

Längsschubbeanspruchung bei Verbundträgern mit liegenden Kopfbolzendübeln im Hochbau

T 2908

T 2908

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

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.

Im Originalmanuskript enthaltene Farbvorlagen, wie z.B. Farbfotos, können nur in Grautönen wiedergegeben werden. Liegen dem Fraunhofer IRB Verlag die Originalabbildungen vor, können gegen Berechnung Farbkopien angefertigt werden. Richten Sie Ihre Anfrage bitte an die untenstehende Adresse.

© by Fraunhofer IRB Verlag

2000, ISBN 3-8167-5718-9

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.fhg.de

URL <http://www.irb.fhg.de>

Im Auftrag des
Deutschen Instituts für Bautechnik

Az.: IV 12-5-17.7-867/98

***Längsschubbeanspruchung bei
Verbundträgern mit liegenden
Kopfbolzendübeln im Hochbau***

Schlußbericht

Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann
Dipl.-Ing. Ulrich Breuninger

Institut für Konstruktion und Entwurf I
Universität Stuttgart

November 1999



Inhaltsverzeichnis

1 Einleitung

1.1 Definition von liegenden Kopfbolzendübeln	8
1.2 Möglichkeiten zur Anwendung von liegenden Kopfbolzendübeln im Hochbau	8
1.3 Gegenstand der Untersuchungen	9

2 Stand von Wissenschaft und Technik

2.1 Allgemeines	12
2.2 Kopfbolzendübel im Verbundbau	12
2.3 Kopfbolzendübel in der Befestigungstechnik.....	19
2.4 Bewertung der vorhandenen Untersuchungen im Hinblick auf liegende Kopfbolzendübel.....	22

3 Gestaltung der Versuchskörper

3.1 Ausbildung von Stahlbetondeckenplatten im Hochbau	24
3.2 Randbedingungen der Versuchskörperreihen	24
3.3 Gliederung der Versuche.....	25

4 Durchführung der Versuche

4.1 Versuchsablauf.....	27
4.2 Meßeinrichtungen	27
4.3 Werkstoffkennwerte	29
4.3.1 Werkstoffkennwerte des Betons	29
4.3.2 Werkstoffkennwerte des Betonstahls.....	32
4.3.3 Werkstoffkennwerte der Kopfbolzendübel	32
4.4 Toleranzen der Fertigung	33

5 Versuchsbeschreibung

5.1 Allgemeines	35
5.2 Versuchsverlauf.....	36
5.3 Last-Verformungsmessungen.....	43
5.3.1 Schlupf der Verbundfuge	43
5.3.2 Dickenänderung der Stahlbetonplatte.....	44

**Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau**

5.3.3	Distanzänderung der Betonplatten	44
5.4	Dehnungsmessungen.....	44
5.4.1	Allgemeines	44
5.4.2	Messungen an den Kopfbolzendübeln.....	45
5.4.3	Messungen an den Bügeln	47
6 Auswertung der Versuche		
6.1	Allgemeines	50
6.1.1	Vergleich der Versuchstragfähigkeiten mit den theoretischen Tragfähigkeiten für stehende Dübel	50
6.1.2	Vergleich der Versuchstragfähigkeiten mit den theoretischen Tragfähigkeiten am Betonplattenrand liegender Dübel	51
6.1.3	Tragverhalten der Verbundfuge	52
6.1.4	Beanspruchungsverteilung in der Dübelreihe	55
6.1.5	Normalkraft- und Biegebeanspruchung in den Kopfbolzendübeln	55
6.2	Einzelne Versuchsparameter.....	56
6.2.1	Betongüte.....	56
6.2.2	Randabstand der Kopfbolzendübel.....	57
6.2.3	Achsabstand der Kopfbolzendübel	59
6.2.4	Durchmesser der Kopfbolzendübel.....	60
6.2.5	Durchmesser der Bügelbewehrung.....	61
6.2.6	Anzahl der Bügel pro Kopfbolzendübel und Form der Bügel	61
7 Untersuchungen mit der Methode der Finiten Elemente		
7.1	Allgemeines	63
7.2	Grundlagen des Programms.....	63
7.2.1	Richtungsinteraktion in der Rißprozeßzone	63
7.2.2	Räumliche Interaktion in der Rißprozeßzone.....	64
7.2.3	Maßstabseffekt von Beton- und Stahlbetonkonstruktionen.....	64
7.3	Verwendete Finite Elemente Modelle	65
7.3.1	Allgemeines	65
7.3.2	Geometrie und Randbedingungen des Elementnetzes	65
7.3.3	Materialeingaben	66
7.4	Qualitative Bewertung der Untersuchungen	67
7.4.1	Allgemeines	67

**Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau**

7.4.2	Kraft-Verschiebungsverlauf.....	67
7.4.3	Spannungsverläufe	68
7.4.4	Rißentwicklung.....	69
7.4.5	Beanspruchungsverteilung in der Dübelreihe	70
7.4.6	Zusammenfassung und Vergleich mit den experimentellen Untersuchungen	71
7.5	Einzelne Versuchsparameter.....	71
7.5.1	Allgemeines	71
7.5.2	Randabstand der Kopfbolzendübel.....	72
7.5.3	Achsabstand der Kopfbolzendübel	73
7.5.4	Durchmesser der Kopfbolzendübel.....	73
7.5.5	Durchmesser der Bügelbewehrung.....	73
7.5.6	Anzahl der Bügel pro Kopfbolzendübel.....	74
7.5.7	Lage der Bügelbewehrung	75
8	Ergebnisse der Untersuchungen	
8.1	Theoretische Tragfähigkeit der Verbundfuge	77
8.2	Duktilität.....	81
8.3	Bemessungsvorschlag	82
8.4	Vergleich mit der Tragfähigkeit stehender Kopfbolzendübel	83
8.5	Zusammenfassung	84
8.6	Ausblick	84
9	Bezeichnungen	86
10	Literaturverzeichnis	88
Anhang 1	Versuchskörper	91
Anhang 2	Last – Verformungsverläufe, Last – Dehnungsverläufe und Versuchsprotokolle	113
Anhang 3	Maßabweichungen der Versuchskörper	167

1 Einleitung

1.1 Definition von liegenden Kopfbolzendübeln

Verbundträgerquerschnitte werden normalerweise gemäß Abbildung 1.1 ausgebildet. Die Stahlbetonplatte liegt auf dem Baustahlquerschnitt auf. Als Verbundmittel zur Schubkraftübertragung zwischen dem Stahlbeton- und Baustahlquerschnittsteil werden überwiegend Kopfbolzendübel eingesetzt. Diese werden auf den Obergurt des Baustahlquerschnittes aufgeschweißt. Die Achse des Kopfbolzendübeln liegt hierbei senkrecht zur Stahlbetonplattenebene. Bei einer solchen Anordnung der Dübel wird von Verbundträgern mit **stehenden Kopfbolzendübeln** gesprochen.

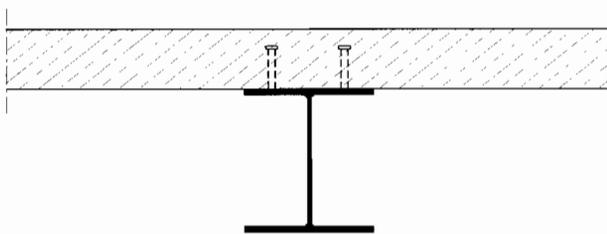


Abbildung 1.1 Verbundträger mit stehenden Kopfbolzendübeln

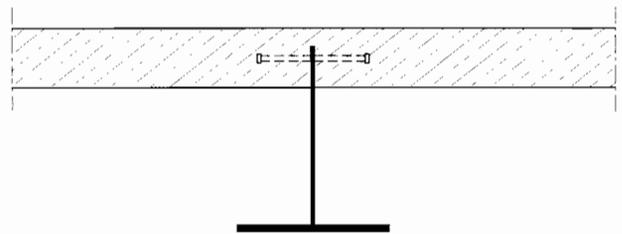


Abbildung 1.2 Verbundträger mit liegenden Kopfbolzendübeln

Alternativ ist auch eine Ausbildung des Querschnittes nach Abbildung 1.2 denkbar. Der statisch wenig wirksame Obergurt des Baustahlquerschnittes wird eingespart und die Kopfbolzendübel werden direkt an den Steg angeschweißt. Die Achse der Kopfbolzendübel liegt hierbei parallel zur Ausbreitungsebene der Stahlbetonplatte. Bei einer solchen Anordnung der Dübel wird von Verbundträgern mit **liegenden Kopfbolzendübeln** gesprochen.

1.2 Möglichkeiten zur Anwendung von liegenden Kopfbolzendübeln im Hochbau

Der Verbundträgerquerschnitt mit liegenden Kopfbolzendübeln nach Abbildung 1.2 kann auf verschiedene Arten modifiziert und optimiert werden.

Abbildung 1.3 zeigt eine Variante des Querschnittes, in dem der Stahlsteg beidseitig durch Beton, im folgenden Stegbeton bezeichnet, ergänzt ist. Der Stegbeton erfüllt mehrere wichtige Aufgaben im Querschnitt des Trägers. Wird der Baustahlträger schon vor der Baustellenmontage mit dem Stegbeton versehen, so erhält man für die Montage und das Betonieren der Decke einen Verbundträger. Die vertikale Auflast der Deckenplatte wird über den Stegbeton in den Steg des Verbundträgers eingeleitet. Die Kopfbolzendübel übertragen die Längsschubbeanspruchung aus der Verbundwirkung des Querschnittes. Eine Querschubbeanspruchung der Dübel aus der Auflast der Platte, wie bei einem Querschnitt nach Abbildung 1.2, erfolgt nicht. Durch das Einlegen von Betonstahl im Stegbeton kann ohne weitere Maßnahmen die Feuerwiderstandsklasse des Querschnitts verbessert werden (vgl. **Haß, Meyer-Ottens und Quast (1989)**). Somit erhält man aus der Kombination von liegenden Kopfbolzendübeln und Stegbeton einen einfachen und wirtschaftlichen Verbundträgerquerschnitt.



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

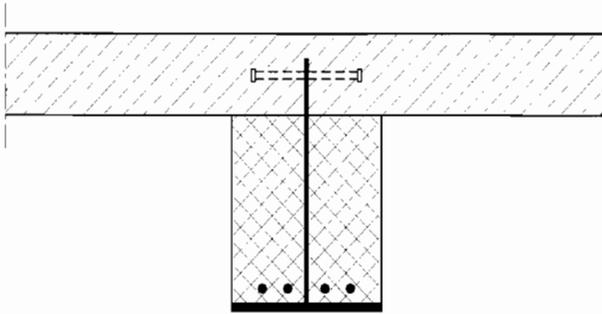


Abbildung 1.3 Verbundträger mit liegenden Kopfbolzendübeln und einbetoniertem Steg

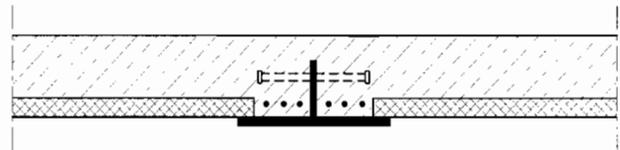


Abbildung 1.4 Deckengleicher Verbundträger mit liegenden Kopfbolzendübeln nach **Muess (1996)**

Im Geschößbau gewinnt zunehmend die Ausbildung der Decken mit deckengleichen Trägern an Bedeutung. Damit können geringere Geschößhöhen erreicht werden. Die Vorteile von Verbundträgern dieser Bauweise werden von **Tschemmerneegg** und **Huber (1996)** sowie von **Kuhlmann** und **Fries (1998)** für zwei spezielle Querschnitte gezeigt. Die Verwendung von liegenden Kopfbolzendübeln nach Abbildung 1.4 ermöglicht einen sehr einfach gestalteten und damit wirtschaftlichen Verbundträgerquerschnitt. Auch bei diesem Querschnitt müssen die Kopfbolzendübel nur die Längsschubbeanspruchung übernehmen. Nach **Fontana** und **Borgogno (1995)** kann die Feuerwiderstandsklasse von solchen Verbundträgerquerschnitten durch einfache Betonstahlzulagen wirksam erhöht werden.

Die Beispiele zeigen einfache und wirtschaftliche Lösungen zur Anwendung von liegenden Kopfbolzendübeln im Hochbau. Durch weitere Entwicklung dieser Ansätze ist eine Vielzahl von Querschnittsvarianten denkbar

1.3 Gegenstand der Untersuchungen

Bei der Anwendung von Verbundträgern mit liegenden Kopfbolzendübeln treten verschiedene vom üblichen abweichende Tragmechanismen auf.

- Infolge des Längsschubs in der Dübelfuge besteht die Gefahr des **Aufspaltens des Betons parallel zur Verbundfuge**.

Von **Toprac** und **Eyre (1967)** und von **Canciani** und **Puhali (1984)** wurden an Einfeldverbundträgern mit einem Querschnitt nach Abbildung 1.2 Tragfähigkeitsversuche durchgeführt. Fast alle Versuchskörper versagten durch Aufspalten der Betonplatte infolge von Längsschub. Die folgenden, ebenfalls vom üblichen abweichenden Trageigenschaften liegender Kopfbolzendübel werden durch diese Versagensart in den Hintergrund gedrängt.

- Bei Verbundträgern ergibt sich in der quer zum Träger gespannten Betonplatte über dem Träger im Normalfall ein Stützmoment (oben Zug; unten Druck). Die Druckbeanspruchung aus dem Moment wird durch den Stahlsteg hindurch kurzgeschlossen. Besteht infolge von wechselnden Verkehrslasten auch die Möglichkeit einer Momentenumkehr (oben Druck; unten Zug) in der Betonplatte, so ist die Übertragung der Zugbeanspruchung im unteren Teil der Betonplatte zu berücksichtigen.



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

- Der Betongurt des Verbundträgers ist gleichzeitig eine quergespannte Betonplatte. Diese gibt vertikale Lasten an den Verbundträger ab. Diese Auflast findet bei dem Querschnitt nach Abbildung 1.2 nicht, wie sonst üblich, einen horizontalen Stahlgurt als Auflager. Die Dübel haben die vertikale Auflast der Platte aufzunehmen. Infolge der Abscherbeanspruchung der Dübel zum freien Rand der Betonplatte (Querschub) besteht die Gefahr eines Ausbrechens des Betons.
- Durch die mittige Anordnung der Dübel in der Platte wird die vertikale Auflast nicht an der Plattenunterkante abgegeben. So entsteht für die Betonplatte quasi eine indirekte Lagerung. Die Feldbewehrung der Betonplatte muß im Bereich der Verbundfuge verankert werden.

Bei den in Abbildung 1.3 und Abbildung 1.4 gezeigten Beispielen liegt eine Querschubbeanspruchung der Dübel nicht vor. Auch zeigen die Versuche die Bedeutung des Aufspaltens der Betonplatte infolge Längsschub. Aus diesem Grund wird in diesem Forschungsvorhaben die Längsschubbeanspruchung vorrangig untersucht.

Der aus Stahl bestehende Kopfbolzendübel ist von wesentlich weniger steifem Beton umgeben. Die im Dübel konzentrierte Last ist bestrebt, sich im Beton auszubreiten. Es entstehen Spaltzugkräfte senkrecht zur Dübelachse. Die Spaltzugkräfte führen zu der Gefahr einer Rißbildung in der Stahlbetonplatte.

Bei stehenden Kopfbolzendübeln wird die Rißbildung durch die ausgedehnte Platte und die untere und obere Netzbewehrung der Platte verhindert. Der Spaltzug hat auf die Tragfähigkeit der Verbindung keine relevante Auswirkung. Die Tragfähigkeit von solchen randfernen Kopfbolzendübeln wird nach **Eurocode 4 (1994)** mittels empirisch ermittelter Formeln angegeben.

Sind die Kopfbolzendübel in der Platte liegend angeordnet, dann wirkt der Spaltzug in Plattendickenrichtung. Es entsteht durch den Spaltzug die Gefahr einer Rißbildung im Stahlbeton, siehe Abbildung 1.5. Im Gegensatz zum stehenden Kopfbolzendübel wird die Rißbildung wenig behindert, da die Ausdehnung der Platte in Dickenrichtung sehr begrenzt und eine zweilagige Netzbewehrung nicht vorhanden ist. Neben den Kopfbolzenabmessungen hat die Dicke der Platte beziehungsweise der Randabstand des Dübels entscheidenden Einfluß auf die Tragfähigkeit der Verbindung. Auch der Achsabstand der Dübel untereinander hat Auswirkungen auf die Tragfähigkeit. Zusätzlich beeinflussen die Größe und Lage von einzubauenden Bewehrungsstäben die Tragfähigkeit.

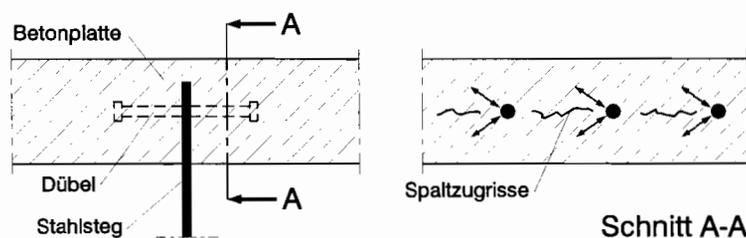


Abbildung 1.5 Rißbildung bei Platten mit liegenden Kopfbolzendübeln



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

Es sind also die folgenden Konstruktionsparameter zu untersuchen:

- Materialgüte der Stahlbetonplatte,
- Randabstand der Kopfbolzendübel zur Stahlbetonplatte,
- Achsabstand der Kopfbolzendübel untereinander,
- Länge der Kopfbolzendübel,
- Durchmesser der Kopfbolzendübel und
- Durchmesser und Lage der gewählten Bewehrung.

Die vorliegenden experimentellen und theoretischen Untersuchungen wurden durch das Deutsche Institut für Bautechnik finanziert. Die Autoren danken hierfür herzlich.

2 Stand von Wissenschaft und Technik

2.1 Allgemeines

Im Bauwesen werden Kopfbolzendübel überwiegend im Verbundbau und in der Befestigungstechnik eingesetzt. Aufgrund der voneinander unabhängigen Entwicklungen dieser zwei Bereiche haben sich auch unterschiedliche Bemessungsansätze zur Berechnung der Tragfähigkeit entwickelt. Der Stand der Forschung dieser Anwendungsbereiche wird in den zwei folgenden Abschnitten wiedergegeben. Der Schwerpunkt liegt dabei auf Kopfbolzendübeln unter Abscherbeanspruchung in Vollbetonplatten.

Um die Einheitlichkeit des vorliegenden Berichtes zu gewährleisten, werden die in den Gleichungen verwendeten Bezeichnungen, falls nötig, an die im weiteren verwendeten Bezeichnungen angepaßt. Ein Verzeichnis der Bezeichnungen befindet sich am Ende des Berichtes.

2.2 Kopfbolzendübel im Verbundbau

In der Literatur werden unterschiedliche Angaben zur mittleren Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln in Vollbetonplatten gemacht. Sie beruhen durchweg auf empirischen Untersuchungen. Zur Ermittlung der Abschertragfähigkeit der Dübel werden überwiegend pushout-Versuchskörper (siehe Abbildung 2.1) verwendet. Der Versuchskörper besteht aus zwei Betonplatten und einem mittig angeordneten Baustahlprofil. Am Baustahlprofil angeschweißte und in der Betonplatte einbetonierte Kopfbolzendübel verbinden die Bauteile. Durch Druck (push) auf das überstehende Baustahlprofil werden die zwei Verbundfugen abgeschert. Die Tragfähigkeit wird entweder von der Betontragfähigkeit oder von der Stahltragfähigkeit des Kopfbolzendübels begrenzt.

Von **Olgaard, Slutter** und **Fisher (1971)** wurden 48 pushout-Versuche (die Verbundfuge wird durch Druck auf das Baustahlprofil abgeschert) mit Normal- und Leichtbeton durchgeführt. Die verwendeten Versuchskörper (siehe Abbildung 2.1) entsprechen in Größe und Proportion annähernd den in **Eurocode 4 (1994)** vorgeschlagenen pushout-Versuchskörpern. Die Zylinderdruckfestigkeit des Betons variiert zwischen 18,4 und 35,0 N/mm². Die benutzten Kopfbolzendübel des Durchmessers 3/4 inch (19,0 mm) und 5/8 inch (15,9 mm) weisen eine Zugfestigkeit von ca. 485 N/mm² auf.

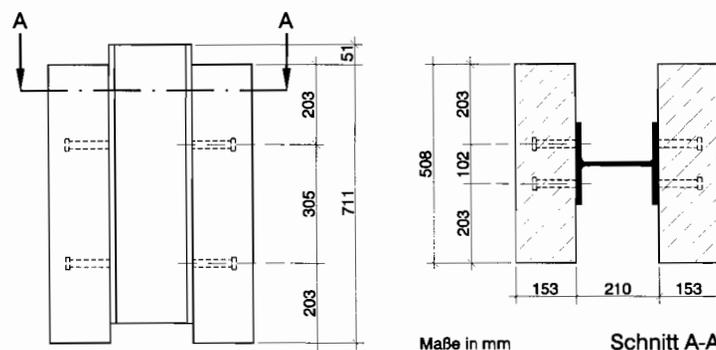


Abbildung 2.1 Pushout Versuchskörper von **Olgaard, Slutter** und **Fisher (1971)**



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

Die mittlere Tragfähigkeit P_u bei Betonversagen wird in Abhängigkeit von dem Dübel Durchmesser d , der Betondruckfestigkeit f_c und dem Elastizitätsmodul E_c des Betons ermittelt.

$$P_u = 0,833 d^2 f_c^{0,3} E_c^{0,44} \quad (2.1)$$

Für d in mm sowie f_c und E_c in N/mm^2 erhält man die Tragfähigkeit in N. Die Gleichung wird vereinfacht zu

$$P_u = 0,39 d^2 \sqrt{f_c E_c} \quad (2.2)$$

Die Beziehung zwischen Last und Schlupf δ bis zur Traglast wird mit

$$P = P_u (1 - e^{-18\delta})^{0,4} \quad (2.3)$$

angenähert.

Johnson und Oehlers (1987) untersuchen ebenfalls die Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln in Abhängigkeit vom Dübel Durchmesser, der Betonfestigkeit und dem Elastizitätsmodul des Betons. Als weitere variable Größe kommt die Dübelzugfestigkeit f_u hinzu. Es werden Versuche von **Johnson und Oehlers (1981)** mit variierender Dübelzugfestigkeit sowie die bereits erwähnten Versuche von **Ollgaard, Slutter und Fisher (1971)** herangezogen. Die Versuchskörper weisen alle eine ähnliche Geometrie wie Abbildung 2.1 auf. Als mittlere theoretische Tragfähigkeit wird

$$P_u = 5,0 f_u \frac{\pi d^2}{4} \left(\frac{E_c}{E_a} \right)^{0,4} \left(\frac{f_c}{f_u} \right)^{0,35} \quad (2.4)$$

vorgeschlagen. Der konstante Elastizitätsmodul E_a des Dübelstahls wird verwendet, um die Quotienten unabhängig von der Dimension zu machen.

Von **Lungershausen (1988)** wird aufbauend auf 64 pushout-Versuchen verschiedener Autoren (unter anderem auch 21 Versuche von **Ollgaard, Slutter und Fisher (1971)**), deren Geometrie analog zu Abbildung 2.1 ist, für die mittlere Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln

$$P_u = 34 d^2 f_c^{2/3} \quad (2.5)$$

angegeben. Für d in mm und f_c in N/mm^2 erhält man die Tragfähigkeit in N. Durch eine Begrenzung der Zylinderdruckfestigkeit des Betons auf 35 N/mm^2 wird indirekt ein Kriterium für das Stahlversagen eingeführt. Setzt man

$$E_c = 9500 f_c^{1/3} \quad (2.6)$$

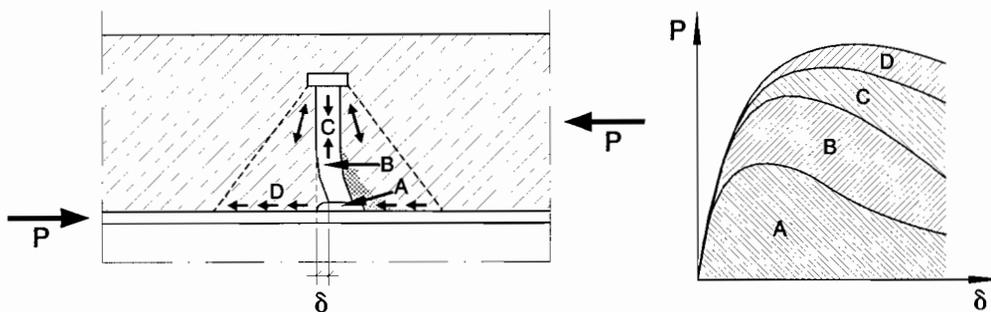
nach **Eurocode 2 (1992)** (E_c und f_c in N/mm^2) in Gleichung 2.5 ein, so erhält man

$$P_u = 0,35 d^2 \sqrt{f_c E_c} \quad (2.7)$$

und damit eine zu 2.2 weitgehend äquivalente Gleichung.

**Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau**

Zur Erläuterung des Tragverhaltens von Kopfbolzendübeln in Vollbetonplatten wird die Tragfähigkeit nach Abbildung 2.2 in Abhängigkeit der zunehmenden Schubbeanspruchung des Kopfbolzendübeln in verschiedene Lastanteile aufgeteilt. Der Lastanteil A bezeichnet die zu Beginn der Beanspruchung vorherrschende Schubkraftbeanspruchung am Dübelfuß im Bereich der Schweißnaht. Mit steigender Beanspruchung wandert, infolge der Betonschädigung, die Resultierende der Schubkraft am Dübelschaft nach oben und verursacht im Dübel zusätzlich eine anwachsende Biegebeanspruchung (Lastanteil B). Mit zunehmendem Schlupf in der Verbundfuge bewirkt der im Beton verankerte Dübelkopf zum einen eine rückstellende Zugbeanspruchung im Dübel (Lastanteil C) zum anderen eine Druckkraft im Beton, die Reibung zwischen Beton und Stahlflansch aktiviert (Lastanteil D). Die Verbundfuge versagt durch einen Schub-Zugbruch des Dübelschaftes kurz oberhalb des



Schweißwulstes.

Abbildung 2.2 Traganteile eines Kopfbolzendübeln in einer Vollbetonplatte nach **Lungershausen (1988)**

Von **Roik, Hanswille, Cunze und Lanna (1988)** werden die Gleichungen 2.2 und 2.4 an die Ergebnisse von insgesamt 76 pushout-Versuchen angepaßt. Gleichung 2.2 wird durch eine Gleichung für das Stahlversagen ergänzt. Es ergibt sich als mittlere theoretische Tragfähigkeit in Abhängigkeit von Beton- bzw. Stahlversagen

$$P_u = 0,36 d^2 \sqrt{f_c} E_c \quad (2.8)$$

$$P_u = 0,85 f_u \frac{\pi d^2}{4} \quad (2.9)$$

Alternativ kann die mittlere theoretische Tragfähigkeit auch nach

$$P_u = 4,9 f_u \frac{\pi d^2}{4} \left(\frac{E_c}{E_a} \right)^{0,4} \left(\frac{f_c}{f_u} \right)^{0,35} \quad (2.10)$$

bestimmt werden. Die Gleichungen 2.8 bis 2.10 zeigen eine gute Übereinstimmung mit den Versuchen.

Abgeleitet aus den Gleichungen 2.8 und 2.9 wird für die Bemessung nach **Eurocode 4 (1994)** die Grenzscherkraft von Kopfbolzendübeln aus dem kleineren Wert der folgenden zwei Gleichungen bestimmt. Der Teilsicherheitsbeiwert γ_v ist im Grenzzustand der Tragfähigkeit mit 1,25 anzusetzen.



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

$$P_{Rd} = 0,8 f_u \frac{\pi d^2}{4} \frac{1}{\gamma_v} \quad (2.11)$$

$$P_{Rd} = 0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} \frac{1}{\gamma_v} \quad (2.12)$$

$$\text{Hierbei ist} \quad \alpha = 0,2[(h/d) + 1] \quad \text{für} \quad 3 \leq h/d \leq 4$$

$$\alpha = 1,0 \quad \text{für} \quad h/d > 4$$

Die Gleichungen 2.1 bis 2.12 wurden für stehende Kopfbolzendübel in bewehrten Vollbetonplatten entwickelt. Aufbauend auf Untersuchungen von **Johnson und Oehlers (1982)**, werden im **Eurocode 4 (1994)** für Verbundträger mit einseitig begrenzter Betonplatte (Randträger) Angaben über Mindestrandabstände der Kopfbolzendübel und Bewehrungsführung und -durchmesser gemacht, die das Spalten der Platte über den Dübeln dieser Randträger verhindern sollen.

Sargious (1960) und **Leonhardt (1962)** untersuchen die Lastausbreitung von Spanngliedverankerungen in Betonkörpern mit Hilfe von spannungsoptischen Versuchen. Abbildung 2.3 gibt qualitativ den Verlauf der Drucklinien und der Querspannungen σ_y für Spanngliedverankerungen der Breite d in Betonkörpern der Breite d_c wieder. Die über die Verankerungsbreite eingeleitete Spannkraft hat sich nach der Lasteinleitungslänge l_e gleichmäßig auf die Breite des Betonkörpers verteilt. Wenn die Verankerungsbreite als Dübelndurchmesser d und die Betonkörperbreite als Dicke der Betonplatte d_c interpretiert wird, kann man diese theoretischen Untersuchungen auf liegende Kopfbolzendübel übertragen. Es wird deutlich, daß die Einleitung der Dübellast in Plattendickenrichtung eine Querspannung beansprucht.

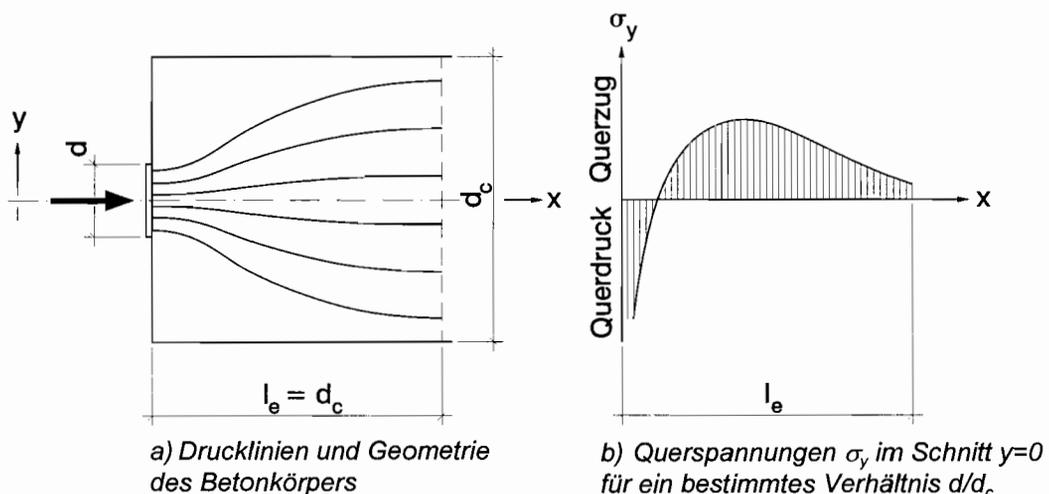


Abbildung 2.3 Einleitung einer konzentrierten Last in einen Betonkörper nach **Leonhardt (1962)**

Sowohl von **Toprac und Eyre (1967)** als auch von **Canciani und Puhali (1984)** wurden insgesamt 14 Tragfähigkeitsversuche an Einfeldverbundträgern mit einem Querschnitt nach Abbildung 1.2 durchgeführt. Die Träger haben eine Spannweite von 3,9 bzw. 4,6 m. Die Träger wurden durch je eine Einzellast zu beiden Seiten der Trägermitte belastet. Die Belastung wurde über die Trägerbreite verteilt aufgebracht. Bis auf eine Ausnahme versagten alle Versuchsbalken in der Scherfuge durch Aufspalten der Betonplatte. Die

**Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau**

Querschnitte erreichen zwischen 80 und 100% ihrer theoretischen Momententragfähigkeit. Die Last-Verformungskurve ist bis ca. 65% der Tragfähigkeit annähernd linear. Danach nimmt bei weiter steigender Last die Steifigkeit langsam ab. Das Versagen der Träger tritt nicht schlagartig ein, sondern kündigt sich durch überproportional zunehmende Verformungen an.

Von **Canciani und Puhali (1984)** wurden zusätzlich 6 pushout-Versuchskörper getestet. Diese sind ähnlich – aber etwas kleiner – ausgebildet als in **Eurocode 4 (1994)** angegeben. Alle verwendeten Kopfbolzendübel haben den Durchmesser 1/2 inch (= 12,7 mm). Den Ergebnissen kann man entnehmen, daß der Randabstand der Kopfbolzendübel und Art und Größe der Plattenbewehrung maßgeblichen Einfluß auf die Tragfähigkeit der Schubverbindung hat. Es werden keine quantitativen Angaben über die Abhängigkeiten der Tragfähigkeit liegender Kopfbolzendübel von den untersuchten Parametern gemacht.

Von **Oehlers (1989)** und **Oehlers und Bradford (1995)** werden, in Fortsetzung der von **Leonhardt (1962)** zitierten Untersuchungen, weitergehende theoretische und experimentelle Untersuchungen (**Oehlers (1981)**) zu Querkzugbeanspruchungen in unbewehrten Betonplatten infolge der konzentrierten Schubkrafteinleitung durch Kopfbolzendübel gemacht. Die den Untersuchungen zugrundeliegenden pushout-Versuchskörper sind in Abbildung 2.4 dargestellt. Die Betonplatten sind schmäler und höher als die nach **Eurocode 4 (1994)** vorgesehenen Versuchskörper und verursachen damit das Versagen der Verbundfuge durch Spalten des Betons.

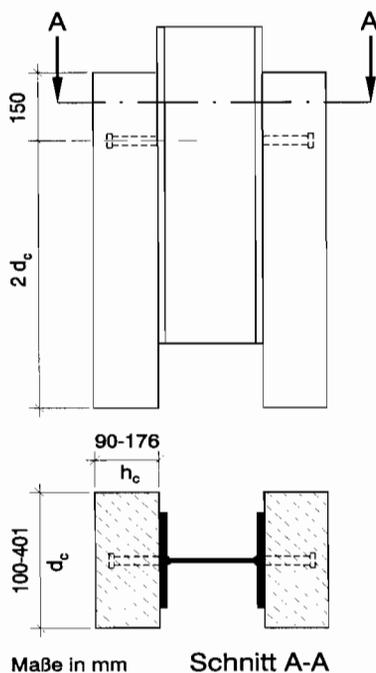


Abbildung 2.4 Versuchskörper zur Bestimmung der Spaltlast einzelner Kopfbolzendübel in unbewehrten Betonplatten nach **Oehlers (1981)**

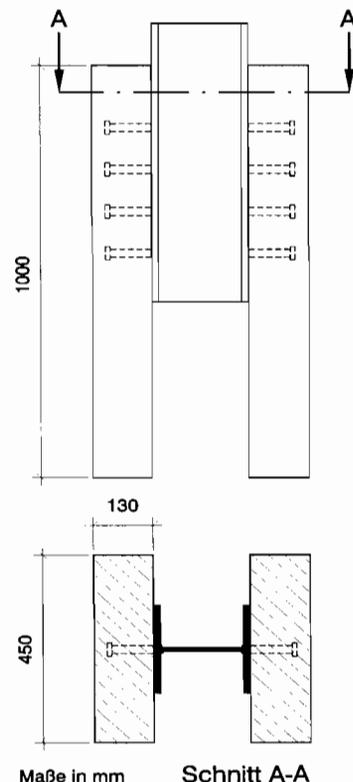


Abbildung 2.5 Versuchskörper zur Bestimmung der Spaltlast von Kopfbolzendübeln in bewehrten Betonplatten nach **Oehlers und Park (1992)**



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

Nach **Oehlers** und **Bradford (1995)** ergibt sich die mittlere Spalttragfähigkeit $P_{u,sp}$ eines einzelnen Kopfbolzendübels in unbewehrten Vollbetonplatten zu

$$P_{u,sp} = \frac{0,6 d_c 1,8 d Q 0,5 \sqrt{f_c}}{K_d} \quad (2.13)$$

Dabei ermittelt sich der Erhöhungsfaktor Q für die dreidimensionale Lastausbreitung zu

$$Q = 1 + K_d \pi \frac{d}{d_c} K_s \quad (2.14)$$

Das Verhältnis zwischen Querkzugspannung und eingeleiteter Last K_d beträgt

$$K_d = \frac{1}{\pi} \left(1 - \frac{d}{d_c} \right)^2 \quad (2.15)$$

Die Ausbreitung der Last in Richtung der Kopfbolzenachse wird mit dem Geometriefaktor K_s berücksichtigt.

$$K_s = \left[\left(1 - \frac{h}{h_c} \right)^2 \frac{h}{h_c} \right]^{-1} \quad (2.16)$$

Die geometrischen Größen der Betonplatte d_c und h_c sind in Abbildung 2.4 angegeben.

Oehlers und **Park (1992)** untersuchen die Spalttragfähigkeit $P_{u,sp}$ bewehrter pushout-Versuchskörper (vgl. Abbildung 2.5). Variiert werden die Stahlgüte, der Durchmesser und die Verteilung der (ungerippten) Bügelbewehrung sowie die Anzahl der Dübelreihen und der Längsabstand der Dübel. Für bewehrte Versuchskörper wird die mittlere Spalttragfähigkeit zu

$$P_{u,sp} = P_u \left(0,6 + \frac{3 A_s s}{(1,8 d)^2} \right) \quad (2.17)$$

bestimmt. Sie ist damit von der Querschnittsfläche A_s und dem Abstand s nicht aber von der Zugfestigkeit der eingelegten Bügelbewehrung abhängig. Eine Abhängigkeit der Tragfähigkeit von der Geometrie der Betonplatte wird nicht untersucht.

Von **Kuhlmann** und **Breuninger (1997, 1998)** werden pushout-Versuche mit liegenden Kopfbolzendübeln in unbewehrten und bewehrten Betonplatten nach Abbildung 2.6 ausgewertet. Das Versagen aller Versuchskörper wird durch Aufspalten der Betonplatte in der Achse der Kopfbolzendübel eingeleitet. Die unbewehrten Versuchskörper weisen nach Überschreiten der Tragfähigkeit einen sehr stark abfallenden Ast der Last-Schlupfcurve auf. Demgegenüber bewirkt die Bewehrung der Versuchskörper eine sehr hohe Resttragfähigkeit nach Überschreiten der Tragfähigkeit mit zunehmendem Schlupf in der Verbundfuge.

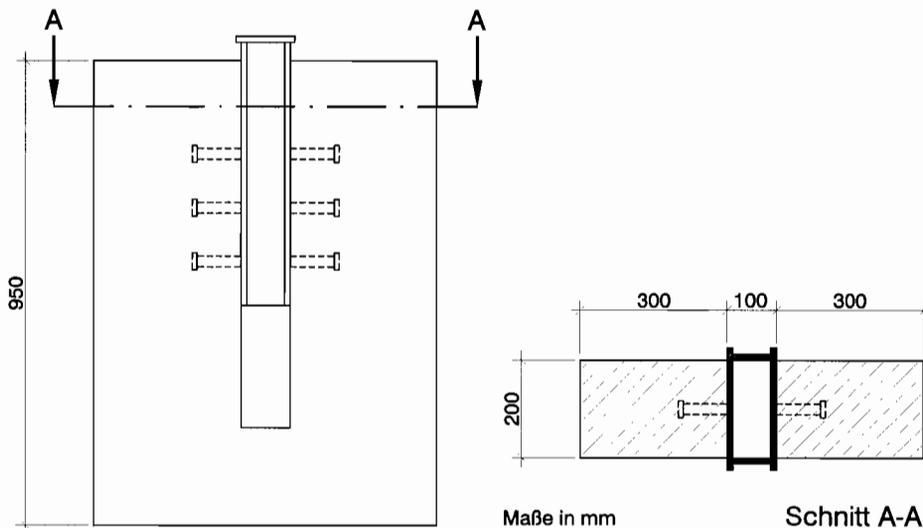


Abbildung 2.6 Versuchskörper mit liegenden Kopfbolzendübeln nach **Kuhlmann und Breuninger (1997)**

Von **Lipp (1998)** wurde Gleichung 2.13 für die unbewehrten Versuchskörper der Versuche von **Kuhlmann und Breuninger (1997)** mit beidseitig je einem Kopfbolzendübel ausgewertet. Dabei ergab sich eine theoretische Tragfähigkeit von nur 93 kN gegenüber einer mittleren experimentellen Tragfähigkeit von 135 kN. Dies zeigt, daß die Tragfähigkeit von liegenden Kopfbolzendübeln in unbewehrten Betonplatten mit dieser Gleichung deutlich unterschätzt wird. Die Versuchstragfähigkeit der Kopfbolzendübel in bewehrten Betonplatten liegt bei 77 bis 84% der Versuchstragfähigkeit von vergleichbaren stehenden Kopfbolzendübeln nach **Roik und Hanswille, (1983)** und bei 80 bis 92% der theoretischen Tragfähigkeit nach Gleichung 2.8. Der Vergleich der bewehrten Versuchskörper mit der Spalttragfähigkeit nach Gleichung 2.17 ergibt Tragfähigkeiten in gleicher Größenordnung.

Neueste experimentelle und theoretische Untersuchungen (**Kuhlmann und Breuninger (1999)**) befassen sich mit liegenden Kopfbolzendübeln, die am Betonplattenrand einbetoniert sind (siehe Abbildung 2.7). Es wird die Betongüte, der Rand- und Achsabstand der Dübel, die Länge und der Durchmesser der Dübel sowie Lage und Durchmesser der Bewehrung variiert. Neben pushout- werden auch pullout-Versuche (die Verbundfuge wird durch Zug an dem Versuchskörper abgeschert) durchgeführt. Neben der Betongüte und dem Dübeldurchmesser beeinflussen auch der Achsabstand der Dübel a und der Bewehrung s sowie der wirksame Randabstand a_r' die Tragfähigkeit. Der wirksame Randabstand ergibt sich aus dem Randabstand des Dübels abzüglich der Summe aus Betondeckung und halbem Durchmesser der Bewehrung. Die mittlere Tragfähigkeit infolge Betonspalten ergibt sich zu

$$P_{u,sp} = 4,0 \sqrt{f_c} d^{0,3} \left(\frac{a \cdot a_r'}{s} \right)^{0,2} B \quad (2.18)$$

Für f_c in N/mm² und die geometrischen Größen d , a und a_r' in mm ergibt sich die Spalttragfähigkeit in kN. Der Beanspruchungsfaktor B gibt den Einfluß der Druck- ($B = 1,06$) beziehungsweise Zugbeanspruchung ($B = 1,00$) des Versuchskörpers wieder. Ein Einfluß der Materialgüte der Bewehrung ergibt sich nicht. Der Einfluß des Bewehrungsdurchmessers ist sehr gering. Da die Dübel am Rand der Betonplatte



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

einbetoniert sind, erhalten sie planmäßig eine Zugbeanspruchung in ihrer Achsrichtung. Im Mittel erreichen die liegend angeordneten Kopfbolzendübel dieser Versuche 86% der theoretischen Tragfähigkeit nach Gleichung 2.8 beziehungsweise 2.9.

