl. 7-23:

$$M_{aT,Rk} = \frac{2 \cdot l_{eff} \cdot t^2 \cdot f_{yk}}{4} = \frac{2 \cdot 130 \text{ mm} \cdot 18^2 \text{ mm}^2 \cdot 360 \text{ N/mm}^2}{4} = 7.581.600 \text{ Nmm}$$

$$M_{aT,Rd} = M_{aT,Rk} / \gamma_a = 7.581.600 \text{ Nmm}$$

Tragfähigkeit des Ankerplattenüberstands auf Biegung:

$$N_{aT1,Rd} = \frac{M_{aT,Rd}}{m} = \frac{7.581.600 \text{ Nmm}}{79,3 \text{ mm}} = 95,6 \text{ kN} \quad \text{nach Gl. 7-21}$$

$$D_{c1} \leq N_{1,Rd} - N_{aT1,Rd} = 129,2 \text{ kN} - 95,6 \text{ kN} = 33,6 \text{ kN} \quad \text{max. Abstützkraft}$$

$$x_{c1} = \frac{D_{c1}}{b_p \cdot f_{cd}} = \frac{33.600 \text{ N}}{260 \text{ mm} \cdot 0,85 \cdot 30 / 1,5 \text{ N} / \text{mm}^2} = 8 \text{ mm}$$

$$N_{aT,Rd} = \frac{M_{aT,Rd} + (n - x / 2) \cdot N_{1,Rd}}{m + n - x / 2}$$

$$N_{aT,Rd} = \frac{7.581.600 \text{ Nmm} + (35 \text{ mm} - 8 / 2 \text{ mm}) \cdot 129.200 \text{ N}}{79,3 \text{ mm} + 35 \text{ mm} - 8 / 2 \text{ mm}} = \underline{105,0 \text{ kN}}$$

Steifigkeit k_{15}^{mod} der Ankerplatte auf Biegung mit Abstützkräfte nach Gl. 7-27:

$$k_{15}^{mod} = \frac{0,85 \cdot l_{eff} \cdot t^3}{m^3} = \frac{0,85 \cdot 130 \text{ mm} \cdot 18^3 \text{ mm}^3}{79,3^3 \text{ mm}^3} = \underline{1,29 \text{ mm}}$$

Elastische Momenttragfähigkeit der Ankerplatte:

$$M_{aC,el} = \frac{2 \cdot l_{eff} \cdot t \cdot f_{yk}}{6} = \frac{2 \cdot 130 \text{ mm} \cdot 18^2 \text{ mm}^2 \cdot 360 \text{ N} / \text{mm}^2}{6} = 5.054.400 \text{ Nmm}$$

Überprüfung des Ankerplattenüberstands im Druckbereich nach Abbildung 7-3a für ein duktiles Versagen:

$$N_{T,Rd} = \min \{N_{1,Rd}; N_{aT,Rd}\} = 105,0 \text{ kN}$$

$$l = \frac{N_{T,Rd}}{3 \cdot f_{cd} \cdot b} = \frac{105.000 \text{ N}}{3 \cdot 0,85 \cdot 30 \text{ N} / \text{mm}^2 / 1,5 \cdot 260 \text{ mm}} = 8 \text{ mm}$$

$$M_{aC} = (50 \text{ mm} - 0,8 \cdot \sqrt{2} \cdot 5 \text{ mm} - 0,5 \cdot 8 \text{ mm}) \cdot 105,0 \text{ kN} = 4.236 \text{ kNmm}$$

$$< 5.054 \text{ kNmm} = M_{aC,el}$$

⇒ steife Ankerplatte

Steifigkeit k_{14}^{mod} des Ankerplattenüberstands im Druckbereich nach Gl. 7-28:

$$k_{13}^{mod} = \frac{0,25 \cdot b_p \cdot t^3}{(c_x - 0,5 \cdot l)^3} = \frac{0,25 \cdot 260 \text{ mm} \cdot 18^3 \text{ mm}^3}{(44,3 \text{ mm} - 0,5 \cdot 8 \text{ mm})^3} = \underline{5,79 \text{ mm}}$$

