

Sicherstellung ausreichender Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln bei Einsatz von Profilblechen

T 3236

T 3236

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die in dieser Forschungsarbeit enthaltenen Darstellungen und Empfehlungen geben die fachlichen Auffassungen der Verfasser wieder. Diese werden hier unverändert wiedergegeben, sie geben nicht unbedingt die Meinung des Zuwendungsgebers oder des Herausgebers wieder.

Die Originalmanuskripte wurden reprotechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprotechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

© by Fraunhofer IRB Verlag

2010

ISBN 978-3-8167-8286-5

Vervielfältigung, auch auszugsweise,
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

Fraunhofer IRB Verlag

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69

70504 Stuttgart

Nobelstraße 12

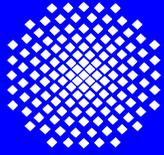
70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00

Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

E-Mail irb@irb.fraunhofer.de

www.baufachinformation.de



Institut für Konstruktion und Entwurf
Stahl- Holz- und Verbundbau
Universität Stuttgart



Sicherstellung ausreichender Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln bei Einsatz von Profilblechen

**Ulrike Kuhlmann
Matthias Konrad**

Forschungsbericht

Im Auftrag des Deutschen Instituts für Bautechnik

**Sicherstellung ausreichender Tragfähigkeit von
Kopfbolzendübeln bei Einsatz von Profilblechen**

ZP 52-5-17.20.1-1287/08

Prof. Dr.-Ing. U. Kuhlmann

Dipl.-Ing. M. Konrad

Universität Stuttgart
Institut für Konstruktion und Entwurf
Prof. Dr.-Ing. U. Kuhlmann
Pfaffenwaldring 7
70569 Stuttgart

Februar 2010

Bitte beachten:

Fehlende Seiten sind **Leerseiten**,
die bei Erstellung
der PDF-Datei für den Download nicht
berücksichtigt wurden

Fraunhofer IRB Verlag

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	5
2	Tragverhalten von Kopfbolzen	7
2.1	in einer Vollbetonplatte	7
2.2	bei Trapezprofilblechen senkrecht zum Verbundträger	8
3	Normen	13
3.1	Allgemeines	13
3.2	DIN 18800-5	13
3.3	EN 1994-1-1	15
3.4	Hintergrundbericht zu Eurocode 4 Teil 1-1	16
3.5	Zusammenfassung und Vergleich	17
3.6	Diskussion der Regelungen in DIN EN 1994-1-1 und DIN 18800-5	19
4	Modelle	23
4.1	nach Ernst	23
4.2	nach Jenisch	29
4.3	nach Johnson und Yuan	32
4.4	nach Lungershausen	34
4.5	nach Rambo-Roddenberry	36
4.6	nach Lawson	37
5	Versuche aus der Literatur	39
5.1	Allgemeines	39
5.2	von Roik und Bürkner (1979)	39
5.3	von Roik und Bürkner (1981)	40
5.4	von Roik und Lungershausen (1988)	41
5.5	von Roik und Hanswille (1988)	41
5.6	von Bode und Künzel (1987)	42
5.7	von Bode und Künzel (1991)	42
5.8	von Robinson (1988)	43
5.9	von Lloyd und Wright (1990)	45
5.10	von Johnson und Mottram (1990)	46
5.11	von Johnson und Yuan (1998)	47
5.12	von Ernst (2006)	48
5.13	von Rambo-Roddenberry (2002)	50
5.14	von Kuhlmann und Konrad (2008)	54
5.15	Zusammenfassung	54
6	Modellvergleich anhand bestehender Versuche	57
6.1	mit DIN 18800-5 [13] bzw. EN 1994-1-1 [18]	57
6.2	mit Ernst [20]	59
6.3	mit Jenisch [34]	60
6.4	mit Johnson und Yuan [37],[64]	62

6.5	mit Lungershausen [45]	64
6.6	mit Rambo-Roddenberry [51]	66
6.7	mit Lawson [43]	68
6.8	Zusammenfassung	70
6.9	Schlussfolgerung	70
7	FE-Untersuchungen	75
7.1	Allgemein	75
7.2	Modell und Verifikation	75
7.2.1	Allgemeines	75
7.2.2	Materialmodelle	75
7.2.2.1	Betonmodell	75
7.2.2.2	Stahlmodell	76
7.2.3	Verifikation	77
7.2.3.1	Voruntersuchungen	77
7.2.3.2	Vergleich mit eigenen Versuchen	81
7.3	Parameterbereich	86
7.4	Ergebnisse	89
7.4.1	Einfluss der Rippenhöhe h_p	89
7.4.2	Einfluss der Einbindetiefe des Kopfbolzens h_{sc}/h_p	89
7.4.3	Einfluss der Profilblechgeometrie b_m/h_p	90
7.4.4	Einfluss der Profilblechdicke t	91
7.4.5	Einfluss der Kopfbolzenanzahl n_r	92
7.4.6	Zusammenfassung	92
8	Neue Reduktionsfaktoren	93
8.1	Allgemeines	93
8.2	Abminderungsfaktoren	94
8.2.1	Für 1 Kopfbolzen in „mid-position“	94
8.2.2	Für 1 Kopfbolzen in „favourable-position“	95
8.2.3	Für 1 Kopfbolzen in „unfavourable-position“	95
8.2.4	Zusammenfassung	96
8.3	Erweiterung des Anwendungsbereich	97
8.4	Überprüfung der Abminderungsfaktoren	99
8.5	Bemessungsvorschlag	100
9	Zusammenfassung und Ausblick	105
9.1	Zusammenfassung	105
9.2	Ausblick	106
	Literaturverzeichnis	107
	Tabellenverzeichnis	113
	Abbildungsverzeichnis	115
A	Anhang	119
A.1	Gesamtübersicht Fremdversuche	119
A.2	Maßeinheiten	130
A.3	„Gauge-Deck“-Dicken	131

1 Einleitung

Verbundträger werden häufig mit Profilblechen und Ortbeton zeit- und kostengünstig hergestellt. Hierbei unterscheidet man Verbundträger mit Profilblechen die rechtwinklig (vgl. Bild 1.1) bzw. parallel (vgl. Bild 1.2) zum Verbundträger spannen. Es ist davon auszugehen, dass in Deutschland überwiegend Profilbleche, die rechtwinklig zum Träger spannen, ausgeführt werden.

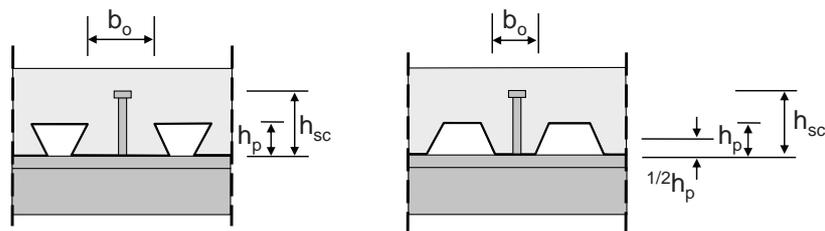


Bild 1.1: Anordnung Profilbleche rechtwinklig zum Träger aus DIN 18800-5 [13]

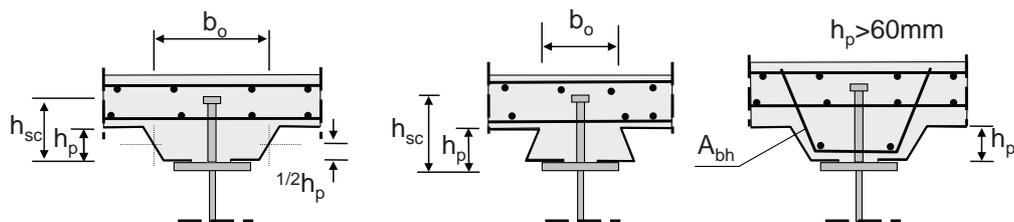


Bild 1.2: Anordnung Profilblech parallel zum Träger aus DIN 18800-5 [13]

In DIN 18800-5 [13] und EN 1994-1-1 [18] wird der Einfluss des Profilblechs auf die Kopfbolzen-tragfähigkeit $P_{Rk,k}$ durch Multiplikation eines Abminderungsfaktors k mit der Tragfähigkeit eines Kopfbolzens in einer Vollbetonplatte P_{Rk} berücksichtigt. Dieser Abminderungsfaktor ist durch einen oberen Grenzwert $k_{t,max}$ für den Fall senkrecht spannender Trapezbleche begrenzt. Dieser Ansatz berücksichtigt jedoch weder die unterschiedlichen möglichen Versagensmechanismen eines Kopfbolzens in einer Vollbetonplatte im Vergleich zur Verwendung von Trapezprofilblechen noch alle Einflussparameter für den Fall eines Kopfbolzens in einer Trapezblechsicke (siehe Kapitel 2). Dennoch hat dieses systematische Vorgehen, Abminderungsfaktor angewandt auf die Kopfbolzen-tragfähigkeit in einer Vollbetonplatte, neben DIN 18800-5 [13] und EN 1994-1-1 [18] Eingang in weitere Normen gefunden (siehe Kapitel 3). Es musste jedoch festgestellt werden, dass die Regelungen bzw. die getroffenen Annahmen unzureichende und unter Umständen unsichere Ergebnisse liefern (vgl. z.B. Kuhlmann und Raichle [42]). Des Weiteren führen restriktive Anwendungsgrenzen dazu, dass in der Mehrzahl aller Fälle der obere Grenzwert $k_{t,max}$ maßgebend wird und die Anwendbarkeit stark eingeschränkt ist. Aus diesem Grund wurden bereits eine relativ hohe Anzahl an unterschiedlichen Modellen zur Bestimmung der Tragfähigkeit eines Kopfbolzens bei Verwendung von senkrecht zum Träger spannenden Trapezprofilblechen (siehe Kapitel 4) als Alternative veröffentlicht. Bereits in einem ersten Vergleich dieser Modelle mit eigenen Push-Out Testergebnissen (vgl. Kuhlmann und Konrad [40]) zeigte sich, dass einige Modelle unter Umständen bessere Ergebnisse liefern als die normativen Regelungen in DIN 18800-5 [13] bzw. EN 1994-1-1 [18]. Auf Grund der geringen Datenbasis der Auswertung in Kuhlmann und Konrad [40], es wurden nur 17

Push-Out Tests berücksichtigt, sind die Ergebnisse jedoch zu überprüfen. So wurden in der Literatur vorhandene Push-Out Ergebnisse zusammengefasst (siehe Kapitel 5) und mit den einzelnen Modellen verglichen (siehe Kapitel 6).

Ausgehend von umfangreichen FE-Berechnungen zur quantitativen Bestimmung der Haupteinflussgrößen (siehe Kapitel 7) soll ein eigenes einfaches und genaues Modell zur Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit vorgeschlagen werden (siehe Kapitel 8), das einerseits ausreichend genaue Ergebnisse liefert und andererseits keine zu strikten Anwendungsgrenzen besitzt.

2 Tragverhalten von Kopfbolzen

2.1 Tragverhalten von Kopfbolzen in einer Vollbetonplatte

Die Tragfähigkeit eines Kopfbolzens in einer Vollbetonplatte beruht vor allem auf den Materialeigenschaften des Bolzenmaterials und des verwendeten Betons, den geometrischen Eigenschaften des Dübels (Durchmesser d , Gesamtlänge h_{sc}) inklusive des Dübelkopfes sowie der Geometrie der zugehörigen Schweißwulst. Die Erläuterungen zum Tragverhalten beruhen auf der Modellvorstellung von Lungershausen [45], die hier kurz wiedergegeben werden soll. Für weiterführende Informationen sei auf die Arbeit von Jenisch [34] bzw. Lungershausen [45] verwiesen.

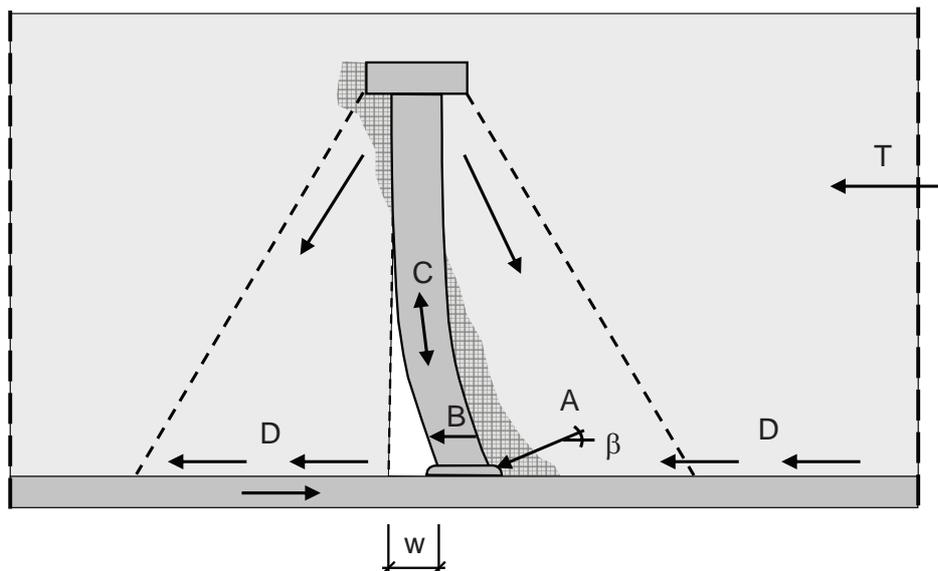


Bild 2.1: Tragverhalten eines Kopfbolzens in einer Vollbetonplatte nach Lungershausen [45]

Grundsätzlich können 4 Traglastanteile unterschieden werden, die mit steigendem Schlupf w bzw. Schubkraft T unterschiedlich stark ausgebildet sind (vgl. Bild 2.1 und Bild 2.2). Bei geringem Schlupf w bilden sich flache Druckstreben ($\beta \leq 35^\circ$), die sich auf den Fußpunkt des Kopfbolzens und den zugehörigen Schweißwulst abstützen (Traglastanteil A). Infolge fortschreitender Betonpressungen am Kopfbolzenfuß und der daraus resultierenden Betonschädigung, kommt es zu einer Schubkraftumlagerung in den Kopfbolzenschaft, der auf Biegung beansprucht wird (Traglastanteil B). Dieses Tragverhalten ist charakterisiert durch plastische Verformungen im unteren Schaftbereich.

Die behinderte Verformung des Dübelkopfes erzeugt eine Zugkraft im Schaft, die mit Druckkräften im Beton unterhalb des Dübelkopfes im Gleichgewicht steht (Traglastanteil C). Diese Druckkräfte treten vor allem am Bolzenkopf auf der lastabgewandten Seite auf. Mit steigender Zugkraft bzw. Druckkräften im Beton entstehen Reibungskräfte zwischen Betonkegel und der Gurtoberfläche.

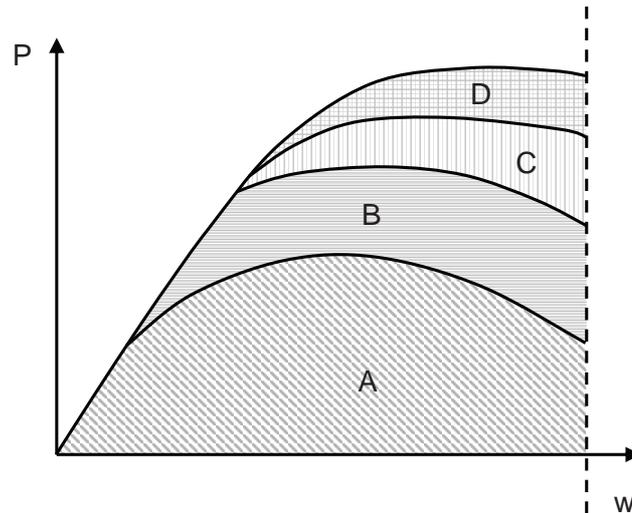


Bild 2.2: Traglastanteile bei einem Kopfbolzen in einer Vollbetonplatte nach Lungershausen [45]

che als vierter Traglastanteil (Lastanteil D). Scheele [58] konnte jedoch keinen deutlichen Einfluss der Reibungskräfte beobachten. Des Weiteren ist zu beachten, dass mit steigender Zugkraft die Biegebelastung des Dübelschaftes geringer wird (vgl. Bild 2.2).

Das Versagen eines Kopfbolzens in einer Vollbetonplatte ist somit charakterisiert durch 2 unterschiedliche Versagensmechanismen. Auf der einen Seite wäre hier das Versagen des Betons vor dem Kopfbolzen durch Überschreiten der maximal aufnehmbaren Druckkräfte zu nennen. Auf der anderen Seite kann es zu einem Abscheren des Bolzens infolge Überschreitens der Zugfestigkeit des Bolzengrundmaterials kommen.

Auf Traglastniveau kann der Einfluss der Schweißwulst auf die Tragfähigkeit im Mittel mit etwa 25% abgeschätzt werden (vgl. Jenisch [34] bzw. Scheele [58] direkt). Der Einfluss des Bolzenkopfes auf die Tragfähigkeit sinkt mit steigender Betonfestigkeit auf Grund des geringeren Schlupfes und der daraus resultierenden geringeren Rückverankerung des Bolzenkopfes. Bei einer Betonfestigkeit von $f_c = 34\text{N/mm}^2$ kann er jedoch ebenfalls zu ca. 25% geschätzt werden (siehe Jenisch [34] oder direkt van den Boogaard und Stark [8]). Während Bild 2.2 die verschiedenen Traglastanteile eher qualitativ darstellt, ist der Anteil infolge auftretender Zugkraft im Kopfbolzen (Lastanteil C) eher als gering anzusehen. So schätzten Eligehausen und Mallée [16] das Verhältnis der Querkraft zur Zugkraft eines Kopfbolzens unter Querlast zu 0,35 ab. Gleichzeitig tritt die maximale Traglast eines Kopfbolzens in einem Push-Out Test bei 4mm - 10mm je nach Betongüte auf (vgl. Jenisch [34]), was die Annahme einer maximalen Schrägstellung des Kopfbolzens zur Senkrechten von weniger als $10^\circ - 15^\circ$ zulässt. Unter Annahme eines Winkels dieser Größenordnung wäre die horizontale Komponente kleiner als 10% der zugehörigen Querkraft.

2.2 Tragverhalten von Kopfbolzen bei Verwendung von Trapezprofilblechen senkrecht zum Verbundträger

Während die Tragfähigkeit eines Kopfbolzens in einer Vollbetonplatte (vgl. Abschnitt 2.1) hauptsächlich durch die Materialeigenschaften des Bolzenmaterials bzw. des umgebenden Beton sowie den Abmessungen des Kopfbolzens inkl. Schweißwulst charakterisiert ist, sind bei Verwendung von Trapezprofilblechen zusätzliche Einflüsse festzustellen. Augenscheinlich ist das verwendete Trapez-

blech und die daraus resultierende geometrische Form des Betons in der Sicke ein entscheidendes Einflusskriterium (vgl. Bild 2.3). Daneben haben jedoch bereits frühe Untersuchungen (siehe z.B. Roik und Lungershausen [56], Lawson [43] u.a.) gezeigt, dass zusätzlich die Lage des Kopfbolzens in der Sicke (vgl. Bild 2.4(a) und 2.4(b)), die Anzahl der Kopfbolzens je Sicke und die Einbindetiefe eines Kopfbolzens in den Aufbeton Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten des Kopfbolzens haben.

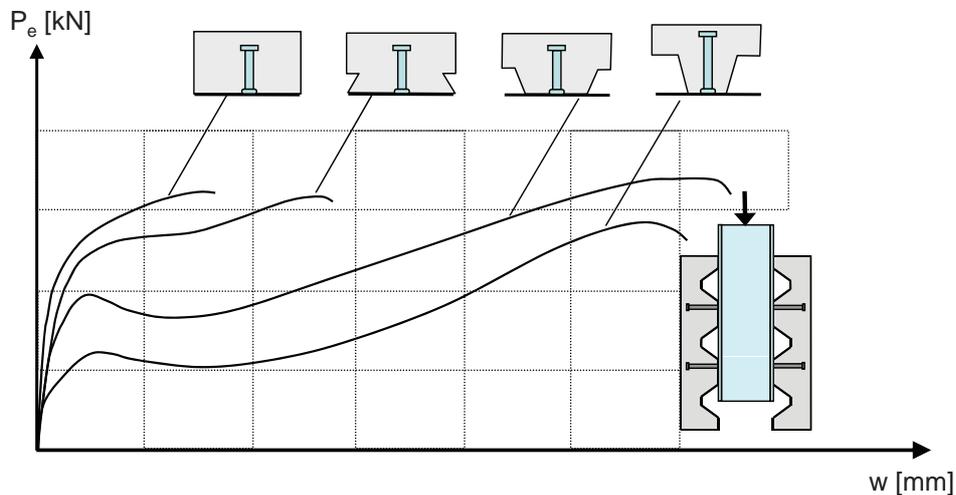


Bild 2.3: Last-Verformungsverhalten eines Kopfbolzens in Abhängigkeit der Rippengeometrie nach Roik und Lungershausen [56]

Grundsätzlich unterscheidet man 3 unterschiedliche Positionen (vgl. Bild 2.2) im Fall eines Kopfbolzens in der Sicke:

- „Favourable-position“, „Strong-position“ bzw. Anordnung in Krafrichtung, d.h. auf der lastabgewandten Seite
- „Mid-position“, „Central-position“ bzw. zentrische Anordnung
- „Unfavourable-position“, „Weak-position“ bzw. Anordnung gegen die Krafrichtung, d.h. auf der lastzugewandten Seite

Planmäßige Außermittigkeit kommen z.B. bei Verwendung von Trapezprofilblechen mit Aussteifungssicken vor, bei den ein Durchschweißen nur bedingt möglich ist.

Des Weiteren variiert bei 2 Kopfbolzen in der Sicke die Position zueinander. Hier unterscheidet man:

- „Parallel-position“, Parallele Anordnung quer zur Trägerrichtung
- „Staggerd-position“, Versetzte Anordnung mit einem vorhandenen Querabstand e_q der Kopfbolzen zueinander, vgl. Bild 2.4(a)
- „In-series“, Reihenanordnung, Kopfbolzen stehen in Reihe ohne Querabstand e_q

Roik und Bürkner [54] unterscheidet in Abhängigkeit der Kopfbolzenposition zum Trapezblechsteg (siehe Bild 2.5) verschiedene Druckstrebenverläufe. Während sich bei Anordnung des Kopfbolzens in „favourable-position“ die Druckstrebe noch auf den Bolzenfuß abstützen kann, bildet sich nach

Roik und Bürkner [54] bei „unfavourable-position“ ein Zug-Druck-Mechanismus (Bolzen, Beton) aus, der das „Verdrehen“ der Sicke behindert, vgl. Bild 2.5. Ob dieser Mechanismus geeignet ist das Tragverhalten für Kopfbolzen in „unfavourable-position“ zu beschreiben, ist sicherlich zu diskutieren. So gehen die meisten Modelle (siehe z.B. Jenisch [34], Johnson und Yuan [37]) von einer Druckstrebe auf den Kopfbolzenfuß mit je nach Kopfbolzenposition unterschiedlichen Druckstrebenwinkel aus. Des Weiteren berücksichtigen zum Beispiel die Modelle von Jenisch [34] und Ernst [20] zusätzliche Traganteile des Trapezbleches.

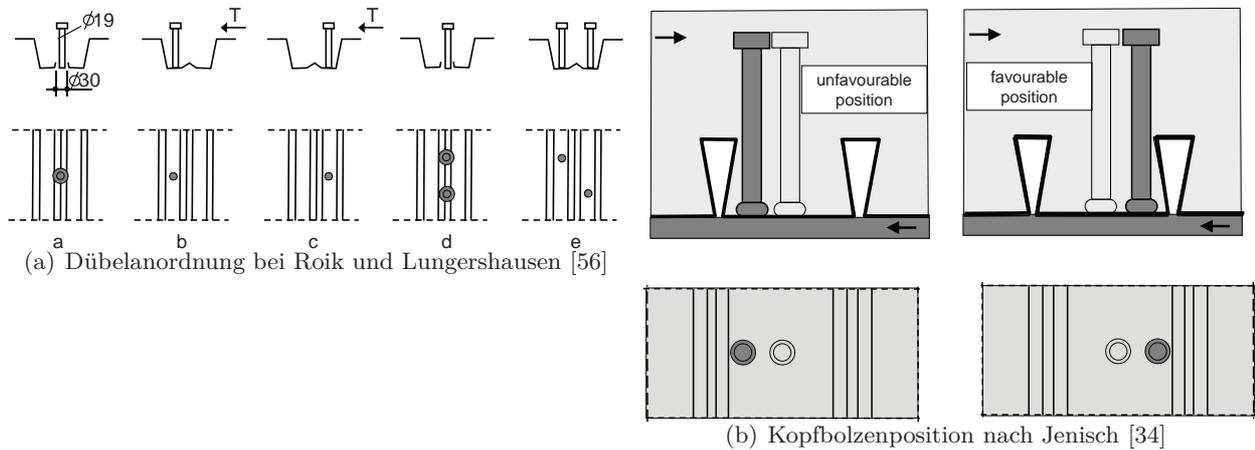


Bild 2.4: Darstellung von möglicher Kopfbolzenpositionen nach Roik und Lungershausen [56] bzw. Jenisch [34]

In Folge der Vielzahl unterschiedlicher geometrischer und materieller Randbedingungen sind im Vergleich zu einer Vollbetonplatte unterschiedliche Last- und Verformungsverhalten und daraus resultierend unterschiedliche Versagensmechanismen zu erwarten.

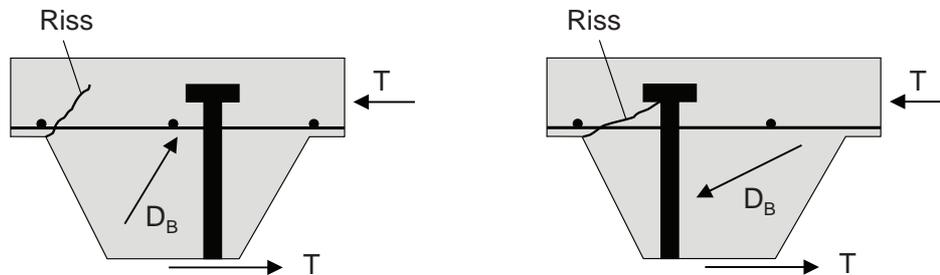


Bild 2.5: Druckstrebenverlauf bei nicht mittig angeordneten Kopfbolzen nach Roik und Bürkner [54]

Eine der ersten Beschreibungen dieser zusätzlichen Versagensmechanismen erfolgte durch Hawkins [29]. Für Kopfbolzen in Trapezblechen, die senkrecht zum Träger verlaufen, wurden durch Hawkins [29] vier unterschiedliche Versagensmechanismen definiert:

- „Stud-shearing failure“, Abscheren eines Kopfbolzens infolge zu großer Zug- und Schubbeanspruchung des Kopfbolzens
- „Stud pull-out failure“, Herausziehen des Kopfbolzens aus dem Beton infolge einer unzureichenden Einbindetiefe
- „Rib-shearing failure“, Rippenabscheren infolge Überschreitung der Betonzugfestigkeit zwi-

schen Rippen- und Aufbeton

- „Rib punch-through failure“, Betonausbruch infolge Versagen des Betons vor dem Kopfbolzen

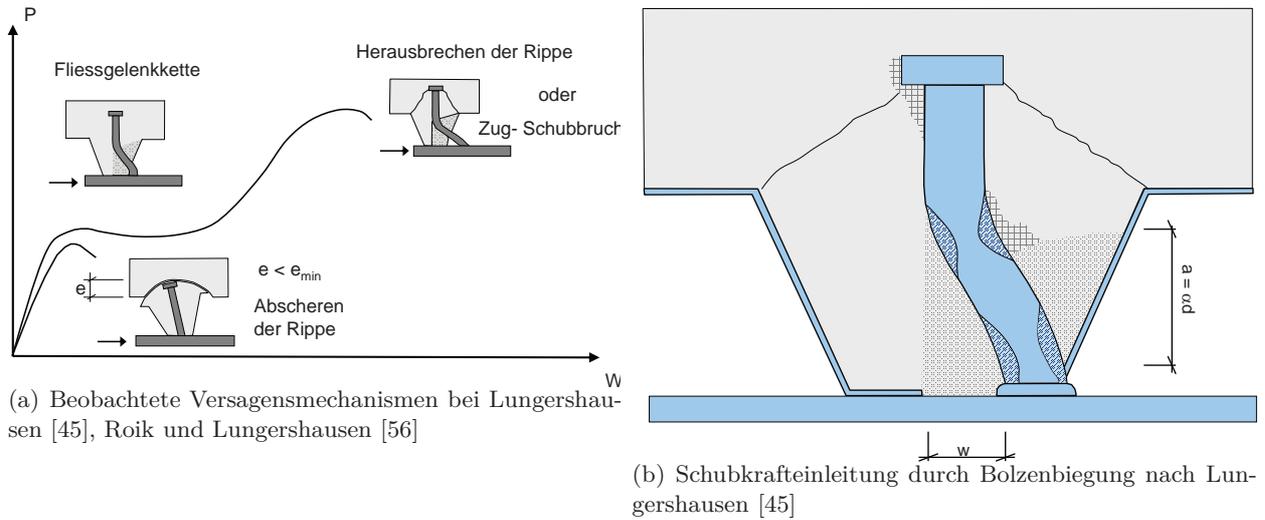


Bild 2.6: Beobachtete Versagensmechanismen und Schubkrafteinleitung durch Biegung nach Lungershausen [45]

„Rib punch-through failure“ (Betonausbruch vor dem Bolzenfuß) ist das typische Versagen bei Lungershausen [45]. Während der Beton vor dem Bolzenfuß versagt, erfolgt die Schubkrafteinleitung durch Biegung des Bolzens bei ausreichender Bolzeneinbindetiefe (vgl. Bild 2.6(b)). Während das Modell nach Ernst [20] (vgl. Abschnitt 4.1) nur auf diesen vier Versagensmechanismen beruht, definierten Johnson und Yuan [37, 38] fünf Versagensmechanismen für Kopfbolzen in senkrecht zum Träger spannenden Trapezblechen. So kennt Johnson kein „Rib shearing failure“ (Rippenabscheren), sondern 2 zusätzliche Versagensmechanismen, die durch Kombination aus „Rib punch-through failure“ und „Stud shearing“ bzw. „Concrete Pull-out“ charakterisiert sind.

3 Normen

3.1 Allgemeines

Dieses Kapitel enthält eine Zusammenfassung der Regelung in DIN 18800-5 [13] und EN 1994-1-1 [18]. Auf die Vorstellung der internationalen Normen BS 5950-3.1 [9], AS 2327.1 [3] und ANSI/AISC 360-05 [2] wurde verzichtet. Hierfür ist auf Kuhlmann und Konrad [40] bzw. auf die Normen selbst verwiesen.

3.2 DIN 18800-5

In DIN 18800-5 [13] wird die Tragfähigkeit von Kopfbolzen in Profilblechen durch Anwendung eines Abminderungsfaktors auf die Kopfbolzentragfähigkeit in einer Vollbetonplatte berücksichtigt (vgl. Gl. 3.1).

$$P_{Rd,red} = k_{red} \cdot P_{Rd} \quad (3.1)$$

Die Bestimmung von $P_{Rd} = \min(P_{Rd,1}; P_{Rd,2})$ erfolgt durch Gleichung 3.2 (Stahltragfähigkeit) bzw. durch Gleichung 3.3 (Betontragfähigkeit).

$$P_{Rd,1} = \frac{0,8 \cdot f_u \cdot d^2 / 4}{\gamma_v} \quad (3.2)$$

$$P_{Rd,2} = \frac{0,25 \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} \quad (3.3)$$

Mit:

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

d der Nenndurchmesser des Dübelschaftes mit $16mm \leq d \leq 25mm$

f_u die Zugfestigkeit des Kopfbolzens ($\leq 450N/mm^2$)

f_{ck} charakteristische Betondruckfestigkeit (Zylinderdruckfestigkeit)

h_{sc} Gesamthöhe des Kopfbolzendübels

E_{cm} Sekanten-Emodul nach DIN 1045-1 [12]

Der Abminderungsfaktor α dient der Berücksichtigung der Verankerungslänge des Kopfbolzens im Beton. Bei einer zu geringen Verankerungslänge kann der Kopfbolzen durch die Ausbildung eines Betonausbruchkegels mit einer geringeren Traglast versagen (vgl. Jenisch [34]). Nach Jenisch [34] bzw. den dort zitierten Arbeiten [60, 61, 62, 46] ist eine Verankerungslänge von $4d$ ausreichend.

Die Bestimmung des notwendigen Abminderungsfaktors ergibt sich in Abhängigkeit der Spannrich-

tung der Profilbleche nach Gleichung 3.4 (Rippen parallel zur Trägerachse) bzw. nach Gleichung 3.5 (Rippen senkrecht zur Trägerachse). Bei der Bestimmung des Abminderungsfaktors k_{\parallel} für Rippen parallel zur Trägerachse (siehe Gleichung 3.4) ist zu beachten, dass die in Rechnung zustellende Gesamtlänge des Kopfbolzendübels h_{sc} die Höhe des Profilblechs nur um 75mm überschreiten darf, während die Breite b_0 nach DIN 18800-5 [13], Bild 14 bzw. Bild 29 bestimmt wird. Der maximale Wert des Reduktionsfaktors k_{\parallel} ist durch eine obere Grenze auf den Wert 1,0 beschränkt. Des Weiteren sind für Profilblechhöhen $h_p \geq 60mm$ und bei über dem Träger gestoßenen Profilblechen zusätzliche Bewehrung nach DIN 18800-5 [13], Element (938), sowie die Regelungen der DIN 18800-5 [13], Element (946) zur Ausbildung einer Voute zu berücksichtigen.

$$k_{\parallel} = 0,6 \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1,0 \quad (3.4)$$

Mit:

- b_0 Sickenbreite nach DIN 18800-5 [13], Bild 14 bzw. Bild 29
- h_p Profilblechhöhe
- h_{sc} Gesamthöhe des Kopfbolzendübels $\leq h_p + 75mm$

Bei Profilblechen mit Rippen senkrecht zur Trägerachse ergibt sich der Abminderungsfaktor k_{\perp} nach Gleichung 3.5. Der so bestimmte Abminderungsfaktor k_{\perp} ist durch einen variablen oberen Grenzwert $k_{t,max}$ limitiert (vgl. Tabelle 3.1). Es wird nach der Dicke des Profilblechs, sowie nach durchgeschweißten Kopfbolzendübeln bzw. nicht durchgeschweißten bei Verwendung von vorgelochten Profilen unterschieden.

$$k_{\perp} = \frac{0,7}{\sqrt{n_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq k_{t,max} \quad (3.5)$$

Mit:

- n_r Anzahl Kopfbolzendübel je Rippe (jedoch maximal $n_r = 2$ anrechenbar)
- h_p Profilblechhöhe ($\leq 85mm$)
- h_{sc} Gesamthöhe des Kopfbolzendübels
- h_p Profilblechhöhe
- b_0 Rippenbreite nach DIN 18800-5 [13], Bild 15 mit $b_0 \geq h_p$
- $k_{t,max}$ Abminderungsfaktor nach Tabelle 3.1

Tab. 3.1: Grenzwert $k_{t,max}$ nach DIN 18800-5 [13]

Anzahl der Dübel je Rippe	Blechdicke t [mm] des Profilblechs	Dübel durchgeschweißt $d < 20mm$	Profilbleche vorgelocht Dübeldurchmesser $19mm \leq d \leq 22mm$
1	$\leq 1,0$	0,85	0,75
	$> 1,0$	1,00	0,75
2	$\leq 1,0$	0,70	0,60
	$> 1,0$	0,80	0,60

Die Anwendung von Gleichung 3.5 ist nach DIN 18800-5 [13] nur bei Verwendung von Profilen mit einer maximalen Rippenhöhe h_p kleiner 85mm und mit einer Rippenbreite b_0 nicht kleiner als die Rippenhöhe h_p zulässig. Des Weiteren sind, wie in Tabelle 3.1 sichtbar, der zulässige Dübeldurchmesser d beschränkt. Außerdem muss nach DIN 18800-5 [13], Element (947) die Einbindetiefe des Kopfbolzens in den Aufbeton mindestens $2 \cdot d_{sc}$ betragen. Hierbei ist d_{sc} der Schaftdurchmesser des Kopfbolzens. Des Weiteren fordert DIN 18800-5 [13] eine Rippenmindestbreite b_0 von 50mm und

einen lichten Mindestabstand der unteren Bewehrungslage zur Unterkante Kopf des Kopfbolzendübels von 30mm. Zur Sicherstellung ausreichender Duktilität der Kopfbolzenverbindung fordert DIN 18800-5 [13], Element (926), dass

- der Betongurt des Trägers aus einer Profilverbunddecke mit senkrecht zum Träger verlaufenden Profilblechen besteht und die Profilbleche über den Träger durchlaufen,
- der Baustahlquerschnitt aus einem gewalzten oder geschweißten doppelsymmetrischen Querschnitt besteht,
- die Höhe der Dübel nach dem Aufschweißen nicht kleiner als 76mm ist und der Nennwert des Schaftdurchmessers 19mm beträgt,
- innerhalb der Rippe nur ein Kopfbolzen vorhanden ist, der entweder zentrisch in jeder Rippe oder über die gesamte Trägerlänge alternierend je Rippe links und rechts angeordnet wird,
- die Profilblechgeometrie die Bedingungen $b_0/h_p \geq 2$ und $h_p \leq 60\text{mm}$ und
- die Gurtnormalkraft nach DIN 18800-5 [13], Gleichung 17 ermittelt wird.

3.3 Eurocode 4 Teil 1-1

Die Regelungen zur Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit bei Vollbetonplatten in EN 1994-1-1 [18] unterscheiden sich im Vergleich zu DIN 18800-5 [13] durch den unterschiedlichen Vorfaktor bei der Bestimmung der Betontragfähigkeit (vgl. Gleichung 3.3 und 3.6). Die Reduktion des Vorfaktors in DIN 18800-5 [13] erfolgte auf Grund neu ausgewerteter Versuche in Hanswille [27]. So konnte gezeigt werden, dass infolge auftretender Relaxation die Bestimmung des Betonsversagens ohne das geforderte Sicherheitsniveau erfolgte.

$$P_{Rd,2} = \frac{0,29 \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} \quad (3.6)$$

Mit:

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

$$= 1 \quad \text{für } \frac{h_{sc}}{d} \geq 4$$

d der Nenndurchmesser des Dübelschaftes mit $16\text{mm} \leq d \leq 25\text{mm}$
 f_{ck} charakteristische Betondruckfestigkeit (Zylinderdruckfestigkeit)
 h_{sc} Gesamthöhe des Kopfbolzendübels
 E_{cm} Sekanten-Elastizitätsmodul nach DIN EN 1992-1-1 [15]

Des Weiteren erlaubt EN 1994-1-1 [18] den Ansatz von $500\text{N}/\text{mm}^2$ als spezifische Zugfestigkeit f_u des Bolzenmaterials. Demgegenüber steht eine maximale ansetzbare Zugfestigkeit in DIN 18800-5 [13] von $450\text{N}/\text{mm}^2$. Hieraus resultiert eine etwa 10% höhere Tragfähigkeit beim Nachweis gegen Stahlversagen. Außerdem unterscheiden sich die mittleren Sekanten-Elastizitätsmodule, die zur Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit bei Betonversagen notwendig sind. Nach DIN 1045-1 [12] kann das Tangentenmodul E_{c0m} nach Gl. 3.8 bestimmt werden. Der zur Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit notwendige Sekantenmodul kann anschließend mit einem Umrechnungsfaktor α_i

(siehe Gl. 3.9) ermittelt werden. DIN EN 1992-1-1 [15] bestimmt den Sekantenmodul E_{cm} über Gl. 3.7, was zu deutlichen Tragfähigkeitsunterschieden im Hinblick auf Betonversagen zwischen den beiden Normen DIN 18800-5 [13] und EN 1994-1-1 [18] von 21%-27% führt. Dieser Unterschied verringert sich jedoch bei höherwertigen Betonen, da die Tragfähigkeit des Kopfbolzens infolge Stahlversagen maßgebend wird.

DIN EN 1992-1-1 [15]:

$$E_{cm} = 22 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3} \quad [GPa] \quad (3.7)$$

DIN 1045-1 [12]:

$$E_{c0m} = 9500 \cdot (f_{ck} + 8)^{1/3} \quad [N/mm^2] \quad (3.8)$$

Umrechnungsfaktor α_i :

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot (f_{cm}/88) \leq 1,0 \quad (3.9)$$

Da sich die Bestimmung der Abminderungsfaktoren k_{\parallel} (Trapezblech parallel zum Träger) und k_{\perp} (Trapezblech senkrecht zum Träger) nicht im Vergleich zu DIN 18800-5 [13] unterscheidet (siehe Gleichungen 3.4 und 3.5), ergibt sich somit eine um 11 bis 27 Prozent höhere rechnerische Tragfähigkeit eines Kopfbolzens in Trapezblechen bei Verwendung von EN 1994-1-1 [18].

3.4 Hintergrundbericht zu Eurocode 4 Teil 1-1

Ausgehend von den Gleichungen Gl. 3.10 und Gl. 3.11 nach Roik u. a. [55], die die Tragfähigkeiten von Kopfbolzendübeln in einer Vollbetonplatte beschreiben, konnte infolge einer statistischen Auswertung (vgl. Roik u. a. [55]) die mittleren Tragfähigkeiten bestimmt werden.

Betonversagen:

$$P_{t,1} = 0,36 \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot E_{cm}} \quad (3.10)$$

Stahlversagen:

$$P_{t,2} = 0,85 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2/4 \quad (3.11)$$

Mit:

d	Durchmesser des Dübelschaftes
f_u	Zugfestigkeit des Kopfbolzensmaterials
f_{cm}	Betondruckfestigkeit
E_{cm}	E-Modul des Betons

Der Mittelwertkorrekturfaktor b , vgl. DIN EN 1990 [14], Abschnitt D, ergibt sich in Roik u. a. [55] zu 1,038 bei Betonversagen und 1,179 bei Stahlversagen. Hieraus ergeben sich die mittleren Kopfbolzendübeltragfähigkeiten nach Roik u. a. [55] zu:

Betonversagen:

$$P_{t,1} = 0,374 \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot E_{cm}} \quad (3.12)$$

Stahlversagen:

$$P_{t,2} = 1,00 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2/4 \quad (3.13)$$

Mit:

d	Durchmesser des Dübelschaftes
f_u	Zugfestigkeit des Kopfbolzensmaterials
f_{cm}	Betondruckfestigkeit
E_{cm}	E-Modul des Betons

Untersuchungen von Ernst u. a. [19] schlagen für die Vorfaktoren nach Gl. 3.12 (Betonversagen) 0,37 und für Gl. 3.13 (Stahlversagen) 0,94 vor. Während der Vorfaktor für Beton somit bestätigt wurde, weicht der Vorfaktor für Stahl- bzw. Dübelversagen leicht von dem nach Roik u. a. [55] ab. Da eine erneut durchgeführte Auswertung von Hanswille und Porsch [28] die Gl. 3.12 und Gl. 3.13 bestätigt, werden zur Bestimmung der mittleren Tragfähigkeit $P_t = \min(P_{t,1}; P_{t,2})$ die Gleichungen 3.12 und 3.13 ohne Änderung verwendet.

3.5 Zusammenfassung und Vergleich

Die Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit in einer Vollbetonplatte kann für die Normen DIN 18800-5 [13] bzw. EN 1994-1-1 [18] sowie für ANSI/ AISC 360-05 [2], AS 2327.1 [3] auf die Grundgleichungen 3.14 (Stahlversagen) und 3.15 (Betonversagen) zurückgeführt werden.

Stahlversagen:

$$P_u = c_u \cdot f_u \cdot A_{sc} \quad (3.14)$$

Betonversagen:

$$P_c = c_c \cdot \sqrt{f_c \cdot E_c} \cdot A_{sc} \quad (3.15)$$

Mit:

c_c, c_u	Vorfaktoren in Abhängigkeit des vorhandenen Sicherheitskonzepts und geforderten Sicherheitsniveaus (vgl. Tabelle 3.2)
A_{sc}	Querschnittsfläche des Kopfbolzenschaftes = $\pi \cdot d_{sc}^2/4$
d_{sc}	Kopfbolzenschaftdurchmesser
f_u	Zugfestigkeit des Kopfbolzensmaterials
E_c	E-Modul Beton
f_c	Betondruckfestigkeit

Dieser Ansatz (vgl. Gleichung 3.14 und Gleichung 3.15) beruht unter anderem auf der Arbeit von Ollgaard u. a. [50], in der dieses methodische Vorgehen vorgestellt worden ist. In Tabelle 3.2 sind die,

Tab. 3.2: Vorfaktoren in Abhängigkeit verschiedener Regelwerke

	DIN 18800-5 [13]	Roik u. a. [55]	ANSI/ AISC 360-05 [2]	AS 2327.1 [3]
c_u	0,80	1,00	1,00	0,80
c_c	0,32 ¹	0,48	0,50	0,40

¹ 0,37 in EN 1994-1-1 [18]

in Abhängigkeit der jeweiligen Norm, verwendeten Vorfaktoren c_c und c_u zusammengefasst. Infolge unterschiedlicher Sicherheitskonzepte unterscheiden sich hierbei die Vorfaktoren zum Teil deutlich. So bestimmt die Norm ANSI/ AISC 360-05 [2] die Tragfähigkeit eines Kopfbolzens in einer Vollbetonplatte auf Mittelwertniveau, was zur Folge hat, dass die Vorfaktoren in einer Größenordnung wie die Faktoren des Hintergrundberichts zum Eurocode 4 (vgl. Roik u. a. [55]) liegen. Während die übrigen Normen auf Fraktilwertniveau liegen. Wie in den Abschnitten 3.2 und 3.3 gezeigt, können sich die so bestimmten Kopfbolzentragfähigkeiten infolge unterschiedlicher ansetzbarer bzw. zulässiger Materialkennwerte deutlich unterscheiden.

Im Gegensatz hierzu sind die in BS 5950-3.1 [9] in Tabellenform Form gegebene Tragfähigkeiten auf Grundlage der Gl. 3.16 nach Oehlers und Johnson [49] bestimmt worden (vgl. hierzu auch Ernst [20]).

$$f_{vs} = 4,1 \cdot \left(\frac{f_{cu}}{f_{uc}}\right)^{0,35} \cdot \left(\frac{E_c}{E_{sc}}\right)^{0,40} \cdot A_{sc} \cdot f_{uc} \quad (3.16)$$

Mit:

f_{cu}	charakteristische Würfeldruckfestigkeit
E_{sc}	E-Modul des Kopfbolzenmaterials
E_c	E-Modul des Betons
f_{uc}	Zugfestigkeit des Kopfbolzenmaterials
A_{sc}	Querschnittsfläche des Kopfbolzenschaftes = $\pi \cdot d_{sc}^2/4$
d_{sc}	Kopfbolzenschaftdurchmesser

Dies hat, wie in Bild 3.1 dargestellt, auf die ansetzbare Dübeltragfähigkeit nur geringen Einfluss. Jedoch ist zu berücksichtigen, dass nach Gleichung 3.16 (siehe Oehlers und Johnson [49]) keine obere Grenze der Dübeltragfähigkeit infolge Stahlversagen des Dübels vorhanden ist.

Wie bereits in den vorhergehenden Abschnitten erläutert, wird die reduzierte Tragfähigkeit von Kopfbolzen bei Verwendung von Profilblechen, die senkrecht zum Verbundträger spannen durch Bestimmung eines Abminderungsfaktors k_{\perp} (vgl. Gleichung 3.17) berücksichtigt. Dieser von Grant u. a. [26] vorgeschlagenen Ansatz findet sich heute in vielen gängigen Normen, siehe zum Beispiel DIN 18800-5 [13], EN 1994-1-1 [18] und BS 5950-3.1 [9].

$$k_{\perp} = \frac{0,85}{\sqrt{n_x}} \cdot \frac{b_{cr}}{h_r} \cdot \frac{h_c - h_r}{h_r} \leq 1,0 \quad (3.17)$$

Mit:

n_x	Anzahl der Kopfbolzen je Rippe
h_r	Rippenhöhe
h_c	Gesamthöhe Beton
b_{cr}	Mittlere Breite Profilblechrippe

Im Gegensatz hierzu kennt die australische Norm AS 2327.1 [3] keinen Abminderungsfaktor auf die

Kopfbolzentragfähigkeit je mm^2 Dübelquerschnittsfläche

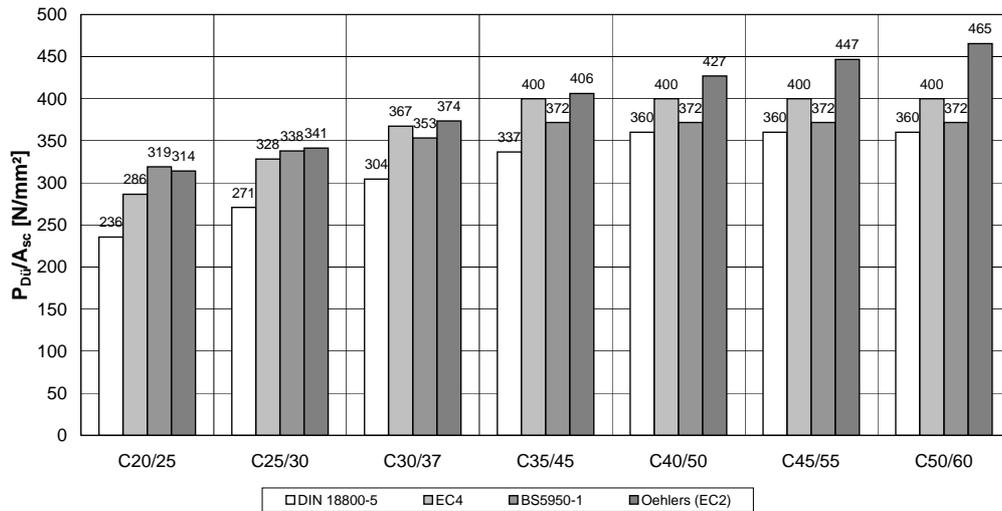


Bild 3.1: Vergleich der ansetzbaren Dübeltragfähigkeit je mm^2 Dübelfläche A_{sc} in Abhängigkeit der verwendeten Normen (Hinweis: Werte nach BS 5950-3.1 [9] gemittelt)

Tragfähigkeit eines Kopfbolzensdübels in einer Vollbetonplatte um Trapezbleche zu berücksichtigen. Infolge scharfer konstruktiver Bedingungen bei der Verwendung von Profilblechen scheint die Abminderung der Kopfbolzentragfähigkeit nicht notwendig zu sein. Einen etwas anderen Ansatz verfolgt ANSI/ AISC 360-05 [2], hier werden durch konstante Abminderungsfaktoren die reduzierte Tragfähigkeit von Kopfbolzen bei Verwendung von Profilblechen berücksichtigt. Vergleicht man die gegebenen Abminderungsfaktoren in ANSI/ AISC 360-05 [2], liegen diese in etwa im Bereich der Grenzwerte $k_{t,max}$ nach DIN 18800-5 [13] (siehe Tabelle 3.1) bzw. EN 1994-1-1 [18].

3.6 Diskussion der Regelungen in EN 1994-1-1 [18] bzw. DIN 18800-5 [13]

In DIN 18800-5 [13] bzw. EN 1994-1-1 [18] wird der Einfluss von Trapezprofilblechen auf die Kopfbolzentragfähigkeit durch Bestimmung eines Abminderungsfaktors angewandt auf die Tragfähigkeit eines Kopfbolzens in einer Vollbetonplatte berücksichtigt (vgl. Abschnitt 3.2 bzw. 3.3). Diese Gleichungen (siehe Gleichung 3.4 bzw. 3.5) berücksichtigen einerseits die Einbindetiefe des Kopfbolzens durch den Quotienten Kopfbolzenhöhe h_{sc} durch Profilblechhöhe h_p (h_{sc}/h_p), andererseits die Sickengeometrie durch das Verhältnis mittlere Sickenbreite b_0 zur Sickenhöhe h_p (b_0/h_p). Im Fall von senkrecht zum Träger spannenden Profilblechen ist der so bestimmte Abminderungsfaktor k durch einen oberen variablen Grenzwert $k_{t,max}$ beschränkt (vgl. Tabelle 3.1). Dieser obere Grenzwert ist abhängig von der Profilblechdicke t , der Kopfbolzenanzahl n_r ($n_{max} = 2$) und ob der Kopfbolzen durchgeschweißt wird oder vorgelochte Profilbleche verwendet werden. Der Einfluss der Position des Kopfbolzens in der Sicke wird jedoch, obwohl dieser Parameter als einer der Haupteinflussgrößen bestimmt wurde (vgl. z.B. Kuhlmann und Konrad [40] bzw. Kapitel 4), vernachlässigt.