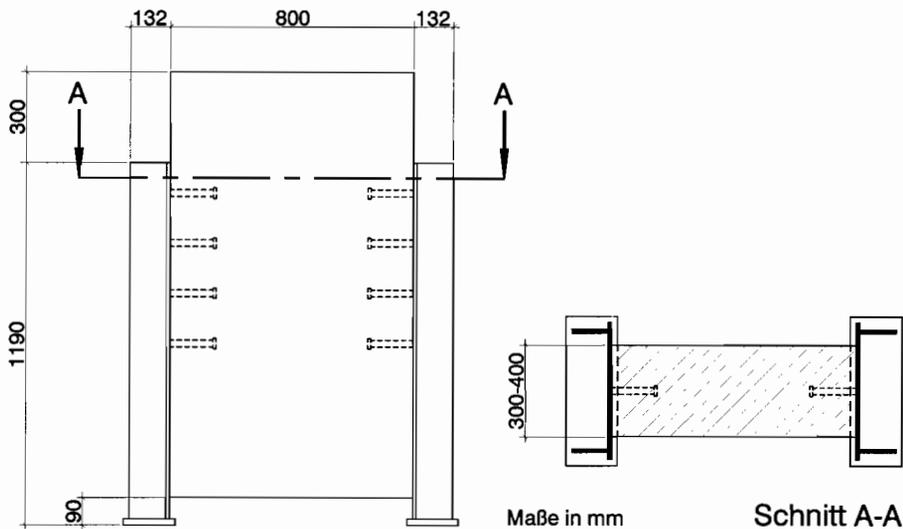


Abbildung 2.7 Versuchskörper mit am Betonplattenrand liegenden Kopfbolzendübeln nach **Kuhlmann** und **Breuninger (1999)**

2.3 Kopfbolzendübel in der Befestigungstechnik

In der Befestigungstechnik wird unter anderem die Zug- und Abscherbeanspruchung einbetonierter Kopfbolzendübel untersucht. Die Bemessungsansätze beruhen ebenfalls fast ausschließlich auf experimentellen Untersuchungen. Für die Versuche werden in einem großen Betonquader in ausreichendem Abstand voneinander viele Dübel einbetoniert oder verankert. Durch Zug- oder Abscherbeanspruchung jedes einzelnen Dübels wird deren experimentelle Tragfähigkeit ermittelt. Einige Bemessungsansätze für die Abscherbeanspruchung werden im Folgenden zitiert.

Für randfern und genügend tief einbetonierte Kopfbolzendübel wird bei Abscherbeanspruchung nach **Elgehausen, Mallée** und **Rehm (1997)** Stahlversagen maßgebend. Die mittlere Tragfähigkeit wird danach zu

$$P_u = \alpha f_u \frac{\pi d^2}{4} \quad (2.19)$$

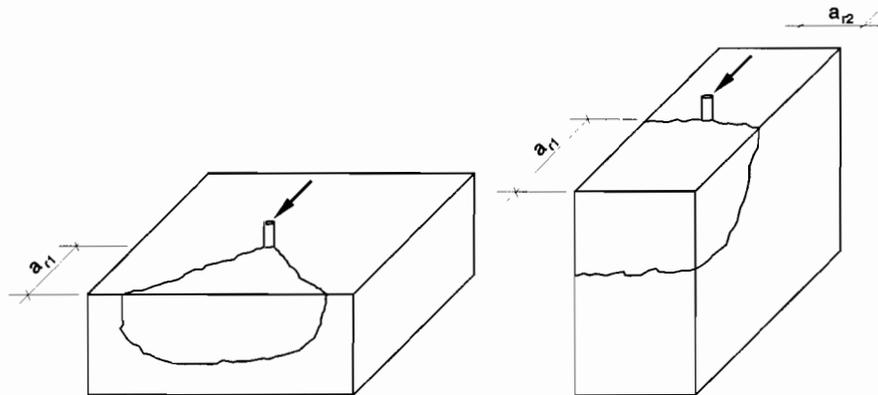
bestimmt. Der Beiwert α wird zu 0,6 angegeben. Bei ausreichender Verankerungstiefe wird die Tragfähigkeit nach Gleichung 2.19 erreicht, auch wenn vorher ein muschelförmiges Abplatzen des Betons unter dem Dübel eintritt.

Befindet sich in Richtung der Scherbelastung des Kopfbolzendübeln eine freie Betonkante (vergleiche Abbildung 2.8 a), so beeinflusst diese die Tragfähigkeit des Dübels. Die mittlere Tragfähigkeit ist nach **Fuchs (1990)** vom Durchmesser des Kopfbolzendübeln, von der Betonzugfestigkeit, somit also auch von der Betondruckfestigkeit, und wesentlich vom Randabstand in Beanspruchungsrichtung a_{r1} , der die Größe des Betonausbruchkörpers bestimmt, abhängig. Sie ergibt sich zu



$$P_u = k \sqrt{d} \sqrt{1,31 f_c} a_{r1}^{1,5} \quad (2.20)$$

Der Faktor k beläuft sich bei Kopfbolzendübeln nach **Elgehausen, Mallée und Rehm (1997)** zu 1,3.



a) Beanspruchung in Richtung des freien Randes

b) Beanspruchung in Richtung des freien Randes in schmalen Bauteilen

Abbildung 2.8 Einbetonierte Kopfbolzendübel nach **Elgehausen, Mallée und Rehm (1997)**

Weist der Betonkörper auch parallel zur Beanspruchung einen oder zwei freie Ränder auf (vergleiche Abbildung 2.8 b), so berechnet sich die Tragfähigkeit des Kopfbolzendübeln affin zur Verkleinerung des Betonausbruchkörpers mittels einer geometrischen Reduktion der Tragfähigkeit nach Gleichung 2.20 zu

$$P_u = k \sqrt{d} \sqrt{f_c} 1,31 a_{r1}^{1,5} \frac{a_{r2}}{1,5 a_{r1}} \quad (2.21)$$

Dabei ist a_{r2} der Randabstand des Kopfbolzendübeln senkrecht zur Beanspruchungsrichtung.

Von **Ramm und Greiner (1993)** werden Kopfbolzenverankerungen mit gezielt eingesetzter Rückhängebewehrung untersucht. Es wird in die Versagensarten Stahlversagen des Kopfbolzendübeln (nach Gleichung 2.19), Betonversagen auf der lastabgewandten Seite und Stahlversagen der Rückhängebewehrung unterschieden. Für Stahlversagen der Rückhängebewehrung wird als mittlere Tragfähigkeit

$$P_u = \psi_s \sum A_s f_{u,s} \quad (2.22)$$

angegeben. Der empirische Beiwert ψ_s ergibt sich für die mittlere Tragfähigkeit zu 0,85, falls nur die Rückhängebewehrung ohne eine Grundbewehrung eingesetzt wird. $\sum A_s f_{u,s}$ bezeichnet die Summe der Querschnittsflächen aller Einzelstäbe der Rückhängebewehrung mit der entsprechenden Zugfestigkeit.

Von **Paschen und Schönhoff (1983)** werden, aufbauend auf einer Vielzahl von Versuchen, die zulässigen Lasten von einbetonierten Bolzen unter Abscherbeanspruchung in Richtung eines freien Betonrandes nach Abbildung 2.9 angegeben. Dabei wird von einem globalen Sicherheitsfaktor ausgegangen. Als minimale Randabstände, sowohl parallel (a_{r1}) als auch senkrecht (a_{r2}) zur Beanspruchungsrichtung,



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

werden 3 d oder 6,5 cm angegeben. Die hier genannten Gleichungen gehen vereinfacht von einem Angriff der Scherlast in der Ebene der Betonoberfläche ($b=0$) aus.

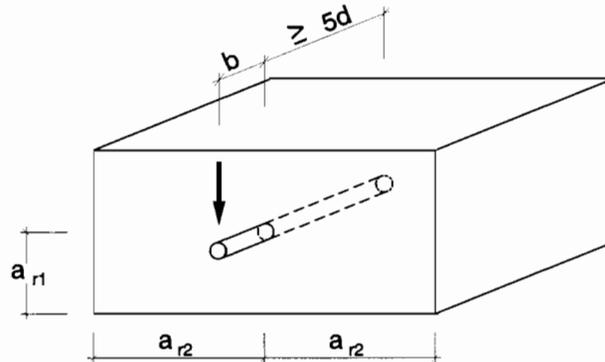


Abbildung 2.9 Scherbeanspruchte Bolzen nach Paschen und Schönhoff (1983)

In unbewehrtem Beton wird die zulässige Scherlast $zul\ P$ bei dreifacher Sicherheit gegen das Betonversagen angegeben zu

$$zul\ P = \frac{1}{3} \sqrt[3]{(\beta_{WN})^2} (190 + 0,23 a_{r1}^2) \chi \quad (2.23)$$

Hierbei ist $\chi = 1$ für $a_{r2}/a_{r1} > 1,73$

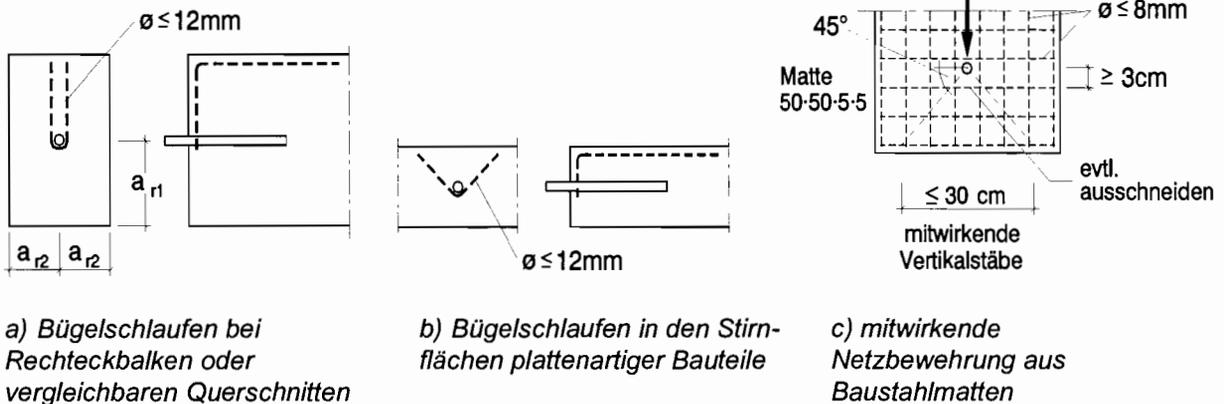
$\chi = \sin\left(0,91 \frac{a_{r2}}{a_{r1}}\right)$ für $a_{r2}/a_{r1} \leq 1,73$

Die zulässige Scherlast ergibt sich in N bei Angabe der Randabstände in cm und der Druckfestigkeit β_{WN} von Betonwürfeln der Kantenlänge 20 cm nach **DIN 1048 Teil 5 (1991)** in N/mm^2 .

Durch Anordnung von Bewehrung nach Abbildung 2.10 kann die Scherlast erhöht werden auf

$$zul\ P = A_s \cdot zul\ \sigma_s \quad (2.24)$$

Die zulässige Betonstahlspannung σ_s wird mittels Teilung der Streckgrenze des Betonstahls $f_{y,s}$ durch den globalen Sicherheitsfaktor $\gamma = 1,75$ ermittelt. A_s bezeichnet die Summe der Querschnittsfläche der anrechenbaren Betonstahlbewehrung.

**Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau**

a) Bügelschlaufen bei Rechteckbalken oder vergleichbaren Querschnitten

b) Bügelschlaufen in den Stirnflächen plattenartiger Bauteile

c) mitwirkende Netzbewehrung aus Baustahlmatten

Abbildung 2.10 Wirksame Bewehrungsformen nach **Paschen** und **Schönhoff** (1983)

2.4 Bewertung der vorhandenen Untersuchungen im Hinblick auf liegende Kopfbolzendübel

Im Gebrauchslastbereich verhalten sich Verbundträger mit liegenden Kopfbolzendübeln annähernd linearelastisch. Im Tragfähigkeitsbereich weisen sie, genauso wie stehende Kopfbolzendübel, ein sehr duktiler Last-Verformungsverhalten auf. Bei entsprechender Ausbildung der Verbundfuge wird die volle plastische Momententragfähigkeit des Verbundträgers erreicht.

Das Tragverhalten von Verbundfugen mit liegenden Kopfbolzendübeln unterscheidet sich von dem herkömmlicher Dübel. Das Versagen von stehenden Kopfbolzendübeln wird bei geringen Betonfestigkeiten vom Betonversagen und bei hohen Betonfestigkeiten vom Stahlversagen verursacht. Bei liegenden Kopfbolzendübeln wird auch bei hohen Betonfestigkeiten Betonversagen durch Aufspalten maßgebend.

Die Tragfähigkeitsangaben und somit auch die Bemessungsangaben nach **Eurocode 4 (1994)** zu Kopfbolzendübeln können nicht auf liegende Kopfbolzendübel angewendet werden, da sie, auf der unsicheren Seite liegend, zu hohe Tragfähigkeiten angeben.

Die Angaben zur Tragfähigkeit randnaher, einzelner Kopfbolzendübel in unbewehrten Betonplatten sind für liegende Kopfbolzendübel zu konservativ. Dies wird vermutlich durch die geringere Ausdehnung der pushout-Körper in Richtung der Dübelachse (vgl. Abbildung 2.4) im Vergleich zu liegenden Kopfbolzendübeln verursacht. Untersuchungen zur Spalttragfähigkeit in bewehrten Betonplatten zeigen den Einfluß von Menge und Anordnung der Bewehrung auf die Tragfähigkeit. Eine Abhängigkeit von der Festigkeit der eingesetzten Bewehrung ist nicht vorhanden. Der Einfluß der Plattendicke auf die Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln in bewehrten Betonplatten wurde bislang nur für Verbundfugen mit liegenden Kopfbolzendübeln am Rand der Betonplatte untersucht.

In der Befestigungstechnik werden einzelne Kopfbolzendübel in schmalen, unbewehrten Betonbauteilen mit drei freien Rändern nach Abbildung 2.8 b eingesetzt. Hierfür wurden auch Bemessungsansätze entwickelt. Diese beruhen allerdings auf einem Versagen durch Ausbruch des vor dem Kopfbolzendübel liegenden Betons. Spalten des Betons in Belastungsrichtung, wie bei in Reihe angeordneten liegenden Kopfbolzendübeln, wird nicht maßgebend. Eine Erhöhung der Tragfähigkeit wird durch speziell angeordnete



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

Rückhängebewehrung erreicht. Die Tragfähigkeit ist dann ausschließlich von der Querschnittsfläche und der Fließspannung dieser Bewehrung abhängig.

Zusammenfassend läßt sich folgendes feststellen:

- Das Tragverhalten liegender Kopfbolzendübel wird von den vorhandenen Bemessungsregeln des Verbundbaus nicht berücksichtigt.
- Die Regelungen des Verbundbaus ergeben für die bislang untersuchten liegenden Kopfbolzendübel in bewehrten Betonplatten eine zu hohe, auf der unsicheren Seite liegende Tragfähigkeit.
- Die in den Regelungen der Befestigungstechnik angegebenen Bemessungsansätze für Dübel, die in unbewehrten Betonplatten randnah angeordnet sind, ergeben für liegende Kopfbolzendübel zu konservative Tragfähigkeiten.
- Untersuchungen über den Einfluß des Randabstandes auf die Tragfähigkeit liegender Kopfbolzendübel liegen nicht vor.
- Es ist ungeklärt, inwieweit die Anordnung, die Menge und die Materialgüte vorhandener Bewehrung die Tragfähigkeit liegender Kopfbolzendübel beeinflusst.



3 Gestaltung der Versuchskörper

3.1 Ausbildung von Stahlbetondeckenplatten im Hochbau

Zu große Durchbiegungen von Deckenplatten können Schäden an angrenzenden Bauteilen oder eine Beeinträchtigung der Gebrauchsfähigkeit verursachen. Die Durchbiegungen sind deshalb zu begrenzen. Dies kann sowohl nach **Eurocode 2 (1992)** als auch nach **DIN 1045 (1988)** durch eine Begrenzung der Biegeschlankheit erfolgen. Damit ist indirekt ein Kriterium zur Ermittlung der Mindestdicke von Deckenplatten in Abhängigkeit ihrer Spannweite gegeben. Für Mittelfelder und Endfelder durchlaufender Deckenplatten ist in Tabelle 3.1 und Tabelle 3.2 die erforderliche statische Höhe in Abhängigkeit der Deckenspannweite angegeben. Trennwände auf den Decken sind dabei berücksichtigt. Insbesondere in den Mittelfeldern von Durchlaufplatten sind nach **DIN 1045 (1988)** größere Biegeschlankheiten zugelassen. Die Dicke der Deckenplatte ergibt sich je nach gewählter Betondeckung und Durchmesser der Bewehrung durch Addition von ca. 2 bis 3 cm zur statischen Höhe.

Spannweite [m]	5	6	7	8
Mittelfeld	8,6	10,3	12,0	15,4
Endfeld	11,4	15,4	20,9	27,3

Tabelle 3.1 Statische Mindesthöhe von Deckenplatten [cm] nach **DIN 1045 (1988)** bei Begrenzung der Biegeschlankheit

Spannweite [m]	5	6	7	8
Mittelfeld	10,2	14,7	20,0	22,9
Endfeld	11,2	16,1	21,9	25,0

Tabelle 3.2 Statische Mindesthöhe von Deckenplatten [cm] nach **Eurocode 2 (1992)** bei Begrenzung der Biegeschlankheit

Als weiteres Kriterium zur Bestimmung der Mindestdicke von Deckenplatten im Geschosßbau sind die Anforderungen des Schallschutzes (**DIN 4109 (1989)**) heranzuziehen. Es ist hierbei der Trittschall und der Luftschall zu berücksichtigen. Um die Anforderungen im Geschosßbau zu erfüllen, ist eine Mindestdeckendicke von ca. 14 bis 17 cm erforderlich. Zusätzlich ist auf der Decke ein schwimmender Estrich einzubauen.

Die durchlaufende Deckenplatte weist über dem Verbundträger ein negatives Moment auf. Sie erhält also eine obere Biegebewehrung. Von **Häussler (1996)** wurde für Betondurchlaufplatten unterschiedlicher Spannweite die Biegebewehrung ermittelt. Die maximale Stützbewehrung von $14,7 \text{ cm}^2/\text{m}$ ergibt sich bei Deckenspannweiten von 8 m und Deckendicken von 28 cm.

Das Nennmaß der Betondeckung $\text{nom } c$ beträgt bei Innenräumen von Wohn- und Bürogebäuden 2 cm (Bewehrungsstäbe bis zu einem Durchmesser von 12 mm).

3.2 Randbedingungen der Versuchskörperreihen

Die Geometrie der pushout-Versuchskörper wird nach **Eurocode 4 (1994)** entsprechend den Versuchskörpern für besondere Abscherversuche gestaltet. Abbildung 3.1 zeigt exemplarisch die Geometrie der Versuchskörper. In Anhang 1 sind alle Versuchskörper im Detail aufgeführt.



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

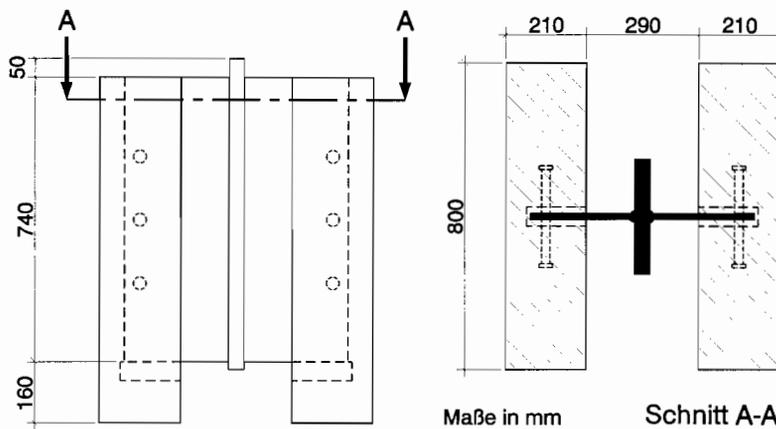


Abbildung 3.1 Ansicht und Schnitt der Versuchskörper

Bei allen Versuchskörpern wird die Betondeckung $\text{nom } c$ zu 2 cm gewählt. Die über dem Stahlsteg durchlaufende Bewehrung, die in der Realität der Stützbewehrung der Deckenplatte entspricht, wird mit einem Bewehrungsgrad von $7,85 \text{ cm}^2/\text{m}$ (entspricht $\text{Ø}10 \text{ mm}/10 \text{ cm}$) eher niedrig gewählt.

Zur Verminderung der Reibung zwischen Beton und dem einbetonierten Stahlsteg wird dieser mit Schalöl behandelt. Unterhalb des Stahlsteges wird eine Aussparung im Beton vorgesehen. Die vertikale Verschiebbarkeit des Steges ist damit gewährleistet. Mit Ausnahme von Reihe 6 werden alle Betonplatten einer Versuchsreihe (pro Versuchskörper 2 Stück) mit einer Betoncharge betoniert. Die beiden liegend betonierten Platten eines Versuchskörpers werden vor dem Versuch am Stahlsteg zusammengeschweißt.

3.3 Gliederung der Versuche

Die Versuche sind in sechs Versuchsreihen gegliedert. In jeder Versuchsreihe wird nur ein Konstruktionsparameter variiert. Zugunsten von mehr Variationen der Konstruktionsparameter in den Versuchsreihen wird darauf verzichtet, mehrere identische Versuchskörper je Parameterkombination zu testen. Damit kann die Bandbreite der Parameter, die das Tragverhalten beeinflussen, vollständiger erfaßt werden.

Ausgehend von einem Standardversuchskörper mit Dübeln des Durchmessers 22 mm, einer Betonplattendicke von 210 mm, einem Achsabstand der Dübel von 165 mm und einer Verbügelung von $\text{Ø}10 \text{ mm}$ pro Dübel werden die Versuchsreihen 1 bis 6 entwickelt. Abgesehen von der Reihe 6 wird immer die Betongüte C30/37 angestrebt.

- Reihe 1: Variation der Betonplattendicke ($d_c = 160 - 210 - 260 \text{ mm}$) bei Kopfbolzendübeln des Durchmessers 22 mm.
- Reihe 2: Variation der Betonplattendicke ($d_c = 160 - 210 - 260 \text{ mm}$) bei Kopfbolzendübeln des Durchmessers 19 mm.
- Reihe 3: Variation des Achsabstandes der Kopfbolzendübel ($a = 110 - 165 - 220 \text{ mm}$).

**Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau**

Reihe 4: Variation der einfachen Bügelbewehrung pro Kopfbolzendübel (1Ø8 – 1Ø10 – 2Ø8 – 1Ø12 – 2Ø10 mm).

Reihe 5: Variation der verstärkten Bügelbewehrung pro Kopfbolzendübel (1Ø8 – 1Ø10 – 1Ø12 mm).

Reihe 6: Variation der Betongüte (C20/25 – C30/37 – C40/50)

In Tabelle 3.3 sind alle Versuchskörper mit den variierten Parametern aufgeführt.

Reihe 1 Betonplatten- dicke für d=22 [mm]		Reihe 2 Betonplatten- dicke für d=19 [mm]		Reihe 3 Dübelachs- abstand [mm]		Reihe 4 einfache Bügelbewehrung [mm]		Reihe 5 verstärkte Bügelbewehrung [mm]		Reihe 6 Betongüte	
1/1	d _c = 160	2/1	d _c = 160	3/1	a = 110	4/1	1Ø8	5/1	1Ø8	6/1	C20/25
1/2	d _c = 210	2/2	d _c = 210	3/2	a = 165	4/2	1Ø10	5/2	1Ø10	6/2	C30/37
1/3	d _c = 260	2/3	d _c = 260	3/3	a = 220	4/3	2Ø8	5/3	1Ø12	6/3	C40/50
						4/4	1Ø12				
						4/5	2Ø10				

Tabelle 3.3 Bezeichnung der Versuchskörper mit variierten Konstruktionsparameter

Die Versuchsreihen 1 und 2 erfassen das Tragverhalten von Dübeln des Durchmessers 22 und 19 mm bei den im Hochbau bevorzugt angewandten Plattendicken. Es wird damit der Einfluß des Randabstandes im direkten Vergleich der zwei Dübel Durchmesser untersucht. Mit Versuchsreihe 3 wird die Auswirkung des Achsabstandes der Dübel auf die Tragfähigkeit bestimmt. Für eine einfache und eine aufwendigere Verbügelung der Verbundfuge werden in den Reihen 4 und 5 die Tragfähigkeiten in Abhängigkeit von Bügelanzahl und Bügeldurchmesser ermittelt. Durch die verstärkte Verbügelung in der Reihe 5 wird eventuell die Einschnürung der Betondruckstrebe, die sich auf dem Bolzenfuß abstützt, begünstigt. Der Einfluß der Betongüte wird in Versuchsreihe 6 untersucht. Wegen der grundlegenden Bedeutung der Betongüte auf die Tragfähigkeit der Verbundfuge werden die Versuchskörper 6/1 und 6/2 jeweils dreimal (6/1a-c und 6/2a-c) gefertigt. Mit den Körpern 1/2, 3/2 und 4/2 stehen dann insgesamt 10 Versuchskörper mit identischer Geometrie aber unterschiedlicher Betongüte zur Verfügung.

Bewehrungsvarianten, bei denen Stäbe durch den Stahlsteg geführt werden, werden nicht untersucht. Solche Varianten erfordern einen höheren Aufwand in der Fertigung und sind damit vermutlich unwirtschaftlich. Außerdem verursachen die Bewehrungsstäbe eine zusätzliche, in dieser Untersuchung unerwünschte, Dübelwirkung in der Verbundfuge.

Die Länge der Kopfbolzendübel wird konstant gehalten. Versuche von **Kuhlmann** und **Breuninger (1999)** mit am Betonplattenrand einbetonierten liegenden Kopfbolzendübeln haben gezeigt, daß die Dübel neben der Abscher- auch eine nicht unerhebliche Normalkraftbeanspruchung erhalten. Eine ausreichende Verankerung der Dübelköpfe hinter der Bewehrung ist nötig, um das Ausreißen der Dübel mit dem umgebenden Beton zu verhindern. Das Maß der erforderlichen Verankerungstiefe kann mit Modellen aus der Befestigungstechnik ermittelt werden. Bei den vorliegenden Versuchen sind die Dübel beidseitig am Stahlsteg angeschweißt. Der horizontale Anteil der am Dübelfuß angreifenden Dübelbeanspruchung (vergleiche Abbildung 6.4) schließt sich durch den Stahlsteg hindurch kurz. Die Zugbeanspruchung und damit auch die Länge der Kopfbolzendübel ist somit voraussichtlich von untergeordneter Bedeutung.



4 Durchführung der Versuche

4.1 Versuchsablauf

Die Versuchskörper wurden in einem Versuchsrahmen mit oberliegendem Querhaupt und untenliegendem, servohydraulisch gesteuerten Zylinder geprüft.

Die Betonplatten wurden mit jeweils zwei seitlich untergelegten Weichfaserplatten auf der Grundplatte des Prüfrahmens gelagert. Dadurch wurde die seitliche Ausleitung der Schubkräfte aus der Betonplatte forciert. Die Lasteinleitung in das Baustahlprofil erfolgte über eine aufliegende Elastomerplatte. Der gesamte Versuchskörper wurde dann durch Heben der Grundplatte gegen das Querhaupt belastet.

Die Versuche wurden in Übereinstimmung mit **Eurocode 4 (1994)** durchgeführt. Die Last wurde zunächst bis 40% der erwarteten Traglast gesteigert. Anschließend wurden 25 Lastwechsel mit Ober- bzw. Unterlasten von 40% bzw. 5% der erwarteten Traglast kraftgesteuert aufgebracht. Die folgende, weggesteuerte Belastung bis zur Traglast erfolgte dann in einem Zeitraum, der 15 Minuten deutlich überschritt. Im Bereich der Traglast betrug die Verschiebegeschwindigkeit 0,01 mm/s. Nach Überschreiten der Traglast wurde der Verschiebeweg bis zu einem maximalen Wert von ca. 25 mm bzw. bis zum Versagen des Versuchskörpers infolge plötzlichen Lastabfalls weiter gesteigert.

Bei der Entstehung von Rissen im Beton, bei Erreichen der Traglast und nach Ende des Versuchs wurden die Versuchskörper fotografisch protokolliert.

Die Versuche wurden an der Forschungs- und Materialprüfanstalt Baden-Württemberg (FMPA) in Stuttgart durchgeführt.

4.2 Meßeinrichtungen

Bei allen Versuchskörpern wurden 6 Wegnehmer nach Abbildung 4.1 angeordnet.

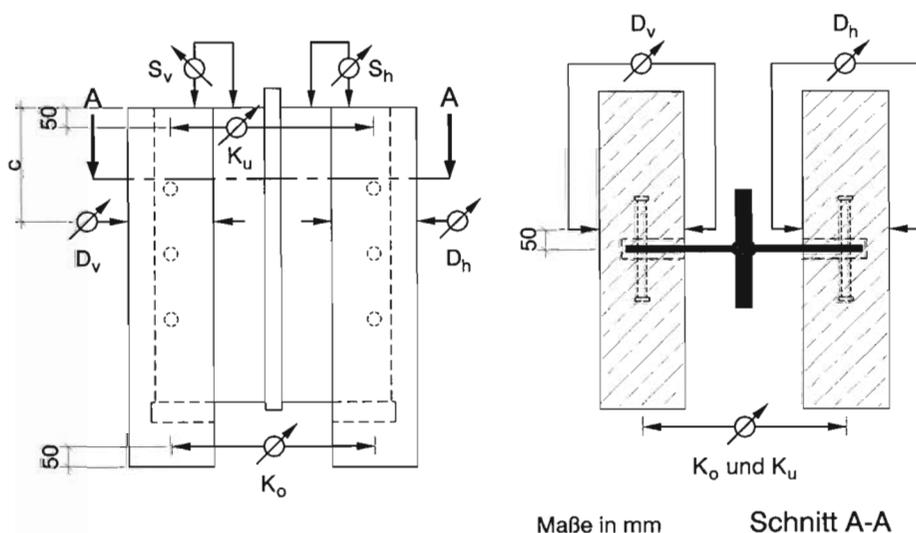


Abbildung 4.1 Anordnung der Wegnehmer

Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

Zur Messung des Schlupfes δ in der Verbundfuge wurden zwei Ohm'sche Wegnehmer (S_v und S_h) eingesetzt. Dadurch wurde die vertikale gegenseitige Verschiebung zwischen Stahlprofil und vorderer beziehungsweise hinterer Betonplatte gemessen. Angebracht wurden diese Wegnehmer am oberen Ende der Betonplatten so nah wie möglich am einbetonierten Stahlsteg. Abbildung 4.2 zeigt exemplarisch einen Wegnehmer für die Schlupfmessung. In Anhang 2 ist das Mittel der Messungen aufgetragen.

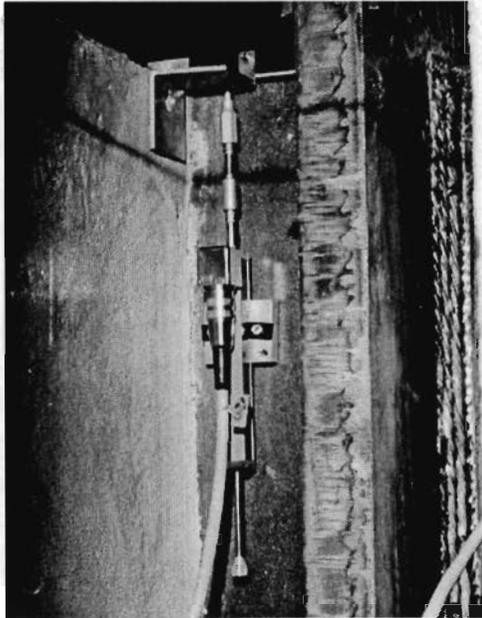


Abbildung 4.2 Wegnehmer für die Schlupfmessung

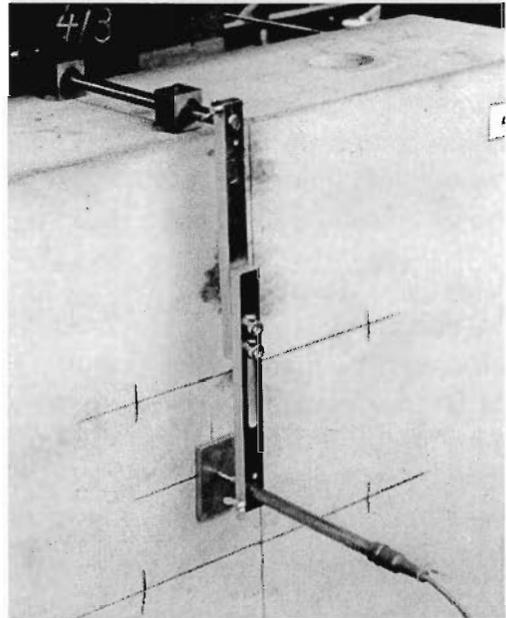


Abbildung 4.3 Wegnehmer für die Messung der Betonplattendicke

Die Spreizung senkrecht zur Beanspruchungsrichtung der vorderen und hinteren Betonplatte wurde durch zwei induktive Wegnehmer gemessen (D_v und D_h). Das in Abbildung 4.1 angetragene Maß c wurde so gewählt, daß die Wegnehmer mittig zwischen dem ersten und zweiten Kopfbolzendübel von oben lagen. Die Messungen erfolgten 5 cm links beziehungsweise rechts von der Mitte der Betonplatte (Abbildung 4.3). Das Mittel der Messungen ist in Anhang 2 als Dickenänderung aufgetragen (Spreizung der Platte positiv).

Die relative Bewegung der Betonplatten zueinander wurde an einer Seite mit zwei Ohm'schen Wegnehmern oben und unten erfaßt (K_o und K_u). Die Meßstellen lagen jeweils 5 cm von der oberen und unteren Kante der Betonplatte entfernt (Abbildung 4.4). Die Messungen sind im Anhang 2 als Distanzänderung oben und Distanzänderung unten wiedergegeben. Positive Meßwerte bezeichnen einen anwachsenden Abstand zwischen den Betonplatten.



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

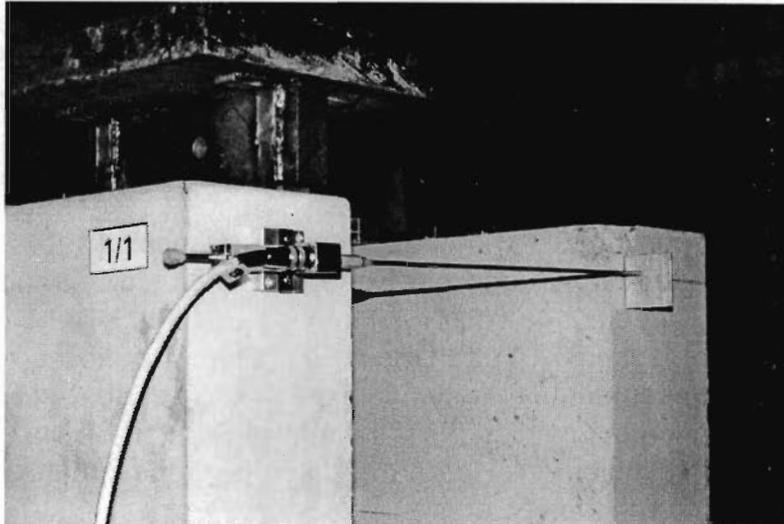


Abbildung 4.4 Wegnehmer für die Messung der Distanzänderung oben

Der Versuchskörper 6/2c wurde zusätzlich zu den Wegnehmern noch mit Dehnmeßstreifen an allen Kopfbolzendübeln und Bügeln einer Verbundfuge versehen. Die Lage dieser Dehnmeßstreifen ist in den Zeichnungen der Versuchskörper (Anhang 1) dargestellt. Es wurden Dehnmeßstreifen mit 10 mm Meßlänge verwendet. An den Dübeln wurde die Mittelachse der Dehnmeßstreifen 10 mm vom Kopf beziehungsweise 15 mm vom Steg des Stahlprofils entfernt angebracht. Bei den Bügeln wurden die Dehnmeßstreifen mittig auf die zuvor glattgeschliffenen Bügelschenkeln geklebt. Zum Schutz der Dehnmeßstreifen wurden sie mit einer mehrschichtigen Lackierung gegen die Feuchtigkeitseinwirkungen beim Betonieren abgedichtet. Auf einen Schutz gegen mechanische Einwirkungen durch Aufbringen einer Weichschicht auf den Meßstreifen wurde bewußt verzichtet. Solch eine Weichschicht würde bei der Belastung der Versuchskörper einer Fehlstelle im Beton entsprechen und die Ergebnisse entsprechend verfälschen. Die Messungen der Dehnmeßstreifen sind in Anhang 2 aufgezeichnet.

4.3 Werkstoffkennwerte

4.3.1 Werkstoffkennwerte des Betons

Es wurde eine Serienfestigkeit der Versuchskörper entsprechend der geforderten Nennfestigkeit angestrebt. Für den verwendeten Beton lag der Zuschlag zwischen den Regelsieblinien A 16 und B 16. Überfestigkeiten sollten vermieden werden. In Tabelle 4.1 sind die Betonrezepturen der verwendeten Betone angegeben. Als Zuschlag wurde Rheinmaterial verwendet.

Nennfestigkeit	Konsistenz	Rohdichte [kN/m ³]	Zementart	Zementmenge [kg/m ³]	Flugasche [kg/m ³]	Kies / Sand			Wasser [Liter/m ³]
						0/2 [kg/m ³]	2/8 [kg/m ³]	8/16 [kg/m ³]	
C20/25	F2	23,0	CEM II/A-L 32,5 R	190	80	709	504	648	170
C30/37	F3	23,1	CEM II/A-L 32,5 R	285	65	629	516	625	188
C40/50	F3	23,1	CEM I 42,5 R	285	65	602	522	667	188

Tabelle 4.1 Betonrezepturen der verwendeten Betone

**Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau**

Zur Ermittlung der Werkstoffkennwerte wurden von jeder Betoncharge Probewürfel zur Ermittlung der Druckfestigkeit und Probezylinder zur Ermittlung des Elastizitätsmoduls hergestellt. Alle Probekörper wurden zusammen mit den Versuchskörpern 7 Tage feucht und anschließend bei Raumtemperatur gelagert.

Es wurden bis zu sechs Versuchskörper aus einer Betoncharge gefertigt. Der Zeitraum in dem diese Versuchskörper geprüft wurden, betrug bis zu sechs Tage. Die Betonfestigkeit der Betoncharge wurde zu Beginn und am Ende des Versuchszeitraums an jeweils drei Probewürfeln mit einer Kantenlänge von 150 mm nach **DIN 1048 Teil 5 (1991)** ermittelt. In Tabelle 4.2 sind die gemessenen Würfeldruckfestigkeiten und die berechneten Zylinderdruckfestigkeiten und Sekantenelastizitätsmoduli nach **Eurocode 2 (1992)** zusammengestellt. Da kein signifikanter Unterschied der Druckfestigkeiten zu Beginn und am Ende des Versuchszeitraums festzustellen ist, werden alle sechs Probewürfelfestigkeiten zu einer mittleren Festigkeit zusammengefaßt.

Die Umrechnung der Probewürfelfestigkeit auf die Zylinderfestigkeit nach **Eurocode 2 (1992)** erfolgt nach **Litzner (1996)**

$$f_c = 0,75 \beta_{W,150} \quad (4.1)$$

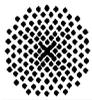
Der Sekantenelastizitätsmodul wird nach **Eurocode 2 (1992)** rechnerisch mit Gleichung 2.6 ermittelt.


Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

Beton-charge	Beton-alter beim Prüfen [d]	Würfel-druck-festigkeit (DIN 1048) $\beta_{W,150}$ [N/mm ²]	Würfeldruck-festigkeit im Mittel (DIN 1048) $\beta_{W,150}$ [N/mm ²]	Zylinderdruck-festigkeit im Mittel (EC 2) f_c [N/mm ²]	rechnerischer Sekanten- elastizitätsmodul (EC 2) E_{cm} [N/mm ²]
A C 30/37 Reihe 1 + 2	42	37,1	39,2	29,4	29324
	42	40,5			
	42	38,8			
	44	39,5			
	44	40,3			
B C 30/37 Reihe 3 + 5	41	30,0	31,2	23,4	27168
	41	30,0			
	41	30,4			
	47	33,4			
	47	31,4			
C C 30/37 Reihe 4	42	41,9	40,8	30,6	29722
	42	40,2			
	42	41,5			
	44	39,0			
	44	42,8			
D C 20/25 Körper 6/1a-c	42	29,7	29,7	22,2	26715
	42	29,9			
	42	29,5			
	43	30,0			
	43	29,4			
E C 30/37 Körper 6/2a-c	43	31,6	32,3	24,2	27483
	43	32,5			
	43	32,5			
	44	32,8			
	44	32,7			
F C 40/50 Körper 6/3	44	46,7	45,9	34,4	30893
	44	47,2			
	44	44,9			
	44	45,3			
	44	44,7			
	44	46,3			

Tabelle 4.2 Würfeldruckfestigkeit der Betonchargen nach **DIN 1048 (1991)**, Umrechnung in Zylinderdruckfestigkeit und Ermittlung des rechnerischen Sekantenelastizitätsmoduls nach **Eurocode 2 (1992)**

Von jeder Betoncharge wurden drei Zylinder 300x150 mm nach **DIN 1048 Teil 5 (1991)** zur Ermittlung des Sekantenelastizitätsmoduls gefertigt. Die drei Probezylinder wurden gemeinsam im Prüfzeitraum der entsprechenden Versuchskörper geprüft. Tabelle 4.3 enthält die Ergebnisse. Die experimentell ermittelten Werte (Tabelle 4.3) des Elastizitätsmoduls liegen bei ca. 89 bis 98% der rechnerisch ermittelten Werte (Tabelle 4.2). Im Rahmen der im allgemeinen stark streuenden Betoneigenschaften (vgl. **Hilsdorf und Reinhardt (1998)**) ist das eine zufriedenstellende Übereinstimmung zwischen rechnerischem und experimentellem Elastizitätsmodul.