Steifigkeit k_{13}^{mod} der Druckzone nach Gl. 7-32:

$$k_{13}^{mod} = \frac{E_c \cdot \sqrt{l \cdot b_p}}{1,2 \cdot E_a} = \frac{30.000 \text{ N} / \text{mm}^2 \cdot \sqrt{8 \text{ mm} \cdot 260 \text{ mm}}}{1,2 \cdot 210.000 \text{ N} / \text{mm}^2} = \underline{5,43 \text{ mm}}$$

C.2.2.1 Berechnung des Anschlusses

Berechnung der Hebelarme der Zug- und Druckkomponenten nach Abbildung 7-5:

$$z_T = 85 \text{ mm} + 0,5 \cdot 210 \text{ mm} = 190 \text{ mm}$$

$$z_C = 0,5 \cdot 210 \text{ mm} + 50 \text{ mm} - 0,5 \cdot 8 \text{ mm} = 151 \text{ mm}$$

$$z_i = 190 \text{ mm} + 151 \text{ mm} = 341 \text{ mm}$$

Berechnung der Momententragfähigkeit $M_{j,Rd}$ nach Gl. 7-33:

$$M_{j,Rd} = N_{T,Rd} \cdot z = 105,0 \text{ kN} \cdot 0,341 \text{ m} = 35,8 \text{ kNm}$$

Berechnung der Rotationssteifigkeit $S_{j,ini}$ nach Gl. 7-37 und $S_j (M_{j,Rd})$ nach Gl. 7-38:

$$S_{j,ini} = \frac{210.000 \text{ N/mm}^2 \cdot 341^2 \text{ mm}^2}{\frac{1}{5,43 \text{ mm}} + \frac{1}{5,79 \text{ mm}} + \frac{1}{1,29 \text{ mm}} + \frac{1}{0,76 \text{ mm}}} = 9,98 \text{ MNm}$$

$$\mu = \left(\frac{1,5 \cdot M_{j,Rd}}{M_{j,Rd}} \right)^{2,7} = 3$$

$$S_j = \frac{9,98 \text{ MNm/rad}}{3} = 3,33 \text{ MNm/rad}$$

C.2.3 Berechnung des statischen Systems

Die Berechnung des statischen Systems nach Abbildung C-1 erfolgt unter Berücksichtigung der Rotationssteifigkeit S_j des Anschlusses.

- System 1: Anschluss gelenkig $S_j = 0$
- System 2: Anschluss biegesteif $S_j = \infty$
- System 3: Anschluss nachgiebig $S_j = 3,3 \text{ MNm/rad}$

In Tabelle C-1 sind die maßgebenden Schnittgrößenergebnisse der statischen Berechnung zusammengestellt und können wie folgt zusammengefasst werden:

- System 1: Tragfähigkeit des Trägers überschritten: $M_{Ed}^+ > M_{Rd,pl}$
- System 2: Anschlussmoment M_{Ed}^- mit Ankerplatte wirtschaftlich nicht aufnehmbar
- System 3: Tragfähigkeit des Knotens überschritten: $M_{Ed}^- > M_{j,Rd}$

Tabelle C-1: Berechnete Schnittgrößen der Tragsysteme 1 bis 4

Nr.	Knoten S_j [MNm]	Feld M_{Ed}^+ [kNm]	Stütz M_{Ed}^- [kNm]	Rotation φ [mrad]	Durchbiegung f [mm]
1	0,0	140,6	0,0	20,6	32,5
2	∞	46,9	-93,7	0,0	7,5
3	3,3	101,2	-39,4	12,0	21,7
4	3,3 / 0	104,8	-35,8	12,8	22,7

Im System 3 tritt ein duktiles Versagen durch die Ankerplatte auf Biegung und des Kopfbolzens auf Zug mit einem großen Verformungsvermögen auf. Für das System wird ab dem Erreichen des Knotenmoments $M_{j,Rd}$ ein Fließgelenk angenommen. Dabei wird die Knotensteifigkeit mit Erreichen der Knotenmoments $M_{j,Rd}$ für die zusätzliche Belastung auf $S_j = 0$ reduziert und es wird eine Lastumlagerung vom Stütz- zum Feldmoment in diesem Fall von ca. 9% durchgeführt. Die damit berechneten Schnittgrößen sind in Tabelle C-1 als System 4 zusammengefasst und können mit Gl. C-1 berechnet werden.