Bild 3.2 und Bild 3.3 zeigen den Verlauf von Gleichung 3.5 (senkrecht spannende Trapezbleche) unter Berücksichtigung des oberen Grenzwerts $k_{t,max}$ in Abhängigkeit der verschiedenen Einflussgrößen. Für den Fall 1 Kopfbolzen je Sicke ($n_r = 1$) zeigt sich, dass ab einem Verhältnis von

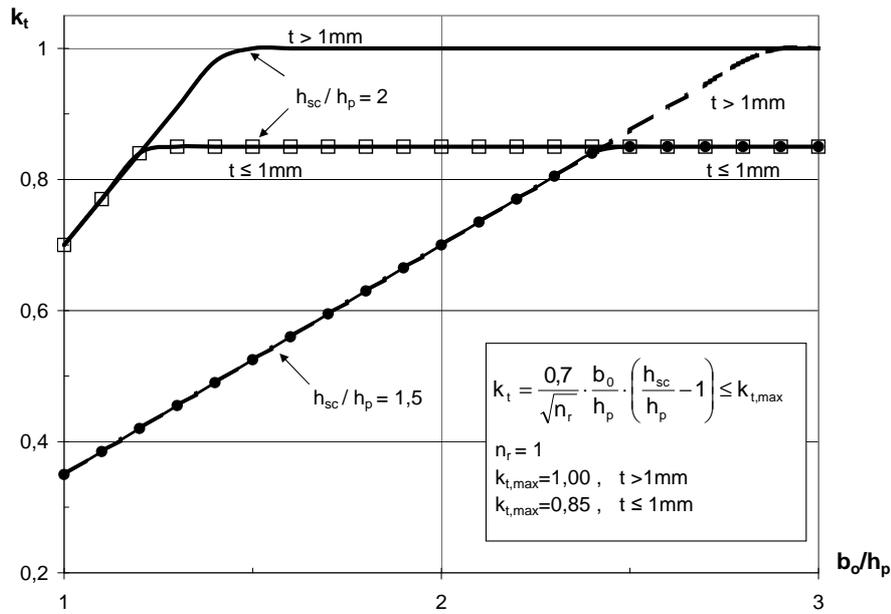


Bild 3.2: Grafische Darstellung des Abminderungsfaktors k_{\perp} nach Gl. 3.5 für einen Kopfbolzen in der Sicke ($n_r = 1$)

$h_{sc}/h_p = 2$ unabhängig von der Profilblechdicke t der obere Grenzwert ab einem b_0/h_p Verhältnis von ca. 1,4 maßgebend wird (siehe Bild 3.2). Während Gleichung 3.5 für den Fall $h_{sc}/h_p = 1,5$ infolge der geringeren Einbindetiefe des Kopfbolzen bis zu einem b_0/h_p Verhältnis von ca. 2,4 ($t \leq 1\text{mm}$) bzw. 2,8 ($t < 1\text{mm}$) bestimmend bleibt (siehe Bild 3.2).

Ein ähnliches Bild zeigt sich für 2 Kopfbolzen je Sicke (siehe Bild 3.3). Auf Grund der geringen oberen Grenzwerte $k_{t,max}$ (siehe Tabelle 3.1) mit leicht unterschiedlichen b_0/h_p Verhältnissen.

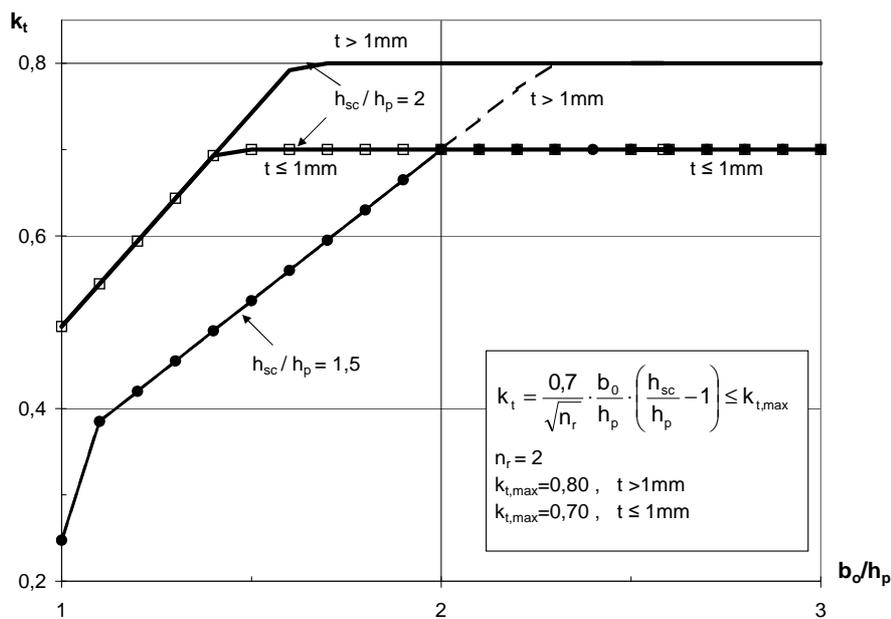


Bild 3.3: Grafische Darstellung des Abminderungsfaktors k_{\perp} nach Gl. 3.5 für zwei Kopfbolzen in der Sicke ($n_r = 2$)

Der Vergleich marktüblicher Profilblechgeometrien (siehe IFBS [32]) zeigt, dass das Verhältnis der anrechenbaren Sickenbreite b_0 zu Profilblechhöhe h_p für Profilbleche im Anwendungsbereich der DIN 18800-5 [13] zwischen 1,09 und 7,93 liegt. Da niedrige b_0/h_p -Verhältnisse jedoch hauptsächlich bei geringen Profilblechhöhen vorliegen, bedeutet dies, dass im Fall von $h_{sc}/h_p = 1,5$ eine zu geringe Einbindetiefe vorliegt und dieser Fall nicht mehr durch die Norm gedeckt wird. Gleichzeitig führt die Verwendung von höheren Profilblechen auf Grund ihrer üblicherweise großen b_0/h_p -Verhältnisse dazu, dass der „negative“ Einfluss der Kopfbolzeinbindetiefe unberücksichtigt bleibt. Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass in der Mehrzahl alle Anwendungsfälle der obere variable Grenzwert $k_{t,max}$ nach Tabelle 3.1 maßgebend ist.

4 Modelle

4.1 Modell nach Ernst

Nach Ernst [20] kann die Tragfähigkeit eines Kopfbolzens f_{vs} unter Berücksichtigung der verschiedenen Versagensmechanismen,

- Rib punch through,
- Rib shearing,
- Stud pull-out und
- Stud shearing

bestimmt werden. Hierbei ist es notwendig, das Verformungsverhalten bzw. die Verformungskapazität der Verbindung vor dem Versagen identifizieren zu können. Je nach maßgebendem Versagensmechanismus kann die Verbindung als duktil bzw. als spröde angenommen werden (vgl. Tabelle 4.1). Wie in dieser Tabelle sichtbar, kann durch zusätzliche konstruktive Maßnahmen, wie z. B. ein Kopfbolzenring („stud enhancement device“, vgl. Bild 4.1) oder eine zusätzliche Sickenbewehrung („waveform element“, vgl. Bild 4.2 und Bild 4.3) ein duktileres Verformungsverhalten erreicht werden.

Tab. 4.1: Kopfbolzenverformungsverhalten in Abhängigkeit der Versagensmechanismen nach Ernst [20]

Failure mode	Stud Capacity	Verformungsverhalten			
		Conventional reinforcement	Stud enhance device	waveform element	Stud enhance device + waveform element
Rib punch-through	$P_{RPT,max}/$ $P_{RPT,min}/$	brittle / ductile	brittle/ ductile	brittle / ductile	brittle / N / A
Rib Shearing	P_{RS}	brittle	brittle	ductile	ductile
Stud Pull-out	P_{SP}	brittle	brittle	ductile	ductile
Stud Shearing	P_{Solid}	ductile	N/A	N/A	N/A

¹ Capacity which can be guaranteed at any given slip up to the required slip capacity

Folgende Vorgehensweise soll nach Ernst [20] zur Bestimmung der maximalen Kopfbolzentragfähigkeit bei Verwendung von Trapezprofilblechen senkrecht zur Trägerlängsrichtung angewendet werden:

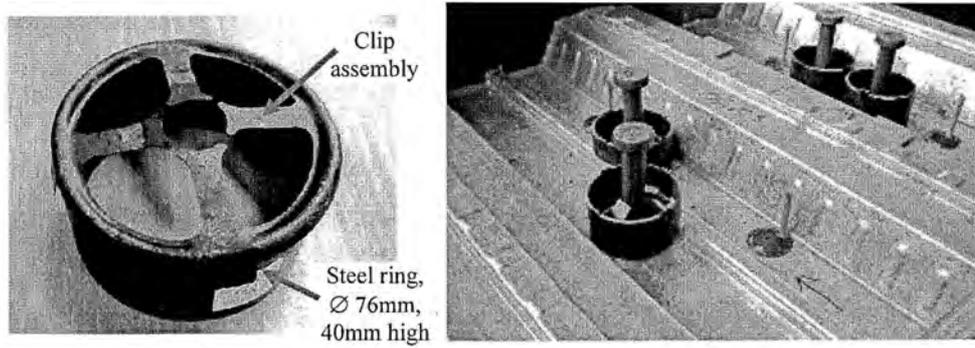


Bild 4.1: Beispiel für einen Kopfbolzenring aus Ernst [20]

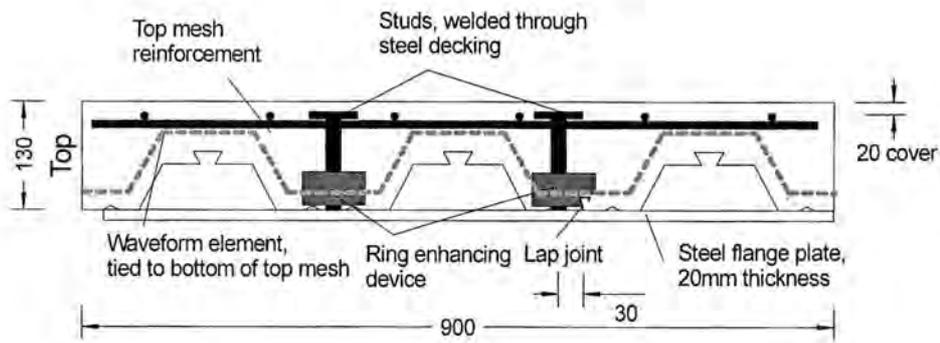


Bild 4.2: Schematische Darstellung eines Versuchskörpers aus Ernst [20] mit zusätzlicher Sickenbewehrung und Kopfbolzenringen

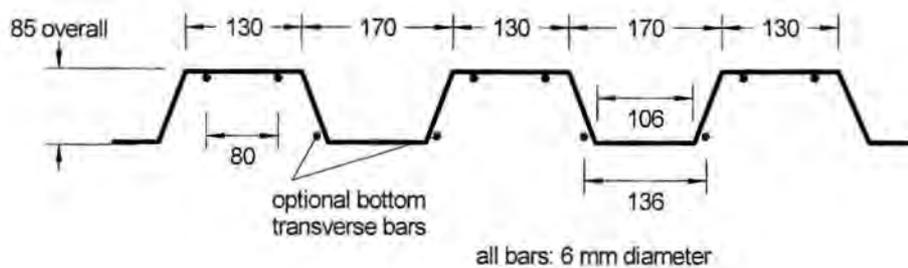
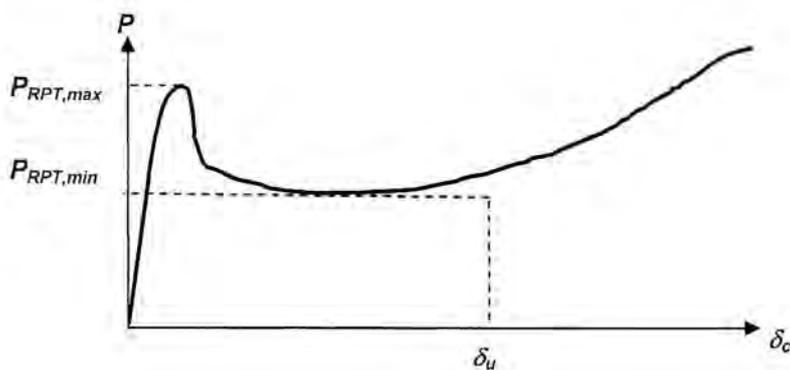


Bild 4.3: Sickenbewehrung (waveform element) für eine Profilblechgeometrie KF70 aus Ernst [20]

Bild 4.4: Definition von $P_{RPT,min}$ und $P_{RPT,max}$ aus Ernst [20]

- Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit in Abhängigkeit der verschiedenen Versagensmodi ($P_{RPT,max}$, P_{RS} , P_{SP} , P_{Solid}) (vgl. Gl. 4.1 -4.7)
- Definition des zu erwartenden Versagensmodus $\min(P_{RPT,max}, P_{RS}, P_{SP}, P_{Solid})$ unter zu Hilfenahme der Tabelle 4.1.
- Im Falle eines duktilen Verformungsverhaltens kann die Tragfähigkeit des Kopfbolzens durch $\min(P_{RPT,max}, P_{RS}, P_{SP}, P_{Solid})$ bestimmt werden.
- Falls der maßgebende Versagensmodus „rib punch-through“ einschließlich sprödem Verhalten ist, kann durch Wahl von $P_{RPT,min}$ statt $P_{RPT,max}$ (vgl. Tabelle 4.1) ein duktiler Verformungsverhalten angesetzt werden (siehe Bild 4.4).
- In allen anderen Fällen (sprödes Verhalten) muss durch zusätzliche Maßnahmen (wie Dübelringe oder Sickenbewehrung) der Verbund ertüchtigt werden.

Die Kopfbolzentragfähigkeit in Abhängigkeit des jeweiligen Versagensmodus ergibt sich somit wie nachfolgend beschrieben.

Stud shearing P_{Solid} :

$$P_{Solid} = 0,47 \cdot \sqrt{f_c \cdot E_c} \cdot A_{sc} \quad (4.1)$$

$$P_{Solid} = 0,94 \cdot f_u \cdot A_{sc} \quad (4.2)$$

Mit:

f_c	Betondruckfestigkeit
E_c	E-Modul Beton
f_u	Zugfestigkeit des Kopfbolzens
A_{sc}	Querschnittsfläche des Kopfbolzenschaftes

Rib punch through $P_{RPT,max}$, $P_{RPT,min}$: Die maximale Tragfähigkeit $P_{RPT,max}$ eines Kopfbolzens im Falle „rib punch through“ Versagens ergibt sich nach Gleichung 4.3 und besteht einerseits aus dem Traglastanteil der „reinen“ Betonplatte P_{wed} und einem zusätzlichen Traglastanteil P_{sh} des

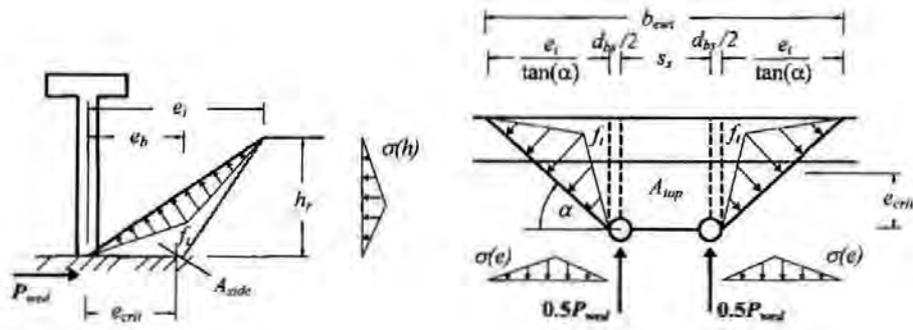


Bild 4.5: Angenommene Bruchflächen nach Ernst [20] bei Erreichen von P_{wed}

Trapezblechs (vgl. Bild 4.7).

$$P_{RPT,max} = \frac{1}{n_x} \left[\frac{(h_{ec} + 1,5e_t)}{h_r} \cdot P_{wed} + P_{sh}(\delta_c = 2mm) \right] \quad (4.3)$$

$$P_{RPT,min} = \frac{1}{n_x} \left[\left(\frac{(h_{ec} + 1,5e_t)}{h_r} - 1 \right) \cdot P_{wed} + P_{sh}(\delta_c = 3mm) \right] \quad (4.4)$$

Mit:

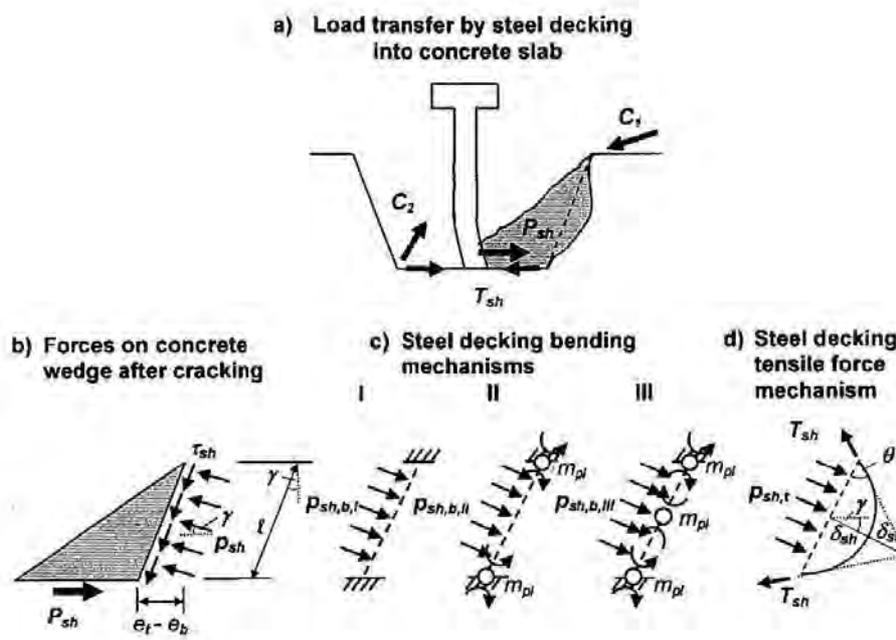
- n_x Anzahl der Kopfbolzen je Ausbruchkegel
- h_{ec} effektive (ansetzbare) Kopfbolzenhöhe nach Oehlers [48] ($\approx 1,8 \cdot d_{bs}$)
- d_{bs} Schaftdurchmesser des Kopfbolzens
- h_r Profilblechhöhe
- e_t mittlere Abstand des Kopfbolzens zum Trapezprofilblechsteg
- P_{wed} Maximal aufnehmbare Kraft bis zum Versagen (Herausbrechen) des Betons zwischen Kopfbolzen und Trapezprofilblech
- P_{sh} Traglastanteil des Trapezblechs

Hierbei ist n_x die Anzahl der Kopfbolzendübel je möglichen Ausbruchkegel, der infolge der Kraft P_{wed} nach Bild 4.5, entsteht. Sie ergibt sich durch Multiplikation der Bruchflächen mit der dazu gehörigen Zugspannungsverteilung, vgl. Ernst [20], Abschnitt 6.3. Des Weiteren sind h_r die Rippenhöhe, e_t der mittlere Abstand des Kopfbolzens zum Trapezprofilblechsteg und h_{ec} die effektive Kopfbolzenhöhe nach Oehlers und Johnson [49]. Nach Entstehung des Ausbruchkegels in der Rippe kann eine Mindesttragfähigkeit $P_{RPT,min}$ nach Gleichung Gl. 4.4 angenommen werden (vgl. Bild 4.4).

Die Bestimmung von P_{wed} und P_{sh} erfolgt nach den Gl. 4.5 und Gl. 4.6 (vgl. Ernst [20]). Hierbei sind für P_{sh} die unterschiedlichen Tragmechanismen nach Bild 4.6 zu unterscheiden.

$$P_{wed} = \frac{1}{2} f_t h_r [s_x + d_{bs} + 0,9b_{0,side}] \quad \text{mit } b_{0,side} = \frac{e_t + e_b}{\tan(\alpha)} = \frac{2e}{(\alpha)} \quad (4.5)$$

$$P_{sh}(\delta_c) = p_{sh,b}(\delta_c) \cdot l + p_{sh,t}(\delta_c) \cdot l \quad (4.6)$$

Bild 4.6: Tragmechanismen Profillechstegelement in Abhängigkeit der Durchbiegung δ_{sh} nach Ernst [20]

Mit:

- f_t Betonzugfestigkeit
- h_r Rippenhöhe
- s_x Abstand der Kopfbolzen nach Bild 4.7
- d_{bs} Kopfbolzendübeldurchmesser
- e_t Maximaler Abstand Kopfbolzendübel zu Trapezprofilblechstegelement nach Bild 4.7
- e_b Minimaler Abstand Kopfbolzendübel zu Trapezprofilblechstegelement nach Bild 4.7
- $p_{sh,b}(\delta_c) \cdot l$ Traganteil des Profillechs infolge Biegebeanspruchung
- $p_{sh,t}(\delta_c) \cdot l$ Traganteil des Profillechs infolge Membranwirkung
- l Steglänge des Trapezprofilblechs nach Bild 4.7
- δ_c Kopfbolzenverformung

Rib shearing und Stud pull-out P_{RS} , P_{SP} : Beide Versagensmechanismen entstehen infolge einer horizontalen Rissbildung in Höhe der Oberkante des Profillechs. In Abhängigkeit der Sickenbreite b_{cf} im Vergleich zu der Breite b_{cone} kann es zu einem Abscheren der Rippe („rib shearing“) oder zu einem Herausziehen des Kopfbolzen aus dem Beton („stud pull-out“) kommen. Hieraus leitet Ernst [20] eine gemeinsame Nachweisgleichung Gl. 4.7 zur Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit in Abhängigkeit der Versagensmodi her.

$$P_{RS/SP} = \frac{1}{6} \frac{k_{ec} b_{eff} (b_{rt})^2}{n_x h_r} k_{\sigma} f_t \quad (4.7)$$

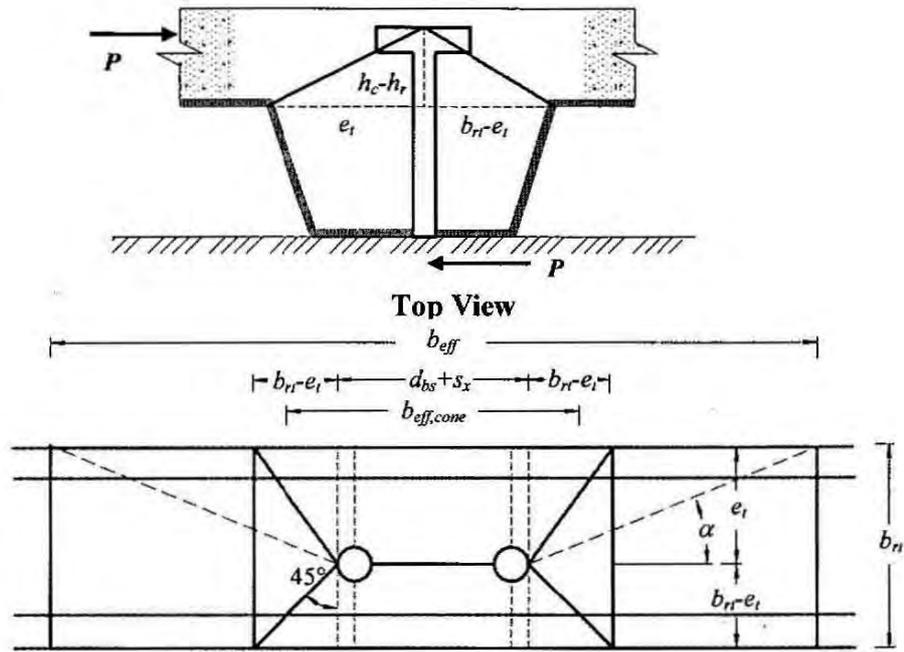


Bild 4.7: Bruchflächen infolge Rib shearing bzw. stud pull-out nach Ernst [20]

Mit:

- k_{ec} Korrekturfaktor zur Berücksichtigung der Kopfbolzeinbindetiefe
- b_{eff} Effektive Breite der Bruchfläche in Abhängigkeit des Versagensmechanismus
- b_{rt} Rippenbreite an der Oberkante des Profilblechs
- f_t Betonzugfestigkeit
- h_r Rippenhöhe
- n_x Anzahl der Kopfbolzen je möglichen Ausbruchkegels
- d_{bs} Kopfbolzendübeldurchmesser
- k_{σ} Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung einer nichtlinearen Spannungsverteilung entlang der Bruchfläche bei Ernst [20]

Die ansetzbare effektive Rippenbreite b_{eff} ergibt sich nach Gl. 4.8 in Abhängigkeit der verschiedenen Versagensmodi zu:

$$\left. \begin{aligned} b_{eff,SP} &= b_{ewt} \\ b_{eff,RS} &= 0,9 \min(b_{ewt}; b_{cf}) \end{aligned} \right\} \text{ mit } \begin{cases} b_{cone} \geq b_{cf} \\ b_{cone} < b_{cf} \end{cases} \quad (4.8)$$

Der Korrekturfaktor k_{ec} zur Berücksichtigung der Kopfbolzendübeleinbindetiefe wird über das Verhältnis der Bruchfläche A_{cone} zu der horizontal projizierten Bruchfläche $A_{straight}$ bestimmt. Zur Bestimmung der beiden Bruchflächen sei auf Ernst [20] verwiesen.

$$k_{ec} = \frac{A_{cone}}{A_{straight}} \quad (4.9)$$

Ausgehend von den hier dargestellten Gleichungen zur Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit schlägt Ernst [20] als vereinfachende Methode zur Berücksichtigung von Trapezprofilblechen senkrecht zum Träger einen Abminderungsfaktor $k_{t,m}$ auf die Kopfbolzentragfähigkeit P_{solid} in einer

Vollbetonplatte vor (vgl. Gl. 4.10). Der Abminderungsfaktor kann in Abhängigkeit der jeweiligen Profilblechgeometrie nach Tabelle 4.2 bestimmt werden.

$$P_{simp,m} = k_{t,m} \cdot P_{solid} \quad (4.10)$$

Tab. 4.2: Reduktionsfaktor $k_{t,m}$ zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Kopfbolzen bei Verwendung von senkrecht zum Träger spannenden Profilblechen nach Ernst [20]

Geometry	Number of studs n_x	Concrete compressive strength f_c							
		<32MPa				≤32MPa			
		CR ¹	ED ²	WR ³	ED ² + WR ³	CR ¹	ED ²	WR ³	ED ² + WR ³
W-Dek	1	N/A	N/A	0,85	1,00	0,74 ⁴	0,90	0,90	1,00
KF70	1	N/A	N/A	0,80	1,00	0,65 ⁵	N/A	0,90	1,00
W-Dek	2	N/A	N/A	0,55	0,65	N/A	N/A	0,60	0,70
KF70	2	N/A	N/A	0,50	0,60	N/A	N/A	0,55	0,65
¹ :CR conventionally reinforced specimens									
² :ED stud enhancing device									
³ :WR waveform reinforcement element									
⁴ :only applicable for sheeting thickness of $t \leq 0,75\text{mm}$, otherwise N/A									
⁵ :only applicable for central positioned studs with a height of $h_c = 150\text{mm}$, otherwise N/A									

In wieweit das Verfahren nach Ernst [20] auf andere Profilgeometrien als auf die beiden untersuchten KF70 und W-Dek Profile anwendbar ist, muss sich zeigen. Hier wäre sicherlich eine Parameterstudie im Anwendungsbereich der EN 1994-1-1 [18] bzw. DIN 18800-5 [13] sinnvoll. Zusammenfassend kann festgestellt, dass die Anwendbarkeit des gesamten Verfahrens vor allem auf der Verwendung von zusätzlichen Hilfsmitteln zur Sicherstellung eines duktilen Verhaltens beruht. Außerdem zeigt vor allem das vorgeschlagene vereinfachte Verfahren deutliche Anwendungsbeschränkungen.

4.2 Modell nach Jenisch

Aufbauend auf den Arbeiten von Bode und Künzel stellt Jenisch [34] ein Modell zur Bestimmung der Tragfähigkeit anhand von zwei Fachwerkmodellen (vgl. Bild 4.8 und Bild 4.9) vor. Jenisch [34] unterscheidet zwischen einer direkten Lasteinleitung, dem Traganteil der über den Kopfbolzen eingeleitet wird, und einer indirekten Lasteinleitung, dem Traganteil der über das Trapezblech eingeleitet wird. Die Gesamtkraft V_u ergibt sich somit nach Gl. 4.11 durch Addition der beiden Traganteile.

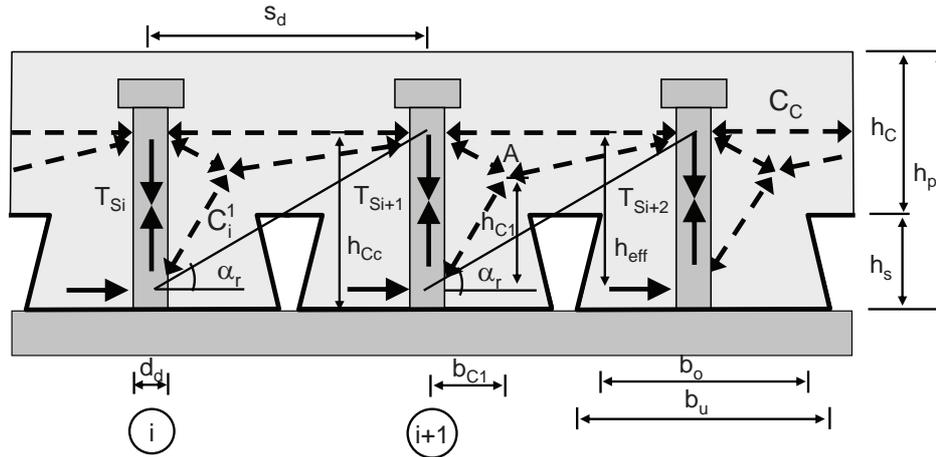


Bild 4.8: Fachwerkmodell für die „direkte“ Lasteinleitung nach Jenisch [34]

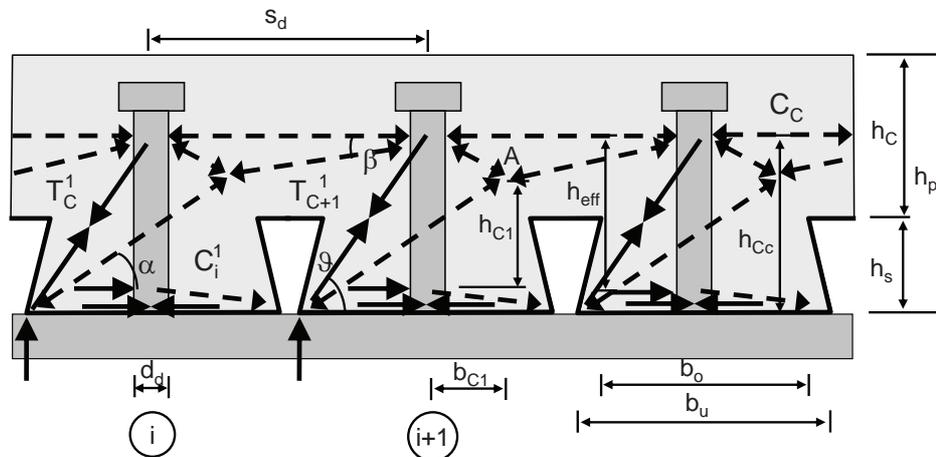


Bild 4.9: Fachwerkmodell für die „indirekte“ Lasteinleitung nach Jenisch [34]

$$V_u = V_{u,c} + V_{u,sh} \tag{4.11}$$

Mit:

$V_{u,c}$ Schubkraftanteil infolge direkte Lasteinleitung, der durch die Tragfähigkeit der Betondruckstrebe vor dem Kopfbolzen beschränkt wird

$V_{u,sh}$ Schubkraftanteil infolge indirekte Lasteinleitung, der über das Profilblech übertragen wird

Die Größe des direkten Lastanteils $V_{u,c}$ ist beschränkt durch die Tragfähigkeit der Betondruckstrebe vor dem Kopfbolzen (vgl. Gl. 4.12). Der indirekte Lastenteil $V_{u,sh}$ erreicht seine Tragfähigkeit infolge Erreichen der Fließspannung des Trapezbleches nach Gl. 4.13. Hierbei liegt die Modellannahme zu Grunde, dass sich die flache Druckstrebe vor dem Kopfbolzen mit dem Profilblech kurzschließt und über Zugkräfte im Profilblech auf die lastabgewandte Seite des Kopfbolzens geführt wird. Über eine Druckstrebe wird sie von dort in den Aufbeton eingeleitet. Die infolge der Einleitung der Dübelkräfte über eine Druckstrebe entstehenden Zugkräfte müssen durch den Rippenbeton und über Biegung des Profilbleches aufgenommen werden. Nach Jenisch [34] ist hierbei zwischen offenen Profilen (Biegung des Trapezbleches) und hinterschnittenen Profilen (Zugkraft im Beton) zu unterscheiden.

Direkte Lasteinleitung:

$$V_{u,c} = A_{c,ci} \cdot v \cdot f_{c,cube} \cdot \cos\alpha \quad (4.12)$$

Mit:

$A_{c,ci}$	Querschnittsfläche Betondruckstrebe
$f_{c,cube}$	Würfeldruckfestigkeit Beton
α	Betondruckstrebenwinkel
v	Beiwert zur Berücksichtigung einer gezogenen (=0,6) bzw. gedrückten (=0,8) Betonplatte

Indirekte Lasteinleitung:

$$V_{u,sh} = b_{m,sh,t} \cdot t_{sh} \cdot f_{y,sh} \quad (4.13)$$

Mit:

$b_{m,sh,t}$	mitwirkende Breite des Trapezprofilblechs
t_{sh}	Blechdicke
$f_{y,sh}$	Streckgrenze

Zur Bestimmung der mitwirkenden Breite des Trapezprofilblechs bzw. der Betondruckstrebenquerschnittsfläche sei auf die Arbeit von Jenisch [34] verwiesen. Ebenso soll hier nicht auf die Bestimmung der maximal aufnehmbaren Zugkräfte auf der lastabgewandten Seite des Kopfbolzens infolge indirekter Lasteinleitung eingegangen werden. Zusätzlich ist zu überprüfen, ob im Kopfbolzendübel die kombinierter Schubbeanspruchung und Zugbeanspruchung infolge direkter Lasteinleitung nach Gleichung Gl.4.14 möglich ist.

$$\left(\frac{V}{V_{u,s}}\right)^2 + \left(\frac{T}{T_{u,s}}\right)^2 \leq 1 \quad (4.14)$$

Mit:

$T_{u,s}$	Maximale Zugkraft im Bolzenschaft bei alleiniger Zugbeanspruchung
$V_{u,s}$	Maximale Schubbeanspruchung am Bolzenfuss bei alleiniger Schubbeanspruchung

Im Falle hoher und schmaler Rippen wird die Schubkraft nicht durch die Druckstrebe in den Aufbeton eingeleitet, sondern über Biegung des Bolzenschafts. In diesem Fall schlägt Jenisch [34] das Modell von Lungershausen [45], wie es in Abschnitt 4.4 beschrieben ist, vor. Schlussendlich erfolgt der Nachweis der Rückverankerung der Bolzenzugkraft in den Aufbeton durch Gl. 4.15, die auf Untersuchungen von Bode und Künzel (z.B. Bode und Künzel [6], [7]) beruht und von Jenisch [34] verifiziert und bestätigt worden ist.

$$T_{u,c} = 15,64 \cdot \sqrt{f_{c,cube}} \cdot h_{d,e,l}^{0,75} \cdot h_{d,e,q}^{0,75} \quad (4.15)$$

Mit:

$h_{d,e,l}$	Effektive Einbindetiefe in Trägerlängsrichtung (Schaftlänge - Profilblechhöhe)
$h_{d,e,q}$	Effektive Einbindetiefe in Trägerlängsrichtung (Dübelhöhe - Profilblechhöhe)
$f_{c,cube}$	Betonwürfeldruckfestigkeit

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass infolge der hier vorgestellten Fachwerkmodelle eine Möglichkeit besteht, das komplexe Tragverhalten von Kopfbolzen in Trapezprofilblechen mit seinen

unterschiedlichen Versagensmodi zu untersuchen und die daraus resultierende Tragfähigkeit eines Kopfbolzens zu bestimmen.

4.3 Modell nach Johnson und Yuan

Auf Grundlage von über 300 neu bewerteten und 34 eigenen Versuchen konnten durch Johnson und Yuan [36], [37], [38] und [64] für Profilbleche senkrecht zum Träger 5 verschiedene Versagensmechanismen klassifiziert werden. In Abhängigkeit der verschiedenen Versagensmodi schlugen Johnson und Yuan komplexe Traglastmodelle zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Kopfbolzen vor, die infolge von Vereinfachungen und durch Kalibrierung an Versuchsergebnissen zu einem eigenen Bemessungsvorschlag zusammengefasst worden sind. Ausgehend von der Dübeltragfähigkeit P_{Rd} in einer Vollbetonplatte wird die Dübeltragfähigkeit $P_{Rd,PB}$ in einem profilierten Betongurt durch Verwendung eines Reduktionsfaktor k bestimmt (vgl. Gl. 4.16).

$$P_{Rd,Pb} = k \cdot P_{Rd} \quad (4.16)$$

Mit:

$P_{Rd,Pb}$	Dübeltragfähigkeit im profilierten Betongurt
P_{Rd}	Dübeltragfähigkeit nach EN 1994-1-1 [18]
k	Reduktionsfaktor nach den Gleichungen 4.17-4.20

Der Reduktionsfaktor k ergibt sich in Abhängigkeit von der Dübelanzahl n_R je Rippe, Versagensart und Art der Dübelanordnung zu:

$$n_R = 1 \quad k = k_{nR} = \min(k_{RP}; k_{CP})$$

Rib Punching:

$$k_{RP} = (t_p \cdot h_{Dü} + 4,3 \cdot e_f) / (4 \cdot h_p + 3 \cdot e_f) \leq 1,0 \quad (4.17)$$

Concrete Pull-Out:

$$k_{CP} = 0,02 \cdot (e_f + 6 \cdot h_{Dü}) / h_p + 0,7 \leq 1,0 \quad (4.18)$$

Bei 2 Kopfbolzen in der Sicke sind je nach Kopfbolzenposition nach folgende Gleichungen zu verwenden.

$$n_R = 2$$

Zwei Dübel hintereinander oder diagonal versetzt:

$$k_{t1} = 0,25 \cdot (4 \cdot s_t + 3 \cdot t_p \cdot h_{Dü}) / (2 \cdot h_p + 3 \cdot e) \leq 1,0 \quad (4.19)$$

Zwei Dübel in paralleler Position:

$$k_{t2} = 0,18 \cdot (e_f + 4,2 \cdot h_{Dü}) / h_p + 0,27 \leq 1,0 \quad (4.20)$$

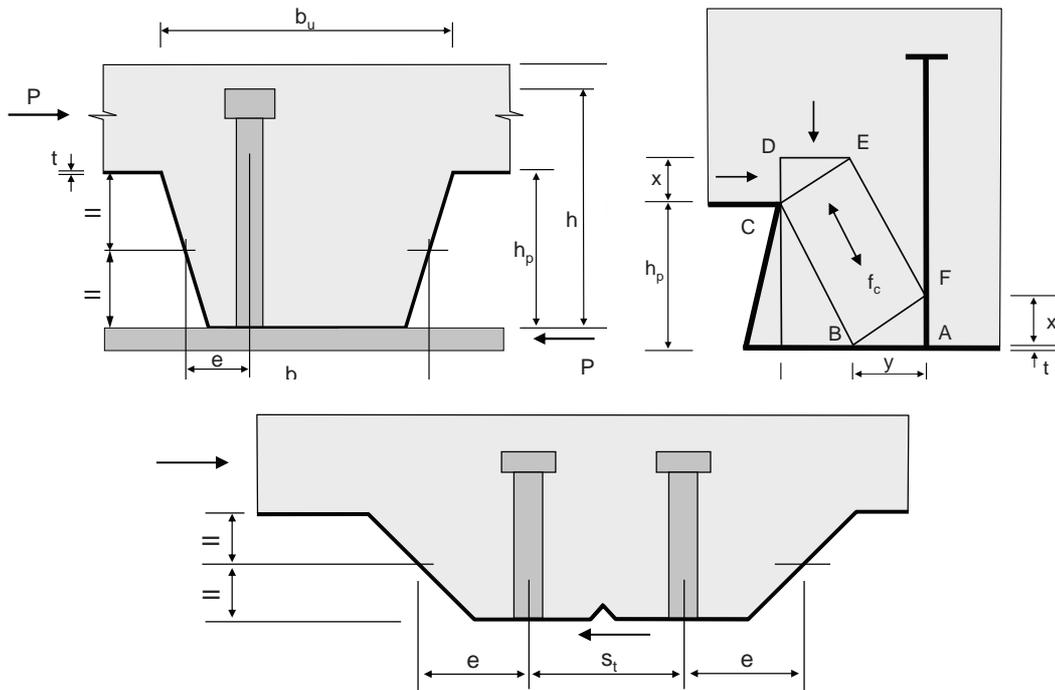


Bild 4.10: Geometrieparameter für Bemessungsvorschlag nach Johnson und Yuan [37]

Mit:

- e_f horizontaler Abstand in Belastungsrichtung von einem Kopfbolzen bis zum Trapezblech (bei $h_p/2$)
- h_p Höhe des Trapezblechs
- h Höhe des Kopfbolzendübels
- t_P Profilblechdicke
- s_t Achsabstand in Reihe stehender Kopfbolzen in einer Sicke
- e Abstand eines Kopfbolzens bei 2 Kopfbolzen in einer Sicke zum nächsten Rand (bei $h_p/2$)

Der Vergleich der verschiedenen Veröffentlichungen von Johnson und Yuan [36], [37], [38] und [64] zeigt, dass die Vorfaktoren für den Fall zwei Kopfbolzen in der Sicke sich unterscheiden. Die dabei verwendeten Geometrieparameter sind in 4.10 näher erläutert und verwenden die Einheit mm.

Die in den Bestimmungsgleichungen verwendeten Parameter sollten folgende Randbedingungen (vgl. Yuan [64]) einhalten:

- Dübeldurchmesser: $16 \leq d_{Dü} \leq 20\text{mm}$
- Zugfestigkeit des Bolzenmaterials: $f_u \geq 400\text{N/mm}^2$
- Charakteristische Betondruckfestigkeit: $20 \leq f_{ck} \leq 35\text{N/mm}^2$
- Dicke des Profilbleches: $0,7 \leq t \leq 1,5\text{mm}$
- Rippenschlankheit: $0,8 \leq \frac{b_0}{h_P} \leq 3,2$ (b_0 : mittlere Breite der Sicke)
- Dübelabstand senkrecht zum Träger: $2,8 \cdot d_{Dü} \leq s_{\perp} \leq 5 \cdot d_{dü}$

- Dübelabstand parallel zum Träger: $s_{||} \geq 3 \cdot d_{Dü}$
- Einbindetiefe der Kopfbolzen im Aufbeton: $h - h_P \geq 35mm$

In Johnson und Yuan [39] wird als zulässige Betongüte C20/25 bis C35/45 vorgeschlagen.

4.4 Modell nach Lungershausen

Roik u. a. [55] stellen ein Modell zur Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit bei Einsatz von Trapezblechen die senkrecht zur Tragfähigkeit verlaufen vor, das auf Grundlage der Fließgelenktheorie die Tragfähigkeit eines Kopfbolzens bestimmt (vgl. Bild 4.11).

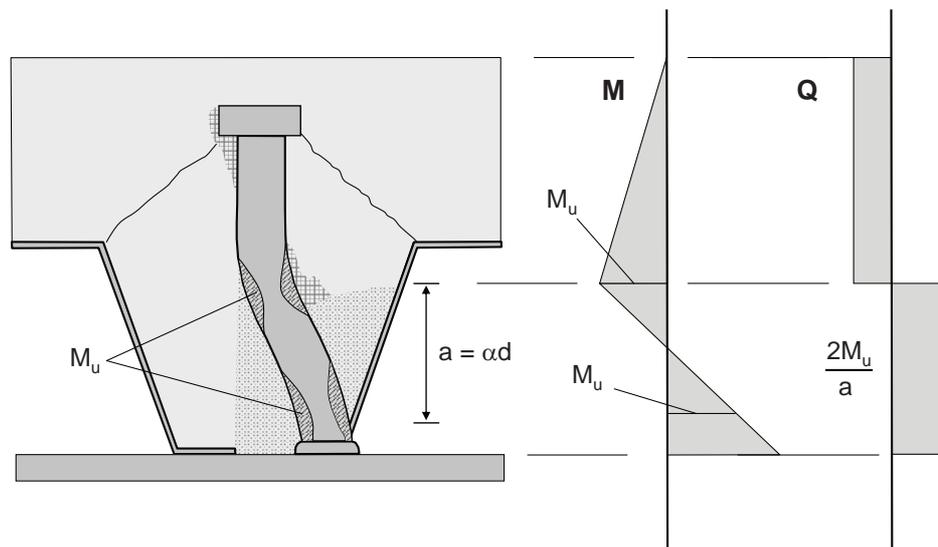


Bild 4.11: Fließgelenkmechanismus nach Lungershausen [45]

Die so bestimmte Kopfbolzenkraft entspricht dem ersten Traglastniveau P_{e1} . Obwohl eine weitere Laststeigerung infolge steigender Schubverformung möglich ist (Zugkraft im Kopfbolzendübel), wird dieser zweite Traglastanteil P_{e2} nicht berücksichtigt, da nach Lungershausen [45] der Traglastanteil P_{e2} erst bei Schubverformungen von 30 bis 40mm erreicht wird. Somit bestimmt sich die aufnehmbare Schubkraft P_t eines Kopfbolzens zu:

$$P_t = 2 \cdot M_{pl,Dü}/a \quad \rightarrow \quad P_t = f_u \cdot d_{Dü}^2 / (3 \cdot \alpha) \quad (4.21)$$

$$M_{pl,Dü} = f_u \cdot d_{Dü}^3 / 6 \quad (4.22)$$

Mit:

- α = $a/d_{Dü}$ (Abstand Fließgelenke/ Dübeldurchmesser)
- $M_{pl,Dü}$ Plastische Momententragfähigkeit des Dübelschaftes
- a Abstand der beiden Fließgelenke entlang des Dübelschaftes
- f_u Zugfestigkeit des Bolzenmaterials
- $d_{Dü}$ Schaftdurchmesser des Kopfbolzens

Betrachtet man die Gl. 4.21 und Gl. 4.22 erkennt man, dass die Grundlage bzw. die Voraussetzung für das Modell von Lungershausen [45], die Entstehung zweier Fließgelenke im Kopfbolzendübel-

schaft ist. Der dazugehörige Versagensmodus ist nach Lungershausen [45] als Standardversagensfall definiert und kann als Versagen des Betons vor dem Kopfbolzendübel ("rib punch through") definiert werden. Durch eine ausreichende Einbindetiefe des Kopfbolzens oberhalb der Betonrippe werden andere Versagensmodi verhindert, obwohl sie in den Versuchen von Lungershausen [45] beobachtet worden sind. Der Einfluss der Rippengeometrie und somit die Bettungseigenschaften des Kopfbolzendübels im umgebenden Beton gehen indirekt über den Abstand a der beiden Fließgelenke ein. Die Bestimmung von α (s. Gl. 4.21 erfolgt über die empirisch bestimmte Gl. 4.23.

$$\alpha = 0,8 \cdot (h_R/b_0)^2 + 0,6 \quad (4.23)$$

Mit:

h_R Rippenhöhe
 b_0 Obere Rippenbreite

Eine Erweiterung des Ansatzes von Lungershausen [45] erfolgt in Roik u.a. [55]. Hier werden sowohl der Einfluss der Rippengeometrie (offen bzw. hinterschnitten) durch einen Faktor β als auch die Anzahl der Kopfbolzen je Sicke durch einen Faktor α_n berücksichtigt. Somit ergibt sich auf Grundlage einer statistischen Auswertung der Bemessungswert P_{Rd} eines Kopfbolzendübels zu:

$$P_{Rd} = f_{uk} \cdot A_{D\ddot{u}} \cdot \beta \cdot \alpha_n / (3 \cdot \alpha \cdot \gamma_v) \quad (4.24)$$

Mit:

$A_{D\ddot{u}} = \pi \cdot d_{D\ddot{u}}^2 / 4$
 $\alpha = 0,8 \cdot (h_R/b_0)^2 + 0,6$
 $\alpha_n = 0,3 + 0,15 \cdot (h_{D\ddot{u}} - h_R) / h_{D\ddot{u}}$
 $\beta = 1,0$ bzw. $1,1$ für offenen bzw. hinterschnittene Profilblechgeometrien
 $\gamma_v = 1,2$

α Einflussparameter für die Rippenschlankheit
 α_n Abminderungsfaktor bei zwei Dübeln je Rippe
 β Einflussparameter für die Art des Profilbleches
 f_{uk} Charakteristischer Wert der Zugfestigkeit des Bolzenmaterials
 $A_{D\ddot{u}}$ Querschnittsfläche des Bolzenschaftes
 $d_{D\ddot{u}}$ Bolzendurchmesser
 b_0 Obere Rippenbreite
 h_R Rippenhöhe $\leq 140mm$
 $h_{D\ddot{u}} - h_R$ Einbindetiefe der Bolzen $> 2 \cdot d_{D\ddot{u}}$
 $h_c - h_R$ Dicke des Aufbetons $\geq 50mm$
 γ_v Teilsicherheitsbeiwert

Die Bestimmungsgleichung (Ausgangsgleichung für die statistische Auswertung) auf Mittelwertniveau und „wahren“ Zugfestigkeiten des Bolzenmaterials lautet wie folgt:

$$P_t = \frac{1}{3} \cdot \frac{f_u \cdot d^2}{\alpha} \cdot \frac{\beta}{\sqrt{n_R}} \quad (4.25)$$

Während Gleichung 4.21 für einen Kopfbolzen in der Sicke ausreichend genaue Ergebnisse lieferte, der Mittelwert \bar{b} des Quotienten aus Versuchslast P_e durch theoretische Traglast P_t wurde bei 44 Versuchen zu 1,063 bestimmt, ergab sich für die Versuche (n=13) für 2 Kopfbolzen je Sicke ein Mittelwert \bar{b} zu 1,137. Die Gründe für die höhere Abweichung sowie der größeren Streuung bei 2 Kopfbolzen in der Sicke liegt nach Roik u.a. [55] an der zu ungenauen Berücksichtigung des

Tragverhaltens bei 2 Kopfbolzen in der Sicke durch den Faktor $1/\sqrt{n_r}$. Des Weiteren zeigte sich, dass im Falle von 2 Kopfbolzen in der Sicke zur Ausbildung einer Fließgelenkkette eine höhere Einbindetiefe notwendig ist. Dies führte zu Gleichung 4.26.

$$P_t = \frac{1}{3} \cdot \frac{f_u \cdot d^2}{\alpha} \cdot \alpha_n \cdot \beta \quad \text{mit:} \quad \alpha_n = \frac{1}{\sqrt{n_R}} \cdot (0,45 + 0,2 \cdot \frac{h_D - h_R}{d}) \leq 1,0 \quad (4.26)$$

In Roik u. a. [55] wird auf die Qualität des Modells nach Lungershausen [45] hingewiesen. Dies konnte in Kuhlmann und Raichle [42] durch eine Korrelationsbetrachtung, die eine bessere Übereinstimmung des Modells mit Versuchsergebnissen als die Regelungen in EN 1994-1-1 [18] aufgezeigt hat, bestätigt werden. Dem gegenüber stehen jedoch Betrachtungen von Johnson und Yuan [38], die zeigen, dass der Ansatz nach Lungershausen [45] eine unzureichende Übereinstimmung mit Versuchsergebnissen hat und unter Umständen die Tragfähigkeit eines Kopfbolzens überschätzt werden könnte.