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

Betoncharge	statischer Elastizitätsmodul E_b [N/mm ²]	statischer Elastizitätsmodul im Mittel E_b [N/mm ²]
A Reihe 1 + 2	26300	26600
	27300	
	26200	
B Reihe 3 + 5	25000	25567
	26200	
	25500	
C Reihe 4	27500	26533
	25900	
	26200	
D Körper 6/1a-c	26900	26300
	26900	
	25100	
E Körper 6/2a-c	24300	26233
	26300	
	28100	
F Körper 6/3	28300	28800
	27900	
	30200	

Tabelle 4.3 Sekantenelastizitätsmodul der Betonchargen nach **DIN 1048 Teil 5 (1991)**

4.3.2 Werkstoffkennwerte des Betonstahls

Die Versuchskörper wurden mit einer Längsbewehrung und einer Verbügelung versehen. Die Verbügelung wurde je nach Versuchskörper in Betonstahl S 500 mit Ø8, Ø10 oder Ø12 mm ausgeführt. Alle Bügel eines Durchmessers entstammen einer Betonstahlcharge. Von den Chargen wurden je drei Probestäbe dem Zugversuch nach **DIN EN 10 002-1 (1991)** unterzogen. Die Ergebnisse sind in Tabelle 4.4 protokolliert.

Probe	Fläche [mm ²]	0,2 % Dehngrenze			Zugfestigkeit			Elastizitätsmodul im Mittel E_s [N/mm ²]	Bruchdehnung A_{10} [%]
		Kraft [kN]	$R_{p\ 0,2}$ [N/mm ²]	im Mittel [N/mm ²]	Kraft [kN]	R_m [N/mm ²]	im Mittel [N/mm ²]		
Ø8-1	51,1	30,2	591	592	32,3	632	634	195067	20
Ø8-2	51,2	30,2	590		32,6	637			19
Ø8-3	51,5	30,6	595		32,6	633			18
Ø10-1	78,0	41,5	532	533	49,9	640	643	196700	23
Ø10-2	78,0	41,5	532		50,2	644			21
Ø10-3	77,8	41,5	533		50,1	644			20
Ø12-1	114,3	63,5	556	555	74,7	654	652	198933	19
Ø12-2	113,9	63,3	556		74,3	652			21
Ø12-3	114,0	63,0	553		74,0	649			20

Tabelle 4.4 Werkstoffkennwerte des Betonstahls nach **DIN EN 10 002-1 (1991)**

4.3.3 Werkstoffkennwerte der Kopfbolzendübel

Die Kopfbolzendübel (vergleiche Abbildung 4.5) wurden in St 37-3 K (S 235 J2G3) ausgeführt. Es wurden Dübel des Durchmessers 19 und 22 mm in der Länge 125 mm verwendet.



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

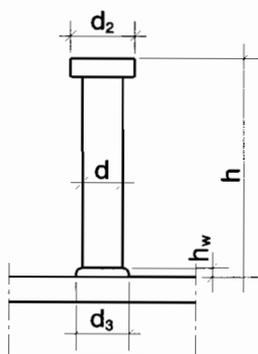
Für die Kopfbolzendübel unterschiedlichen Durchmessers wurde je eine Stahlcharge verwendet. Deren Werkstoffkenngrößen nach **DIN EN 10 002-1 (1991)** sind in Tabelle 4.5 zusammengestellt. Da alle Proben an der Einspannstelle gebrochen sind, konnte keine Bruchdehnung ermittelt werden.

Probe	Fläche [mm ²]	0,2 % Dehngrenze			Zugfestigkeit			Elastizitätsmodul im Mittel E _a [N/mm ²]
		Kraft [kN]	R _{p 0,2} [N/mm ²]	im Mittel [N/mm ²]	Kraft [kN]	R _m [N/mm ²]	im Mittel [N/mm ²]	
Ø19-1	274,7	146,0	532	539	149,1	543	545	195033
Ø19-2	276,1	150,2	544		150,5	545		
Ø19-3	277,6	150,7	543		151,9	547		
Ø22-1	378,4	206,8	546	550	207,2	548	552	192100
Ø22-2	378,1	210,2	556		210,5	557		
Ø22-3	378,8	207,6	548		208,9	552		

Tabelle 4.5 Werkstoffkennwerte der Kopfbolzendübel nach **DIN EN 10 002-1 (1991)**

4.4 Toleranzen der Fertigung

Die Maße der Kopfbolzendübel werden in **E DIN EN 32 500 (1995)** festgelegt. Für jeweils 12 Kopfbolzendübel des Durchmessers 19 und 22 mm werden die Istwerte und die Abweichungen von den Sollwerten in Anlage 3 angegeben. Für die Berechnung von Standardabweichung und Variationskoeffizient wurde eine Normalverteilung der Werte vorausgesetzt. In Tabelle 4.6 sind die Ergebnisse zusammengefaßt. Abgesehen von der Schweißwulsthöhe h_w sind die Abweichungen vom Sollwert gering. Der Sollwert der Schweißwulsthöhe wird bei Dübeln des Durchmessers 22 mm im Mittel um 1,2 mm unterschritten.



Kopfbolzendübel		Schaftdurchmesser d [mm]	Dübel- länge h [mm]	Dübelkopf- durchmesser d ₂ [mm]	Schweißwulst- durchmesser d ₃ [mm]	Schweiß- wulsthöhe h _w [mm]
19/125	Sollwert	19,0	125,0	32,0	23,0	6,0
	Istwert minimal	19,0	124,0	32,0	23,3	3,5
	Istwert im Mittel	19,117	125,0	32,150	23,550	5,900
	Standardabweichung	0,00519	0,00462	0,00239	0,00896	0,22598
	Variationskoeffizient	0,00516	0,00462	0,00238	0,00875	0,22981
22/125	Sollwert	22,0	125,0	35,0	29,0	6,0
	Istwert minimal	22,2	124,0	35,0	29,0	3,5
	Istwert im Mittel	22,358	124,667	35,017	29,283	4,775
	Standardabweichung	0,00819	0,00377	0,00106	0,01004	0,09697
	Variationskoeffizient	0,00805	0,00378	0,00106	0,00994	0,12185

Abbildung 4.5 Abmessungen von Kopfbolzendübeln

Tabelle 4.6 Maßabweichungen der Kopfbolzendübel vom Sollwert nach **E DIN EN 32 500 (1995)**

Nach **Eurocode 4 (1994)** sollte der mittlere Schweißwulstdurchmesser d₃ nicht kleiner als 1,25 d sein. Dies entspricht 23,75 beziehungsweise 27,5 mm. Die mittlere Höhe des Schweißwulstes sollte nicht kleiner als 0,2 d sein. Dies entspricht 3,8 beziehungsweise 4,4 mm. Die minimale Höhe des Schweißwulstes sollte nicht kleiner als 0,15 d sein. Dies entspricht 2,85 beziehungsweise 3,3 mm. Aus dem Vergleich der angegebenen Werte mit Tabelle 4.6 wird ersichtlich, daß die erforderlichen Werte mit einer Ausnahme eingehalten sind. Der Schweißwulstdurchmesser der 19 mm Dübel ist geringfügig kleiner als der geforderte Wert.

**Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau**

An den Versuchskörpern der Reihen 1 bis 3 wurden bei einer Betonplatte sowohl die Abstände der angeschweißten Dübel (36 Meßwerte) als auch die Abstände der Bügel (54 Meßwerte) auf beiden Seiten des Stahlstegs ermittelt. An der Einbindestelle des Stahlstegs in die Betonplatte wurde bei allen Versuchskörpern die Dicke beider Betonplatten (48 Meßwerte) gemessen. Die gemessenen Werte sind in Anlage 3 aufgeführt.

Unter Annahme einer Normalverteilung der gemessenen Werte ergeben sich die in Tabelle 4.7 zusammengefaßten statistischen Kenngrößen.

	Abstand der Dübel	Abstand der Bügel	Betonplattendicke
Mittelwert des Quotienten Ist/Soll	1,0017	0,9989	1,0108
Standardabweichung	0,01341	0,01891	0,00828
Variationskoeffizient	0,01338	0,01893	0,00819

Tabelle 4.7 Statistische Kenngrößen zur Fertigungstoleranz der Achsabstände von Kopfbolzendübeln und Verbügelung sowie der Betonplattendicke



5 Versuchsbeschreibung

5.1 Allgemeines

Am Beispiel des Versuchskörpers 6/2c (siehe Abbildung 5.1) wird das Kraft-Verformungsverhalten der Verbundfuge beschrieben. Kennwerte des Kraft-Verformungsverhaltens sind für alle Versuchskörper in Tabelle 5.1 zusammengestellt.

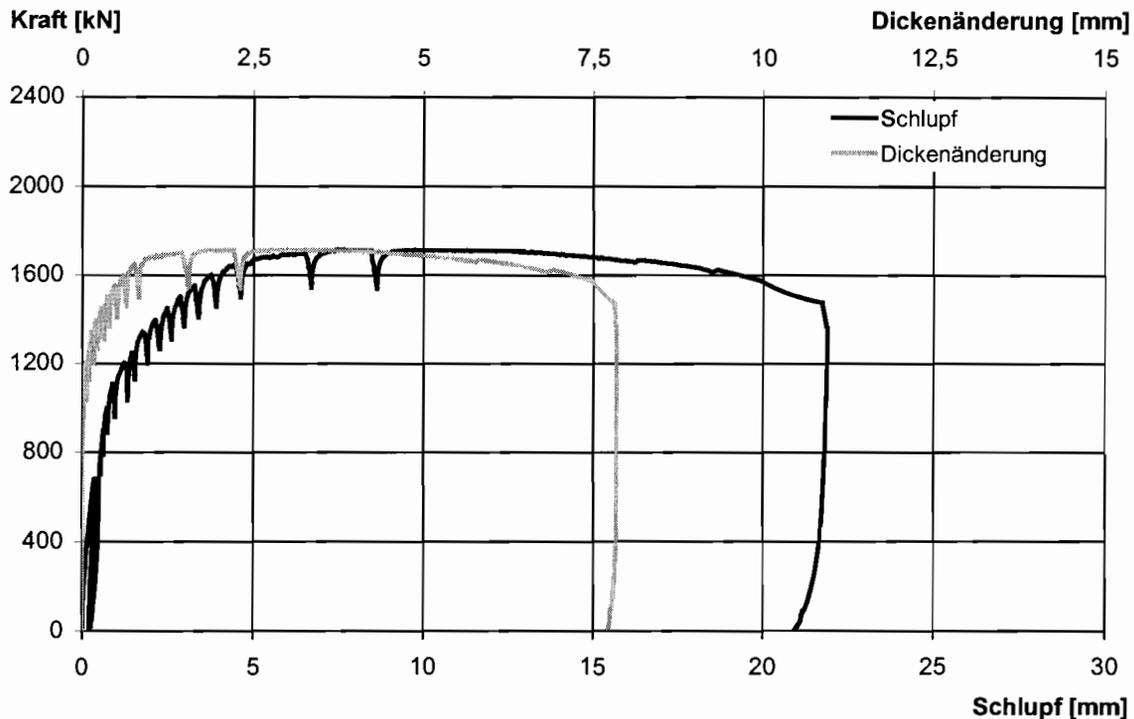


Abbildung 5.1 Verlauf von Kraft-Schlupf und Kraft-Dickenänderung des Versuchskörpers 6/2c

Bei der Erstbelastung verhielt sich die Verbundfuge bis zu einer Belastung von circa 150 kN sehr steif. Weder der Schlupf noch die Dickenänderung zeigten bis zu dieser Belastung einen nennenswerten Betrag. Danach wurde die Haftreibung zwischen Beton und Stahlflansch überwunden und der Schlupf in der Verbundfuge nahm etwas zu. Die sich anschließenden insgesamt 25 Lastwechsel erfolgten bei allen Versuchskörpern auf einem annähernd linearen Kraft-Schlupfpfad. Die Dicke der Betonplatte änderte sich während der Lastwechsel praktisch nicht.

Nach den Lastwechseln wurden die Versuchskörper weggesteuert bis zum Versagen belastet. Zur Dokumentation der Rißentwicklung wurde der Maschinenweg in regelmäßigen Abständen auf einem konstanten Niveau gehalten. In den Kraft-Verformungsverläufen ist dies an dem Belastungsabfall des Versuchskörpers zu erkennen. Nach der Wiederaufnahme der Verschiebung schwenkt die Versuchskurve wieder auf den ursprünglichen Kraft-Verformungsverlauf ein.

Nach dem Überschreiten der Tragfähigkeit wuchs der Schlupf in der Verbundfuge, bei immer noch sehr hohen Belastungen, deutlich an. Somit war ein duktiler Verhalten der Verbundfuge gegeben (siehe Tabelle 5.1 und Anhang 2). Mit Erreichen der maximalen

**Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau**

Tragfähigkeit hatte sich auch ein ausgeprägter Spaltriß in der Betonplatte längs zur Achse der Kopfbolzendübel entwickelt.

Bei Betonversagen wurden die Versuche nach einem Schlupf von circa 25 mm abgebrochen. Trat vorher der Bruch eines oder mehrerer Kopfbolzendübel ein, wurde der Versuch ebenfalls abgebrochen.

Versuchskörper	Traglast pro Körper	Traglast pro Kopfbolzendübel	Schlupf bei Erreichen der maximalen Tragfähigkeit	Dickenänderung bei Erreichen der Tragfähigkeit	Last bei Abbruch der Messung bzw. beim Versagen pro Körper	Last bei Abbruch der Messung bzw. beim Versagen pro Kopfbolzendübel	Schlupf bei Abbruch der Messung bzw. beim Versagen	Versagensart
	F_e [kN]	P_e [kN]	$\delta(P_e)$ [mm]	$\lambda(P_e)$ [mm]	F_v [kN]	P_v [kN]	$\delta(P_v)$ [mm]	
1/1	1483	124	2,86	1,23	861	72	28,4	Spalten
1/2	1924	160	5,38	1,35	1246	104	31,7	Spalten
1/3	1952	163	16,97	3,48	1732	144	29,6	Spalten
2/1	1351	113	3,70	1,20	619	52	17,7	Spalten
2/2	1760	147	15,04	4,25	1745	145	15,8	Spalten / KBD
2/3	1911	159	13,94	2,47	1903	159	14,2	Spalten / KBD
3/1	1697	141	5,12	1,05	1388	116	25,2	Spalten
3/2	1789	149	6,06	1,69	1316	110	26,3	Spalten
3/3	1807	151	5,49	1,18	1388	116	25,2	Spalten
4/1	1791	149	4,53	1,08	1020	85	25,5	Spalten
4/2	1973	164	6,00	1,29	1333	111	26,1	Spalten
4/3	2255	188	8,99	2,45	2228	186	13,1	Spalten / KBD
4/4	1789	149	5,60	2,31	1476	123	23,2	Spalten
4/5	2286	191	13,05	3,43	2003	167	23,3	Spalten / KBD
5/1*	1699	142	2,50	0,61	1273	106	13,9	Spalten
5/2	1949	162	16,22	5,60	1645	137	29,1	Spalten
5/3	1801	150	13,74	6,34	1525	127	26,6	Spalten
6/1a	1753	146	7,13	2,53	1420	118	20,9	Spalten
6/1b	1710	143	6,52	1,47	1294	108	23,0	Spalten
6/1c	1792	149	6,10	1,37	1450	121	26,2	Spalten
6/2a	1713	143	8,46	2,18	1453	121	22,3	Spalten
6/2b	1715	143	7,68	2,67	1502	125	20,9	Spalten
6/2c	1716	143	10,18	2,98	1477	123	21,7	Spalten
6/3	2053	171	7,40	1,38	1708	142	26,9	Spalten

Tabelle 5.1 Versuchslast, Schlupf, Dickenänderung und Versagensart aller Versuchskörper (der mit * gekennzeichnete Versuchskörper wurde vor Beginn der Lastwechsel bereits bis zu einem Schlupf von circa 10 mm beansprucht; die hier protokollierten Werte wurden bei der erneuten Belastung gemessen)

5.2 Versuchsverlauf

Nach Beendigung der Lastwechsel waren (mit einer Ausnahme) keinerlei Risse in der Betonoberfläche sichtbar.

Infolge der mittigen Dübelkrafteinleitung und der seitlichen Lagerung der Betonplatten entstand in der unteren Querbewehrung der Betonplatte eine Zugbeanspruchung. Dadurch bildeten sich bei einer Belastung von circa 35 bis 50% der Traglast (600 bis 900 kN) vertikale Risse im unteren Bereich der Mittelachse der Betonplatten (siehe Abbildung 5.2 und 5.3).

Mit steigender Belastung (circa 60 bis 80% der maximalen Tragfähigkeit) traten dann erste horizontale Risse in der Betonplatte meist unterhalb des ersten Kopfbolzendübelns von oben auf (siehe Abbildung 5.4 und 5.5). Diese Risse verlängerten sich und änderten dabei ihre Orientierung in Richtung der Druckstreben.

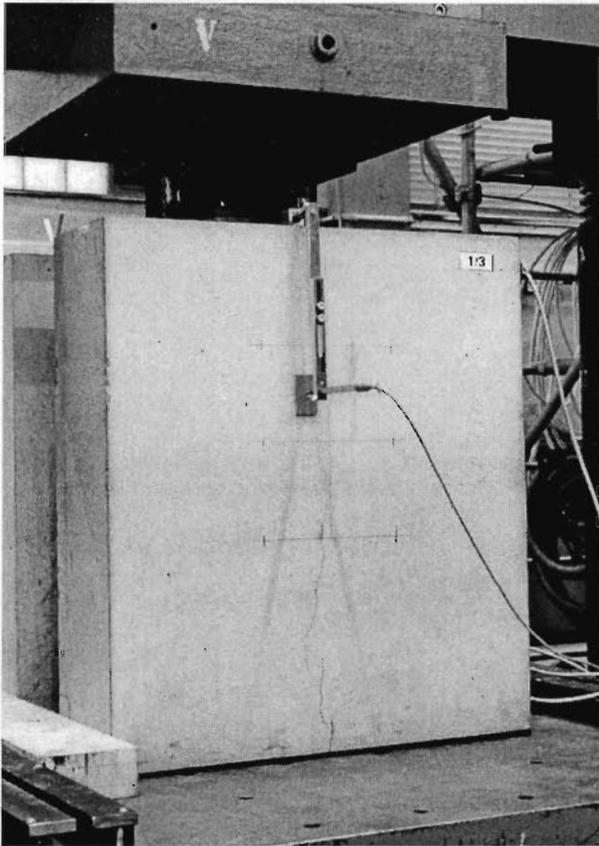
**Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau**

Abbildung 5.2 Versuchskörper 1/3
vor Erreichen der Traglast

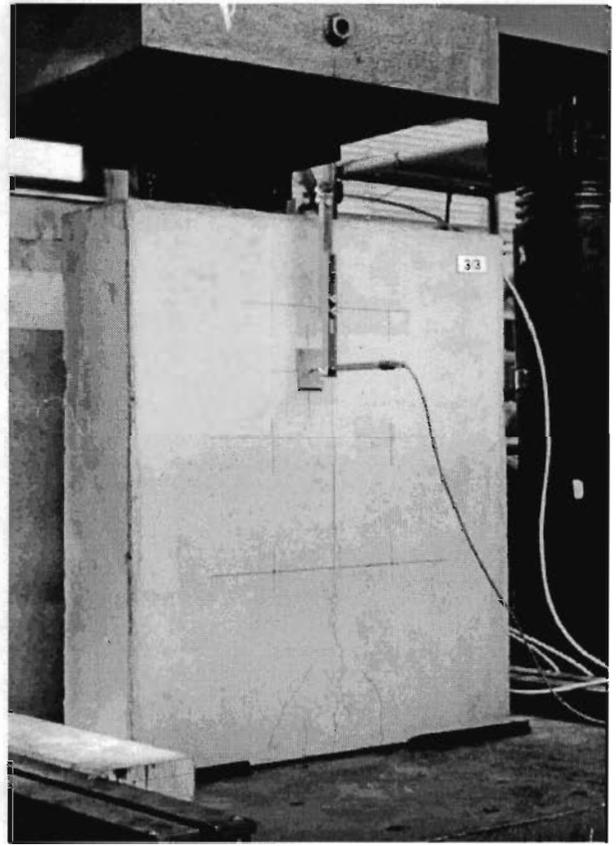


Abbildung 5.3 Versuchskörper 3/3
vor Erreichen der Traglast

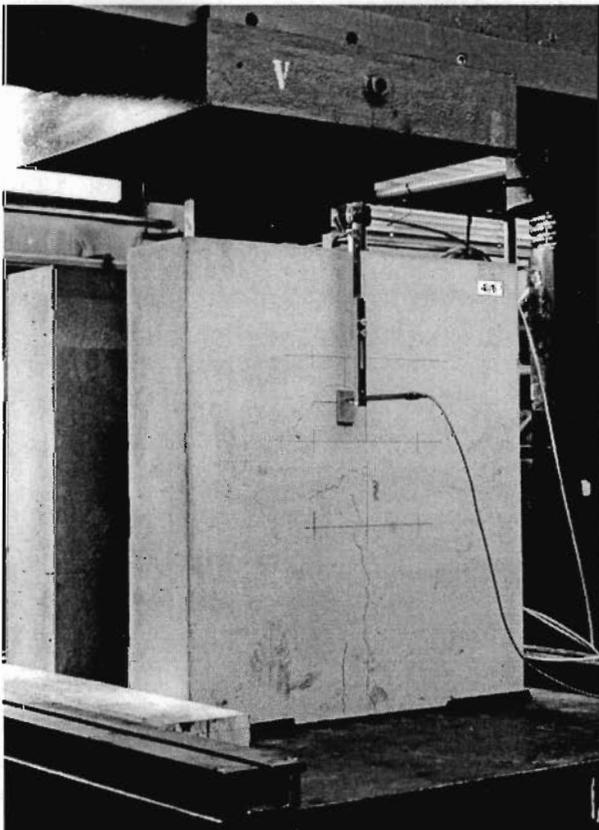


Abbildung 5.4 Versuchskörper 4/1
vor Erreichen der Traglast

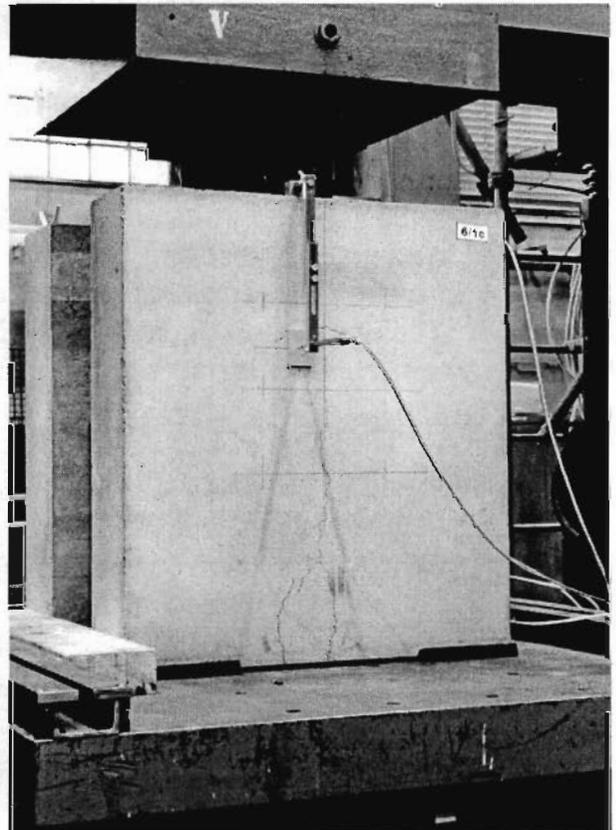


Abbildung 5.5 Versuchskörper 6/1c
vor Erreichen der Traglast

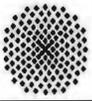
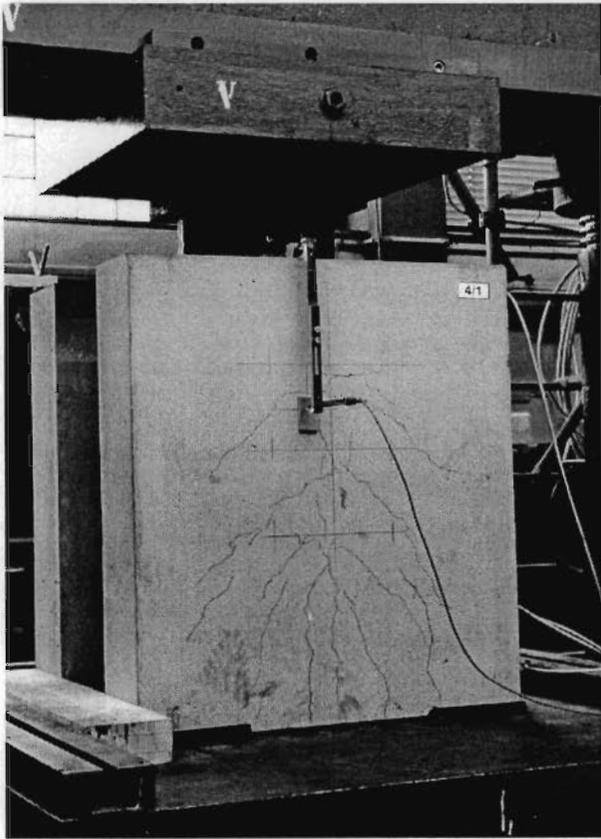
**Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau**

Abbildung 5.6 Versuchskörper 4/1
bei Erreichen der Traglast

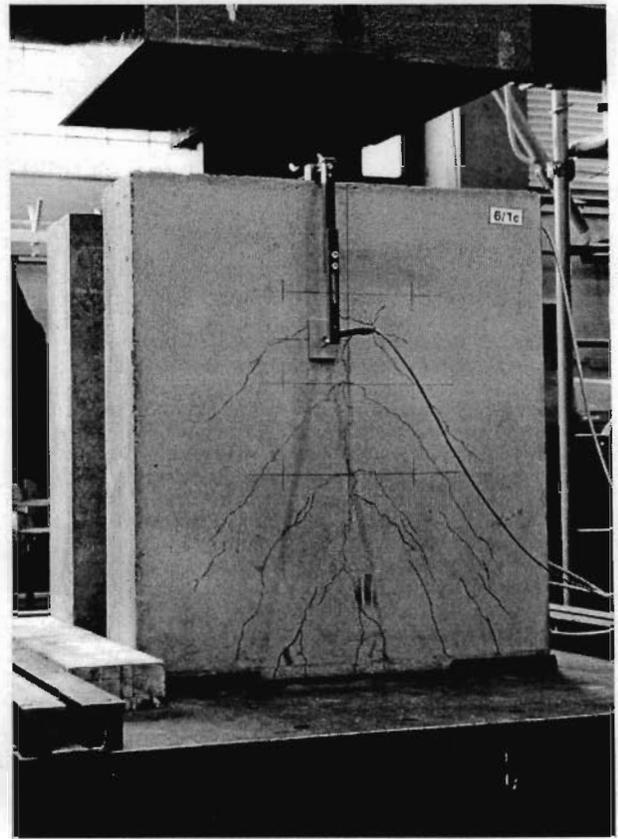


Abbildung 5.7 Versuchskörper 6/1c
bei Erreichen der Traglast

Bei Erreichen der maximalen Tragfähigkeit ergab sich ein Rißbild nach Abbildung 5.6 und 5.7. Ausgehend von der Mittelachse der Versuchskörper, hatte sich im Beton ein Netz von Rissen in Richtung der Druckstreben entwickelt.

Bei den meisten Versuchskörpern stellte sich die maximale Tragfähigkeit bei einem Schlupf von circa 5 bis 9 mm ein. Manche Versuchskörper (1/3, 2/2, 2/3, 4/5, 5/2, 5/3 und 6/2c) erreichten die Traglast erst bei circa 10 bis 17 mm Schlupf. Es fällt aber auf, daß schon vor Erreichen der Tragfähigkeit ein annähernd waagrechter Verlauf des Schlupfes vorlag. Der Schlupf dieser Versuchskörper bei 97% der Tragfähigkeit ist in Tabelle 5.2 wiedergegeben. Danach ergab sich ein Schlupf von ebenfalls circa 5 bis 9 mm bei 97% der Tragfähigkeit.

Nach Erreichen der Tragfähigkeit verharrten alle Versuchskörper auf einem sehr hohen Lastniveau. Durch Spalten und seitliches Herausbrechen des Betons an der Verbundfuge wurden dann in den meisten Fällen das Versagen durch eine zunehmende Belastungsminderung eingeleitet. In vier Fällen (Versuchskörper 2/2, 2/3, 4/3 und 4/5) versagten nach Überschreiten der maximalen Tragfähigkeit die Kopfbolzendübel durch Abscheren. In allen Fällen wurde ein Schlupf von mehr als 13 mm erreicht.



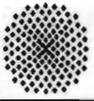
Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

Versuchskörper	Traglast pro Körper F_e [kN]	Schlupf bei Erreichen der max. Tragfähigkeit $\delta (P_e)$ [mm]	Dickenänderung bei Erreichen der max. Tragfähigkeit $\lambda (P_e)$ [mm]	97% der max. Tragfähigkeit pro Körper $F_{e,97}$ [kN]	Schlupf bei Erreichen von 97% der Traglast $\delta (P_{e,97})$ [mm]	Dickenänderung bei Erreichen von 97% der Traglast $\lambda (P_{e,97})$ [mm]
1/3	1952	16,97	3,48	1894	6,34	1,09
2/2	1760	15,04	4,25	1708	8,15	1,60
2/3	1911	13,94	2,47	1854	10,02	1,28
4/5	2286	13,05	3,43	2217	5,92	1,00
5/2	1949	16,22	5,60	1890	6,02	1,62
5/3	1801	13,74	6,34	1747	4,84	1,12
6/2c	1716	10,18	2,98	1665	4,95	0,90

Tabelle 5.2 Schlupf von ausgewählten Versuchskörpern bei Erreichen von 97% der maximalen Tragfähigkeit

Nach den Versuchen wurden die Kopfbolzendübel einiger Versuchskörper freigelegt. In Abbildung 5.8 bis 5.17 sind die Verbundfugen einzelner Versuchskörper der Reihen 1 bis 4 und 6 gezeigt. Der außerhalb der Bügelbewehrung liegende Beton ließ sich mühelos entfernen. Der Schlupf zwischen Stahlsteg und Betonkörper verursachte eine starke Biegeverformung des Dübels zwischen Stahlflansch und Bügelbewehrung. Alle Dübel waren am Dübelfuß plastisch deformiert. Teilweise hatte sich auch im Dübelschaft eine plastische Deformation (in der Gegenrichtung) eingestellt.

- Bei Reihe 1 (Dübeldurchmesser 22 mm) ist kaum eine höhere Verformung der Kopfbolzendübel von Körper 1/3 (Plattendicke 260 mm, Abbildung 5.9) gegenüber den Dübeln von Körper 1/1 (Plattendicke 160 mm, Abbildung 5.8) erkennbar.
- Bei Reihe 2 (Dübeldurchmesser 19 mm) haben dagegen die Dübel des Körpers 2/3 (Plattendicke 260 mm, Abbildung 5.11) eine deutlich stärkere Deformierung (teilweise sind sie sogar abgeschert) als die Dübel des Körpers 2/1 (Plattendicke 160 mm, Abbildung 5.10).
- Die zwei Körper der Reihe 3 (variabler Achsabstand der Dübel, Abbildung 5.12 und Abbildung 5.13) weisen keine unterschiedliche Deformierung der Dübel auf.
- Bei der Versuchsreihe 4 wird durch die dichtere Verbügelung des Körpers 4/5 (Abbildung 5.15) das zweite plastische Gelenk im Schaft des Kopfbolzendübels relativ nah am Dübelfuß erzwungen. Dies ist bei der weniger dichten Verbügelung nach Abbildung 5.14 nicht der Fall.
- Bei Körper 6/3 ($f_c = 34,4 \text{ N/mm}^2$) weisen die Kopfbolzendübel eine größere Deformierung wie bei Körper 6/2c ($f_c = 24,2 \text{ N/mm}^2$) auf (vgl. Abbildung 5.16 und 5.17).



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

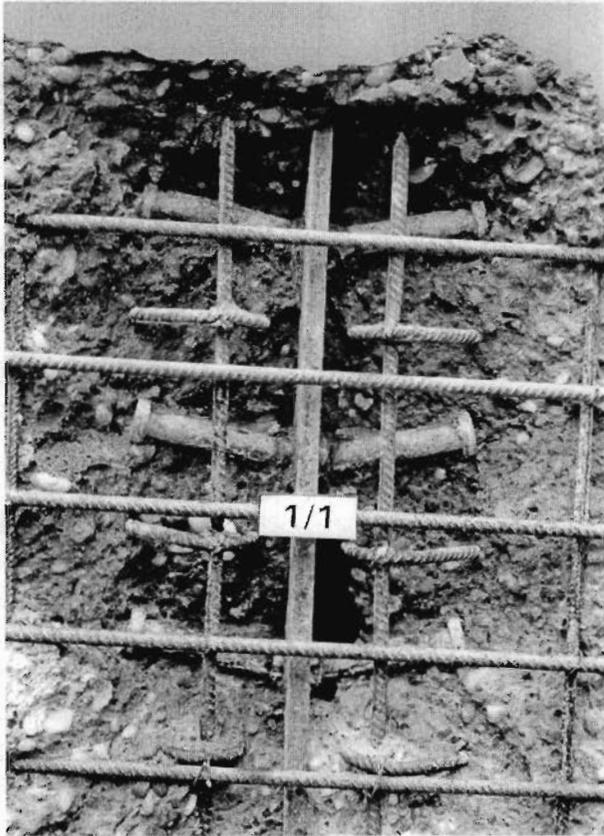


Abbildung 5.8 Versuchskörper 1/1
nach dem Versuch

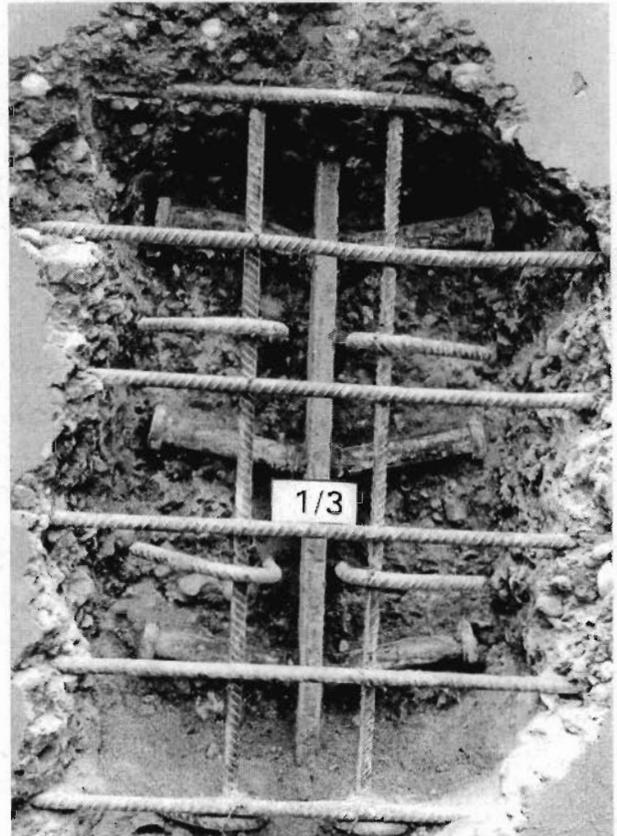


Abbildung 5.9 Versuchskörper 1/3
nach dem Versuch

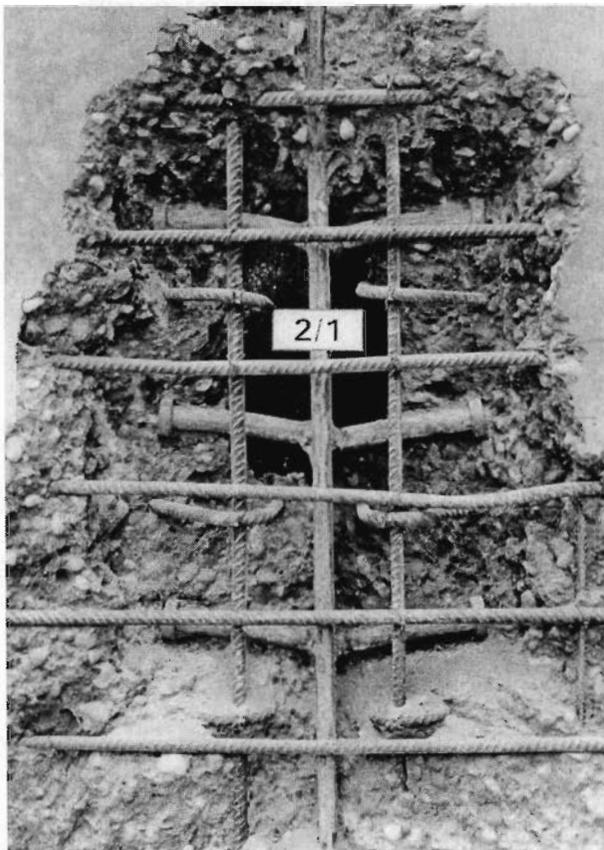


Abbildung 5.10 Versuchskörper 2/1
nach dem Versuch

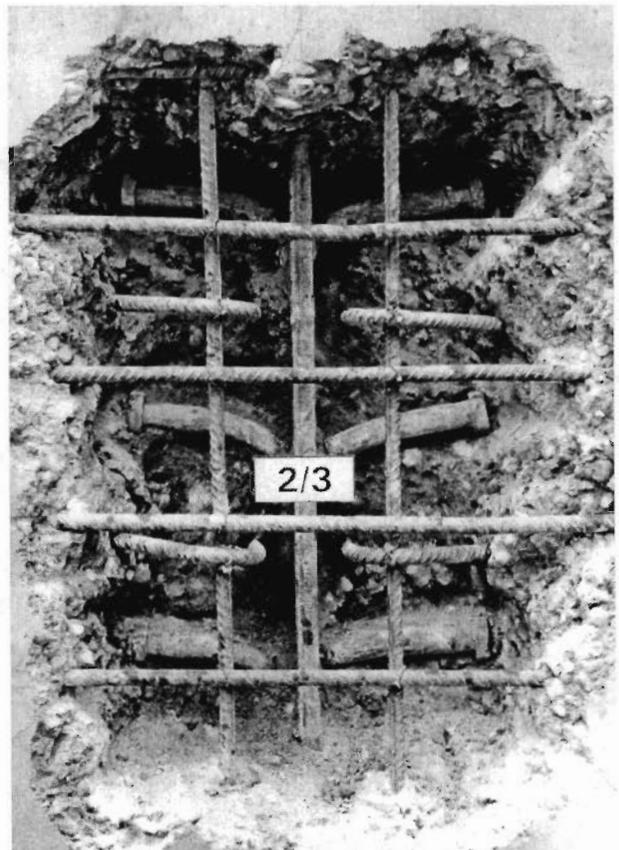


Abbildung 5.11 Versuchskörper 2/3
nach dem Versuch

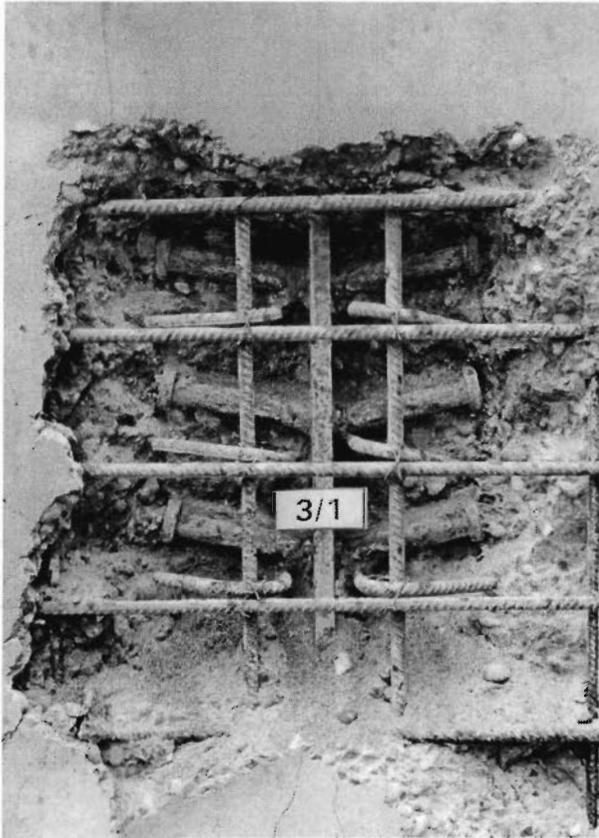
**Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau**

Abbildung 5.12 Versuchskörper 3/1
nach dem Versuch

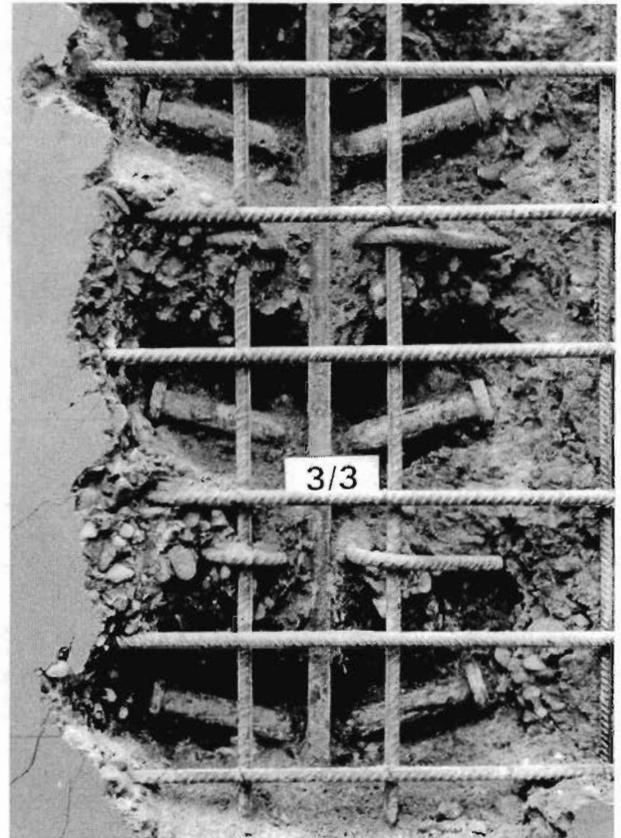


Abbildung 5.13 Versuchskörper 3/3
nach dem Versuch

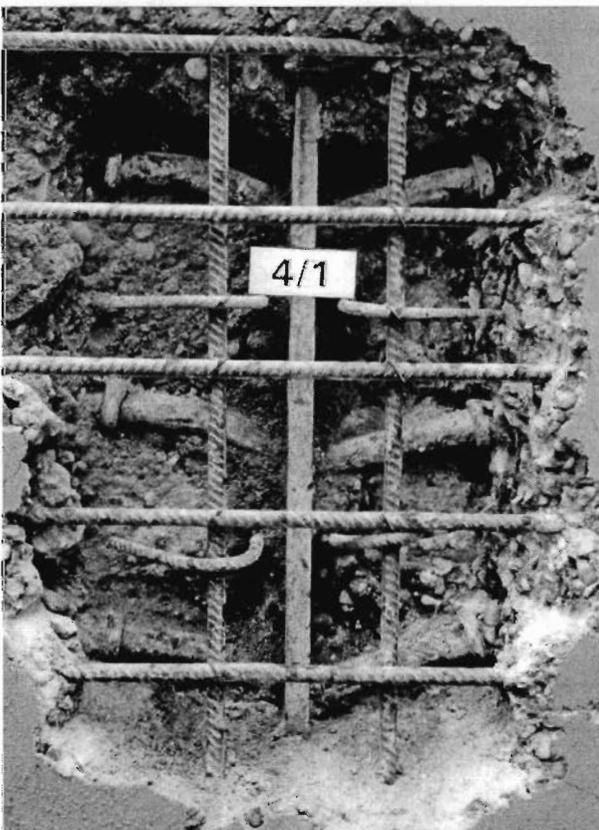


Abbildung 5.14 Versuchskörper 4/1
nach dem Versuch

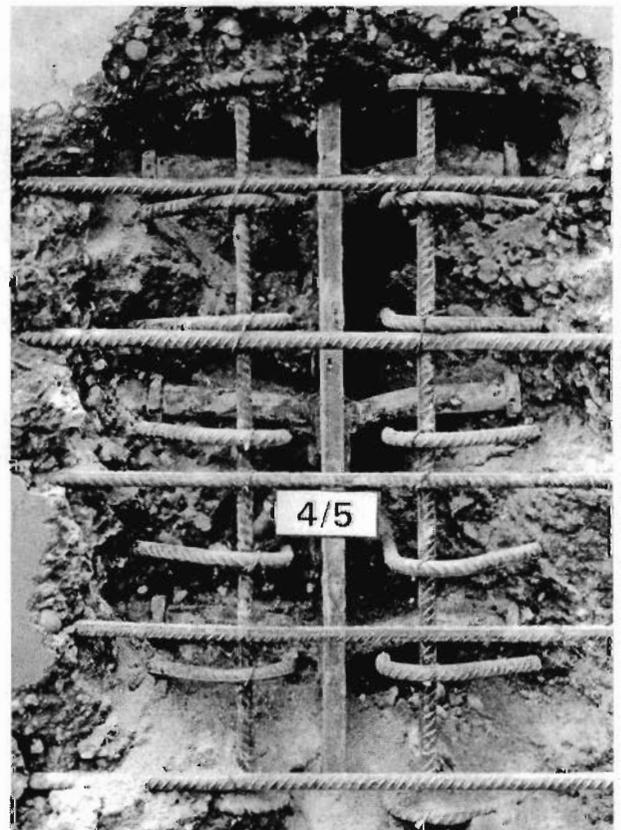


Abbildung 5.15 Versuchskörper 4/5
nach dem Versuch

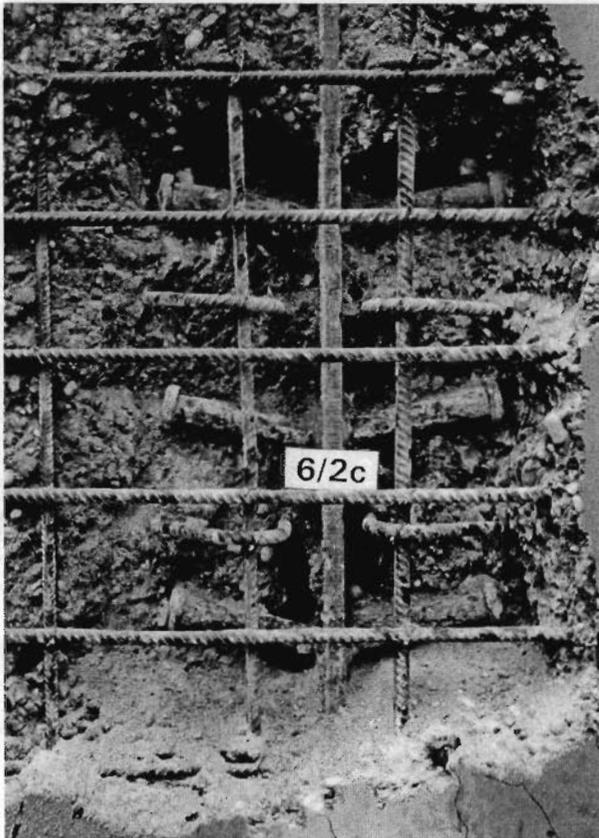


Abbildung 5.16 Versuchskörper 6/2c
Nach dem Versuch

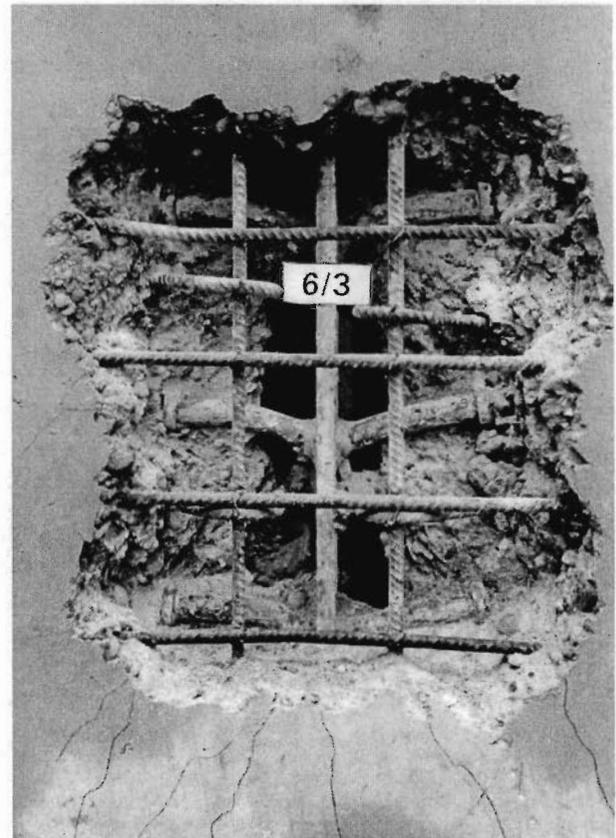


Abbildung 5.17 Versuchskörper 6/3
nach dem Versuch

Durch Aufsägen der Betonplatten direkt neben dem Stahlsteg wurden die in Abbildung 5.18 bis 5.21 gezeigten Schnitte durch die Verbundfuge gewonnen. Bei allen Abbildungen ist eine starke Entwicklung von Spaltrissen in der Achse der Kopfbolzendübel zu erkennen. Durch die Verbügelung wird die Ausbreitung dieser Risse zum Betonplattenrand behindert. Die Verbügelung hält die gespaltenen Betonteile zusammen und verhindert somit das vollständige Auseinanderbrechen der Betonplatte. Dieses Verhalten wird auch durch das Abplatzen der außerhalb der Bügelbewehrung liegenden Plattenoberfläche nicht beeinträchtigt.