- System 4a: Anschluss nachgiebig bis $M_{j,Rd}$ $S_j = 3,3 \text{ MNm/rad}$
- System 4b: Anschluss gelenkig $S_j = 0 \text{ MNm/rad}$

$$E_{gesamt} = \mu_3 \cdot E_{System3} + \mu_1 \cdot E_{System1} \quad \text{Gl. C-1}$$

mit

$$\mu_3 = M_{j,Rd} / M_{Ed, System3}^- = 35,8 \text{ kNm} / 39,4 \text{ kNm} = 0,909 \quad \text{Gl. C-2}$$

$$\mu_1 = 1 - \mu_3 = 1 - 0,909 = 0,091 \quad \text{Gl. C-3}$$

Beim Nachweis der Querkrafttragfähigkeit des Anschlusses wird in diesem Beispiel die Betontragfähigkeit nicht maßgebend. Die aufnehmbare Reibungskraft ist in Gl. C-4 berechnet und der Nachweis der Schubtragfähigkeit der Kopfbolzenreihen wird in Gl. C-5 geführt.

$$V_{f,Rd} = \frac{105,0 \text{ kN} \cdot 0,4}{1,5} = 28,0 \text{ kN} \quad \text{Gl. C-4}$$

$$V_{1,Ed} = V_{2,Ed} = 0,5 \cdot (125 \text{ kN} - 28 \text{ kN}) = 48,5 \text{ kN} \leq V_{1,Rd} = V_{2,Rd} \quad \text{Gl. C-5}$$

Maßgebend wird der Interaktionsnachweis, der sicherstellen soll, dass der Kopfbolzen auf Zug nicht vorzeitig versagt und das erforderliche Verformungsvermögen für ein duktiles Versagen nicht zur Verfügung stellen kann. Die nach Gl. 2-4 aufnehmbare Querkraftbeanspruchung von $0,2 V_{1,Rd}$ wird für die Kopfbolzenreihe mit Zugbeanspruchung im Anwendungsbeispiel jedoch nicht eingehalten, so dass der Anschluss die Belastung nicht aufnehmen kann.

$$\frac{V_{1,Ed}}{V_{1,Rd}} = \frac{48,5 \text{ kN}}{101,3 \text{ kN}} = 0,48 > 0,2$$

Die durchgeführten Untersuchungen zeigen, dass die Kopfbolzenreihe im Druckbereich steifer für die Querkraftbeanspruchung ist als die Kopfbolzenreihe im Zugbereich. Die Ergebnisse dieser Arbeit erlauben aber keine verallgemeinerte Bemessungsregel zur Aufteilung der Querkraftbeanspruchung, so dass die Querkraft gleichmäßig auf die Kopfbolzenreihen aufzuteilen ist. Sofern ein verallgemeinerter Ansatz zur Bestimmung der Schubsteifigkeit für Kopfbolzen vorliegt, kann eine Aufteilung in Abhängigkeit der Steifigkeit der Kopfbolzenreihen mit einer unterschiedlichen Kopfbolzenanzahl und Durchmesser erfolgen.

Im dargestellten Bemessungsbeispiel ist die Anwendung des Komponentenmodells anhand eines einfachen statischen Systems aufgezeigt worden. Auch wenn der Anschluss in dem Bemessungsbeispiel als nicht ausreichend tragfähig eingestuft werden muss, so wird die Möglichkeit in der Tragwerksbemessung die Anschlusssteifigkeit zu berücksichtigen aufgezeigt.

C.3 Anwendung: Nachrechnung der durchgeführten Versuche

Im Folgenden ist die Nachrechnung der im Rahmen des Forschungsvorhabens *Kuhlmann u.a. 2008c* durchgeführten Versuche mit dem Komponentenmodell nach Kapitel 7 dokumentiert.