4.5 Modell nach Rambo-Roddenberry

Im Rahmen ihrer Dissertation führte Rambo-Roddenberry [51] Push-Out Versuche mit und ohne Trapezbleche sowie Trägerversuche durch. Hieraus entwickelte Rambo-Roddenberry [51] in Abhängigkeit der in den Versuchen bestimmten Haupteinflussgrößen Gleichungen (vgl. Gl. 4.28 - 4.31) zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Kopfbolzen bei Verwendung von Trapezprofilblechen. Folgenden Kopfbolzenanordnungen wurden durch Rambo-Roddenberry [51] untersucht:

- einzelne Dübel in der „Favourable“-Position („F“-Pos.)
- einzelne Dübel in der „Mid“-Position
- zwei Dübel in „Staggered “ (alternierende bzw. versetzte) Position
- Dübelpaare in „Favourable“-Position („F“-Position)
- Dübelpaare in „Unfavourable“-Position („UF“-Position)
- eine zusätzliche Reduktion bei unterschiedlichen Dicken des Profilbleches

Die Verwendung der jeweiligen Bestimmungsgleichung von Rambo-Roddenberry [51] ist abhängig von der Profilblechhöhe h_p des verwendeten Profilblechs sowie von dem Verhältnis des Kopfbolzendurchmessers zur Flanschdicke d/t . Die Berücksichtigung des Verhältnisses d/t beruht nach Rambo-Roddenberry [51] auf den Arbeiten von Sublett u. a. [63], Diaz u. a. [11] und Goble [25]. Hierbei wurde festgestellt, dass ab einem Verhältniswert von $d/t > 2,7$ eine Reduktion der Kopfbolzentragfähigkeit nach Gleichung 4.27 gegeben ist.

$$Q_{d/t>2,7} = Q_{d/t\leq 2,7} - 1,5 \cdot \left(\frac{d}{t} - 2,7 \right) \quad (4.27)$$

Somit ergibt sich die Tragfähigkeit für Kopfbolzen in 2 inch bzw. 3 inch Profilblechen mit einem Verhältnis $d/t \leq 2,7$ zu:

$$Q_{sc} = R_p \cdot R_n \cdot R_d \cdot A_s \cdot F_u \quad (4.28)$$

Im Gegensatz hierzu muss nach Rambo-Roddenberry [51] bei einem Verhältnis $d/t > 2,7$ die Kopfbolzentragfähigkeit reduziert werden (vgl. Gl. 4.29).

$$Q_{sc} = R_p \cdot R_n \cdot R_d \cdot A_s \cdot F_u - 1,5 \cdot \left(\frac{d}{t} - 2,7 \right) \quad (4.29)$$

Mit:

$R_p = 0,68$ für $e_{mid-ht} \geq 2,2 \text{ inch} (55,9 \text{ mm})$

$R_p = 0,48$ für $e_{mid-ht} < 2,2 \text{ inch} (55,9 \text{ mm})$

$R_p = 0,52$ bei „Staggered“-Position

e_{mid-ht} Abstand von der Mitte des Kopfbolzens bis zur mittleren Höhe der Blechrippe auf lastzugewandten Seite

$R_n = 1,00$ für 1 Bolzen je Rippe

$R_n = 0,85$ für 2 Bolzen je Rippe

$R_d = 1,00$ für alle Bolzen in „F“-Position

$R_d = 0,88$ für 22 gauge deck bei „UF“-Position

$R_d = 1,00$ für 20 gauge deck bei „UF“-Position

$R_d = 1,05$ für 18 gauge deck bei „UF“-Position

$R_d = 1,11$ für 16 gauge deck bei „UF“-Position

Für Kopfbolzen in 1 inch und 1,5 inch Profilblechen mit einem $d/t \leq 2,7$ Verhältnis ergibt sich die Kopfbolzentragfähigkeit nach Gleichung 4.30, während bei einem $d/t > 2,7$ Verhältnis Gleichung 4.31 maßgebend wird.

$$Q_{sc} = R_n \cdot 3,08 \cdot e^{0,048 A_s F_u} \quad (4.30)$$

$$Q_{sc} = R_n \cdot 3,08 \cdot e^{0,048 A_s F_u} - 1,5 \cdot \left(\frac{d}{t} - 2,7 \right) \quad (4.31)$$

Mit:

$R_n = 1,00$ für 1 Kopfbolzen je Rippe

$R_p = 0,85$ für 2 Kopfbolzen je Rippe

Augenscheinlich berücksichtigt Rambo-Roddenberry [51] weder die Betonfestigkeit noch dem E-Modul des Betons bei der Bestimmung der Tragfähigkeit eines Kopfbolzens. Des Weiteren dürfen Gleichung 4.30 und Gleichung 4.31 auf Grund der geringen Profilblechhöhe von 25,4mm bis 38,1mm kaum Verwendung finden. Die Umrechnung der Maßeinheiten erfolgt nach Tabelle A.2 im Anhang.

4.6 Modell nach Lawson

Lawson [43] schlägt für einen oder zwei Kopfbolzen bei senkrechter Spannrichtung des Profilblechs und mittiger Anordnung der Kopfbolzen in der Sicke vor den Abminderungsfaktor in Abhängigkeit

der gemittelten Sickenbreite b_a nach den Gleichungen 4.32 bzw. 4.33 zu bestimmen.

$$r_p = \frac{0,75}{\sqrt{N}} \cdot \frac{b_a}{D_p} \cdot \frac{h}{h + D_p} \leq 1,0 \quad \text{für } b_a \leq 2 \cdot D_p \quad (4.32)$$

$$r_p = \frac{1,5}{\sqrt{N}} \cdot \frac{h}{h + D_p(2D_p/b_a)} \leq 1,0 \quad \text{für } b_a \geq 2 \cdot D_p \quad (4.33)$$

Mit:

r_p	Reduktionsfaktor
b_a	mittlere Sickenbreite, bei hinterschnittenen Profiblechen die kleinste Breite
D_p	Profiblechhöhe $\leq 100m$
h	Kopfbolzenhöhe $\geq D_p + 35mm$
N	Anzahl der Kopfbolzen in der Sicke

Für Kopfbolzen in nicht mittiger Anordnung sind folgende Modifikationen vorzunehmen:

- Bei einem Kopfbolzen in „favourable position“ ist b_a durch $2(b_a - e)$ zu ersetzen ($N = 1$) und je nach b_a zu $2D_p$ Verhältnis Gleichung 4.32 bzw. Gleichung 4.33 zu verwenden.
- Bei einem Kopfbolzen in „unfavourable position“ ist Gleichung 4.32 zu verwenden. In diesem Fall ist $b_a = e + D_p$, wobei e der Abstand des Kopfbolzen zum angrenzenden Profiblechsteg bei $D_p/2$ ist. Im Falle $e > D_p$ ist Gleichung 4.33 zu verwenden.
- Bei alternierender Anordnung eines Kopfbolzens (Wechsel zwischen „favourable position“ und „unfavourable position“ je Sicke) ist der Mittelwert aus den beiden vorher beschriebenen Fällen zu nehmen.
- Für zwei Kopfbolzen in paralleler Anordnung in der Sicke sind die Regelungen für einen Kopfbolzen zu berücksichtigen, jedoch mit $N = 2$.
- Für zwei Kopfbolzen in Reihe sind die Gleichungen 4.32 bzw. 4.33 mit $N = 2$ zu verwenden.

Für Kopfbolzen in Profiblechen, die parallel zur Trägerrichtung spannen, ergibt sich der Abminderungsfaktor für einen Kopfbolzen nach Gleichung 4.34 und für 2 Kopfbolzen nach Gleichung 4.35.

$$r_p = 0,67 \cdot \frac{b_a}{D_p} \leq 1,0 \quad (4.34)$$

$$r_p = 0,4 \cdot \frac{b_a}{D_p} \leq 1,0 \quad (4.35)$$

Mit:

r_p	Reduktionsfaktor
b_a	mittlere Sickenbreite, bei hinterschnittenen Profiblechen die kleinste Breite
D_p	Profiblechhöhe $\leq 100m$
h	Kopfbolzenhöhe $\geq D_p + 35mm$

5 Versuche aus der Literatur

5.1 Allgemeines

Die Zusammenstellung der Versuchsergebnisse beruht in Teilen auf der Diplomarbeit von Schermann [59], die im Rahmen dieses Forschungsprojektes entstand. Eine Gesamtübersicht aller Versuche ist im Anhang A.1 enthalten. Zur besseren Übersicht und Vergleichbarkeit der Ergebnisse mit den normativen Regelungen sind die erreichten Tragfähigkeiten als Verhältniswert P_e (Versuchslast) und P_t (theoretischer Traglast) nach DIN 18800-5 [13] angegeben. Die Bestimmung des theoretischen Versuchswertes P_t erfolgte durch Multiplikation des maßgebenden Wertes nach Gleichung 3.12 bzw. Gleichung 3.13 mit dem Abminderungsfaktor k_t nach Gleichung 3.5 unter Berücksichtigung des oberen Grenzwertes $k_{t,max}$ (siehe Tabelle 3.1). Das notwendige Sekantenmodul des Betons zur Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit nach Gleichung 3.12 wurde selbst, wenn der Tangentenmodul im Versuch bestimmt wurde, durch die Gleichungen 3.8 und 3.9 bestimmt. Des Weiteren enthalten die Tabellen in den Abschnitten 5.2 bis 5.14 weitere Geometrie- und Materialkenngrößen, wie z.B. die Versuchsbezeichnung, den Namen des verwendeten Trapezprofilblechs (Bez.), die Trapezprofilblechhöhe h_p bzw. die obere b_o und untere Breite b_u der Sicke sowie die Dicke des Profilbleches t . Außerdem sind für die Kopfbolzen die Anzahl der Kopfbolzen je Sicke n_r , die Position innerhalb der Sicke (siehe Tabelle 5.1), der Durchmesser des Bolzenschaftes d und die Gesamthöhe des Kopfbolzens h_{sc} gegeben. Abschließend kann die Deckenhöhe h sowie verwendete Betongüte den Tabellen entnommen werden.

Tab. 5.1: Kürzel zur Definition der Kopfbolzenposition in der Sicke

Kürzel	Bedeutung
F	„favourable position“
UF	„unfavourable position“
M	„mid-position“ bzw. „central-position“
Stagg	„staggerd position“

5.2 Versuche von Roik und Bürkner (1979)

Bei den Versuchen Roik und Bürkner [53] lag das Hauptaugenmerk auf dem Einfluss von vorgelochten Profilblechen mit einer Profilblechhöhe $h_p \geq 80mm$. Somit liegen alle in Tabelle 5.2 zusammengefassten Push-Out Tests außerhalb des Anwendungsbereichs der Normen DIN 18800-5 [13] bzw. EN 1994-1-1 [18] (vgl. Tabelle 5.2, Trapezprofilblechhöhe h_p). Insgesamt untersuchten Roik und Bürkner [53] 32 Push-Out Tests, von denen jedoch 8 für die weiteren Untersuchungen nicht in Betracht kommen, da sie entweder mit Leichtbeton, 4 Kopfbolzen in der Sicke oder mit zu Kopfbolzendübeln unterschiedliche Verbindungsmitteln ausgeführt worden sind. Die Geometrie der Push-Out Körper betrug bei allen Versuchen 1500x780mm. Als Bewehrung wurden Matten direkt

auf das Trapezblech gelegt. Die Versuche 11.1 und 11.2 haben eine zusätzliche obere Bewehrungslage mit einer Betondeckung von 20mm.

Tab. 5.2: Die Versuchsdaten und -ergebnisse von Roik und Bürkner (1979) [53]

Versuch	Profilblechgeometrie					Kopfbolzen				Decke h [mm]	Beton Güte [-]	Erg. P_e/P_t [-]
	Bez. [-]	h_p [mm]	b_u [mm]	b_o [mm]	t [mm]	n_r [-]	Pos. [-]	d [mm]	h_{sc} [mm]			
1.1	n.b.	106,0	40,0	110,0	0,75	1	M	19,00	150,0	156,0	C 20/25	1,65
1.2	n.b.	106,0	40,0	110,0	0,75	1	M	19,00	150,0	156,0	C 20/25	1,72
2.1	n.b.	106,0	40,0	110,0	0,75	1	M	19,00	175,0	206,0	C 16/20	1,34
2.2	n.b.	106,0	40,0	110,0	0,75	1	M	19,00	175,0	206,0	C 16/20	1,15
3.1	n.b.	106,0	140,0	210,0	0,75	1	M	19,00	150,0	156,0	C 25/30	1,41
3.2	n.b.	106,0	140,0	210,0	0,75	1	M	19,00	150,0	156,0	C 25/30	1,35
4.1	n.b.	106,0	140,0	210,0	0,75	1	M	19,00	175,0	206,0	C 25/30	0,79
5.1	n.b.	125,0	40,0	110,0	0,75	1	M	19,00	175,0	175,0	C 20/25	2,28
5.2	n.b.	125,0	40,0	110,0	0,75	1	M	19,00	175,0	175,0	C 20/25	2,66
6.1	n.b.	125,0	40,0	110,0	0,75	1	M	19,00	175,0	225,0	C 16/20	1,71
6.2	n.b.	125,0	40,0	110,0	0,75	1	M	19,00	175,0	225,0	C 16/20	2,66
7.1	n.b.	125,0	130,0	210,0	0,75	1	M	19,00	175,0	175,0	C 25/30	1,56
7.2	n.b.	125,0	130,0	210,0	0,75	1	M	19,00	175,0	175,0	C 25/30	1,50
8.1	n.b.	125,0	130,0	210,0	0,75	1	M	19,00	175,0	225,0	C 20/25	1,99
8.2	n.b.	125,0	130,0	210,0	0,75	1	M	19,00	175,0	225,0	C 20/25	2,14
10.1	n.b.	106,0	140,0	210,0	0,75	2	M	22,00	175,0	206,0	C 16/20	0,94
10.2	n.b.	106,0	140,0	210,0	0,75	2	M	22,00	175,0	206,0	C 16/20	1,01
11.1	n.b.	106,0	140,0	210,0	0,75	1	M	19,00	175,0	206,0	C 16/20	1,09
11.2	n.b.	106,0	140,0	210,0	0,75	2	M	19,00	175,0	206,0	C 16/20	1,20
12.1	n.b.	106,0	140,0	210,0	0,75	2	Stagg	19,00	175,0	206,0	C 20/25	1,24
13.1	n.b.	106,0	130,0	210,0	0,75	1	M	22,00	175,0	206,0	C 20/25	0,77
13.2	n.b.	106,0	130,0	210,0	0,75	1	M	22,00	175,0	206,0	C 20/25	0,90
16.1	n.b.	125,0	130,0	210,0	0,75	1	M	19,00	175,0	175,0	C 25/30	1,64
16.2	n.b.	125,0	40,0	120,0	0,75	1	M	19,00	175,0	175,0	C 25/30	1,54

5.3 Versuche von Roik und Bürkner (1981)

In Roik und Bürkner [54] wurden 1981 die Ergebnisse von 16 weiteren Push-Out Tests veröffentlicht (siehe Tabelle 5.3). Es kamen 2 unterschiedliche Trapezprofilbleche zum Einsatz:

- ThyssenKrupp T60/200 und
- ThyssenKrupp T80/183

Auf Grund von Aussteifungssicken eines Trapezbleches in Sickenmitte, konnte dieses Trapezblech nur vorgelocht verwendet werden. Während das andere Trapezblech sowohl durchgeschweißt als auch vorgelocht verwendet wurde. Die Push-Out Tests mit vorgelochten bzw. durchgeschweißten Trapezprofilen sind durch die Versuchsbezeichnung v-vorgelocht, d-durchgeschweißt gekennzeichnet (siehe Tabelle 5.3, Spalte 1). Die Abmessung der Prüfkörper betrug gleichbleibend 1300x600mm. Folgende für die weitere Auswertung notwendigen Angaben konnten nicht bestimmt werden und wurden sinnvoll abgeschätzt:

- Versuchsreihe 5 und 6: Dübelabstand in der Rippe zu $0,5b_u$
- Versuchsreihe 7 und 8: Dübelanordnung im Viertelpunkt der Sicke bezogen auf die untere Sickenbreite b_u

Tab. 5.3: Die Versuchsdaten und -ergebnisse von Roik und Bürkner (1981) [54]

Versuch	Profilblechgeometrie					Kopfbolzen				Decke h [mm]	Beton Güte [-]	Erg. P _e /P _t [-]
	Bez. [-]	h _p [mm]	b _u [mm]	b _o [mm]	t [mm]	n _r [-]	Pos. [-]	d [mm]	h _{sc} [mm]			
1.1v	T60/200	60,0	101,0	153,0	0,75	1	M	19,00	125,0	135,0	C 25/30	0,86
1.2v	T60/200	60,0	101,0	153,0	0,75	1	M	19,00	125,0	135,0	C 25/30	0,92
2.1v	T60/200	60,0	101,0	153,0	0,75	1	M	19,00	100,0	110,0	C 20/25	0,89
2.2v	T60/200	60,0	101,0	153,0	0,75	1	M	19,00	100,0	110,0	C 20/25	0,71
3.1v	T80/183	80,0	89,0	143,0	0,75	1	M	19,00	125,0	135,0	C 25/30	0,71
3.2v	T80/183	80,0	89,0	143,0	0,75	1	M	19,00	125,0	135,0	C 25/30	0,73
4.1d	T60/200	60,0	101,0	153,0	0,75	2	M	19,00	125,0	135,0	C 20/25	0,85
4.2v	T60/200	60,0	101,0	153,0	0,75	2	Stagg	19,00	125,0	135,0	C 20/25	1,07
5.1v	T60/200	60,0	101,0	153,0	0,75	2	Stagg	19,00	100,0	110,0	C 25/30	0,82
5.2v	T60/200	60,0	101,0	153,0	0,75	2	Stagg	19,00	100,0	110,0	C 20/25	0,79
6.1v	T80/183	80,0	89,0	143,0	0,75	2	Stagg	19,00	125,0	135,0	C 30/37	0,79
6.2v	T80/183	80,0	89,0	143,0	0,75	2	Stagg	19,00	125,0	135,0	C 30/37	0,71
7.1d	T60/200†	60,0	101,0	153,0	0,75	1	F	19,00	100,0	110,0	C 20/25	0,74
7.2d	T60/200	60,0	101,0	153,0	0,75	1	F	19,00	100,0	110,0	C 20/25	0,78
8.1d	T60/200	60,0	101,0	153,0	0,75	1	UF	19,00	100,0	110,0	C 20/25	0,79
8.2d	T60/200	60,0	101,0	153,0	0,75	1	UF	19,00	100,0	110,0	C 25/30	0,68

5.4 Versuche von Roik und Lungershausen (1988)

Eine große Anzahl von Versuchen, die im Rahmen dieser Arbeit katalogisiert wurden, sind Roik u. a. [55] entnommen. So auch die 1988 durchgeführten Versuche von Roik und Lungershausen. Die 4 in Tabelle 5.4 gegebenen Versuche liegen auf Grund der gewählten Profilblechhöhen $h_p \geq 80\text{mm}$, wie die Versuche aus Abschnitt 5.2, außerhalb des normativen Anwendungsbereichs der DIN 18800-5 [13] bzw. EN 1994-1-1 [18]. Die Probekörperabmessung betrug 1500x780mm. Die fehlende Angabe des Abstands der beiden Kopfbolzen in der Sicke zueinander bei dem Push-out Test A2 wurde zu 88mm (4d) angenommen.

Tab. 5.4: Die Versuchsdaten und -ergebnisse von Roik und Lungershausen (1988)[55]

Versuch	Profilblechgeometrie					Kopfbolzen				Decke h [mm]	Beton Güte [-]	Erg. P _e /P _t [-]
	Bez. [-]	h _p [mm]	b _u [mm]	b _o [mm]	t [mm]	n _r [-]	Pos. [-]	d [mm]	h _{sc} [mm]			
B11	n.b.	110,0	40,0	129,0	0,75	1	M	19,00	175,0	200,0	C 25/30	1,28
B12	n.b.	136,0	40,0	127,0	0,75	1	M	19,00	175,0	226,0	C 25/30	2,86
A1	n.b.	136,0	40,0	127,0	0,75	1	M	22,00	200,0	226,0	C 30/37	1,56
A2	n.b.	136,0	40,0	127,0	0,75	2	M	22,00	200,0	226,0	C 30/37	1,80

5.5 Versuche von Roik und Hanswille (1988)

Ebenfalls Roik u. a. [55] entnommen sind 5 Push-Out Tests mit Hoesch HR 51/150 Profilen. Die in Tabelle 5.5 gegebenen Versuche sind alle mit vorgelochten Profilen durchgeführt worden und hatten eine Probekörperabmessung von 800x600mm.

Tab. 5.5: Die Versuchsdaten und -ergebnisse von Roik und Hanswille (1988) [55]

Versuch	Profilblechgeometrie					Kopfbolzen				Decke h [mm]	Beton Güte [-]	Erg. P _e /P _t [-]
	Bez. [-]	h _p [mm]	b _u [mm]	b _o [mm]	t [mm]	n _r [-]	Pos. [-]	d [mm]	h _{sc} [mm]			
B11	n.b.	110,0	40,0	129,0	0,75	1	M	19,00	175,0	200,0	C 25/30	1,31
B12	n.b.	136,0	40,0	127,0	0,75	1	M	19,00	175,0	226,0	C 25/30	2,93
A1	n.b.	136,0	40,0	127,0	0,75	1	M	22,00	200,0	226,0	C 30/37	1,56
A2	n.b.	136,0	40,0	127,0	0,75	2	M	22,00	200,0	226,0	C 30/37	1,80

5.6 Versuche von Bode und Künzel (1987)

Die Versuchereihe von Bode und Künzel wurde aus Roik u. a. [55] entnommen. Die 10 in Tabelle 5.6 gegebenen Versuchskörper waren alle Trapezbleche des Typs Holorib HR51/150 und vorgelocht. Die Höhe des Prüfkörpers betrug 1500mm, die Breite wurde zu 600-620mm abgeschätzt.

Tab. 5.6: Die Versuchsdaten und -ergebnisse von Bode und Künzel (1987) [55]

Versuch	Profilblechgeometrie					Kopfbolzen				Decke h [mm]	Beton Güte [-]	Erg. P _e /P _t [-]
	Bez. [-]	h _p [mm]	b _u [mm]	b _o [mm]	t [mm]	n _r [-]	Pos. [-]	d [mm]	h _{sc} [mm]			
H1	Holorib	51,0	138,0	114,0	0,88	1	M	22,00	100,0	120,0	C 30/37	0,87
H2	Holorib	51,0	138,0	114,0	0,88	1	M	22,00	100,0	120,0	C 30/37	0,82
H3	Holorib	51,0	138,0	114,0	0,88	1	M	22,00	100,0	120,0	C 25/30	0,82
H4	Holorib	51,0	138,0	114,0	0,88	1	M	22,00	100,0	120,0	C 25/30	0,88
H5	Holorib	51,0	138,0	114,0	0,88	1	M	22,00	100,0	120,0	C 30/37	0,87
H6	Holorib	51,0	138,0	114,0	0,88	1	M	22,00	100,0	120,0	C 30/37	0,99
H7	Holorib	51,0	138,0	114,0	0,88	1	M	22,00	100,0	120,0	C 30/37	0,85
H8	Holorib	51,0	138,0	114,0	0,88	1	M	22,00	100,0	120,0	C 30/37	0,88
H9	Holorib	51,0	138,0	114,0	0,88	1	M	22,00	100,0	120,0	C 30/37	0,93
H10	Holorib	51,0	138,0	114,0	0,88	1	M	22,00	100,0	120,0	C 30/37	0,94

5.7 Versuche von Bode und Künzel (1991)

Bode und Künzel führten in [7] 24 Push-Out Versuche mit 3 unterschiedlichen Profilblechen durch. Hierbei wurden folgende Profilblechgeometrien untersucht:

- Superholorib 152,5/51/1
- Cofradal 200/59/1
- Cofrastra 150/40/0,88

Allen Versuchen gleich war, dass nur eine minimale Flächenbewehrung in Form einer Q131 Matte eingelegt wurde. Die Ergebnisse der Versuche können Tabelle 5.7 entnommen werden. Die Versuchskörperabmessungen betrug 1100x1100mm. Wie bei den Versuchen von Roik und Bürkner [54] (siehe Abschnitt 5.3) wurden sowohl vorgelochte (Index -v) und durchgeschweißte (Index -d) Trapezbleche untersucht (siehe Tabelle 5.7, Spalte 1). Die Versuchsgruppe SH2 bzw. die Betonplatte der Versuchsgruppe SH2 wurde durch Querbiegung belastet, während die Trapezbleche der Versuchsgruppe SH3 im untersuchten Bereich gestoßen wurden.

Tab. 5.7: Die Versuchsdaten und -ergebnisse von Bode und Künzel (1991) [5]

Versuch	Profilblechgeometrie					Kopfbolzen				Decke h [mm]	Beton Güte [-]	Erg. P _e /P _t [-]
	Bez. [-]	h _p [mm]	b _u [mm]	b _o [mm]	t [mm]	n _r [-]	Pos. [-]	d [mm]	h _{sc} [mm]			
SH0-1v	S- Holorib152/51	51,0	138,0	114,0	1,00	1	M	19,00	100,0	130,0	C 20/25	0,90
SH0-2v	S- Holorib152/51	51,0	138,0	114,0	1,00	1	M	19,00	100,0	130,0	C 20/25	0,92
SH0-3v	S- Holorib152/51	51,0	138,0	114,0	1,00	1	M	19,00	100,0	130,0	C 20/25	0,88
SH1-1d	S- Holorib152/51	51,0	138,0	114,0	1,00	1	M	19,00	100,0	130,0	C 20/25	0,93
SH1-2d	S- Holorib152/51	51,0	138,0	114,0	1,00	1	M	19,00	100,0	130,0	C 20/25	0,91
SH1-3d	S- Holorib152/51	51,0	138,0	114,0	1,00	1	M	19,00	100,0	130,0	C 25/30	0,97
SH2-1d	S- Holorib152/51	51,0	138,0	114,0	1,00	1	M	19,00	100,0	130,0	C 25/30	0,95
SH2-2d	S- Holorib152/51	51,0	138,0	114,0	1,00	1	M	19,00	100,0	130,0	C 25/30	0,97
SH2-3d	S- Holorib152/51	51,0	138,0	114,0	1,00	1	M	19,00	100,0	130,0	C 25/30	0,96
SH3-1	S- Holorib152/51	51,0	138,0	114,0	1,00	1	M	19,00	100,0	130,0	C 20/25	1,42
SH3-2	S- Holorib152/51	51,0	138,0	114,0	1,00	1	M	19,00	100,0	130,0	C 20/25	1,45
SH3-3	S- Holorib152/51	51,0	138,0	114,0	1,00	1	M	19,00	100,0	130,0	C 25/30	1,26
CS0-1v	Cofrastra150/40	40,0	124,0	104,0	0,88	1	M	19,00	100,0	130,0	C 20/25	0,98
CS0-2v	Cofrastra150/40	40,0	124,0	104,0	0,88	1	M	19,00	100,0	130,0	C 20/25	0,96
CS0-3v	Cofrastra150/40	40,0	124,0	104,0	0,88	1	M	19,00	100,0	130,0	C 20/25	1,11
CS1-1d	Cofrastra150/40	40,0	124,0	104,0	0,88	1	M	19,00	100,0	130,0	C 20/25	0,93
CS1-2d	Cofrastra150/40	40,0	124,0	104,0	0,88	1	M	19,00	100,0	130,0	C 20/25	0,91
CS1-3d	Cofrastra150/40	40,0	124,0	104,0	0,88	1	M	19,00	100,0	130,0	C 25/30	0,86
CD0-1v	Cofradal200/59	59,0	200,0	200,0	1,00	1	M	19,00	125,0	130,0	C 20/25	0,55
CD0-2v	Cofradal200/59	59,0	200,0	200,0	1,00	1	M	19,00	125,0	130,0	C 25/30	0,51
CD0-3v	Cofradal200/59	59,0	200,0	200,0	1,00	1	M	19,00	125,0	130,0	C 20/25	0,79
CD1-1d	Cofradal200/59	59,0	200,0	200,0	1,00	1	M	19,00	125,0	130,0	C 20/25	0,53
CD1-2d	Cofradal200/59	59,0	200,0	200,0	1,00	1	M	19,00	125,0	130,0	C 20/25	0,55
CD1-3d	Cofradal200/59	59,0	200,0	200,0	1,00	1	M	19,00	125,0	130,0	C 20/25	0,57

5.8 Versuche von Robinson (1988)

Robinson [52] führte insgesamt 49 Push-Out Tests durch, von denen jedoch bei dieser Zusammenstellung nur 29 (siehe Tabelle 5.8) berücksichtigt wurden. Die nicht berücksichtigten Versuche waren Push-Out Tests mit Trapezblechen parallel zum Träger. Als Besonderheit der Versuche von Robinson [52] ist die Tatsache zu nennen, dass bei Verwendung von einem Kopfbolzen je Sicke, der Kopfbolzen außenmittig angeordnet wurde (siehe Bild 5.1-5.3). Es wurden 3 unterschiedliche Trapezprofilblechgeometrien bei Push-Out Tests mit senkrecht zum Träger spannenden Trapezblechen untersucht:

- QL lock rib (siehe Bild 5.1)
- T-30V (siehe Bild 5.2)
- QL spann rip (siehe Bild 5.3)

Eher untypisch im Vergleich zu den meisten Push-out Tests ist die Tatsache, dass nur ein Kopfbolzen auf jeder Seite des Testkörpers angeordnet wurde.

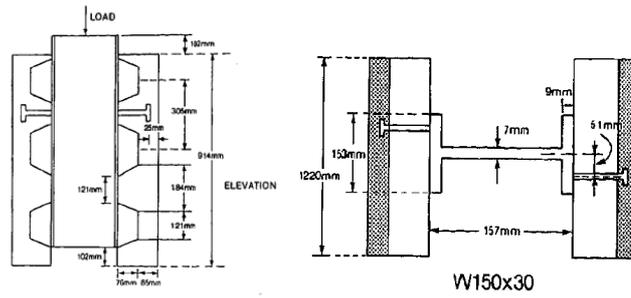


Bild 5.1: Darstellung der Versuchskörper QI aus Robinson [52]

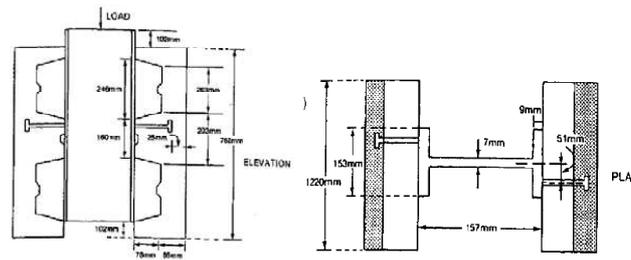


Bild 5.2: Darstellung der Versuchskörper TI aus Robinson [52]

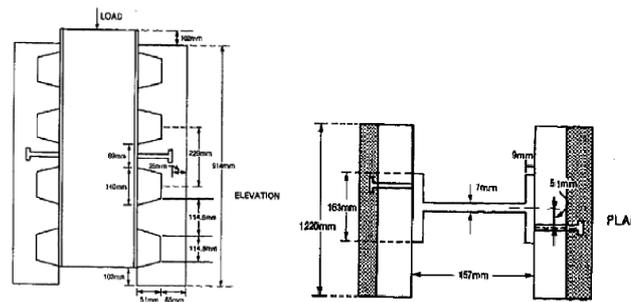


Bild 5.3: Darstellung der Versuchskörper RI aus Robinson [52]

Tab. 5.8: Die Versuchsdaten und -ergebnisse von Robinson (1988) [52]

Versuch	Profilblechgeometrie					Kopfbolzen				Decke h [mm]	Beton Güte [-]	Erg. P _e /P _t [-]
	Bez. [-]	h _p [mm]	b _u [mm]	b _o [mm]	t [mm]	n _r [-]	Pos. [-]	d [mm]	h _{sc} [mm]			
1	QI A	76,0	121,0	184,0	1,00	1	M	19,00	116,0	141,0	C 16/20	1,09
2	B	76,0	121,0	184,0	1,00	1	M	19,00	116,0	141,0	C 16/20	1,06
3	C	76,0	121,0	184,0	1,00	1	M	19,00	116,0	141,0	C 16/20	1,04
4	QII A	76,0	121,0	184,0	1,00	2	M	19,00	116,0	141,0	C 16/20	0,98
5	B	76,0	121,0	184,0	1,00	2	M	19,00	116,0	141,0	C 16/20	0,99
6	TI A	76,0	160,0	203,0	1,00	1	F	19,00	116,0	141,0	C 16/20	1,21
7	B	76,0	160,0	203,0	1,00	1	F	19,00	116,0	141,0	C 16/20	1,19
8	C	76,0	160,0	203,0	1,00	1	F	19,00	116,0	141,0	C 16/20	1,19
9	RI A	51,0	89,0	114,5	1,00	1	M	19,00	91,0	116,0	C 16/20	0,93
10	B	51,0	89,0	114,5	1,00	1	M	19,00	91,0	116,0	C 16/20	0,92
11	C	51,0	89,0	114,5	1,00	1	M	19,00	91,0	116,0	C 16/20	0,97
12	RII A	51,0	89,0	114,5	1,00	2	M	19,00	91,0	116,0	C 16/20	1,05
13	B	51,0	89,0	114,5	1,00	2	M	19,00	91,0	116,0	C 16/20	1,04
14	C	51,0	89,0	114,5	1,00	2	M	19,00	91,0	116,0	C 16/20	0,99
15	TVII A	76,0	160,0	203,0	1,00	1	UF	19,00	116,0	141,0	C 16/20	1,08
16	B	76,0	160,0	203,0	1,00	1	UF	19,00	116,0	141,0	C 16/20	1,08
17	C	76,0	160,0	203,0	1,00	1	UF	19,00	116,0	141,0	C 16/20	1,15
18	TVII A	76,0	160,0	203,0	1,00	2	F	19,00	116,0	141,0	C 16/20	1,08
19	B	76,0	160,0	203,0	1,00	2	F	19,00	116,0	141,0	C 16/20	1,08
20	C	76,0	160,0	203,0	1,00	2	F	19,00	116,0	141,0	C 16/20	1,10
21	TVIII A	76,0	160,0	203,0	1,00	2	UF	19,00	116,0	141,0	C 16/20	0,76
22	B	76,0	160,0	203,0	1,00	2	UF	19,00	116,0	141,0	C 16/20	0,82
23	C	76,0	160,0	203,0	1,00	2	UF	19,00	116,0	141,0	C 16/20	0,83
24	TIV A	76,0	160,0	203,0	1,00	1	UF	19,00	116,0	141,0	C 16/20	0,59
25	B	76,0	160,0	203,0	1,00	1	UF	19,00	116,0	141,0	C 16/20	0,54
26	C	76,0	160,0	203,0	1,00	1	UF	19,00	116,0	141,0	C 16/20	0,46
27	D	76,0	160,0	203,0	1,00	1	UF	19,00	116,0	141,0	C 16/20	0,63
28	E	76,0	160,0	203,0	1,00	1	UF	19,00	116,0	141,0	C 16/20	0,53
29	F	76,0	160,0	203,0	1,00	1	UF	19,00	116,0	141,0	C 16/20	0,60

5.9 Versuche von Lloyd und Wright (1990)

Lloyd und Wright [44] führten 42 Push-Out Tests durch, von denen jedoch 3 Stück auf Grund der parallelen Anordnung des Trapezbleches nicht in Tabelle 5.9 aufgenommen wurden. Das Hauptaugenmerk bei diesen Versuchen lag neben dem Bewehrungseinfluss auf dem Einfluss infolge Versuchskörperabmessungen. Aus diesem Grund sind in 5.9, Spalte 2 die Betonkörperabmessungen als Bezeichnung des Trapezprofilbleches gegeben. Die einzelnen Versuche können durch den Versuchsnamen dem verwendeten Profilblech eindeutig zugeordnet werden. Die beiden verwendeten Profilbleche waren:

- S S.C.I generic profile (Steel Construction Institute)
- A Alphalok von Alpha Engineering Services (mit 10mm Versteifungssicken)

Als Bewehrung wurden Matten A193, 142 und A98 verwendet, die bei den Versuchsreihen S1-S7, S9 direkt auf die Trapezprofilbleche gelegt wurden, während sie bei den Versuchsreihen S8 und S10 auf den Bolzenkopf gelegt wurden. Bei den Versuchen mit Trapezblechen des Typs A wurden die Bewehrung mit einer 40mm Betondeckung angeordnet.

Tab. 5.9: Die Versuchsdaten und -ergebnisse von Llyod und Wright (1990) [44]

Versuch	Profilblechgeometrie				Kopfbolzen				Decke h [mm]	Beton Güte [-]	Erg. P _e /P _t [-]	
	Bez. [-]	h _p [mm]	b _u [mm]	b _o [mm]	t [mm]	n _r [-]	Pos. [-]	d [mm]				h _{sc} [mm]
S1	450x900	50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	115,0	C 25/30	0,75
		50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	115,0	C 25/30	0,75
		50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	115,0	C 25/30	0,73
S2	675x900	50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	115,0	C 20/25	0,73
		50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	115,0	C 20/25	0,74
		50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	115,0	C 20/25	0,69
S3	900x900	50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	115,0	C 25/30	0,64
		50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	115,0	C 25/30	0,81
		50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	115,0	C 25/30	0,74
S4	1125x900	50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	115,0	C 30/37	0,75
		50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	115,0	C 30/37	0,72
		50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	115,0	C 30/37	0,78
S5	1350x900	50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	115,0	C 25/30	0,79
		50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	115,0	C 25/30	0,85
		50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	115,0	C 25/30	0,78
S6	900x900	50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	115,0	C 25/30	0,76
		50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	115,0	C 25/30	0,79
		50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	115,0	C 25/30	0,77
S7	900x900	50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	115,0	C 20/25	0,85
		50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	115,0	C 20/25	0,81
		50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	115,0	C 20/25	0,76
S8	900x900	50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	115,0	C 25/30	0,62
		50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	115,0	C 25/30	0,76
		50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	115,0	C 25/30	0,74
S9	600x600	50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	115,0	C 25/30	0,69
		50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	115,0	C 25/30	0,73
		50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	115,0	C 25/30	0,72
S10	900x900	50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	115,0	C 25/30	0,80
		50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	115,0	C 25/30	0,81
		50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	115,0	C 25/30	0,81
A1	900x900	50,0	140,0	180,0	1,20	1	F	19,00	100,0	115,0	C 25/30	0,94
		50,0	140,0	180,0	1,20	1	F	19,00	100,0	115,0	C 25/30	0,89
		50,0	140,0	180,0	1,20	1	F	19,00	100,0	115,0	C 25/30	0,94
A2	900x900	50,0	140,0	180,0	1,20	1	F	19,00	100,0	115,0	C 25/30	0,88
		50,0	140,0	180,0	1,20	1	F	19,00	100,0	115,0	C 25/30	0,84
		50,0	140,0	180,0	1,20	1	F	19,00	100,0	115,0	C 25/30	0,83
A3	900x900	50,0	140,0	180,0	1,20	1	Stagg	19,00	100,0	115,0	C 25/30	0,81
		50,0	140,0	180,0	1,20	1	Stagg	19,00	100,0	115,0	C 25/30	0,85
		50,0	140,0	180,0	1,20	1	Stagg	19,00	100,0	115,0	C 25/30	0,79

5.10 Versuche von Johnson und Mottram (1990)

Johnson und Mottram [35] führten insgesamt 35 Push-out Tests mit durchgeschweißten Kopfbolzen durch, von denen jedoch nur 23 (siehe Tabelle 5.10) in die weitere Auswertung aufgenommen wurden. Bei den nicht berücksichtigten Tests wurde Leichtbeton bzw. zusätzliche Verbindungsmittel „fixed pins“ verwendet (vgl. Johnson und Mottram [35]). Die Versuchsergebnisse in Tabelle 5.10 wurden aus Hanswille [27] entnommen. Folgende 3 unterschiedliche Trapezprofile wurden verwendet:

- S-Holorib SHR 51/150
- Ribdeck 60
- PMF CF46

Die Kopfbolzenanzahl variierte zwischen 1 und 2 Kopfbolzen, die mittig sowie in „favourable-position“ bzw. „unfavourable-position“ sowie im Fall von 2 Kopfbolzen parallel bzw. versetzt angeordnet wurden. Die Betonplattenbreite betrug 610mm. Die Plattenlänge lag je nach verwendetem Profilblech bei 610mm (SHR51/150), 675mm (PMF CF46) und 735mm (Ribdeck 60). Die Plattenhöhe betrug bei dem Versuchskörper RD30-1-UD (siehe Tabelle 5.10) 140mm ansonsten 120mm. Als Bewehrung wurde eine A142 Matte verwendet.

Tab. 5.10: Die Versuchsdaten und -ergebnisse von Johnson und Mottram (1990) [35]

Versuch	Profilblechgeometrie					Kopfbolzen				Decke h [mm]	Beton Güte [-]	Erg. P _e /P _t [-]
	Bez. [-]	h _p [mm]	b _u [mm]	b _o [mm]	t [mm]	n _r [-]	Pos. [-]	d [mm]	h _{sc} [mm]			
SH1	S-Holorib	51,0	138,0	114,0	1,20	1	M	19,00	95,0	120,0	C 12/15	1,08
SH2	S-Holorib	51,0	138,0	114,0	1,20	1	M	19,00	95,0	120,0	C 12/15	1,10
SH3	S-Holorib	51,0	138,0	114,0	1,20	1	M	19,00	95,0	120,0	C 12/15	1,07
SH4	S-Holorib	51,0	138,0	114,0	1,20	1	M	19,00	95,0	120,0	C 20/25	0,94
SH5	S-Holorib	51,0	138,0	114,0	1,20	1	M	19,00	95,0	120,0	C 20/25	0,90
SH6	S-Holorib	51,0	138,0	114,0	1,20	1	M	19,00	95,0	120,0	C 20/25	0,93
SH7	S-Holorib	51,0	138,0	114,0	1,20	1	M	19,00	95,0	120,0	C 25/30	0,86
SH8	S-Holorib	51,0	138,0	114,0	1,20	1	M	19,00	95,0	120,0	C 25/30	0,84
SH9	S-Holorib	51,0	138,0	114,0	1,20	1	M	19,00	95,0	120,0	C 25/30	0,88
SH10	S-Holorib	51,0	138,0	114,0	1,20	1	M	19,00	97,2	120,0	C 20/25	1,07
SH11	S-Holorib	51,0	138,0	114,0	1,20	2	M	19,00	98,9	120,0	C 20/25	0,84
SH12	S-Holorib	51,0	138,0	114,0	1,20	2	M	19,00	98,6	120,0	C 20/25	0,85
SH13	S-Holorib	51,0	138,0	114,0	1,20	2	M	19,00	98,9	120,0	C 20/25	0,92
SH14	S-Holorib	51,0	138,0	114,0	1,20	2	M	19,00	98,1	120,0	C 20/25	0,89
SH15	S-Holorib	51,0	138,0	114,0	1,20	2	M	19,00	97,9	120,0	C 20/25	0,86
R30-2-SD	Ribdeck60	60,0	155,0	185,0	1,20	2	Stagg	19,00	97,7	120,0	C 16/20	0,96
R30-2-S	Ribdeck60	60,0	155,0	185,0	1,20	2	Stagg	19,00	97,7	120,0	C 16/20	0,85
R30-2	Ribdeck60	60,0	155,0	185,0	1,20	2	M	19,00	96,5	120,0	C 20/25	0,83
R30-2	Ribdeck60	60,0	155,0	185,0	1,20	2	M	19,00	96,3	120,0	C 20/25	0,84
R30-1-U	Ribdeck60	60,0	155,0	185,0	1,20	1	UF	19,00	95,0	120,0	C 20/25	0,70
R30-1-F	Ribdeck60	60,0	155,0	185,0	1,20	1	F	19,00	95,0	120,0	C 20/25	1,06
R30-1-UD	Ribdeck60	60,0	155,0	185,0	1,20	1	UF	19,00	120,0	140,0	C 20/25	0,80
P30-1-U	PMF CF46	46,0	105,0	158,0	1,00	1	UF	19,00	95,0	120,0	C 20/25	0,95

5.11 Versuche von Johnson und Yuan (1998)

Johnson und Yuan stellen in [39] die Ergebnisse von 32 Push-out Tests vor, von denen jedoch nur die Hälfte mit senkrecht zum Träger laufenden Trapezprofilblechen hergestellt wurden. Zusätzlich wurden 2 Versuchskörperreihen G3 und G4 mit Leichtbeton hergestellt und bleiben somit ebenfalls unberücksichtigt. Die Ergebnisse der verwendbaren Versuche sind in Tabelle 5.11 gegeben. Es wurden 3 unterschiedliche Profilblechgeometrien untersucht:

- Multideck 80
- PMF CF70
- PMF CF60

Die Anzahl der Kopfbolzen in einer Sicke betrug ein bzw. zwei Kopfbolzen, die im Falle von einem Kopfbolzen je Sicke sowohl in „mid-position/ central-position“, „favourable-position“ und „unfavourable-position“, während sie bei zwei Kopfbolzen in Reihe („in-series“) angeordnet wurden. Die Plattengeometrie betrug bei allen Push-Out Tests 620x620mm bei einer variablen Betonhöhe von 120-150mm.

Tab. 5.11: Die Versuchsdaten und -ergebnisse von Johnson und Yuan (1998) [39]

Versuch	Profilblechgeometrie					Kopfbolzen				Decke h [mm]	Beton Güte [-]	Erg. P _e /P _t [-]
	Bez. [-]	h _p [mm]	b _u [mm]	b _o [mm]	t [mm]	n _r [-]	Pos. [-]	d [mm]	h _{sc} [mm]			
G1aF	Multideck80	80,0	100,0	180,0	1,20	1	F	19,00	125,0	150,0	C 20/25	1,20
G1bF	Multideck80	80,0	100,0	180,0	1,20	1	F	19,00	125,0	150,0	C 20/25	1,17
G2aC	PMF CF70	55,0	136,0	188,0	0,90	1	M	19,00	125,0	140,0	C 16/20	1,10
G2bC	PMF CF70	55,0	136,0	188,0	0,90	1	M	19,00	125,0	140,0	C 16/20	1,09
G5aU	Multideck80	80,0	100,0	180,0	1,20	1	U	19,00	125,0	150,0	C 20/25	0,91
G5bU	Multideck80	80,0	100,0	180,0	1,20	1	U	19,00	125,0	150,0	C 20/25	0,87
G6aU	PMF CF60	60,0	90,0	136,0	0,90	1	U	19,00	95,0	120,0	C 16/20	0,70
G6bU	PMF CF60	60,0	90,0	136,0	0,90	1	U	19,00	95,0	120,0	C 16/20	0,74
G7aS	PMF CF60	60,0	90,0	136,0	0,90	2	S	19,00	95,0	120,0	C 20/25	0,86
G7bS	PMF CF60	60,0	90,0	136,0	0,90	2	S	19,00	95,0	120,0	C 20/25	0,89
G8aS	Multideck80	80,0	100,0	180,0	1,20	2	S	19,00	125,0	150,0	C 20/25	1,18
G8bS	Multideck80	80,0	100,0	180,0	1,20	2	S	19,00	125,0	150,0	C 20/25	1,16

5.12 Versuche von Ernst (2006)

Insgesamt führte Ernst [20] 91 Push-Out Tests durch, von denen jedoch ein großer Teil infolge der Verwendung zusätzlicher Sickenbewehrung („waveform reinforcement element“, siehe Bild 4.3) bzw. durch Verwendung eines Stahlrings um den Kopfbolzenfuß („stud ring“, siehe Bild 4.1) nicht verwendet werden können. Somit bleiben 21 Versuche, die sich durch das verwendete Trapezblech als auch durch den Versuchsaufbau unterscheiden (siehe Tabelle 5.12 und 5.13). Ernst [20] verwendete nur 2 unterschiedliche Trapezbleche, die jedoch in ihren geometrischen Abmessungen sich sehr ähnelten (siehe Bild 5.4):

- KF70 der Firma Fielders Australia
- W-Dek der Firma Lysaght

Tab. 5.12: Die Versuchsdaten und -ergebnisse der einseitigen P-O-Versuche nach [20] (vgl. Bild 5.5)

Versuch	Profilblechgeometrie					Kopfbolzen				Decke h [mm]	Beton Güte [-]	Erg. P _e /P _t [-]
	Bez. [-]	h _p [mm]	b _u [mm]	b _o [mm]	t [mm]	n _r [-]	Pos. [-]	d [mm]	h _{sc} [mm]			
S3	KF70	55,0	136,0	193,0	0,60	2	Stagg	19,00	100,0	130,0	C 25/30	0,83
S5	KF70	55,0	136,0	193,0	0,60	2	Stagg	19,00	100,0	130,0	C 25/30	0,74
SR1	KF70	55,0	136,0	193,0	1,00	1	F	19,00	100,0	130,0	C 20/25	0,95
SR2	KF70	55,0	136,0	193,0	0,60	1	F	19,00	100,0	130,0	C 30/37	0,80
SR3	KF70	55,0	136,0	193,0	1,00	1	F	19,00	100,0	130,0	C 30/37	1,07
SR13	KF70	55,0	136,0	193,0	1,00	2	F	19,00	130,0	130,0	C 30/37	0,85
S04	KF70	55,0	136,0	193,0	1,00	2	Stagg	19,00	100,0	130,0	C 20/25	0,95
S05	KF70	55,0	136,0	193,0	1,00	2	Stagg	19,00	100,0	130,0	C 25/30	0,91
S06	KF70	55,0	136,0	193,0	1,00	2	Stagg	19,00	100,0	130,0	C 25/30	0,77
S07	KF70	55,0	136,0	193,0	1,00	1	F	19,00	100,0	130,0	C 25/30	1,28
S08	KF70	55,0	136,0	193,0	1,00	1	F	19,00	100,0	130,0	C 25/30	1,24
S09	KF70	55,0	136,0	193,0	1,00	1	F	19,00	100,0	130,0	C 25/30	1,25
S10	KF70	55,0	136,0	193,0	1,00	1	F	19,00	100,0	130,0	C 20/25	0,92
S11	KF70	55,0	136,0	193,0	1,00	1	F	19,00	100,0	130,0	C 25/30	0,95
S12	KF70	55,0	136,0	193,0	1,00	1	F	19,00	100,0	130,0	C 30/37	1,06

Die beiden gewählten Versuchsaufbauten unterscheiden sich erheblich sowohl in ihrem Aufbau als auch in der Art der Aufbringung der Belastung von den sonst üblichen 2-seitigen Push-out Tests, wie sie z.B. in EN 1994-1-1 [18] beschrieben werden. So wird bei dem 1-seitigen Push-Out Test (siehe Bild 5.5), bei dem nur Profilbleche des Typs KF70 verwendet wurden, die Last außenmittig

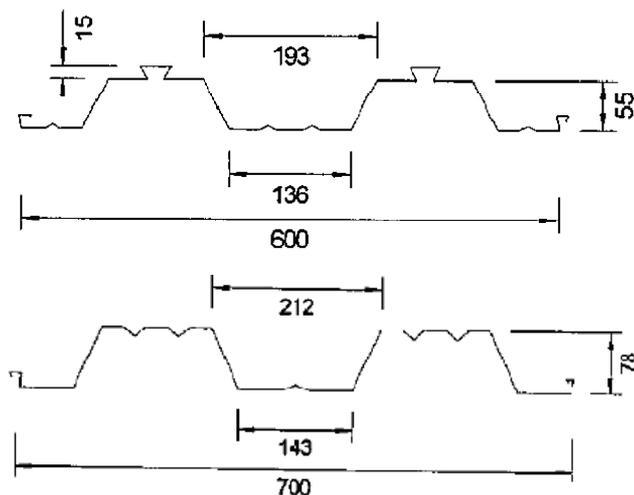


Bild 5.4: Untersuchte Trapezprofilbleche KF70 (oben) und W-Dek (unten) aus Ernst [20]

über die Betonplatte eingeleitet. Während bei dem horizontalen Versuchsaufbau (siehe Bild 5.6) die Last über einen Verteilerträger von 1200m Länge auf die Betonplatte abgegeben wird.

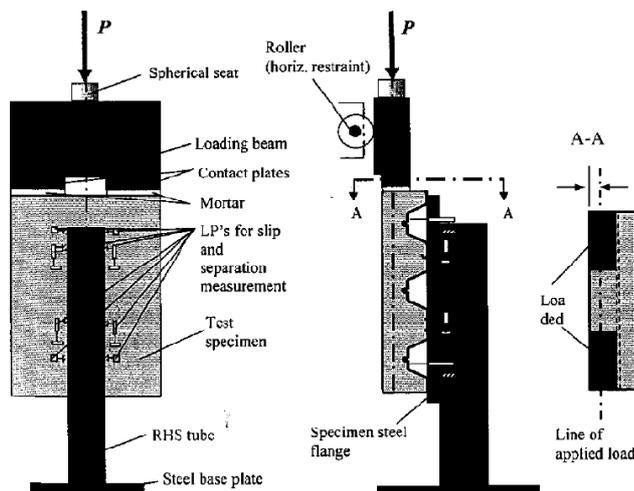


Bild 5.5: Einseitiger Versuchsaufbau aus Ernst [20]

Tab. 5.13: Die Versuchsdaten und -ergebnisse der horizontalen P-O-Versuche nach [20] (vgl. Bild 5.6)

Versuch	Profilblechgeometrie					Kopfbolzen				Decke h [mm]	Beton Güte [-]	Erg. P_e/P_t [-]
	Bez. [-]	h_p [mm]	b_u [mm]	b_o [mm]	t [mm]	n_r [-]	Pos. [-]	d [mm]	h_{sc} [mm]			
SW1	W-Dek	78,0	143,0	212,0	0,75	1	M	19,00	127,0	150,0	C 20/25	1,00
SW2	W-Dek	78,0	143,0	212,0	0,75	1	M	19,00	127,0	150,0	C 25/30	0,97
SWR6	W-Dek	78,0	143,0	212,0	1,00	2	M	19,00	127,0	150,0	C 25/30	0,75
SWR7	W-Dek	78,0	143,0	212,0	1,00	2	M	19,00	127,0	150,0	C 25/30	0,77
SDM1	W-Dek	78,0	143,0	212,0	0,75	2	Stagg	19,00	127,0	150,0	C 25/30	0,82
SDM3	W-Dek	78,0	143,0	212,0	0,75	2	Stagg	19,00	127,0	150,0	C 25/30	0,74

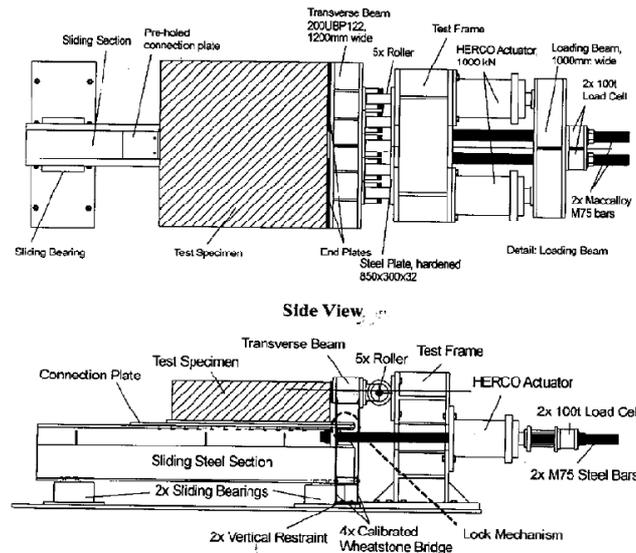


Bild 5.6: Horizontaler Versuchsaufbau aus Ernst [20]

5.13 Versuche von Rambo-Roddenberry (2002)

Rambo-Roddenberry [51] führte insgesamt 93 Push-Out Tests (siehe Tabelle 5.14 und 5.15) durch. Als Besonderheit bei der Versuchsdurchführung von Rambo-Roddenberry [51] ist zu nennen, dass bei den Versuchen eine Horizontalkraft auf die Betonplatte aufgebracht wurde. Die horizontale Belastung betrug bei den Versuchen 79-81,85-87 20%, bei den Versuchen 76-78,82-84 5% der Auflast und bei allen anderen 10% der Auflast.