Auf der Seite in Lastrichtung ist der Beton zermürbt. Dagegen hat sich auf der lastabgewandten Seite von den Dübeln der Beton abgelöst. Die entstandene Fehlstelle kennzeichnet die ursprüngliche Lage des Dübels.



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau



Abbildung 5.18 Verbundfuge des Versuchskörpers 2/2 nach dem Versuch

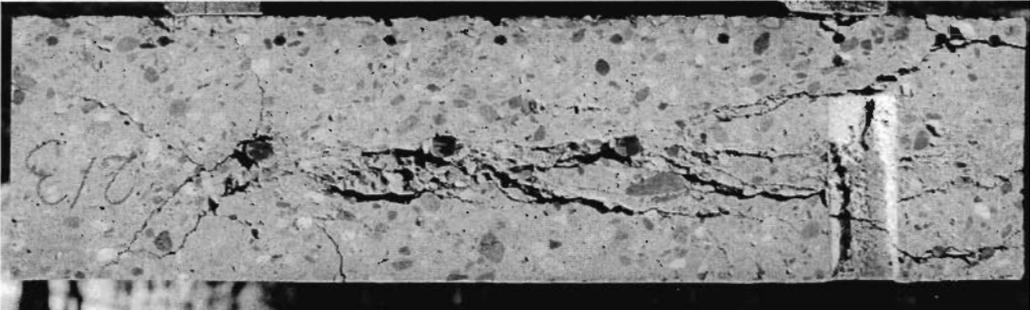


Abbildung 5.19 Verbundfuge des Versuchskörpers 2/3 nach dem Versuch

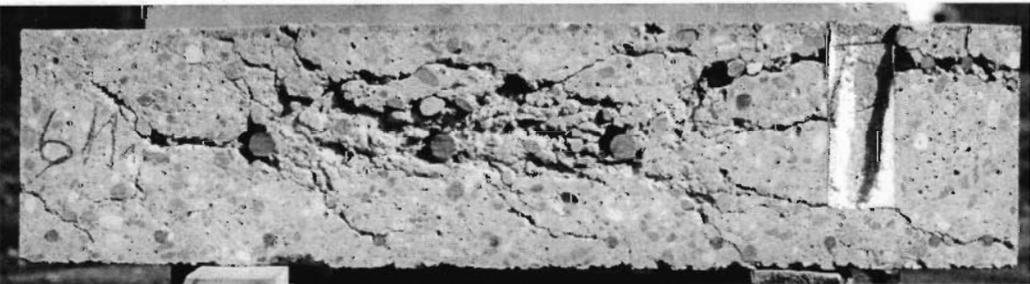


Abbildung 5.20 Verbundfuge des Versuchskörpers 6/1a nach dem Versuch



Abbildung 5.21 Verbundfuge des Versuchskörpers 6/3 nach dem Versuch

5.3 Last-Verformungsmessungen

5.3.1 Schlupf der Verbundfuge

Bei Belastung der Versuchskörper nach den Lastwechseln wiesen die Versuchskörper bis zu circa 60% der maximalen Tragfähigkeit ein lineares Last-Schlupfverhalten auf. Danach änderte sich die Tangente des Schlupfverlaufs und wurde bis zum Erreichen der maximalen Tragfähigkeit zunehmend flacher (siehe Anhang 2).



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

Nach Erreichen der Tragfähigkeit zeigte sich ein sehr duktiler Verhalten. Die Belastung der Versuchskörper nahm nur wenig ab. Beim Abbruch der Messungen war im Mittel ein Schlupf von circa 25 mm erreicht.

5.3.2 Dickenänderung der Stahlbetonplatte

Bis zu einer Belastung von circa 55 bis 75% der maximalen Tragfähigkeit trat keine nennenswerte Änderung der Betonplattendicke auf. Erst danach wurde der Wert von 0,01 mm überschritten.

Die Dickenänderung betrug beim Erreichen der Tragfähigkeit zwischen 1,0 und 3,0 mm und nahm nach Überschreiten der Tragfähigkeit stetig zu.

5.3.3 Distanzänderung der Betonplatten

Bei der ersten Belastung änderte sich die Distanz zwischen beiden Betonplatten an ihrer Unterkante um ca. 0,2 mm. Im Anschluß erfolgte bis zu einer Belastung von ca. 60% der Tragfähigkeit keine weitere wesentliche Verformung. Bis zum Erreichen der Tragfähigkeit war die Distanz der Betonplatten unten um circa 0,5 bis 1,5 mm gewachsen. Die Distanz der Betonplatten oben wuchs bis zum Erreichen der Tragfähigkeit um circa 1,0 bis 3,0 mm.

Nach Überschreiten der Tragfähigkeit änderte sich die Distanz der Betonplatten unten nur noch unwesentlich. Die Distanz der Betonplatten oben wuchs weiter an.

5.4 Dehnungsmessungen

5.4.1 Allgemeines

An einer Verbundfuge des Versuchskörpers 6/2c wurden alle drei Kopfbolzendübel mit Dehnmeßstreifen an Biegezug- und Biegedruckseite von Kopf und Fuß versehen. Ebenfalls wurden an alle vier Bügel dieser Verbundfuge Dehnmeßstreifen oben und unten geklebt. Die Lage der Dehnmeßstreifen ist aus Anhang 1 ersichtlich. Die Achse der Dehnmeßstreifen wurde 10 mm vom Kopf der Dübel und 15 mm vom Stahlsteg entfernt am Dübelschaft fixiert. An den Bügeln wurden oben und unten mittig Dehnmeßstreifen angeklebt. Die Ergebnisse der Messungen sind in Anhang 2 protokolliert.

Zur besseren Identifizierung werden die Dehnmeßstreifen mit einer dreiteiligen Bezeichnung versehen. Es wird zuerst das Bauteil angegeben auf dem der Dehnmeßstreifen klebt. Danach wird der Kopfbolzendübel oder der Bügel angegeben (die Dübel werden von oben nach unten von 1 bis 3 und die Bügel von 0 bis 3 durchnummeriert). Zum Schluß wird die Nummer des Dehnmeßstreifens (siehe Anhang 1) angeführt. Somit bezeichnet "Dübel 2-5" den Dehnmeßstreifen Nummer 5, der am zweiten Kopfbolzendübel von oben angebracht ist. "Bügel 0-14" bezeichnet den DMS Nummer 14, der am Bügel oberhalb des obersten Kopfbolzendübels angeklebt ist.

Der Dehnmeßstreifen Bügel 2-18 war schon vor Versuchsbeginn defekt. Der Dehnmeßstreifen Dübel 2-6 fiel zu Beginn der Lastwechsel aus. Die Meßsignale dieser Dehnmeß-



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

streifen waren somit nicht brauchbar. Erst mit Erreichen der maximalen Tragfähigkeit fielen dann weitere Dehnmeßstreifen aus.

Die Streckgrenze $R_{p0,2}$ des Betonstahls und des Kopfbolzenstahls lagen nach Kapitel 4.3 zwischen 532 und 592 N/mm². Der Elastizitätsmodul des Betonstahls und des Kopfbolzenstahls betragen zwischen 192000 und 199000 N/mm². Für die folgenden Ausführungen wird sowohl für den Betonstahl als auch für den Kopfbolzenstahl eine Streckgrenze von 550 N/mm² und ein Elastizitätsmodul von 195000 N/mm² angenommen. Unter der Annahme, daß das Materialverhalten des Stahls ideal elastisch-plastisch ist, ergibt sich bei einer Dehnung ε_{e-p} von

$$\varepsilon_{e-p} = \frac{R_{p0,2}}{E} = \frac{550 \text{ N/mm}^2}{195000 \text{ N/mm}^2} = 0,00282 \quad (5.1)$$

(2,82 ‰) der Übergang von der elastischen zur plastischen Dehnung.

In Tabelle 5.3 sind die elastischen und plastischen Grenztragfähigkeiten für Normal- und Momentenbeanspruchung der Kreisquerschnitte angegeben.

		Grenz- normalkraft $N_{el} = N_{pl}$ [kN]	elastisches Grenzmoment M_{el} [kNcm]	plastisches Grenzmoment M_{pl} [kNcm]
Bügel	$\varnothing = 10 \text{ mm}$ $R_{p0,2} = 550 \text{ N/mm}^2$	43,2	5,40	9,17
Kopfbolzen- dübel	$d = 22 \text{ mm}$ $R_{p0,2} = 550 \text{ N/mm}^2$	209	57,5	97,6

Tabelle 5.3 elastische und plastische Grenztragfähigkeiten des Bügel- und Kopfbolzendübelquerschnittes

In Tabelle 5.4 und 5.5 sind die Dehnungsmessungen an den Kopfbolzendübeln und Bügeln bei verschiedenen Laststufen zusammengefaßt. Aus den Dehnungen werden die Normalkräfte und Momente berechnet. Dabei wird bis zur Dehnung von 2,82 ‰ ideal-elastisches und danach ideal-plastisches Werkstoffverhalten vorausgesetzt.

5.4.2 Messungen an den Kopfbolzendübeln

Tabelle 5.4 führt die Dehnungsmessungen und Beanspruchungen der Kopfbolzendübel bei verschiedenen Laststufen auf. Die Verläufe der Dehnungen über der Kraft sind in Anhang 2 gegeben.



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

		1. Lastwechsel						2. Lastwechsel					
		Dehnung ϵ [‰]	Normalkraft N [kN]	Moment M [kNm]	Dehnung ϵ [‰]	Normalkraft N [kN]	Moment M [kNm]	Dehnung ϵ [‰]	Normalkraft N [kN]	Moment M [kNm]	Dehnung ϵ [‰]	Normalkraft N [kN]	Moment M [kNm]
Kraft [kN]		85			676			85			680		
Schlupf [mm]		0.02			0.35			0.21			0.38		
Dickenänderung [mm]		0.00			0.00			0.00			0.00		
Fuß	Dübel 1-1	-0.03	-1.11	0.35	-0.56	-5.88	9.88	-0.38	0.62	7.92	-0.65	-6.40	11.47
	Dübel 1-2	0.00			0.41			0.40			0.48		
Kopf	Dübel 1-3	0.00	-0.37	-0.07	0.20	0.47	-3.94	0.17	0.21	-3.44	0.24	0.58	-4.71
	Dübel 1-4	-0.01			-0.19			-0.17			-0.22		
Fuß	Dübel 2-5	-0.03	5.81	2.16	-0.48	-	-	-0.40	-	-	-0.55	-	-
	Dübel 2-6	0.18			-			-			-		
Kopf	Dübel 2-7	0.00	-0.29	-0.11	0.23	1.34	-4.23	0.18	0.59	-3.56	0.26	1.68	-4.93
	Dübel 2-8	-0.01			-0.19			-0.17			-0.22		
Fuß	Dübel 3-9	-0.10	-1.13	1.82	-0.97	-6.89	17.90	-0.55	0.11	11.26	-1.04	-7.77	19.15
	Dübel 3-10	0.07			0.78			0.55			0.83		
Kopf	Dübel 3-11	0.03	-0.10	-0.59	0.32	3.92	-5.49	0.24	2.19	-4.31	0.35	4.32	-5.85
	Dübel 3-12	-0.03			-0.22			-0.18			-0.23		
		25. Lastwechsel						5mm Schlupf			Traglast		
		Dehnung ϵ [‰]	Normalkraft N [kN]	Moment M [kNm]	Dehnung ϵ [‰]	Normalkraft N [kN]	Moment M [kNm]	Dehnung ϵ [‰]	Normalkraft N [kN]	Moment M [kNm]	Dehnung ϵ [‰]	Normalkraft N [kN]	Moment M [kNm]
Kraft [kN]		85			677			1673			1716		
Schlupf [mm]		0.30			0.49			5.03			10.18		
Dickenänderung [mm]		0.00			0.00			0.92			2.98		
Fuß	Dübel 1-1	-0.56	1.07	11.71	-0.87	-8.29	15.51	-0.04	4.81	2.23	-0.59	-	-
	Dübel 1-2	0.59			0.65			0.17			-		
Kopf	Dübel 1-3	0.28	-0.11	-5.69	0.35	0.44	-7.02	2.38	27.60	-40.90	3.07	38.79	-51.80
	Dübel 1-4	-0.28			-0.34			-1.63			-2.02		
Fuß	Dübel 2-5	-0.57	-	-	-0.76	-	-	-0.69	-	-	-1.75	-	-
	Dübel 2-6	-			-			-			-		
Kopf	Dübel 2-7	0.28	0.68	-5.62	0.38	2.35	-7.09	1.73	10.55	-32.44	2.07	8.40	-39.88
	Dübel 2-8	-0.27			-0.32			-1.45			-1.84		
Fuß	Dübel 3-9	-0.74	0.70	15.27	-1.28	-8.82	23.64	-2.75	-52.46	41.71	-5.59	-	-
	Dübel 3-10	0.76			1.04			1.34			-		
Kopf	Dübel 3-11	0.30	2.06	-5.57	0.43	5.22	-7.36	1.72	18.77	-29.89	2.04	22.96	-35.17
	Dübel 3-12	-0.25			-0.29			-1.21			-1.42		
		15mm Schlupf			20mm Schlupf			letzte Messung					
		Dehnung ϵ [‰]	Normalkraft N [kN]	Moment M [kNm]	Dehnung ϵ [‰]	Normalkraft N [kN]	Moment M [kNm]	Dehnung ϵ [‰]	Normalkraft N [kN]	Moment M [kNm]			
Kraft [kN]		1682			1560			3					
Schlupf [mm]		15.07			20.14			20.93					
Dickenänderung [mm]		5.27			6.40			6.59					
Fuß	Dübel 1-1	-1.40	-	-	-2.07	-	-	0.04	-	-			
	Dübel 1-2	-			-			-			-	-	
Kopf	Dübel 1-3	3.45	44.82	-56.61	3.53	41.91	-58.66	2.48	34.43	-41.11			
	Dübel 1-4	-2.21			-2.36			-1.55					
Fuß	Dübel 2-5	-4.60	-	-	-	-	-	-	-	-			
	Dübel 2-6	-			-			-			-		
Kopf	Dübel 2-7	1.47	3.62	-28.93	1.14	12.25	-19.97	0.44	3.05	-8.06			
	Dübel 2-8	-1.37			-0.81			-0.35					
Fuß	Dübel 3-9	-5.68	-	-	-6.24	-	-	-4.20	-	-			
	Dübel 3-10	-			-			-			-		
Kopf	Dübel 3-11	2.01	25.63	-33.94	1.87	23.83	-31.51	0.72	8.06	-12.52			
	Dübel 3-12	-1.32			-1.22			-0.51					

Tabelle 5.4 Dehnungsmessungen an den Kopfbolzendübeln des Versuchskörpers 6/2c und die sich daraus ergebenden Kräfte



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

Nach 25 Lastwechseln ergibt sich die folgende Beanspruchungscharakteristik: Am Fuß werden alle drei Dübel durch eine Drucknormalkraft und ein positives Moment (oben Druck, unten Zug) beansprucht. Die Normalkraftbeanspruchung aller drei Dübel ist in der gleichen Größenordnung. Die Momentenbeanspruchung des unteren Dübels ist um einen Faktor von circa 1,6 höher als die des oberen Dübels. Am Kopf werden alle drei Dübel durch eine Zugnormalkraft und ein negatives Moment (oben Zug, unten Druck) beansprucht. Die Normalkraftbeanspruchung des unteren Dübels ist circa um den Faktor 10 höher als die des oberen Dübels. Die Momentenbeanspruchung aller drei Dübel ist in der gleichen Größenordnung. Vom Beginn bis zum Ende der Lastwechsel steigen die Beanspruchungen in allen drei Dübeln um einen Faktor von circa 1,5 an.

Nach den Lastwechseln wachsen die Dehnungen am Fuß der Dübel nur bis zu einer Belastung des Versuchskörpers von circa 1000 kN an. Danach ist eine rückläufige beziehungsweise (bei Dübel 3-9) stagnierende Dehnung zu beobachten. Erst kurz vor Erreichen der maximalen Tragfähigkeit nehmen die Dehnungen wieder zu. Bis zum Erreichen der maximalen Tragfähigkeit sind alle Dehnmeßstreifen an der Unterseite der Dübel, vermutlich aufgrund des großen Querdruckes, ausgefallen. Eine verlässliche Aussage über die Normalkraft- und Momentenbeanspruchung am Dübelfuß ist damit nicht mehr möglich. Die Dehnungen an der Oberseite der Dübelfüße betragen bei der Traglast zwischen $-0,59$ (oberer Dübel) und $-5,59$ ‰ (unterer Dübel) und sind damit teilweise höher als die Streckgrenzdehnung. Nach Überschreiten der Tragfähigkeit stagniert die Dehnung am unteren Dübelfuß. Die Dehnung am mittleren Dübelfuß steigt weiter an und gleicht sich der Dehnung am unteren Dübelfuß an. Die Dehnung am oberen Dübelfuß wächst nur noch wenig an und bleibt mit maximal $2,07$ ‰ unterhalb der Streckgrenzdehnung.

Nach den Lastwechseln wächst die Zugnormalkraft und das negative Moment am Kopf der Dübel kontinuierlich bis zum Erreichen der maximalen Tragfähigkeit an. Dabei sind die Beanspruchungen am oberen Dübel am höchsten. Dort wird auch die Streckgrenzdehnung überschritten. Der Querschnitt ist teilplastiziert. Infolge der vorhandenen Normalkraft wird die elastische Momententragfähigkeit nicht erreicht. Nach Überschreiten der Tragfähigkeit wachsen im oberen Dübel die Beanspruchungen nicht mehr weiter an. Die Zugkraftbeanspruchungen im mittleren und unteren Dübel stagnieren nach dem Überschreiten der Tragfähigkeit ebenfalls. Die Momentenbeanspruchungen des mittleren und unteren Dübels reduzierten sich nach Überschreiten der Tragfähigkeit etwas.

5.4.3 Messungen an den Bügeln

Tabelle 5.5 führt die Dehnungsmessungen und Beanspruchungen der Bewehrungsbügel bei verschiedenen Laststufen auf. Die Verläufe der Dehnungen über der Kraft sind in Anhang 2 gegeben.



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

	1. Lastwechsel						2. Lastwechsel					
	Dehnung ϵ [‰]	Normalkraft N [kN]	Moment M [kNcm]	Dehnung ϵ [‰]	Normalkraft N [kN]	Moment M [kNcm]	Dehnung ϵ [‰]	Normalkraft N [kN]	Moment M [kNcm]	Dehnung ϵ [‰]	Normalkraft N [kN]	Moment M [kNcm]
Kraft [kN]	85			676			85			680		
Schlupf [mm]	0.02			0.35			0.21			0.38		
Dickenänderung [mm]	0.00			0.00			0.00			0.00		
Bügel 0-13	0.01	0.23	0.01	0.00	0.23	0.03	0.01	0.23	0.01	0.01	0.31	0.02
Bügel 0-14	0.02			0.03			0.02			0.03		
Bügel 1-15	0.02	0.15	-0.02	0.06	1.07	0.02	0.03	0.46	0.00	0.07	1.15	0.01
Bügel 1-16	0.00			0.08			0.03			0.08		
Bügel 2-17	0.00	-	-	0.10	-	-	0.03	-	-	0.11	-	-
Bügel 2-18	-			-			-			-		
Bügel 3-19	0.00	0.01	0.00	0.05	1.53	0.10	0.01	0.61	0.06	0.05	1.53	0.10
Bügel 3-20	0.00			0.15			0.07			0.15		
	25. Lastwechsel						5mm Schlupf			Traglast		
	Dehnung ϵ [‰]	Normalkraft N [kN]	Moment M [kNcm]	Dehnung ϵ [‰]	Normalkraft N [kN]	Moment M [kNcm]	Dehnung ϵ [‰]	Normalkraft N [kN]	Moment M [kNcm]	Dehnung ϵ [‰]	Normalkraft N [kN]	Moment M [kNcm]
Kraft [kN]	85			677			1673			1716		
Schlupf [mm]	0.30			0.49			5.03			10.18		
Dickenänderung [mm]	0.00			0.00			0.92			2.98		
Bügel 0-13	0.01	0.31	0.02	0.01	0.38	0.03	0.05	0.99	0.03	0.22	4.36	0.12
Bügel 0-14	0.03			0.04			0.08			0.35		
Bügel 1-15	0.03	0.46	0.00	0.07	1.22	0.02	0.26	22.81	2.36	-0.51	-	-
Bügel 1-16	0.03			0.09			2.72			-		
Bügel 2-17	0.08	-	-	0.16	-	-	0.72	-	-	0.30	-	-
Bügel 2-18	-			-			-			-		
Bügel 3-19	0.01	0.77	0.08	0.05	1.99	0.15	1.25	28.70	1.20	1.55	-	-
Bügel 3-20	0.09			0.21			2.50			-		
	15mm Schlupf			20mm Schlupf			letzte Messung					
	Dehnung ϵ [‰]	Normalkraft N [kN]	Moment M [kNcm]	Dehnung ϵ [‰]	Normalkraft N [kN]	Moment M [kNcm]	Dehnung ϵ [‰]	Normalkraft N [kN]	Moment M [kNcm]	Dehnung ϵ [‰]	Normalkraft N [kN]	Moment M [kNcm]
Kraft [kN]	1682			1560			3					
Schlupf [mm]	15.07			20.14			20.93					
Dickenänderung [mm]	5.27			6.40			6.59					
Bügel 0-13	0.39	6.51	0.07	0.56	8.04	-0.07	0.54	7.27	-0.12			
Bügel 0-14	0.46			0.49			0.41					
Bügel 1-15	0.64	-	-	2.41	-	-	2.23	-	-			
Bügel 1-16	-			-			-			-		
Bügel 2-17	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
Bügel 2-18	-			-			-			-		
Bügel 3-19	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
Bügel 3-20	-			-			-			-		

Tabelle 5.5 Dehnungsmessungen an den Bügeln des Versuchskörpers 6/2 und die sich daraus ergebenden Kräfte

Die Dehnungen am obersten Bügel 0 sind während des gesamten Versuchs sehr gering. Zwischen Ober- und Unterseite des Bügel besteht kein qualitativer Unterschied im Verlauf der Dehnung über der Kraft. Bis zum Ende der Lastwechsel ist die gemessene Dehnung an dem Bügel mit maximal 0,04 ‰ unerheblich. Auch danach ist die Dehnung bis kurz vor Erreichen der Tragfähigkeit gering. Erst dann nimmt die Dehnung zu und wächst bis zum Erreichen der Tragfähigkeit auf einen Wert von circa 0,3 ‰. Nach **Hilsdorf** und **Reinhardt**



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

(1998) beträgt die Reißdehnung des Betons unter Zugbeanspruchung zwischen 0,10 und 0,15‰. Somit treten Betonrisse in diesem Bereich erst mit Überschreiten der maximalen Tragfähigkeit auf. Bei Abbruch des Versuchs beträgt die Dehnung circa 0,5 ‰. Die maximale Normalkraftbeanspruchung des Bügels ist mit 8 kN sehr gering, die Momentenbeanspruchung ist zu vernachlässigen.

Die Dehnungen an den Bügeln 1 bis 3 verlaufen prinzipiell ähnlich. Am Ende der 25 Lastwechsel werden bei der Oberlast Dehnungen von circa 0,1 bis 0,2 ‰ gemessen. Die Dehnungen am untersten Bügel sind dabei am größten. Dies deutet darauf hin, daß mindestens im unteren Bereich der Verbundfuge schon Spaltriße im Beton entstanden sind. Die Dehnungen an der Ober- und Unterseite der Bügel haben ungefähr den gleichen Verlauf und Betrag. Es gibt also keine Momentenbeanspruchung der Bügel. Die Zugbeanspruchung der Bügel ist in Relation zur maximal aufnehmbaren Zugkraft noch gering. Bis zu einer Last von 1000 kN verlaufen die Dehnungen weiterhin annähernd linear.

Bei Belastung über 1000 kN hinaus nehmen mit steigender Last die Dehnungen an der Unterseite der Bügel (Bügel 1-16 und 3-20) überproportional zu. Kurz vor Erreichen der maximalen Tragfähigkeit versagen die Dehnmeßstreifen bei einer Dehnung von 3,8 beziehungsweise 5,5 ‰. Damit ist vor Erreichen der maximalen Tragfähigkeit die Streckgrenze des Betonstahls überschritten. Der Betonstahl fließt. Die Dehnungen an der Oberseite der Bügel (Bügel 1-15, 2-17 und 3-19) wachsen nicht so stark wie an der Unterseite an. Bei den Meßstellen an der Oberseite der Bügel 1 und 2 ist sogar eine Reduzierung der Dehnungen (bei Bügel 1 bis auf negative Werte) festzustellen. Erst nach Überschreiten der maximalen Tragfähigkeit nehmen die Dehnungen an der Oberseite der Bügel wieder zu. Mit zunehmendem Schlupf wird die Streckgrenze des Betonstahls überschritten. Die Dehnmeßstreifen 2-17 und 3-19 versagen dann bei Dehnungen von 2,9 beziehungsweise 3,5 ‰.

Die Bügel werden also bei einer über 1000 kN ansteigenden Last zunehmend durch Zugkräfte und positive Momente (unten Zug, oben Druck) beansprucht. Dabei erreicht die Biegebeanspruchung bis zu 50 % des elastischen Grenzmomentes des Betonstahls. Dies führt auf der Biegezugseite vor Erreichen der maximalen Tragfähigkeit zum Fließen des Betonstahls. Nach Überschreiten der maximalen Tragfähigkeit wird dann auch die Oberseite der Bügel zunehmend durch Zug beansprucht. Damit reduziert sich das vom Querschnitt aufgenommene Moment und die Zugkraft wächst, zumindest bei den Bügeln 2 und 3, bis zur Grenznormalkraft an.



6 Auswertung der Versuche

6.1 Allgemeines

6.1.1 Vergleich der Versuchstraglasten mit den theoretischen Tragfähigkeiten für stehende Dübel

Das Minimum der Gleichungen 2.8 und 2.9 gibt für die Tragfähigkeit stehender Kopfbolzendübel eine mittlere Näherung an. Die gute Übereinstimmung zwischen theoretischen und experimentellen Tragfähigkeiten wird von **Roik, Hanswille, Cunze und Lanna (1988)** gezeigt. Wenn man die maximalen Tragfähigkeiten der vorliegenden Versuche über den nach Gleichung 2.8 bzw. 2.9 errechneten Tragfähigkeiten aufträgt, ergibt sich das in Abbildung 6.1 dargestellte Bild.

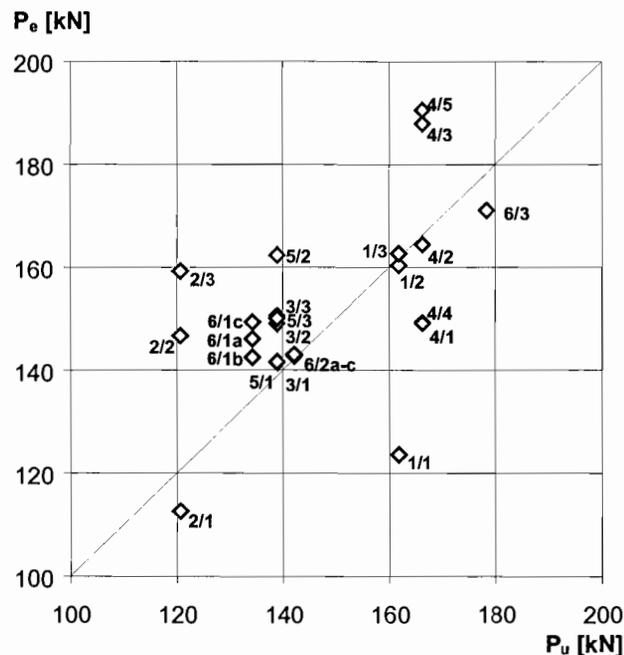


Abbildung 6.1 Vergleich der Versuchstraglast P_e mit den theoretischen Tragfähigkeiten P_u für stehende Kopfbolzendübel nach **Roik, Hanswille, Cunze und Lanna (1988)**

Die Tragfähigkeit der Versuche liegt im Mittel um den Faktor 1,04 über der theoretischen Tragfähigkeit der stehenden Dübel. Wird eine Mittelwertkorrektur durchgeführt, so ist die Standardabweichung zwischen theoretischer und experimenteller Tragfähigkeit mit 0,110 relativ gering. Der Korrelationskoeffizient zwischen theoretischer und experimenteller Tragfähigkeit hat einen Wert von 0,532.

Somit geben die genannten Gleichungen, die Grundlage des **Eurocode 4 (1994)** sind, die Tragfähigkeit der vorliegenden Versuche im Mittel gut wieder. Der niedrige Korrelationskoeffizient deutet allerdings darauf hin, daß mit den Gleichungen 2.8 und 2.9 die maßgebenden Einflußfaktoren auf die Tragfähigkeit der Versuche nur ungenügend erfaßt werden. Bei den Versuchsreihen 1, 2 und 4 ist eine deutliche Abhängigkeit der Tragfähigkeit von der Betonplattendicke beziehungsweise von der Bewehrung zu beobachten. Der Einfluß dieser Konstruktionsparameter wird durch die Gleichungen 2.8 und 2.9 nicht berücksich-



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

sichtigt. Bei den Versuchsreihen 1 und 2, die sich im Dübeldurchmesser unterscheiden, ist bei den Versuchen nur ein geringer Unterschied in der Tragfähigkeit zu beobachten. Die theoretische Tragfähigkeit überschätzt den Einfluß des Dübeldurchmessers deutlich.

6.1.2 Vergleich der Versuchstraglasten mit den theoretischen Tragfähigkeiten für am Betonplattenrand liegenden Dübel

Gleichung 2.18 gibt die Tragfähigkeit für liegende Kopfbolzendübel, die einseitig in Betonplatten einbetoniert sind, an. Die gute Übereinstimmung zwischen Versuchen und Gleichung 2.18 wird von **Kuhlmann** und **Breuninger (1999)** gezeigt. Wenn man die Tragfähigkeit der vorliegenden Versuche über den mit Gleichung 2.18 errechneten Tragfähigkeiten aufträgt, ergibt sich das in Abbildung 6.2 dargestellte Bild.

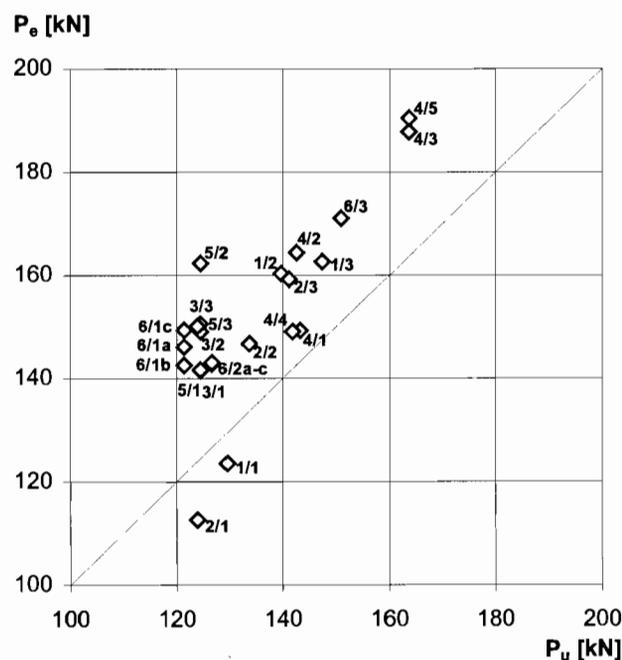


Abbildung 6.2 Vergleich der Versuchstragfähigkeiten P_e mit den theoretischen Tragfähigkeiten P_u für liegende Kopfbolzendübel nach **Kuhlmann** und **Breuninger (1999)**

Die Tragfähigkeit der Versuche liegt im Mittel um den Faktor 1,13 über der theoretischen Tragfähigkeit der liegenden Dübel. Wird eine Mittelwertkorrektur durchgeführt, so ist die Standardabweichung zwischen theoretischer und experimenteller Tragfähigkeit mit 0,074 sehr gering. Der Korrelationskoeffizient zwischen theoretischer und experimenteller Tragfähigkeit beträgt 0,780.

Die Tragfähigkeit der Versuchskörper wird mit der Gleichung 2.18 unterschätzt. Die geringe Standardabweichung und der deutlich bessere Korrelationskoeffizient zeigen allerdings, daß mit der Gleichungen 2.18 die Einflußfaktoren auf die Tragfähigkeit der Versuche besser erfaßt werden wie mit den Gleichungen 2.8 und 2.9. Gestört wird das einheitliche Bild von den Ergebnissen der beiden Versuchskörper mit den minimalen Plattendicken (1/1 und 2/1; $d_c = 160$ mm). Wird der Korrelationskoeffizient ohne diese zwei Versuche bestimmt, ergibt er sich zu 0,866 und ist nochmals deutlich besser.

6.1.3 Tragverhalten der Verbundfuge

Die Beobachtungen bei den Versuchen und die Ergebnisse in Kapitel 6.1.2 zeigen, daß das Spalten der Betonplatte – wie von **Kuhlmann** und **Breuninger (1999)** bereits beschrieben – zum Versagen der Verbundfuge führt.

Wie schon mit Abbildung 2.3 erläutert wird, entstehen bei der Einleitung konzentrierter Lasten in elastischen Platten Querdruck- und Querkzugspannungen. Die Querdruckspannungen werden in der Betonplatte durch den Beton selber kurzgeschlossen. Da Beton eine sehr geringe Zugfestigkeit aufweist, entstehen in der Ebene senkrecht zu den Querkzugspannungen Risse. Behindert wird die Rißausbreitung im Beton durch die Bügelbewehrung (vergleiche Abbildung 6.3). ber die Rippen des Bewehrungsstahles, die Umkantung der Bügel in der Bauteilecke und die durch die Bügel umschlossene Längsbewehrung stützen sich die Betondruckkrfte auf der Bewehrung ab. Die sich aufsummierenden Absttzkrfte des Betons erzeugen in den Bügeln Zugkräfte.

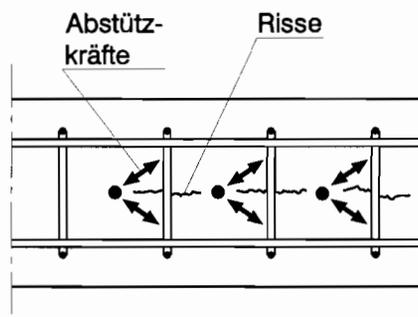


Abbildung 6.3 Vertikaler Schnitt durch die Verbundfuge eines Versuchskörpers

Die Wirksamkeit der Bügelbewehrung bei der Aufnahme der Querkzugdehnungen des Betons wird dabei von zwei Randbedingungen beeinflt.

- Querkzugdehnungen treten in einem bestimmten Abstand unter dem Kopfbolzendübel auf. Sie wachsen mit zunehmendem Abstand stark an, erreichen ein Maximum und klingen dann etwas langsamer wieder ab (vgl. Abbildung 2.3). Die Wirksamkeit der Bügelbewehrung wird durch eine Anordnung der Bügel im Bereich des Maximums der Querkzugdehnungen optimiert.
- Die Wirksamkeit der Bewehrung wird durch eine Optimierung der Verzahnung mit dem umgebenden, sich auf der Bewehrung abstützenden Beton verbessert.

Wie in Kapitel 5 bereits erwähnt, liegt die Ridehnung ϵ_{ct} des Betons unter Zugbeanspruchung zwischen 0,10 und 0,15 ‰. Für den Standardfall der 21 cm dicken Betonplatte (mit einer innerhalb der Verbügelung liegenden Dicke von circa 15 cm) ergibt sich damit eine Dickenänderung von circa 0,019 mm bei Entstehung des ersten Risses. Die Versuchskörper weisen bei Erreichen der maximalen Tragfähigkeit mindestens 1 mm Dickenzuwachs der Betonplatte auf. Somit ist bei allen Versuchskörpern weit vor Erreichen der maximalen Tragfähigkeit schon ein erster vertikaler Riß in der Achse der Kopfbolzendübel vorhanden. Bei Erreichen der maximalen Tragfähigkeit sind in einem weiten Bereich der Betonplatte Spaltrisse vorhanden.



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

Durch die Rißbildung entfestigt sich der Beton hauptsächlich vor dem Dübelfuß. Der Dübelfuß schiebt sich in die entstehenden Risse hinein und fördert die weitere Spaltung der Betonplatte. Da der Kopf des Dübels in weitgehend ungestörtem Beton eingebettet ist und sich in Relation zum Beton nicht verschiebt, entsteht im Dübelschaft eine Biegebeanspruchung. Gleichzeitig entfernt sich die Resultierende der Scherkraft, die sich vor der Rißbildung konzentriert am Dübelfuß abstützte, immer weiter vom Dübelfuß. Damit kommt zur Scherbeanspruchung des Dübels eine steigende Biegebeanspruchung. Während dieses Prozesses der Rißverbreiterung und –ausweitung wird die maximale Tragfähigkeit der Verbundfuge überschritten. Die Dehnungsmessungen zeigen, daß bei Erreichen der maximalen Tragfähigkeit sowohl am Fuß als auch teilweise am Kopf des Dübels die Streckgrenze des Stahls überschritten ist.