- Vergleich der berechneten trilinearen Moment-Rotations-Linien mit Versuchswerten:

- Abbildung C-3: Versuche 1 bis 4 für Ankerplatte $t = 40$ mm
- Abbildung C-4: Versuche 5 bis 8 für Ankerplatte $t = 15$ mm

- Dokumentation der zugehörigen Berechnungstabellen:

- Tabelle C3.1 bis C.3.3

(Berechnungstabellen mit Formeln nach Anhang C.2)

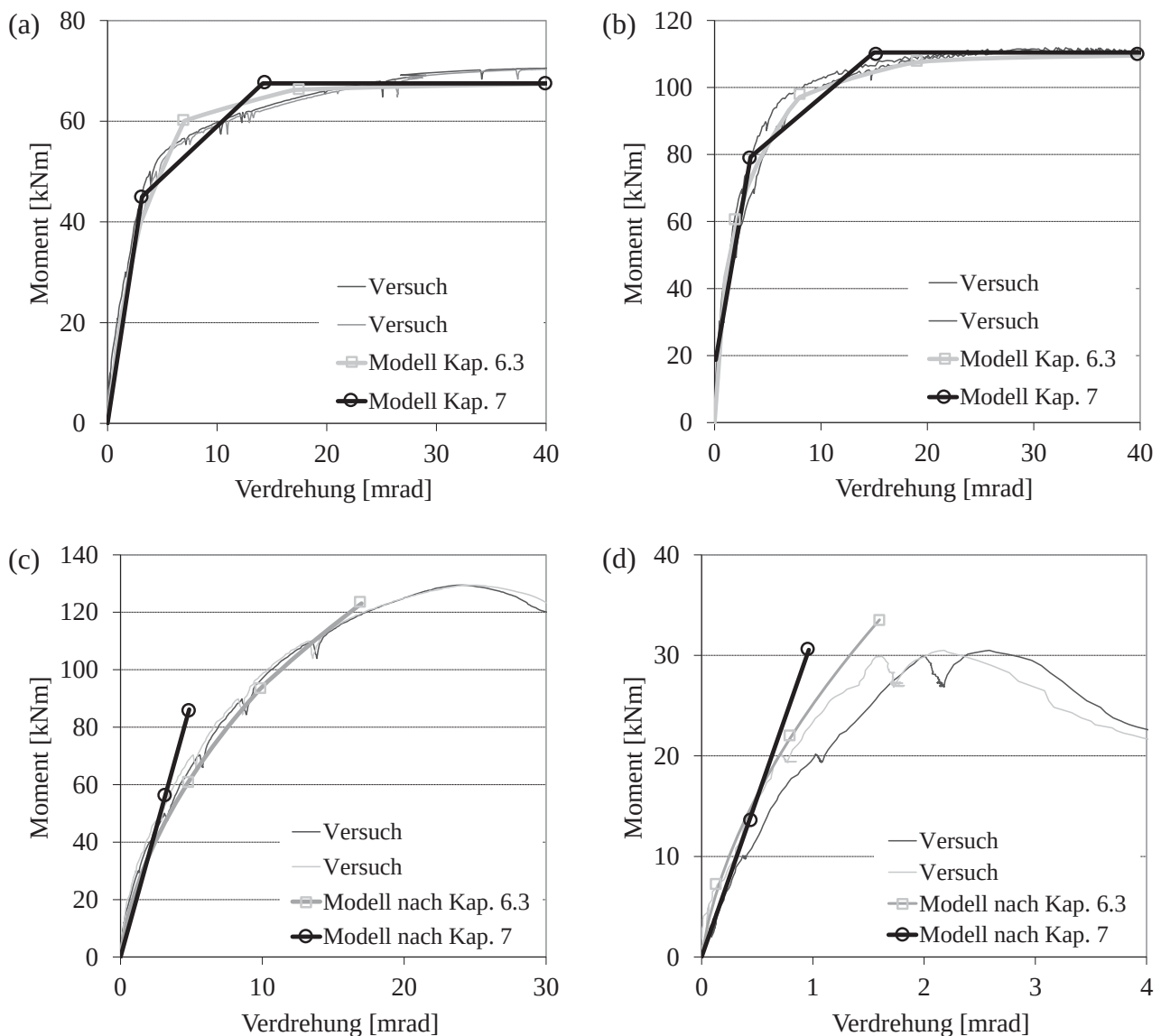


Abbildung C-3: Lastverschiebungskurven bei steifer Ankerplatte (a) Versuch 1 (b) Versuch 2 (c) Versuch 3 (d) Versuch 4