Ziel dieses Versuchsaufbaus, der in Bild 5.7 dargestellt ist, ist ein realistisches Belastungsbild eines Verbundträgers nachzubilden. Ob dies mit einem Stahlträger direkt über den Kopfbolzen erfolgen kann ist mehr als fraglich. Infolge der vertikal aufgebrachten Kraft werden vor allem Reibungskräfte aktiviert, ob diese als Komponente der Tragfähigkeit eines Kopfbolzens betrachtet werden können, ist sicherlich zu diskutieren. Des Weiteren konnte nicht geklärt werden, wie Rambo-Roddenberry [51] die horizontale Belastung bestimmt und ob eine Kalibrierung der Last während des Versuches erfolgte.

Die in Rambo-Roddenberry [51] gegebenen materiellen und geometrischen Kenngrößen (feet, inch, pound) wurden mit den in Tabelle A.2 in des SI System umgerechnet. Die untersuchten Profilblechgeometrien können Bild 5.8 entnommen werden.

Folgende Versuche konnten nicht in die weitere Auswertung übernommen werden:

- D18 - da kein Ergebnis vorliegt,
- D70-75 - die Versuche eine extrem abweichende Profilblechgeometrie haben und
- D88-93 - bei denen der Bolzenkopf entfernt, Bolzenschaft eingefettet wurde

Dies hat zur Folge, dass hauptsächlich Profilbleche mit einer Höhe h_p von 50,8mm bzw. 76,2mm in die Auswertung übernommen werden. Auffallend bei den Versuchen von Rambo-Roddenberry [51] ist die, im Vergleich zu den Versuchen anderer, teilweise sehr großen Streuungen bei Versuchen gleicher Spezifikation. Hier wären zum Beispiel die Versuche D76-D81 zu nennen (vgl. Tabelle 5.15). Rambo-Roddenberry [51] gibt für die Versuche D76-D78 „Stud Shearing“ und für D79-D81 „Concrete Pullout“ als Fehlermechanismus an. Da die Abweichungen bei D76-D78 am größten sind,

kann vermutet werden, dass hier womöglich die Schweißwulst am Kopfbolzenfuss ungenügend war. Des Weiteren könnte der gewählte Versuchsaufbau ebenfalls eine Rolle spielen.



Bild 5.7: Versuchsaufbau aus Rambo-Roddenberry [51]

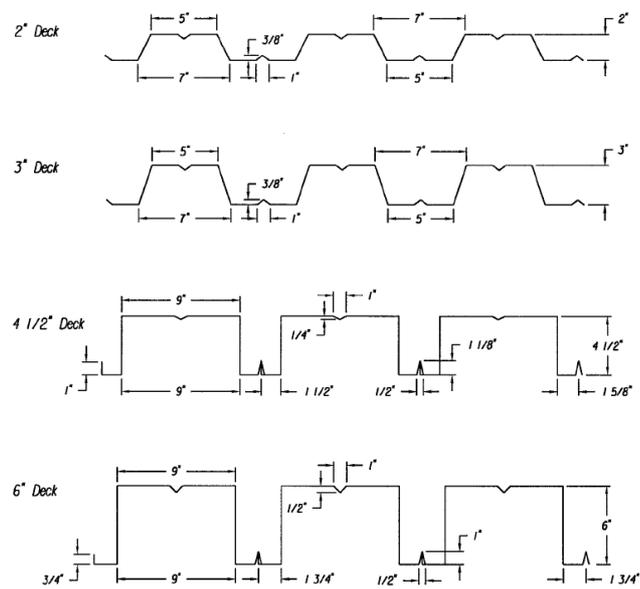


Bild 5.8: Verwendete Profilblechgeometrien aus Rambo-Roddenberry [51]

Tab. 5.14: Die Versuchsdaten und -ergebnisse von Rambo-Roddenberry (2002)Teil 1 [51]

Versuch	Profilblechgeometrie					Kopfbolzen				Decke h [mm]	Beton Güte [-]	Erg. P_e/P_t [-]
	Bez. [-]	h_p [mm]	b_u [mm]	b_o [mm]	t [mm]	n_r [-]	Pos. [-]	d [mm]	h_{sc} [mm]			
D1	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	12,70	101,6	152,4	C 25/30	0,89
D2	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	12,70	101,6	152,4	C 25/30	0,71
D3	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	12,70	101,6	152,4	C 25/30	0,90
D4	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	2	F	12,70	101,6	152,4	C 25/30	1,06
D5	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	2	F	12,70	101,6	152,4	C 25/30	1,04
D6	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	2	F	12,70	101,6	152,4	C 25/30	0,85
D7	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	12,70	101,6	152,4	C 25/30	0,60
D8	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	12,70	101,6	152,4	C 25/30	0,78
D9	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	12,70	101,6	152,4	C 25/30	0,73
D10	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	15,88	101,6	152,4	C 16/20	1,05
D11	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	15,88	101,6	152,4	C 16/20	1,13
D12	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	15,88	101,6	152,4	C 16/20	1,30
D13	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	15,88	88,9	152,4	C 16/20	1,26
D14	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	15,88	88,9	152,4	C 16/20	0,98
D15	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	15,88	88,9	152,4	C 16/20	0,91
D16	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	2	F	15,88	101,6	152,4	C 16/20	1,21
D17	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	2	F	15,88	101,6	152,4	C 16/20	1,57
D19	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	12,70	101,6	152,4	C 30/37	0,72
D20	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	12,70	101,6	152,4	C 30/37	0,74
D21	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	12,70	101,6	152,4	C 30/37	0,54
D22	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	2	F	12,70	101,6	152,4	C 30/37	0,91
D23	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	2	F	12,70	101,6	152,4	C 30/37	1,01
D24	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	2	F	12,70	101,6	152,4	C 30/37	1,13
D25	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	12,70	101,6	152,4	C 30/37	0,74
D26	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	12,70	101,6	152,4	C 30/37	0,59
D27	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	12,70	101,6	152,4	C 30/37	0,56
D28	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	19,05	101,6	152,4	C 35/45	0,81
D29	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	19,05	101,6	152,4	C 35/45	0,76
D30	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	19,05	101,6	152,4	C 35/45	0,88
D31	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	2	F	19,05	101,6	152,4	C 35/45	0,38
D32	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	2	F	19,05	101,6	152,4	C 35/45	0,86
D33	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	2	F	19,05	101,6	152,4	C 35/45	1,03
D34	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	19,05	101,6	152,4	C 35/45	0,61
D35	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	19,05	101,6	152,4	C 35/45	0,49
D36	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	19,05	101,6	152,4	C 35/45	0,63
D37	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	15,88	101,6	152,4	C 25/30	0,97
D38	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	15,88	101,6	152,4	C 25/30	1,02
D39	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	15,88	101,6	152,4	C 25/30	0,87
D40	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	2	F	15,88	101,6	152,4	C 25/30	1,07
D41	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	2	F	15,88	101,6	152,4	C 25/30	1,23
D42	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	2	F	15,88	101,6	152,4	C 25/30	1,27
D43	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	15,88	101,6	152,4	C 25/30	0,55
D44	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	15,88	101,6	152,4	C 25/30	0,67
D45	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	15,88	101,6	152,4	C 25/30	0,66
D46	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	9,53	101,6	152,4	C 20/25	1,11
D47	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	9,53	101,6	152,4	C 20/25	0,98

Tab. 5.15: Die Versuchsdaten und -ergebnisse von Rambo-Roddenberry (2002) Teil 2 [51]

Versuch	Profilblechgeometrie					n _r [-]	Kopfbolzen			Decke h [mm]	Beton Güte [-]	Erg. P _e /P _t [-]
	Bez. [-]	h _p [mm]	b _u [mm]	b _o [mm]	t [mm]		Pos. [-]	d [mm]	h _{sc} [mm]			
D48	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	9,53	101,6	152,4	C 20/25	1,01
D49	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	22,23	101,6	152,4	C 20/25	0,66
D50	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	22,23	101,6	152,4	C 20/25	0,33
D51	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	22,23	101,6	152,4	C 20/25	0,45
D52	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	9,53	101,6	152,4	C 20/25	0,77
D53	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	9,53	101,6	152,4	C 20/25	0,86
D54	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	9,53	101,6	152,4	C 20/25	0,91
D55	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	22,23	101,6	152,4	C 20/25	0,51
D56	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	22,23	101,6	152,4	C 20/25	0,41
D57	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	22,23	101,6	152,4	C 20/25	0,44
D58	T3	76,2	127,0	177,8	0,90	1	F	9,53	127,0	152,4	C 25/30	0,93
D59	T3	76,2	127,0	177,8	0,90	1	F	9,53	127,0	152,4	C 25/30	1,25
D60	T3	76,2	127,0	177,8	0,90	1	F	9,53	127,0	152,4	C 25/30	1,46
D61	T3	76,2	127,0	177,8	0,90	1	F	22,23	127,0	152,4	C 25/30	0,41
D62	T3	76,2	127,0	177,8	0,90	1	F	22,23	127,0	152,4	C 25/30	0,37
D63	T3	76,2	127,0	177,8	0,90	1	F	22,23	127,0	152,4	C 25/30	0,48
D64	T3	76,2	127,0	177,8	0,90	1	UF	9,53	127,0	152,4	C 25/30	0,83
D65	T3	76,2	127,0	177,8	0,90	1	UF	9,53	127,0	152,4	C 25/30	1,03
D66	T3	76,2	127,0	177,8	0,90	1	UF	9,53	127,0	152,4	C 25/30	1,00
D67	T3	76,2	127,0	177,8	0,90	1	UF	22,23	127,0	152,4	C 25/30	0,35
D68	T3	76,2	127,0	177,8	0,90	1	UF	22,23	127,0	152,4	C 25/30	0,58
D69	T3	76,2	127,0	177,8	0,90	1	UF	22,23	127,0	152,4	C 25/30	0,53
D76	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	19,05	101,6	146,1	C 25/30	0,40
D77	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	19,05	101,6	146,1	C 25/30	0,91
D78	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	19,05	101,6	146,1	C 25/30	0,52
D79	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	19,05	101,6	146,1	C 25/30	0,94
D80	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	19,05	101,6	146,1	C 25/30	0,78
D81	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	19,05	101,6	146,1	C 25/30	0,99
D82	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	19,05	101,6	152,4	C 25/30	0,58
D83	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	19,05	101,6	152,4	C 25/30	0,79
D84	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	19,05	101,6	152,4	C 25/30	0,42
D85	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	19,05	101,6	152,4	C 25/30	0,445
D86	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	19,05	101,6	152,4	C 25/30	0,86
D87	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	19,05	101,6	152,4	C 25/30	0,83

5.14 Versuche von Kuhlmann und Konrad (2008)

Kuhlmann und Konrad [40] führten 17 Push-Out Versuche (siehe Tabelle 5.16) mit durchgeschweißten Kopfbolzen durch. Die verwendeten Trapezprofilbleche waren:

- ThyssenKrupp T85.1
- ArcelorMittal Cofrastra 70/183
- Hoesch Holorib HR51/150

In Abhängigkeit der Geometrie des Trapezprofilbleches variierte die Länge der Betonplatte von 588mm (HR51/150), 623mm (Cofrastra70/183) und 840mm (T85.1), während die Plattenbreite konstant bei 800mm lag. Die Plattenhöhe war bei den Hoesch-Profilen 130mm, ansonsten 180mm. Bis auf die Versuchskörper V2, V4 und V6 wurde sowohl eine untere (direkt auf das Trapezblech) als auch obere Bewehrungslage eingelegt. Bei den Versuchskörpern V2, V4 und V6 wurde die untere Bewehrungslage weggelassen. Genauere Informationen über Versuchsaufbau, -durchführung und -ergebnisse können [40] und [41] entnommen werden.

Tab. 5.16: Die Versuchsdaten und -ergebnisse von Kuhlmann und Konrad (2008) [40]

Versuch	Profilblechgeometrie					Kopfbolzen				Decke h [mm]	Beton Güte [-]	Erg. P _e /P _t [-]
	Bez. [-]	h _p [mm]	b _u [mm]	b _o [mm]	t [mm]	n _r [-]	Pos. [-]	d [mm]	h _{sc} [mm]			
V1	ThysKru	83,0	119,0	240,0	0,75	2	F	19,00	150,0	180,0	C 25/30	0,97
V2	ThysKru	83,0	119,0	240,0	0,75	2	F	19,00	150,0	180,0	C 25/30	0,92
V3	ThysKru	83,0	119,0	240,0	0,75	2	UF	19,00	150,0	180,0	C 25/30	0,65
V4	ThysKru	83,0	119,0	240,0	0,75	2	UF	19,00	150,0	180,0	C 25/30	0,69
V5	ThysKru	83,0	119,0	240,0	0,75	2	Stagg	19,00	150,0	180,0	C 25/30	0,92
V6	ThysKru	83,0	119,0	240,0	0,75	2	Stagg	19,00	150,0	180,0	C 25/30	0,91
V7	Cofrastra	70,0	92,0	130,0	1,00	1	F	19,00	100,0	180,0	C 25/30	1,51
V8	Cofrastra	70,0	92,0	130,0	1,00	1	F	19,00	125,0	180,0	C 25/30	1,07
V9	Cofrastra	70,0	92,0	130,0	1,00	1	F	19,00	150,0	180,0	C 25/30	0,92
V10	Cofrastra	70,0	92,0	130,0	1,00	1	UF	19,00	100,0	180,0	C 25/30	0,92
V11	Cofrastra	70,0	92,0	130,0	1,00	1	UF	19,00	125,0	180,0	C 25/30	0,43
V12	Cofrastra	70,0	92,0	130,0	1,00	1	UF	19,00	150,0	180,0	C 25/30	0,58
V13	Holorib	51,0	138,0	114,0	0,75	1	M	19,00	75,0	130,0	C 25/30	0,96
V14	Holorib	51,0	138,0	114,0	0,75	1	M	19,00	100,0	130,0	C 25/30	0,90
V15	Holorib	51,0	138,0	114,0	0,75	1	UF	19,00	100,0	130,0	C 30/37	0,53
V16	Holorib	51,0	138,0	114,0	0,75	1	F	19,00	100,0	130,0	C 30/37	1,09
V17	Holorib	51,0	138,0	114,0	0,75	2	Stagg	19,00	100,0	130,0	C 25/30	0,94

5.15 Zusammenfassung

Insgesamt wurden 450 Push-Out Versuche in der Literatur gefunden, von den jedoch nur 326 Push-Out Tests mit senkrecht zum Träger spannenden Trapezprofilblechen durchgeführt wurden (vgl. Tabelle 5.17). Bei einer weiteren Überprüfung der vorliegenden Versuche bzw. der vorliegenden Material- und Geometriespezifikationen wurden auf Grund von Besonderheiten der einzelnen Versuche, zusätzlich 28 Versuche aus der Datenbasis entfernt.

Die Gründe hierfür waren vielfältig und sind teilweise bereits in den einzelnen Abschnitten zu den

Tab. 5.17: Übersicht Anzahl der Push-Out Tests

Versuche aus der Literatur					
	Lit.	Jahr	Insgesamt	Auswahl	Auswertung
Roik, Bürkner	[53]	1979	32	26	24
Roik, Bürkner	[54]	1991	16	16	16
Roik, Lungershausen	[55]	1988	4	4	4
Roik, Hanswille	[55]	1988	5	5	5
Bode, Künzel	[55]	1987	10	10	10
Bode, Künzel	[7]	1991	24	24	18
Robinson	[52]	1988	49	29	29
Lloyd, Wright	[44]	1990	42	39	39
Johnson, Mottram	[35]	1990	35	23	23
Johnson, Yuan	[39]	1998	32	16	12
Rambo-Roddenberry	[51]	2002	93	93	80
Ernst	[20]	2006	91	25	21
Kuhlmann, Konrad	[40]	2008	17	17	17
Summe			450	326	298

Versuchsreihen beschrieben. Zusammenfassend können folgende Gründe genannt werden, die zu einer Nichtberücksichtigung geführt haben:

- Verwendung von Leichtbeton (siehe z. B. Johnson und Mottram [35])
- Bolzenverbindung ohne Dübelkopf (siehe Rambo-Roddenberry [51])
- extreme Profilblechgeometrien (siehe Rambo-Roddenberry [51])
- kein bzw. kein eindeutig reproduzierbares Ergebnis (siehe Rambo-Roddenberry [51] und Ernst [20])

6 Modellvergleich anhand bestehender Versuche

6.1 Vergleich von DIN 18800-5 [13] bzw. EN 1994-1-1 [18]

Der Vergleich der Versuchslasten P_e der in Kapitel 5 vorgestellten Push-out Tests zeigt, dass im Mittel die Tragfähigkeit P_t nach Gleichung 3.12 bzw. 3.13, Grundlage für die Bestimmung der charakteristischen Tragfähigkeit P_{Rk} nach DIN 18800-5 [13] bzw. EN 1994-1-1 [18], überschätzt wird (vgl. Bild 6.1). Der Mittelwert aus den Quotienten P_e/P_t ergibt sich zu 0,92 mit einem zugehörigen Variationskoeffizienten von 0,36 für alle Versuche der Datenbasis: Unter Berücksichtigung der

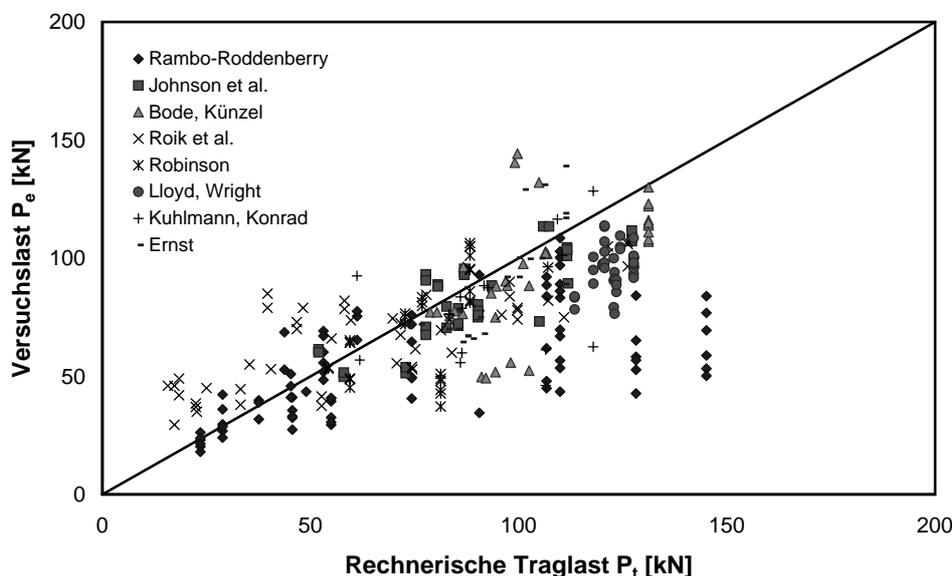


Bild 6.1: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [55] mit allen Versuchswerten P_e

Anwendungsgrenzen der DIN 18800-5 [13] (vgl. Abschnitt 3.2) ergibt sich keine deutliche Verbesserung der Qualität der normativen Regelung (siehe Bild 6.2). Zwar fallen infolge der gewählten Anwendungsgrenzen einige „Ausreißer“ aus der Versuchsreihe von Rambo-Roddenberry [51] (vgl. Abschnitt 5.13) weg (vgl. Bild 6.1 mit Bild 6.2), jedoch muss festgestellt werden, dass auch Versuche, die eine relativ gute Übereinstimmung mit der rechnerischen Traglast P_t gerade im Bereich niedriger Kopfbolzentragfähigkeiten ($P_e < 50\text{kN}$) haben, nicht mehr berücksichtigt werden. So ergibt sich der Mittelwert der Verhältnisse zwischen Versuchen im Anwendungsbereich der Norm zu 0,87, bei einem deutlich verbesserten Variationskoeffizienten von 0,23. Die Abhängigkeit der Kopfbolzenposition auf die Genauigkeit der ermittelten Tragfähigkeiten P_t zeigt sich durch die Bilder 6.4(a), 6.4(b) und 6.3(b). Auffallend ist, dass gerade Kopfbolzen in „unfavourable position“ im Versuch deutlich niedrigere Tragfähigkeiten zeigen als durch die Norm bestimmt. Scheinbar jedoch reduziert sich diese Ungenauigkeit bei 2 Kopfbolzen in der Sicke (siehe Bild 6.3(a)) infolge des geringeren oberen Grenzwertes $k_{t,max}$ (siehe Tabelle 3.1) sowie durch die Berücksichtigung der Kopfbolzenanzahl ($1/\sqrt{n_r}$) in Gleichung 3.5.

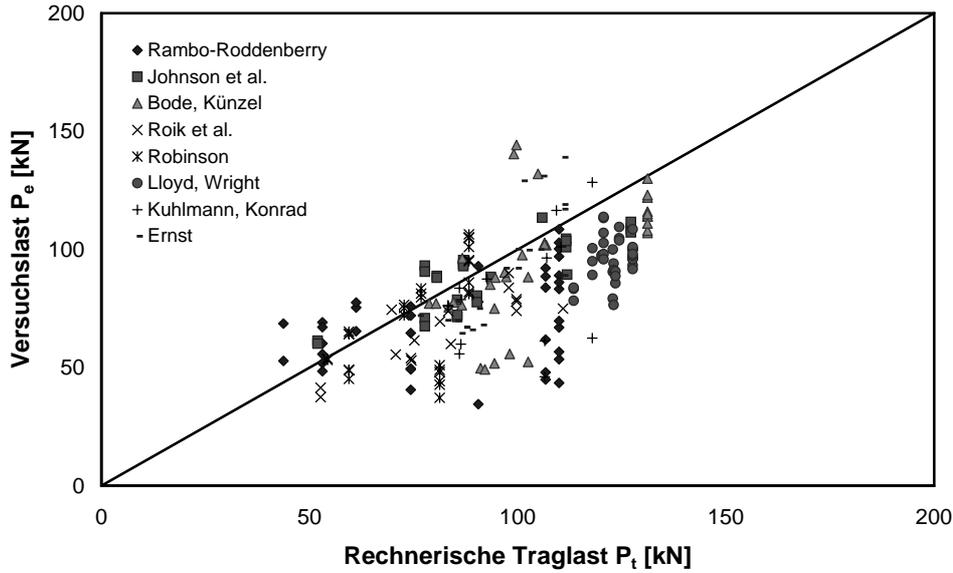


Bild 6.2: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [55] mit den Versuchswerten P_e im Anwendungsbereich von [13] bzw. [18]

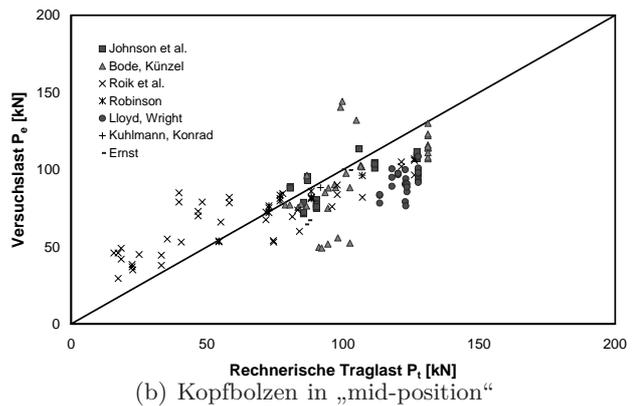
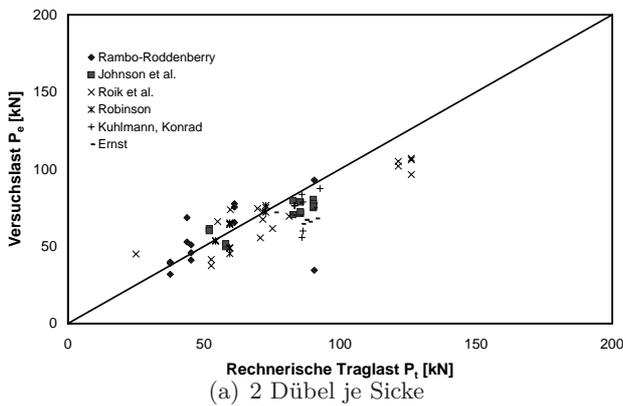


Bild 6.3: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [55] mit den Versuchswerten P_e für 2 Kopfbolzendübel bzw. für Kopfbolzen in „mid-position“

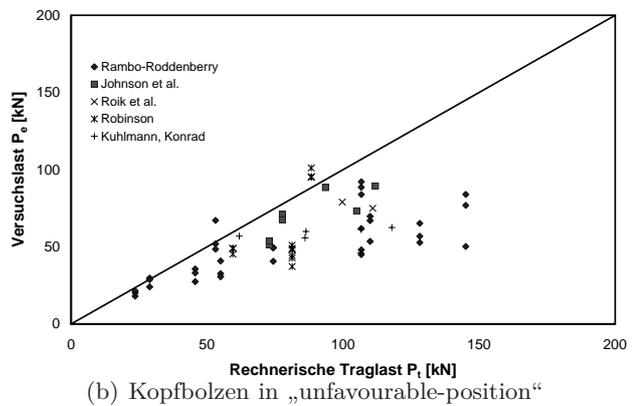
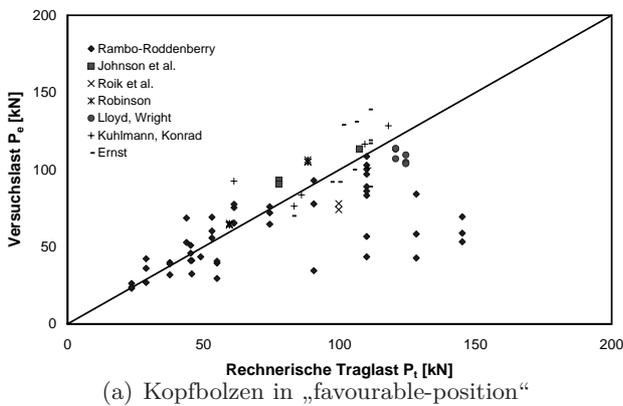


Bild 6.4: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [55] mit den Versuchswerten P_e für Kopfbolzen in „favourable-position“ bzw. „unfavourable-position“

6.2 Vergleich mit dem Modell nach Ernst

Die Bestimmung der Einzeltragfähigkeiten in Abhängigkeit des jeweiligen Versagensmechanismus erfolgt im Falle „rib-punch through-failure“ ohne Berücksichtigung des unteren Grenzwertes $P_{Rt,min}$ (vgl. Abschnitt 4.1). Wie in Bild 4.4 ersichtlich, dient die reduzierte Tragfähigkeit $P_{Rt,min}$ zur Sicherstellung duktilen Verhaltens. Dies kann jedoch durch die vorliegenden Versuchsdaten nicht berücksichtigt bzw. untersucht werden.

Das Modell liegt, wie in Bild 6.5 zu erkennen, für die meisten Versuche deutlich auf der sicheren Seite (Mittelwert $\mu = 2,19$, Variationskoeffizient $VarK = 0,68$). Wie bereits bei dem vorangegangenen Vergleich (siehe Abschnitt 6.1) zeigen die Versuche von Rambo-Roddenberry [51] die größten Abweichungen. Im Gegensatz hierzu werden vor allem die maximalen Traglasten P_t bei Versuchen

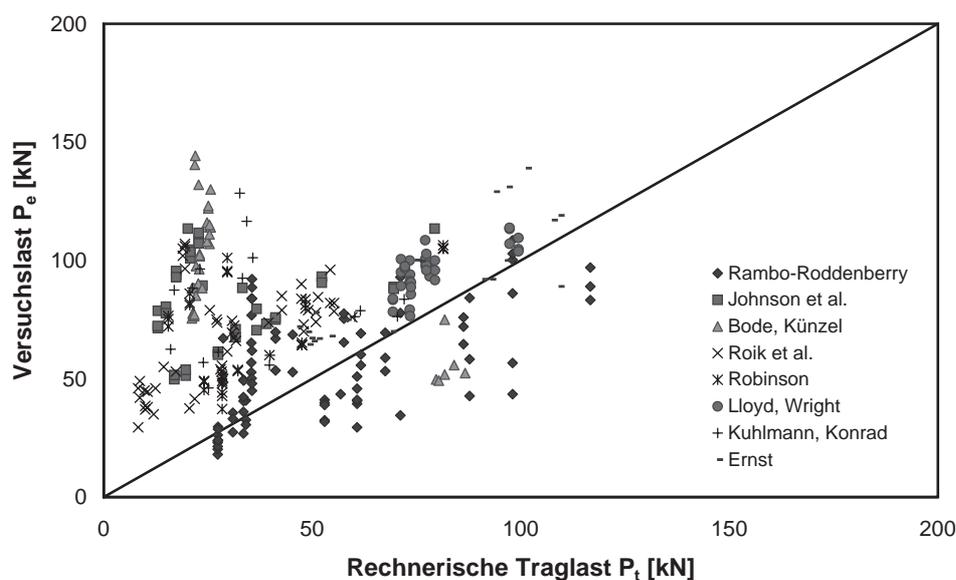


Bild 6.5: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [20] mit allen Versuchswerten P_e

mit hinterschnittenen Profilen, wie z.B. Hoesch Holorib HR 51/150 zu niedrig ermittelt. Mit Blick auf das in Abschnitt 4.1 vorgestellte Modell und den Push-out Tests, die im Rahmen der Arbeit von Ernst [20] durchgeführt worden sind, bzw. den hierbei verwendeten Profilblechgeometrien, muss festgehalten werden, dass der Anwendungsbereich auf offenen Profile mit relativ großen Sickenbreiten beschränkt sein könnte. Dennoch konnte in Ernst [20] kein begrenzender Anwendungsbereich für das Modell bestimmt werden. Da Ernst [20] den Abstand der Kopfbolzen in der Sicke zum Trapezblechstege, also die Position der Kopfbolzen in der Sicke, berücksichtigt, liegen die rechnerischen Tragfähigkeiten P_t für Kopfbolzen in „unfavourable-position“ deutlich auf der sicheren Seite (vgl. Bild 6.7(b)). Ein ähnliches Bild zeigt sich für die Fälle 2 Kopfbolzendübel je Sicke (vgl. Bild 6.6(a)) und Kopfbolzen in „mid-position“ (vgl. Bild 6.6(b)). Im Gegensatz hierzu streuen die Ergebnisse bei Kopfbolzen in „favourable-position“ relativ stark um die Diagonale (siehe Bild 6.7(a)).

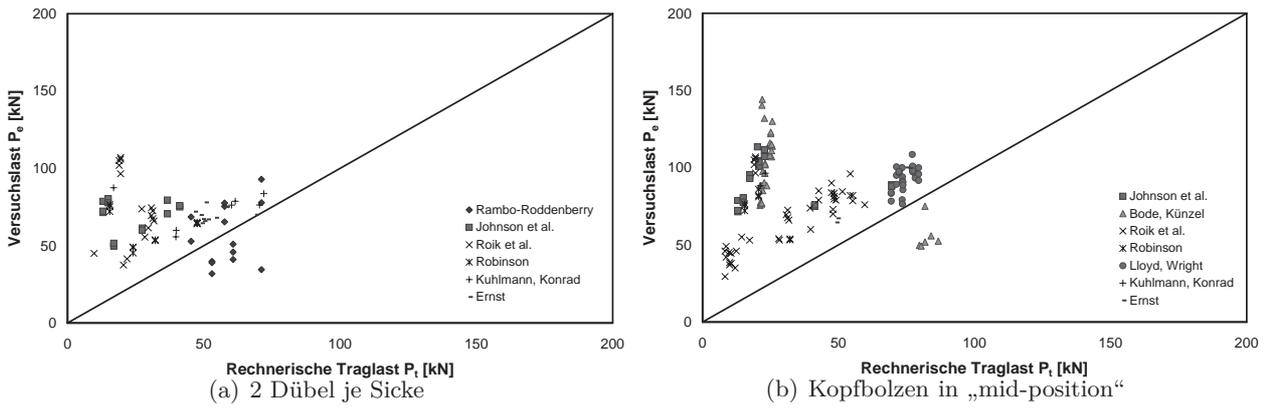


Bild 6.6: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [20] mit den Versuchswerten P_e für 2 Kopfbolzendübel bzw. für Kopfbolzen in „mid-position“

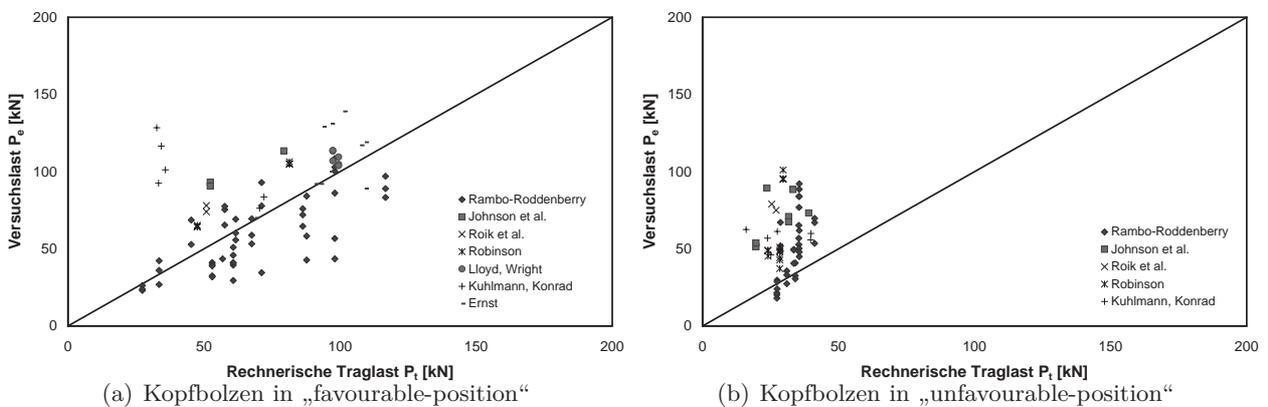
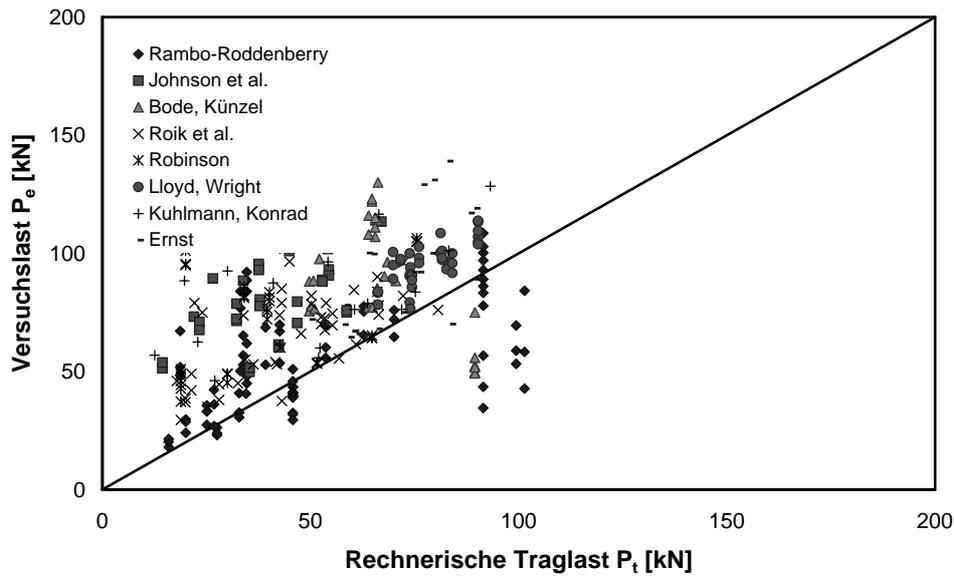
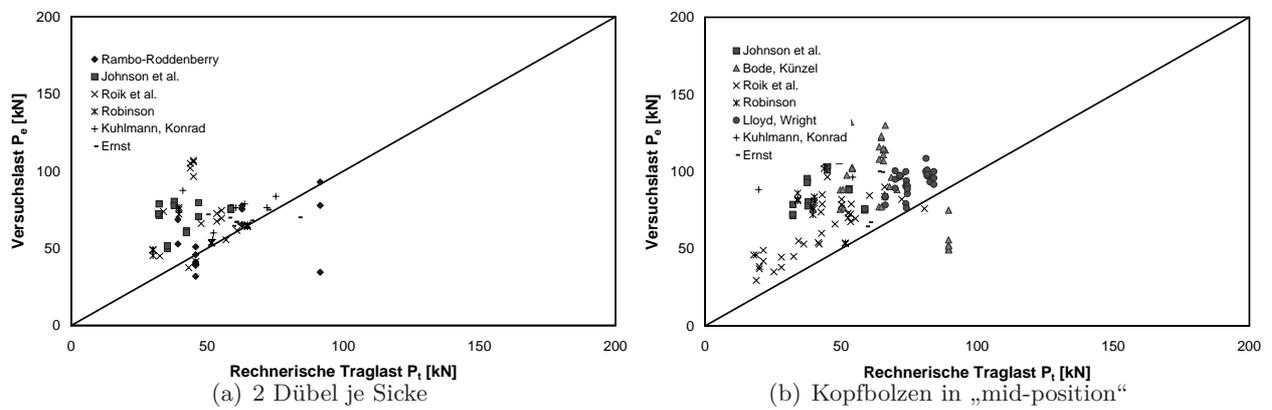
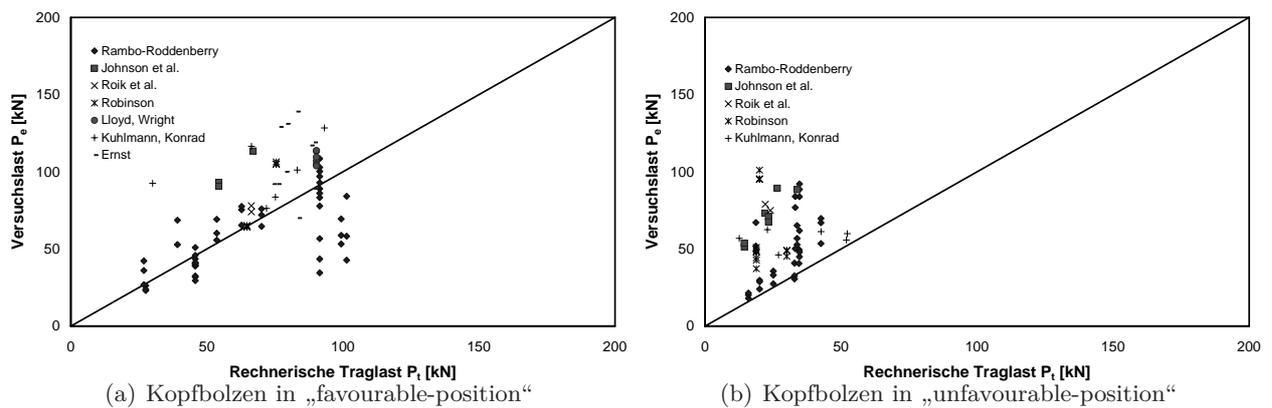


Bild 6.7: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [20] mit den Versuchswerten P_e für Kopfbolzen in „favourable-position“ bzw. „unfavourable-position“

6.3 Vergleich mit dem Modell nach Jenisch

Der Vergleich der Versuchsergebnisse P_e mit den ermittelten rechnerischen Traglasten P_t nach dem Modell von Jenisch [34] zeigt, dass das Modell die Versuchslast im Mittel überschätzt (vgl. Bild 6.8). Es ergibt sich ein Mittelwert $\mu = 1,58$ mit einem Variationskoeffizienten $VarK = 0,46$. Auf Grund der fehlenden Definition von Anwendungsgrenzen in Jenisch [34], kann der Vergleich im Anwendungsbereich des Modells nicht erfolgen. Es ist jedoch davon auszugehen, dass Jenisch [34] sein Modell hauptsächlich anhand der Versuche aus den Abschnitten 5.2- 5.7 überprüft hat und in diesem Bereich die Anwendbarkeit zu sehen ist.

Wie bereits Bild 6.8 vermuten lässt, zeigt sich, dass die Anwendung des Modells von Jenisch [34] sowohl für 2 Kopfbolzen (siehe Bild 6.9(a)) in der Sicke als auch in Abhängigkeit der verschiedenen Kopfbolzenpositionen in der Sicke (siehe Bilder 6.9(b), 6.10(a) und 6.10(b)) konservative Ergebnisse liefert. Auffallend hierbei ist wieder, der im Vergleich zu den anderen möglichen Kopfbolzenpositionen, etwas höhere Streubereich der Kopfbolzen in „favourable-position“.

Bild 6.8: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [34] mit allen Versuchswerten P_e Bild 6.9: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [34] mit den Versuchswerten P_e für 2 Kopfbolzendübel zw. für Kopfbolzen in „mid-position“Bild 6.10: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [34] mit den Versuchswerten P_e für Kopfbolzen in „favourable-position“ bzw. „unfavourable-position“

6.4 Vergleich des Modells von Johnson und Yuan

Insgesamt zeigt das Modell von Johnson und Yuan [37, 38] im Vergleich mit allen Versuchen eine zu geringe rechnerische Tragfähigkeit P_t im Vergleich zu den Versuchsergebnissen P_e (vgl. Bild 6.11). Der Mittelwert μ aus den Quotienten der Versuchslast P_e und der zugehörigen rechnerischen Tragfähigkeit P_t ergibt sich zu 0,83 mit einem Variationskoeffizienten $VarK = 0,25$. Die Bestimmung der rechnerischen Tragfähigkeiten erfolgte mit den Abminderungsfaktoren nach Johnson und Yuan [37, 38] (vgl. Abschnitt 4.3) angewandt auf die mittleren Tragfähigkeiten nach Roik u. a. [55] (vgl. Abschnitt 3.4). Hierbei ist jedoch zu beachten, dass evtl. die Bestimmungsgleichung der rechnerischen Tragfähigkeit eines Kopfbolzens in einer Vollbetonplatte, auf die der Abminderungsfaktor k nach Johnson und Yuan [37, 38] angewendet wird, bei Johnson und Yuan [37, 38] im Vergleich zu Roik u. a. [55] unterschiedlich ist. So gibt Johnson und Yuan [37] als Mittelwert der erwarteten Tragfähigkeit einen um 14% erhöhten charakteristischen Wert der Gleichung 3.3 an. Dies hat zur Folge, dass im Vergleich zu Roik u. a. [55] die Tragfähigkeit eines Kopfbolzens in einer Vollbetonplatte um bis zu 12% niedriger bestimmt wird. Gleichzeitig konnte nicht eindeutig bestimmt werden, ob für den Fall Stahlversagen die Gleichung 3.14 mit dem Vorfaktor $c_u = 0,8$ oder $c_u = 1,0$ verwendet wurde (vgl. Tabelle 3.2).

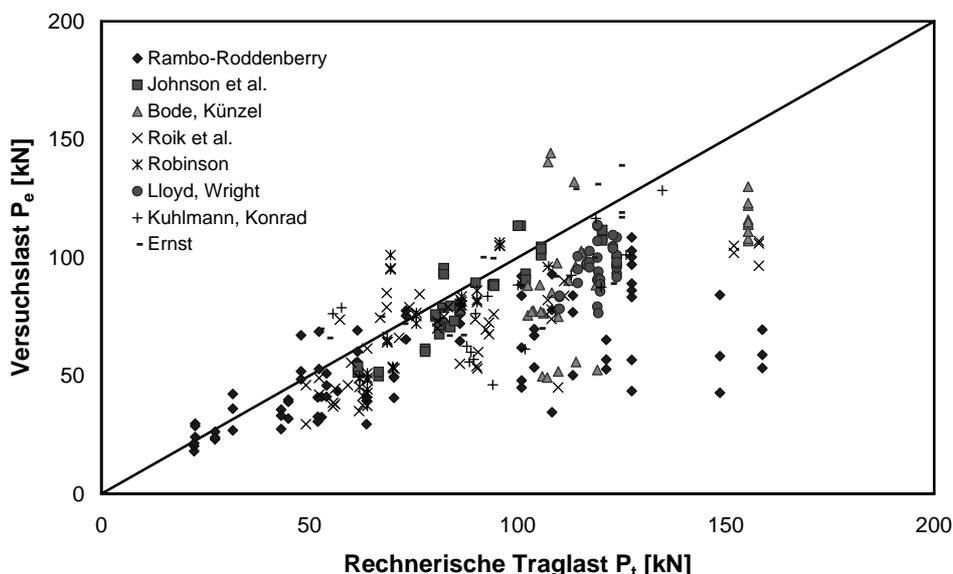


Bild 6.11: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [39, 64] mit allen Versuchswerten P_e

Die Bestimmung der im Anwendungsbereich des Modells von Johnson und Yuan [37, 38] liegender Push-Out Tests erfolgt unter Berücksichtigung der in Abschnitt 4.3 beschriebenen Anwendungsgrenzen. Hierbei wird jedoch die in Johnson und Yuan [37] etwas höhere Betongüte von bis C35/45 berücksichtigt. Der Vergleich der Ergebnisse des Modells nach Johnson und Yuan [37, 38] bzw. Yuan [64] im Anwendungsbereich des Modells (siehe Bild 6.12) zeigt ein ähnliches Verhalten wie in Bild 6.11 bereits beschrieben. Es ergibt sich ein verbesserter Mittelwert μ von 0,89 sowie ein verbesserter Variationskoeffizient $VarK$ von 0,21 Infolge der Berücksichtigung der Lage der Kopfbolzen in der Sicke durch den Abstand e_f (siehe Abschnitt 4.3) bei der Bestimmung des Abminderungsfaktors, zeigt das Modell von Johnson und Yuan [37, 38] auch für Kopfbolzen in „unfavourable position“ (siehe Bild 6.14(b)) keine größeren Abweichungen wie die Kopfbolzen in „mid-position“ und „favourable-position“ (siehe Bild 6.13(b) und Bild 6.14(a)). Das Gleiche giltet auch für 2 Kopfbolzen in der Sicke, wie in Bild 6.13(a) dargestellt.

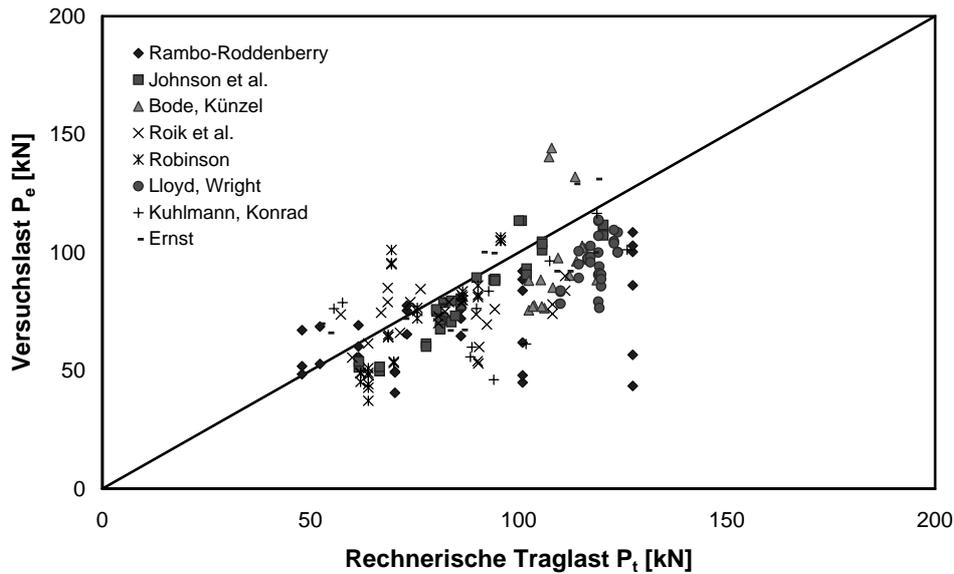


Bild 6.12: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [39, 64] mit den Versuchswerten P_e im Anwendungsbereich des Modells

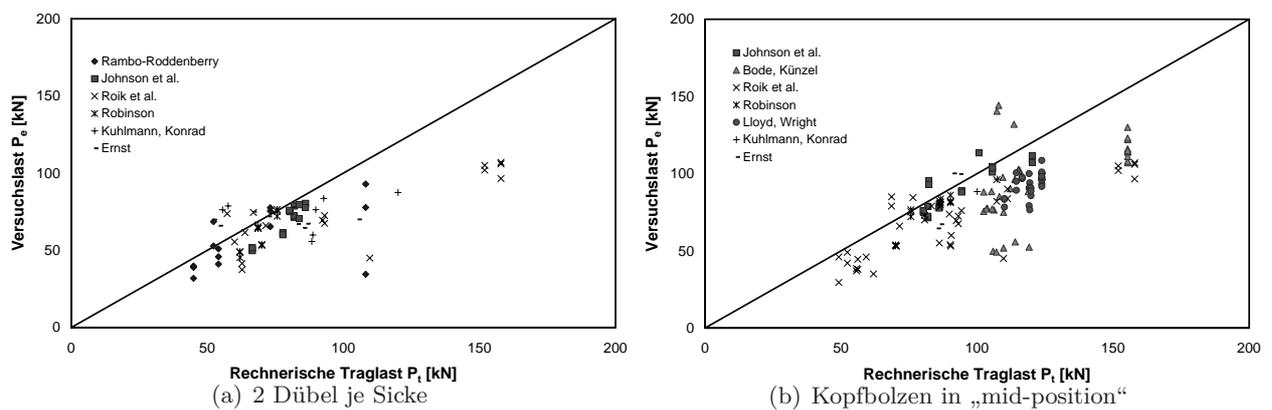


Bild 6.13: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [39, 64] mit den Versuchswerten P_e für 2 Kopfbolzendübel bzw. für Kopfbolzen in „mid-position“

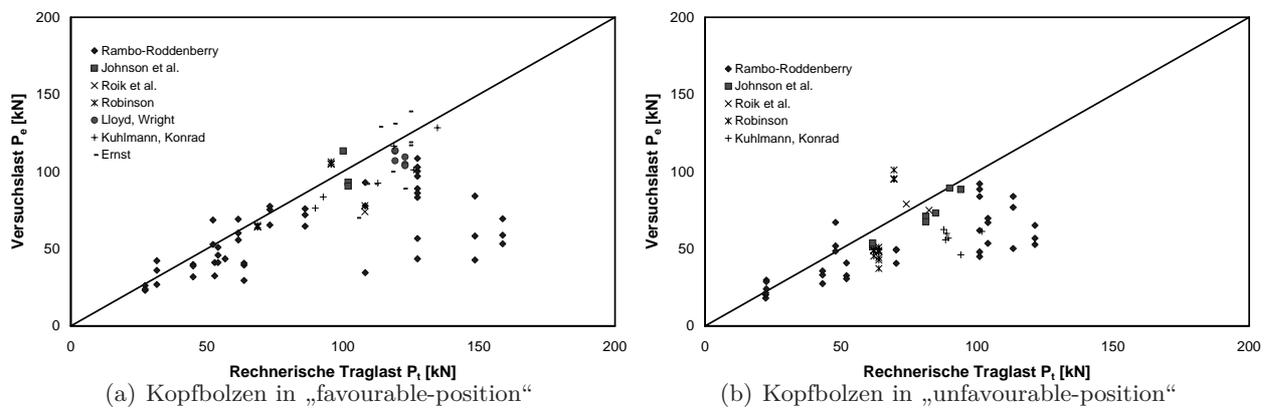


Bild 6.14: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [39, 64] mit den Versuchswerten P_e für Kopfbolzen in „favourable-position“ bzw. „unfavourable-position“

6.5 Vergleich mit Modell nach Lungershausen

Auf Grund der fehlenden Anwendbarkeit des Ausgangsmodells nach Lungershausen [45] bei hinter-schnittenen Profilen bzw. 2 Kopfbolzen in der Sicke erfolgt der Vergleich der rechnerischen Tragfähigkeiten P_t mit den Versuchswerten P_e nach dem „erweiterten Modell“ (vgl. Gleichung 4.26) aus Roik u. a. [55]. Der Anwendungsbereich ist durch die Anwendungsgrenzen der Gleichung 4.24 definiert. Obwohl das vorgeschlagene Modell weder die Lage der Kopfbolzen noch den Einfluss der vorhandenen Betonfestigkeit berücksichtigt zeigt sich sowohl für alle Push-Out Versuche (Mittelwert $\mu = 1,06$, Variationskoeffizient $VarK = 0,25$), vgl. Bild 6.15 als auch die Push-Out Tests im Anwendungsbereich (Mittelwert $\mu = 1,10$, Variationskoeffizient $VarK = 0,23$), wie in Bild 6.16 zu erkennen, eine relativ gute Übereinstimmung. Des Weiteren zeigt sich, dass infolge der Berücksichtigung des Anwendungsbereichs nur eine geringe Anzahl der Versuche entfallen. Sowohl für den Anwendungsfall „2 Kopfbolzen in der Sicke“ (siehe Bild 6.17(a)) als auch für „Kopfbolzen in mid-position“ (siehe Bild 6.17(b)) ergab Gleichung 4.26 gute Werte sowohl im Hinblick auf den Mittelwert als auch auf die Streubreite.