Nach Erreichen der maximalen Tragfähigkeit wächst der Schlupf in der Verbundfuge und die Dickenänderung der Betonplatte bei anfangs langsam und später stärker zurückgehender Beanspruchung deutlich zu. Die Abnahme der Beanspruchung ist bei den Versuchskörpern mit geringer Betonplattendicke (1/1 und 2/1) und geringer Bügelbewehrung (4/1) ausgeprägter als bei den anderen Versuchskörpern. In den meisten Fällen wird der Versuch bei einem Schlupf von circa 25 mm beendet. In vier Fällen wird der Versuch nach dem Bruch eines oder mehrerer Kopfbolzendübel abgebrochen. Dies tritt ein, wenn die Biegeverformungsfähigkeit am Fuß der Kopfbolzendübel, an dem die Abscherbeanspruchung ebenfalls maximal ist, erschöpft ist. Der Schlupf der Versuchskörper beim Abbruch der Versuche beziehungsweise beim Bruch der Kopfbolzendübel beträgt im Mittel 23,2 mm.

Der zunehmende Schlupf bei abnehmender Beanspruchung der Verbundfuge kann in zwei Anteile aufgeteilt werden. Der erste Anteil bezeichnet die Verschiebung des starren Dübels entlang des Spaltrisses in der Mitte der Betonplatte. Deutlich wird dieser Anteil zum Beispiel in Abbildung 5.8. Der Dübel ist so steif, daß er – abgesehen von der plastischen Verformung an seinem Fuß – ohne eigene bleibende Verformung im Spaltriß tiefer gleitet. Ein zweiter Anteil wird durch die plastische Biegeverformung des Dübels selber verursacht. Es bilden sich zuerst am Fuß und später teilweise auch im Schaft des Kopfbolzendübels plastische Momentengelenke aus (siehe zum Beispiel Abbildung 5.11). Das Versagen der Verbundfuge tritt dann entweder durch die fortschreitende Spaltrißbildung in der Betonplatte und das Durchrutschen der Dübel (zum Beispiel Versuchskörper 1/1) oder durch das Abscheren der Dübel infolge Biegung und Schub am Bolzenfuß (zum Beispiel Versuchskörper 2/3) ein.

Die gegenüber Gleichung 2.18 um 13 % höhere Versuchstragfähigkeit deutet darauf hin, daß neben der Spaltbeanspruchung der Betonplatte ein weiterer Tragmechanismus aktiviert wird. Bei den Gleichung 2.18 zugrundeliegenden Versuchen (vergleiche Abbildung 2.7) waren die liegenden Kopfbolzendübel am Betonplattenrand einbetoniert. Abbildung 6.4a zeigt grob die sich ergebenden Zug- und Druckkräfte in den Versuchskörpern. Die Scherkraft wird oben mittig in die Betonplatte eingeleitet. Abgenommen wird die Scherkraft durch seitlich angeordnete Stahlflansche mit Kopfbolzendübeln. Am Dübelfuß stützt sich die Scherkraft mit einer geneigten Druckstrebe ab. Der horizontale Anteil der geneigten Druckstrebe im Beton muß mit Hilfe der Kopfbolzendübel als Zugkraft in der Plattenbewehrung verankert werden.

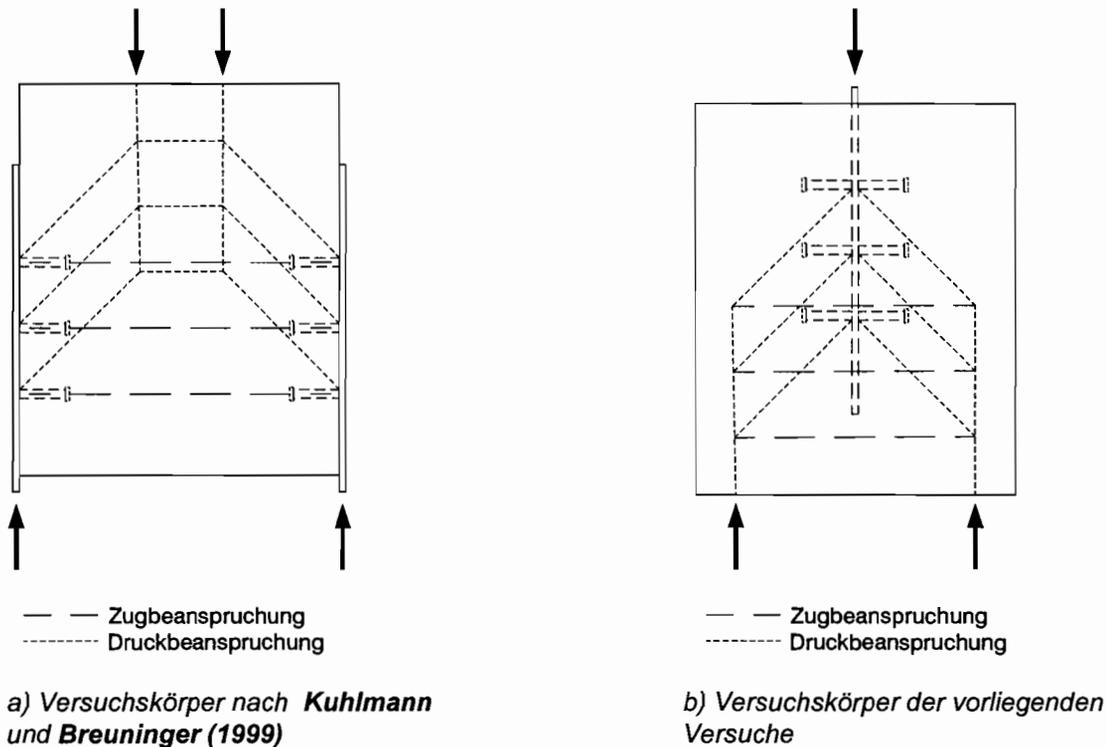


Abbildung 6.4 Modell für die Einleitung der Schubkräfte in die Betonplatte

Bei den vorliegenden Versuchen sind die liegenden Kopfbolzen beidseitig auf einen Stahlsteg geschweißt, der mittig in einer Betonplatte liegt. In Abbildung 6.4b wird ein einfaches Modell zur Lastübertragung der Scherkraft vom Stahlsteg in die Betonplatte dargestellt. Die Reaktionskraft auf die Scherkraft konzentriert sich am Dübelfuß. Infolge der Lastausbreitung in die Breite der Betonplatte ist diese Kraft am Dübelfuß geneigt. Der Betrag des vertikalen Anteils der Kraft entspricht der Scherkraft. Infolge der Symmetrie der Verbundfuge zur Achse des Stahlstegs schließt sich der horizontale Anteil der Kraft kurz. Dieser horizontale Anteil der Kraft hat tragfähigkeitssteigernde Auswirkungen auf die Verbundfuge.

- Die Druckbeanspruchung des Betons in Richtung der Dübelachse bewirkt eine gewisse "Vorspannung" des Betons. Aufgrund der Dehnungsbehinderung des Betons in Plattendickenrichtung entsteht ein dreidimensionaler Druckspannungszustand an der Verbundfuge. Damit wird die Querkzugbeanspruchung infolge der Scherkraft erst später einen Spaltriß im Beton auslösen.
- Da die Verbundfuge in der Symmetrieachse der Versuchskörper liegt, sind die Kopfbolzendübel vollständig im Stahlsteg eingespannt. Sie verhalten sich also steifer und tragen eventuell ebenfalls zu einer Tragfähigkeitssteigerung bei.
- Bei der Fertigung der Versuchskörper wurde besonderer Wert auf das Einölen des Stahlstegs mit Schalöl gelegt. Trotzdem wird der Reibbeiwert zwischen Beton und Stahl nicht bis auf Null reduziert. Infolge der horizontalen Druckkraft wird zwischen Stahl und Beton vermutlich eine der Scherkraft entgegengerichtete Reibungskraft aktiviert.



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

6.1.4 Beanspruchungsverteilung in der Dübelreihe

Die Verbundfuge wurde mit 3 Kopfbolzendübeln übereinander ausgebildet. Es stellt sich die Frage, ob die exponierten oberen oder unteren Kopfbolzendübel mehr Beanspruchung abtragen wie der innenliegende Dübel.

In den Abbildungen 5.8 bis 5.17 werden die freigelegten Kopfbolzendübel gezeigt. In allen Fällen ist die Deformation der Dübel eines Versuchskörpers in der gleichen Größenordnung. Eine stärkere Biegeverformung der oberen oder unteren Kopfbolzendübel ist nicht zu erkennen.

Ist der Beton infolge der Querspannungen gerissen, so konzentrieren sich diese Spannungen in den Bügeln. Der Spannungszustand in den Bügeln gibt somit einen Überblick über die Dehnungsverteilung in einem entsprechenden Betonbereich. Damit kann indirekt eine Aussage über die Beanspruchung der Verbundfuge in diesem Bereich getroffen werden. Am untersten Bügel ist die Zugbeanspruchung am Ende der Lastwechsel am höchsten. Bis zum Erreichen der maximalen Tragfähigkeit sind die Dehnungen und damit auch die Beanspruchungen am untersten Bügel am größten. Nach dem Überschreiten der maximalen Tragfähigkeit nehmen die Dehnungen aller Bügel weiter zu. Der untere Bügel erreicht dann bald die Grenznormalkraft. Damit stagniert die durch ihn aufnehmbare Zugkraft. Der Anteil der oberen Bügel an der gesamten Querspannung nimmt zu. Nachdem auch der mittlere Bügel die Grenznormalkraft erreicht hat, kann nur noch der obere Bügel seinen Anteil an der Querspannung steigern. Es wird also deutlich, daß mit fortschreitendem Schlupf eine zunehmende Plastizierung der Bügel von unten nach oben einhergeht.

Durch die Bügelbewehrung und Verklammerung des Betons um die Kopfbolzendübel wird eine gleichmäßige Lastverteilung auf alle an der Verbundfuge beteiligten Dübel gewährleistet.

6.1.5 Normalkraft- und Biegebeanspruchung in den Kopfbolzendübeln

Die Ergebnisse der Dehnungsmessungen aus Abschnitt 5.4.2 zeigen, daß die Kopfbolzendübel am Ende der Lastwechsel am Fuß durch eine Druckkraft und am Kopf durch eine Zugkraft beansprucht werden. In Relation zur Grenznormalkraft ist die Beanspruchung sehr gering (weniger als 5 %). Die Momentenbeanspruchungen der Dübel erreichen am Fuß (positiv) bis knapp 25 % und am Kopf (negativ) bis knapp 8 % des plastischen Grenzmoments.

Der Schlupf in der Verbundfuge am Ende der Lastwechsel beträgt 0,5 mm. Der Kopfbolzendübel ist am Stahlsteg (Symmetrieebene) eingespannt. Der Kopf des Dübels ist im Beton formschlüssig eingebettet. Es wird dadurch neben der gelenkigen Lagerung auch eine teilweise Einspannung des Dübelkopfes realisiert. Belegt werden kann dies durch die Biegebeanspruchung des Dübelschaftes. Die negative Biegebeanspruchung am Dübelkopf ist vom Betrag her um einiges geringer als die positive Beanspruchung am Dübelfuß. Der Formschluß durch den Dübelkopf verhindert den Längsschlupf zwischen Beton und Dübelschaft und verursacht dadurch die Zugkraft am Dübelkopf. Da der Dübel gegen den Beton gedrückt wird, wird diese Zugkraft entlang des Dübelschaftes durch die Reibung

**Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau**

zwischen Beton und Dübel reduziert und bis zum Dübelfuß in eine Druckkraft umgewandelt.

Bei weiterer Beanspruchung der Versuchskörper bis zum Erreichen der Tragfähigkeit stellt sich am Dübelfuß ein plastisches Gelenk ein (da die Dehnungsmessungen 15 mm vom Dübelfuß entfernt sind, erfassen sie die entsprechenden Dehnungen nicht). Am Dübelkopf wird das elastische Grenzmoment nicht ganz erreicht. Mit Überschreiten der maximalen Tragfähigkeit ändern sich die maximalen Momentenbeanspruchungen nur noch wenig. Die maximale Normalkraftbeanspruchung am Dübelkopf wächst bis zum Erreichen der Tragfähigkeit auf circa 19 % der Grenznormalkraft an. Danach erfolgt keine wesentliche Steigerung dieser Kraft mehr. Am Dübelfuß ist die Normalkraft im Dübelschaft zumindest bis zur Tragfähigkeit und vermutlich auch darüber hinaus negativ.

Vor Erreichen der maximalen Tragfähigkeit bildet sich am Dübelfuß ein plastisches Gelenk aus. Nur wenn die Einbettung des Dübels in den Beton ausreichend steif ist, bildet sich auch im Dübelschaft ein entgegengerichtetes plastisches Gelenk aus (Abbildung 5.11). Wird die Steifigkeit der Betonplatte durch Spaltrisse entsprechend geschwächt, so wird das plastische Grenzmoment im Dübelschaft nicht erreicht (siehe Abschnitt 5.4.3 und Abbildung 5.16).

Während des gesamten Versuchsverlaufs wird der Dübel am Fuß durch eine Druckkraft und am Kopf durch eine Zugkraft beansprucht. Die Größenordnung dieser Kräfte ist allerdings in Relation zur Grenznormalkraft gering.

6.2 Einzelne Versuchsparameter

6.2.1 Betongüte

In der Versuchsreihe 6 und den Versuchskörpern 1/2, 3/2 und 4/2 wurde bei sonst konstanten Versuchsparametern nur die Betongüte variiert. In Abbildung 6.5 ist die Dübeltragfähigkeit über der Zylinderdruckfestigkeit des Betons aufgetragen. Es ist ein Ansteigen der Tragfähigkeit mit der Betongüte zu beobachten. Beim Erreichen der Tragfähigkeit liegt bei allen Versuchskörpern ein Spalten der Betonplatte vor. Betonversagen wird also für die Tragfähigkeit maßgebend. Für die nachfolgenden Bewertungen der Einflußparameter auf die Tragfähigkeit von liegenden Kopfbolzendübeln ist eine quantitative Erfassung des Einflusses der Betongüte notwendig.

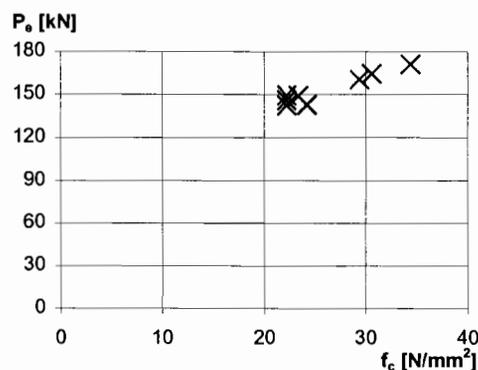


Abbildung 6.5 Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln in Abhängigkeit von der Zylinderdruckfestigkeit des Betons



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

In der Gleichung 2.1 wird wie im **Eurocode 4 (1994)** der Einfluß der Betongüte proportional zur Wurzel aus dem Produkt der Betonfestigkeit und des Elastizitätsmoduls gesetzt. Dies entspricht nach Gleichung 2.5 und 2.6 einer Proportionalität zur Druckfestigkeit mit der Potenz 0,67. Die Gleichungen 2.13, 2.18, 2.21, 2.23 und 2.24 zeigen eine Proportionalität der rechnerischen Dübeltragfähigkeit zur Wurzel der Druckfestigkeit.

In Abbildung 6.6 werden die Tragfähigkeiten der Versuchskörper analog zu Gleichung 2.1 auf eine Druckfestigkeit von 30 N/mm^2 transformiert. Die sich ergebende transformierte Tragfähigkeit P_e' ist allerdings, wie die eingetragene Trendlinie zeigt, nicht unabhängig von der Druckfestigkeit. In Abbildung 6.7 werden die Tragfähigkeiten der Versuchskörper analog zu Gleichung 2.13 auf eine Druckfestigkeit von 30 N/mm^2 transformiert. Die sich ergebende transformierte Tragfähigkeit P_e' ist nach dieser Transformation, wie die eingetragene Trendlinie zeigt, ebenfalls noch etwas von der Druckfestigkeit abhängig. In Abbildung 6.8 werden die Tragfähigkeiten der Versuchskörper proportional zur Druckfestigkeit mit der Potenz 0,4 auf eine Druckfestigkeit von 30 N/mm^2 transformiert. Die sich ergebende transformierte Tragfähigkeit P_e' ist nahezu unabhängig von der Druckfestigkeit.

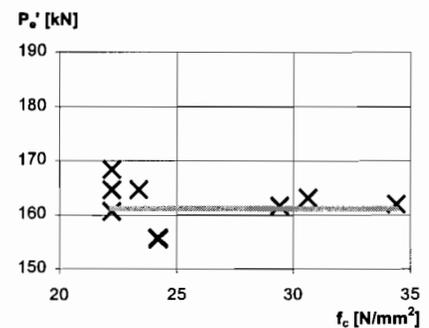
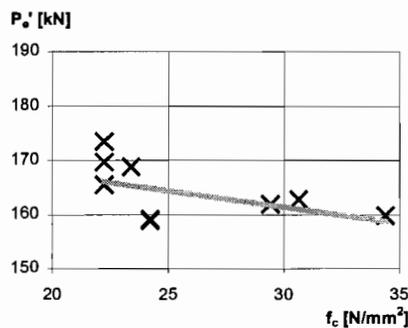
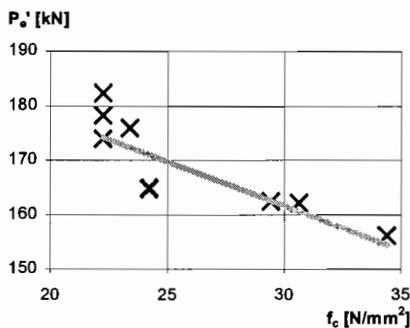


Abbildung 6.6 Transformation der Tragfähigkeit mit $(30 \text{ N/mm}^2/f_c)^{0,67}$

Abbildung 6.7 Transformation der Tragfähigkeit mit $(30 \text{ N/mm}^2/f_c)^{0,5}$

Abbildung 6.8 Transformation der Tragfähigkeit mit $(30 \text{ N/mm}^2/f_c)^{0,4}$

Der Einfluß der Betondruckfestigkeit auf die maximale Tragfähigkeit der liegenden Kopfbolzendübel ergibt sich also proportional zu $(f_c)^{0,4}$.

6.2.2 Randabstand der Kopfbolzendübel

Nur die von Bewehrung umschürnte Betonplatte setzt den die Betonplatte spaltenden Querspannungen einen Widerstand entgegen. Als wirksamer Randabstand a_r' wird der Randabstand der Kopfbolzendübel a_r abzüglich der Betondeckung $\text{nom } c$ und des halben Bügeldurchmessers d_s bezeichnet, siehe Abbildung 8.2.

$$a_r' = a_r - \text{nom } c - \frac{d_s}{2} \quad (6.1)$$

Der Einfluß des wirksamen Randabstandes der Kopfbolzendübel auf die Tragfähigkeit ist in Abbildung 6.9 aufgetragen. Alle eingetragenen Versuchskörper haben eine Bügelbewehrung mit dem Durchmesser 10 mm und einen Achsabstand der Dübel untereinander von 165 mm. Es sind die Versuchsreihen 1 und 2 mit dem Dübeldurchmesser 22 und 19 mm eingetragen.

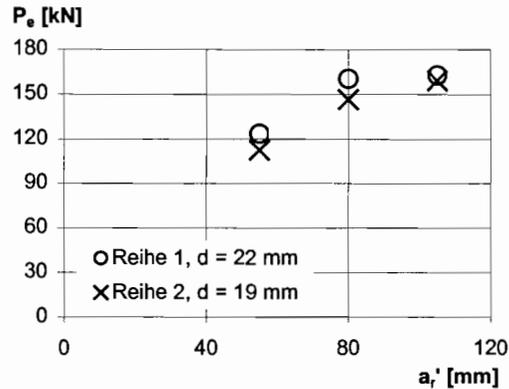
**Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau**

Abbildung 6.9 Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln in Abhängigkeit vom wirksamen Randabstand und vom Dübeldurchmesser

Vergleicht man die Versuchsergebnisse mit den rechnerischen Traglasten für stehende Dübel nach Gleichung 2.1, so stellt man fest, daß mit 160 bis 165 kN schon vor einem wirksamen Randabstand von 105 mm diese Grenze der Tragfähigkeit erreicht ist. Eine Steigerung des wirksamen Randabstandes über 80 mm hinaus ergibt keine wesentliche Erhöhung der Tragfähigkeit. Es liegt offensichtlich der Übergang zur Tragfähigkeit für stehende Kopfbolzendübel nach Gleichung 2.1 bzw. 2.2 vor.

Abhängig vom wirksamen Randabstand verändert sich bei der Versuchsreihe 1 (Dübeldurchmesser 22 mm) das Tragverhalten der Verbundfuge. Bei den Versuchskörpern 1/1 und 1/2 tritt nach Überschreiten der Tragfähigkeit (bei circa 5 mm Schlupf) mit zunehmendem Schlupf eine geringe Belastungsminderung ein. Bei geringerem Randabstand tritt eine zunehmende Entfestigung mit seitlichem Herausbrechen des Betons nach Überschreiten der Tragfähigkeit auf. Die Kopfbolzendübel weisen nach Abbruch des Versuches nur ein plastisches Gelenk am Fuß auf (Abbildung 5.8). Ansonsten sind sie kaum plastisch deformiert. Bei Körper 1/3 ändert sich in einem Schlupfbereich von 7 bis 22 mm die Belastung nur gering. Erst danach tritt dann eine Reduzierung der Belastung ein. Bei dem wirksamen Randabstand von 105 mm ist also eine sehr hohe Duktilität der Verbundfuge vorhanden. Wie Abbildung 5.9 zeigt, weisen die Kopfbolzendübel neben dem plastischen Gelenk am Dübelfuß auch geringe plastische Deformationen weiter oben am Schaft auf. Die maximale Tragfähigkeit der Dübel wird in der Versuchsreihe 1 nicht erreicht.

Auch bei der Versuchsreihe 2 mit einem Dübeldurchmesser von 19 mm ändert sich in Abhängigkeit vom wirksamen Randabstand das Tragverhalten. Bei Versuch 2/1 mit dem geringsten Randabstand ist die Belastungsminderung nach Erreichen der Tragfähigkeit stärker als bei Versuch 2/2, der einen etwas größeren Randabstand aufweist. Bei geringerem Randabstand der Dübel tritt eine stärkere Entfestigung der Verbundfuge infolge des seitlichen Herausbrechens des Betons auf. Die maximale Tragfähigkeit der Kopfbolzendübel wird bei Versuch 2/1 (siehe Abbildung 5.10) nicht erreicht. Bei Versuch 2/2 und 2/3 bildet sich ähnlich wie bei Versuch 1/3 ein horizontales Plateau der Belastung in einem großen Schlupfbereich aus. Bei einem Schlupf von 15,8 beziehungsweise 14,2 mm werden die Kopfbolzendübel am Dübelfuß abgeschert, da ihre Verformungsfähigkeit erschöpft ist. Die abgescherten Dübel weisen auch im Schaft starke plastische Deformationen auf (siehe Abbildung 5.11).



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

Betrachtet man den vertikalen Schnitt durch die Verbundfuge der in Abbildung 6.9 aufgetragenen Versuchskörper (vergleiche Abbildung 6.10), so sieht man, daß mit steigendem Randabstand der Kopfbolzendübel auch die zur Abstützung des quergedehnten Betons nutzbare Bügelbewehrung an Länge zunimmt. Durch die Vergrößerung des Randabstandes der Kopfbolzendübel vergrößert sich in Längsrichtung auch der Bereich der Querkzugdehnungen in der Betonplatte. Es kann mehr als nur ein Bügel zur Aufnahme der Querkzugkräfte eines Dübels herangezogen werden. Auf der anderen Seite nimmt bei abnehmendem Randabstand die Gefahr des seitlichen Herausbrechens des Beton zu. Die Entfestigung des Betons nach dem Spalten des Betons und dem Überschreiten der Tragfähigkeit schreitet schneller voran.

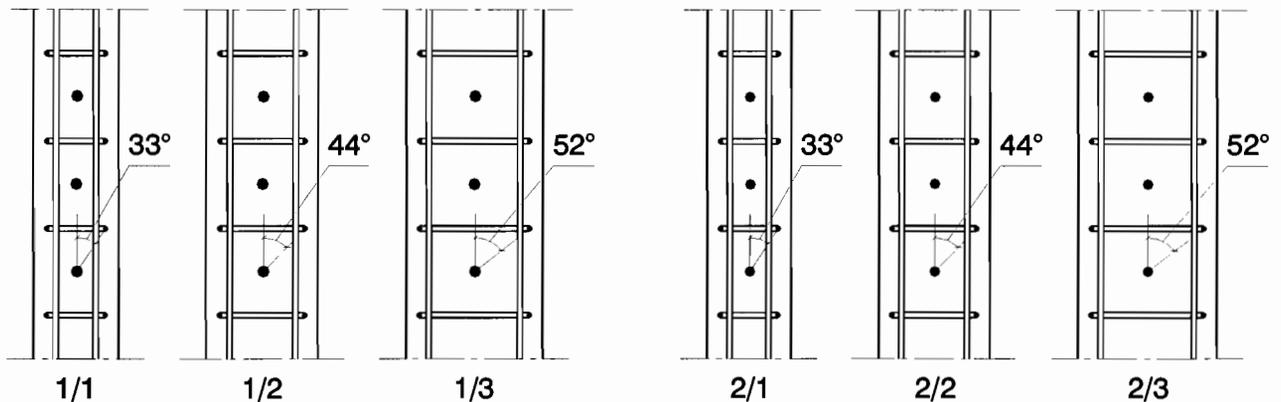


Abbildung 6.10 Vertikaler Schnitt durch die Verbundfugen der Versuchsreihen 1 und 2

Die Tragfähigkeit der Verbundfuge steigt mit wachsendem wirksamen Randabstand der Kopfbolzendübel an. Bei einer Vergrößerung des wirksamen Randabstandes über einen Grenzwert hinaus kann die Tragfähigkeit nicht weiter gesteigert werden.

6.2.3 Achsabstand der Kopfbolzendübel

Die Tragfähigkeit der Kopfbolzendübel von Versuchsreihe 3 in Abhängigkeit des Achsabstandes der Dübel untereinander ist in Abbildung 6.11 aufgetragen. Abgesehen vom Achsabstand wurden alle anderen Randbedingungen konstant gehalten.

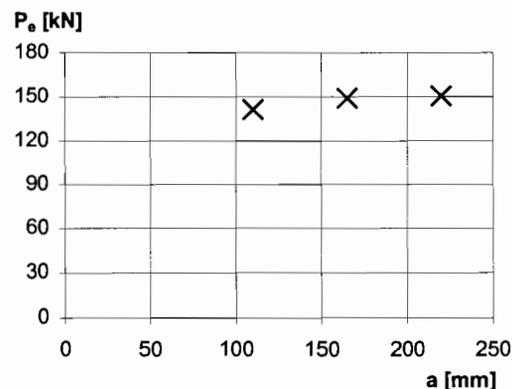


Abbildung 6.11 Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln in Abhängigkeit von ihrem Achsabstand

Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

Mit steigendem Achsabstand wächst die Tragfähigkeit der Versuchskörper leicht an. Durch die Vergrößerung des Achsabstandes (vergleiche Abbildung 6.12) der Kopfbolzendübel werden zwei Randbedingungen in der Verbundfuge beeinflusst:

- Die gegenseitige Beeinträchtigung benachbarter Dübel wird abgebaut.
- Die Anzahl der Bügel pro Meter verringert sich und der Abstand zwischen Dübel und Bügel steigt an.

Der erste Punkt deutet auf eine Erhöhung der Tragfähigkeit bei steigendem Achsabstand der Dübel hin. Der zweite Punkt hat einen tragfähigkeitsmindernden Einfluß auf die Verbundfuge. Da sich beide Einflüsse überlagern, gleichen sie sich teilweise gegenseitig aus.

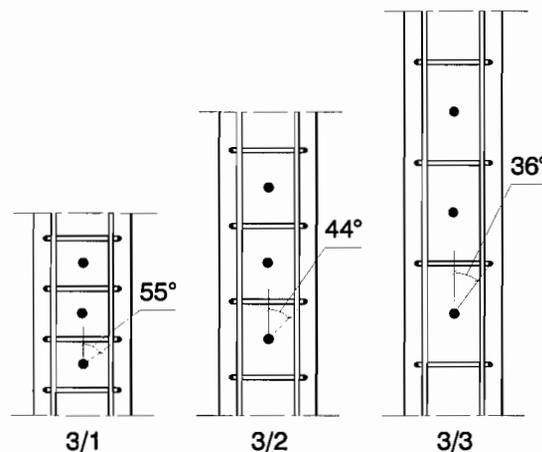


Abbildung 6.12 Vertikaler Schnitt durch die Verbundfuge der Versuchsreihe 3

Eine unmittelbare Abhängigkeit der Tragfähigkeit der Verbundfuge vom Achsabstand der Kopfbolzendübel ist nicht vorhanden.

6.2.4 Durchmesser der Kopfbolzendübel

In Abbildung 6.9 sind in der Reihe 1 die Tragfähigkeiten von Kopfbolzendübeln des Durchmessers 22 mm und in Reihe 2 die Tragfähigkeiten von Kopfbolzendübeln des Durchmessers 19 mm über dem Randabstand aufgetragen. Die Tragfähigkeit der Kopfbolzendübel mit dem kleineren Durchmesser verringert sich danach durchschnittlich um den Faktor 0,93.

Infolge der schmalen Lasteintragungsbreite bei den Dübeln des Durchmessers 19 mm ergibt sich eine größere erforderliche Lastausstrahlung und damit auch größere Querdehnungen im Beton.

Nach **Leonhardt (1962)** ergibt sich die Querkraftbeanspruchung proportional zu $(1 - d/d_c)$. Wenn man die Dicke der Betonplatte als d_c und den Durchmesser des Kopfbolzendübeln als d interpretiert, vergrößert sich die Querkraftlast bei einem Wechsel des Dübelndurchmessers von 22 (Reihe 1) auf 19 mm (Reihe 2) um den Faktor 1,016. Wenn man diese Vergrößerung der Beanspruchung als Verringerung der Beanspruchbarkeit umdeutet, wäre eine um den Faktor $1/1,016 = 0,98$ geringere Beanspruchbarkeit die Folge. Dieser



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

Faktor unterschätzt die durchschnittliche Verringerung der Tragfähigkeit bei den Versuchen.

Eine Verringerung des Dübeldurchmessers vermindert die Tragfähigkeit der Verbundfuge geringfügig.

6.2.5 Durchmesser der Bügelbewehrung

In der Versuchsreihe 4 und 5 wurde die eingelegte Bügelbewehrung variiert. In Abbildung 6.13 werden die Tragfähigkeiten der Kopfbolzendübel mit jeweils einem Bügel des Durchmessers 8, 10 und 12 mm, mit jeweils zwei Bügeln des Durchmessers 8 und 10 mm sowie mit jeweils einem Sonderbügel (Reihe 5) des Durchmessers 8, 10 und 12 mm pro Dübel über dem Bügeldurchmesser aufgetragen. Trotz der Unregelmäßigkeiten im Versuchsablauf wird das Ergebnis von Versuch 5/1 zur Orientierung hier eingetragen.

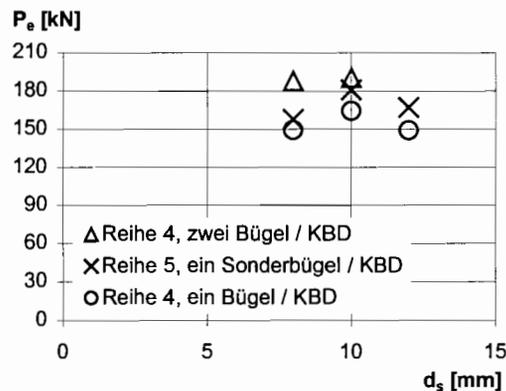


Abbildung 6.13 Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln in Abhängigkeit vom Bügeldurchmesser sowie Anzahl und Art der Bügel

Bei einer Vergrößerung des Bügeldurchmessers von 8 auf 12 mm wächst die Bewehrungsquerschnittsfläche um mehr als das doppelte von 50 mm^2 auf 113 mm^2 . Eine entsprechende Erhöhung der Tragfähigkeit ist nicht festzustellen.

Die Querdehnung des Betons wird durch die Rippen auf der Bügelmantelfläche behindert. Vom Durchmesser 8 mm bis zum Durchmesser 12 mm nimmt die Mantelfläche von $251 \text{ mm}^2/\text{cm}$ auf $377 \text{ mm}^2/\text{cm}$ zu. Aber auch diese gegenüber der Querschnittsfläche geringere Erhöhung der Mantelfläche ist nicht als Erhöhung der Tragfähigkeit zu verzeichnen.

Einen wesentlichen Anteil an der Behinderung der Querdehnung muß also die Abkantung des Bügels mit der Umfassung der Längsbewehrung haben.

Der Durchmesser der Bügelbewehrung hat nur eine unbedeutende Auswirkung auf die Tragfähigkeit der Verbundfuge.



6.2.6 Anzahl der Bügel pro Kopfbolzendübel und Form der Bügel

Werden zwei statt einem Bügel zwischen den Kopfbolzendübeln angebracht, so erhöht sich nach Abbildung 6.13 die Tragfähigkeit des Kopfbolzendübelns. Die Erhöhung beträgt bei den Bügeln des Durchmessers 8 und 10 mm 26 beziehungsweise 16%.

Die Laststeigerung erfolgt voraussichtlich aus zwei Gründen:

- Durch die feinere Verteilung der Bewehrung kann ein größerer Bereich des durch Querspannungen beanspruchten Betons gefaßt werden. Die Chance, den Bereich mit den größten Querspannungen mit dem Bügel zu schneiden, vergrößert sich.
- Durch die Verdoppelung der Bügelanzahl verdoppelt sich sowohl die Zahl der Punkte an denen die Bügel umgekantet werden und die Längsbewehrung gefaßt wird, als auch die Mantelfläche der Bewehrung. Dies führt zu einer besseren Verankerung des expandierenden Betons.

Die Versuchsreihe 5 unterscheidet sich von der Reihe 4 nur in der Form der Bügel (vgl. Anlage 1). Nach Abbildung 6.13 ergibt sich mit der etwas aufwendigeren Verbügelung der Reihe 5 im Mittel eine Tragfähigkeitssteigerung um 9%.

Eine Vergrößerung der Bügelanzahl je Kopfbolzendübel führt zu einer deutlichen Tragfähigkeitssteigerung in der Verbundfuge. Der Einsatz von aufwendigeren Bügeln ist im Vergleich dazu nicht so wirksam.



7 Untersuchungen mit der Methode der Finiten Elemente

7.1 Allgemeines

In Ergänzung der experimentellen Untersuchungen aus Kapitel 5 und 6 werden im folgenden einige numerische Untersuchungen durchgeführt. Es sollen die in den Versuchen gewonnenen Erkenntnisse bezüglich des Tragverhaltens und der Tragfähigkeit liegender Kopfbolzendübel bestätigt und erweitert werden.

Die für die Tragfähigkeit bestimmende Versagensform war bei den vorliegenden Versuchen das Spalten des Betons. Zur Abbildung der Versuche mit einem numerischen Modell ist es deshalb wichtig, das Verhalten des Betons mit der Bewehrung mit ausreichender Genauigkeit darzustellen. Wichtige Parameter sind hierfür

- die Zugfestigkeit,
- die Bruchenergie,
- die Druckfestigkeit und
- der Elastizitätsmodul

des Betons. Dem in vielerlei Hinsicht nichtlinearen Verhalten des Stahlbetons ist hierbei Rechnung zu tragen. Die Mikrostruktur des Betons weist in der Rißprozeßzone zwei verschiedene Arten von Wechselwirkungen zwischen den Spannungen und Dehnungen auf.

- Interaktion zwischen unterschiedlichen Richtungen an einer Stelle der Rißprozeßzone
- Interaktion zwischen unterschiedlichen Stellen der Rißprozeßzone

In dem Programm MASA (**MA**croscopical **S**pace **A**nalysis; crack band or nonlocal continuum; microplane multi material model) wird für beide Wechselwirkungen ein Ansatz auf der Grundlage der Finiten Elemente (FE) Methode vorgeschlagen. Das Programm ist eine Entwicklung von Dr.-Ing. habil. J. Ožbolt und wird vorwiegend zu Forschungszwecken im Beton- und Stahlbetonbau und in der Befestigungstechnik benutzt. Es wird die neueste Fassung nach **Ožbolt, Li und Kožar (1999)** in einer Programmvariante für ebene (ebener Spannungs- oder Verzerrungszustand) Probleme verwendet. Die Grundlagen des Programms werden im Folgenden kurz erläutert.

7.2 Grundlagen des Programms

7.2.1 Richtungsinteraktion in der Rißprozeßzone

Durch das microplane Modell wird die Interaktion der verschiedenen räumlichen Richtungen einer Stelle in der Rißprozeßzone numerisch simuliert. Von **Bažant und Oh (1985)** und **Bažant und Prat (1988)** wird die Mikrorißbildung in der Rißprozeßzone mit Hilfe einer Anzahl von unabhängigen, verschieden orientierten Mikroebenen (microplane) im FE simuliert. Auf diesen Mikroebenen werden die wesentlichen Werkstoffeigenschaften fest-



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

gelegt. Jede Mikroebene verfügt somit über nur wenige Spannungs- und Dehnungskomponenten. Tensorielle Invarianzanforderungen sind auf dem Niveau der Mikroebenen nicht zu erfüllen. Durch die Integration über die vorhandenen Mikroebenen werden auf makroskopischer Ebene die räumlichen Invarianzanforderungen automatisch erfüllt.

Auf jeder Mikroebene können die volumetrischen und deviatorischen Normalspannungen und die Schubspannungen durch Eingabe voneinander unabhängiger Parameter unterschieden werden. Somit können die makroskopischen Eigenschaften des Werkstoffs (Druckfestigkeit, Zugfestigkeit, Schubfestigkeit, und die zugehörigen Bruchenergien) unabhängig voneinander bestimmt werden.

7.2.2 Räumliche Interaktion in der Rißprozeßzone

Die Spannungen in einem Element des FE Netzes errechnen sich aus den Dehnungen in diesem Element. Das Rißband (crack band) der Rißprozeßzone wird also durch die Elementbreite symbolisiert (siehe **Bazant und Oh (1984)**). Damit sind die makroskopischen Werkstoffkennwerte abhängig von der Elementgröße, auf deren Breite der Riß verschmiert ist. Sie müssen auf die Größe der im Bereich des Rißbandes liegenden Elemente kalibriert werden. Auch bei einer Abweichung der Rißrichtung von der Orientierung der Elemente sind die Berechnungen nicht einheitlich. Somit ergibt die Verwendung des microplane Modells mit der Rißbandmethode nur eingeschränkt objektive Ergebnisse.

Von **Bazant und Ozbolt (1992)** wird ein nichtlokaler (nonlocal) Ansatz zur Berechnung der Spannungen in das microplane Modell eingebunden. Die Dehnungen in einem Bereich der charakteristischen Länge l werden für die Spannungsermittlung an einem Punkt herangezogen. Damit wird das FE Modell unempfindlich gegenüber Größe und Orientierung der Elemente. Anfänglich wurde die charakteristische Länge l als Werkstoffkonstante aufgefaßt. Von **Ozbolt (1995)** wurde theoretisch und numerisch gezeigt, daß die charakteristische Länge neben dem Größtkorndurchmesser auch von dem die Rißprozeßzone umgebenden Spannung- und Dehnungsfeld beeinflusst wird und keine reine Werkstoffkenngröße ist. Zur Bestimmung der charakteristischen Länge ist damit die Eichung der numerischen Untersuchung an Versuchen notwendig.

7.2.3 Maßstabseffekt von Beton- und Stahlbetonkonstruktionen

Werden zwei geometrisch ähnliche, aber unterschiedlich große Betonversuchskörper (z. B. Drei-Punkt-Biegebalken) bis zum Bruch belastet, so ergibt sich beim kleineren Körper eine größere Nennbruchspannung als beim größeren Körper. Dieses Phänomen wird Maßstabseffekt genannt. Dieser Effekt tritt bei sehr vielen Beton- und Stahlbetonkonstruktionen auf. Beispiele und Erklärungen werden unter anderem von **Bazant und Planas (1998)** und **Ozbolt (1995)** angeführt. Das verwendete FE Programm bildet aufgrund der oben genannten Ansätze den Maßstabseffekt von Beton- und Stahlbetonkonstruktionen ab.



7.3 Verwendete Finite Elemente Modelle

7.3.1 Allgemeines

Ein Schnitt senkrecht zur Achse der Kopfbolzendübel nach Abbildung 6.3 wird zur Modellierung eines ebenen FE Modells benutzt. Aus Symmetriegründen wird nur eine Hälfte der Verbundfuge modelliert. Da die Kopfbolzendübel nur im Schnitt dargestellt werden, kann ihre Verformungsfähigkeit in Längsrichtung nicht dargestellt werden. Eine Aussage über die Duktilität der Verbundfuge insgesamt sowie die Lastausbreitung in Richtung der Dübelachse kann somit nicht erfolgen.

Im Vordergrund der in diesem Abschnitt folgenden Untersuchungen, steht die Relation der Tragfähigkeiten untereinander bei variierenden Konstruktionsparametern. Aufgrund der ebenen Abbildung und der Vernachlässigung der räumlichen Lastausbreitung kann die Tragfähigkeit des FE Modells nicht direkt mit den Versuchstragfähigkeiten verglichen werden.

Es werden die folgenden Parameter variiert.

- Randabstand der Kopfbolzendübel
- Achsabstand der Kopfbolzendübel untereinander
- Durchmesser der Kopfbolzendübel
- Durchmesser der Bügelbewehrung
- Anzahl der Bügel pro Kopfbolzendübel
- Lage der Bügelbewehrung

7.3.2 Geometrie und Randbedingungen des Elementnetzes

Analog zur Versuchsreihe wird eine Betonplatte mit drei liegenden Kopfbolzendübeln und der sie umschließenden Bügel- und Längsbewehrung (schraffiert) abgebildet. Sie erhält die Einheitsdicke von 1 mm. Abbildung 7.1 zeigt schematisch die für die Untersuchungen benutzten FE Netze.