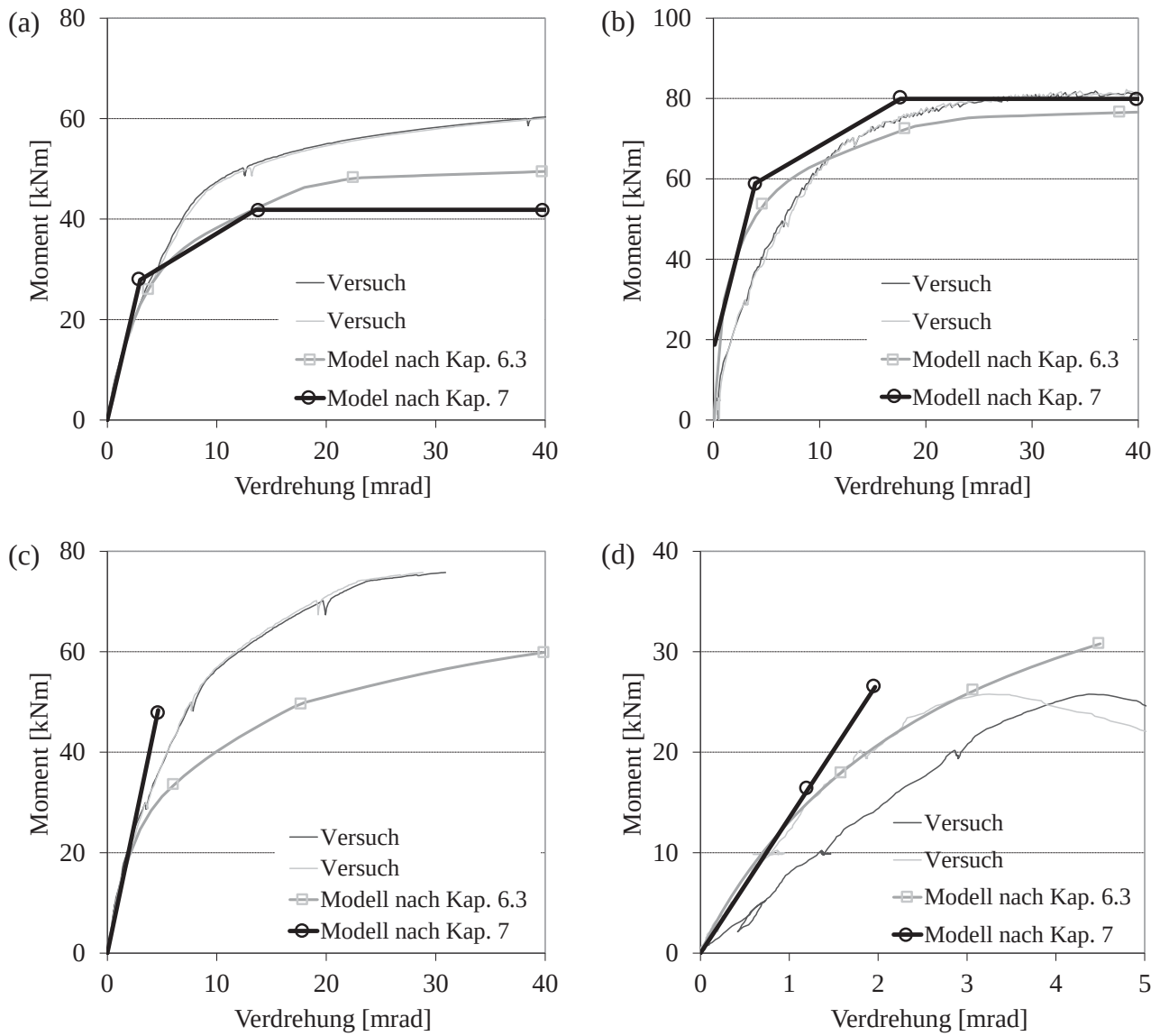


Abbildung C-4: Lastverschiebungskurven bei nachgiebiger Ankerplatte (a) Versuch 5 (b) Versuch 6 (c) Versuch 7 (d) Versuch 8