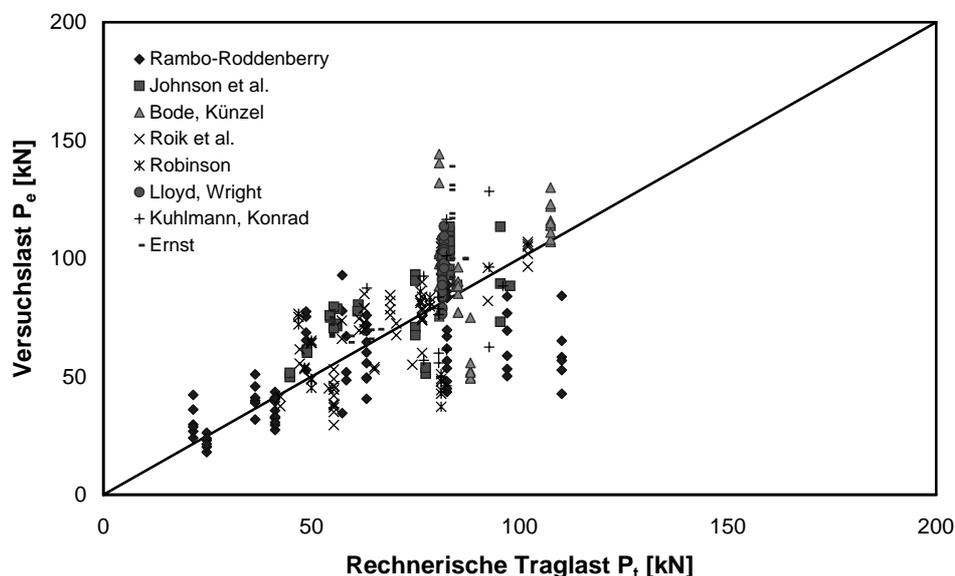


Bild 6.15: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach dem „erweiterten“ Modell nach Lungershausen [45] (vgl.auch Roik u. a. [55]) mit allen Versuchswerten P_e

Ein ähnliches Bild konnte beim Vergleich von Kopfbolzen in „favourable position“ bzw. „unfavourable position“ (siehe Bild 6.18(a) bzw. 6.18(b)) festgestellt werden, wobei hier infolge größerer Unterschiede zwischen Modell und Versuchen von Rambo-Roddenberry [51] (vgl. Abschnitt 4.5) die Streubreite größer ist.

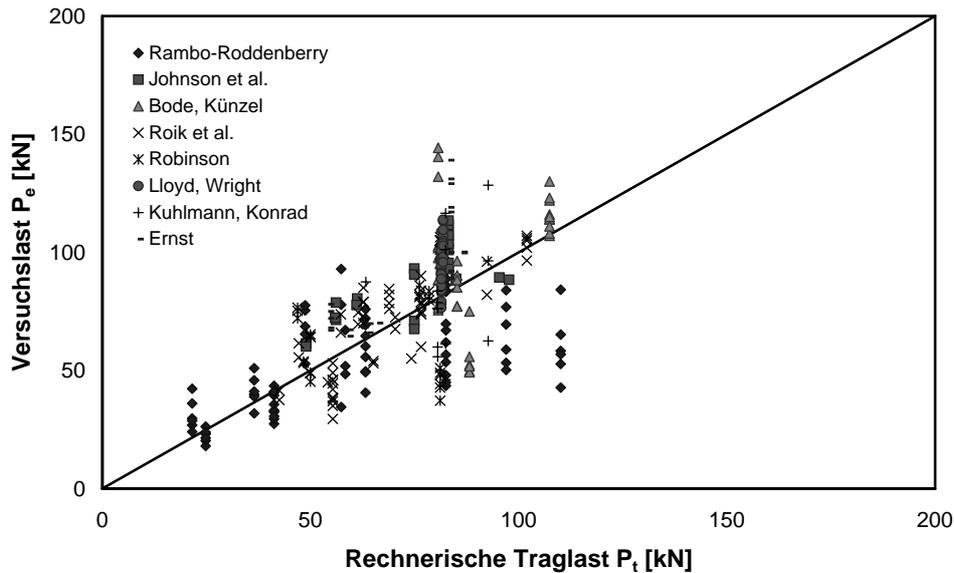


Bild 6.16: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach dem „erweiterten“ Modell nach Lungershausen [45] (vgl. auch Roik u. a. [55]) mit den Versuchswerten P_e im Anwendungsbereich des Modells

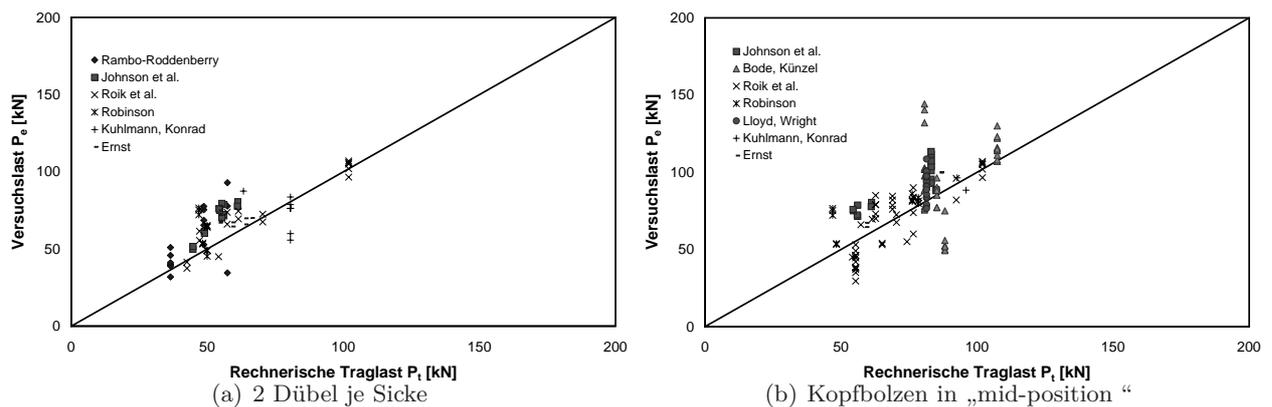


Bild 6.17: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t dem „erweiterten“ Modell nach Lungershausen [45] (vgl. auch Roik u. a. [55]) mit den Versuchswerten P_e

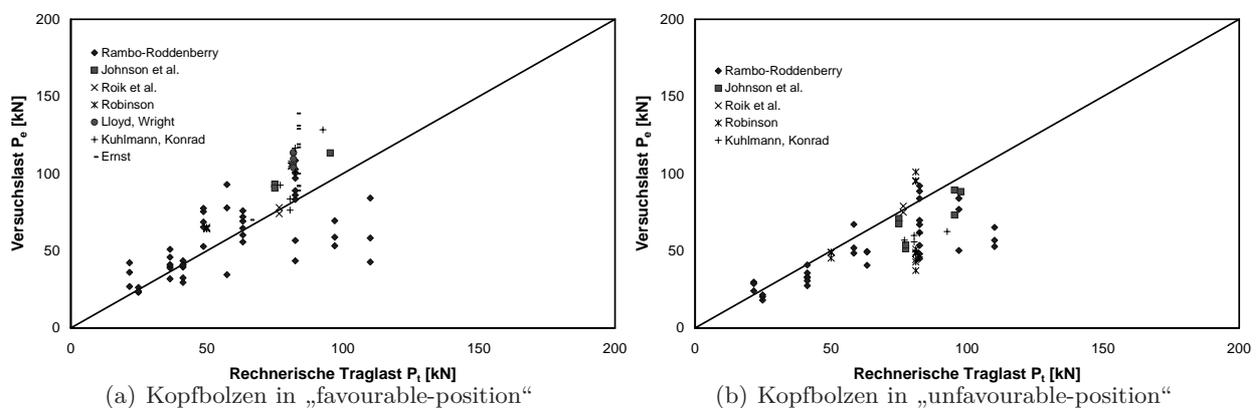


Bild 6.18: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach dem „erweiterten“ Modell nach Lungershausen [45] (vgl. auch Roik u. a. [55]) mit den Versuchswerten P_e

6.6 Vergleich mit dem Modell von Rambo-Roddenberry [51]

Obwohl Rambo-Roddenberry [51] nur konstante Abminderungsfaktoren in Abhängigkeit der Geometrie des verwendeten Trapezprofilblechs vorschlägt (vgl. Abschnitt 4.5) zeigt das Modell von Rambo-Roddenberry [51] im Vergleich zu den anderen Modellen gleichwertige Ergebnisse (vgl. Bild 6.19). Es ergibt sich ein Mittelwert μ von 1,00 und ein Variationskoeffizient $VarK$ von 0,24 bei Berücksichtigung aller Versuche. Hierbei ist zu beachten, dass auf Grund der fehlenden Angaben

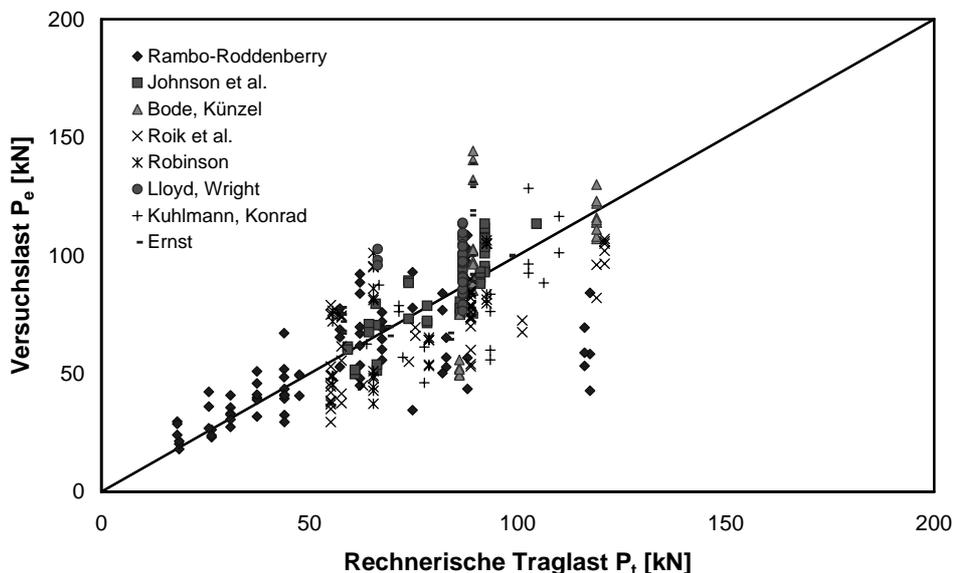


Bild 6.19: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [51] mit allen Versuchswerten P_e

zur Flanschdicke t bzw. zum verwendeten Stahlprofil bei den meisten Versuchen aus Kapitel 5 die Abminderung infolge Unterschreiten des Verhältnisses Kopfbolzendurchmesser d zu Flanschdicke t ($d/t < 2,7$) bei allen betrachteten Versuchen unberücksichtigt bleibt. Des Weiteren findet keine Interpolation des Faktors R_d im Falle von Kopfbolzen in „unfavourable position“ statt, stattdessen wird der kleinere Wert R_d in Abhängigkeit der Profilblechdicke verwendet.

Gerade im Anwendungsbereich des Modells (siehe Bild 6.20) sind, obwohl die Abminderungsfaktoren nur auf die Tragfähigkeitsgleichung gegen Stahlversagen angewendet werden, gute Ergebnisse erzielt worden ($\mu = 1,04$, $VarK = 0,22$). Dies liegt jedoch auch daran, dass infolge des gewählten Anwendungsbereichs eine Vielzahl der Versuche mit Profilblechhöhen $h_p > 76\text{mm}$ wegfallen. Der Anwendungsbereich wurde wie folgt definiert:

- Kopfbolzendurchmesser $3/8\text{in} \approx 9,5\text{mm} \leq d \leq 7/8\text{in} \approx 22,2\text{mm}$
- Profilblechhöhe $h_p \leq 3\text{in} \approx 76,2\text{mm}$
- Profilblechdicke $0,711\text{mm}$ („22 gauge deck“) $\leq t \leq 1,651\text{mm}$ („16 gauge deck“)

Des Weiteren unterscheidet das Modell von Rambo-Roddenberry [51] nicht zwischen „unfavourable position“ und „mid-position“, sondern gibt hier in Abhängigkeit des Abstandes $e_{mid-ht} < 55,9\text{mm}$ einen gemeinsamen Abminderungsfaktor R_p (siehe Abschnitt 4.5) vor, der ca. 40% niedriger ist als der Abminderungsfaktor für Kopfbolzen in „favourable position“ ($e_{mid-ht} \geq 55,9\text{mm}$). Dennoch zeigen sich sowohl für 2 Kopfbolzen in der Sicke (siehe Bild 6.21(a)) als auch für Kopfbolzen in den unterschiedlichen Sickenpositionen gute Übereinstimmungen zwischen rechnerischer Traglast P_t und Versuchslast P_e (vgl. Bild 6.21(b), Bild 6.22(a) und Bild 6.22(b))

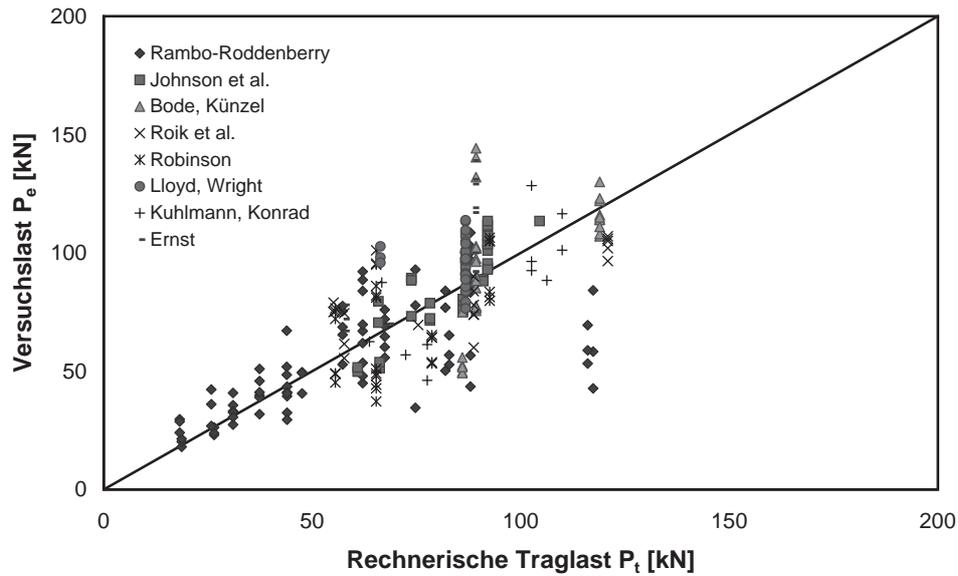


Bild 6.20: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [51] mit den Versuchswerten P_e im Anwendungsbereich von [51]

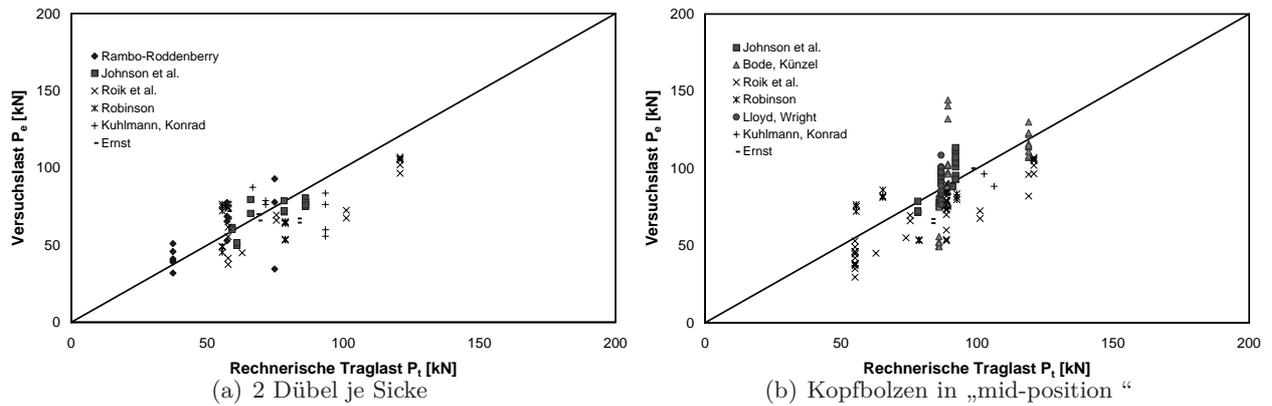


Bild 6.21: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [51] mit den Versuchswerten P_e für 2 Kopfbolzendübel bzw. für Kopfbolzen in „mid-position“

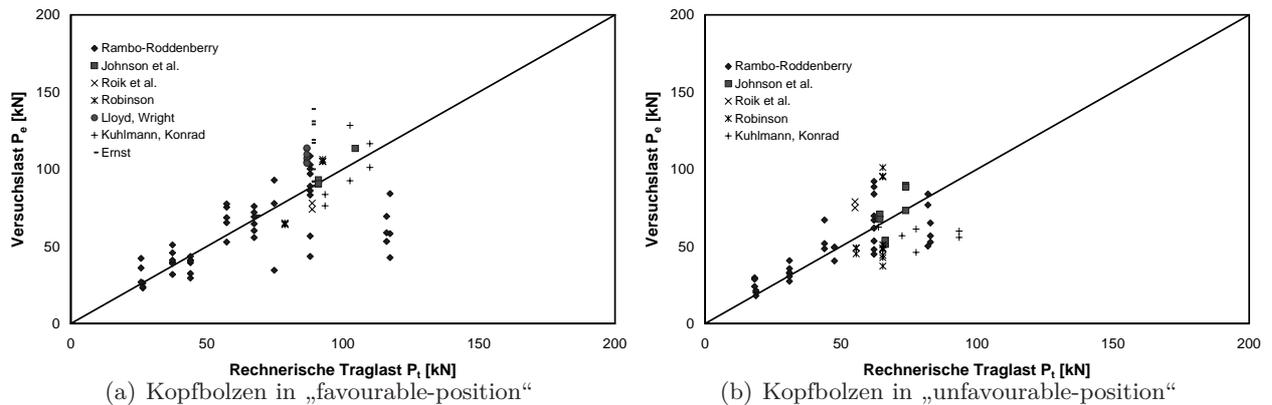


Bild 6.22: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [51] mit den Versuchswerten P_e für Kopfbolzen in „favourable-position“ bzw. „unfavourable-position“

6.7 Vergleich mit dem Modell nach Lawson

Der Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach dem Modell von Lawson [43] mit den beobachteten Versuchslasten P_e zeigt vor allem für die Versuche von Roik und Bürkner [53, 54] (siehe Abschnitt 5.2 und 5.3) und Roik und Lungershausen [56] (siehe Abschnitt 5.5) große, jedoch auf der sicheren Seite liegenden, Abweichungen (vgl. Bild 6.23). Gleichzeitig werden, wie bereits bei anderen Modellen festgestellt, die Tragfähigkeiten P_t für Teile der Versuche von Rambo-Roddenberry [51] durch das Modell von Lawson [43] überschätzt. Für alle Versuche der Datenbasis ergibt sich ein

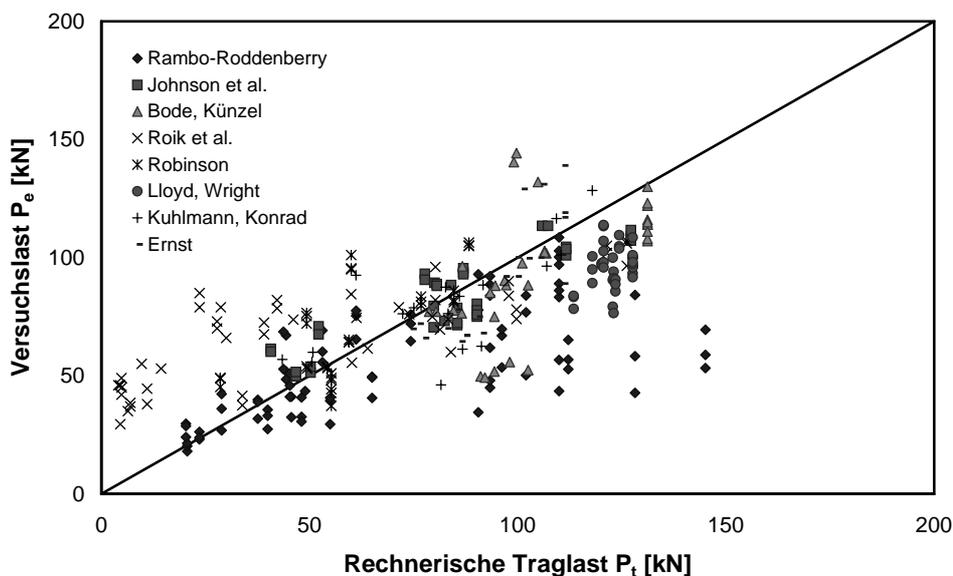


Bild 6.23: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [43] mit allen Versuchswerten P_e

Mittelwert μ von 1,24, bei einem sehr hohen Variationskoeffizienten $VarK$ von 1,1. Durch Berücksichtigung der Anwendungsgrenzen des Modells Lawson [43] fallen jedoch ein Großteil der Versuche von Roik und Bürkner [53, 54] und Roik und Lungershausen [56] weg, während die Versuche von Rambo-Roddenberry [51] beinhaltet sind (vgl. Bild 6.24). Dennoch zeigt sich eine deutliche Verbesserung des Mittelwerts und vor allem des Variationskoeffizienten ($\mu = 0,93$, $VarK = 0,27$). Interessanterweise zeigt das Modell von Lawson [43] für 2 Kopfbolzen in der Sicke relativ gute Ergebnisse (vgl. Bild 6.25(a)), obwohl der Fall 2 Kopfbolzen in der Sicke bei Lawson [43], wie bei DIN 18800-5 [13] bzw. EN 1994-1-1 [18] nur durch Reduktion des Abminderungsfaktors auf ca. 70% ($1/\sqrt{2}$) berücksichtigt wird.

Des Weiteren zeigt sich, ohne Berücksichtigung von Teilen der Versuche von Rambo-Roddenberry [51] sowohl für Kopfbolzen in „favourable position“ (siehe Bild 6.26(a)) als auch in „unfavourable position“ (siehe Bild 6.26(b)) relativ gute Ergebnisse sowohl im Bezug auf den Mittelwert als auch auf die Streubreite. Dem Gegenüber steht für Kopfbolzen in „mid-position“ (siehe Bild 6.25(b)) vor allem bei Versuche mit Versuchslasten von $P_e > 100kN$ ein Überschätzen der Tragfähigkeit durch das Modell von Lawson [43], bei in diesem Bereich jedoch trotzdem relativ geringen Streubreiten.

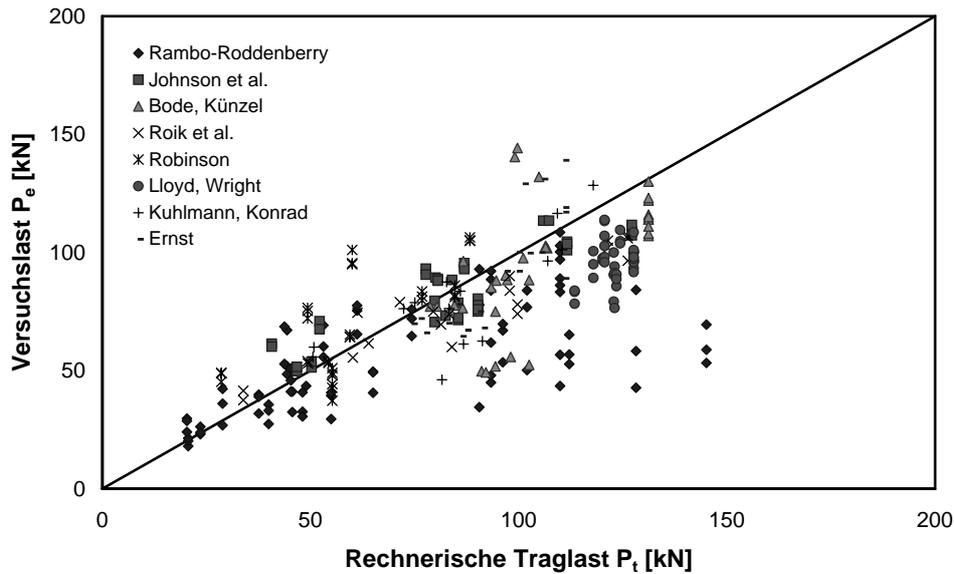


Bild 6.24: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [43] mit den Versuchswerten P_e im Anwendungsbereich von [43]

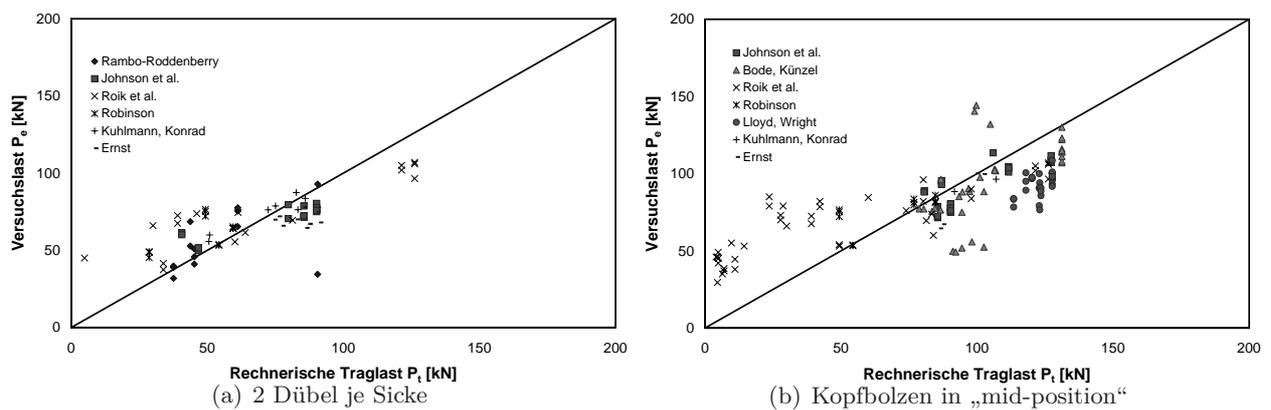


Bild 6.25: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [43] mit den Versuchswerten P_e für 2 Kopfbolzendübel bzw. für Kopfbolzen in „mid-position“

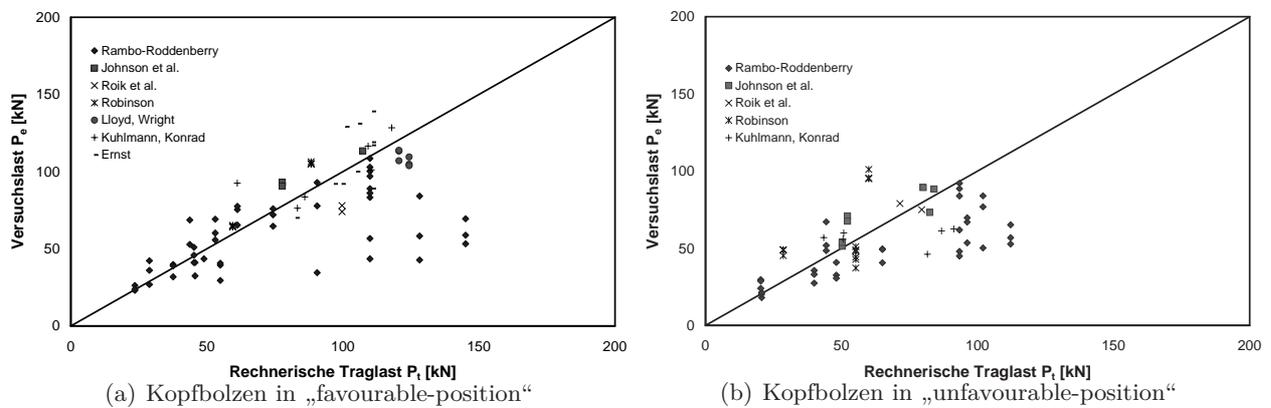


Bild 6.26: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [43] mit den Versuchswerten P_e für Kopfbolzen in „favourable-position“ bzw. „unfavourable-position“

6.8 Zusammenfassung

Der Vergleich der verschiedenen Modelle erfolgt durch Bestimmung des Quotienten aus Versuchslast P_e und der, in Abhängigkeit des jeweiligen Modells, zugehörigen rechnerischen Traglast P_t . Die Kenngrößen werden für jedes Modell sowohl mit und ohne Berücksichtigung der jeweiligen Modellanwendungsgrenzen bestimmt (vgl. Tabelle 6.1). Hierbei zeigte sich, dass bei allen Modellen die Berücksichtigung der zugehörigen Anwendungsgrenzen eine Verringerung der Standardabweichung δ bzw. des Variationskoeffizienten VarK zur Folge hat. Hierbei ist insbesondere das Modell von Lawson [43] zu nennen, das durch Berücksichtigung seiner Anwendungsgrenzen zu deutlich besseren Ergebnissen kommt, wie in Tabelle 6.1 zu erkennen.

Tab. 6.1: Statistische Kenngrößen der überprüften Modelle

Modelle	Alle Versuche			Im Anwendungsbereich		
	Mittelwert μ	Standardabw. δ	Variationsk. VarK	Mittelwert μ	Standardabw. δ	Variationsk. VarK
DIN 18800-5 [13] ¹	0,92	0,33	0,36	0,87	0,20	0,23
Ernst [20]	2,19	1,50	0,68	— ²		
Johnson und Yuan [37, 38] ¹	0,83	0,21	0,25	0,89	0,19	0,21
Jenisch [34]	1,58	0,73	0,46	— ²		
Lungershausen [45]	1,06	0,27	0,25	1,10	0,26	0,23
Rambo-Roddenberry [51]	1,00	0,24	0,24	1,04	0,23	0,22
Lawson [43] ¹	1,24	1,36	1,10	0,93	0,25	0,27

¹ Abminderungsfaktor angewendet auf mittlere Tragfähigkeiten nach Gl. 3.12 bzw. 3.13 (siehe Roik u. a. [55])

² kein Anwendungsbereich definiert

Gleichzeitig muss festgestellt werden, dass sowohl bei dem Modell nach DIN 18800-5 [13] bzw. EN 1994-1-1 [18], dem Modell von Lungershausen [45] und dem Modell von Rambo-Roddenberry [51] eine Verschlechterung im Hinblick auf den Mittelwert μ erfolgte (siehe Tabelle 5.17). Insbesondere bei den Betrachtungen zum Abminderungsfaktor der Norm DIN 18800-5 [13] bzw. EN 1994-1-1 [18] muss jedoch berücksichtigt werden, dass bei der Bestimmung der mittleren Tragfähigkeiten nach Gleichung 3.12 aus Roik u. a. [55] der Sekantenmodul E_{cm} und nicht der Tangentenmodul E_{c0m} verwendet wurde, was zu einer Reduktion der mittleren Tragfähigkeit führt. Die Reduktion liegt bei einer Betonfestigkeit von $f_{cm} = 35\text{N/mm}^2$ bei etwa 6-7 %.

Unter Berücksichtigung der Betrachtungen in Abschnitt 3.6, dass der obere Grenzwert $k_{t,max}$ bei der Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit nach DIN 18800-5 [13] bzw. EN 1994-1-1 [18] unter Verwendung von senkrecht zum Träger spannenden Trapezprofilblechen in der Mehrzahl aller Fälle maßgebend wird, kann festgestellt werden, dass die Verwendung von konstanten Abminderungsfaktoren (siehe hierzu auch das Modell von Rambo-Roddenberry [51]) nicht von vorneherein zu schlechteren Ergebnissen führt. Insbesondere, da sowohl Johnson und Yuan [37, 38] als auch Ernst [20] die verschiedenen möglichen Versagensmechanismen für Kopfbolzen in Trapezblechsicken berücksichtigen, anschliessend jedoch ebenfalls Abminderungsfaktoren auf die Tragfähigkeit in einer Vollbetonplatte vorschlagen.

6.9 Schlussfolgerung

Wie in Abschnitt 6.8 gezeigt, haben die Modelle mit einem Abminderungsfaktor angewandt auf die Kopfbolzentragfähigkeit in einer Vollbetonplatte im Mittel bessere Ergebnisse geliefert als Modelle, die die Kopfbolzentragfähigkeit „direkt“ unter Berücksichtigung der verschiedenen Versagensmechanismen (vgl. Abschnitt 2.2) Kopfbolzenabscheren, Herausziehen des Kopfbolzens, Rippenabscheren, Betonausbruch vor dem Kopfbolzenfuß bestimmen.

Da die eigenen Versuchsbeobachtungen in Kuhlmann und Konrad [40, 41] gezeigt haben, dass in der Mehrzahl aller Fälle verschiedene Versagensmechanismen gleichzeitig auftreten, stellt sich die Frage, wie der maßgebende Versagensmechanismus bestimmt werden kann. Gerade für Modelle, die die verschiedenen Versagensmechanismen berücksichtigen, ist die Kenntnis des Traglast bestimmenden Mechanismus entscheidend für die Entwicklung und Verifikation des Modells. Des Weiteren muss diskutiert werden, ob ein Versagensmechanismus, der erst weit nach Erreichen der maximalen Tragfähigkeit beobachtet wurde, Rückschlüsse auf die Tragfähigkeit bei deutlich niedrigeren Verformungen geben kann. Die eigenen Versuche erreichten ihre Traglast bei 1,1-3,4mm (siehe Kuhlmann und Konrad [40, 41]). Auf diesem Niveau konnten im Normalfall keine Risse etc. festgestellt werden, die auf ein Versagen hindeuten. Erst bei deutlich höherem Schlupf versagten die Versuche bei gleichzeitigem Auftreten verschiedener Versagensmechanismen. So muss ebenfalls geklärt werden, ob ein Versagensmechanismus, der erst weit nach Erreichen der maximalen Tragfähigkeit beobachtet wurde, Rückschlüsse auf die Tragfähigkeit bei einem Schlupf von wenigen Millimetern erlaubt. Gerade die hohen Verformungen bei Auftreten eines Versagensmechanismus bedeuten jedoch, dass immer eine Schädigung des Betons vor dem Bolzenfuß stattgefunden hat. Diese Verformung ist sogar für eine ausreichende Zugkraft im Bolzenschaft, also für den Mechanismus Kopfbolzen Herausziehen zwingend notwendig. Des Weiteren haben eigene Versuchsbeobachtungen die Frage aufgeworfen, ob die Trennung der Versagensmechanismen Rippenabscheren und Betonausbruch sinnvoll ist. Die eigenen Beobachtungen zeigten (siehe Kuhlmann und Konrad [40, 41]), dass Rippenabscheren vor allem bei Kopfbolzen in „favourable position“ auftrat. Also bei einer relativ flachen Druckstrebe und somit hohem horizontalem Lastanteil. Des Weiteren zeigten einige Versuche, exemplarisch ist der Push-Out Test V1-TK-2f (siehe Kuhlmann und Konrad [40, 41]) zu nennen, ein gleichzeitiges Auftreten der beiden Versagensmechanismen. Betrachtet man die obere Sicke in Bild 6.27 erkennt man das gleichzeitige Auftreten der beiden Mechanismen.



Bild 6.27: Beobachtete Versagensmechanismen des Push-Out Tests V1-TK-2f aus Kuhlmann und Konrad [40, 41]

Somit lassen die eigenen Versuchsbeobachtungen die Vermutung zu, dass beide Mechanismen eine gemeinsame Ursache haben. Als Ursache wäre ein Überschreiten der maximal aufnehmbaren Druckkraft im Bereich vor dem Kopfbolzen zu nennen, dass sich in Abhängigkeit der Druckstrebenneigung unterschiedlich darstellt. Diese Annahme wird auch durch Vergleich von Bild 6.28 und Bild 6.29 bekräftigt. Beide Bilder zeigen den Versuch V10-Co-1u. Während die eine Seite bei einem relativ hohen Schlupf abscherete, erkennt man keine weiteren Risse auf der gegenüberliegenden Seite. Gleichzeitig zeigt sich eine starke Schädigung des Betons und des Trapezblechs vor dem

Kopfbolzen. Ausgehend von den hier dargelegten Versuchsbeobachtungen und Überlegungen kann



Bild 6.28: Seitenansicht des Push-Out Tests V10-Co-1u aus Kuhlmann und Konrad [40, 41]

u.E. gefolgert werden, dass Betonversagen bzw. die Schädigung des Beton vor dem Bolzenfuß ein primäres Versagenskriterium ist, das sich möglicherweise durch unterschiedliche Versagensbilder (Rippenabscheren, Betonausbruch) darstellt. Dem Gegenüber steht das Herausziehen des Kopfbolzens, ein Mechanismus dar, der erst infolge großer Verformungen also bereits existierender Betonschädigung im Fußbereich des Kopfbolzen auftreten kann und somit als Sekundärversagen bzw. nachgeordnetem Versagen bezeichnet werden könnte. Des Weiteren kann vor allem bei niedrigen Betongüten auch für Kopfbolzenabscheren von einer Schädigung des Betons vor dem Kopfbolzenfuß ausgegangen werden (siehe untere Sicke in Bild 6.27). In diesem Fall wäre von einer kombinierten Zug-Schubbeanspruchung auszugehen. Erst bei höheren Betongüten und der hieraus resultierenden geringen Verformungen dürfte der Kopfbolzen infolge reiner Schubbeanspruchung versagen.

Zusammenfassend kann gefolgert werden, unter Berücksichtigung der Ergebnisse des vorangegangenen Kapitels sowie der eigenen Versuchsbeobachtungen, dass die Betonschädigung vor dem Kopfbolzen einen hohen Einfluss auf die zu erwartende Traglast hat und somit bei der Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit maßgebend ist. Als Haupteinflussgrößen wären neben der Betondruckfestigkeit für den Fall Kopfbolzen in einer Trapezblechsicke die Geometrie des Betons in der Sicke vor dem Kopfbolzen zu nennen. Ein Abminderungsfaktor angewandt auf die Kopfbolzentragfähigkeit in einer Vollbetonplatte, der die Sickengeometrie, die Kopfbolzenposition in der Sicke usw. berücksichtigt, wäre deshalb zur Berücksichtigung dieser Einflussgrößen geeignet.



Bild 6.29: Seitenansicht des Push-Out Tests V10-Co-1u aus Kuhlmann und Konrad [40, 41]

7 FE-Untersuchungen

7.1 Allgemein

Die in diesem Kapitel vorgestellten FE Untersuchungen und Berechnungen erfolgen mit dem Programm Abaqus [1]. Vorangegangene Arbeiten haben die grundsätzliche Eignung des FE-Programms Abaqus [1] für die Modellierung und numerische Untersuchungen an Verbundträgern und Push-Out Tests gezeigt. (siehe z.B. Sauter [57], Baur [4], Fink und Petraschek [23], Fink u. a. [24]). Die in diesem Kapitel vorgestellten und diskutierten Ergebnisse beruhen in Teilen auf der Diplomarbeit von Sauter [57] am Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart. So sind ein großer Teil der numerischen Berechnungen von Sauter [57] durchgeführt worden.

7.2 Modell und Verifikation

7.2.1 Allgemeines

Die Modellierung der einzelnen Push-out Tests erfolgt unter Berücksichtigung der doppelten Symmetrie des Push-Out Tests mit Hilfe der Programme Abaqus/CAE [1] und Femap [22]. Femap diente zur Modellierung der notwendigen Volumenkörper. Während Abaqus/CAE für das FE-Netz, die Definition der Kontaktflächen, den Last- und Randbedingungen sowie den Materialparameter (siehe Abschnitt 7.2.2) verwendet wurde. Die Analyse bzw. die eigentliche Berechnung erfolgte mit Hilfe von Abaqus/Standard [1].

Zur Modellierung des Betonkörpers als auch der Kopfbolzen inkl. des zugehörigen Stahlblechs wurden Volumenelemente verwendet. Für das Trapezblech wurden hingegen Shell-Elemente (vgl. Abaqus [1]) gewählt. Die Bewehrung waren Beam-Elemente, die über die Option „embedded region“ mit dem Betonnetz verbunden wurden.

Es wurde an den Kontaktflächen ein Reibungsfreier Kontakt modelliert. Die Verbindung zwischen Trapezblech und Kopfbolzen infolge durchgeschweißter Kopfbolzen wurde durch die Definition einer Zwangsbedingung der Knoten in diesem Bereich berücksichtigt (vgl. Abaqus [1]). Die Belastung wurde weggesteuert aufgebracht. Die Auswertung und grafische Darstellung der berechneten Ergebnisse erfolgte ebenfalls mit Programm Abaqus/CAE [1].

7.2.2 Materialmodelle

7.2.2.1 Betonmodell

Abaqus [1] kennt 3 unterschiedliche Materialmodelle für Beton:

- „Concrete smeared cracking“
- „Concrete damaged plasticity“
- „Cracking model for concrete“

Im Rahmen von Voruntersuchungen wurde jedoch nur die Eignung der beiden Modelle „Concrete smeared cracking“ und „Concrete Damaged Plasticity“ untersucht. Ein Grund für die Nichtberücksichtigung des 3. Modells war, dass das Materialmodell „Cracking model for concrete“ nicht für die implizite Berechnung geeignet ist (siehe Abaqus [1]).

Sowohl das Modell „Concrete smeared cracking“ als auch „Concrete Damaged Plasticity“ berücksichtigen die Rissentstehung im Beton über ein verschmiertes Ribbild, d.h. ein Reißen des Betons wird durch eine Reduktion der Elementsteifigkeiten berücksichtigt. Ein „Aufgehen“ eines Risses zwischen 2 Elementen, also ein Lösen der Elemente findet nicht statt. Dies ist ein möglicher Grund für Unterschiede im Nachbruchverhalten zwischen einer numerischer Berechnung und einem Versuch. Des Weiteren bleibt festzustellen, dass es bei der impliziten Rechnung nach Erreichen der Traglast zu Konvergenzproblemen bei der FE-Rechnung kommen kann.

Dennoch hat diese Arbeit als auch die Arbeiten von Sauter [57], Baur [4], Fink und Petraschek [23], Fink u. a. [24]) gezeigt, dass das Modell „Concrete damaged plasticity“ gute Ergebnisse liefert. Aus diesem Grund wurde es im weiteren Verlauf der FE-Untersuchungen verwendet. Zur Beschreibung des Betonverhaltens unter Zug wird bei diesem Modell ein linear-elastisches Ansteigen der Zugfestigkeit bis zum Erreichen der Rissdehnung angenommen. Das Entfestigungsverhalten wird durch die Bruchenergie G_F , die ein Maß für die freiwerdende Energie bei Rissbildung ist, beschrieben (siehe Abaqus [1]). Nach Müllers [47] ist dieser Ansatz Elementgrößen unabhängig. Die Bestimmung der Bruchenergie G_F erfolgte nach CEB-FIB Model Code 1990 [10]. Das Verhalten im Betondruckbereich (außerhalb des elastischen Bereichs) wird durch Wertepaare $\sigma_c, \tilde{\epsilon}_c^{in}$ definiert. Hierbei ist $\tilde{\epsilon}_c^{in}$ der inelastische Dehnungsanteil der Gesamtdehnung ϵ_c und definiert als

$$\tilde{\epsilon}_c^{in} = \epsilon_c - \frac{\sigma_c}{E_0} \quad (7.1)$$

Als weitere notwendige Parameter sind der Winkel „dilation angle β^l “ zu nennen, der sich aus der inneren Reibung ϕ^l des Betons bestimmen lässt (siehe Müllers [47]) sowie die Parameter K , „eccentricity“ und „viscosity parameter“. Nach Müllers [47] haben diese Parameter nur einen geringen Einfluss auf die Berechnung. Eigene Parametervariationen haben die bestätigt. Aus diesem Grund wurden für diese Parameter die „Default“-Werte nach Abaqus [1] verwendet. Da, wie bereits erwähnt, dass „Concrete Damaged Plasticity“ Modell Risse nicht direkt darstellt, kann die Rissentstehung bzw. der Rissfortschritt nur indirekt durch die auftretenden plastischen Dehnungen in den Elementen, die ein Maß für die Betonschädigung ist, dargestellt werden.

7.2.2.2 Stahlmodell

Als Stahlmodell wurde eine einfache bi-lineare Spannungs-Dehnungsbeziehung gewählt, die durch den Elastizitätsmodul E , die Fließspannung f_y , die Zugfestigkeit f_u sowie die zugehörige Bruchdehnung ϵ_u definiert ist. Die Berücksichtigung von Stahlversagen ist mit diesem Modell nur durch Kontrolle, ob ein Überschreiten der maximalen Dehnung vorliegt, möglich. Es werden in Abaqus [1] der linear-elastische Dehnungsbereich durch den Elastizitätsmodul E , sowie der plastische Dehnungsbereich, der, in dem hier vorliegenden Fall durch 2 Wertepaare, Fließspannung und zugehörige plastische Dehnung ($\epsilon = \epsilon_{el} + \epsilon_{pl}$) definiert. Das erste Wertepaar ist die Fließdehnung f_y bei der

noch keine plastische Dehnung auftritt, das zweite Wertepaar die Zugfestigkeit f_u mit der zugehörigen plastischen Dehnung $\epsilon_u = \frac{f_y}{E}$. Für die Umrechnung der Ingenieurspannungen in die wahren Spannungen, notwendig für die Eingabe in Abaqus [1], sei auf Müllers [47] bzw. auf Abaqus [1] selbst verwiesen.

7.2.3 Verifikation

7.2.3.1 Voruntersuchungen

Neben der Verifikation des Modells anhand von Versuchsergebnissen durch Vergleich der numerischen Traglast mit der Versuchstraglast sowie dem Last-Verformungsverhalten, wurde im Rahmen von numerischen Voruntersuchungen überprüft, ob und wie weit das gewählte Modell verschiedene Versagensmechanismen darstellen kann. Da ein Stahlversagen auf Grund des gewählten Modells nur durch die Kontrolle der maximalen Dehnung überprüft werden kann (siehe Abschnitt 7.2.2.2), wurden nur Betonversagensmechanismen (siehe Kapitel 2) eines Kopfbolzens in einer Vollbetonplatte und bei der Verwendung von Trapezblechen untersucht.

Kopfbolzen in einer Vollbetonplatte unter Zuglast Charakteristisch ist für einen Kopfbolzen unter Zuglast, vorausgesetzt, dass kein Überschreiten des Bolzenmaterials auftritt, das Entstehen eines Betonausbruchkegels. Die Bruchfläche des Kegels verläuft etwa unter einem Winkel von $\alpha = 37,5^\circ$ (vgl. Eligehausen und Mallée [16]). Nach Eligehausen und Sawade [17] sind bei ausreichender Verankerungstiefe des Kopfbolzens auf Traglastniveau bereits Risse um den Kopf des Bolzens entstanden. Diese Risse die entlang des Mantels des Ausbruchkegels laufen, haben bei Traglast bereits eine Länge von ca. 0,45 der Länge der Mantelfläche erreicht. Wie in den Bildern 7.1 und 7.2 gezeigt, konnten sowohl die Risse bei Traglast sowie der Rissfortschritt bis zum endgültigen Betonausbruch durch Vergleich der plastischen Dehnungen dargestellt werden. Selbst der in Bild 7.3 dargestellte

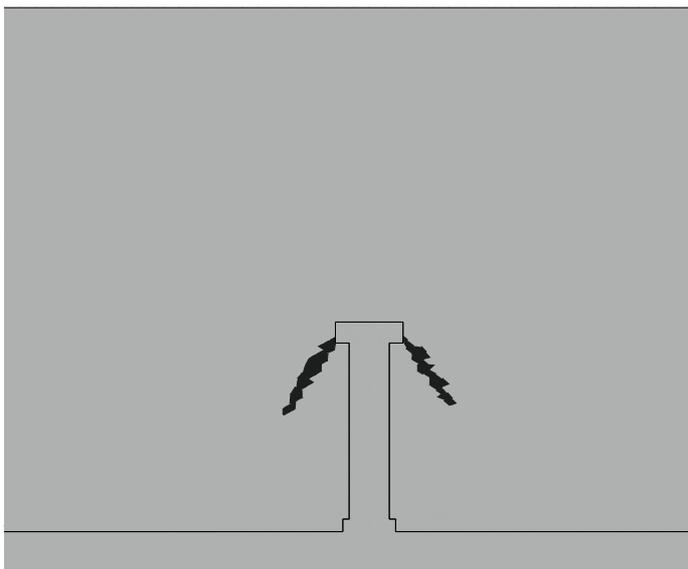


Bild 7.1: Plastische Dehnungen/ Betonschädigung bei der numerischen Berechnung eines Kopfbolzens unter Zuglast auf Traglastniveau

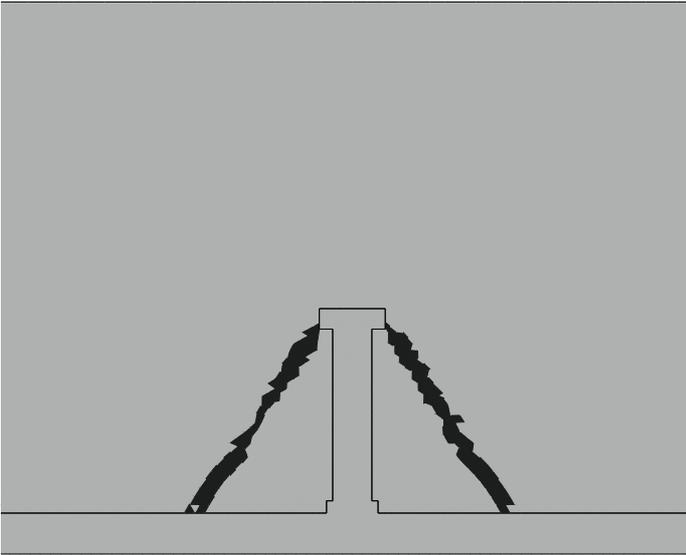


Bild 7.2: Plastische Dehnungen/ Betonschädigung eines Kopfbolzensaufzug bei Abbruch der numerischen Berechnung

Ausbruchkegel stimmt relativ gut mit der Realität über ein. Vergleicht man für den numerisch untersuchten Kopfbolzen die ermittelte Tragfähigkeit mit dem Ansatz von Eligehausen und Mallée [16] ergibt sich eine gute Übereinstimmung. So ergibt sich nach der Gleichung von Eligehausen und Mallée [16] eine mittlere Tragfähigkeit von ca. 75kN, während die numerische Berechnung die Tragfähigkeit zu 73kN bestimmt.

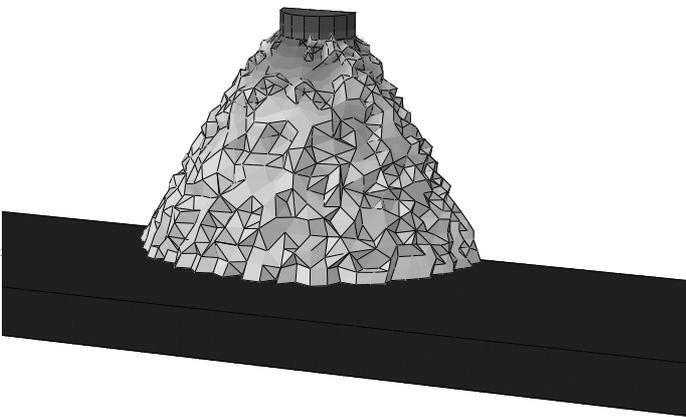


Bild 7.3: Darstellung des Ausbruchkegels bei einem Kopfbolzen unter Zuglast (numerische Berechnung)

Kopfbolzen in einer Vollbetonplatte unter Querlast Nach Eligehausen und Mallée [16] wächst die Betondruckkraft vor dem Bolzenfuß mit zunehmender Querkraft an. Hieraus resultieren Betonabplatzungen in diesem Bereich. Mit zunehmender Beanspruchung (Biegebeanspruchung des Kopfbolzen) kann es infolge einer zu geringen Verankerungstiefe des Kopfbolzens zu einem Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite kommen (vgl. Eligehausen und Mallée [16]). In ähnlicher Weise beschreibt Lungershausen [45] das Tragverhalten eines Kopfbolzen in einer Vollbetonplatte

(vgl. Abschnitt 2.1). Die auftretenden Ausbruchkegel werden bei Eligehausen und Mallee [16] jedoch flacher beschrieben als bei Kopfbolzen im Verbundbau. Wie bereits in Abschnitt 3.2 beschrieben, sollte im Verbundbau eine Mindesteinbindetiefe von $4d$ vorhanden sein, anderenfalls ist die Tragfähigkeit durch einen Abminderungsfaktor α (siehe Gleichung 3.3) zu reduzieren. Die unterschiedliche Ausbildung der Ausbruchkegel liegt womöglich an den unterschiedlichen Versuchsspezifikationen. So beschreiben Eligehausen und Mallee [16] das Verhalten von Kopfbolzen, die auf Ankerplatten aufgeschweißt sind. Im Gegensatz dazu sind die Kopfbolzen im Verbundbau üblicherweise auf durchlaufenden Stahlblechen (Trägerflansch) aufgeschweißt. Dies wäre jedoch zu überprüfen. Vergleicht man die „Rissbilder“ (siehe Bild 7.4 und 7.5) eines Kopfbolzens mit einer Einbindetiefe von $3d$ und einem Kopfbolzen mit einer Einbindetiefe von ca. $5,3d$ auf Traglastniveau erkennt man, dass bei beiden eine Schädigung vor dem Kopfbolzen erfolgt. Die plastischen Dehnungen/ Risse auf der Rückseite jedoch bei dem kurzen Kopfbolzen bis zum Betonrand verlaufen. Dies kann als Herausbrechen des Bolzens auf Traglastniveau betrachtet werden.