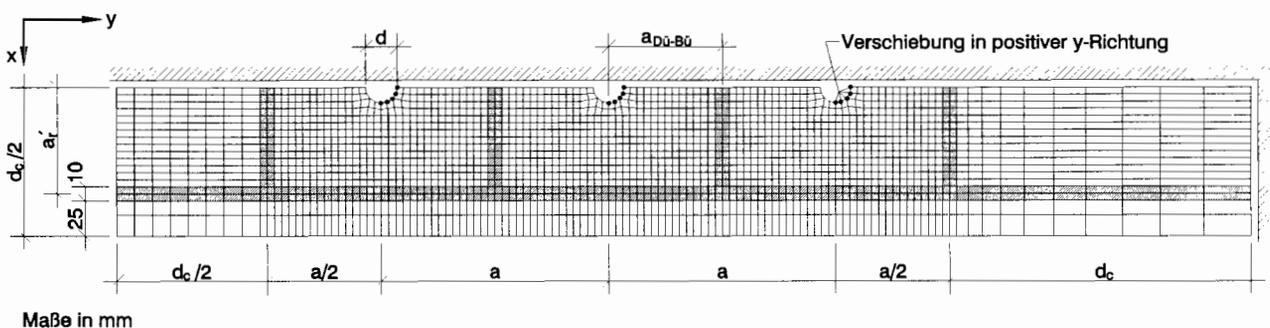


Abbildung 7.1 Schematische Darstellung der FE Netze

**Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau**

Auf der rechten Seite wird das Modell in y -Richtung unverschieblich gelagert. In der Mittelachse der Verbundfuge erfolgt entsprechend den Symmetriebedingungen eine unverschiebliche Lagerung in x -Richtung. Die Kopfbolzendübel werden durch halbkreisförmige Ausnehmungen im Betonkörper realisiert. Die Beanspruchung erfolgt durch eine Verschiebung der markierten Knoten in positive y -Richtung (nach rechts).

Damit die Objektivität der FE Berechnungen gewährleistet ist, werden die Abmessungen links und rechts der Dübel in Relation zum Achsabstand a der Dübel und zur Betonplattendicke d_c gewählt. Aus demselben Grund wird der Bereich innerhalb der die Kopfbolzendübel umschließenden Bügel- und Längsbewehrung mit einem quadratischen FE Netz der Kantenlänge 5 mm versehen. Um Knoten, Elemente und damit auch Rechenzeit zu sparen, wird das Netz außerhalb der Bewehrung mit größeren Elementen ausgeführt.

Bei den Versuchskörpern beträgt die Betondeckung der Bügel 20 mm und die der Längsbewehrung 30 mm. In Anlehnung an die Versuche wird die Betondeckung im FE Modell zu 25 mm gewählt. Die Längs- und Bügelbewehrung wird jeweils auf die Breite von 10 mm (2 Elemente) verteilt. Der wirksame Randabstand a_r ergibt sich aus der Betonplattendicke abzüglich der Betondeckung und der halben Bewehrungsbreite.

Bei allen Berechnungen werden die Verschiebungsschritte so groß gewählt, daß mit zehn Verschiebungsschritten die Tragfähigkeit erreicht wird. Die Berechnungen werden bei der dreifachen Verschiebung im Vergleich zur Verschiebung bei Erreichen der Tragfähigkeit abgebrochen.

7.3.3 Materialeingaben

In Anlehnung an die bei den Versuchskörpern angestrebte Betondruckfestigkeit f_c wird die mittlere Zylinderfestigkeit des Betons f_{cm} zu 30 N/mm² gewählt. Die sonstigen makroskopischen Eigenschaften des Betons (bei quarzitischem Zuschlag mit einem Größtkorn d_a von 16 mm) werden nach **CEB-FIP MC 90 (1993)** festgelegt und sind in Tabelle 7.1 wiedergegeben.

Druckfestigkeit f_c [N/mm ²]	Größtkorn d_a [mm]	Zugfestigkeit f_{ctm} [N/mm ²]	Elastizitätsmodul E_{ci} [N/mm ²]	Querdehnzahl ν [-]	Bruchenergie G_F [N/mm]
30	16	2,37	31008	0,18	0,065

Tabelle 7.1 Werkstoffkenngrößen des Betons

Als Bruchenergie für das Versagen unter Druckbeanspruchung wird nach **van Vliet und van Mier (1996)** ungefähr der 100-fache Wert der Bruchenergie G_F gewählt.

Die Berechnungen werden im ebenen Verzerrungszustand durchgeführt. Bei den Versuchskörpern wird die Dehnung des Betons in Richtung der Dübelachse durch die mittige Lage der Verbundfuge behindert. Es liegt also für das gewählte FE Modell ein ebener Verzerrungszustand vor. Die Druckfestigkeit vergrößert sich in der Berechnung damit um den Faktor 1,23 auf 36,9 N/mm².

Das Verhalten des Betonstahls wird in der Berechnung ideal elastisch-plastisch angenommen. Die Bewehrung wird in den entsprechenden Flächenelementen verschmiert hin-



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

zugefügt. Sie erhöht die Längssteifigkeit der Elemente, verändert deren Querdruckverhalten aber nicht. Der Elastizitätsmodul wird zu 195000 N/mm^2 und die Fließgrenze zu 500 N/mm^2 gewählt.

Schneidet man bei den Versuchskörpern, ausgehend vom Stahlflansch, eine Scheibe von 50 mm Dicke von der Verbundfuge ab, so liegt in dieser Scheibe die Bügelbewehrung (20 mm Betondeckung, 8 bis 12 mm Durchmesser der Bügelbewehrung) annähernd mittig. Für die FE Modellierung wird die in dieser Scheibe von 50 mm Dicke liegende Bügel- und Längsbewehrung in zwei Elementen auf 10 mm Breite und auf die Einheitsdicke von 1 mm verteilt. Für einen Bewehrungsstab des Durchmessers 10 mm ($78,5 \text{ mm}^2$ Querschnittsfläche) ergibt sich also eine Bewehrungsfläche von $78,5 \text{ mm}^2 / (2 \cdot 50) = 0,785 \text{ mm}^2$ pro Element des FE Netzes.

Die Berechnungen werden nichtlokal durchgeführt. Die charakteristische Länge l wird mit 5 mm bei allen Berechnungen gleich gewählt wie die Elementgröße im maßgebenden Reißbereich.

7.4 Qualitative Bewertung der Untersuchungen

7.4.1 Allgemeines

Am Beispiel des FE Modells mit dem Achsabstand von 160 mm und der Betonplattendicke von 210 mm (wirksamer Randabstand = 75 mm) werden die Ergebnisse der Berechnung diskutiert. Das Modell weist das in Abbildung 7.1 dargestellte FE Netz auf. Der Dübeldurchmesser beträgt 22 mm. Die mittig zwischen den Dübeln angeordnete Bügelbewehrung hat 10 mm Durchmesser und damit pro Bewehrungselement des Netzes $0,785 \text{ mm}^2$ Bewehrungsfläche. Vergleichbar ist das Modell mit den Standardversuchskörpern der Versuche 1/2, 3/2, 4/2 und der Reihe 6.

7.4.2 Kraft-Verschiebungsverlauf

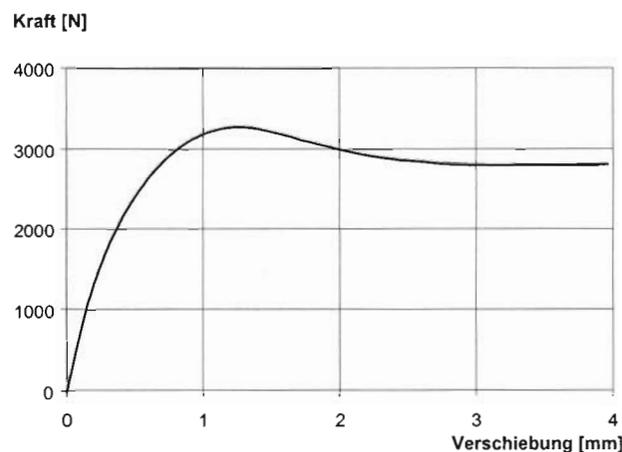


Abbildung 7.2 Kraft-Verschiebungsverlauf des FE Modells

Abbildung 7.2 zeigt den Kraft-Verschiebungsverlauf der Berechnung. Die Tragfähigkeit von 3284 N wird bei einer Verschiebung von 1,32 mm erreicht. Nach Überschreiten der



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

Tragfähigkeit fällt die Last etwas ab. Mit wachsender Verschiebung stabilisiert sich die Beanspruchbarkeit des FE Modells aber auf einem immer noch hohen Niveau. Wie bei den Versuchen ist die vorhandene Bewehrung in der Lage einen starken Lastabfall nach Überschreiten der Tragfähigkeit zu verhindern. Die Verschiebung bei Erreichen der Tragfähigkeit ist in der Berechnung circa um den Faktor 5 geringer als der Schlupf bei den Versuchen. Dies ist auf das nicht berücksichtigte Verformungsvermögen der Dübel zurückzuführen. Diese tragen nach Abbildung 5.11 einen wesentlichen Anteil zur Gesamtverformung der Verbundfuge bei.

7.4.3 Spannungsverläufe

Die Spannungen in x- und y-Richtung werden in Abbildung 7.3 wiedergegeben. Damit die Verläufe im Spannungsbereich von $\sigma = -50$ bis $+50$ N/mm² deutlicher werden, sind die höheren Spannungen ausgeblendet. Rechts an die Dübel angrenzend ist ein Bereich mit zweiachsiger Druckspannung. Bei Erreichen der Tragfähigkeit beträgt dort die maximale Hauptspannung -86 N/mm². Mit weiter steigender Verschiebung werden dann Werte bis -147 N/mm² erreicht. Damit wird die einachsige Druckfestigkeit von 30 N/mm² weit überschritten. Ansonsten ist im FE Modell zum Auflager hin die ansteigende Längsbeanspruchung an der wachsenden negativen Spannung in y-Richtung ablesbar. Aufgrund der erhöhten Steifigkeit konzentrieren sich die Spannungen in der Längsbewehrung.



Spannungen in x-Richtung



Spannungen in y-Richtung

Abbildung 7.3 Spannungsverläufe bei Erreichen der Tragfähigkeit (schwarze Flächen bezeichnen Bereiche mit einer Spannung kleiner -50 N/mm², weiße Flächen bezeichnen Bereiche mit einer Spannung größer 50 N/mm²)

Abgesehen vom ganz links liegenden Bügel werden alle Bügel stark auf Zug beansprucht. Bei Erreichen der Tragfähigkeit wird eine maximale Zugspannung von 73 N/mm² in den Bügeln erreicht. Bei der doppelten Verschiebung steigt die maximale Zugspannung nur noch auf 80 N/mm² an und vergrößert sich mit weiter steigender Verschiebung nicht mehr.



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

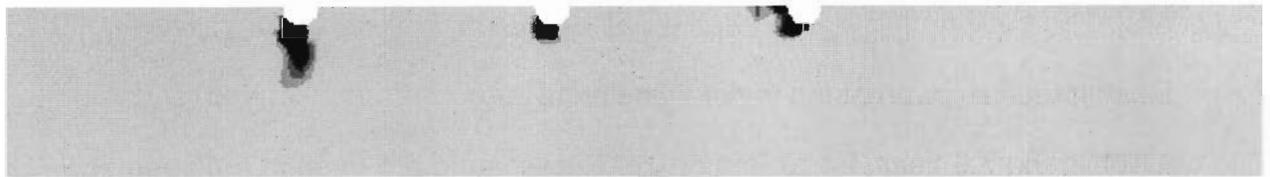
7.4.4 Rißentwicklung

In Abbildung 7.4 sind die Dehnungen bei Erreichen der Tragfähigkeit wiedergegeben. Ab einer Dehnung von 0,1 bis 0,15 ‰ (**Hilsdorf und Reinhardt (1998)**) liegt im Beton ein makroskopischer Riß vor. Somit weist der Dehnungsverlauf in Plattendickenrichtung in der Symmetrieachse des Modells bei Erreichen der Tragfähigkeit schon einen ausgeprägten Spaltriß auf. Zusätzlich entstehen rechts der Dübel jeweils Rißbereiche, die zum Kreuzungspunkt zwischen Bügel- und Längsbewehrung ausstrahlen. Gefaßt werden diese Rißbereiche und die Spaltrisse durch die mittig zwischen den Dübeln liegende Bügelbewehrung, auf der sich der Beton abstützt. Dadurch wird die Spaltrißentwicklung wirksam behindert.

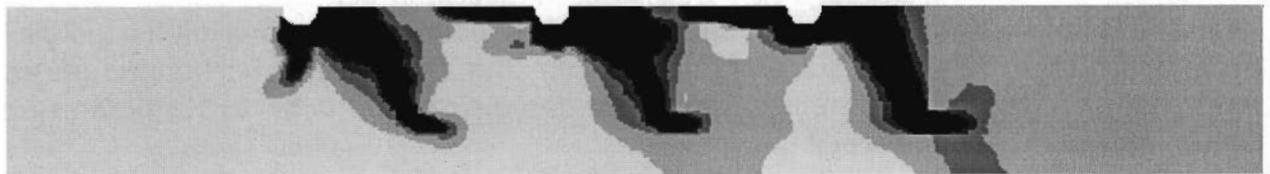
Durch die Verschiebung der Dübel in positiver y-Richtung entstehen in Längsrichtung unter den Dübeln Risse.



Dehnungen in x-Richtung



Dehnungen in y-Richtung



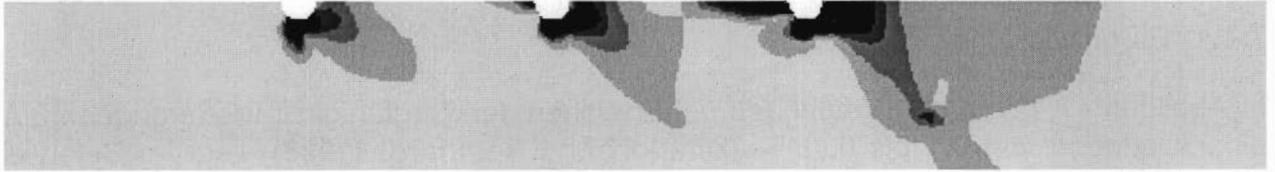
Hauptdehnungen

Abbildung 7.4 Dehnungen des FE Modells bei Erreichen der Tragfähigkeit (hellgraue Flächen bezeichnen ungedehnte Bereiche, schwarze Flächen haben eine Dehnung größer gleich 0,5 ‰)

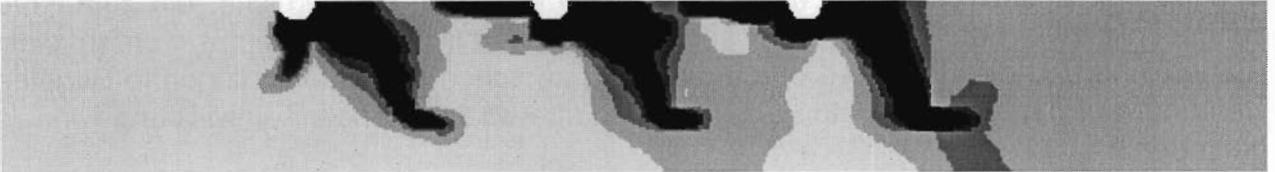
Abbildung 7.5 zeigt die Entwicklung der Risse mit fortschreitender Verschiebung der Dübel. Da der rechte Dübel die geringste Distanz zum Auflager hat, zieht er zu Beginn der Beanspruchung die größte Last an. Damit ist an diesem Dübel vor Erreichen der Tragfähigkeit die Rißentwicklung am weitesten fortgeschritten. Mit fortschreitender Rißentwicklung am rechten Dübel reduziert sich allerdings die Steifigkeit des ihn umgebenden Betons. Die anderen Dübel werden verstärkt zur Lastabtragung herangezogen. Auch gleicht sich das Größenverhältnis der Rißbereiche an den drei Dübeln nahezu aus. Dies ändert sich mit zunehmender Verschiebung nicht mehr.



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau



Halbe Verschiebung im Vergleich zum Erreichen der Tragfähigkeit



Bei Erreichen der Tragfähigkeit



Doppelte Verschiebung im Vergleich zum Erreichen der Tragfähigkeit

Abbildung 7.5 Rißbilder entsprechend der Hauptdehnungen des FE Modells bei ansteigender Verschiebung (hellgraue Flächen bezeichnen ungedehnte Bereiche, schwarze Flächen haben eine Dehnung größer gleich 0,5 %)

7.4.5 Beanspruchungsverteilung in der Dübelreihe

Wie die Abbildung 7.6 zeigt, ist zu Beginn der Berechnung am rechten auflagernahen Dübel die Beanspruchung am größten. Mit wachsender Verschiebung der Dübel gleicht sich die Beanspruchung aller Dübel aneinander an. Bei Erreichen der Tragfähigkeit ist sie annähernd gleich. Auch mit der Verschiebung der Dübel über die Tragfähigkeit hinaus bleibt die Verteilung der Belastung auf die Dübel gleichmäßig. Bei FE Untersuchungen an Verbundfugen mit vier Dübeln in einer Reihe wird das gleiche Verhalten in **Kuhlmann und Breuninger (Jan. 1999)** gezeigt.

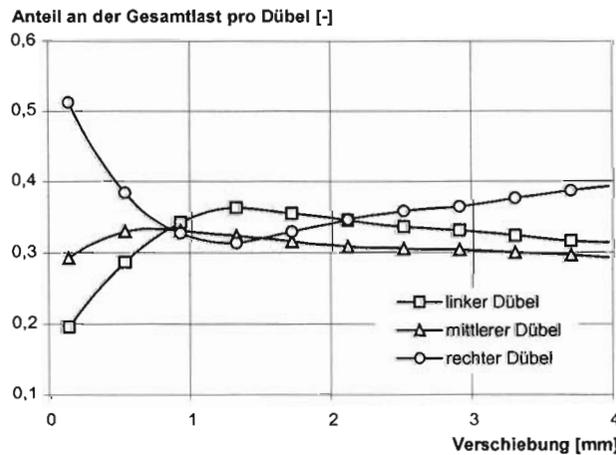


Abbildung 7.6 Aufteilung der Reaktionskraft auf die Dübel in Abhängigkeit von der Verschiebung



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

7.4.6 Zusammenfassung und Vergleich mit den experimentellen Untersuchungen

Die Spannungsverläufe und die Rißentwicklung zeigen, daß die Betonplatte in ihrer Mittelachse durch die Verschiebung der Kopfbolzendübel gespalten wird. Direkt vor dem Dübel bildet sich ein Bereich mit zweiachsiger hoher Druckspannung im Beton. Die Abbildungen 5.18 bis 5.21 dokumentieren die entsprechende Zerstörung des Betongefüges vor dem Dübelfuß eines Versuchskörpers. Die im Beton entstehenden Spaltrisse, in der Mittelachse der Betonplatte und von den Dübeln in Schubrichtung ausstrahlend, werden in den Rißbildern der FE Berechnung ebenfalls dokumentiert.

Die Gesamtverformung der Verbundfuge kann in dem ebenen FE Modell nicht abgebildet werden, da die Verformungsanteile der Dübelschäfte fehlen. Nach Überschreiten der Tragfähigkeit zeigt die Berechnung allerdings ebenfalls ein sehr duktiler Verhalten. Der Verlauf der Beanspruchungsverteilung der Dübelreihe in Abhängigkeit von der Verschiebung zeigt, daß sich die Beanspruchungen der verschiedenen Dübel mit zunehmender Verschiebung angleichen. Eine gleichmäßige Lastverteilung in der Verbundfuge und damit ein duktiler Verhalten wird also bereits durch die Verbügelung ermöglicht.

Insgesamt kann mit Hilfe des ebenen FE Modells die Verbundfuge mit den entscheidenden Versagensmechanismen der Spaltrißbildung bis über die Tragfähigkeit hinaus qualitativ richtig abgebildet werden. Anhand der Variation einzelner Konstruktionsparameter können Aussagen zu deren Einfluß auf das Tragverhalten gemacht werden.

7.5 Einzelne Versuchsparameter

7.5.1 Allgemeines

Im folgenden werden die Ergebnisse verschiedener FE Untersuchungen gezeigt. Die Tragfähigkeiten P_{nu} werden dabei jeweils auf die Tragfähigkeit $P_{nu,v}$ des in Abschnitt 7.4 diskutierten FE Modells als Vergleichstragfähigkeit bezogen.

Wenn es sinnvoll erscheint, werden die FE Ergebnisse mit den Versuchsergebnissen verglichen. Hierfür wird die Dübeltragfähigkeit nach Abbildung 6.8 auf eine Betondruckfestigkeit von 30 N/mm^2 transformiert. Es ergeben sich die in Tabelle 7.2 zusammengestellten transformierten Tragfähigkeiten P_e' .

Ver- suchs- körper	fiktive Trag- fähigkeit pro Dübel P_e' [kN]								
1/1	125	2/3	161	4/1	148	5/1	156	6/1c	168
1/2	162	3/1	156	4/2	163	5/2	179	6/2a	156
1/3	164	3/2	165	4/3	186	5/3	166	6/2b	156
2/1	113	3/3	166	4/4	148	6/1a	165	6/2c	156
2/2	148			4/5	189	6/1b	161	6/3	162

Tabelle 7.2 Transformierte Dübeltragfähigkeit P_e' der Versuche mit $(30 \text{ N/mm}^2 / f_c)^{0.4}$

Die Standardversuchskörper 1/2, 3/2 und 4/2 und die Versuchsreihe 6 weisen eine identische Geometrie auf. Der Mittelwert der transformierten Dübeltragfähigkeiten dieser Körper

**Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau**

ergibt sich im Mittel zu 161 kN und dient als Vergleichstragfähigkeit $P_{e,v}$. Zum Vergleich der Versuchsergebnisse mit den FE Berechnungen werden die transformierten Dübeltragfähigkeiten P_e auf die Vergleichstragfähigkeit $P_{e,v}$ bezogen. Somit können die Versuche und die FE Berechnungen direkt miteinander verglichen werden.

7.5.2 Randabstand der Kopfbolzendübel

Nach Abbildung 7.7 geht die Tragfähigkeit der FE Berechnungen mit wachsendem Randabstand kontinuierlich gegen einen Grenzwert. Ab einem wirksamen Randabstand von 100 mm steigert sich die Tragfähigkeit nur noch wenig. Die Grenze der Tragfähigkeit liegt bei größerem Achsabstand der Dübel höher als bei geringerem Achsabstand der Dübel. Die Beobachtungen aus Abschnitt 6.2.2 zeigen, daß ab einem wirksamen Randabstand von circa 100 mm die Tragfähigkeit der liegenden Dübel nicht mehr gesteigert werden kann. Dementsprechend sind die Berechnungen in diesem Bereich auszuklammern, da das Versagen durch Betonausbruch beziehungsweise Dübelabscheren im ebenen Berechnungsmodell nicht nachvollziehbar ist.

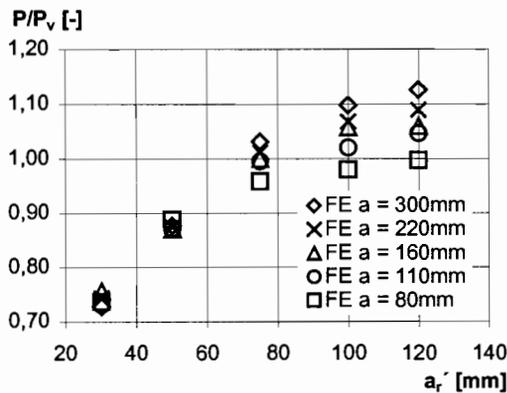


Abbildung 7.7 Bezogene Tragfähigkeit P/P_v von Kopfbolzendübeln in Abhängigkeit vom wirksamen Randabstand a_r'

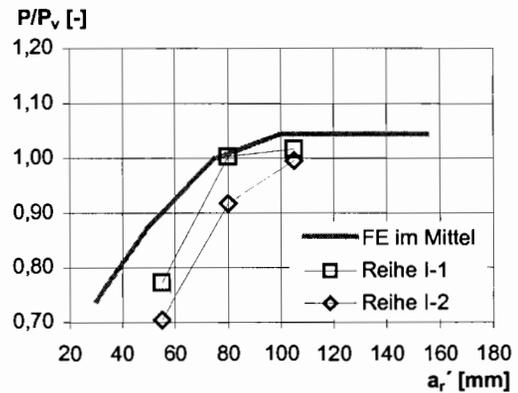


Abbildung 7.8 Bezogene Tragfähigkeit P/P_v von Kopfbolzendübeln in Abhängigkeit vom wirksamen Randabstand a_r' ; Vergleich FE Berechnung - Versuche

Abbildung 7.8 zeigt die mittlere Tragfähigkeit nach den FE Berechnungen im Vergleich zu den Versuchsergebnissen. Dabei wurde die bezogene Tragfähigkeit nach den FE Berechnungen auf den mittleren Wert ($P/P_v = 1,045$) bei einem wirksamen Randabstand von 100 mm begrenzt. Es wird deutlich, daß der Tragfähigkeitsgewinn bei wachsendem Randabstand der Dübel sowohl in der FE Berechnung als auch in den Versuchen in der gleichen Größenordnung liegt.



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

7.5.3 Achsabstand der Kopfbolzendübel

Bei wirksamen Randabständen von 30 bis 75 mm ist die Tragfähigkeit der Dübel nach Abbildung 7.9 mit steigendem Achsabstand der Dübel annähernd konstant. Bei wirksamen Randabständen von 120 mm steigt die Tragfähigkeit – im Vergleich zu den Steigerungen bei wachsendem Randabstand (vgl. Abbildung 7.7) – geringfügig mit dem Achsabstand. Dieser Bereich der Untersuchung mit großem Randabstand der Dübel ist allerdings nicht von praktischem Interesse. Damit ist wie bei den Versuchen die Tragfähigkeit nahezu unabhängig vom Achsabstand der Dübel.

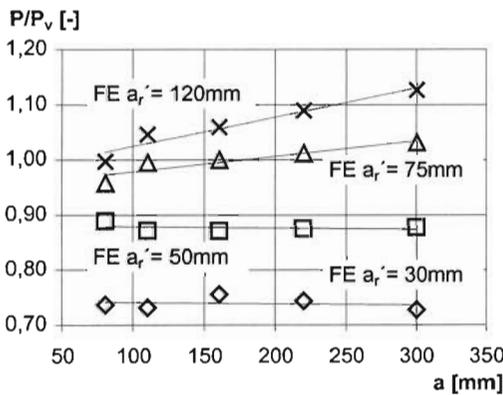


Abbildung 7.9 Bezogene Tragfähigkeit P/P_v von Kopfbolzendübeln in Abhängigkeit vom Achsabstand a

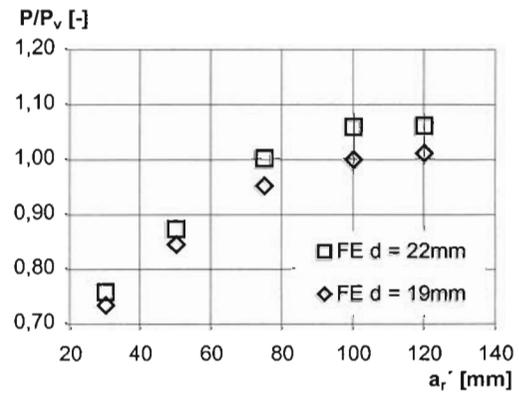


Abbildung 7.10 Bezogene Tragfähigkeit P/P_v von Kopfbolzendübeln in Abhängigkeit vom wirksamen Randabstand a_r' bei unterschiedlichem Dübeldurchmesser d

7.5.4 Durchmesser der Kopfbolzendübel

In Abbildung 7.10 wird für die Dübel Durchmesser 22 und 19 mm der Unterschied der Tragfähigkeit in Abhängigkeit vom Randabstand dargestellt. Im Mittel ergibt sich bei einer Verringerung des Dübel Durchmessers von 22 auf 19 mm eine Verringerung der Tragfähigkeit um den Faktor 0,96. Die Verringerung der Tragfähigkeit ist in der gleichen Größenordnung aber etwas geringer wie bei den Versuchen.

7.5.5 Durchmesser der Bügelbewehrung

Bei geringem Randabstand der Dübel ist der Einfluß des Bügeldurchmessers auf die Tragfähigkeit nach Abbildung 7.11 gering. Erst bei einem wirksamen Randabstand von 120 mm ist eine Erhöhung der Tragfähigkeit mit größerem Bügeldurchmesser festzustellen. Dieser Bereich der Untersuchung mit großem Randabstand der Dübel ist allerdings wiederum nicht von praktischem Interesse. Somit ist, wie bei den Versuchen, auch in der FE Berechnung nur ein geringer Einfluß des Bügeldurchmessers auf die Tragfähigkeit zu beobachten.

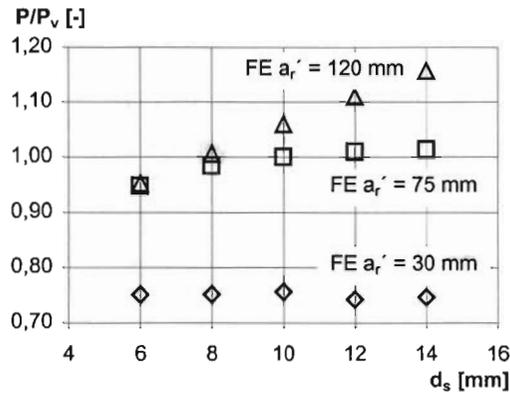


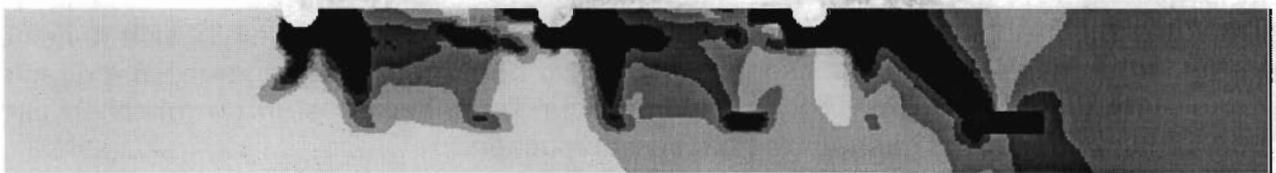
Abbildung 7.11 Bezogene Tragfähigkeit P/P_v von Kopfbolzendübeln in Abhängigkeit vom Bügeldurchmesser d_s

7.5.6 Anzahl der Bügel pro Kopfbolzendübel

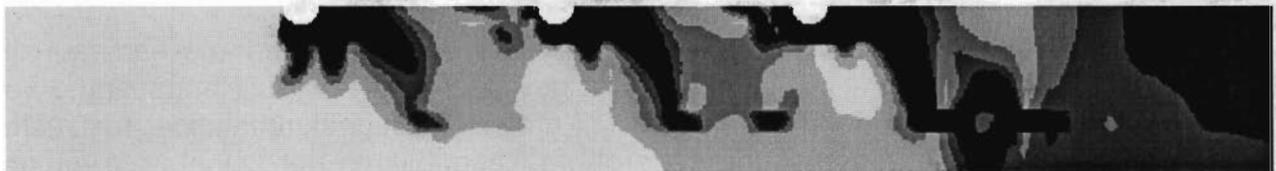
Nach Abbildung 7.12 (wirksamer Randabstand 75 mm) wird der sich in Plattendickenrichtung dehnende Beton durch eine wachsende Anzahl von Bügeln effektiver umschlossen. Dabei stützt sich die Betondruckstrebe jedoch bevorzugt auf einen der vorhandenen Bügel ab. Die Verbindungsgerade der Kreuzungspunkte zwischen Bügel und Längsbewehrung mit der Dübelachse schließt mit der Symmetrieachse des FE Modells einen Winkel von 43° (1 und 3 Bügel pro Dübel) beziehungsweise 29° (2 Bügel pro Dübel) ein.



1 Bügel pro Kopfbolzendübel



2 Bügel pro Kopfbolzendübel



3 Bügel pro Kopfbolzendübel

Abbildung 7.12 Reißbilder entsprechend der Hauptdehnungen des FE Modells bei Erreichen der Tragfähigkeit mit variierender Anzahl der Bügel pro Dübel (hellgraue Flächen bezeichnen ungedehnte Bereiche, schwarze Flächen haben eine Dehnung größer gleich 0,5 %)

Die steigende Bügelanzahl pro Kopfbolzendübel (siehe Abbildung 7.13) erhöht die Tragfähigkeit pro Dübel in der FE Berechnung stark. Der Vergleich mit den Versuchskörpern



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

der Reihe 4 ($a_r' = 80$ mm) nach Abbildung 7.14 zeigt, daß die FE Berechnung bei übereinstimmendem Randabstand die Steigerungsraten der Versuche gut abschätzt.

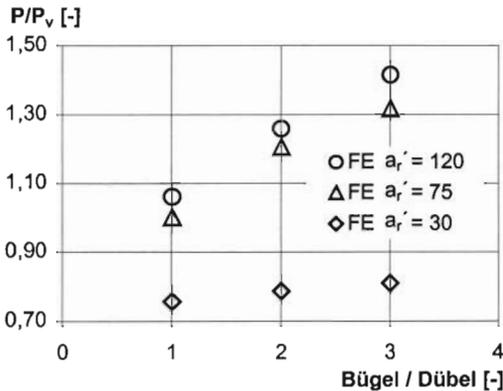


Abbildung 7.13 Bezojene Tragfähigkeit P/P_v von Kopfbolzendübeln in Abhängigkeit von der Bügelanzahl pro Kopfbolzendübel

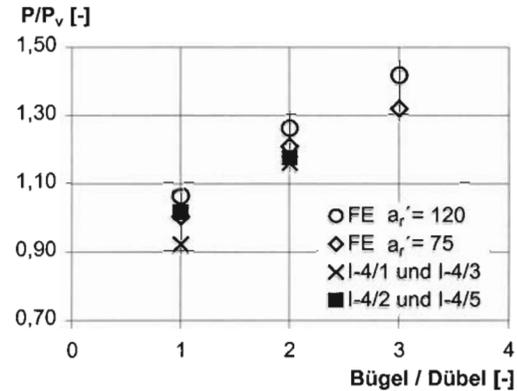


Abbildung 7.14 Bezojene Tragfähigkeit P/P_v von Kopfbolzendübeln in Abhängigkeit von der Bügelanzahl pro Kopfbolzendübel; Vergleich FE Berechnung - Versuche

Bei den Versuchen wurde eine Anordnung von drei Bügeln pro Kopfbolzendübel nicht geprüft. Voraussichtlich fällt aber die Steigerung der Tragfähigkeit bei der Erhöhung der Bügelanzahl von zwei auf drei nicht so hoch aus wie nach den FE Berechnungen. Bei Verbundfugen die mit drei Bügeln pro Dübel versehen sind, wird vor dem Betonspalten das Abscheren des Dübelschaftes eintreten.

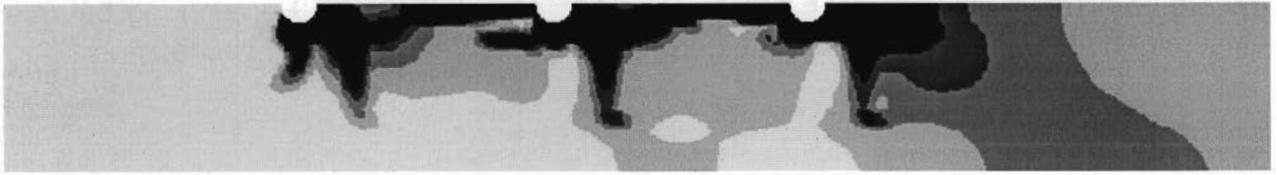
7.5.7 Lage der Bügelbewehrung

Abbildung 7.15 zeigt, daß die Rißbereiche in der Betonplatte, unabhängig von der Lage der Bügel in Relation zu den Dübeln, immer zum Kreuzungspunkt zwischen Bügel und Längsbewehrung hin ausstrahlen. Der Kraftverlauf im Beton paßt sich also der gegebenen Bewehrungslage an.

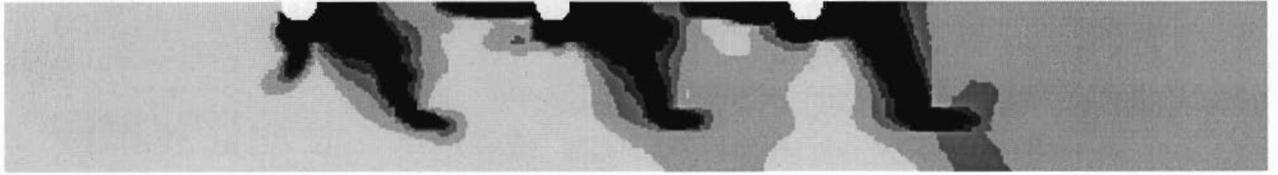
Nach Abbildung 7.16 ist der Einfluß des Abstandes zwischen Dübel und Bügel sehr gering. Ausgehend von $a_{Dü-Bü} = 80$ mm (mittige Lage der Bügel) ist nur eine geringe Erhöhung der Tragfähigkeit zu verzeichnen, wenn der Bügel näher am Dübel eingebaut wird. Ist der Bügel weiter vom Dübel entfernt, so wirkt sich dies nicht negativ auf die Tragfähigkeit aus. Gegenüber Montageungenauigkeiten ist die Verbundfuge also weitgehend unempfindlich.



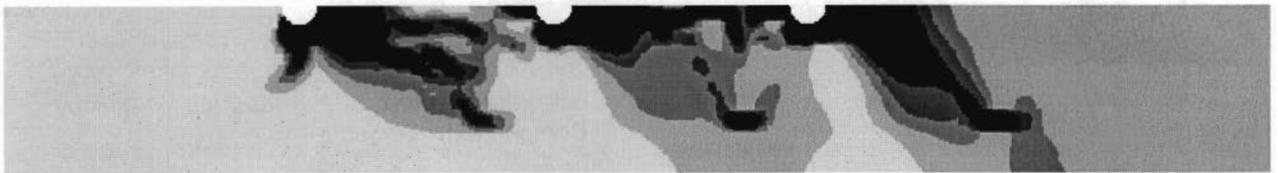
Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau



Abstand zwischen Dübeln und Bügeln $a_{Dü-Bü} = 40 \text{ mm}$



Abstand zwischen Dübeln und Bügeln $a_{Dü-Bü} = 80 \text{ mm}$



Abstand zwischen Dübeln und Bügeln $a_{Dü-Bü} = 120 \text{ mm}$

Abbildung 7.15 Rißbilder entsprechend den Hauptdehnungen des FE Modells bei Erreichen der Tragfähigkeit mit variierendem Abstand zwischen Dübeln und Bügeln (hellgraue Flächen bezeichnen ungedehnte Bereiche, schwarze Flächen haben eine Dehnung größer gleich 0,5 %)

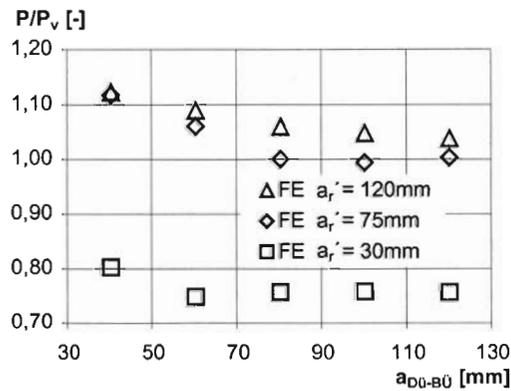


Abbildung 7.16 Bezogene Tragfähigkeit P/P_v von Kopfbolzendübeln in Abhängigkeit vom Abstand der Bügel vom Kopfbolzendübel $a_{Dü-Bü}$



8 Ergebnisse der Untersuchungen

8.1 Theoretische Tragfähigkeit der Verbundfuge

Auf der Grundlage der vorliegenden Versuchsergebnisse und in Orientierung an den Finite Elemente Untersuchungen wird Gleichung 8.1 zur Beschreibung der Tragfähigkeit liegender Kopfbolzendübel entwickelt. Die Verbundfuge muß dabei beidseitig in eine Stahlbetonplatte eingebunden sein (vgl. Abbildung 6.4b).

$$P_{u,sp} = \alpha (f_c \cdot d)^{0,4} (a_r')^{0,6} \left(\frac{a}{s}\right)^{0,3} \quad (8.1)$$

Es ist: $P_{u,sp}$	theoretische Spalttragfähigkeit [kN]
$\alpha = 0,85$	Beiwert zur Anpassung an die Versuchsergebnisse
f_c	Zylinderdruckfestigkeit des Betons [N/mm ²]
$19 \text{ mm} \leq d \leq 22 \text{ mm}$	Schaftdurchmesser des Kopfbolzendübels [mm]
$55 \text{ mm} \leq a_r'$	wirksamer Randabstand der Kopfbolzendübel senkrecht zur Beanspruchungsrichtung [mm]
$110 \text{ mm} \leq a \leq 440 \text{ mm}$	Achsabstand der Kopfbolzendübel parallel zur Beanspruchungsrichtung [mm]
$a/2 \leq s \leq a$	Achsabstand der Bügelbewehrung [mm]

Die vorliegenden Versuche und Finite Elemente Untersuchungen umfassen nur ein gewisses Spektrum der möglichen geometrischen Randbedingungen. Deshalb ergeben sich die im folgenden erläuterten Einschränkungen.

Die Zylinderdruckfestigkeit f_c des für die Versuchskörper verwendeten Betons variiert zwischen 22,2 und 34,4 N/mm². Die Auswertung der Versuche ergab, daß sich die Tragfähigkeit proportional zur Betongüte mit einem Exponenten von 0,4 verhält. Analog zu den Gleichungen 2.1 und 2.7 wird eine entsprechende Steigerung der Tragfähigkeit über die Zylinderdruckfestigkeit von 34,4 N/mm² hinaus vermutet (eine Begrenzung der Tragfähigkeit erfolgt bei sehr hohen Betongüten ohnehin durch das Abscherversagen des Kopfbolzendübels).

Es wurden Dübel des Durchmessers $d = 19$ und 22 untersucht. Durch eine Proportionalität der Tragfähigkeit zum Dübeldurchmesser mit dem Exponenten 0,4 wird eine optimale Anpassung an die Versuche erreicht.

Ausgehend von einem minimalen wirksamen Randabstand a_r' von 55 beziehungsweise 30 mm, wächst nach den Ergebnissen der experimentellen und numerischen Untersuchungen mit steigendem Randabstand der Kopfbolzendübel die Tragfähigkeit an. Begrenzt wird die Tragfähigkeit bei großem Randabstand wiederum durch das Abscherversagen des Kopfbolzendübels. Die experimentellen und numerischen Ergebnisse können

**Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau**

durch eine Erhöhung der Tragfähigkeit proportional zum wirksamen Randabstand mit dem Exponenten 0,6 angenähert werden.

Als minimaler Achsabstand a der Kopfbolzendübel wurde bei den Versuchen und bei den Finite Elemente Untersuchungen $5 \text{ mal } 22 \text{ mm} = 110 \text{ mm}$ gewählt. Dies entspricht für die Dübel des Durchmessers 22 mm dem in **Eurocode 4 (1994)** angegebenen Minimalwert von $a \geq 5d$. Der maximale Achsabstand a wurde zu 220 mm gewählt. Der Achsabstand der Bügel s wurde bei den Versuchen im gleichen Maße wie der Achsabstand der Dübel variiert. Die Versuche und die numerischen Untersuchungen zeigen, daß die Tragfähigkeit weitgehend unabhängig vom Quotienten a/s ist.