Tabelle C3.1: Berechnung der trilinearen Moment-Rotations-Kurve – Teil 1

Eingangswerte			V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8
Ankerplatte	b_p	[mm]	230	230	230	230	230	230	230	230
	l_p	[mm]	380	380	380	380	380	380	380	380
	t_p	[mm]	40	40	40	40	15	15	15	15
Kopfbolzen	f_{yk}	[N/mm ²]	367	367	367	367	392	392	392	392
	h_{ef}	[mm]	242	242	240	100	242	242	240	100
	d	[mm]	16	16	22	22	16	16	22	22
	d_h	[mm]	32	32	35	35	32	32	35	35
	f_{uk}	[N/mm ²]	496	496	595	516	496	496	595	516
	s_y	[mm]	160	160	160	160	160	160	160	160
	s_x	[mm]	310	310	310	310	310	310	310	310
Beton	$f_{c,cube}$	[N/mm ²]	27,7	27,7	27,7	27,7	27,7	27,7	27,7	27,7
Geometrie	z_T Mitte - Bolzen1	[mm]	155	155	155	155	155	155	155	155
	z_C^* Mitte - AK Stütze	[mm]	100	100	100	100	100	100	100	100
	a	[mm]	8	8	8	8	8	8	8	8
	m_{Zug}	[mm]	45,9	45,9	45,9	45,9	45,9	45,9	45,9	45,9
	n_{Zug}	[mm]	35,0	35,0	35,0	35,0	35,0	35,0	35,0	35,0
	m_{Druck}	[mm]	80,9	80,9	80,9	80,9	80,9	80,9	80,9	80,9
Normalkraft	N	[kN]	0	-250	0	0	0	-250	0	0

Einzelkomponenten - Teil 1			V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8
Kopfbolzen auf Zug										
Stahlversagen	$N_{1,Rk,s}$	[N]	199.453	199.453	452.358	392.297	199.453	199.453	452.358	392.297
	γ_s	[-]	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4
	$N_{1,Rd,s}$	[N]	142.467	142.467	323.113	280.212	142.467	142.467	323.113	280.212
Betonausbruch	$N_{Rk,c}^0$	[N]	235.790	235.790	232.873	62.633	235.790	235.790	232.873	62.633
	$A_{N,c} / A_{N,c}^0$	[-]	1,22	1,22	1,22	1,53	1,22	1,22	1,22	1,53
	$\Psi_{m,N}$	[-]	1,03	1,03	1,03	1,00	1,03	1,03	1,03	1,00
	$N_{1,Rk,c}$	[N]	296.578	296.578	291.920	96.037	296.578	296.578	291.920	96.037
	γ_c	[-]	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
	$N_{1,Rd,c}$	[N]	197.719	197.719	194.613	64.025	197.719	197.719	194.613	64.025
	$N_{1,Rk,p}$	[N]	280.717	280.717	270.848	270.848	280.717	280.717	270.848	270.848
Durchziehen	γ_{cp}	[-]	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
	$N_{1,Rd,p}$	[N]	187.145	187.145	180.566	180.566	187.145	187.145	180.566	180.566
	$N_{1,Rk}$	[N]	199.453	199.453	270.848	96.037	199.453	199.453	270.848	96.037
Gesamt	$N_{1,Rd}$	[N]	142.467	142.467	180.566	64.025	142.467	142.467	180.566	64.025
k-Steifigkeit	$k_{16,s}$	[mm]	1,662	1,662	3,168	7,603	1,662	1,662	3,168	7,603
	w_p	[mm]	0,354	0,236	0,384	0,048	0,236	0,236	0,384	0,048
	$k_{16,c}$	[mm]	1,276	1,914	1,493	4,211	1,914	1,914	1,493	4,211
	k_{16}^{0A}	[mm]	0,722	0,889	1,015	2,710	0,889	0,889	1,015	2,710
			16,600	16,600	16,600	16,600	0,875	0,875	0,875	0,875
	Abstützkräfte ?		nein	nein	nein	nein	ja	ja	ja	nein
	k_{16}	[mm]	0,722	0,889	1,015	2,710	0,712	0,712	0,812	2,710
Ankerplatte Zugbereich										
Tragfähigkeit	$M_{aT,Rk}$	[Nmm]	33.764.000	33.764.000	33.764.000	33.764.000	5.071.500	5.071.500	5.071.500	5.071.500
	γ_a	[-]	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
	$M_{aT,Rd}$	[Nmm]	33.764.000	33.764.000	33.764.000	33.764.000	5.071.500	5.071.500	5.071.500	5.071.500
	$M_{aT,el} = M_{aC,el}$	[Nmm]	22.509.333	22.509.333	22.509.333	22.509.333	3.381.000	3.381.000	3.381.000	3.381.000
	D_{cl}	[N]	0	0	0	0	32.094	32.094	70.193	0
	x_{cl}	[mm]	0,0	0,0	0,0	0,0	8,9	8,9	19,4	0,0
	$N_{aT,Rd}$	[N]	734.814	734.814	734.814	734.814	145.951	145.951	167.326	110.372
	$N_{aT,Rd}$	[N]	734.814	734.814	734.814	734.814	123.191	123.191	135.284	110.372
k-Steifigkeit	k_{15}^{0A}	[mm]	64,486	64,486	64,486	64,486	3,401	3,401	3,401	3,401
	k_{15}	[mm]	32,243	32,243	32,243	32,243	3,401	3,401	3,401	1,700