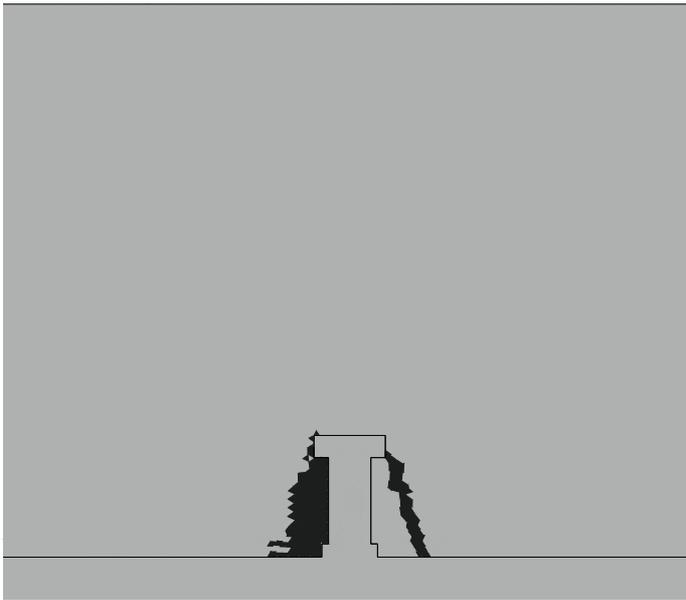


Bild 7.4: Plastische Dehnungen/ Betonschädigung eines Kopfbolzens ($h = 55mm$) bei Erreichen der Traglast

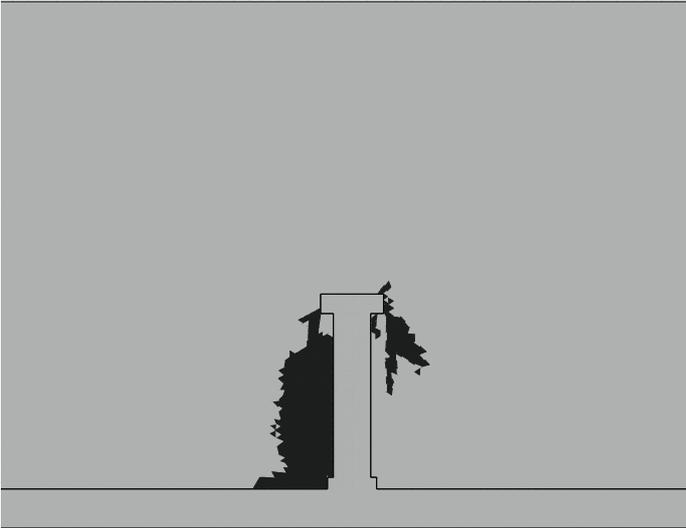


Bild 7.5: Plastische Dehnungen/ Betonschädigung eines Kopfbolzens ($h = 100\text{mm}$) bei Erreichen der Traglast

Kopfbolzen in der Sicke eines hinterschnittenen Profils Bei ausreichender Einbindetiefe des Kopfbolzens in den Aufbeton ist ein übliches Versagen „rib-punch through-failure“. Hierbei versagt der Beton vor dem Kopfbolzenfuß durch Herausbrechen. Wie in Bild 7.8 zu erkennen, konnte dieses Versagen ausreichend genau in der numerischen Berechnung dargestellt werden. Bild 7.6 zeigt einen Kopfbolzen mit ausreichender Verankerungslänge in der durch ein Hoesch Holorib HR51/150 Profil geformten Betonrippe bei Erreichen der maximalen Traglast. Es ist zu beachten, dass bei dieser Berechnung das Trapezprofilblech nicht modelliert wurde. Dieses Versagen ist jedoch nicht ohne die Betonschädigung am Bolzenfuß möglich. So erkennt man in Bild 7.7, die hohen plastischen Dehnungen/ Schädigungen am Bolzenfuß bei Berechnungsende.

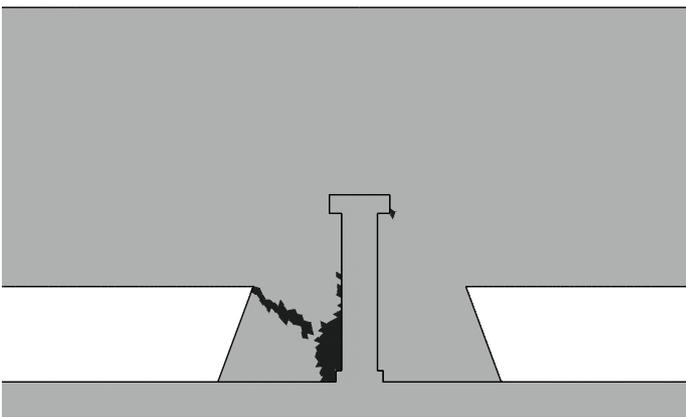


Bild 7.6: Plastische Dehnungen/ Betonschädigung eines Kopfbolzens in einer Sicke (HR51/150) bei Erreichen der Traglast

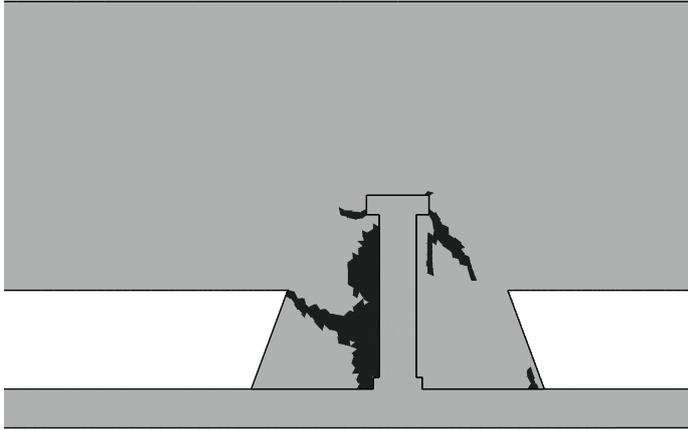


Bild 7.7: Plastische Dehnungen/ Betonschädigung eines Kopfbolzens in einer Sicke (HR51/150) bei Berechnungsende

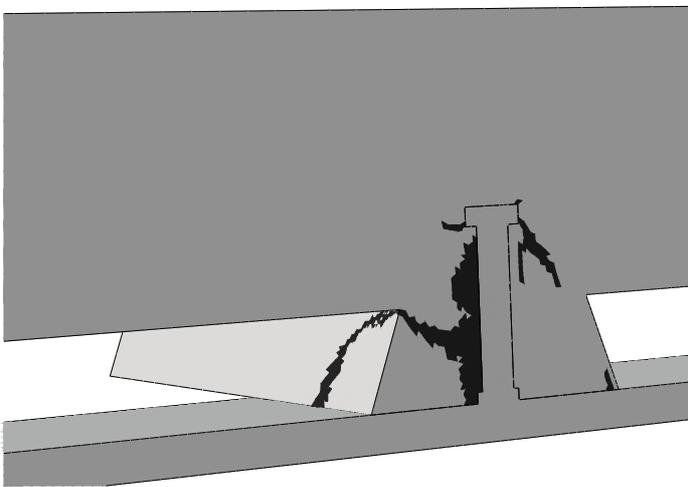
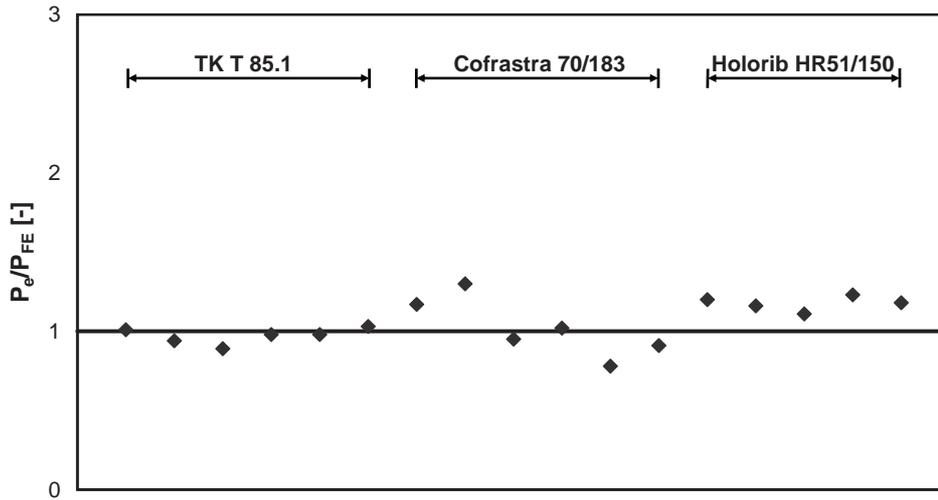


Bild 7.8: Isometrie der plastische Dehnungen/ Betonschädigung eines Kopfbolzens in einer Sicke(HR51/150) bei Abbruch der numerischen Berechnung

7.2.3.2 Vergleich mit eigenen Versuchen

Die Verifikation des Modells erfolgt mit Hilfe der in Abschnitt 5.14 vorgestellten Versuchsergebnisse (siehe Kuhlmann und Konrad [40]). Eine Übersicht über die verwendeten Trapezbleche, Kopfbolzen, Betongüten kann Tabelle 7.3 entnommen werden. Für weiterführende Informationen sei auf Kuhlmann und Konrad [40, 41] verwiesen. Der Vergleich zwischen den Versuchsergebnissen P_e und den numerisch ermittelten Traglasten P_{FE} zeigen vor allem für offene Profile der ThyssenKrupp-Reihe TK T85.1 gute bis sehr gute Ergebnisse (vgl. Bild 7.9 bzw. Tabelle 7.1). Der Mittelwert μ der Quotienten P_e (Versuchslast) zu P_{FE} (numerisch ermittelte Traglast) ergibt sich 0,97, während die Standardabweichung δ bei geringen 0,05 liegt.

Vor allem für die Versuche mit unterer Bewehrungslage in „favourable-position“ bzw. „alternating-position“ ergeben sich gute Übereinstimmungen zwischen den numerisch ermittelten Last-Verformungskurven und den Versuchskurven. Exemplarisch sind die Last-Verformungskurven für die Push-Out Tests V1-TK-2f, V5-TK-2a sowie V2-TK-2f gegeben. Insbesondere der Vergleich zwischen numerischer Berechnung und Versuch beim V2-TK-2f (ohne untere Bewehrungslage) zeigt, dass das gewählte Betonmodell ein sehr sprödes Versagen nur schwer darstellen kann. Im Gegensatz



Versuche

Bild 7.9: Grafische Darstellung des Quotienten Versuchslast P_e zu numerisch ermittelter Last P_{FE}

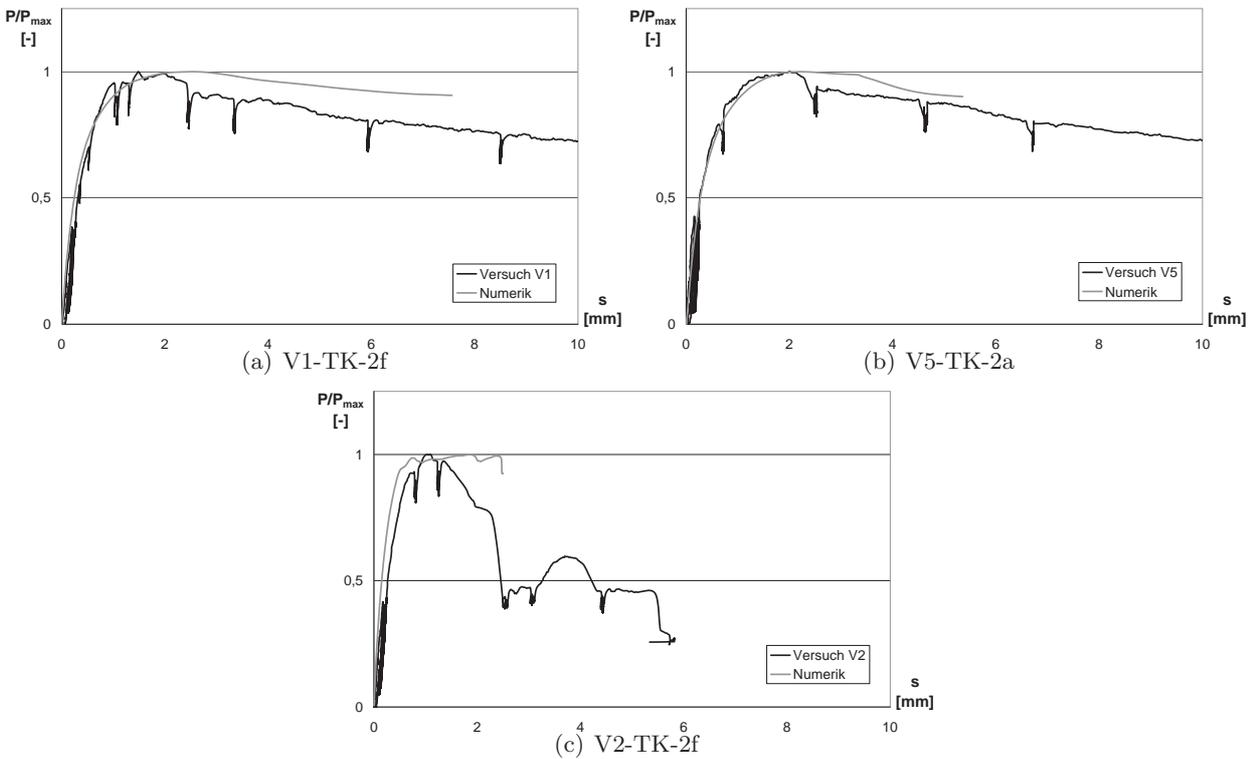


Bild 7.10: Vergleich numerisch ermittelter Last-Verformungskurven mit Versuchskurven an ausgewählten Push-Out Tests aus Kuhlmann und Konrad [40, 41]

dazu unterschreiten die numerischen Ergebnisse bei den hinterschnittenen Profilen der Hoesch HR 51/150 Reihe die Versuchsergebnisse (siehe Bild 7.9 bzw. Tabelle 7.1). Dies hat zur Folge, dass der Mittelwert μ aus P_e/P_{FE} bei 1,18 liegt. Interessanterweise bei einer eben so guten Standardabweichung δ von 0,05. Die geringe Standardabweichung lässt die Vermutung zu, dass durch das gewählte Modell bei der numerischen Berechnung Traganteile des Trapezbleches unberücksichtigt bleiben. So wurde bei der Kontaktmodellierung auf Grund von Konvergenzproblemen bei der Kontaktfindung auf die Modellierung von Reibung verzichtet. Infolge des verhinderten Abhebens (im Vergleich zu

offenen Profilen) der Betonplatte bei hinterschnittenen Profilen, dürften hier zusätzliche Schubkräfte übertragen werden. So bezeichnet Jenisch [34] (vgl. Abschnitt 4.2) diese Effekte als „indirekter Lastanteil“ und schlägt hierfür eigene Bestimmungsgleichungen für diesen Lastanteil vor. Gerade bei hinterschnittenen Profilen ergeben sich hier große Kräfte. Lungershausen [45] bzw. das erweiterte Modell aus Roik u. a. [55] (vgl. Abschnitt 4.4) erhöht die Tragfähigkeit eines Kopfbolzens bei hinterschnittenen Profilen um den Faktor 1,1. Die Berücksichtigung dieses Erhöhungsfaktors auf die numerischen Werte würde den Mittelwert der Quotienten P_e/P_{FE} auf 1,07 reduzieren.

Tab. 7.1: Statische Kenngrößen numerische Berechnungen

lfd. Nr.	Versuchsbez.	P_e/P_{FE}	Mittelwert μ	Standardab. δ
1	V1-TK-2f	1,01	0,97	0,05
2	V2-TK-2f	0,94		
3	V3-TK-2u	0,89		
4	V4-TK-2u	0,98		
5	V5-TK-2a	0,98		
6	V6-TK-2a	1,03		
7	V7-Co-1f	1,17	1,02	0,18
8	V8-Co-1f	1,30		
9	V9-Co-1f	0,95		
10	V10-Co-1u	1,02		
11	V11-Co-1u	0,78		
12	V12-Co-1u	0,91		
13	V13-Hoe-1m	1,20	1,18	0,05
14	V14-Hoe-1m	1,16		
15	V15-Hoe-1u	1,11		
16	V16-Hoe-1f	1,23		
17	V17-Hoe-2a	1,18		

Die numerischen Ergebnisse der Cofrastra Trapezprofilreihe zeigen die größten Abweichungen zwischen Versuchsergebnissen und numerischer Berechnung (Standardabweichung $\delta = 0,18$). Interessanterweise bei dem besten Mittelwert μ von 1,02 der Quotienten P_e/P_{FE} (siehe Tabelle 7.1).

Gerade in dieser Versuchsreihe sind bei der Mehrzahl aller Versuche die Versagensmechanismen Rippenabscheren und Kopfbolzenabscheren als alleiniger oder auch in Kombination mit anderen Versagensmechanismen auftretender Mechanismus beobachtet worden (vgl. Kuhlmann und Konrad [40, 41]). Auf Grund der gewählten Materialmodelle (vgl. Abschnitt 7.2.2) sind diese Versagensmechanismen jedoch nicht ohne weiteres darstellbar. Des Weiteren deuten Fotos eines abgesicherten Kopfbolzens bei dem Versuchskörper V11-Co-1u daraufhin, dass sich die Schweißwulst unter Umständen nicht richtig ausgebildet hat (siehe Bild 7.11). Gerade dieser Versuchskörper erreicht nur 78 % der rechnerisch ermittelten Traglast (siehe Tabelle 7.1). Dem gegenüber stehen die Versuche V7-Co-1f und V8-Co-1f, die die rechnerische Tragfähigkeit deutlich überschreiten. Wie bereits bei den Hoesch HR51/150 Profilen könnten auch hier nicht berücksichtigte Traglastanteile des Trapezbleches eine Rolle spielen. Neben der Wahl der richtigen Rand- und Geometriebedingungen sowie Kontaktdefinitionen bei der Modellentwicklung haben vor allem die vorhandene Betonmaterialmodelle eine hohe Anzahl von Materialparametern, die teilweise nur schwierig bestimmbar sind bzw. nur aus Erfahrungswerten abgeschätzt werden können. Gleichzeitig unterliegen bereits die typischen Materialparameter des Betons großen Streuungen (vgl. Tabelle 7.2). Trotz der durchaus vorhandenen Probleme bei der Modellierung von Push-Out Tests mit Hilfe der gewählten FE-Modelle zeigen die erzielten Ergebnisse, dass eine Parameteruntersuchung der Haupteinflussgrößen, Lage der Kopfbolzen in der Sicke, Profilblechgeometrie durchaus möglich ist. Weitere Informationen zur



(a) Stahlträgerflansch V11-Co-1f (Seite 1) (b) V11-Co-1f obere Nacht (Seite 1)

Bild 7.11: Flansch mit abgescherten Kopfbolzen Versuchskörper V11-Co-1f sowie Nahaufnahme Schweißwulst Kopfbolzen Seite 1 oben aus Kuhlmann und Konrad [40, 41]

Modellierung sind Sauter [57] bzw. Baur [4] sowie den Arbeiten von Fink und Petraschek [23], Fink u. a. [24] zu entnehmen. Insgesamt kann festgestellt werden, dass gerade für offene Trapezblechgeometrien gute Ergebnisse erzielt werden können.

Tab. 7.2: Streuung der Materialeigenschaften des Betons bei Annahme einer Log-Normalverteilung JCSS [33]

Materialeigenschaft		Mittelwert μ [-]	Variationkoeffizient VarK [-]
Druckfestigkeit	f_{cm}	1,0	0,06
Zugfestigkeit	f_{ctm}	1,0	0,30
E-Modul	E_{c0m}	1,0	0,15
Druckbruchdehnung	ϵ_{cu}	1,0	0,15

Tab. 7.3: Übersicht der Versuchskörperabmessungen der Experimente des Instituts für Konstruktion und Entwurf [40]

Nr.	Profilblech			Kopfbolzen						Betonkörper			
	Bez.	Höhe h_p [mm]	Dicke t [mm]	Durchmesser d_s [mm]	Höhe h_{sc} [mm]	Anzahl in der Sicke	Position in der Sicke	Position zueinander	Höhe h_c [mm]	Breite b_c [mm]	Betongüte	Untere Bewehrungslage	
1	Thyssen Krupp T85.1	83	0,75	19	150	2	favourable	parallel	180	800	C25/30	ja	
2							favourable	parallel				nein	
3							unfavourable	parallel				ja	
4							unfavourable	parallel				nein	
5							-	alterierend				ja	
6							-	alterierend				nein	
7	Cofrastra 70/183	70	1,00	19	1	1	favourable	-	180	800	C25/30	ja	
8							favourable						
9							favourable						
10							unfavourable						
11							unfavourable						
12							unfavourable						
13	Hoesch Holorib HR51/150	70	0,75	19	1	1	mid	-	130	800	C25/30	ja	
14							mid						
15							unfavourable						
16							favourable						
17							-	alterierend					

7.3 Parameterbereich

Auf Grund der Ergebnisse in Abschnitt 7.2.3 werden offene Trapezprofilblechgemometrien modelliert. Auf die Modellierung unterschiedlicher Kopfbolzendurchmesser wird verzichtet. Die Breite der Betonplatte wird zu 800mm gewählt und ebenfalls nicht variiert. Im Gegensatz hierzu wird die Höhe der Platte je nach Modellspezifikation auf Grund unterschiedlicher Kopfbolzenlängen h_{sc} verändert.

Die Bestimmung der jeweiligen geometrischen Einflüsse auf die Tragfähigkeit eines Kopfbolzens in Abhängigkeit seiner Position in einer Profilblechsicke $P_{t,FE}$ erfolgt durch Vergleich der erreichten Tragfähigkeit eines Kopfbolzens in einer Vollbetonplatte $P_{Solid,FE}$ mit der Tragfähigkeit eines Kopfbolzens bei Verwendung eines Trapezbleches (siehe Gl. 7.2).

$$k_{FE} = \frac{P_{t,FE}}{P_{Solid,FE}} \quad (7.2)$$

Die untersuchten geometrischen Einflussgrößen für die 3 möglichen Kopfbolzenpositionen eines Kopfbolzens „favourable-position“, „unfavourable-position“ und „mid-position“ sowie für den Fall 2 Kopfbolzen in „alternating-position“ sind:

- Die Rippenhöhe h_p (vgl. Tabelle 7.4)
- Die Einbindetiefe des Kopfbolzens in den Aufbeton, hierzu wird das Verhältnis Kopfbolzenhöhe h_{sc} zu Profilblechhöhe h_p variiert (vgl. Tabelle 7.5)
- Die Rippengeometrie des verwendeten Profilblechs. Die Beschreibung der Rippengeometrie erfolgt durch das Verhältnis der mittleren Rippenbreite b_m zur Rippenhöhe h_p (siehe Tabelle 7.6).
- Die Profilblechdicke t (vgl. Tabelle 7.7)
- Die Anzahl der Kopfbolzen in der Sicke (vgl. Tabelle 7.8).

Der Einfluss der Rippenhöhe h_p wird, wie in Tabelle 7.4 sichtbar, durch Variation der Rippenhöhe h_p in den Grenzen von 40mm und 200mm mit einer Schrittweite von 40mm untersucht. Hierzu werden sowohl die Rippenbreite b_0 , die Profilblechdicke t , als auch die Kopfbolzenhöhe h_{sc} konstant gehalten. Dies hat zur Folge, dass mit steigender Rippenhöhe h_p , der Kopfbolzen nicht mehr in den Aufbeton einbindet.

Das gleiche Bild ergibt sich bei der Untersuchung der Einbindetiefe h_{sc}/h_p . Durch Variation der Kopfbolzenhöhe h_{sc} bei konstanter Rippenhöhe h_p ergeben sich ebenfalls im Vergleich zur Norm DIN 18800-5 [13] bzw. EN 1994-1-1 [18] zu geringe Einbindetiefe in den Aufbeton. Die gewählten Kopfbolzenhöhen h_{sc} von 75mm-175mm (Schrittweite 25mm) ergeben h_{sc}/h_p -Verhältnisse von 0,94, 1,25, 1,56, und 1,88 (siehe Tabelle 7.5).

Der Einfluss der Rippengeometrie wird durch Variation des Verhältnisses b_m/h_p untersucht (siehe Tabelle 7.6). Hierzu wird bei konstanter Höhe h_p von 80mm die mittlere Rippenbreite b_m von 60mm bis auf 320mm variiert. Des Weiteren wurde für diesen Parameter auf die Berücksichtigung

Tab. 7.4: Modellparameter für die Untersuchung des Einflusses der Rippenhöhe h_p

Nr.	Profilblech			Kopfbolzen					Betonkörper	
	Höhe h_p [mm]	Breite b_m [mm]	Dicke t [mm]	Durchmess. d_s [mm]	Höhe h_{sc} [mm]	Anzahl in der Sicke	Position in der Sicke	Position zuein- ander	Höhe h_c [mm]	Breite b_c [mm]
M1	40	200	0,75	19	100	1	mid	-	180	800
M2	80								200	
M3	120								220	
M4	160								260	
M5	200								300	
M16	40	200	0,75	19	100	1	favourable	-	180	800
M17	80								200	
M18	120								220	
M19	160								260	
M20	200								300	
M31	40	200	0,75	19	100	1	unfavourable	-	180	800
M32	80								200	
M33	120								220	
M34	160								260	
M35	200								300	
M61	40	200	0,75	19	100	2	-	alternating	180	800
M62	80								200	
M63	120								220	
M64	160								260	
M65	200								300	

Tab. 7.5: Modellparameter für die Untersuchung des Einflusses der Einbindetiefe h_{sc}

Nr.	Profilblech			Kopfbolzen					Betonkörper	
	Höhe h_p [mm]	Breite b_m [mm]	Dicke t [mm]	Durchmess. d_s [mm]	Höhe h_{sc} [mm]	Anzahl in der Sicke	Position in der Sicke	Position zuein- ander	Höhe h_c [mm]	Breite b_c [mm]
M6	80	200	0,75	19	75	1	mid	-	220	800
M7					100					
M8					125					
M9					150					
M10					175					
M21	80	200	0,75	19	75	1	favourable	-	220	800
M22					100					
M23					125					
M24					150					
M25					175					
M36	80	200	0,75	19	75	1	unfavourable	-	220	800
M37					100					
M38					125					
M39					150					
M40					175					
M66	80	200	0,75	19	75	1	-	alternating	220	800
M67					100					
M68					125					
M69					150					
M70					175					

des Falls 2 Kopfbolzen in der Sicke in „alternating-position“ verzichtet. Da das Hauptaugenmerk auf den Beton vor dem Kopfbolzen lag und im Fall von 2 Kopfbolzen in „alternating-position“ hierzu keine eindeutige Aussage getroffen werden kann.

Die beiden letzten untersuchten Parameter sind die Profilblechdicke t (siehe Tabelle 7.7) sowie die Anzahl der Kopfbolzen in der Sicke n_r (siehe Tabelle 7.8). In beiden Fällen wurde die Position des Kopfbolzens in der Sicke nicht variiert, sondern nur ein Kopfbolzen in „mid-position“ untersucht. Die Profilblechdicke t wurde von 0,5mm bis 1,50mm bei einer Schrittweite von 0,25mm variiert (siehe Tabelle 7.7). Obwohl DIN 18800-5 [13] bzw. EN 1994-1-1 [18] nur 2 Kopfbolzen je Sicke als maximal anrechenbar zulässt, wurde die Kopfbolzenanzahl von 1 bis 5 geändert (siehe Tabelle

Tab. 7.6: Modellparameter für die Untersuchung des Einflusses des Verhältnisses Rippenbreite zu Rippenhöhe b_m/h_p

Nr.	Profilblech			Kopfbolzen					Betonkörper	
	Höhe h_p [mm]	Breite b_m [mm]	Dicke t [mm]	Durchmess. d_s [mm]	Höhe h_{sc} [mm]	Anzahl in der Sicke	Position in der Sicke	Position zueinander	Höhe h_c [mm]	Breite b_c [mm]
M74	80	320	0,75	19	125	1	mid	-	180	800
M71		160								
M11		100								
M12		90								
M13		80								
M14		70								
M15		60								
M75	80	320	0,75	19	125	1	favourable	-	180	800
M72		160								
M26		100								
M27		90								
M28		80								
M29		70								
M30		60								
M76	80	320	0,75	19	125	1	unfavourable	-	180	800
M73		160								
M41		100								
M42		90								
M43		80								
M44		70								
M45		60								

7.8).

Tab. 7.7: Modellparameter für die Untersuchung des Einflusses der Profilblechdicke t

Nr.	Profilblech			Kopfbolzen					Betonkörper	
	Höhe h_p [mm]	Breite b_m [mm]	Dicke t [mm]	Durchmess. d_s [mm]	Höhe h_{sc} [mm]	Anzahl in der Sicke	Position in der Sicke	Position zueinander	Höhe h_c [mm]	Breite b_c [mm]
M56	80	200	0,50	19	125	1	mid	-	220	800
M57			0,75							
M58			1,00							
M59			1,25							
M60			1,50							

Tab. 7.8: Modellparameter für die Untersuchung des Einflusses der Kopfbolzenanzahl n_r in der Sicke

Nr.	Profilblech			Kopfbolzen					Betonkörper	
	Höhe h_p [mm]	Breite b_0 [mm]	Dicke t [mm]	Durchmess. d_s [mm]	Höhe h_{sc} [mm]	Anzahl in der Sicke	Position in der Sicke	Position zueinander	Höhe h_c [mm]	Breite b_c [mm]
M46	80	200	0,75	19	125	1	mid	-	220	800
M47						2				
M48						3				
M49						4				
M50						5				

7.4 Ergebnisse

7.4.1 Einfluss der Rippenhöhe h_p

Wie in Bild 7.12 zu erkennen, sinkt mit zunehmender Rippenhöhe h_p bei gleichbleibender Kopfbolzenhöhe h_{sc} , was eine Reduktion der Einbindetiefe des Kopfbolzens in den Aufbeton zur Folge, der Reduktionsfaktor. Dieses Verhalten ist unabhängig von der gewählten Kopfbolzenposition in der Sicke. Die Kopfbolzenposition wirkt sich jedoch auf die Absolutwerte des Reduktionsfaktors aus. So erreichten, wie zu erwarten war, die Kopfbolzen in „favourable-position“ die höchste Tragfähigkeit. Während die Kopfbolzen in „unfavourable position“ die niedrigsten Werte erreichten. Kopfbolzen in „mid-position“, bzw. 2 Kopfbolzen in „alternating-position“ liegen zwischen diesen beiden Grenzen. Interessanterweise lagen die Reduktionsfaktoren für Kopfbolzen in „mid-position“, oberhalb der Reduktionsfaktoren für die „alternating-position“.

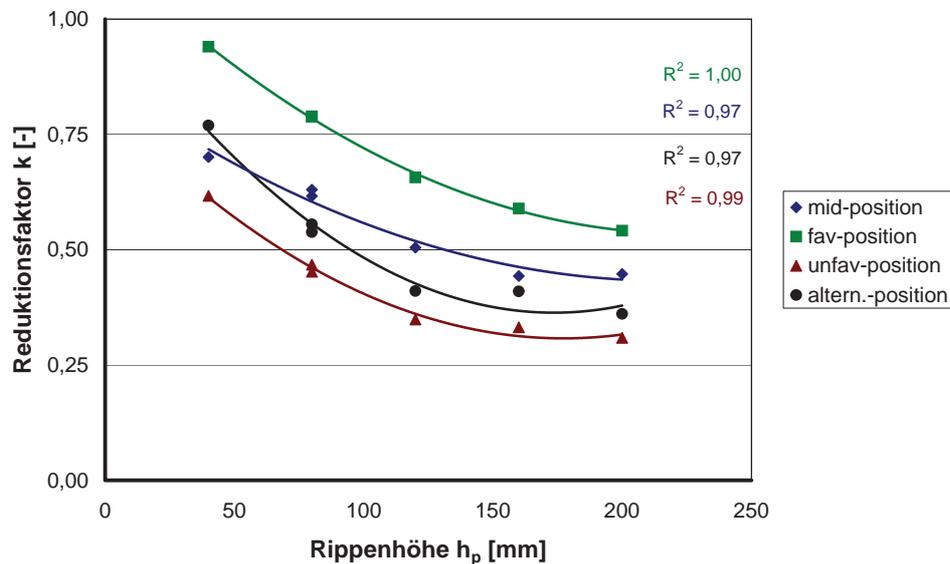


Bild 7.12: Abminderungsfaktoren k_{FE} in Abhängigkeit der Rippenhöhe h_p

Bei allen untersuchten Kopfbolzenpositionen zeigte sich die gute Übereinstimmung zwischen FE-Ergebnissen und der jeweiligen Regressionskurve (Polynom 2. Ordnung). So lagen alle Werte des „Bestimmtheitsmaß“ (R^2) über 0,96 (vgl. Bild 7.12).

7.4.2 Einfluss der Einbindetiefe des Kopfbolzens h_{sc}/h_p

Die grafische Darstellung der Reduktionsfaktoren zeigt, dass ab einem Verhältniswert von $h_{sc}/h_p = 1,56$ für den untersuchten Parameterbereich keine weitere Verbesserung der Tragfähigkeit des Kopfbolzens bzw. eine Erhöhung der Reduktionsfaktoren erfolgt (siehe Bild 7.13). Unterhalb von $h_{sc}/h_p = 1,56$ zeigen hingegen die Ergebnisse eine gute bis sehr gute Übereinstimmung mit einer linearen Regressionskurve. Alle Werte des „Bestimmtheitsmaß“ (R^2) liegen oberhalb von 0,94.

Des Weiteren zeigt sich, wie bereits in vorangegangenen Abschnitt 7.4.1 festgestellt, die gleiche Abstufung der Tragfähigkeiten in Abhängigkeit der Kopfbolzenposition in der Sicke.

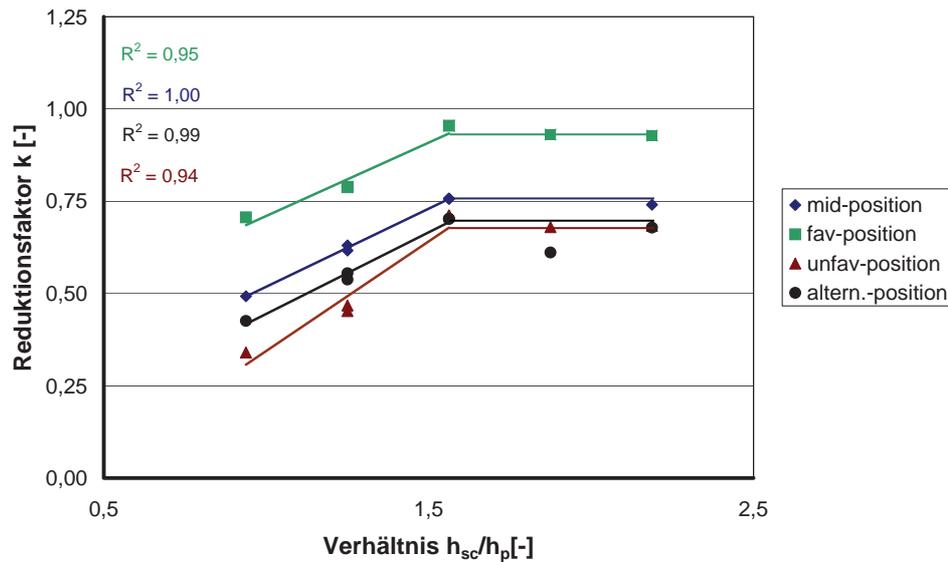
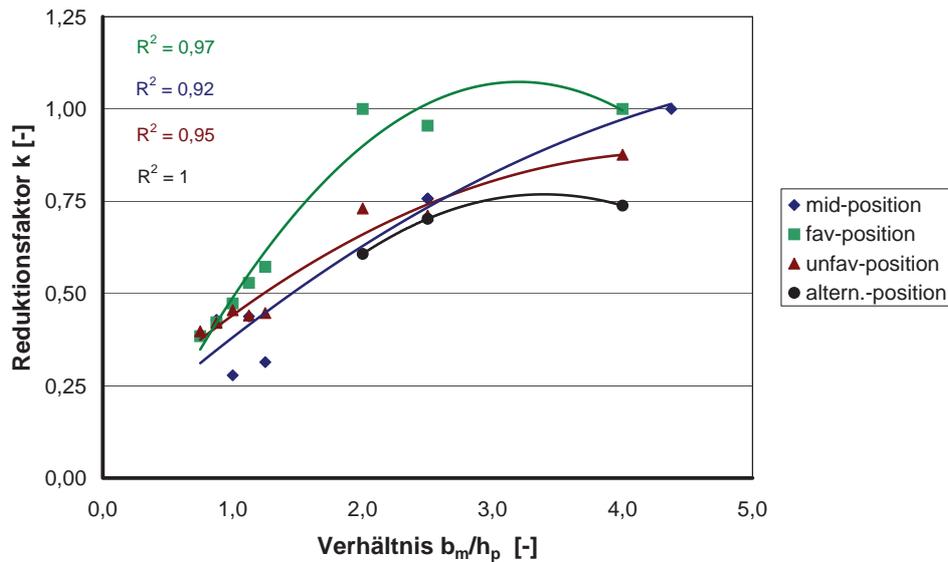


Bild 7.13: Abminderungsfaktoren k_{FE} in Abhängigkeit der Einbindetiefe des Kopfbolzens in den Aufbeton

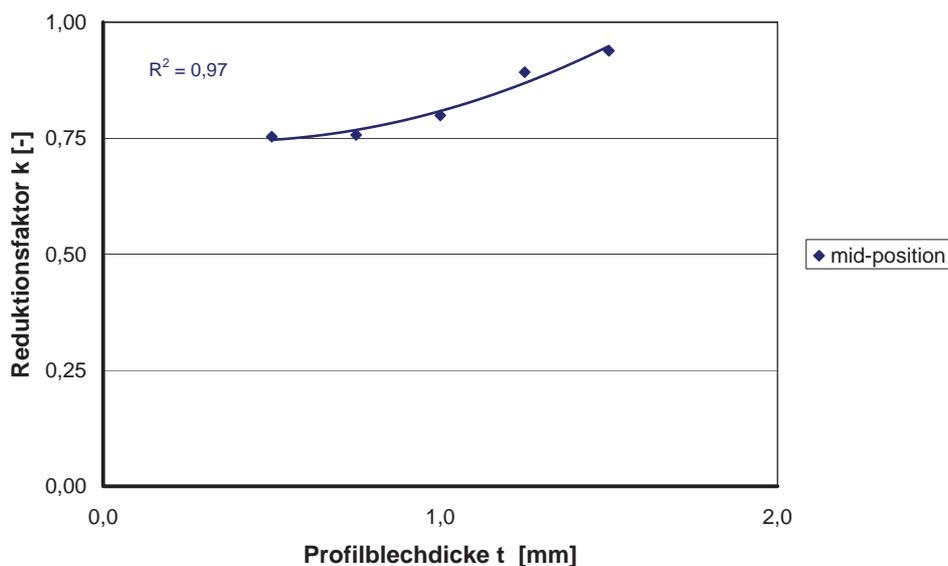
7.4.3 Einfluss der Profilblechgeometrie b_m/h_p

Auch die Variation der Profilblechgeometrie b_m/h_p zeigte insgesamt eine gute Übereinstimmung zwischen den Regressionskurven und den FE-Ergebnissen (vgl. Bild 7.14). Das „Bestimmtheitsmaß“ (R^2) als Maß für die Genauigkeit der Regressionskurve im Vergleich zu den FE-Ergebnissen lag je nach Kopfbolzenposition in der Sicke zwischen 0,92 und 1,00. Auf Grund des gewählten Polynoms 2. Ordnung für die Regressionsgleichungen hat die Gleichung für den Fall Kopfbolzen in „favourable-position“ ein Maximum ($k > 1$) innerhalb des betrachteten Parameterbereichs (vgl. Bild 7.14). Gleichzeitig überschreitet diese Gleichung den maximal möglichen Wert des Abminderungsfaktor $k_{max} = 1,0$. Aus diesem Grund wird bei den weiteren Betrachtungen der Reduktionsfaktor unter Berücksichtigung einer oberen Grenze von 1,0 bestimmt. Des Weiteren zeigte sich wieder die Abhängigkeit des Abminderungsfaktors bzgl. der gewählten Kopfbolzenposition (siehe Bild 7.14).

Bild 7.14: Abminderungsfaktoren k_{FE} in Abhängigkeit der Rippengeometrie

7.4.4 Einfluss der Profilblechdicke t

Vergleicht man in Bild 7.15 den Einfluss unterschiedlicher Trapezprofildecken t Abminderungsfaktor k zeigt sich, dass mit steigender Trapezprofildicke t der Reduktionsfaktor zunimmt. Hierbei ist jedoch zu beachten, dass auf der einen Seite nur Kopfbolzen in „mid-position“ untersucht wurden. Auf der anderen Seite nur offene Trapezprofilblechgeometrien modelliert worden sind. Der Vergleich mit bestehenden Modellen (siehe z.B. Jenisch [34]) deutet jedoch daraufhin, dass bei hinterschnittenen Profilen, der Einfluss des Trapezbleches somit also auch der Trapezblechdicke größer sein dürfte. Die gefundenen Regressionsgleichung, ebenfalls ein Polynom 2. Ordnung, zeigt eine gute Übereinstimmung mit den FE Ergebnissen. ($R^2 = 0,97$).

Bild 7.15: Abminderungsfaktoren k_{FE} in Abhängigkeit der Profilblechdicke t

7.4.5 Einfluss der Kopfbolzenanzahl n_r

Obwohl nach Norm maximal 2 Kopfbolzen je Sicke anrechenbar sind, wurde die Kopfbolzenanzahl bis auf 5 Kopfbolzen erhöht. Hierbei zeigte sich, abgesehen von einem „Ausreißerergebnis“ bei einer Kopfbolzenanzahl von $n = 3$ eine sehr gute Übereinstimmung zwischen der Regressionsgleichung (Polynom 2. Ordnung) und den FE Ergebnissen ($R^2 = 1,0$). Vergleicht man den Abminderungsfaktor nach Norm ($1/\sqrt{2} \approx 0,71$) zeigt sich für den hier untersuchten Fall 1 Kopfbolzen in „mid-position“, dass die FE-Ergebnisse zu geringeren Reduktionsfaktoren führen.



Bild 7.16: Abminderungsfaktoren k_{FE} in Abhängigkeit der Kopfbolzenanzahl je Sicke

7.4.6 Zusammenfassung

Als erstes Ergebnis der vorangegangenen Parameteruntersuchung ist festzustellen, dass die nicht Berücksichtigung der Kopfbolzenposition in der Sicke bei der Bestimmung des Abminderungsfaktors nach Norm DIN 18800-5 [13] bzw. EN 1994-1-1 [18] zu hinterfragen ist. Des weiteren, wie zu erwarten war, hat die Rippenhöhe h_p einen direkten Einfluss ebenso wie die Einbindetiefe h_{sc}/h_p auf die Tragfähigkeit eines Kopfbolzens in der Sicke (siehe Abschnitt 7.4.1 bzw. 7.4.2). Bei der Einbindetiefe h_{sc}/h_p konnte ab einem Wert von 1,56 keine eindeutige Laststeigerung mehr festgestellt werden. Unter Berücksichtigung der konstruktiven Regeln von DIN 18800-5 [13] bzw. EN 1994-1-1 [18] könnte dieser Grenzwert mit der Mindesteinbindetiefe ($2d$) verglichen werden. Als weiterer Haupteinfluss konnte die Rippengeometrie (siehe Abschnitt 7.4.3) bestimmt werden. Hierbei war auffallend, dass erst mit steigendem b_m/h_p -Verhältnis die Lage der Kopfbolzen in der Sicke eine entscheidende Rolle spielten. Der Einfluss der Profilblechdicke t bei offenen Profilen kann nach den FE-Ergebnissen als gering betrachtet werden. Ebenso zeigen die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen nur einen geringen Einfluss der Kopfbolzenanzahl bei 1 Kopfbolzen im Vergleich zu 2 Kopfbolzen. Dieser Einfluss scheint durch das gewählte Modell zu gering berücksichtigt zu werden. Zusammenfassend bleibt festzustellen, dass eine Trennung der Einflussgrößen nicht ohne weiteres möglich ist. So führt eine Veränderung der Rippenhöhe h_p bei gleich bleibender Kopfbolzenlänge h_{sc} immer auch zu einer veränderten Einbindetiefe. Gleichzeitig führt die Variation der Sickenbreite b_m zu einer veränderten Position des Kopfbolzen in der Sicke und somit auch zu einem variablen Abstand zum Trapezblechsteg.

8 Neue Reduktionsfaktoren

8.1 Allgemeines

Ausgehend von den numerischen Berechnungen und den Ausführungen in Abschnitt 6.9 bzw. von den gefundenen Abhängigkeiten in dem vorangegangenen Kapitel 7 sollen neue Abminderungsfaktoren ermittelt werden, die die Haupteinflussgrößen auf die Tragfähigkeit eines Kopfbolzens in einer Trapezblechsicke erfassen. Hierzu werden folgende Haupteinflussgrößen definiert:

- Einbindetiefe h_{sc}/h_p des Kopfbolzens in den Aufbeton
- Profilblechgeometrie b_m/h_p
- Position des Kopfbolzens in der Sicke
- Profilblechhöhe h_p

Auf Grund der Einschränkungen bei der Parameterstudie, es wurden nur offene Profilbleche mit durchgeschweißten Kopfbolzen modelliert, werden die zu bestimmenden Abminderungsfaktoren auf diese Ausführungsvariante beschränkt. Vergleicht man die in Kapitel 7 gefundenen Abhängigkeiten bzgl. der Trapezblechdicke t sowie der geringen Unterschiede bei den Tragfähigkeiten 1 Kopfbolzen im Vergleich zu 2 Kopfbolzen, können diese Faktoren bei der Bestimmung der Abminderungsfaktoren vorerst unberücksichtigt bleiben.

Des Weiteren haben die Untersuchungen bzgl. einer variablen Profilblechhöhe h_p (vgl. Abschnitt 7.4.1) gezeigt, dass ein Einfluss der Profilblechhöhe h_p vorhanden ist. Jedoch wurden bei diesen Untersuchungen die Kopfbolzenhöhe h_{sc} konstant gehalten, somit muss davon ausgegangen werden, dass die reduzierten Abminderungsfaktoren mit steigender Profilblechhöhe h_p aus der reduzierten Einbindetiefe des Kopfbolzens in den Aufbeton resultieren (vgl. Abschnitt 7.4.2). Aus diesem Grund wird die Profilblechhöhe h_p nicht berücksichtigt. Die gefundenen Ergebnisse stützen diese Annahme. Wie bereits Rambo-Roddenberry [51] u. a. in ihren Modellen/ Ansätzen gezeigt haben, ist es sinnvoll die Position eines Kopfbolzen („mid-position“, „favourable-position“ bzw. „unfavourable-position“) über den Abstand e (in Belastungsrichtung) des Kopfbolzens zum Steg des Trapezbleches zu definieren. Ausgehend von den numerischen Berechnungen wird die Lage eines Kopfbolzens in der Sicke wie folgt definiert:

- „unfavourable-position“ $e \leq 55mm$ (siehe Rambo-Roddenberry [51])
- „mid-position“ $55mm < e \leq 100mm$
- „favourable-position“ $e > 100mm$

Die Abminderungsfaktoren werden anhand der Versuchsergebnisse aus Johnson und Mottram [35] Johnson und Yuan [39] Roik und Bürkner [53] Roik und Bürkner [54], Roik & Lungershausen aus

Roik u. a. [55] Robinson [52], Lloyd und Wright [44] und Ernst [20] verifiziert. Die Versuchsergebnisse von Rambo-Roddenberry [51] bleiben auf Grund der teilweise sehr stark streuenden Versuchsergebnissen, Trapezprofilblechgeometrien vorerst unberücksichtigt. Infolge der Berücksichtigung des in diesem Abschnitt beschriebenen Anwendungsbereichs liegen somit „nur“ 96 Versuchsergebnisse zur Überprüfung vor. Hiervon sind 56 Push-Out Tests mit Kopfbolzen in „mid-Position“, 21 Push-Out Tests mit Kopfbolzen in „favourable-position“ und 19 Kopfbolzen in „unfavourable-position“. Die Überprüfung der gefundenen Abminderungsfaktoren erfolgt durch Bestimmung des Mittelwerts μ der Quotienten Versuchsergebnisse P_e durch rechnerische Tragfähigkeit P_t und der dazugehörigen Standardabweichung. Hierzu werden die mittleren Tragfähigkeiten nach Roik u. a. [55] (siehe Gleichungen 3.12 bzw. 3.13) für Vollbetonplatten mit den jeweiligen Abminderungsfaktoren multipliziert.

8.2 Abminderungsfaktoren

8.2.1 Für 1 Kopfbolzen in „mid-position“

Die Untersuchungen zur Einbindetiefe h_{sc}/h_p eines Kopfbolzens in den Aufbeton haben gezeigt, dass ab einem Verhältniswert von $h_{sc}/h_p = 1,56$ keine weitere Traglaststeigerung erfolgt (siehe Abschnitt 7.4.2 bzw. Bild 7.13). Aus diesem Grund wird dieser Wert als Fallunterscheidung bei der Bestimmung der Abminderungsfaktoren berücksichtigt. Durch Verifikation und Koeffizientenvariation anhand der in Abschnitt 8.1 beschriebenen Versuchsdatenbasis ergeben sich folgende Gleichungen zur Bestimmung des Abminderungsfaktors:

Für $n_r = 1$ und $h_{sc}/h_p \leq 1,56$:

$$k_{mid,1} = 7,57 \cdot 10^{-4} \cdot \left(\frac{b_m}{h_p}\right)^2 + 0,189 \cdot \left(\frac{b_m}{h_p}\right) + 0,278 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p}\right) \leq 1,0 \quad (8.1)$$

Für $n_r = 1$ und $h_{sc}/h_p > 1,56$:

$$k_{mid,1} = 4,96 \cdot 10^{-4} \cdot \left(\frac{b_m}{h_p}\right)^2 + 0,040 \cdot \left(\frac{b_m}{h_p}\right) + 6,35 \cdot 10^{-4} \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p}\right) + 0,616 \leq 1,0 \quad (8.2)$$

Auffallend bei beiden Gleichungen (siehe Gleichung 8.1 und 8.2) ist, dass der Vorfaktor des Terms $\left(\frac{b_m}{h_p}\right)^2$ so niedrig ist, dass dieser Summand bei der Bestimmung des Abminderungsfaktors keine Rolle spielt. Hieraus lässt sich schließen, dass innerhalb des betrachteten Parameterbereichs eine lineare Abhängigkeit zwischen dem Abminderungsfaktor und dem Quotienten aus mittlere Breite b_m und Profilblechhöhe h_p vorliegt.

Des Weiteren zeigt sich bei Gleichung 8.2, dass der Einfluss der Einbindetiefe h_{sc}/h_p , wie bereits die Betrachtungen in Abschnitt 7.4.2 gezeigt haben, vernachlässigbar ist. Unter Berücksichtigung einer Mindesteinbindetiefe $h_{sc}/h_p \geq 1,56$ ergibt sich somit ein Abminderungsfaktor nach Gleichung 8.3 für Kopfbolzen in „mid-position“ (Abstand e zum Trapezblechsteg in Belastungsrichtung $55mm < e \leq 100mm$).

$$k_{mid,1} = 0,040 \cdot \left(\frac{b_m}{h_p}\right) + 0,616 \leq 1,0 \quad (8.3)$$

Die Qualität der Gleichungen 8.1 und 8.2 sowie der vereinfachten Gleichung 8.3 im Vergleich zur normativen Regelung für die zu Grunde gelegten Datenbasis zeigt sich anhand der statistischen Kenngrößen (vgl. Tabelle 8.1). Hierbei ist zu beachten, dass der Auswertung des vereinfachten Ansatzes nach Gleichung 8.3 ein verringerte Datenbasis zu Grunde liegt.

Tab. 8.1: Vergleich der statistischen Größen für den Abminderungsfaktor in „mid-position“

Ansatz	Mittelwert μ [-]	Standardabweichung δ [-]	Variationskoeffizient $VarK$ [-]
Roik u. a. [55]	0,92	0,32	0,35
Gleichung 8.1 und 8.2	1,00	0,13	0,13
Gleichung 8.3 (vereinfacht)	1,01	0,14	0,14

8.2.2 Für 1 Kopfbolzen in „favourable-position“

Für 1 Kopfbolzen in „favourable-position“ ergeben sich in Abhängigkeit der Einbindetiefe h_{sc}/h_p folgende Gleichungen zur Bestimmung der Tragfähigkeit eines Kopfbolzens:

Für $n_r = 1$ und $h_{sc}/h_p \leq 1,56$:

$$k_{fav,1} = 0,035 \cdot \left(\frac{b_m}{h_p}\right)^2 + 0,167 \cdot \left(\frac{b_m}{h_p}\right) + 0,273 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p}\right) \leq 1,0 \quad (8.4)$$

Für $n_r = 1$ und $h_{sc}/h_p > 1,56$:

$$k_{fav,1} = 0,004 \cdot \left(\frac{b_m}{h_p}\right)^2 + 0,104 \cdot \left(\frac{b_m}{h_p}\right) + 0,314 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p}\right) \leq 1,0 \quad (8.5)$$

Unter Vernachlässigung des quadratischen Terms $\left(\frac{b_m}{h_p}\right)^2$ in Gleichung 8.5 und durch Ersatz des Summanden $0,314 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p}\right)$ in Gleichung 8.5 durch den konstanten Term aus Gleichung 8.3 ergibt sich:

$$k_{fav,1} = 0,100 \cdot \left(\frac{b_m}{h_p}\right) + 0,616 \leq 1,0 \quad (8.6)$$

Die Variation des Koeffizienten ist den gewählten Vereinfachungen geschuldet. Wie in Tabelle 8.2 zu erkennen, ergeben sich für die normativen Regelungen (siehe Roik u. a. [55]) im Vergleich zu den Gleichungen 8.4 und 8.5 etwa gleich gute statistische Kenngrößen. Infolge der Vernachlässigung geringer Einbindetiefen ($h_{sc}/h_p < 1,56$) ergeben sich für die vereinfachte Gleichung 8.6 sogar bessere Kenngrößen als bei den Ausgangsgleichungen. Auffallend bei den normativen Kenngrößen ist, dass die Qualität des Abminderungsfaktors nach Norm deutlich besser als bei Kopfbolzen in der „mid-position“ ist.