Tabelle C3.2: Berechnung der trilinearen Moment-Rotations-Kurve – Teil 2

Einzelkomponenten - Teil 2			2	2	3	8	2	2	3	8
Ankerplatte Druckbereich										
	D_k	[N]	199.453	449.453	270.848	96.037	145.951	395.951	167.326	96.037
Druckkraft	D_d	[N]	142.467	367.467	180.566	64.025	123.191	348.191	135.284	64.025
Fallunter-	x	[mm]	13,2	33,9	16,7	5,9	11,4	32,1	12,5	5,9
scheidung	$M_{aC,d}$	[Nmm]	10.595.606	23.512.744	13.111.551	4.993.504	9.271.610	22.589.169	10.106.278	4.993.504
Ankerplatte steif ?			ja	nein	ja	ja	nein	nein	nein	nein
Versagen			duktil	duktil	spröd	spröd	duktil	duktil	spröd	spröd
k-Steifigkeit	k_{14}^{steif}	[mm]	8,946	14,047	0,000	0,000	0,455	0,711	0,000	0,000
	k_{14}^{steif}	[mm]	0,000	0,000	23,415	23,415	0,000	0,000	1,235	1,235
	$k_{14}^{nachgiebig}$	[mm]	0,000	999,000	0,000	0,000	999,000	999,000	999,000	999,000
	k_{14}	[mm]	8,946	999,000	23,415	23,415	999,000	999,000	999,000	999,000
Beton auf Druck										
	γ_c	[-]	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
k-Steifigkeit	$k_{13} \text{ überdrückt}$	[mm]	24,9	24,9	24,9	24,9	24,9	24,9	24,9	24,9
	k_{13}	[mm]	6,548	10,516	7,372	4,390	6,089	10,236	6,381	4,390
Moment und Anschlusssteifigkeit			V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8
	$N_{T,Rk}$	[N]	199.453	199.453	270.848	96.037	145.951	145.951	167.326	96.037
	$N_{T,Rd}$	[N]	142.467	142.467	180.566	64.025	123.191	123.191	135.284	64.025
	l	[mm]	64,5	64,5	64,5	64,5	25,0	25,0	25,0	25,0
	$D_{c3,d}$	[N]	142.467	367.467	180.566	64.025	123.191	270.633	135.284	64.025
	$D_{c2,d}$	[N]	0	0	0	0	0	77.558	0	0
Hebelarme	z_T	[mm]	155,0	155,0	155,0	155,0	155,0	155,0	155,0	155,0
	$z_{C,AK\text{-Profil}}$	[mm]	109,1	109,1	109,1	109,1	109,1	109,1	109,1	109,1
	z_c	[mm]	183	0	0	0	0	0	0	0
	$z_c \text{ steif - spröd}$	[mm]	0	0	163	163	0	0	0	0
	$z_{c2} \text{ nachgiebig}$	[mm]	0	177	0	0	132	159	134	121
	$z_{c3} \text{ nachgiebig}$	[mm]	0	109	0	0	109	95	109	109
	$z_c \text{ nachgiebig}$	[mm]	0	177	0	0	132	145	134	121
	z_c	[mm]	183	177	163	163	132	145	134	121
	z	[mm]	338	332	318	318	287	300	289	276