8.2.3 Für 1 Kopfbolzen in „unfavourable-position“

Für Kopfbolzen in „unfavourable-position“ ergeben sich Abminderungsfaktoren nach Gleichung 8.7 und 8.8. Auffallend ist hierbei, dass gerade für Einbindetiefen $h_{sc}/h_p < 1,56$, dieser Parameter eine

Tab. 8.2: Vergleich der statistische Größen für den Abminderungsfaktor in „fav-position“

Ansatz	Mittelwert μ [-]	Standardabweichung δ [-]	Variationskoeffizient $VarK$ [-]
Roik u. a. [55]	1,04	0,16	0,15
Gleichung 8.4 und 8.5	1,00	0,15	0,15
Gleichung 8.6 (vereinfacht)	0,99	0,12	0,12

sehr großen Einfluss auf den Abminderungsfaktor hat. Während für Einbindetiefen $h_{sc}/h_p > 1,56$ der Quotient aus mittlerer Sickenbreite b_m zu Sickenhöhe h_p bestimmend ist.

Für $n_r = 1$ und $h_{sc}/h_p \leq 1,56$:

$$k_{unfav,1} = 0,038 \cdot \left(\frac{b_m}{h_p}\right)^2 + 0,005 \cdot \left(\frac{b_m}{h_p}\right) + 0,328 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p}\right) - 0,103 \leq 0,8 \quad (8.7)$$

Für $n_r = 1$ und $h_{sc}/h_p > 1,56$:

$$k_{unfav,1} = 0,031 \cdot \left(\frac{b_m}{h_p}\right)^2 + 0,286 \cdot \left(\frac{b_m}{h_p}\right) + 0,028 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p}\right) \leq 0,8 \quad (8.8)$$

Insgesamt zeigen die gefundenen Gleichungen die niedrigste Übereinstimmung zwischen Versuchsergebnissen P_e und rechnerischer Traglast P_t (vgl. Tabelle 8.3). Dies liegt jedoch hauptsächlich an der großen Streubreite der Gleichung 8.7). Für diese Gleichung ergibt sich ein Mittelwert μ von 1,00, jedoch eine Standardabweichung δ von 0,37. Der Vergleich der dieser Auswertung zu Grunde liegenden Versuche zeigt, dass alle Versuchsgeometrien sehr ähnliche Spezifikationen haben. Dies lässt darauf schließen, dass die großen Streuungen auf unterschiedlichen Versagensmechanismen beruhen, die durch Gleichung 8.7 nur unzureichend erfasst werden. Im Gegensatz hierzu ergibt sich für Gleichung 8.8 ein Mittelwert μ von 1,01 und eine Standardabweichung δ von 0,16. Hier scheint auf Grund der größeren Einbindetiefe als mögliches Versagen wieder der Beton vor dem Kopfbolzen, definiert durch den Quotienten b_m/h_p , eine Rolle zu spielen. Insgesamt muss dennoch von einer etwas schlechteren Qualität der gefundenen Gleichungen ausgegangen werden, da ein oberer Grenzwert von 0,8 für Gleichung 8.8 definiert werden musste. Dieser Grenzwert wurde für Gleichung 8.7 übernommen.

Dennoch lässt sich mit ausreichender Genauigkeit für die zu Grunde gelegten Datenbasis eine vereinfachter Abminderungsfaktor (siehe Gleichung 8.9) für Gleichung 8.8 definiert werden (siehe Tabelle 8.3).

$$k_{unfav,1} = 0,317 \cdot \left(\frac{b_m}{h_p}\right) + 0,06 \leq 0,8 \quad (8.9)$$

8.2.4 Zusammenfassung

Ausgehend von einer FE-Parameterstudie (vgl. Kapitel 7) konnten neue Abminderungsfaktoren für die Bestimmung der Tragfähigkeit hergeleitet werden, die anhand von ca. 100 Push-out Ergebnissen

Tab. 8.3: Vergleich der statistische Größen für den Abminderungsfaktor in „unfav-position“

Ansatz	Mittelwert μ [-]	Standardabweichung δ [-]	Variationskoeffizient $VarK$ [-]
Roik u. a. [55]	0,81	0,20	0,25
Gleichung 8.7 und 8.8	0,99	0,26	0,26
Gleichung 8.9 (vereinfacht)	0,99	0,12	0,12

verifiziert worden sind. Vergleicht man die statistischen Kenngrößen (siehe Tabelle 8.4) zeigt sich die Qualität des gefundenen Ansatzes sowohl für den „genauen“ Ansatz als auch für den hieraus entwickelten „vereinfachten“ Ansatz. Hierbei ist jedoch zu beachten, dass gerade für die Kopfbolzenpositionen „favourable-position“ und „unfavourable-position“ nur eine relativ geringe Anzahl von Push-Out Ergebnissen zur Verfügung standen. Des Weiteren hat sich gezeigt, dass auch die normativen Regelungen, durch Berücksichtigung einer Mindesteinbindetiefe von $h_{sc}/h_p > 1,56$ eine geringer Streubreite aufweisen.

Tab. 8.4: Vergleich der statistische Größen für den Abminderungsfaktor in beliebiger Kopfbolzenposition

Ansatz	Mittelwert μ [-]	Standardabweichung δ [-]	Variationskoeffizient $VarK$ [-]
Roik u. a. [55]	0,92	0,28	0,30
„genauer Ansatz“	1,00	0,17	0,17
vereinfachter Ansatz	1,00	0,13	0,13

8.3 Erweiterung des Anwendungsbereich

Die in den vorangegangenen Abschnitten bestimmten Reduktionsfaktoren haben eine relativ gute Übereinstimmung zwischen Versuchsergebnissen und den rechnerisch ermittelten Tragfähigkeiten gezeigt. Hierbei ist jedoch zu beachten, dass folgende Einflussfaktoren unberücksichtigt geblieben sind:

- Kopfbolzen durchgeschweißt oder Trapezprofilblech vorgelocht
- Hinterschnittenes oder offenes Trapezprofilblech
- Anzahl der Kopfbolzen ($n = 1$ oder $n = 2$)
- Trapezprofilblechdicke t

Ohne Berücksichtigung dieser Einflussfaktoren wären die gefundenen Abminderungsfaktoren bei einer Vielzahl von Ausführungsvarianten nicht anwendbar.

Der Einfluss, ob ein Kopfbolzen durchgeschweißt worden ist oder, ob das Trapezblech vorgelocht wurde, kann mit Hilfe der Tabelle 3.1 in Abschnitt 3.2 abgeschätzt werden (siehe auch DIN 18800-5 [13]). Wie in Abschnitt 3.6 gezeigt, ist in den Mehrzahl aller Fälle der obere Grenzwert $k_{t,max}$

maßgebend bei der Bestimmung des normativen Abminderungsfaktors. Vergleicht man nun die gegebenen oberen Grenzwerte ergibt sich für 1 bzw. 2 Kopfbolzen und Profilblechdicken $t < 1,0\text{mm}$ eine Reduktion infolge vorgelochter Profilbleche von ca. 15%. Die FE-Untersuchungen erfolgten nur mit durchgeschweißten Kopfbolzen, somit wäre der gefundene Abminderungsfaktor um ca. 15% für diesen Fall zu reduzieren. Für Profilblechdicken $t > 1,0$ ergeben sich jedoch größere Unterschiede, die durch den steigenden Traglastanteils des Bleches erklärt werden können. Vergleicht man den Einfluss der Trapezprofilblechdicke t in Abschnitt 7.4.4, Bild 7.15, muss festgestellt werden, dass für offene Trapezprofilbleche dieser Einfluss relativ gering ausfällt. Vereinfachend kann angenommen werden, dass ab einer Profilblechdicke t von 1,2mm, der Reduktionsfaktor bzw. die Tragfähigkeit eines Kopfbolzens bei der Verwendung von offenen Profilblechen um etwa 5% erhöht werden kann. Im Gegenzug hierzu sollte bei einer Blechdicke $t < 1,0\text{mm}$ die Tragfähigkeit um 5% reduziert werden.

Der Einfluss der Kopfbolzenanzahl wird mit Hilfe der FE-Untersuchungen in Abschnitt 7.4.5 abgeschätzt. So ergibt sich nach Bild 7.16 eine Reduktion im Falle von 2 Kopfbolzen im Vergleich zu 1 Kopfbolzen auf etwa 80% der Tragfähigkeit, während die Norm DIN 18800-5 [13] bzw. EN 1994-1-1 [18] eine Reduktion auf etwa 71% der Tragfähigkeit vorsieht ($1/\sqrt{2} \approx 0,71$). Etwas schwieriger ist die Berücksichtigung der Profilblechgeometrie. So ergeben sich hohe Traglasteinteile für hinterschnittene Profile (vgl. Jenisch [34]), die jedoch, legt man den Tragmechanismus von Jenisch [34] zu Grunde (vgl. Abschnitt 4.2, „indirekter Lastanteil“), nicht an die Kopfbolzentragfähigkeit gekoppelt sind und nur bei durchgeschweißten Kopfbolzen auftreten. Aus diesem Grund scheint ein Vorfaktor nur bedingt geeignet zu sein, diesen eigenständigen Traglastanteil zu berücksichtigen. Innerhalb der vorliegenden Versuchsergebnisse aus Kapitel 5 hat es sich jedoch gezeigt, dass eine 30% Erhöhung des Reduktionsfaktors im Falle durchgeschweißter Kopfbolzen mit hinterschnittenen Profilen gute Ergebnisse liefert.

Somit ergibt sich nachfolgende Gleichung für die Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit bei der Verwendung von Trapezprofilblechen senkrecht zum Verbundträger:

$$k_{\perp} = k_t \cdot k_{D/V} \cdot k_{PB} \cdot k_n \cdot k_{FE} \leq 1,0 \quad (8.10)$$

k_t	Vorfaktor zur Berücksichtigung der Profilblechdicke t
$k_t = \begin{cases} 0,95 & \text{falls } t < 1,0\text{mm} \\ 1,00 & \text{falls } 1,0\text{mm} \leq t < 1,2\text{mm} \\ 1,05 & \text{falls } t \geq 1,2\text{mm} \end{cases}$	
$k_{D/V}$	Vorfaktor zur Berücksichtigung von vorgelochten Profilblechen
$k_{D/V} = \begin{cases} 0,85 & \text{falls vorgelochte Profilbleche} \\ 1,00 & \text{falls durchgeschweißte Kopfbolzen} \end{cases}$	
k_{PB}	Vorfaktor zur Berücksichtigung der Profilblechgeometrie
$k_{PB} = \begin{cases} 1,30 & \text{falls hinterschnittene Profilbleche mit durchgeschweißten} \\ & \text{Kopfbolzen} \\ 1,00 & \text{alle anderen Fälle} \end{cases}$	
k_n	Vorfaktor zur Berücksichtigung der Kopfbolzenanzahl n
$k_n = \begin{cases} 1,00 & \text{falls } n = 1 \\ 0,80 & \text{falls } n = 2 \end{cases}$	
k_{FE}	Abminderungsfaktor in Abhängigkeit der Kopfbolzenposition in der Sicke nach Abschnitt 8.2.1, 8.2.2 bzw. 8.2.3

8.4 Überprüfung der Abminderungsfaktoren

Die Überprüfung der gefundenen Abminderungsfaktoren erfolgt durch Vergleich mit den bestehenden Regelungen nach DIN 18800-5 [13] bzw. EN 1994-1-1 [18]. Hierbei wird sowohl das „genaue Verfahren“ als auch die „vereinfachten Regelungen“ (vgl. Abschnitt 8.2.1-8.2.3) überprüft. Da die neuen Abminderungsfaktoren auf die Tragfähigkeit eines Kopfbolzens in einer Vollbetonplatte angewendet werden, sind die Randbedingungen der Gleichungen 3.3 und 3.2 hinsichtlich des Kopfbolzendurchmesser d einzuhalten. Des Weiteren wird die obere Grenze des Kopfbolzendurchmessers d für durchgeschweißte Kopfbolzen $d \leq 19\text{mm}$ und bei der Verwendung von vorgelochten Profilblechen berücksichtigt ($d \leq 22\text{mm}$). Für den „vereinfachten Abminderungsfaktor“ gilt zusätzlich noch eine Mindesteinbindetiefe $h_{sc}/h_p \geq 1,56$. Somit ergeben sich bezogen auf die Versuchsdatenbasis ($n=304$) (vgl. Kapitel 5 bzw. Abschnitt A.1) 263 Push-Out Tests, die in Anwendungsbereich des „genauen Verfahrens“ liegen, sowie 222 Versuche für den „vereinfachten Ansatz“. Der Vergleich zeigt für beide Ansätze relativ gute Übereinstimmungen im Anwendungsbereich (vgl. Bild 8.1 und Bild 8.2 bzw. Tabelle 8.5). Unter Berücksichtigung der Qualität der gefundenen Bestimmungsgleichungen in Abhängigkeit der Kopfbolzenposition könnte die Genauigkeit noch weiter gesteigert werden (vgl. Abschnitt 8.5).

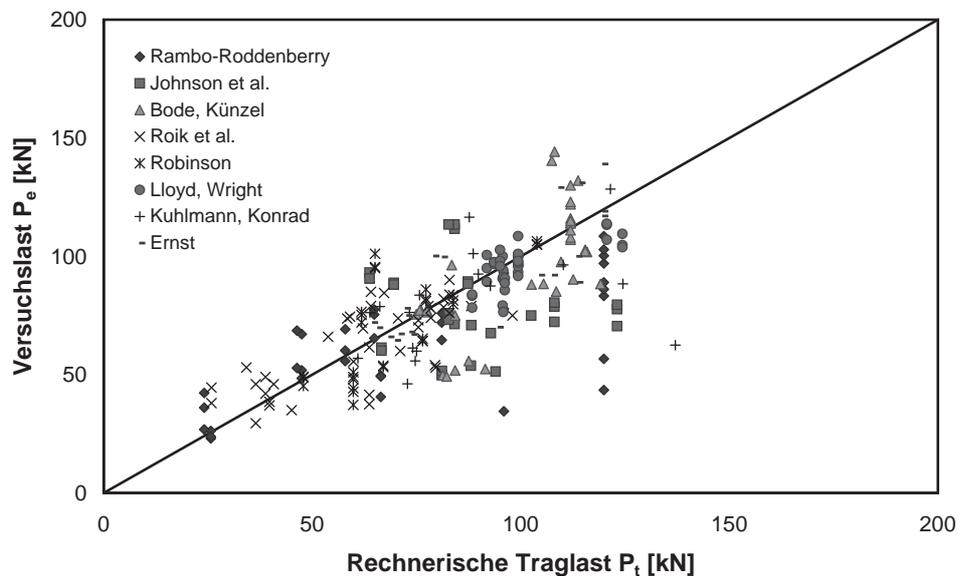


Bild 8.1: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t („genauer Ansatz“) mit allen Versuchswerten P_e im Anwendungsbereich

Tab. 8.5: Statistische Kenngrößen der neuen Abminderungsfaktoren bezogen auf die Versuchsdatenbasis im Vergleich zur Norm

Modelle	Alle Versuche			Im Anwendungsbereich		
	Mittelwert μ	Standardabw. δ	Variationsk. VarK	Mittelwert μ	Standardabw. δ	Variationsk. VarK
Roik u. a. [55]	0,92	0,33	0,36	0,87	0,20	0,23
„genauer Ansatz“	0,94	0,22	0,24	0,97	0,21	0,22
„vereinfachter Ansatz“ ¹	0,93	0,23	0,25	0,98	0,20	0,21

¹ Bedingung h_{sc}/h_p bleibt unberücksichtigt.

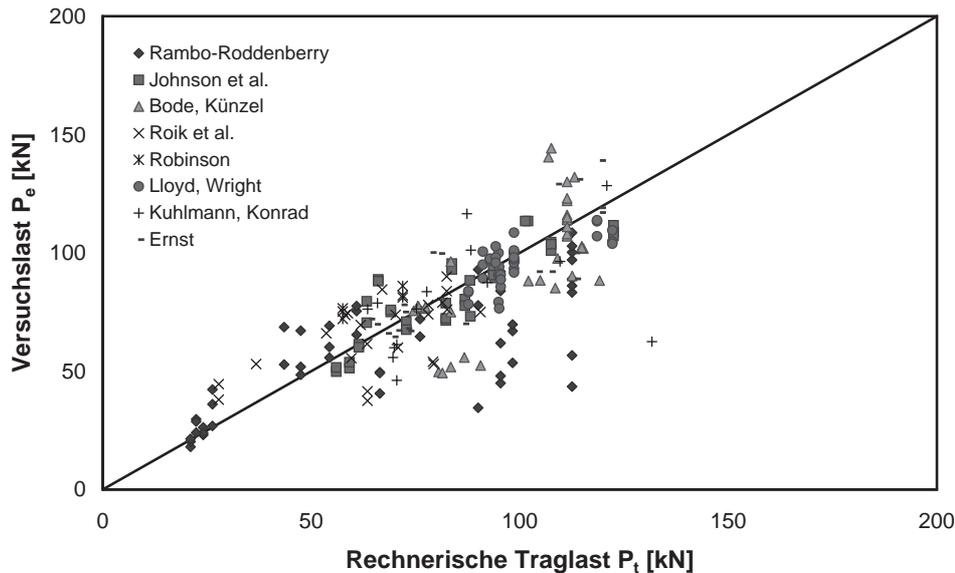


Bild 8.2: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t („vereinfachter Ansatz“) mit allen Versuchswerten P_e im Anwendungsbereich

8.5 Bemessungsvorschlag

Der Vergleich der Qualität der gefundenen Abminderungsfaktoren in Abhängigkeit der jeweiligen Kopfbolzenposition zeigt, dass vor allem bei Kopfbolzen in „unfavourable-position“ größere Abweichungen zwischen Versuchslast P_e und der rechnerischen Tragfähigkeit P_t auftreten. Gerade für Kopfbolzen in „unfavourable-position“ kann sich möglicherweise keine Druckstrebe auf die Kopfbolzenschweißwulst ausbilden. Dies könnte eine Ursache für die höheren Streuungen sein. Aus diesem Grund wird zur Sicherung einer ausreichenden Tragfähigkeit und zur Verbesserung der Qualität der gefundenen Gleichungen auf die Berücksichtigung von Kopfbolzen in „unfavourable-position“ verzichtet. Da hierunter nur Kopfbolzenpositionen fallen, die einen Achsabstand $e \leq 55\text{mm}$ zum Trapezblechsteg (in Belastungsrichtung) haben, ist u.E. die Reduktion der Anwendbarkeit vertretbar. Somit unterscheiden sich, die Bestimmungsgleichungen für Kopfbolzen in „mid-position“ und „favourable-position“ nur durch den Koeffizienten (vgl. Gleichung 8.3 und 8.6) mit dem der Quotient $\left(\frac{b_m}{h_p}\right)$ (b_m mittlere Sickenbreite bei offenen bzw. obere Sickenabstand bei hinterschnittenen Profilen; Profilblechhöhe h_p) multipliziert wird. Unter Annahme eines linearen Zusammenhangs zwischen Koeffizient und Achsabstand Kopfbolzen zu Trapezblechsteg in Belastungsrichtung ergibt sich als Koeffizient k_e :

$$k_e = 0,002 \cdot e - 0,156 \quad (8.11)$$

Die Bestimmung des Abstandes e erfolgt bei offenen Trapezprofilblechen in Stegmitte, bei hinterschnittenen Profilen an Stelle der kleinsten Sickenbreite.

Eingesetzt in Gleichung 8.3 bzw. 8.6 ergibt sich eine Gleichung für die Bestimmung des Abminderungsfaktors.

$$k_{FE} = k_e \cdot \left(\frac{b_m}{h_p}\right) + 0,616 \leq 1,0 \quad (8.12)$$

Unter Berücksichtigung der in Abschnitt 8.3 definierten zusätzlichen Vorfaktoren ergibt sich für die Bestimmung der Tragfähigkeit eines Kopfbolzens in der Sicke eines Trapezbleches, das senkrecht zum Träger spannt, nachfolgende Bestimmungsgleichung:

$$k_{\perp} = k_t \cdot k_{D/V} \cdot k_{PB} \cdot k_n \cdot \left[k_e \cdot \left(\frac{b_m}{h_p} \right) + 0,616 \right] \leq 1,0 \quad (8.13)$$

k_t	Vorfaktor zur Berücksichtigung der Profilblechdicke t
$k_t =$	$\begin{cases} 0,95 & \text{falls } t < 1,0\text{mm} \\ 1,00 & \text{falls } 1,0\text{mm} \leq t < 1,2\text{mm} \\ 1,05 & \text{falls } t \geq 1,2\text{mm} \end{cases}$
$k_{D/V}$	Vorfaktor zur Berücksichtigung von vorgelochten Profilblechen
$k_{D/V} =$	$\begin{cases} 0,85 & \text{falls vorgelochte Profilbleche} \\ 1,00 & \text{falls durchgeschweißte Kopfbolzen} \end{cases}$
k_{PB}	Vorfaktor zur Berücksichtigung der Profilblechgeometrie
$k_{PB} =$	$\begin{cases} 1,30 & \text{falls hinterschnittene Profilbleche mit durchgeschweißten} \\ & \text{Kopfbolzen} \\ 1,00 & \text{alle anderen Fälle} \end{cases}$
k_n	Vorfaktor zur Berücksichtigung der Kopfbolzenanzahl n
$k_n =$	$\begin{cases} 1,00 & \text{falls } n = 1 \\ 0,80 & \text{falls } n = 2 \end{cases}$
k_e	Vorfaktor zur Berücksichtigung des Achsabstands e Kopfbolzen zu Profilblechsteg
	$k_e = 0,002 \cdot e - 0,156$
b_m	Sickenbreite nach DIN 18800-5 [13], Element(939), Bild 15
h_p	Profilblechhöhe

Der Anwendungsbereich bzw. die Anwendungsgrenzen definieren sich einerseits aus dem Anwendungsbereich der Gleichungen 3.2 und 3.3 nach DIN 18800-5 [13] bzw. EN 1994-1-1 [18], aus der Forderung einer Mindesteinbindetiefe, als auch der der Auswertung zu Grunde liegenden Versuchsdatenbasis. Insbesondere die Anwendbarkeit auch bei Profilblechhöhen, die größer als 85mm sind, sei hier erwähnt. Es zeigte sich für diese Profilbleche, dass die Tragfähigkeit im Mittel zu niedrig, also auf der sicheren Seite, geschätzt wurde, jedoch hier nur eine geringe Anzahl von Versuchen zur Überprüfung vorlag. Somit ergibt sich ein Mittelwert μ von 0,99 und eine Standardabweichung δ bzw. ein Variationskoeffizient von 0,18. Die Qualität der gefundenen Gleichung zeigt sich grafisch anhand der Gegenüberstellung der Versuchslast P_e zur rechnerisch ermittelten Tragfähigkeit P_t in Bild 8.3. Hierbei fällt vor allem die vorhandene relativ grosse Streubreite der Versuche von Rambo-Roddenberry [51] auf (vgl. Abschnitt 5.13). Versuche mit gleichen Spezifikationen streuen stark im Vergleich zu anderen Spezifikationen. Hier wären zum Beispiel die Versuche D76-D81 (vgl. Tabelle 5.15) zu nennen, die alle infolge „Stud Shearing“ versagten und bei der Versuchslast P_e weit auseinander liegen. Des Weiteren hat Rambo-Roddenberry [51] eine horizontale Vorbelastung bis zu 20% der erwarteten Traglast des Push-Out Tests aufgebracht. Ob dies ein weiterer Grund für die großen Streuungen ist, wäre zu prüfen. Eine nicht Berücksichtigung der Daten bei einer statistischen Auswertung wäre hierdurch begründbar. Des Weiteren könnten aus der Versuchsreihe von Bode und Künzel [7] 6 Push-Out Tests entfernt werden, da es sich hierbei um mit Mineralwolle ausgelegte Cofradal200 Trapezprofilbleche handelt.

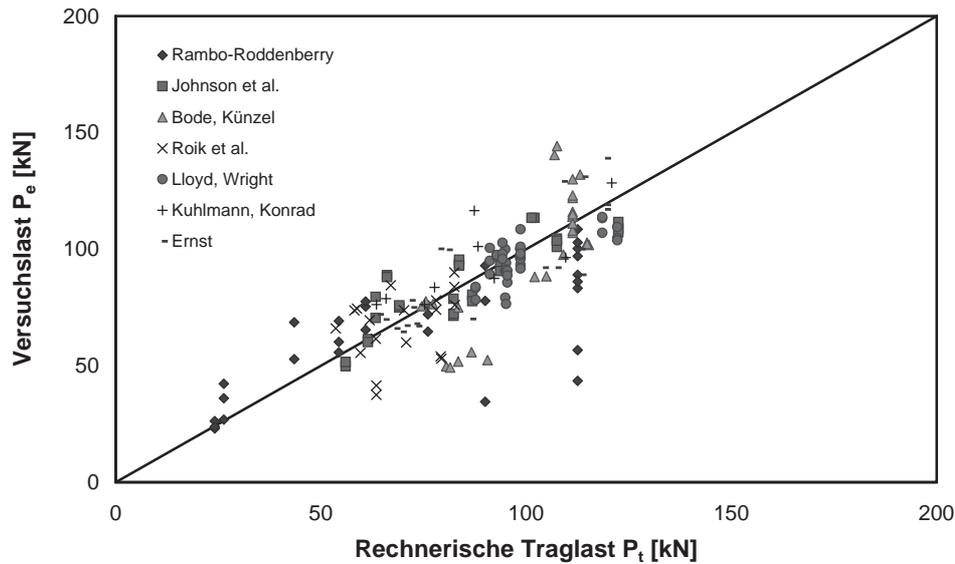


Bild 8.3: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t des Bemessungsvorschlags auf Mittelwertniveau mit den Versuchswerten P_e im Anwendungsbereich

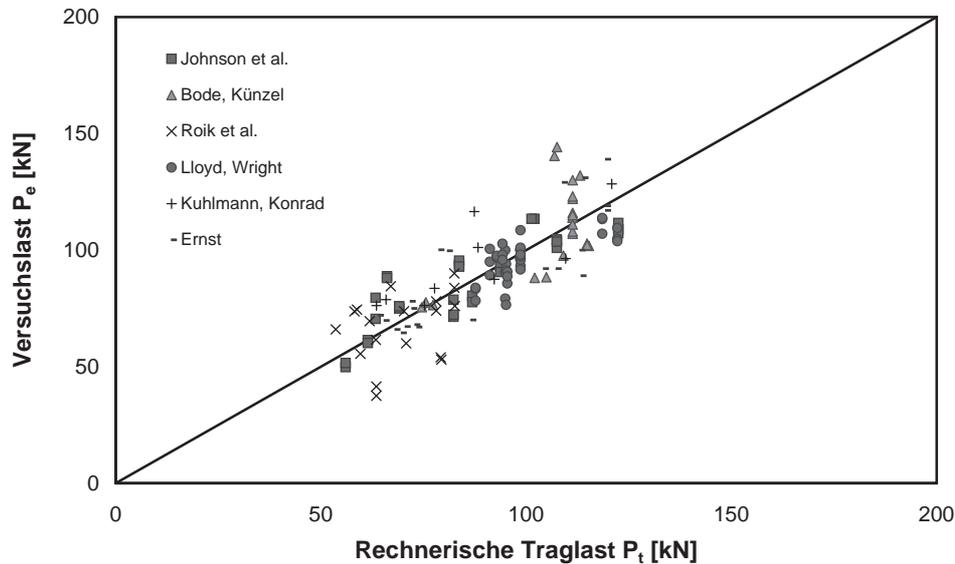


Bild 8.4: Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach Bemessungsvorschlag mit den Versuchswerten P_e im Anwendungsbereich mit reduzierter Datenbasis

Betrachtet man die statistischen Kenngrößen ohne diese Push-Out Tests, ergibt sich ein sehr guter Mittelwert $\mu = 1,01$ bei einer Standardabweichung δ von nur 0,14 (vgl. Bild 8.4). Unter Berücksichtigung der Standardabweichungen von Kopfbolzen in einer Vollbetonplatte (vgl. Hanswille und Porsch [28]) ein guter Wert.

Als weitere Verbesserungsmöglichkeiten sollte der Einfluss des Trapezbleches auf die Tragfähigkeit als eigenständiger Traglastanteil berücksichtigt werden, wie es bereits durch z.B. Jenisch [34] oder auch Ernst [20] vorgeschlagen wird. Dies würde auch zu einer Vereinfachung der Gleichung 8.13 führen. Eine Erhöhung bzw. eine Reduktion des Abminderungsfaktors für die Kopfbolzentragfähigkeit zur Berücksichtigung des Trapezblechs gibt sicherlich nicht das wahre Tragverhalten wider. In diesem Zusammenhang wäre sicherlich auch der Einfluss der Trapezblechdicke, gerade bei offenen Trapezblechen, zu verifizieren. Neben einer Verbesserung des vorgeschlagenen Abminderungsfaktors, wäre eine weitere Verbesserung auch durch eine Verbesserung der Bestimmungsgleichungen

(siehe Gl. 3.3 bzw. Gl. 3.2) für die Kopfbolzentragfähigkeit in einer Vollbetonplatte möglich.

9 Zusammenfassung und Ausblick

9.1 Zusammenfassung

In Kuhlmann und Konrad [40, 41] wurde durch Vergleich mit 17 eigenen Push-Out Tests gezeigt, dass die normativen Regelungen nach DIN 18800-5 [13] bzw. EN 1994-1-1 [18] (siehe Kapitel 3) für diese Versuche im Mittel zu hohe und unter Umständen unsichere Tragfähigkeiten ergeben. Die Allgemeingültigkeit dieses Ergebnisses konnte auf Grund der geringen Datenbasis ($n = 17$) nicht geklärt werden.

Die Literaturrecherche in dieser Arbeit, es konnten ca. 300 Versuchsergebnisse (siehe Kapitel 5) von Push-Out Tests mit senkrecht zum Träger spannenden Trapezprofilblechen, ermittelt werden, und der hierauf basierende erneute Vergleich, bestätigen das Ergebnis aus Kuhlmann und Konrad [40, 41]. So ergaben sich für alle Versuche ($n \approx 300$) ein Mittelwert μ (siehe Gleichung 9.1) von 0,92 bei einer Standardabweichung δ von 0,36. Die Notwendigkeit der normativen Anwendungsgrenzen zeigt sich durch die deutliche Verbesserung der Standardabweichung δ auf 0,20 bei Berücksichtigung der normativen Anwendungsgrenzen (vgl. DIN 18800-5 [13]). Hierdurch musste jedoch ein Reduktion des Mittelwerts μ auf 0,87 festgestellt werden (vgl. Tabelle 6.1).

$$\mu = \frac{\sum P_e}{\sum P_t} \quad (9.1)$$

P_e Versuchslast eines Push-out Tests
 P_t Rechnerisch ermittelte zugehörige Tragfähigkeit

Alternative Ansätze (siehe Kapitel 4) zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Kopfbolzen in Trapezblechsicken zeigten sowohl bezogen auf den erreichbaren Mittelwert μ als auch bezogen auf die Standardabweichung δ in ihrem Anwendungsbereich bessere Ergebnisse als die Norm (siehe Tabelle 6.1). Die besseren Ergebnisse sind jedoch teilweise den sehr restriktiven Anwendungsgrenzen der einzelnen Modelle geschuldet. Interessanterweise haben die Modelle, die die Kopfbolzentragfähigkeit direkt bestimmen, also keinen Abminderungsfaktor auf die Tragfähigkeit in einer Vollbetonplatte liefern, keine erkennbaren Vorteil. So zeigen die Modelle von Ernst [20] und Jenisch [34] die größten Abweichungen, vgl. Tabelle 6.1. Des Weiteren sind diese Modelle nur bedingt infolge ihrer Komplexität für die Praxis geeignet. Die Praxiseignung und der de facto Standard, Abminderungsfaktors angewandt auf die Kopfbolzentragfähigkeit in einer Vollbetonplatte (vgl. Abschnitt 3.5), sind vermutlich auch der Grund, dass aus vielen „genauen“ Modellen ebenfalls Abminderungsfaktoren entwickelt worden sind. Interessanterweise überzeugte das „einfache“ Modell von Rambo-Roddenberry [51] mit sehr guten statistischen Kenngrößen. So schlägt Rambo-Roddenberry [51] konstante Abminderungsfaktoren auf die Tragfähigkeit vor (siehe Abschnitt 4.5). Des Weiteren zeigte auch das Modell bzw. der Ansatz von Johnson und Yuan [37, 37] geringe Streubreiten, vgl. Tabelle 6.1. Dies lässt den Schluss zu, dass die Bestimmung eines Abminderungsfaktors und seine Anwendung auf die Kopfbolzentragfähigkeit bei einer Vollbetonplatte nicht von vorne herein zu schlechteren Ergebnissen führt.

Ausgehend von FE Berechnungen (siehe Kapitel 7) konnten eigene Abminderungsfaktoren (vgl. Kapitel 8) bestimmt werden, die die besten statistischen Kenngrößen aller Modelle für ihren An-

wendungsbereich aufweisen. Unter Vernachlässigung so genannter „Ausreißer“ in ihrem Anwendungsbereich ergaben sich für den Mittelwert $\mu = 1,01$ und für die Standardabweichung $\delta = 0,14$. Vergleicht man die Standardabweichungen für die Kopfbolzentragfähigkeiten in einer Vollbetonplatte, ein sehr gutes Ergebnis. Gleichzeitig waren u.E. keine starken Einschränkungen für den zulässigen Anwendungsbereich zur Sicherstellung dieser guten Ergebnisse notwendig. Des Weiteren berücksichtigt dieser Ansatz die Haupteinflussgrößen der Tragfähigkeit, wie z.B. die Position des Kopfbolzens in der Sicke, die Geometrie des Trapezbleches bzw. des Betons in der Sicke und die Einbindetiefe des Kopfbolzens in den Aufbeton.

9.2 Ausblick

Vergleicht man die statistischen Kenngrößen der hier neu definierten Abminderungsfaktoren mit den Kenngrößen der Gleichungen 3.12 und 3.13 (vgl. Hanswille und Porsch [28]) zeigt sich, dass eine weitere Verbesserung bei der Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit bei Verwendung von Trapezprofilblechen über den Ansatz Abminderungsfaktor angewandt auf die Tragfähigkeit eines Kopfbolzens in einer Vollbetonplatte nicht mehr ohne eine Verbesserung der Ausgangsgleichungen (Gleichung 3.12 und 3.13) möglich ist. Des Weiteren sollte der Einfluss des Trapezbleches auf die Tragfähigkeit als eigenständiger Traglastanteil berücksichtigt werden, wie es bereits durch z.B. Jenisch [34] oder auch Ernst [20] vorgeschlagen wird. Eine Erhöhung bzw. eine Reduktion des Abminderungsfaktors für die Kopfbolzentragfähigkeit zur Berücksichtigung des Trapezblechs gibt sicherlich nicht das wahre Tragverhalten wider. Die gefundene Abhängigkeit des Abminderungsfaktors nach Gleichung 8.12 von dem Abstand zum Trapezblechsteg und der Geometrie der Sicke zeigte, dass bei ausreichender Einbindetiefe ein Versagen des Betons vor dem Kopfbolzen Tragfähigkeitsbestimmend ist. Diese Annahme ist die Basis des in dieser Arbeit vorgestellten Ansatzes und wird u. E. durch das Modell von Lungershausen [45] indirekt bestätigt. Weitere Untersuchungen zur Bestätigung dieser Annahme wäre evtl. sinnvoll.

Als weiterer Punkt wären die Untersuchungen von Hicks [30, 31] zu nennen, der höhere Tragfähigkeiten bei Verbundträgerversuchen im Vergleich zu Push-out Tests ermittelt hat. Ob diese höheren Tragfähigkeiten, die mit hoher Wahrscheinlichkeit vor allem aus der Kontaktpressung (vgl. Ernst und Patrick [21]) der Aufbetonplatte auf den Stahlträger resultieren, angesetzt bzw. zur Kopfbolzentragfähigkeit angerechnet werden können wäre zu prüfen.

Literaturverzeichnis

- [1] ABAQUS: Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc., Abaqus/CAE, Abaqus/Standard, Documentation Vers. 6.5. (2004)
- [2] ANSI/ AISC 360-05: Specification for Structural Building , American Institute of Steel Construction. (2005)
- [3] AS 2327.1: Standards Australia: Composite Structures Standard - Simply Support Beams, Part 1. (2003)
- [4] BAUR, V.: *Numerische Untersuchungen an Ein- und Zweifeld - Slim-Floor Trägern mit dem FE-Programm ABAQUS*, Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Prüfer: Prof. Dr.-Ing. U. Kuhlmann, Betreuer: Matthias Konrad, Nr. 2009-24X, Diplomarbeit, 2009
- [5] BODE, H. ; KÜNZEL, R.: *Anwendung der Durchschweißtechnik im Verbundbau, 3. überarbeitete Auflage*, Universität Kaiserslautern / Bauen mit Stahl. 1999. – Forschungsbericht
- [6] BODE, H. ; KÜNZEL, R.: *Steifigkeit und Verformbarkeit von Verbundmitteln im Hochbau*. In: *IABSE Symposium Composite Steel Concrete Structures, CSVTS Bratislava*, 1987
- [7] BODE, H. ; KÜNZEL, R.: *Zur Traglast von Verbundträgern unter besonderen Berücksichtigung einer nachgiebigen Verdübelung* / Universität Kaiserslautern. 1991. – Forschungsbericht
- [8] BOOGAARD, W.J. van den ; STARK, J.W.B.: *Statisch bepaalde staal-beton liggers, theorie en richtlijnen*, Gezamenlijke Publikatie Van Staalbouwkundig Genootschap, Rotterdam / Betonvereniging (CUR), Zoetermeer. September 1974. – Forschungsbericht
- [9] BS 5950-3.1: *Structural use of steelwork in building - Part 3: Design in composite construction - Section 3.1 Code of practice for design of simple and continuous composite beams*. (1990)
- [10] CEB-FIB MODEL CODE 1990: Comité Euro-International du Béton: CEB-FIB Model Code, Design Code.
- [11] DIAZ, B. ; EASTERLING, W. S. ; MURRAY, T. M.: *Behavior of Welded Shear Studs Used with 1.0 C Deck* / Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, VA. 1998 (Internal Report). – Forschungsbericht
- [12] DIN 1045-1: *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion*. (2001), Juli
- [13] DIN 18800-5: *Stahlbauten - Teil 5: Verbundtragwerke aus Stahl und Beton - Bemessung und Konstruktion*. (2007), März

- [14] DIN EN 1990: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung, Deutsche Fassung EN 1990:2002. (2002), Oktober
- [15] DIN EN 1992-1-1: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, Deutsche Fassung EN 1992-1-1. (2004)
- [16] ELIGEHAUSEN, R. ; MALLÉE, R.: *Befestigungstechnik im Beton- und Mauerwerksbau*. Ernst & Sohn, 2000
- [17] ELIGEHAUSEN, R. ; SAWADE, G.: A Fracture based description of the pull-Out Behaviour of headed studs embedded in Concrete. In: *Fracture Mechanics of Concrete Structures, From Theory to Applications*. Elfgrén, L., Chapman and Hall, London, New York, 1989
- [18] EN 1994-1-1: EUROCODE 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for Buildings, CEN. (2005), Dezember
- [19] ERNST, E. ; BRIDGE, R. Q. ; WHEELER, A.: Strength of Headed Stud Shear Connection in Composite Beams. In: *Paper presented to the Australian Structural Engineering Conference, September*, September 2005
- [20] ERNST, S.: *Factors affecting the behaviour of the shear connection of steel-concrete composite beams*, University of Western Sydney, Dissertation, 2006
- [21] ERNST, S. ; PATRICK, M.: Written replay to the paper: „Strength and ductility of headed stud connectors welded in modern profiled steel sheeting“ by S. Hicks. In: *The Structural Engineer Online* (2008), February
- [22] FEMAP: Siemens PLM Software Femap Vers. 8.3 Documentatation.
- [23] FINK, A. ; PETRASCHEK, T.: Tragmodelle zur Bestimmung der Längsschubtragfähigkeit des Kronendübels als neuartiges Verbindungsmittel im Verbundbau. In: *Stahlbau* 76 10 (2007), S. 761–770
- [24] FINK, J. ; PETRASCHEK, T. ; ONDRIS, L.: *Weitere neue Dübelformen für Verbundbau und numerische Simulation von Push-Out-Versuchen mit ABAQUS*. – Institut für Tragkonstruktionen-Stahlbau, TU Wien
- [25] GOBLE, G. G.: Shear Strength of Thin Flange Composite Beams with Formed Steel Deck. In: *Engineering Journal, AISC* 14(1) (1968), S. 62–65
- [26] GRANT, J.A. ; FISCHER, J.W. ; SLUTTER, R.G.: Composite Beams with Formed Steel Deck. In: *Engineering Journal, AISC* 14 (1977), S. 24–43
- [27] HANSWILLE, G.: Anwendungsrichtlinie zu Eurocode 4 - Ergänzende Regelungen für die Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln bei Verwendung von vorgelochten Profilblechen / Bergische Universität-Gesamthochschule Wuppertal Fachbereich 11 - Bautechnik, Fachgebiet Stahlbau und Verbundkonstruktionen. 2003. – Forschungsbericht

-
- [28] HANSWILLE, G. ; PORSCH, M.: Zur Festlegung der Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln on Vollbetonplatten nach DIN 18800-5. (2007)
- [29] HAWKINS, Mitchell D.: Seismic Response of composite shear connections. In: *Journal of Structural Engineering Journal* 110(9) (1984), S. 2120–2136
- [30] HICKS, S.: Strength and ductility of headed stud connectors welded in modern profiled steel sheeting. In: *Struct. Eng.* 85 (2007), Nr. 10, S. 33–38
- [31] HICKS, S.: Strength and Ductility of Headed Studs Connectors Welded in Modern Profiled Steel Sheetings. In: *Journal of International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE)* 19 (2009), Nr. 4, S. 415–419
- [32] IFBS: Produkte - Trapezprofile, Wellprofile, Sonderprofile, Hrsg: Industrieverband für Bausysteme im Metalleichtbau (IFBS). In: *Heft 3.02* (2007), März
- [33] JCSS: JCSS Probabilistic Model Code, Joint Committee on Structural Safety. In: [htt://www.jcss.ethz.ch](http://www.jcss.ethz.ch) (2002), Mai
- [34] JENISCH, F. M.: *Einflüsse des profilierten Betongurtes und der Querbiegung auf das Tragverhalten von Verbundträgern*, Fachbereich Architektur, Raum- und Umweltplanung, Bauingenieurwesen, Universität Kaiserslautern, Dissertation, 2000
- [35] JOHNSON, R. P. ; MOTTRAM, J.T.: Push-tests on studs welded through profiled steel sheetings. In: *The Structural Engineer* 68 (1990), S. 187–193
- [36] JOHNSON, R. P. ; YUAN, H.: Resistance of stud shear connectors in troughs of profiled sheeting, Research Report CE 55 / Department of Engineering, University of Warwick. 1997. – Forschungsbericht
- [37] JOHNSON, R. P. ; YUAN, H.: Models and design rules for stud shear connectors in troughs of profiled sheeting. In: *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Structures & Buildings*, 128, 1998, S. 252–263
- [38] JOHNSON, R.P. ; YUAN, H.: Existing rules and new tests for stud shear connectors in troughs of profiled steel sheeting. In: *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Structures & Buildings*, 1998, S. 244–251
- [39] JOHNSON, R.P. ; YUAN, H.: Models and design rules for stud shear connectors in troughs of profiled sheeting. In: *Proc.Instn. Civ. Engrs. Structs & Bldgs.* 128 (1998), S. 252–263
- [40] KUHLMANN, U. ; KONRAD, M. ; DIBT (Hrsg.): *Tragfähigkeit von Kopfbolzen bei Einsatz von Profilblechen*. Fraunhofer IRB Verlag, 2009 (ISBN: 978-3-8167-8074-8)
- [41] KUHLMANN, U. ; KONRAD, M.: Versuchsbericht zu DIBt-Forschungsvorhaben „Tragfähigkeit von Kopfbolzen bei Einsatz von Profilblechen“, ZP 52-5-17.20-1260/07, Nr.2009-4X / Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf. 2009. – Forschungsbericht
- [42] KUHLMANN, U. ; RAICHLE, J. ; DIBT (Hrsg.): *Engineering Journal, AISC*. Fraunhofer IRB Verlag, 2006 (ISBN: 978-3-8167-7205-7)

- [43] LAWSON, R.M.: Shear connection in composite beams. In: *Steel Construction Today* (1992), July, S. 171–176
- [44] LLOYD, R.M. ; WRIGHT: Shear connection between composite slabs and steel beams. In: *Journal Constrct. Steel Research* 15 (1990), S. 255–285
- [45] LUNGERSHAUSEN, H.: *Zur Schubtragfähigkeit von Kopfbolzendübeln, Mitteilung Nr. 88-7*, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum, Dissertation, 1988
- [46] MAEDA, Y. ; MATSUI, S. ; HIRAGI, H.: Effects of Concrete Placing direction on Static and Fatigue Strengths of Stud Shear Connectors / Osaka University. 1983. – Forschungsbericht
- [47] MÜLLERS, I.: *Zur Robustheit im Hochbau, Stützensausfall als Gefährdungsbild für Stahlbetontragwerke, Nr. 17276*, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Dissertation, 2007
- [48] OEHLERS, D. J.: Splitting induced by shear connectors in composite beams. In: *Journal of Structural Engineering* 115(2) (1989), S. 341–362
- [49] OEHLERS, D. J. ; JOHNSON, R. P.: The strength of stud shear connections in composite beams. In: *The Strutural Engineer* 65(2) (1987), S. 44–48
- [50] OLLGAARD, J. G. ; SLUTTER, R. G. ; FISCHER, J. W.: Shear strength of stud in lightweight and normal-weight concrete. In: *AISC Engineering Journal* (1971), S. 55–64
- [51] RAMBO-RODDENBERRY, M.D.: *Behavior and strength of welded shear studs connectors*. Virginia, Virginia Polytechnic Institute and State University, Dissertation, April 2002
- [52] ROBINSON, H.: Multiple stud shear connections in deep ribbed metaldeck. In: *Canadian Journal of Civil Engineering* 15 (1988), S. 553–569
- [53] ROIK, K. ; BÜRKNER, K.-E.: Untersuchungen des Trägerverbundes unter Verwendung von Stahltrapezprofilen mit einer Höhe >80mm / Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl, Düsseldorf. 1980. – Forschungsbericht
- [54] ROIK, K. ; BÜRKNER, K.-E.: Beitrag zur Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln in Verbundträgern mit Stahlblechen. In: *Bauingenieur* 56 (1981), S. 97–101
- [55] ROIK, K. ; HANSWILLE, G. ; CUNZE, A. ; LANNA, O.: Hintergrundbericht zur Eurocode 4 - Abschnitt 6.3.2: Bolzendübel EC4/8/88 / Ruhr-Universität Bochum. Dezember 1988. – Forschungsbericht
- [56] ROIK, K. ; LUNGERSHAUSEN, H.: Zur Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln in Verbundträgern mit unterbrochener Verbundfuge (Trapezprofildecken). In: *Stahlbau* 58 9 (1989), S. 269–273
- [57] SAUTER, A.: *Neue Abminderungsfaktoren zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Kopfbolzen bei Verbundträgern mit Profilblechen*, Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Prüfer: Prof. Dr.-Ing. U. Kuhlmann, Betreuer: Matthias Konrad, Nr. 2009-14X, Diplomarbeit, 2009

-
- [58] SCHEELE, J.: *Zum Tragverhalten von Kopfbolzendübeln unter formschlüssiger Belastung*, Universität Kaiserslautern, Dissertation, 1991
- [59] SCHERMANN, S.: *Modellvergleich zur Tragfähigkeit von Kopfbolzen bei Verwendung von Profilblechen*, Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Prüfer: Prof. Dr.-Ing. U. Kuhlmann, Betreuer: Matthias Konrad, Nr. 2009-10X, Diplomarbeit, 2009
- [60] SLUTTER, R.G.: *Push-Out Tests of Stud Shear connectors in Lightweight Concrete*. June 1963. – Lehigh University, Fritz Engineering Laboratory Reports No. 200.65.360.1 and 200.66.360.1
- [61] SLUTTER, R.G. ; DRISCOLL, G.C.: Test Results and Design Recommendations for Composite Beams / Lehigh University, Fritz Engineering Laboratory Report No. 279.10. January 1962. – Forschungsbericht
- [62] SLUTTER, R.G. ; DRISCOLL, G.C.: Flexural Strength of Steel-Concrete Composite Beams. In: *Journal of Structural Division* (1965), April, S. 71–99
- [63] SUBLETT, C. N. ; S., Easterling. W. ; MURRAY, T. M.: Strength of Welded Headed Studs in Ribbed Metal Deck on Composite Joists / Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, VA. 1992 (Report No. CE/VPI-ST 92-03). – Forschungsbericht
- [64] YUAN, H.: *The resistance of stud shear connectors with profiled sheeting*, Department of Engineering, University of Warwick, Dissertation, 1996

Tabellenverzeichnis

3.1	Grenzwert $k_{t,max}$ nach DIN 18800-5 [13]	14
3.2	Vorfaktoren in Abhängigkeit verschiedener Regelwerke	18
4.1	Kopfbolzenverformungsverhalten in Abhängigkeit der Versagensmechanismen nach Ernst [20]	23
4.2	Reduktionsfaktor $k_{t,m}$ zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Kopfbolzen bei Verwendung von senkrecht zum Träger spannenden Profilblechen nach Ernst [20]	29
5.1	Kürzel zur Definition der Kopfbolzenposition in der Sicke	39
5.2	Die Versuchsdaten und -ergebnisse von Roik und Bürkner (1979) [53]	40
5.3	Die Versuchsdaten und -ergebnisse von Roik und Bürkner (1981) [54]	41
5.4	Die Versuchsdaten und -ergebnisse von Roik und Lungershausen (1988)[55]	41
5.5	Die Versuchsdaten und -ergebnisse von Roik und Hanswille (1988) [55]	42
5.6	Die Versuchsdaten und -ergebnisse von Bode und Künzel (1987) [55]	42
5.7	Die Versuchsdaten und -ergebnisse von Bode und Künzel (1991) [5]	43
5.8	Die Versuchsdaten und -ergebnisse von Robinson (1988) [52]	45
5.9	Die Versuchsdaten und -ergebnisse von Llyod und Wright (1990) [44]	46
5.10	Die Versuchsdaten und -ergebnisse von Johnson und Mottram (1990) [35]	47
5.11	Die Versuchsdaten und -ergebnisse von Johnson und Yuan (1998) [39]	48
5.12	Die Versuchsdaten und -ergebnisse der einseitigen P-O-Versuche nach [20] (vgl. Bild 5.5	48
5.13	Die Versuchsdaten und -ergebnisse der horizontalen P-O-Versuche nach [20] (vgl. Bild 5.6	49
5.14	Die Versuchsdaten und -ergebnisse von Rambo-Roddenberry (2002)Teil 1 [51]	52
5.15	Die Versuchsdaten und -ergebnisse von Rambo-Roddenberry (2002)Teil 2 [51]	53
5.16	Die Versuchsdaten und -ergebnisse von Kuhlmann und Konrad (2008) [40]	54
5.17	Übersicht Anzahl der Push-Out Tests	55
6.1	Statistische Kenngrößen der überprüften Modelle	70
7.1	Statische Kenngrößen numerische Berechnungen	83
7.2	Streuung der Materialeigenschaften des Betons bei Annahme einer Log-Normalverteilung JCSS [33]	84
7.3	Übersicht der Versuchskörperabmessungen der Experimente des Instituts für Konstruktion und Entwurf [40]	85
7.4	Modellparameter für die Untersuchung des Einflusses der Rippenhöhe h_p	87
7.5	Modellparameter für die Untersuchung des Einflusses der Einbindetiefe h_{sc}	87
7.6	Modellparameter für die Untersuchung des Einflusses des Verhältnisses Rippenbreite zu Rippenhöhe b_m/h_p	88
7.7	Modellparameter für die Untersuchung des Einflusses der Profilblechdicke t	88
7.8	Modellparameter für die Untersuchung des Einflusses der Kopfbolzenanzahl n_r in der Sicke	88
8.1	Vergleich der statistischen Größen für den Abminderungsfaktor in „mid-position“	95

8.2	Vergleich der statistische Größen für den Abminderungsfaktor in „fav-position“ . . .	96
8.3	Vergleich der statistische Größen für den Abminderungsfaktor in „unfav-position“ . .	97
8.4	Vergleich der statistische Größen für den Abminderungsfaktor in beliebiger Kopfbol- zenposition	97
8.5	Statistische Kenngrößen der neuen Abminderungsfaktoren bezogen auf die Versuchs- datenbasis im Vergleich zur Norm	99
A.1	Alle Versuche	120
A.2	Umrechnung Maßeinheiten	130
A.3	Dicke des Profilblechs in Abhängigkeit der „Gauge No. “	131