	$M_{j,Rk}$	[kNm]	67,5	110,4	86,1	30,5	41,9	79,9	48,4	26,5
Moment	$M_{j,Rd}$	[kNm]	48,2	87,1	57,4	20,4	35,3	69,5	39,1	17,7
Steifigkeit	$\Sigma 1/k \text{ überdrückt}$		167.701	167.701	167.701	167.701	167.701	167.701	167.701	167.701
	$\Sigma 1/k$	[mm]	1,681	1,251	1,195	0,671	1,865	1,798	1,683	1,186
	$S_{j,ini}$	[kNm]	14.307	18.486	17.777	31.674	9.263	10.490	10.421	13.477
Ergebnis:	M- φ -Linie		V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8
Design	M_0	[kNm]	0,00	16,88	0,00	0,00	0,00	16,88	0,00	0,00
	φ_0	[mrad]	0,00	0,10	0,00	0,00	0,00	0,10	0,00	0,00
	M_1	[kNm]	32,14	63,68	38,28	13,57	23,55	51,94	26,07	11,78
	φ_1	[mrad]	2,25	2,63	2,15	0,43	2,54	3,44	2,50	0,87
	M_2	[kNm]	48,21	87,09	57,42	20,36	35,33	69,48	39,10	17,66
	φ_2	[mrad]	10,11	11,50	3,23	0,64	11,44	15,14	3,75	1,31
	M_3	[kNm]	48,21	87,09	57,42	20,36	35,33	69,48	39,10	17,66
	φ_3	[mrad]	30,33	34,49	3,23	0,64	34,33	45,43	3,75	1,31
Charakteristisch	M_0	[kNm]	0,00	18,75	0,00	0,00	0,00	18,75	0,00	0,00
	φ_0	[mrad]	0,00	0,11	0,00	0,00	0,00	0,11	0,00	0,00
	M_1	[kNm]	45,00	79,24	57,42	20,36	27,91	58,90	32,24	17,66
	φ_1	[mrad]	3,15	3,38	3,23	0,64	3,01	3,94	3,09	1,31
	M_2	[kNm]	67,50	110,42	86,13	30,54	41,86	79,92	48,36	26,49
	φ_2	[mrad]	14,15	14,99	4,85	0,96	13,56	17,61	4,64	1,97
	M_3	[kNm]	67,50	110,42	86,13	30,54	41,86	79,92	48,36	26,49
	φ_3	[mrad]	42,46	44,97	4,85	0,96	40,67	52,82	4,64	1,97

LEBENS LAUF

Name	Markus Thorsten Rybinski
geboren	25. März 1975 in Kirchheim unter Teck
Familienstand	verheiratet, 2 Kinder
1981 – 1985	Eduard-Mörike-Schule, Kirchheim unter Teck
1985 – 1994	Schlossgymnasium, Kirchheim unter Teck
1994 – 1995	Wehrdienst
1995 – 2000	Studium des Bauingenieurwesens Universität Stuttgart
2001 – 2003	Tragwerksplaner Ingenieurbüro Holzapfel, Rüdts & Partner, Stuttgart
2003 – 2008	Wissenschaftlicher Mitarbeiter Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart
2008	Elternzeit
2009 –	Tragwerksplaner Ingenieurbüro Holzapfel, Rüdts & Partner, Stuttgart
2011 –	Geschäftsführer Ingenieurbüro Holzapfel, Rüdts & Partner, Stuttgart