Abbildungsverzeichnis

1.1	Anordnung Profilbleche rechtwinklig zum Träger aus DIN 18800-5 [13]	5
1.2	Anordnung Profilblech parallel zum Träger aus DIN 18800-5 [13]	5
2.1	Tragverhalten eines Kopfbolzens in einer Vollbetonplatte nach Lungershausen [45] .	7
2.2	Traglastanteile bei einem Kopfbolzen in einer Vollbetonplatte nach Lungershausen [45]	8
2.3	Last-Verformungsverhalten eines Kopfbolzens in Abhängigkeit der Rippengeometrie nach Roik und Lungershausen [56]	9
2.4	Darstellung von möglicher Kopfbolzenpositionen nach Roik und Lungershausen [56] bzw. Jenisch [34]	10
2.5	Druckstrebenverlauf bei nicht mittig angeordneten Kopfbolzen nach Roik und Bürkner [54]	10
2.6	Beobachtete Versagensmechanismen und Schubkrafteinleitung durch Biegung nach Lungershausen [45]	11
3.1	Vergleich der ansetzbaren Dübeltragfähigkeit je mm^2 Dübellfläche A_{sc} in Abhängigkeit der verwendeten Normen (Hinweis: Werte nach BS 5950-3.1 [9] gemittelt) . . .	19
3.2	Grafische Darstellung des Abminderungsfaktors k_{\perp} nach Gl. 3.5 für einen Kopfbolzen in der Sicke ($n_r = 1$)	20
3.3	Grafische Darstellung des Abminderungsfaktors k_{\perp} nach Gl. 3.5 für zwei Kopfbolzen in der Sicke ($n_r = 2$)	20
4.1	Beispiel für einen Kopfbolzenring aus Ernst [20]	24
4.2	Schematische Darstellung eines Versuchskörpers aus Ernst [20] mit zusätzlicher Sickenbewehrung und Kopfbolzenringen	24
4.3	Sickenbewehrung (waveform element) für eine Profilblechgeometrie KF70 aus Ernst [20]	24
4.4	Definition von $P_{RPT,min}$ und $P_{RPT,max}$ aus Ernst [20]	25
4.5	Angenommene Bruchflächen nach Ernst [20] bei Erreichen von P_{wed}	26
4.6	Tragmechanismen Profilblechsteg in Abhängigkeit der Durchbiegung δ_{sh} nach Ernst [20]	27
4.7	Bruchflächen infolge Rib shearing bzw. stud pull-out nach Ernst [20]	28
4.8	Fachwerkmodell für die „direkte“ Lasteinleitung nach Jenisch [34]	30
4.9	Fachwerkmodell für die „indirekte“ Lasteinleitung nach Jenisch [34]	30
4.10	Geometrieparameter für Bemessungsvorschlag nach Johnson und Yuan [37]	33
4.11	Fließgelenkmechanismus nach Lungershausen [45]	34
5.1	Darstellung der Versuchskörper QI aus Robinson [52]	44
5.2	Darstellung der Versuchskörper TI aus Robinson [52]	44
5.3	Darstellung der Versuchskörper RI aus Robinson [52]	44
5.4	Untersuchte Trapezprofilbleche KF70 (oben) und W-Dek (unten) aus Ernst [20] . . .	49
5.5	Einseitiger Versuchsaufbau aus Ernst [20]	49
5.6	Horizontaler Versuchsaufbau aus Ernst [20]	50
5.7	Versuchsaufbau aus Rambo-Roddenberry [51]	51

5.8	Verwendete Profilblechgeometrien aus Rambo-Roddenberry [51]	51
6.1	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [55] mit allen Versuchswerten P_e	57
6.2	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [55] mit den Versuchswerten P_e im Anwendungsbereich von [13] bzw. [18]	58
6.3	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [55] mit den Versuchswerten P_e für 2 Kopfbolzendübel bzw. für Kopfbolzen in „mid-position“	58
6.4	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [55] mit den Versuchswerten P_e für Kopfbolzen in „favourable-position“ bzw. „unfavourable-position“	58
6.5	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [20] mit allen Versuchswerten P_e	59
6.6	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [20] mit den Versuchswerten P_e für 2 Kopfbolzendübel bzw. für Kopfbolzen in „mid-position“	60
6.7	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [20] mit den Versuchswerten P_e für Kopfbolzen in „favourable-position“ bzw. „unfavourable-position“	60
6.8	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [34] mit allen Versuchswerten P_e	61
6.9	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [34] mit den Versuchswerten P_e für 2 Kopfbolzendübel zw. für Kopfbolzen in „mid-position“	61
6.10	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [34] mit den Versuchswerten P_e für Kopfbolzen in „favourable-position“ bzw. „unfavourable-position“	61
6.11	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [39, 64] mit allen Versuchswerten P_e	62
6.12	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [39, 64] mit den Versuchswerten P_e im Anwendungsbereich des Modells	63
6.13	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [39, 64] mit den Versuchswerten P_e für 2 Kopfbolzendübel bzw. für Kopfbolzen in „mid-position“	63
6.14	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [39, 64] mit den Versuchswerten P_e für Kopfbolzen in „favourable-position“ bzw. „unfavourable-position“	63
6.15	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach dem „erweitertem“ Modell nach Lungershausen [45] (vgl. auch Roik u. a. [55]) mit allen Versuchswerten P_e	64
6.16	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach dem „erweitertem“ Modell nach Lungershausen [45] (vgl. auch Roik u. a. [55]) mit den Versuchswerten P_e im Anwendungsbereich des Modells	65
6.17	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t dem „erweitertem“ Modell nach Lungershausen [45] (vgl. auch Roik u. a. [55]) mit den Versuchswerten P_e	65
6.18	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach dem „erweitertem“ Modell nach Lungershausen [45] (vgl. auch Roik u. a. [55]) mit den Versuchswerten P_e	65
6.19	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [51] mit allen Versuchswerten P_e	66
6.20	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [51] mit den Versuchswerten P_e im Anwendungsbereich von [51]	67
6.21	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [51] mit den Versuchswerten P_e für 2 Kopfbolzendübel bzw. für Kopfbolzen in „mid-position“	67
6.22	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [51] mit den Versuchswerten P_e für Kopfbolzen in „favourable-position“ bzw. „unfavourable-position“	67
6.23	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [43] mit allen Versuchswerten P_e	68
6.24	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [43] mit den Versuchswerten P_e im Anwendungsbereich von [43]	69
6.25	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [43] mit den Versuchswerten P_e für 2 Kopfbolzendübel bzw. für Kopfbolzen in „mid-position“	69
6.26	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach [43] mit den Versuchswerten P_e für Kopfbolzen in „favourable-position“ bzw. „unfavourable-position“	69
6.27	Beobachtete Versagensmechanismen des Push-Out Tests V1-TK-2f aus Kuhlmann und Konrad [40, 41]	71

6.28	Seitenansicht des Push-Out Tests V10-Co-1u aus Kuhlmann und Konrad [40, 41] . . .	72
6.29	Seitenansicht des Push-Out Tests V10-Co-1u aus Kuhlmann und Konrad [40, 41] . . .	73
7.1	Plastische Dehnungen/ Betonschädigung bei der numerischen Berechnung eines Kopfbolzens unter Zuglast auf Traglastniveau	77
7.2	Plastische Dehnungen/ Betonschädigung eines Kopfbolzensaufzug bei Abbruch der numerischen Berechnung	78
7.3	Darstellung des Ausbruchkegels bei einem Kopfbolzen unter Zuglast (numerische Berechnung)	78
7.4	Plastische Dehnungen/ Betonschädigung eines Kopfbolzens ($h = 55mm$) bei Erreichen der Traglast	79
7.5	Plastische Dehnungen/ Betonschädigung eines Kopfbolzens ($h = 100mm$) bei Erreichen der Traglast	80
7.6	Plastische Dehnungen/ Betonschädigung eines Kopfbolzens in einer Sicke (HR51/150) bei Erreichen der Traglast	80
7.7	Plastische Dehnungen/ Betonschädigung eines Kopfbolzens in einer Sicke (HR51/150) bei Berechnungsende	81
7.8	Isometrie der plastische Dehnungen/ Betonschädigung eines Kopfbolzens in einer Sicke(HR51/150) bei Abbruch der numerischen Berechnung	81
7.9	Grafische Darstellung des Quotienten Versuchslast P_e zu numerisch ermittelter Last P_{FE}	82
7.10	Vergleich numerisch ermittelter Last-Verformungskurven mit Versuchskurven an ausgewählten Push-Out Tests aus Kuhlmann und Konrad [40, 41]	82
7.11	Flansch mit abgescherten Kopfbolzen Versuchskörper V11-Co-1f sowie Nahaufnahme Schweißwulst Kopfbolzen Seite 1 oben aus Kuhlmann und Konrad [40, 41]	84
7.12	Abminderungsfaktoren k_{FE} in Abhängigkeit der Rippenhöhe h_p	89
7.13	Abminderungsfaktoren k_{FE} in Abhängigkeit der Einbindetiefe des Kopfbolzens in den Aufbeton	90
7.14	Abminderungsfaktoren k_{FE} in Abhängigkeit der Rippengeometrie	91
7.15	Abminderungsfaktoren k_{FE} in Abhängigkeit der Profilblechdicke t	91
7.16	Abminderungsfaktoren k_{FE} in Abhängigkeit der Kopfbolzenanzahl je Sicke	92
8.1	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t („genauer Ansatz“) mit allen Versuchswerten P_e im Anwendungsbereich	99
8.2	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t („vereinfachter Ansatz“) mit allen Versuchswerten P_e im Anwendungsbereich	100
8.3	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t des Bemessungsvorschlags auf Mittelwertniveau mit den Versuchswerten P_e im Anwendungsbereich	102
8.4	Vergleich der rechnerischen Traglast P_t nach Bemessungsvorschlag mit den Versuchswerten P_e im Anwendungsbereich mit reduzierter Datenbasis	102

A Anhang

A.1 Gesamtübersicht Fremdversuche

Tab. A.1: Alle Versuche

Nr.	Lit.	Versuch	Profilblechgeometrie						Kopfbolzen				Decke h [mm]	Beton Güte [-]	Erg. P _e /P _t [-]
			Bez. [-]	h _p [mm]	b _u [mm]	b _o [mm]	t [mm]	n _r [-]	Pos. [-]	d [mm]	h _{sc} [mm]				
1	[53]	1.1	n.b.	106,0	40,0	110,0	0,75	1	M	19,00	150,0	156,0	C 20/25	1,65	
2	[53]	1.2	n.b.	106,0	40,0	110,0	0,75	1	M	19,00	150,0	156,0	C 20/25	1,72	
3	[53]	2.1	n.b.	106,0	40,0	110,0	0,75	1	M	19,00	175,0	206,0	C 16/20	1,34	
4	[53]	2.2	n.b.	106,0	40,0	110,0	0,75	1	M	19,00	175,0	206,0	C 16/20	1,15	
5	[53]	3.1	n.b.	106,0	140,0	210,0	0,75	1	M	19,00	150,0	156,0	C 25/30	1,41	
6	[53]	3.2	n.b.	106,0	140,0	210,0	0,75	1	M	19,00	150,0	156,0	C 25/30	1,35	
7	[53]	4.1	n.b.	106,0	140,0	210,0	0,75	1	M	19,00	175,0	206,0	C 25/30	0,79	
8	[53]	5.1	n.b.	125,0	40,0	110,0	0,75	1	M	19,00	175,0	175,0	C 20/25	2,28	
9	[53]	5.2	n.b.	125,0	40,0	110,0	0,75	1	M	19,00	175,0	175,0	C 20/25	2,66	
10	[53]	6.1	n.b.	125,0	40,0	110,0	0,75	1	M	19,00	175,0	225,0	C 16/20	1,71	
11	[53]	6.2	n.b.	125,0	40,0	110,0	0,75	1	M	19,00	175,0	225,0	C 16/20	2,66	
12	[53]	7.1	n.b.	125,0	130,0	210,0	0,75	1	M	19,00	175,0	175,0	C 25/30	1,56	
13	[53]	7.2	n.b.	125,0	130,0	210,0	0,75	1	M	19,00	175,0	175,0	C 25/30	1,50	
14	[53]	8.1	n.b.	125,0	130,0	210,0	0,75	1	M	19,00	175,0	225,0	C 20/25	1,99	
15	[53]	8.2	n.b.	125,0	130,0	210,0	0,75	1	M	19,00	175,0	225,0	C 20/25	2,14	
16	[53]	10.1	n.b.	106,0	140,0	210,0	0,75	2	M	22,00	175,0	206,0	C 16/20	0,94	
17	[53]	10.2	n.b.	106,0	140,0	210,0	0,75	2	M	22,00	175,0	206,0	C 16/20	1,01	
18	[53]	11.1	n.b.	106,0	140,0	210,0	0,75	1	M	19,00	175,0	206,0	C 16/20	1,09	
19	[53]	11.2	n.b.	106,0	140,0	210,0	0,75	2	M	19,00	175,0	206,0	C 16/20	1,20	
20	[53]	12.1	n.b.	106,0	140,0	210,0	0,75	2	Stagg	19,00	175,0	206,0	C 20/25	1,24	
21	[53]	13.1	n.b.	106,0	130,0	210,0	0,75	1	M	22,00	175,0	206,0	C 20/25	0,77	
22	[53]	13.2	n.b.	106,0	130,0	210,0	0,75	1	M	22,00	175,0	206,0	C 20/25	0,90	
23	[53]	16.1	n.b.	125,0	130,0	210,0	0,75	1	M	19,00	175,0	175,0	C 25/30	1,64	
24	[53]	16.2	n.b.	125,0	40,0	120,0	0,75	1	M	19,00	175,0	175,0	C 25/30	1,54	
25	[54]	1.1v	T60/200	60,0	101,0	153,0	0,75	1	M	19,00	125,0	135,0	C 25/30	0,86	
26	[54]	1.2v	T60/200	60,0	101,0	153,0	0,75	1	M	19,00	125,0	135,0	C 25/30	0,92	
27	[54]	2.1v	T60/200	60,0	101,0	153,0	0,75	1	M	19,00	100,0	110,0	C 20/25	0,89	
28	[54]	2.2v	T60/200	60,0	101,0	153,0	0,75	1	M	19,00	100,0	110,0	C 20/25	0,71	
29	[54]	3.1v	T80/183	80,0	89,0	143,0	0,75	1	M	19,00	125,0	135,0	C 25/30	0,71	
30	[54]	3.2v	T80/183	80,0	89,0	143,0	0,75	1	M	19,00	125,0	135,0	C 25/30	0,73	
31	[54]	4.1d	T60/200	60,0	101,0	153,0	0,75	2	M	19,00	125,0	135,0	C 20/25	0,85	

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Tab. A.1 Alle Versuche - Fortsetzung von vorheriger Seite

Nr.	Lit.	Versuch	Profiblechgeometrie				Kopfbolzen				Decke h [mm]	Beton Güte [-]	Erg. P _e /P _t [-]	
			Bez. [-]	h _p [mm]	b _u [mm]	b _o [mm]	t [mm]	n _r [-]	Pos. [-]	d [mm]				h _{sc} [mm]
32	[54]	4.2v	T60/200	60,0	101,0	153,0	0,75	19,00	2	Stagg	19,00	125,0	C 20/25	1,07
33	[54]	5.1v	T60/200	60,0	101,0	153,0	0,75	19,00	2	Stagg	19,00	100,0	C 25/30	0,82
34	[54]	5.2v	T60/200	60,0	101,0	153,0	0,75	19,00	2	Stagg	19,00	100,0	C 20/25	0,79
35	[54]	6.1v	T80/183	80,0	89,0	143,0	0,75	19,00	2	Stagg	19,00	125,0	C 30/37	0,79
36	[54]	6.2v	T80/183	80,0	89,0	143,0	0,75	19,00	2	Stagg	19,00	125,0	C 30/37	0,71
37	[54]	7.1d	T60/200†	60,0	101,0	153,0	0,75	19,00	1	F	19,00	100,0	C 20/25	0,74
38	[54]	7.2d	T60/200	60,0	101,0	153,0	0,75	19,00	1	F	19,00	100,0	C 20/25	0,78
39	[54]	8.1d	T60/200	60,0	101,0	153,0	0,75	19,00	1	UF	19,00	100,0	C 20/25	0,79
40	[54]	8.2d	T60/200	60,0	101,0	153,0	0,75	19,00	1	UF	19,00	100,0	C 25/30	0,68
41	[55]	B11	n.b.	110,0	40,0	129,0	0,75	19,00	1	M	19,00	175,0	C 25/30	1,31
42	[55]	B12	n.b.	136,0	40,0	127,0	0,75	19,00	1	M	19,00	175,0	C 25/30	2,93
43	[55]	A1	n.b.	136,0	40,0	127,0	0,75	22,00	1	M	22,00	200,0	C 30/37	1,56
44	[55]	A2	n.b.	136,0	40,0	127,0	0,75	22,00	2	M	22,00	200,0	C 30/37	1,80
45	[55]	H1	Holorib	51,0	138,0	114,0	1,00	22,00	2	M	22,00	125,0	C 25/30	0,85
46	[55]	H2	Holorib	51,0	138,0	114,0	1,00	22,00	2	M	22,00	125,0	C 25/30	0,76
47	[55]	H3	Holorib	51,0	138,0	114,0	1,00	22,00	2	M	22,00	125,0	C 25/30	0,84
48	[55]	H4	Holorib	51,0	138,0	114,0	1,00	22,00	2	M	22,00	125,0	C 25/30	0,84
49	[55]	H5	Holorib	51,0	138,0	114,0	1,00	22,00	2	M	22,00	125,0	C 25/30	0,86
50	[55]	H1	Holorib	51,0	138,0	114,0	0,88	22,00	1	M	22,00	100,0	C 30/37	0,87
51	[55]	H2	Holorib	51,0	138,0	114,0	0,88	22,00	1	M	22,00	100,0	C 30/37	0,82
52	[55]	H3	Holorib	51,0	138,0	114,0	0,88	22,00	1	M	22,00	100,0	C 25/30	0,82
53	[55]	H4	Holorib	51,0	138,0	114,0	0,88	22,00	1	M	22,00	100,0	C 25/30	0,88
54	[55]	H5	Holorib	51,0	138,0	114,0	0,88	22,00	1	M	22,00	100,0	C 30/37	0,87
55	[55]	H6	Holorib	51,0	138,0	114,0	0,88	22,00	1	M	22,00	100,0	C 30/37	0,99
56	[55]	H7	Holorib	51,0	138,0	114,0	0,88	22,00	1	M	22,00	100,0	C 30/37	0,85
57	[55]	H8	Holorib	51,0	138,0	114,0	0,88	22,00	1	M	22,00	100,0	C 30/37	0,88
58	[55]	H9	Holorib	51,0	138,0	114,0	0,88	22,00	1	M	22,00	100,0	C 30/37	0,93
59	[55]	H10	Holorib	51,0	138,0	114,0	0,88	22,00	1	M	22,00	100,0	C 30/37	0,94
60	[5]	SH0-1v	S-Holorib152/51	51,0	138,0	114,0	1,00	19,00	1	M	19,00	100,0	C 20/25	0,90
61	[5]	SH0-2v	S-Holorib152/51	51,0	138,0	114,0	1,00	19,00	1	M	19,00	100,0	C 20/25	0,92
62	[5]	SH0-3v	S-Holorib152/51	51,0	138,0	114,0	1,00	19,00	1	M	19,00	100,0	C 20/25	0,88
63	[5]	SH1-1d	S-Holorib152/51	51,0	138,0	114,0	1,00	19,00	1	M	19,00	100,0	C 20/25	0,93

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Tab. A.1 Alle Versuche - Fortsetzung von vorheriger Seite

Nr.	Lit.	Versuch	Profilblechgeometrie						Kopfbolzen				Decke h [mm]	Beton Güte [-]	Erg. P _e /P _t [-]
			Bez. [-]	h _p [mm]	b _u [mm]	b _o [mm]	t [mm]	n _r [-]	Pos. [-]	d [mm]	h _{sc} [mm]				
64	[5]	SH1-2d	S-Holorib152/51	51,0	138,0	114,0	1,00	1	M	19,00	100,0	130,0	C 20/25	0,91	
65	[5]	SH1-3d	S-Holorib152/51	51,0	138,0	114,0	1,00	1	M	19,00	100,0	130,0	C 25/30	0,97	
66	[5]	SH2-1d	S-Holorib152/51	51,0	138,0	114,0	1,00	1	M	19,00	100,0	130,0	C 25/30	0,95	
67	[5]	SH2-2d	S-Holorib152/51	51,0	138,0	114,0	1,00	1	M	19,00	100,0	130,0	C 25/30	0,97	
68	[5]	SH2-3d	S-Holorib152/51	51,0	138,0	114,0	1,00	1	M	19,00	100,0	130,0	C 25/30	0,96	
69	[5]	SH3-1	S-Holorib152/51	51,0	138,0	114,0	1,00	1	M	19,00	100,0	130,0	C 20/25	1,42	
70	[5]	SH3-2	S-Holorib152/51	51,0	138,0	114,0	1,00	1	M	19,00	100,0	130,0	C 20/25	1,45	
71	[5]	SH3-3	S-Holorib152/51	51,0	138,0	114,0	1,00	1	M	19,00	100,0	130,0	C 25/30	1,26	
72	[5]	CS0-1v	Cofrastra150/40	40,0	124,0	104,0	0,88	1	M	19,00	100,0	130,0	C 20/25	0,98	
73	[5]	CS0-2v	Cofrastra150/40	40,0	124,0	104,0	0,88	1	M	19,00	100,0	130,0	C 20/25	0,96	
74	[5]	CS0-3v	Cofrastra150/40	40,0	124,0	104,0	0,88	1	M	19,00	100,0	130,0	C 20/25	1,11	
75	[5]	CS1-1d	Cofrastra150/40	40,0	124,0	104,0	0,88	1	M	19,00	100,0	130,0	C 20/25	0,93	
76	[5]	CS1-2d	Cofrastra150/40	40,0	124,0	104,0	0,88	1	M	19,00	100,0	130,0	C 20/25	0,91	
77	[5]	CS1-3d	Cofrastra150/40	40,0	124,0	104,0	0,88	1	M	19,00	100,0	130,0	C 25/30	0,86	
78	[5]	CD0-1v	Cofradal200/59	59,0	200,0	200,0	1,00	1	M	19,00	125,0	130,0	C 20/25	0,55	
79	[5]	CD0-2v	Cofradal200/59	59,0	200,0	200,0	1,00	1	M	19,00	125,0	130,0	C 25/30	0,51	
80	[5]	CD0-3v	Cofradal200/59	59,0	200,0	200,0	1,00	1	M	19,00	125,0	130,0	C 20/25	0,79	
81	[5]	CD1-1d	Cofradal200/59	59,0	200,0	200,0	1,00	1	M	19,00	125,0	130,0	C 20/25	0,53	
82	[5]	CD1-2d	Cofradal200/59	59,0	200,0	200,0	1,00	1	M	19,00	125,0	130,0	C 20/25	0,55	
83	[5]	CD1-3d	Cofradal200/59	59,0	200,0	200,0	1,00	1	M	19,00	125,0	130,0	C 20/25	0,57	
84	[52]	1	QI A	76,0	121,0	184,0	1,00	1	M	19,00	116,0	141,0	C 16/20	1,09	
85	[52]	2	B	76,0	121,0	184,0	1,00	1	M	19,00	116,0	141,0	C 16/20	1,06	
86	[52]	3	C	76,0	121,0	184,0	1,00	1	M	19,00	116,0	141,0	C 16/20	1,04	
87	[52]	4	QII A	76,0	121,0	184,0	1,00	2	M	19,00	116,0	141,0	C 16/20	0,98	
88	[52]	5	B	76,0	121,0	184,0	1,00	2	M	19,00	116,0	141,0	C 16/20	0,99	
89	[52]	6	III A	76,0	160,0	203,0	1,00	1	F	19,00	116,0	141,0	C 16/20	1,21	
90	[52]	7	B	76,0	160,0	203,0	1,00	1	F	19,00	116,0	141,0	C 16/20	1,19	
91	[52]	8	C	76,0	160,0	203,0	1,00	1	F	19,00	116,0	141,0	C 16/20	1,19	
92	[52]	9	RI A	51,0	89,0	114,5	1,00	1	M	19,00	91,0	116,0	C 16/20	0,93	
93	[52]	10	B	51,0	89,0	114,5	1,00	1	M	19,00	91,0	116,0	C 16/20	0,92	
94	[52]	11	C	51,0	89,0	114,5	1,00	1	M	19,00	91,0	116,0	C 16/20	0,97	
95	[52]	12	RII A	51,0	89,0	114,5	1,00	2	M	19,00	91,0	116,0	C 16/20	1,05	

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Tab. A.1 Alle Versuche - Fortsetzung von vorheriger Seite

Nr.	Lit.	Versuch	Bez.	Profiblechgeometrie				Kopfbolzen				Decke h [mm]	Beton Güte [-]	Erg. P _e /P _t [-]
				h _p [mm]	b _u [mm]	b _o [mm]	t [mm]	n _r [-]	Pos. [-]	d [mm]	h _{sc} [mm]			
96	[52]	13	B	51,0	89,0	114,5	1,00	2	M	19,00	91,0	C 16/20	1,04	
97	[52]	14	C	51,0	89,0	114,5	1,00	2	M	19,00	91,0	C 16/20	0,99	
98	[52]	15	TVII A	76,0	160,0	203,0	1,00	1	UF	19,00	116,0	C 16/20	1,08	
99	[52]	16	B	76,0	160,0	203,0	1,00	1	UF	19,00	116,0	C 16/20	1,08	
100	[52]	17	C	76,0	160,0	203,0	1,00	1	UF	19,00	116,0	C 16/20	1,15	
101	[52]	18	TII A	76,0	160,0	203,0	1,00	2	F	19,00	116,0	C 16/20	1,08	
102	[52]	19	B	76,0	160,0	203,0	1,00	2	F	19,00	116,0	C 16/20	1,08	
103	[52]	20	C	76,0	160,0	203,0	1,00	2	F	19,00	116,0	C 16/20	1,10	
104	[52]	21	TVIII A	76,0	160,0	203,0	1,00	2	UF	19,00	116,0	C 16/20	0,76	
105	[52]	22	B	76,0	160,0	203,0	1,00	2	UF	19,00	116,0	C 16/20	0,82	
106	[52]	23	C	76,0	160,0	203,0	1,00	2	UF	19,00	116,0	C 16/20	0,83	
107	[52]	24	TIV A	76,0	160,0	203,0	1,00	1	UF	19,00	116,0	C 16/20	0,59	
108	[52]	25	B	76,0	160,0	203,0	1,00	1	UF	19,00	116,0	C 16/20	0,54	
109	[52]	26	C	76,0	160,0	203,0	1,00	1	UF	19,00	116,0	C 16/20	0,46	
110	[52]	27	D	76,0	160,0	203,0	1,00	1	UF	19,00	116,0	C 16/20	0,63	
111	[52]	28	E	76,0	160,0	203,0	1,00	1	UF	19,00	116,0	C 16/20	0,53	
112	[52]	29	F	76,0	160,0	203,0	1,00	1	UF	19,00	116,0	C 16/20	0,60	
113	[44]			50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	C 25/30	0,75	
114	[44]	S1	450x900	50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	C 25/30	0,75	
115	[44]			50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	C 25/30	0,73	
116	[44]			50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	C 20/25	0,73	
117	[44]	S2	675x900	50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	C 20/25	0,74	
118	[44]			50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	C 20/25	0,69	
119	[44]			50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	C 25/30	0,64	
120	[44]	S3	900x900	50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	C 25/30	0,81	
121	[44]			50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	C 25/30	0,74	
122	[44]			50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	C 30/37	0,75	
123	[44]	S4	1125x900	50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	C 30/37	0,72	
124	[44]			50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	C 30/37	0,78	
125	[44]			50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	C 25/30	0,79	
126	[44]	S5	1350x900	50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	C 25/30	0,85	
127	[44]			50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	C 25/30	0,78	
128	[44]			50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	C 25/30	0,76	

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Tab. A.1 Alle Versuche - Fortsetzung von vorheriger Seite

Nr.	Lit.	Versuch	Bez.	Profilblechgeometrie				Kopfbolzen				Decke h [mm]	Beton Güte [-]	Erg. P _e /P _t [-]
				h _p [mm]	b _u [mm]	b _o [mm]	t [mm]	n _r [-]	Pos. [-]	d [mm]	h _{sc} [mm]			
129	[44]	S6	900x900	50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	115,0	C 25/30	0,79
130	[44]			50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	115,0	C 25/30	0,77
131	[44]	S7	900x900	50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	115,0	C 20/25	0,85
132	[44]			50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	115,0	C 20/25	0,81
133	[44]	S8	900x900	50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	115,0	C 20/25	0,76
134	[44]			50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	115,0	C 25/30	0,62
135	[44]	S8	900x900	50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	115,0	C 25/30	0,76
136	[44]			50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	115,0	C 25/30	0,74
137	[44]	S9	600x600	50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	115,0	C 25/30	0,69
138	[44]			50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	115,0	C 25/30	0,73
139	[44]	S10	900x900	50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	115,0	C 25/30	0,72
140	[44]			50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	115,0	C 25/30	0,80
141	[44]	S10	900x900	50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	115,0	C 25/30	0,81
142	[44]			50,0	125,0	175,0	1,20	1	M	19,00	100,0	115,0	C 25/30	0,81
143	[44]	A1	900x900	50,0	140,0	180,0	1,20	1	F	19,00	100,0	115,0	C 25/30	0,94
144	[44]			50,0	140,0	180,0	1,20	1	F	19,00	100,0	115,0	C 25/30	0,89
145	[44]	A2	900x900	50,0	140,0	180,0	1,20	1	F	19,00	100,0	115,0	C 25/30	0,94
146	[44]			50,0	140,0	180,0	1,20	1	F	19,00	100,0	115,0	C 25/30	0,88
147	[44]	A2	900x900	50,0	140,0	180,0	1,20	1	F	19,00	100,0	115,0	C 25/30	0,84
148	[44]			50,0	140,0	180,0	1,20	1	F	19,00	100,0	115,0	C 25/30	0,83
149	[44]	A3	900x900	50,0	140,0	180,0	1,20	1	Stagg	19,00	100,0	115,0	C 25/30	0,81
150	[44]			50,0	140,0	180,0	1,20	1	Stagg	19,00	100,0	115,0	C 25/30	0,85
151	[44]	SH1	S-Holorib	50,0	140,0	180,0	1,20	1	Stagg	19,00	100,0	115,0	C 25/30	0,79
152	[35]			51,0	138,0	114,0	1,20	1	M	19,00	95,0	120,0	C 12/15	1,08
153	[35]	SH2	S-Holorib	51,0	138,0	114,0	1,20	1	M	19,00	95,0	120,0	C 12/15	1,10
154	[35]	SH3	S-Holorib	51,0	138,0	114,0	1,20	1	M	19,00	95,0	120,0	C 12/15	1,07
155	[35]	SH4	S-Holorib	51,0	138,0	114,0	1,20	1	M	19,00	95,0	120,0	C 20/25	0,94
156	[35]	SH5	S-Holorib	51,0	138,0	114,0	1,20	1	M	19,00	95,0	120,0	C 20/25	0,90
157	[35]	SH6	S-Holorib	51,0	138,0	114,0	1,20	1	M	19,00	95,0	120,0	C 20/25	0,93
158	[35]	SH7	S-Holorib	51,0	138,0	114,0	1,20	1	M	19,00	95,0	120,0	C 25/30	0,86
159	[35]	SH8	S-Holorib	51,0	138,0	114,0	1,20	1	M	19,00	95,0	120,0	C 25/30	0,84
160	[35]	SH9	S-Holorib	51,0	138,0	114,0	1,20	1	M	19,00	95,0	120,0	C 25/30	0,88
161	[35]	SH10	S-Holorib	51,0	138,0	114,0	1,20	1	M	19,00	97,2	120,0	C 20/25	1,07

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Tab. A.1 Alle Versuche - Fortsetzung von vorheriger Seite

Nr.	Lit.	Versuch	Profiblechgeometrie					Kopfbolzen					Decke h [mm]	Beton Güte [-]	Erg. P_e/P_t [-]
			Bez. [-]	h_p [mm]	b_u [mm]	b_o [mm]	t [mm]	n_r [-]	Pos. [-]	d [mm]	h_{sc} [mm]				
162	[35]	SH11	S-Holorib	51,0	138,0	114,0	1,20	1,20	2	M	19,00	98,9	120,0	C 20/25	0,84
163	[35]	SH12	S-Holorib	51,0	138,0	114,0	1,20	1,20	2	M	19,00	98,6	120,0	C 20/25	0,85
164	[35]	SH13	S-Holorib	51,0	138,0	114,0	1,20	1,20	2	M	19,00	98,9	120,0	C 20/25	0,92
165	[35]	SH14	S-Holorib	51,0	138,0	114,0	1,20	1,20	2	M	19,00	98,1	120,0	C 20/25	0,89
166	[35]	SH15	S-Holorib	51,0	138,0	114,0	1,20	1,20	2	M	19,00	97,9	120,0	C 20/25	0,86
167	[35]	R30-2-SD	Ribdeck60	60,0	155,0	185,0	1,20	1,20	2	Stagg	19,00	97,7	120,0	C 16/20	0,96
168	[35]	R30-2-S	Ribdeck60	60,0	155,0	185,0	1,20	1,20	2	Stagg	19,00	97,7	120,0	C 16/20	0,85
169	[35]	R30-2	Ribdeck60	60,0	155,0	185,0	1,20	1,20	2	M	19,00	96,5	120,0	C 20/25	0,83
170	[35]	R30-2	Ribdeck60	60,0	155,0	185,0	1,20	1,20	2	M	19,00	96,3	120,0	C 20/25	0,84
171	[35]	R30-1-U	Ribdeck60	60,0	155,0	185,0	1,20	1,20	1	UF	19,00	95,0	120,0	C 20/25	0,70
172	[35]	R30-1-F	Ribdeck60	60,0	155,0	185,0	1,20	1,20	1	F	19,00	95,0	120,0	C 20/25	1,06
173	[35]	R30-1-UD	Ribdeck60	60,0	155,0	185,0	1,20	1,20	1	UF	19,00	120,0	140,0	C 20/25	0,80
174	[35]	P30-1-U	PMF CF46	46,0	105,0	158,0	1,00	1,00	1	UF	19,00	95,0	120,0	C 20/25	0,95
175	[39]	G1aF	Multideck80	80,0	100,0	180,0	1,20	1,20	1	F	19,00	125,0	150,0	C 20/25	1,20
176	[39]	G1bF	Multideck80	80,0	100,0	180,0	1,20	1,20	1	F	19,00	125,0	150,0	C 20/25	1,17
177	[39]	G2aC	PMF CF70	55,0	136,0	188,0	0,90	0,90	1	M	19,00	125,0	140,0	C 16/20	1,10
178	[39]	G2bC	PMF CF70	55,0	136,0	188,0	0,90	0,90	1	M	19,00	125,0	140,0	C 16/20	1,09
179	[39]	G5aU	Multideck80	80,0	100,0	180,0	1,20	1,20	1	U	19,00	125,0	150,0	C 20/25	0,91
180	[39]	G5bU	Multideck80	80,0	100,0	180,0	1,20	1,20	1	U	19,00	125,0	150,0	C 20/25	0,87
181	[39]	G6aU	PMF CF60	60,0	90,0	136,0	0,90	0,90	1	U	19,00	95,0	120,0	C 16/20	0,70
182	[39]	G6bU	PMF CF60	60,0	90,0	136,0	0,90	0,90	1	U	19,00	95,0	120,0	C 16/20	0,74
183	[39]	G7aS	PMF CF60	60,0	90,0	136,0	0,90	0,90	2	S	19,00	95,0	120,0	C 20/25	0,86
184	[39]	G7bS	PMF CF60	60,0	90,0	136,0	0,90	0,90	2	S	19,00	95,0	120,0	C 20/25	0,89
185	[39]	G8aS	Multideck80	80,0	100,0	180,0	1,20	1,20	2	S	19,00	125,0	150,0	C 20/25	1,18
186	[39]	G8bS	Multideck80	80,0	100,0	180,0	1,20	1,20	2	S	19,00	125,0	150,0	C 20/25	1,16
187	[51]	D1	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	0,90	1	F	12,70	101,6	152,4	C 25/30	0,89
188	[51]	D2	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	0,90	1	F	12,70	101,6	152,4	C 25/30	0,71
189	[51]	D3	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	0,90	1	F	12,70	101,6	152,4	C 25/30	0,90
190	[51]	D4	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	0,90	2	F	12,70	101,6	152,4	C 25/30	1,06
191	[51]	D5	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	0,90	2	F	12,70	101,6	152,4	C 25/30	1,04
192	[51]	D6	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	0,90	2	F	12,70	101,6	152,4	C 25/30	0,85
193	[51]	D7	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	0,90	1	UF	12,70	101,6	152,4	C 25/30	0,60

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Tab. A.1 Alle Versuche - Fortsetzung von vorheriger Seite

Nr.	Lit.	Versuch	Profiblechgeometrie						Kopfbolzen				Decke h [mm]	Beton Güte [-]	Erg. P _e /P _t [-]
			Bez. [-]	h _p [mm]	b _u [mm]	b _o [mm]	t [mm]	n _r [-]	Pos. [-]	d [mm]	h _{sc} [mm]				
194	[51]	D8	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	12,70	101,6	152,4	C 25/30	0,78	
195	[51]	D9	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	12,70	101,6	152,4	C 25/30	0,73	
196	[51]	D10	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	15,88	101,6	152,4	C 16/20	1,05	
197	[51]	D11	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	15,88	101,6	152,4	C 16/20	1,13	
198	[51]	D12	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	15,88	101,6	152,4	C 16/20	1,30	
199	[51]	D13	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	15,88	88,9	152,4	C 16/20	1,26	
200	[51]	D14	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	15,88	88,9	152,4	C 16/20	0,98	
201	[51]	D15	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	15,88	88,9	152,4	C 16/20	0,91	
202	[51]	D16	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	2	F	15,88	101,6	152,4	C 16/20	1,21	
203	[51]	D17	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	2	F	15,88	101,6	152,4	C 16/20	1,57	
204	[51]	D19	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	12,70	101,6	152,4	C 30/37	0,72	
205	[51]	D20	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	12,70	101,6	152,4	C 30/37	0,74	
206	[51]	D21	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	12,70	101,6	152,4	C 30/37	0,54	
207	[51]	D22	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	2	F	12,70	101,6	152,4	C 30/37	0,91	
208	[51]	D23	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	2	F	12,70	101,6	152,4	C 30/37	1,01	
209	[51]	D24	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	2	F	12,70	101,6	152,4	C 30/37	1,13	
210	[51]	D25	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	12,70	101,6	152,4	C 30/37	0,74	
211	[51]	D26	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	12,70	101,6	152,4	C 30/37	0,59	
212	[51]	D27	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	12,70	101,6	152,4	C 30/37	0,56	
213	[51]	D28	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	19,05	101,6	152,4	C 35/45	0,81	
214	[51]	D29	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	19,05	101,6	152,4	C 35/45	0,76	
215	[51]	D30	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	19,05	101,6	152,4	C 35/45	0,88	
216	[51]	D31	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	2	F	19,05	101,6	152,4	C 35/45	0,38	
217	[51]	D32	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	2	F	19,05	101,6	152,4	C 35/45	0,86	
218	[51]	D33	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	2	F	19,05	101,6	152,4	C 35/45	1,03	
219	[51]	D34	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	19,05	101,6	152,4	C 35/45	0,61	
220	[51]	D35	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	19,05	101,6	152,4	C 35/45	0,49	
221	[51]	D36	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	19,05	101,6	152,4	C 35/45	0,63	
222	[51]	D37	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	15,88	101,6	152,4	C 25/30	0,97	
223	[51]	D38	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	15,88	101,6	152,4	C 25/30	1,02	
224	[51]	D39	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	15,88	101,6	152,4	C 25/30	0,87	
225	[51]	D40	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	2	F	15,88	101,6	152,4	C 25/30	1,07	

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Tab. A.1 Alle Versuche - Fortsetzung von vorheriger Seite

Nr.	Lit.	Versuch	Bez.	Profillechgeometrie				Kopfbolzen				Decke h [mm]	Beton Güte [-]	Erg. P _e /P _t [-]
				h _p [mm]	b _u [mm]	b _o [mm]	t [mm]	n _r [-]	Pos. [-]	d [mm]	h _{sc} [mm]			
226	[51]	D41	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	2	F	15,88	101,6	152,4	C 25/30	1,23
227	[51]	D42	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	2	F	15,88	101,6	152,4	C 25/30	1,27
228	[51]	D43	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	15,88	101,6	152,4	C 25/30	0,55
229	[51]	D44	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	15,88	101,6	152,4	C 25/30	0,67
230	[51]	D45	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	15,88	101,6	152,4	C 25/30	0,66
231	[51]	D46	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	9,53	101,6	152,4	C 20/25	1,11
232	[51]	D47	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	9,53	101,6	152,4	C 20/25	0,98
233	[51]	D48	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	9,53	101,6	152,4	C 20/25	1,01
234	[51]	D49	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	22,23	101,6	152,4	C 20/25	0,66
235	[51]	D50	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	22,23	101,6	152,4	C 20/25	0,33
236	[51]	D51	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	22,23	101,6	152,4	C 20/25	0,45
237	[51]	D52	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	9,53	101,6	152,4	C 20/25	0,77
238	[51]	D53	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	9,53	101,6	152,4	C 20/25	0,86
239	[51]	D54	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	9,53	101,6	152,4	C 20/25	0,91
240	[51]	D55	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	22,23	101,6	152,4	C 20/25	0,51
241	[51]	D56	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	22,23	101,6	152,4	C 20/25	0,41
242	[51]	D57	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	22,23	101,6	152,4	C 20/25	0,44
243	[51]	D58	T3	76,2	127,0	177,8	0,90	1	F	9,53	127,0	152,4	C 25/30	0,93
244	[51]	D59	T3	76,2	127,0	177,8	0,90	1	F	9,53	127,0	152,4	C 25/30	1,25
245	[51]	D60	T3	76,2	127,0	177,8	0,90	1	F	9,53	127,0	152,4	C 25/30	1,46
246	[51]	D61	T3	76,2	127,0	177,8	0,90	1	F	22,23	127,0	152,4	C 25/30	0,41
247	[51]	D62	T3	76,2	127,0	177,8	0,90	1	F	22,23	127,0	152,4	C 25/30	0,37
248	[51]	D63	T3	76,2	127,0	177,8	0,90	1	F	22,23	127,0	152,4	C 25/30	0,48
249	[51]	D64	T3	76,2	127,0	177,8	0,90	1	UF	9,53	127,0	152,4	C 25/30	0,83
250	[51]	D65	T3	76,2	127,0	177,8	0,90	1	UF	9,53	127,0	152,4	C 25/30	1,03
251	[51]	D66	T3	76,2	127,0	177,8	0,90	1	UF	9,53	127,0	152,4	C 25/30	1,00
252	[51]	D67	T3	76,2	127,0	177,8	0,90	1	UF	22,23	127,0	152,4	C 25/30	0,35
253	[51]	D68	T3	76,2	127,0	177,8	0,90	1	UF	22,23	127,0	152,4	C 25/30	0,58
254	[51]	D69	T3	76,2	127,0	177,8	0,90	1	UF	22,23	127,0	152,4	C 25/30	0,53
255	[51]	D76	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	19,05	101,6	146,1	C 25/30	0,40
256	[51]	D77	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	19,05	101,6	146,1	C 25/30	0,91
257	[51]	D78	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	19,05	101,6	146,1	C 25/30	0,52

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Tab. A.1 Alle Versuche - Fortsetzung von vorheriger Seite

Nr.	Lit.	Versuch	Profilblechgeometrie						Kopfbolzen				Decke h [mm]	Beton Güte [-]	Erg. P _e /P _t [-]
			Bez. [-]	h _p [mm]	b _u [mm]	b _o [mm]	t [mm]	n _r [-]	Pos. [-]	d [mm]	h _{sc} [mm]				
258	[51]	D79	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	19,05	101,6	146,1	C 25/30	0,94	
259	[51]	D80	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	19,05	101,6	146,1	C 25/30	0,78	
260	[51]	D81	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	F	19,05	101,6	146,1	C 25/30	0,99	
261	[51]	D82	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	19,05	101,6	152,4	C 25/30	0,58	
262	[51]	D83	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	19,05	101,6	152,4	C 25/30	0,79	
263	[51]	D84	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	19,05	101,6	152,4	C 25/30	0,42	
264	[51]	D85	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	19,05	101,6	152,4	C 25/30	0,45	
265	[51]	D86	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	19,05	101,6	152,4	C 25/30	0,86	
266	[51]	D87	T2	50,8	127,0	177,8	0,90	1	UF	19,05	101,6	152,4	C 25/30	0,83	
267	[20]	S3	KF70	55,0	136,0	193,0	0,60	2	Stagg	19,00	100,0	130,0	C 25/30	0,83	
268	[20]	S5	KF70	55,0	136,0	193,0	0,60	2	Stagg	19,00	100,0	130,0	C 25/30	0,74	
269	[20]	SR1	KF70	55,0	136,0	193,0	1,00	1	F	19,00	100,0	130,0	C 20/25	0,95	
270	[20]	SR2	KF70	55,0	136,0	193,0	0,60	1	F	19,00	100,0	130,0	C 30/37	0,80	
271	[20]	SR3	KF70	55,0	136,0	193,0	1,00	1	F	19,00	100,0	130,0	C 30/37	1,07	
272	[20]	SR13	KF70	55,0	136,0	193,0	1,00	2	F	19,00	130,0	130,0	C 30/37	0,85	
273	[20]	S04	KF70	55,0	136,0	193,0	1,00	2	Stagg	19,00	100,0	130,0	C 20/25	0,95	
274	[20]	S05	KF70	55,0	136,0	193,0	1,00	2	Stagg	19,00	100,0	130,0	C 25/30	0,91	
275	[20]	S06	KF70	55,0	136,0	193,0	1,00	2	Stagg	19,00	100,0	130,0	C 25/30	0,77	
276	[20]	S07	KF70	55,0	136,0	193,0	1,00	1	F	19,00	100,0	130,0	C 25/30	1,28	
277	[20]	S08	KF70	55,0	136,0	193,0	1,00	1	F	19,00	100,0	130,0	C 25/30	1,24	
278	[20]	S09	KF70	55,0	136,0	193,0	1,00	1	F	19,00	100,0	130,0	C 25/30	1,25	
279	[20]	S10	KF70	55,0	136,0	193,0	1,00	1	F	19,00	100,0	130,0	C 20/25	0,92	
280	[20]	S11	KF70	55,0	136,0	193,0	1,00	1	F	19,00	100,0	130,0	C 25/30	0,95	
281	[20]	S12	KF70	55,0	136,0	193,0	1,00	1	F	19,00	100,0	130,0	C 30/37	1,06	
282	[20]	SW1	W-Dek	78,0	143,0	212,0	0,75	1	M	19,00	127,0	150,0	C 20/25	1,00	
283	[20]	SW2	W-Dek	78,0	143,0	212,0	0,75	1	M	19,00	127,0	150,0	C 25/30	0,97	
284	[20]	SWR6	W-Dek	78,0	143,0	212,0	1,00	2	M	19,00	127,0	150,0	C 25/30	0,75	
285	[20]	SWR7	W-Dek	78,0	143,0	212,0	1,00	2	M	19,00	127,0	150,0	C 25/30	0,77	
286	[20]	SDM1	W-Dek	78,0	143,0	212,0	0,75	2	Stagg	19,00	127,0	150,0	C 25/30	0,82	
287	[20]	SDM3	W-Dek	78,0	143,0	212,0	0,75	2	Stagg	19,00	127,0	150,0	C 25/30	0,74	
288	[40]	V1	ThysKru	83,0	119,0	240,0	0,75	2	F	19,00	150,0	180,0	C 25/30	0,97	
289	[40]	V2	ThysKru	83,0	119,0	240,0	0,75	2	F	19,00	150,0	180,0	C 25/30	0,92	

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Tab. A.1 Alle Versuche - Fortsetzung von vorheriger Seite

Nr.	Lit.	Versuch	Profiblechgeometrie					Kopfbolzen				Decke h [mm]	Beton Güte [-]	Erg. P_e/P_t [-]
			Bez. [-]	h_p [mm]	b_u [mm]	b_o [mm]	t [mm]	n_r [-]	Pos. [-]	d [mm]	h_{sc} [mm]			
290	[40]	V3	ThysKru	83,0	119,0	240,0	0,75	2	UF	19,00	150,0	180,0	C 25/30	0,65
291	[40]	V4	ThysKru	83,0	119,0	240,0	0,75	2	UF	19,00	150,0	180,0	C 25/30	0,69
292	[40]	V5	ThysKru	83,0	119,0	240,0	0,75	2	Stagg	19,00	150,0	180,0	C 25/30	0,92
293	[40]	V6	ThysKru	83,0	119,0	240,0	0,75	2	Stagg	19,00	150,0	180,0	C 25/30	0,91
294	[40]	V7	Cofrastra	70,0	92,0	130,0	1,00	1	F	19,00	100,0	180,0	C 25/30	1,51
295	[40]	V8	Cofrastra	70,0	92,0	130,0	1,00	1	F	19,00	125,0	180,0	C 25/30	1,07
296	[40]	V9	Cofrastra	70,0	92,0	130,0	1,00	1	F	19,00	150,0	180,0	C 25/30	0,92
297	[40]	V10	Cofrastra	70,0	92,0	130,0	1,00	1	UF	19,00	100,0	180,0	C 25/30	0,92
298	[40]	V11	Cofrastra	70,0	92,0	130,0	1,00	1	UF	19,00	125,0	180,0	C 25/30	0,43
299	[40]	V12	Cofrastra	70,0	92,0	130,0	1,00	1	UF	19,00	150,0	180,0	C 25/30	0,58
300	[40]	V13	Holorib	51,0	138,0	114,0	0,75	1	M	19,00	75,0	130,0	C 25/30	0,96
301	[40]	V14	Holorib	51,0	138,0	114,0	0,75	1	M	19,00	100,0	130,0	C 25/30	0,90
302	[40]	V15	Holorib	51,0	138,0	114,0	0,75	1	UF	19,00	100,0	130,0	C 30/37	0,53
303	[40]	V16	Holorib	51,0	138,0	114,0	0,75	1	F	19,00	100,0	130,0	C 30/37	1,09
304	[40]	V17	Holorib	51,0	138,0	114,0	0,75	2	Stagg	19,00	100,0	130,0	C 25/30	0,94

A.2 Maßeinheiten

Die notwendigen Umrechnungen der unterschiedlichen Maßeinheiten erfolgt anhand der in Tabelle A.2 gegebenen Umrechnungsfaktoren.

Tab. A.2: Umrechnung Maßeinheiten

1,00	in	=	25,40	mm
1,00	mm	=	0,039	in
1,00	ft	=	0,305	m
1,00	m	=	3,281	ft
1,00	p	=	0,454	kg
1,00	kg	=	2,205	p
1,00	kips od. kip	=	4448,22	N
1.000,00	N	=	0,255	kips od. kip
1,00	ksi	=	6,895	N/mm²
1,00	N/mm²	=	0,145	ksi
1.000,00	psi	=	6,895	N/mm²
1,00	N/mm²	=	145,038	psi
1,00	pcf	=	16,019	kg/m³
1.000,00	kg/m³	=	62,427	pcf

Hierbei sind:

in	inch
ft	feet
p	pound
kips bzw. kip	kilopond
ksi	kilopond square inch
psi	pounds per square inch
pcf	pounds per cube feet

A.3 „Gauge-Deck“-Dicken

Die „Gauge No.“ gibt die Dicke des Profibleches an und unterscheidet sich leicht bei amerikanischen und britischen Herstellern (vgl. Tabelle A.3)

Tab. A.3: Dicke des Profiblechs in Abhängigkeit der „Gauge No.“

Gauge No.	B.M.G. ¹		U.S.G. ²	
	[inch]	[mm]	[inch]	[mm]
6	0,203	5,156	0,203	5,160
7	0,180	4,572	0,188	4,760
8	0,165	4,191	0,172	4,370
9	0,148	3,759	0,156	3,970
10	0,134	3,404	0,141	3,570
11	0,120	3,048	0,125	3,180
12	0,109	2,769	0,109	2,780
13	0,095	2,413	0,094	2,380
14	0,083	2,108	0,078	1,980
15	0,072	1,829	0,070	1,790
16	0,065	1,651	0,063	1,590
17	0,058	1,473	0,056	1,430
18	0,049	1,245	0,050	1,270
19	0,042	1,067	0,044	1,110
20	0,035	0,889	0,038	0,953
21	0,032	0,813	0,034	0,873
22	0,028	0,711	0,031	0,794
23	0,025	0,635	0,022	0,714
24	0,022	0,559	0,025	0,635
25	0,020	0,508	0,022	0,556
26	0,018	0,457	0,019	0,478
27	0,016	0,406	0,017	0,437
28	0,014	0,356	0,016	0,396
29	0,013	0,330	0,014	0,358
30	0,012	0,305	0,013	0,318
31	0,010	0,254	0,011	0,277
32	0,009	0,229	0,010	0,259
33	0,008	0,203	0,009	0,239
34	0,007	0,178	0,009	0,218
35	0,005	0,127	0,008	0,198

¹ Birmingham Wire Gauge for Iron & Steel Wire

² US Standard Gauge for Stainless Steel