Wird die Anzahl der Bügel pro Kopfbolzendübel verdoppelt, erfolgt eine Erhöhung der Tragfähigkeit. Dies wird in Gleichung 8.1 durch Vergrößerung des Quotienten a/s realisiert. Eine Vergrößerung des Quotienten a/s und damit die Erhöhung der Bügelanzahl pro Kopfbolzendübel ist aufgrund der Versuche nur bis zu dem Faktor 2,0 abgedeckt.

In Tabelle 8.1 sind die Versuchstragfähigkeit und die theoretische Tragfähigkeit nach Gleichung 8.1 für die Versuchskörper aufgelistet. Die Versuchskörper I-1/3 und I-2/3 wurden nicht berücksichtigt, da die Tragfähigkeit dieser Versuchskörper nach Abschnitt 6.2.2 am Übergang zur Tragfähigkeit für stehende Kopfbolzendübel liegt. Die Versuchsreihe 5 mit der verstärkten Bügelbewehrung wurde ebenfalls nicht berücksichtigt, da die (geringe) Lasterhöhung in Gleichung 8.1 nicht berücksichtigt wird.

Versuchskörper	Zylinderdruckfestigkeit des Betons f_c [N/mm ²]	Dübeldurchmesser d [mm]	wirksamer Dübelrandabstand a_r [mm]	Dübel-Achsabstand a [mm]	Bügelabstand s [mm]	Tragfähigkeit pro Dübel im Versuch P_e [kN]	theor. Tragfähigkeit nach Gl. 8.1 $P_{u,sp}$ [kN]	Fehlerterm $\delta = P_e/P_{u,sp}$ [-]	char. Tragfähigkeit nach Gl. 8.10 $P_{Rk,sp}$ [kN]	Bemessungstragfähigkeit nach Gl. 8.11 $P_{Rd,sp}$ [kN]
1/1	29,4	22,0	55,0	165,0	165,0	124	125	0,9882	110	98
1/2	29,4	22,0	80,0	165,0	165,0	160	157	1,0244	138	123
2/1	29,4	19,0	55,0	165,0	165,0	113	118	0,9550	104	93
2/2	29,4	19,0	80,0	165,0	165,0	147	148	0,9938	130	116
3/1	23,4	22,0	80,0	110,0	110,0	141	143	0,9904	126	112
3/2	23,4	22,0	80,0	165,0	165,0	149	143	1,0436	126	112
3/3	23,4	22,0	80,0	220,0	220,0	151	143	1,0541	126	112
4/1	30,6	22,0	80,0	165,0	165,0	149	159	0,9381	140	125
4/2	30,6	22,0	80,0	165,0	165,0	164	159	1,0337	140	125
4/3	30,6	22,0	80,0	165,0	82,5	188	196	0,9593	172	154
4/4	30,6	22,0	80,0	165,0	165,0	149	159	0,9369	140	125
4/5	30,6	22,0	80,0	165,0	82,5	191	196	0,9726	172	154
6/1a	22,2	22,0	80,0	165,0	165,0	146	140	1,0434	123	110
6/1b	22,2	22,0	80,0	165,0	165,0	143	140	1,0180	123	110
6/1c	22,2	22,0	80,0	165,0	165,0	149	140	1,0670	123	110
6/2a	24,2	22,0	80,0	165,0	165,0	143	145	0,9857	127	114
6/2b	24,2	22,0	80,0	165,0	165,0	143	145	0,9871	127	114
6/2c	24,2	22,0	80,0	165,0	165,0	143	145	0,9874	127	114
6/3	34,4	22,0	80,0	165,0	165,0	171	167	1,0268	147	131

Tabelle 8.1 Versuchstragfähigkeiten, theoretische und charakteristische Tragfähigkeiten nach Gleichung 8.1 beziehungsweise Gleichung 8.10 sowie Bemessungstragfähigkeit nach Gleichung 8.11

Der Korrelationskoeffizient zwischen den Versuchswerten und den theoretischen Tragfähigkeiten ergibt sich zu 0,954 und zeigt, daß durch Gleichung 8.1 die wesentlichen Einflußparameter auf die Tragfähigkeit gut erfaßt werden.



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

Der Quotient aus Versuchswert und der theoretischen Tragfähigkeit $\delta_i = P_e / P_{u,sp}$ ergibt den Fehlerterm für die einzelnen Versuchskörper. Der Beiwert α zur Anpassung an die Versuchsergebnisse ist so gewählt, daß sich das Mittel des Fehlerterms $\bar{\delta}$ zu 1,0 ergibt.

Unter der Annahme einer logarithmischen Normalverteilung der Fehlerterme werden im folgenden auf der Grundlage von **Eurocode 3 Annex Z (1994)** die charakteristischen Tragfähigkeiten (5% Fraktile auf der Basis von Gleichung 8.1) der liegenden Kopfbolzendübel ermittelt.

Unter Ansatz einer Normalverteilung der Korrekturwerte ergibt sich die Standardabweichung zu

$$s_{\delta} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\delta_i - \bar{\delta})^2} = 0,0387 \tag{8.2}$$

- n Anzahl der Versuchswerte
- δ_i Fehlerterm (= $P_{e,i} / P_{u,sp,i}$)
- $\bar{\delta}$ mittlerer Fehlerterm

Der Variationskoeffizient V_{δ} hat wegen $\bar{\delta} = 1$ denselben Wert.

Als Variationskoeffizienten für die einzelnen Einflußgrößen der Bemessungsgleichung werden nach **Roik, Hanswille, Cunze und Lanna (1988)** für die Betonfestigkeit V_{f_c} und den Dübeldurchmesser V_d gewählt:

$$V_{f_c} = 15\% \qquad V_d = 3\%$$

Der wirksame Randabstand ist über die Betondeckung und eine eventuelle Exzentrizität der Dübelachse und der Bügelbewehrung gegenüber der Plattendicke an diese gekoppelt. In Anlehnung an die in Abschnitt 4.4 ermittelten Maßtoleranzen werden auf der sicheren Seite als Variationskoeffizienten im weiteren verwendet:

$$V_{a_r'} = 2\% \qquad V_a = 2\% \qquad V_s = 4\%$$

$\frac{\partial P_{u,sp}}{\partial f_c}$	$\frac{\partial P_{u,sp}}{\partial d}$	$\frac{\partial P_{u,sp}}{\partial a_r'}$	$\frac{\partial P_{u,sp}}{\partial a}$	$\frac{\partial P_{u,sp}}{\partial s}$
$\frac{0,4}{f_c} P_{u,sp} (x_i)$	$\frac{0,4}{d} P_{u,sp} (x_i)$	$\frac{0,6}{a_r'} P_{u,sp} (x_i)$	$\frac{0,3}{a} P_{u,sp} (x_i)$	$0,3 s P_{u,sp} (x_i)$

Tabelle 8.2 Ableitungen der Bemessungsgleichung 8.1 nach ihren Einflußfaktoren

Die Ableitungen der Gleichung 8.1 nach den einzelnen Einflußfaktoren sind in Tabelle 8.2 aufgeführt. Damit ergeben sich die folgenden Variationskoeffizienten und Wichtungsfaktoren:

$$V_{rt} = \sqrt{(0,4 V_{f_c})^2 + (0,4 V_d)^2 + (0,6 V_{a_r'})^2 + (0,3 V_a)^2 + (0,3 V_s)^2} = 0,0638 \tag{8.3}$$

**Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau**

$$V_r = \sqrt{V_{rt}^2 + s_\delta^2} = 0,0746 \quad (8.4)$$

$$Q_{rt} = \sqrt{\ln(V_{rt}^2 + 1)} = 0,0637 \quad (8.5)$$

$$Q_\delta = \sqrt{\ln(s_\delta^2 + 1)} = 0,0387 \quad (8.6)$$

$$Q = \sqrt{\ln(V_r^2 + 1)} = 0,09745 \quad (8.7)$$

$$\alpha_{rt} = \frac{Q_{rt}}{Q} = 0,8552 \quad (8.8)$$

$$\alpha_\delta = \frac{Q_\delta}{Q} = 0,5194 \quad (8.9)$$

Wird als charakteristische Tragfähigkeit $P_{Rk,sp}$ die 5% Fraktile angesetzt, ergibt sich hierfür:

$$\begin{aligned} P_{Rk,sp} &= \exp(-1,64 \alpha_{rt} Q_{rt} - 1,76 \alpha_\delta Q_\delta - 0,5 Q^2) P_{u,sp} = 0,8803 P_{u,sp} \quad (8.10) \\ &= 0,8803 \alpha (f_c \cdot d)^{0,4} (a_r \cdot \prime)^{0,6} \left(\frac{a}{s}\right)^{0,3} \end{aligned}$$

Die Bemessungstragfähigkeit ergibt sich zu:

$$P_{Rd,sp} = \exp(-3,04 \alpha_{rt} Q_{rt} - 3,64 \alpha_\delta Q_\delta - 0,5 Q^2) P_{u,sp} = 0,7854 P_{u,sp} \quad (8.11)$$

Der Teilsicherheitsfaktor auf der Widerstandsseite ergibt sich somit zu:

$$\gamma_v = \frac{P_{Rk,sp}}{P_{Rd,sp}} = 1,12 \quad (8.12)$$

Die charakteristische Tragfähigkeit und die Bemessungstragfähigkeit sind in Tabelle 8.1 für alle Versuchskörper aufgelistet.

In Abbildung 8.1 werden die Versuchstragfähigkeiten den Tragfähigkeiten nach den Gleichungen 8.1, 8.10 und 8.11 gegenübergestellt. Die geringe Streuung um die theoretische Tragfähigkeit über einen großen Bereich der absoluten Tragfähigkeitswerte zeigt die gute Annäherung der Versuche durch die Gleichung 8.1.



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

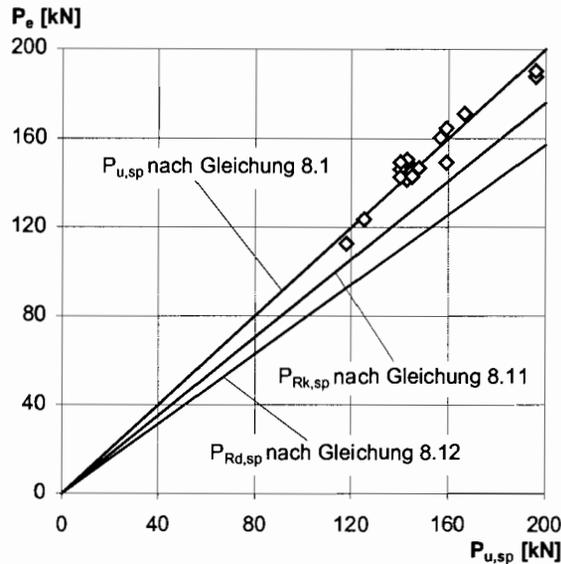


Abbildung 8.1 Vergleich der Versuchstragfähigkeiten P_e mit der theoretischen Tragfähigkeit $P_{u,sp}$ nach Gleichung 8.1, der charakteristischen Tragfähigkeit $P_{Rk,sp}$ nach Gleichung 8.10 und der Bemessungstragfähigkeit $P_{Rd,sp}$ nach Gleichung 8.11

8.2 Duktilität

Für die bereits in Tabelle 8.1 aufgeführten Versuchskörper wird die Duktilität in der Verbundfuge ermittelt. In Tabelle 8.3 wird der maßgebende Schlupf der Versuchskörper beim Versagen der Verbundfuge zusammengestellt. Als maßgebender Schlupf wird das Minimum der folgenden drei Werte eingesetzt

- Schlupf beim Erreichen der charakteristischen Tragfähigkeit nach Gleichung 8.10 nach Überschreiten der Tragfähigkeit
- Schlupf beim Bruch des ersten Kopfbolzendübels
- Schlupf beim Abbruch der Messungen

Versuchskörper	Maßgebender Schlupf beim Versagen δ_u [mm]	Versuchskörper	Maßgebender Schlupf beim Versagen δ_u [mm]	Versuchskörper	Maßgebender Schlupf beim Versagen δ_u [mm]	Versuchskörper	Maßgebender Schlupf beim Versagen δ_u [mm]
1/1	7,1	3/2	19,4	4/4	14,5	6/2a	19,6
1/2	14,1	3/3	20,5	4/5	20,7	6/2b	19,5
2/1	6,3	4/1	6,9	6/1a	19,6	6/2c	20,6
2/2	15,8	4/2	15,8	6/1b	16,7	6/3	25,4
3/1	18,4	4/3	13,1	6/1c	26,2		

Tabelle 8.3 Maßgebender Schlupf δ_u beim Versagen der Verbundfuge

Der Mittelwert des Schlupfes der Versuchskörper nach Tabelle 8.3 ergibt sich zu 16,9 mm. Der Mittelwert des logarithmischen Schlupfes $\ln \delta_u$ beträgt 2,755. Damit errechnet man eine Standardabweichung von



$$s_{\delta_u} = \sqrt{\frac{1}{1-n} \sum_{i=1}^n (\ln \delta_{u,i} - \overline{\ln \delta_u})^2} = 0,417 \quad (8.13)$$

einen Variationskoeffizienten von

$$V_{\delta_u} = \frac{s_{\delta_u}}{\overline{\ln \delta_u}} = 0,151 \quad (8.14)$$

und mit dem Fraktilwert von 1,645 die 5% Fraktile des Schlupfes zu

$$\delta_{uk} = 16,9 \text{ mm} \exp(-1,645 V_{\delta_u} - 0,5 V_{\delta_u}^2) = 13,0 \text{ mm} \quad (8.15)$$

Dieser Wert ist deutlich größer als der von **Eurocode 4 (1994)** geforderte Mindestwert von 6 mm. Damit können die bei den vorliegenden Versuchen verwendeten liegende Kopfbolzendübel als duktile Verbindungsmittel eingestuft werden.

8.3 Bemessungsvorschlag

Unter Bezug auf die in Abschnitt 8.1 ermittelten Gleichungen zur Beschreibung der Tragfähigkeit wird ein Vorschlag zur Bemessung liegender Kopfbolzendübel unter Längsschubbeanspruchung gemacht. Es wird dabei vorausgesetzt, daß die Verbundfuge beidseitig in eine Stahlbetonplatte eingebunden ist (vgl. Abbildung 6.4b).

Wählt man den Teilsicherheitsfaktor γ_v nicht nach Gleichung 8.12 sondern nach **Eurocode 4 (1994)** so ergibt sich, abgeleitet von der charakteristischen Tragfähigkeit nach Gleichung 8.10, der Bemessungswert der Spalttragfähigkeit $P_{Rd,sp}$ mit den Bezeichnungen nach Abbildung 8.2 auf der sicheren Seite zu

$$P_{Rd,sp} = 0,75 (f_{ck} \cdot d)^{0,4} (a_r')^{0,6} \left(\frac{a}{s}\right)^{0,3} \frac{1}{\gamma_v} \quad (8.16)$$

Es ist: $P_{Rd,sp}$	Bemessungswert der Spalttragfähigkeit [kN]
f_{ck}	charakteristischer Wert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons nach Eurocode 2 (1992) [N/mm ²]
$19 \text{ mm} \leq d \leq 22 \text{ mm}$	Schaftdurchmesser des Kopfbolzendübel [mm]
$55 \text{ mm} \leq a_r'$	wirksamer Randabstand der Kopfbolzendübel senkrecht zur Beanspruchungsrichtung [mm]
$110 \text{ mm} \leq a \leq 440 \text{ mm}$	Achsabstand der Kopfbolzendübel parallel zur Beanspruchungsrichtung [mm]
$a/2 \leq s \leq a$	Achsabstand der Bügelbewehrung [mm]
$\gamma_v = 1,25$	Teilsicherheitsfaktor auf der Widerstandsseite nach Eurocode 4 (1994)



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

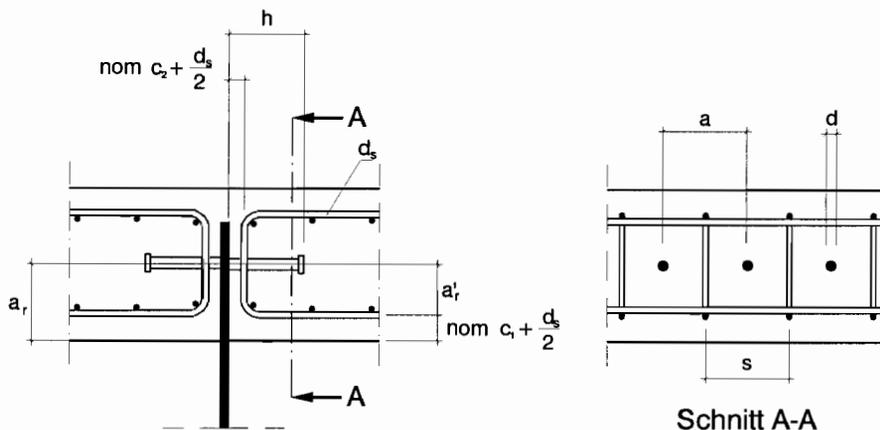


Abbildung 8.2 Bezeichnungen der geometrischen Parameter von beidseitig einbetonierten Verbundfugen mit liegenden Kopfbolzendübeln

Als obere Grenze der Bemessungstragfähigkeit liegender Kopfbolzendübel ist der Bemessungswert der Grenzscherkraft nach **Eurocode 4 (1994)** (Gleichung 2.11 und 2.12) anzusehen. Er darf demnach nicht überschritten werden. In Anlehnung an **Eurocode 4 (1994)** ist für die Gesamtlänge h der Kopfbolzendübel

$$h \geq 4 d \tag{8.17}$$

einzuhalten.

8.4 Vergleich mit der Tragfähigkeit stehender Kopfbolzendübel

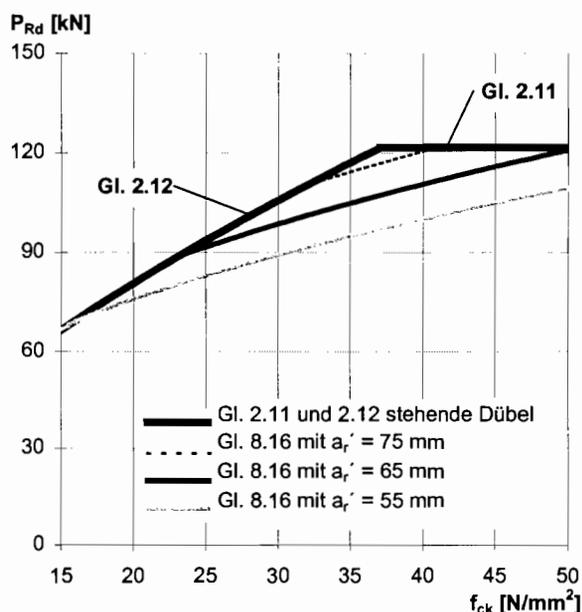


Abbildung 8.3 Vergleich der Bemessungstragfähigkeit liegender Kopfbolzendübel mit beidseitig einbetonierter Verbundfuge mit der Tragfähigkeit stehender Kopfbolzendübel

In Abbildung 8.3 wird die Bemessungstragfähigkeit von liegenden und stehenden Kopfbolzendübeln nach Gleichung 8.16 beziehungsweise 2.11 und 2.12 bei ansteigender Betongüte verglichen. Es wird ein Durchmesser der Dübel von 22 mm und eine Zugfestigkeit



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

des Dübelstahls von 500 N/mm^2 zugrundegelegt. Für die liegenden Kopfbolzendübel wird ein Verhältnis von Kopfbolzenabstand zu Bügelabstand a/s von 1,0 angesetzt.

Die Bemessungstragfähigkeit der Dübel nach Gleichung 2.11 und 2.12 wird nur bei einem wirksamen Randabstand von $\leq 75 \text{ mm}$ durch die Spalttragfähigkeit der Betonplatte eingeschränkt.

Es erweist sich als sinnvoll, die Bemessungstragfähigkeit liegender Kopfbolzendübel nach Gleichung 8.16 ebenso wie die Bemessungstragfähigkeit stehender Kopfbolzendübel nach Gleichung 2.12 bei hohen Betondruckfestigkeiten durch die Stahltragfähigkeit der Kopfbolzendübel (Gleichung 2.11) zu beschränken. Im Bereich geringer Betondruckfestigkeit wird die Tragfähigkeit stehender Dübel bei großem wirksamen Randabstand übertroffen. Hier erscheint es sinnvoll, die Gleichung 8.16 durch die Gleichung 2.12 zu beschränken.

8.5 Zusammenfassung

In der vorliegenden Untersuchung wird die Tragfähigkeit liegender Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau untersucht. Sowohl der Versagensmechanismus als auch die Tragfähigkeit solcher Dübel unterscheiden sich von stehenden Kopfbolzendübeln.

Die Verbundfuge der hier untersuchten liegenden Kopfbolzendübel wird beidseitig von der Stahlbetonplatte eingeschlossen. Der Vergleich mit den Versuchsergebnissen von **Kuhlmann** und **Breuninger (1999)** (Verbundfuge am Betonplattenrand) zeigt, daß die Tragfähigkeit von liegenden Kopfbolzendübeln im Mittel um 13% höher liegt, wenn die Verbundfuge beidseitig von der Betonplatte eingeschlossen ist. Das Tragverhalten und die Mechanismen die zum Versagen führen, unterscheiden sich im Gegensatz dazu nicht.

Die Duktilität liegender Kopfbolzendübel überschreitet die Duktilitätsanforderungen der Verbundbauvorschriften bei weitem.

Auf der Basis der Versuchsergebnisse und der Finite Elemente Berechnungen wird, abgeleitet von einer Angabe über die mittlere Tragfähigkeit von beidseitig einbetonierten Verbundfugen mit liegenden Kopfbolzendübeln unter Längsschub, ein Bemessungsvorschlag unter Berücksichtigung des Teilsicherheitskonzeptes gemacht.

8.6 Ausblick

Sowohl für Verbundfugen mit liegenden Kopfbolzendübeln am Betonplattenrand als auch für Verbundfugen mit liegenden Kopfbolzendübeln die beidseitig in die Betonplatte einbetoniert sind, liegt je ein Forschungsbericht mit einem Bemessungsvorschlag vor.. Beim Vergleich beider Bemessungsvorschläge fällt auf, daß die bei den Parametern zur Bestimmung der Tragfähigkeit stehenden Exponenten genauso wie die Tragfähigkeit etwas differieren. Aufbauend auf den hier vorliegenden Forschungsbericht und den Forschungsbericht von **Kuhlmann** und **Breuninger (1999)** wird von **Breuninger (1999)** ein beide Forschungsergebnisse integrierender Bemessungsvorschlag angegeben. Ausgehend von dem übereinstimmenden Tragverhalten von Verbundfugen mit liegenden Kopfbolzendübeln in der Mitte bzw. am Rand der Betonplatte wird somit ein **einheitlicher Bemess-**



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

sungsvorschlag für liegende Kopfbolzendübel unter Längsschubbeanspruchung ermittelt.

Wie schon im Kapitel 1.3 erläutert, wird die Verbundfuge neben der Längsschubbeanspruchung in vielen Anwendungsfällen auch durch Querschub belastet. Da der Längsschub den offensichtlich größeren Einfluß für das Versagen der Verbundfuge hat, wurde er vorrangig untersucht. Zur Behandlung der Querschubbeanspruchung wurde von **Kuhlmann und Breuninger (1999)** eine vereinfachte Abschätzung gemacht. Der dort vorgestellte Bemessungsvorschlag zur Querschubbeanspruchbarkeit und der Interaktion bei kombinierter Beanspruchung läßt sich auch auf die vorliegende Untersuchung übertragen, liegt aber weit auf der sicheren Seite. Weitere Untersuchungen zum Tragverhalten unter **Querschubbeanspruchbarkeit** und zur Interaktion bei **kombinierter Beanspruchung** werden die Bemessungstragfähigkeit liegender Kopfbolzendübel bei dieser Beanspruchung deutlich erhöhen.



9 Bezeichnungen

- a Achsabstand der Kopfbolzendübel parallel zur Beanspruchungsrichtung
- a_r Randabstand der Kopfbolzendübel senkrecht zur Beanspruchungsrichtung
- a_r' wirksamer Randabstand der Kopfbolzendübel senkrecht zur Beanspruchungsrichtung
- A_s Querschnittsfläche des Betonstahls
- A_{10} Bruchdehnung bei einer Anfangsmeßlänge von $10 \cdot \sqrt{\text{Querschnittsfläche}}$ nach **DIN EN 10 002-1 (1991)**
- B Beanspruchungsfaktor in Abhängigkeit von der Zug- oder Druckbeanspruchung des pushout-Versuchskörpers
- d Schaftdurchmesser des Kopfbolzendübels
- d_c Dicke der Betonplatte
- d_s Durchmesser des Betonstahls
- d_2 Kopfdurchmesser des Kopfbolzendübels
- d_3 Schweißwulstdurchmesser des Kopfbolzendübels
- E_a Elastizitätsmodul des Kopfbolzendübelmaterials
- E_b Sekantenelastizitätsmodul des Betons nach **DIN 1048 (1991)**
- E_c Sekantenelastizitätsmodul des Betons
- E_{ci} Tangentenelastizitätsmodul des Betons nach **Model Code 1990 (1993)**
- E_{cm} mittlerer Sekantenelastizitätsmodul des Betons nach **Eurocode 2 (1992)**
- E_s Elastizitätsmodul des Betonstahls
- f_c Zylinderdruckfestigkeit des Betons
- f_{ck} charakteristischer Wert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons nach **Eurocode 2 (1992)**
- f_{cm} mittlerer Wert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons nach **Model Code 1990 (1993)**
- f_{ctm} mittlerer Wert der Zugfestigkeit des Betons nach **Model Code 1990 (1993)**
- f_u Zugfestigkeit des Kopfbolzendübelmaterials
- $f_{u,s}$ Zugfestigkeit des Betonstahls

**Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau**

F_e	Tragfähigkeit des Versuchskörpers
F_v	Belastung des Versuchskörpers bei Abbruch der Messung
h	Gesamtlänge des Kopfbolzendübels
h_c	Ausdehnung der Betonplatte in Richtung der Kopfbolzendübelachse
h_w	Schweißwulsthöhe des Kopfbolzendübels
$\text{nom } c$	Nennmaß der Betondeckung
N_u	Zugtragfähigkeit des Kopfbolzendübels bei Betonausbruch
P	Belastung des Versuchskörpers
P_e	Tragfähigkeit pro Kopfbolzendübel des Versuchskörpers
P_e'	Tragfähigkeit des Kopfbolzendübels transformiert auf eine Vergleichsbetonfestigkeit
P_{Rd}	Bemessungswert der Grenzscherkraft des Kopfbolzendübels nach Eurocode 4 (1994)
P_u	theoretische Tragfähigkeit des Kopfbolzendübels bei Dübelabscheren
$P_{u,sp}$	theoretische Spalttragfähigkeit des Kopfbolzendübels
P_v	Belastung pro Kopfbolzendübel des Versuchskörpers bei Abbruch der Messung
R_m	Zugfestigkeit nach DIN EN 10 002-1 (1991)
$R_{p0,2}$	Dehngrenze bei nichtproportionaler Dehnung von 0,2 % nach DIN EN 10 002-1 (1991)
s	Achsabstand der Bügelbewehrung
α	Beiwert zur Anpassung an die Versuchsergebnisse
β_{WN}	Nennfestigkeit von Betonwürfeln der Kantenlänge 200 mm nach DIN 1045 (1988)
$\beta_{W,150}$	Druckfestigkeit von Betonwürfeln der Kantenlänge 150 mm nach DIN 1048 (1991)
$\beta_{W,200}$	Druckfestigkeit von Betonwürfeln der Kantenlänge 200 mm nach DIN 1048 (1991)
γ_v	Teilsicherheitsbeiwert im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach Eurocode 4 (1994)
δ	Schlupf in der Verbundfuge
ε_{ct}	Rißdehnung des Betons unter Zugbeanspruchung
ε_{e-p}	Stahldehnung am Übergang von der elastischen zur plastischen Dehnung
λ	Spreizung der Betonplatte



10 Literaturverzeichnis

- Bažant, Z. P.; Oh, B. H. (1984): "Rock fracture via strain softening finite elements"; Journal of Engineering Mechanics 110/7; S. 1015.
- Bažant, Z. P.; Oh, B. H. (1985): "Microplane model for progressive fracture of concrete and rock"; Journal of Engineering Mechanics 111/4; S. 559.
- Bažant, Z. P.; Ožbolt, J. (1992): "Compression failure of quasibrittle material: Nonlocal microplane model"; Journal of Engineering Mechanics 118/3; S. 540.
- Bažant, Z. P.; Prat, P. C. (1988): "Microplane model for brittle-plastic material: I Theory, II Verification"; Journal of Engineering Mechanics 114/10; S. 1672.
- Breuninger, U. (1999): „Zum Tragverhalten liegender Kopfbolzendübel unter Längsschubbeanspruchung“; Dissertation; eingereicht am Institut für Konstruktion und Entwurf I; Universität Stuttgart.
- Canciani, A.; Puhali, R. (1984): "Investigation on composite beams of a tee hybrid steel section and a concrete slab"; Costruzioni Metalliche 1; S. 3.
- CEB-FIP MC 90 (1993): "CEB-FIP Model Code 1990"; Comité Euro-International du Béton; Lausanne.
- DIN 1045 (1988): "Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung"; Deutsches Institut für Normung.
- DIN 1048 Teil 5 (1991): "Prüfverfahren für Beton, Festbeton, gesondert hergestellte Prüfkörper"; Deutsches Institut für Normung.
- DIN 4109 (1989): "Schallschutz im Hochbau, Anforderungen und Nachweise"; Deutsches Institut für Normung.
- DIN EN 10 002-1 (1991): "Metallische Werkstoffe, Zugversuch, Teil 1: Prüfverfahren (bei Raumtemperatur); Deutsches Institut für Normung.
- E DIN EN 32 500 (1995): "Schweißen, Teil 100: Bolzen zum Lichtbogenschweißen (Vorschlag für eine europäische Norm); Deutsches Institut für Normung.
- Eligehausen, R.; Malleé, R.; Rehm, G. (1997): "Befestigungstechnik"; in: Betonkalender Teil II; Verlag Ernst & Sohn; Berlin; S. 609.
- Eurocode 2 (1992): "Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau"; Comité Européen de Normalisation.
- Eurocode 4 (1994): "Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau"; Comité Européen de Normalisation.
- Fontana, M.; Borgogno, W. (1995): "Brandverhalten von Slim-Floor Verbunddecken"; Stahlbau 64/6; S. 168.
- Fuchs, W. (1990): "Tragverhalten von Befestigungen unter Querlast in ungerissenem Beton"; Dissertation; Institut für Werkstoffe im Bauwesen; Universität Stuttgart.
- Haß, R.; Meyer-Ottens, C.; Quast, U. (1989): "Verbundbau Brandschutz Handbuch"; Verlag Ernst & Sohn; Berlin.



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

- Häussler, R. (1996): "Verhalten von slim-floor-Trägern"; Diplomarbeit; Institut für Konstruktion und Entwurf I; Universität Stuttgart.
- Hilsdorf, H. K.; Reinhardt, H.-W. (1998): "Beton"; in: Betonkalender Teil I; Verlag Ernst & Sohn; Berlin; S. 1.
- Johnson, R. P.; Oehlers, D. J. (1981): "Analysis and design for longitudinal shear in composite T beams"; Proceedings of the Institution of Civil Engineers 71/2; S. 989.
- Johnson, R. P.; Oehlers, D. J. (1982): "Design for longitudinal shear in composite L beams"; Proceedings of the Institution of Civil Engineers 73/2; S. 147.
- Kuhlmann, U.; Breuninger, U. (1997): "Scherversuche liegender Kopfbolzendübel - Versuchsbericht"; Institut für Konstruktion und Entwurf I; Universität Stuttgart.
- Kuhlmann, U.; Breuninger, U. (1998): "Zur Tragfähigkeit von horizontal liegenden Kopfbolzendübeln"; Stahlbau 67/7; S. 547.
- Kuhlmann, U.; Breuninger, U. (1999): "Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Brückenbau"; Schlußbericht zum Forschungsvorhaben im Auftrag des Bundesministers für Verkehr; Bonn.
- Kuhlmann, U.; Fries, J. (1998): "Slim-Floor Deckenträger mit Hutprofil"; in: Fachseminar Verbundbau 2 an der FH München; Kapitel 8.
- Leonhardt, F. (1962): "Spannbeton für die Praxis"; Verlag Ernst & Sohn; Berlin.
- Lipp, D. (1998): "Untersuchung von liegenden Kopfbolzendübeln in unbewehrten Betonplatten"; Diplomarbeit; Institut für Konstruktion und Entwurf I; Universität Stuttgart.
- Litzner, H.-U. (1996): "Grundlagen der Bemessung nach Eurocode 2- Vergleich mit DIN 1045 und DIN 4227"; in: Betonkalender Teil I; Verlag Ernst & Sohn; Berlin; S. 567.
- Lungershausen, H. (1988): "Zur Schubtragfähigkeit von Kopfbolzendübeln"; Dissertation; Institut für Konstruktiven Ingenieurbau; Ruhr-Universität Bochum; Technisch-wissenschaftliche Mitteilungen Nr. 88-7.
- Model Code 1990 (1993); Comité Euro-International du Béton CEB-FIP; Lausanne.
- Muess, H. (1996); "Interessante Tragwerkslösungen im Verbund"; Stahlbau 65/10. S. 349.
- Oehlers, D. J. (1981): "Results of tests on 101 push specimens and 4 composite T-beams"; Research report CE8; Department of Engineering; University of Warwick.
- Oehlers, D. J. (1989): "Splitting induced by shear connectors in composite beams"; Journal of Structural Engineering 115/2; S. 341.
- Oehlers, D. J.; Bradford, M. A. (1995): "Composite steel and concrete structural members, fundamental behaviour"; Pergamon; Guildford.
- Oehlers, D. J.; Park, S. M. (1992): "Shear connectors in composite beams with longitudinally cracked slabs"; Journal of Structural Engineering 118/8; S. 2004.
- Oehlers, D. J.; Johnson, R. P. (1987): "The strength of stud shear connections in composite beams"; The Structural Engineer 65B/2; S. 44.
- Ollgaard, J. G.; Slutter, R. G.; Fisher, J. W. (1971): "Shear strength of stud connectors in light-weight and normal-weight concrete"; Engineering Journal; S. 55.

**Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau**

- Ožbolt, J. (1995): "Maßstabseffekt und Duktilität von Beton- und Stahlbetonkonstruktionen"; Habilitation; Institut für Werkstoffe im Bauwesen; Universität Stuttgart.
- Ožbolt, J.; Li, Y.; Kožar, I. (1999): "Mixed constrained microplane model for concrete"; zur Veröffentlichung in: International Journal of Solids and Structures.
- Paschen, H.; Schönhoff, T. (1983): "Untersuchungen über in Beton eingelassene Scherbolzen aus Betonstahl"; Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 346, Verlag Ernst & Sohn; Berlin.
- Planas, J. (1998): "Fracture and size effect in concrete and other quasibrittle materials"; CRC Press; Boca Raton.
- Ramm, W.; Greiner, U. (1993): "Gutachten zur Bemessung von Kopfbolzenverankerungen, Teil II, Verankerungen mit Rückhängebewehrungen"; Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion; Universität Kaiserslautern.
- Roik, K.; Hanswille, G. (1983): "Beitrag zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln"; Der Stahlbau; S. 80
- Roik, K.; Hanswille, G.; Cunze, A.; Lanna, O. (1988): "Hintergrundbericht zu Eurocode 4, Abschnitt 6.3.2: Bolzendübel"; Minister für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau.
- Sargious, M. (1960): "Beitrag zur Ermittlung der Hauptzugspannungen am Endauflager vorgespannter Betonbalken"; Dissertation; Institut für Massivbau; Technische Hochschule Stuttgart.
- Toprac, A.; Eyre, D. G. (1967): "Composite beams with a hybrid tee steel section"; Journal of the Structural Division 93/ST5; S. 309.
- Tschemmernegg, F.; Huber, G. (1996): "Flachdecken mit Stanzdübeln"; Bauingenieur 71; S. 425.
- van Vliet, M.R.A.; van Mier, J.G.M. (1996): "Experimental investigation of concrete fracture under uniaxial compression"; Mechanics of Cohesive-Frictional Materials, Vol. 1; S. 115.



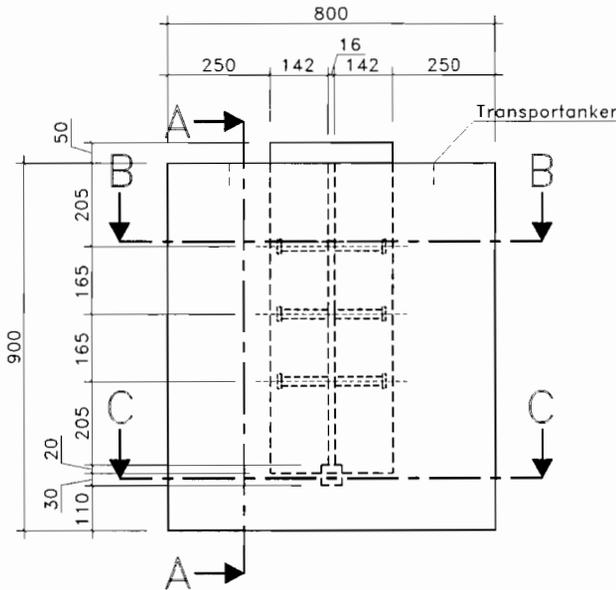
Anhang 1

Versuchskörper

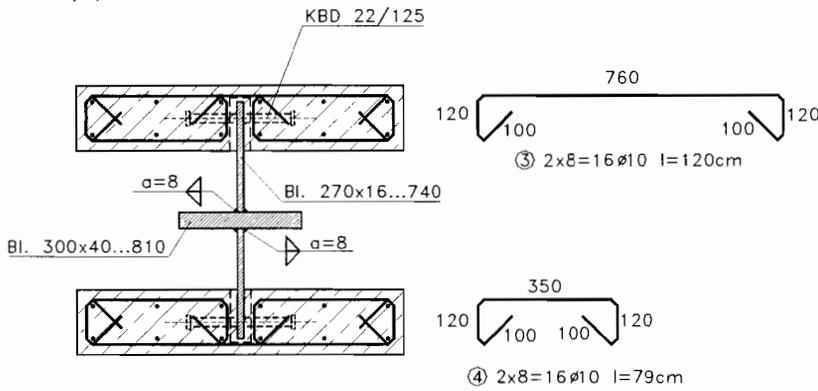
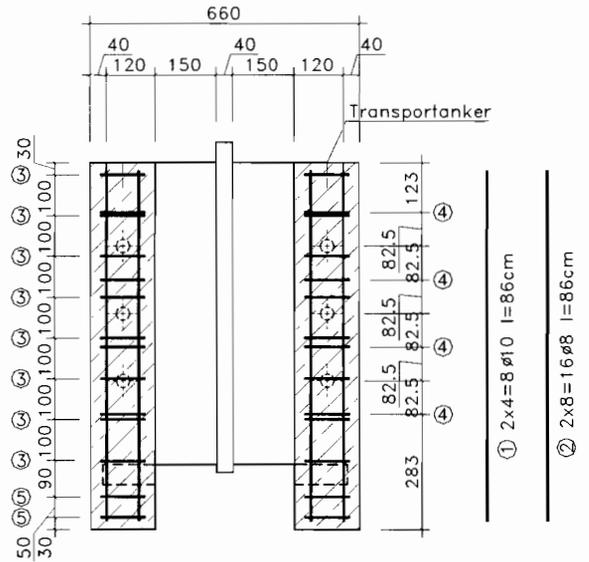


Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

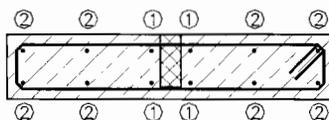
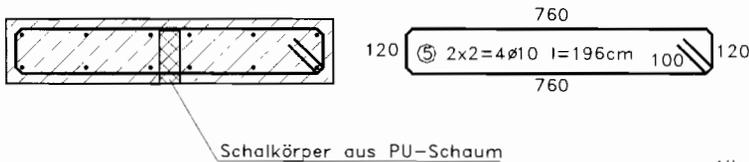
Ansicht



Schnitt A-A



Schnitt B-B



Schnitt C-C

Reihe 1/1; t=160

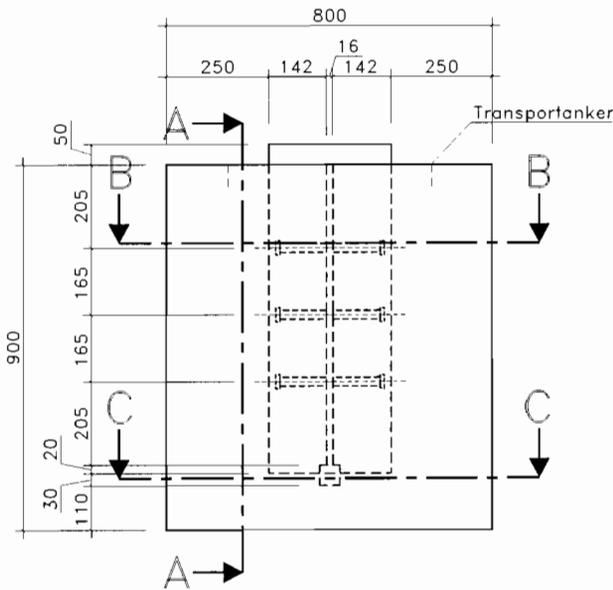
Alle Maße in mm

Baustahl: S235 JR G2 (St 37-2)
 Kopfbolzen: S235 J2 G3 (St 37-3K)
 Beton: C30/37
 Betonstahl: S500 (BSt 500 S)

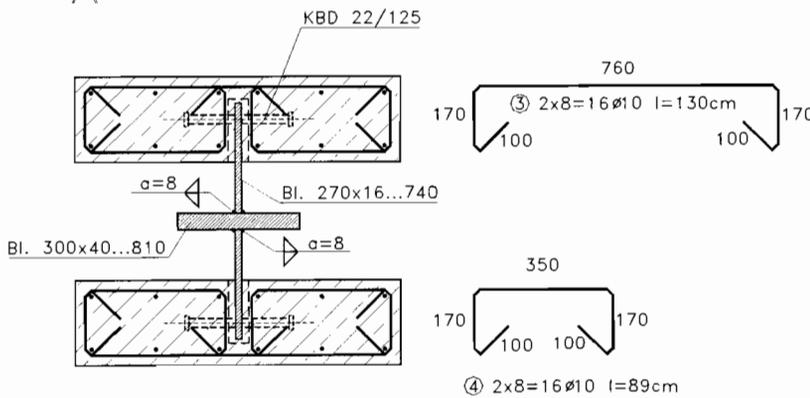
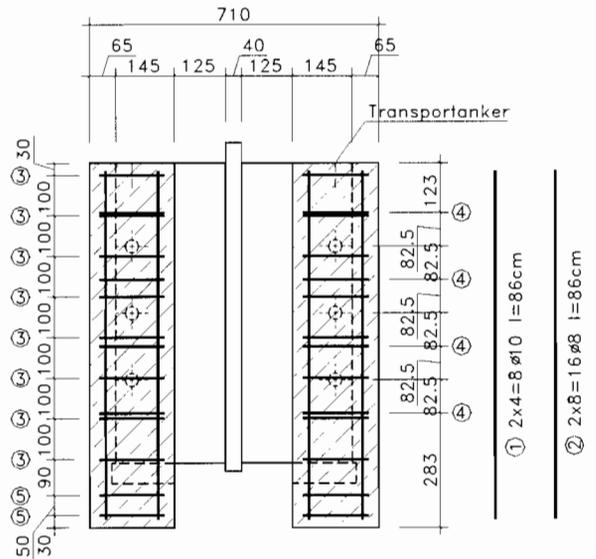


Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

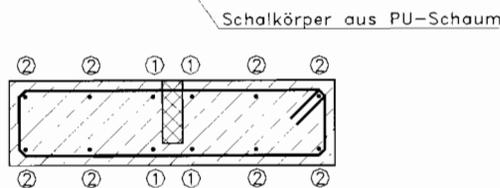
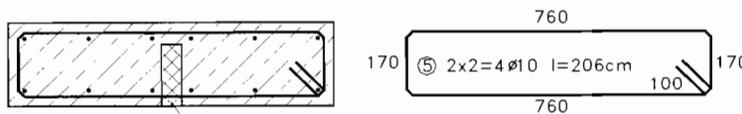
Ansicht



Schnitt A-A



Schnitt B-B



Schnitt C-C

Alle Maße in mm

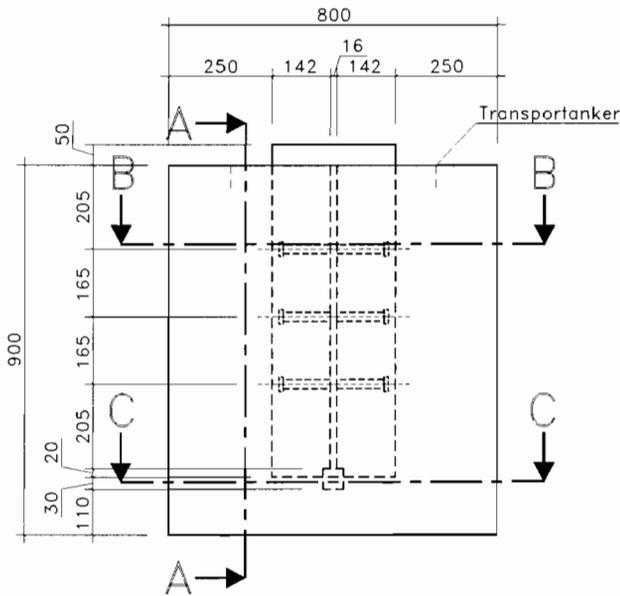
Baustahl: S235 JR G2 (St 37-2)
 Kopfbolzen: S235 J2 G3 (St 37-3K)
 Beton: C30/37
 Betonstahl: S500 (BSt 500 S)

Reihe 1/2; t=210

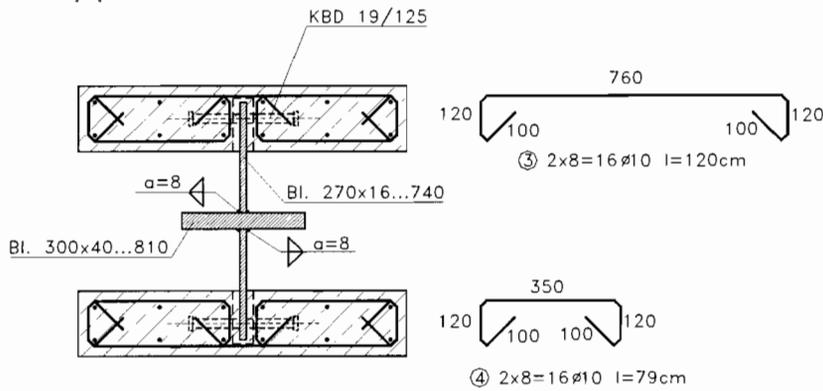
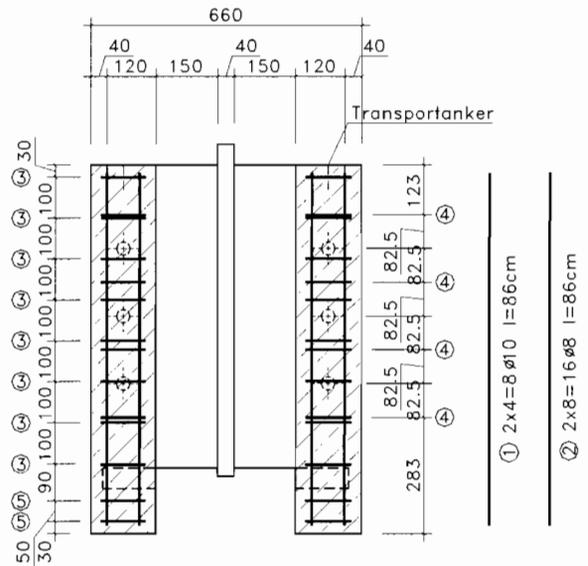


Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

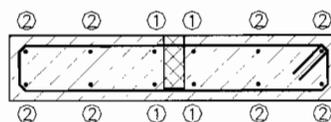
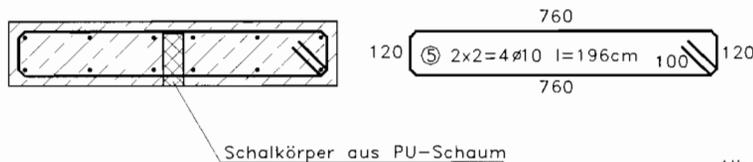
Ansicht



Schnitt A-A



Schnitt B-B



Alle Maße in mm

Baustahl: S235 JR G2 (St 37-2)
 Kopfbolzen: S235 J2 G3 (St 37-3K)
 Beton: C30/37
 Betonstahl: S500 (BSt 500 S)

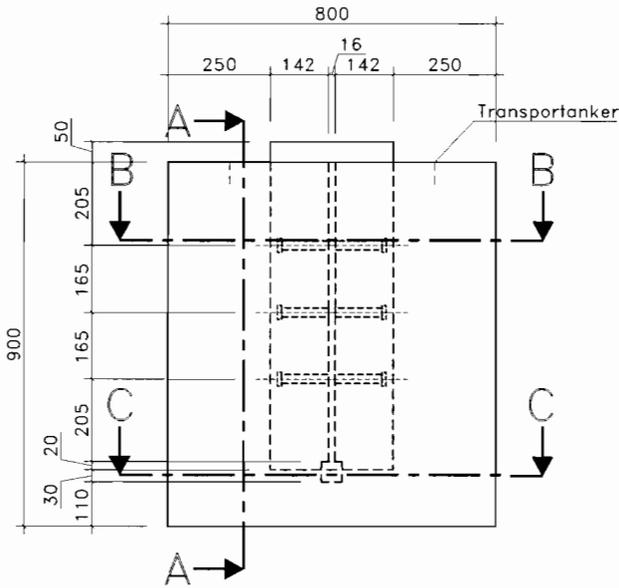
Schnitt C-C

Reihe 2/1; t=160

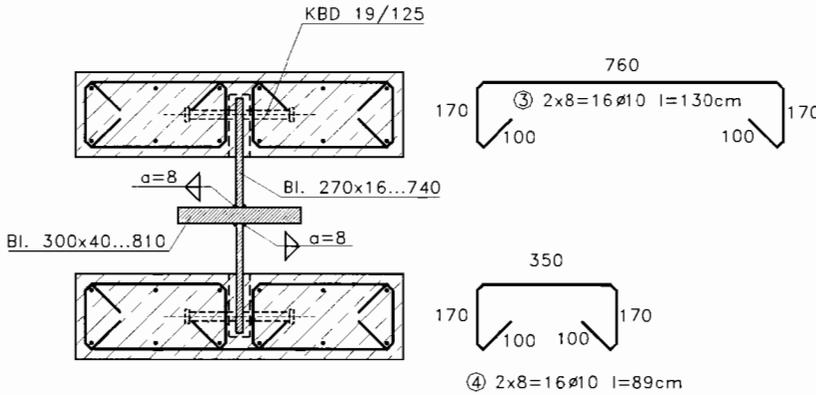
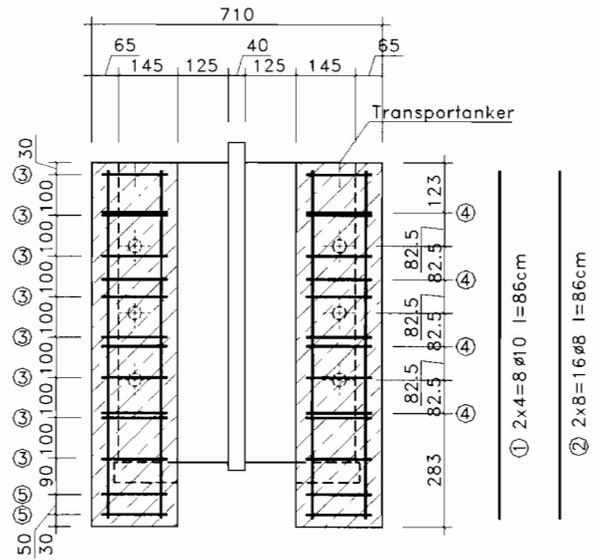


Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

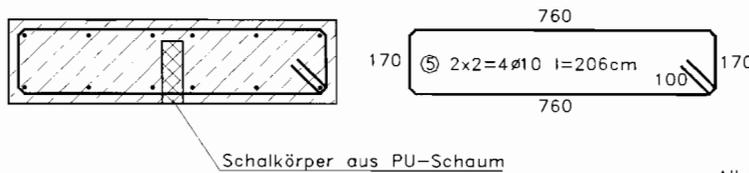
Ansicht



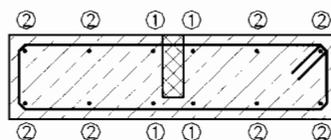
Schnitt A-A



Schnitt B-B



Schnitt C-C



Alle Maße in mm

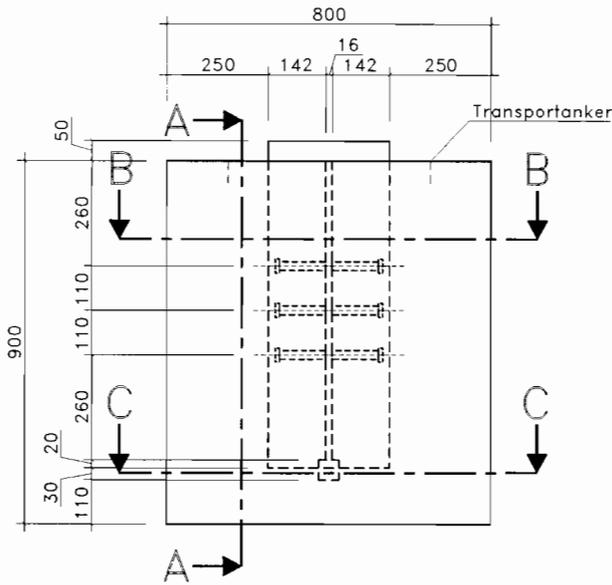
Baustahl: S235 JR G2 (St 37-2)
 Kopfbolzen: S235 J2 G3 (St 37-3K)
 Beton: C30/37
 Betonstahl: S500 (BSt 500 S)

Reihe 2/2; t=210

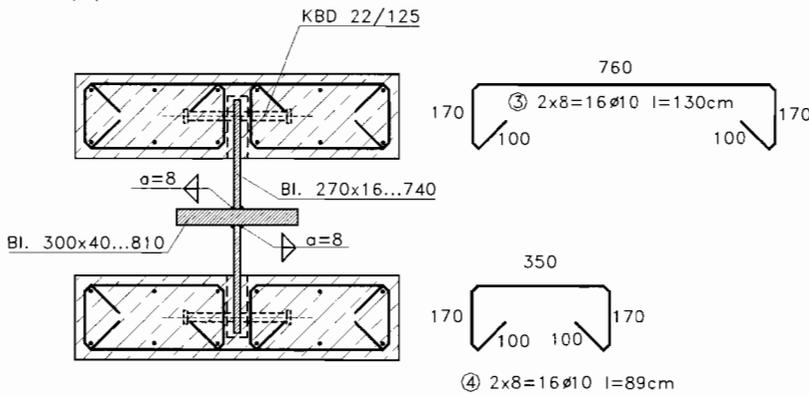
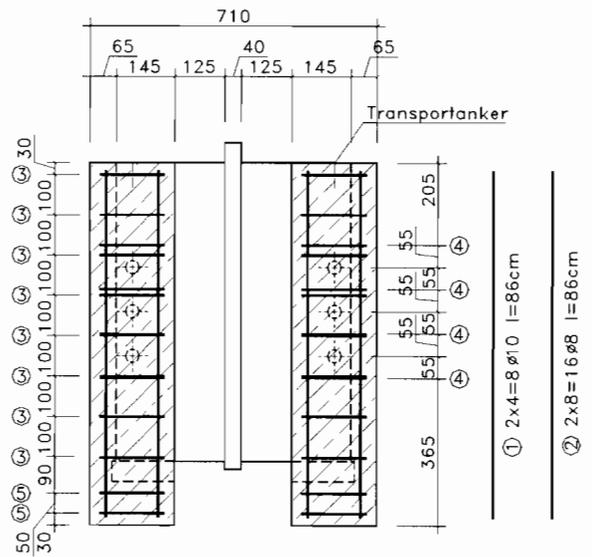


Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

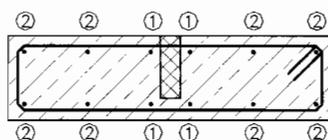
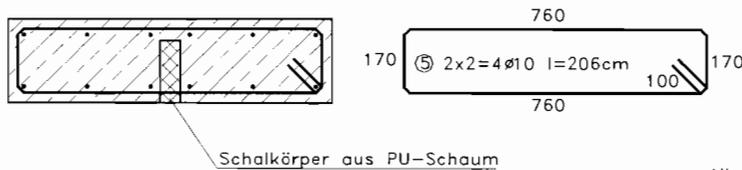
Ansicht



Schnitt A-A



Schnitt B-B

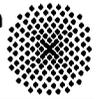


Schnitt C-C

Reihe 3/1; a=110

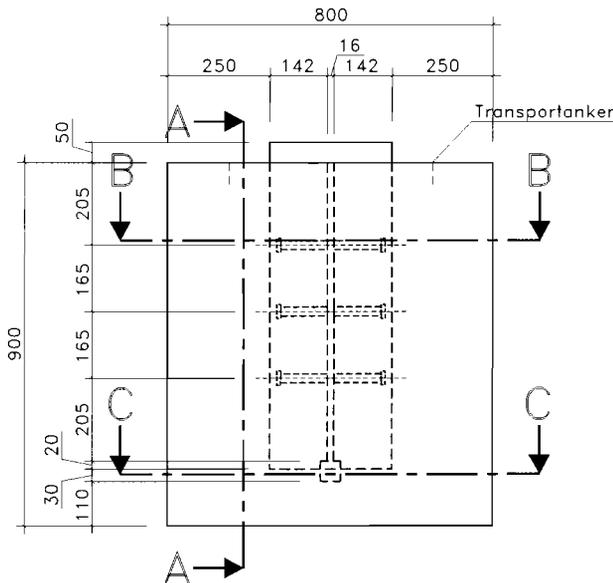
Alle Maße in mm

Baustahl: S235 JR G2 (St 37-2)
 Kopfbolzen: S235 J2 G3 (St 37-3K)
 Beton: C30/37
 Betonstahl: S500 (BSt 500 S)

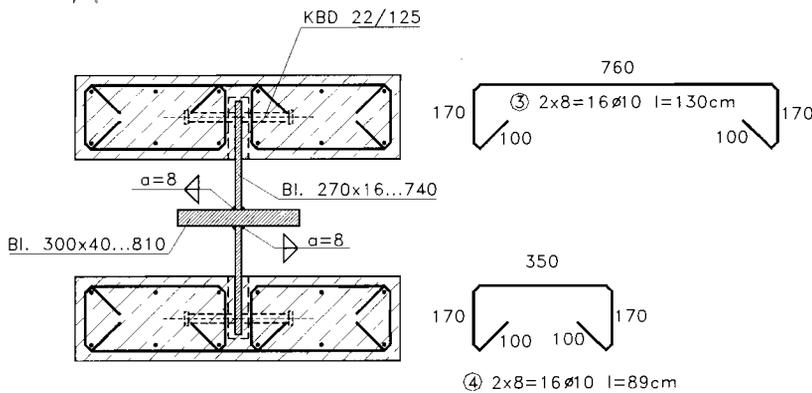
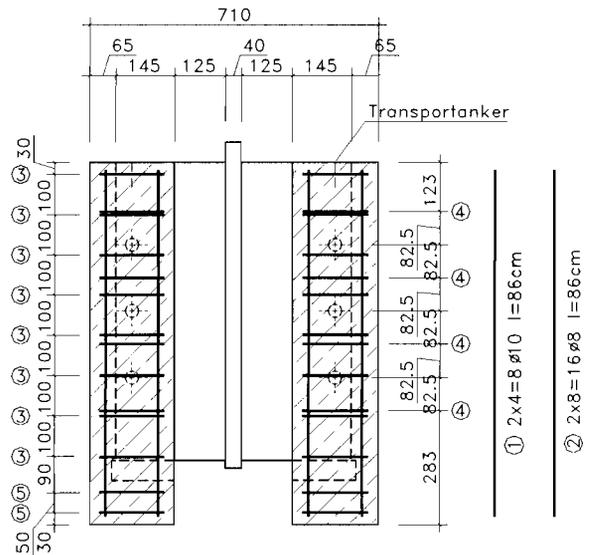


Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

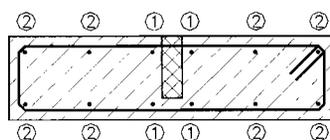
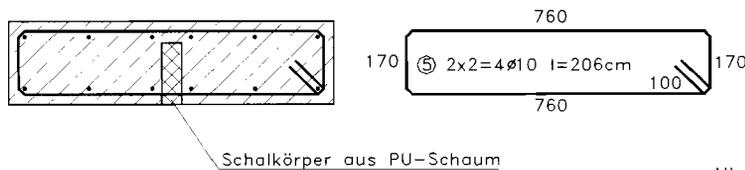
Ansicht



Schnitt A-A



Schnitt B-B



Schnitt C-C

Reihe 3/2; a=165

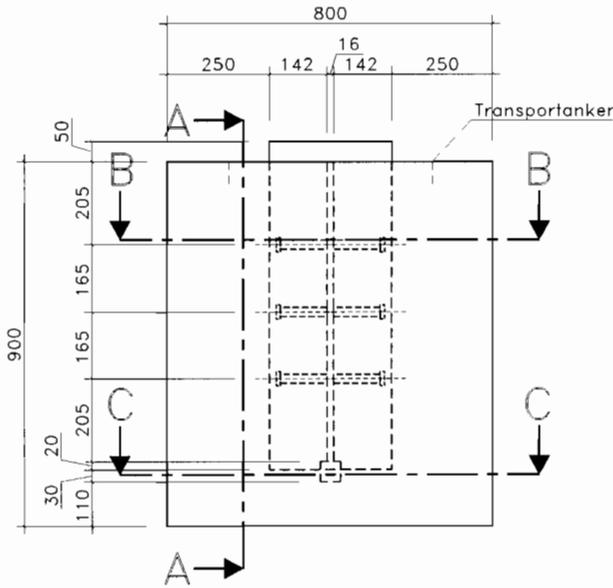
Alle Maße in mm

Baustahl: S235 JR G2 (St 37-2)
 Kopfbolzen: S235 J2 G3 (St 37-3K)
 Beton: C30/37
 Betonstahl: S500 (BSt 500 S)

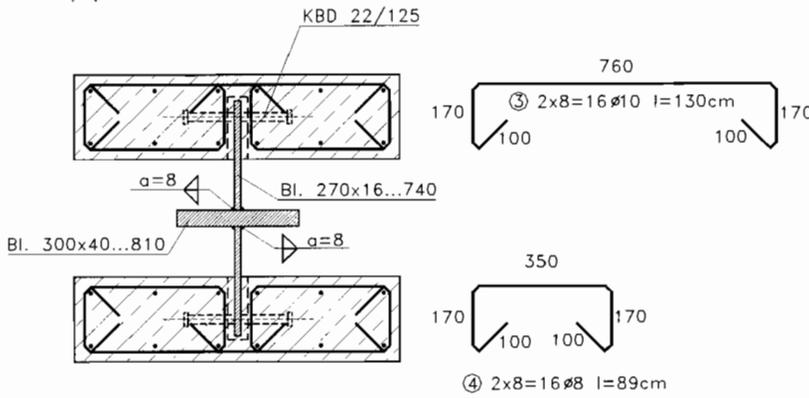
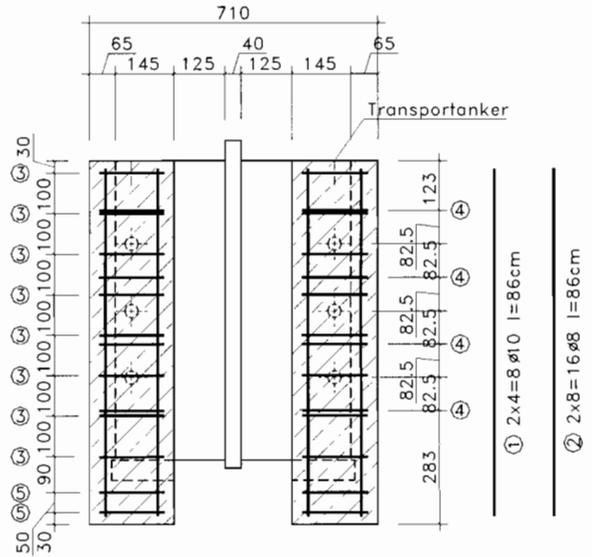


Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

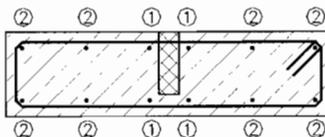
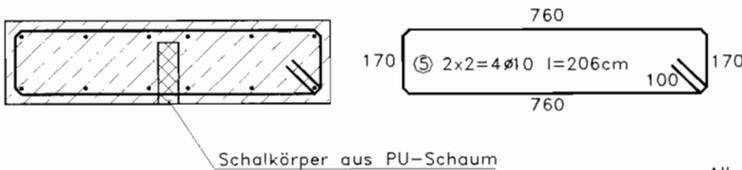
Ansicht



Schnitt A-A



Schnitt B-B



Schnitt C-C

Alle Maße in mm

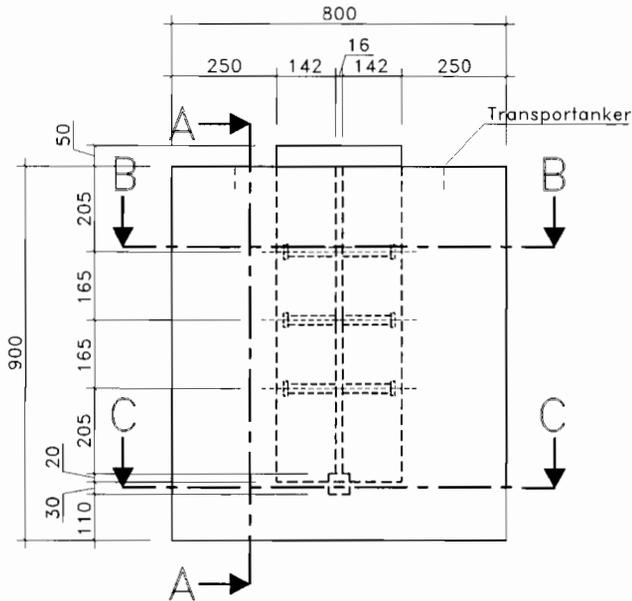
Baustahl: S235 JR G2 (St 37-2)
 Kopfbolzen: S235 J2 G3 (St 37-3K)
 Beton: C30/37
 Betonstahl: S500 (BSt 500 S)

Reihe 4/1; Bü. ø8

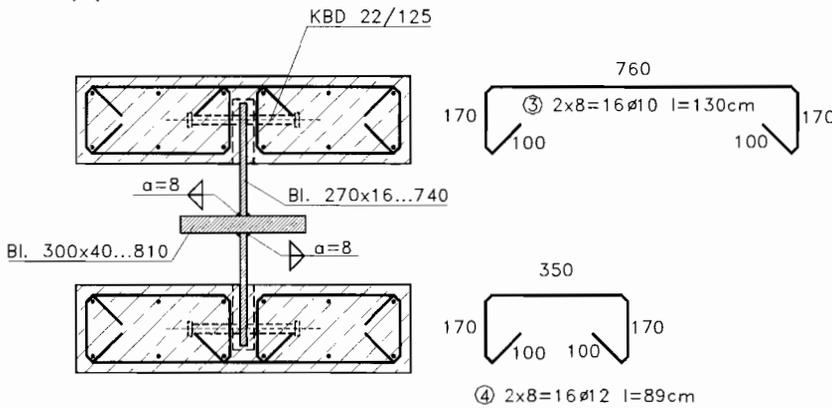
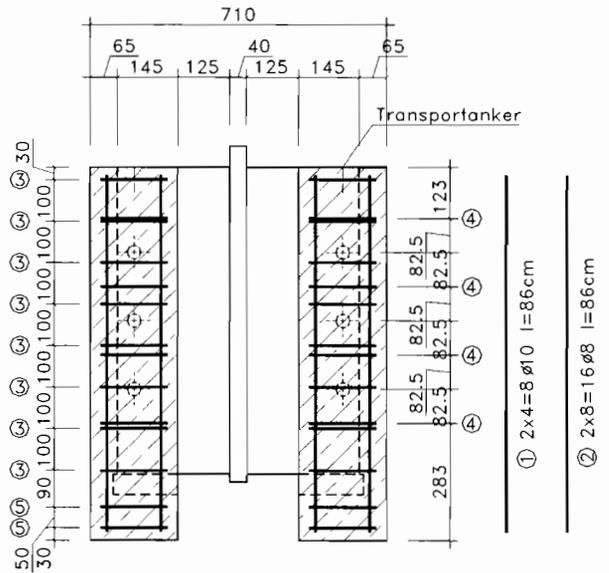


Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

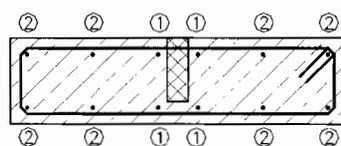
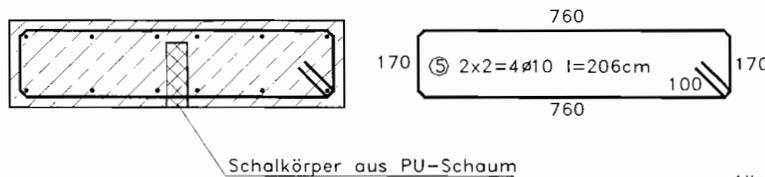
Ansicht



Schnitt A-A



Schnitt B-B



Schnitt C-C

Reihe 4/4; Bü. $\phi 12$

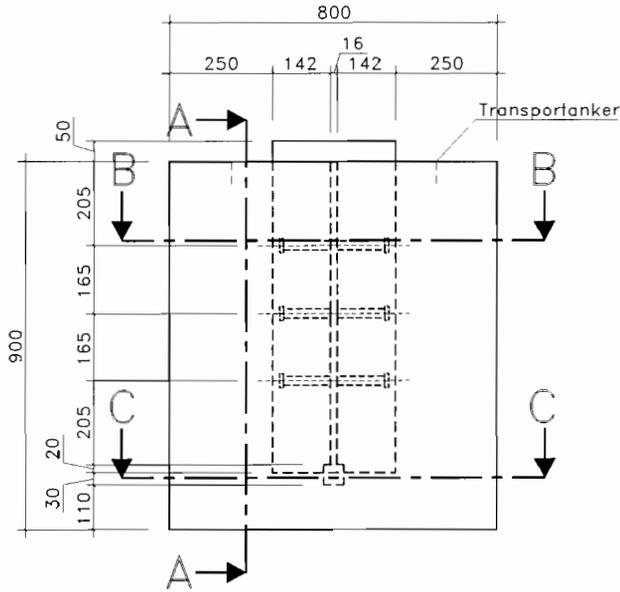
Alle Maße in mm

Baustahl: S235 JR G2 (St 37-2)
 Kopfbolzen: S235 J2 G3 (St 37-3K)
 Beton: C30/37
 Betonstahl: S500 (BSt 500 S)

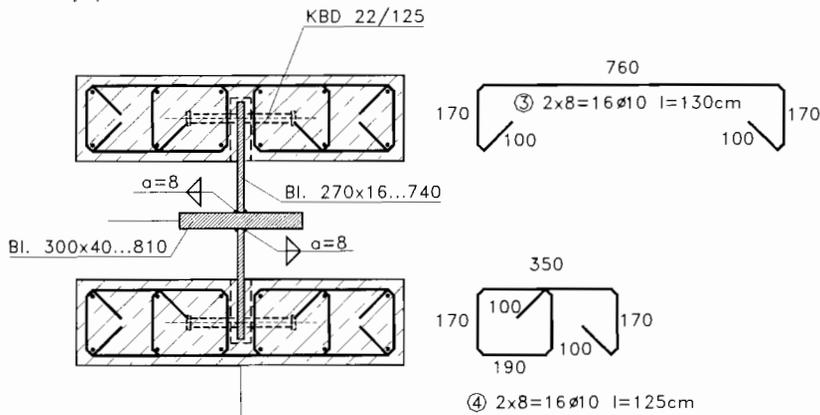
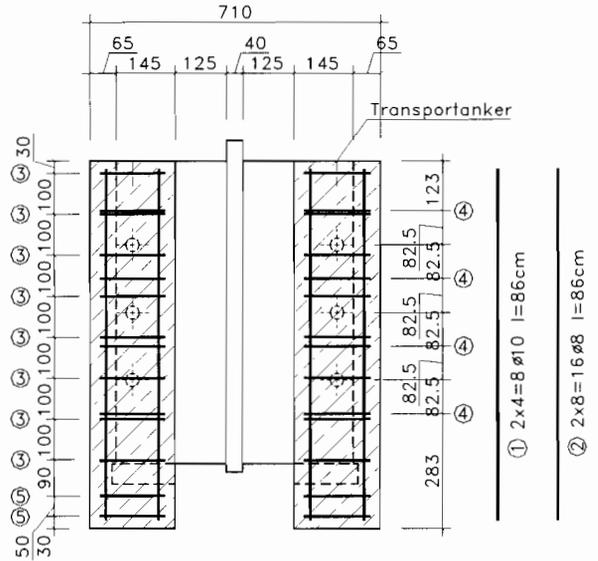


Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

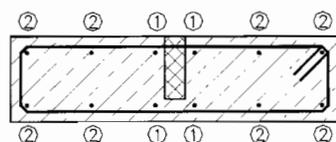
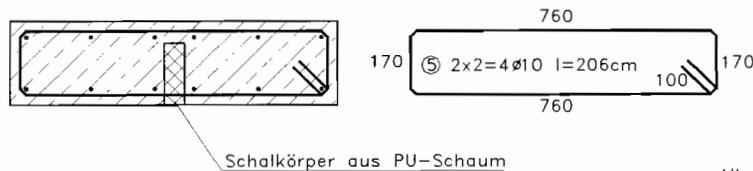
Ansicht



Schnitt A-A



Schnitt B-B



Schnitt C-C

Alle Maße in mm

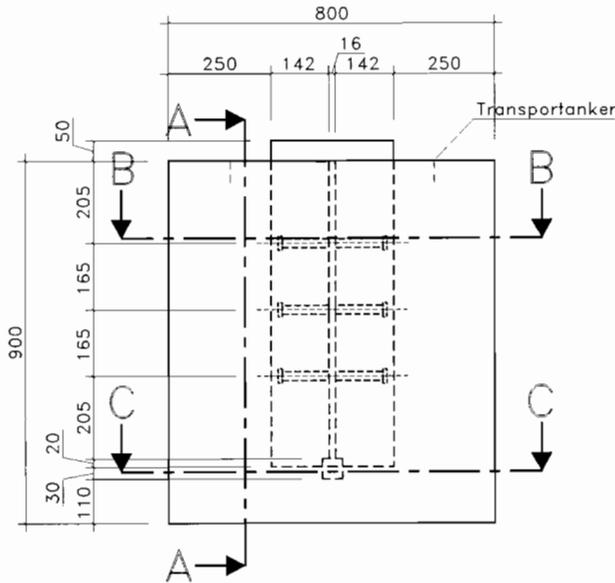
Baustahl: S235 JR G2 (St 37-2)
 Kopfbolzen: S235 J2 G3 (St 37-3K)
 Beton: C30/37
 Betonstahl: S500 (BSt 500 S)

Reihe 5/2; Bü. Ø10

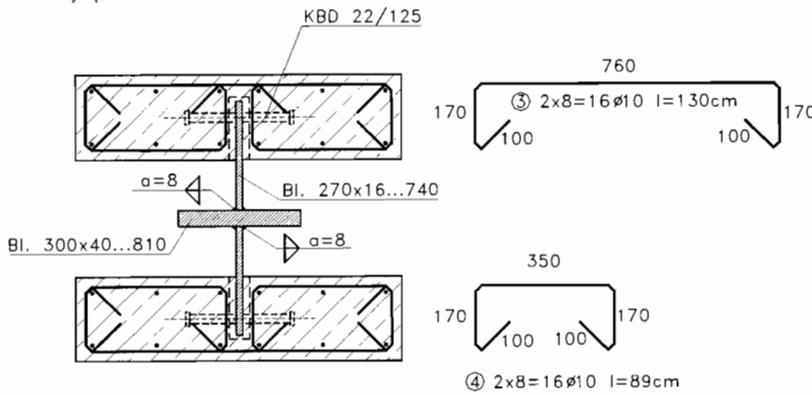
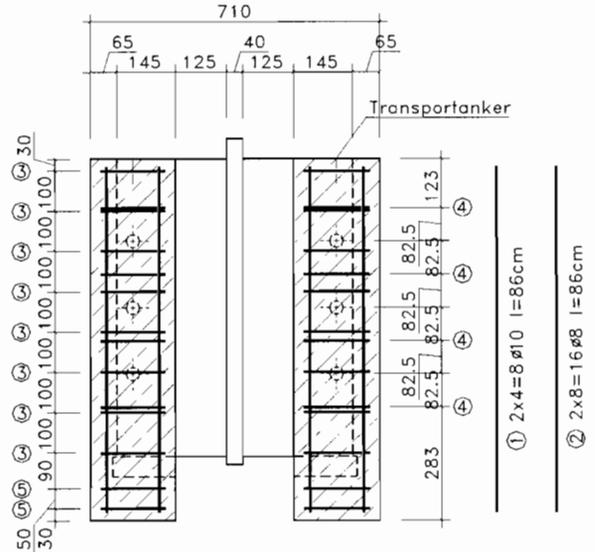


Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

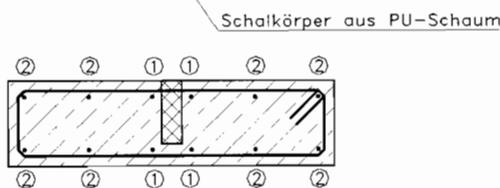
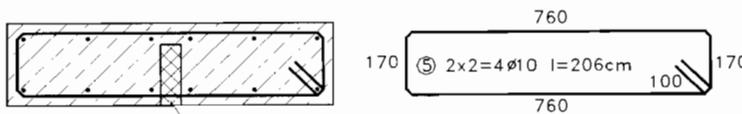
Ansicht



Schnitt A-A



Schnitt B-B



Alle Maße in mm

Baustahl: S235 JR G2 (St 37-2)
 Kopfbolzen: S235 J2 G3 (St 37-3K)
 Beton: C20/25
 Betonstahl: S500 (BS1 500 S)

3 x fertigen

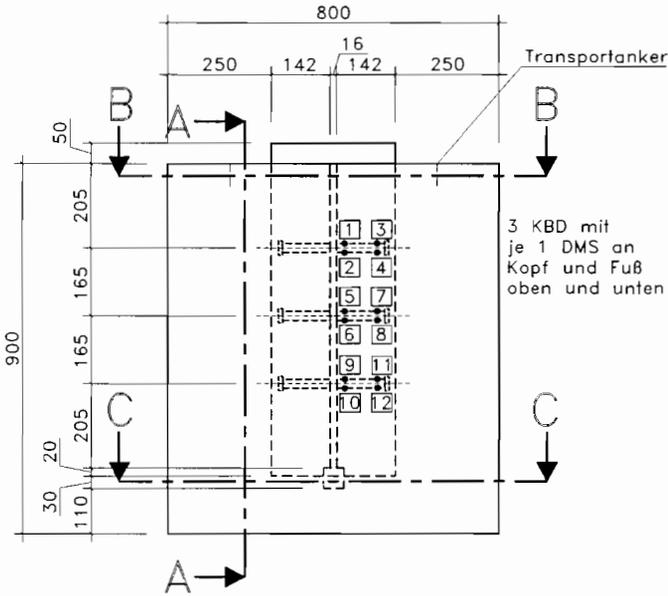
Schnitt C-C

Reihe 6/1; C20/25

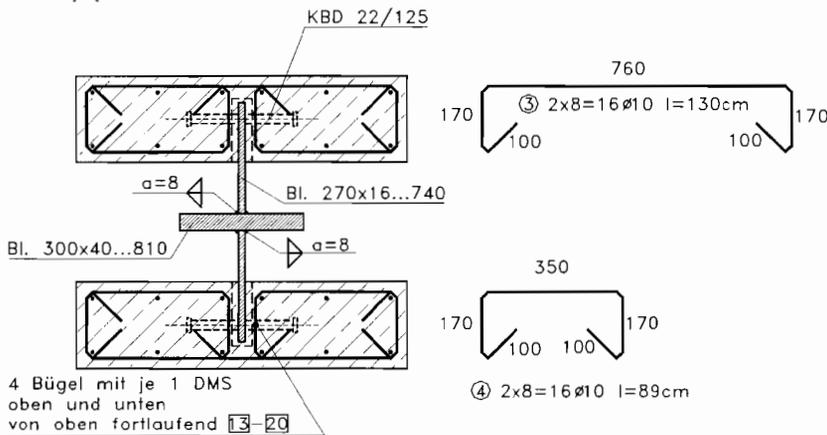
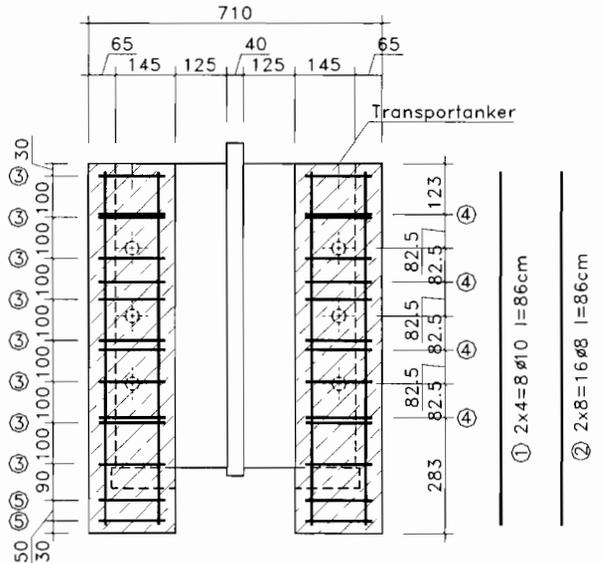


Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

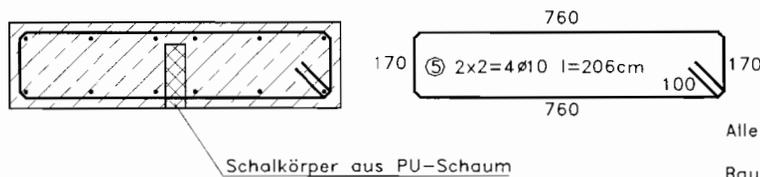
Ansicht



Schnitt A-A



Schnitt B-B



Alle Maße in mm

Baustahl: S235 JR G2 (St 37-2)
Kopfbolzen: S235 J2 G3 (St 37-3K)
Beton: C30/37
Betonstahl: S500 (BSt 500 S)

3 x fertigen

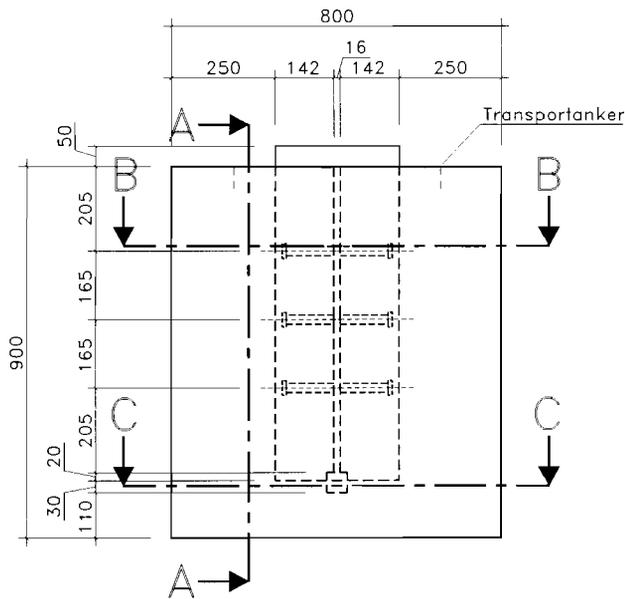
Schnitt C-C

Reihe 6/2; C30/37

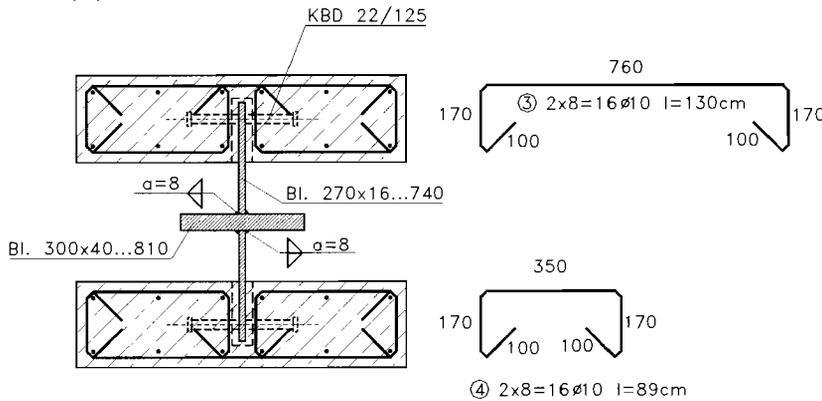
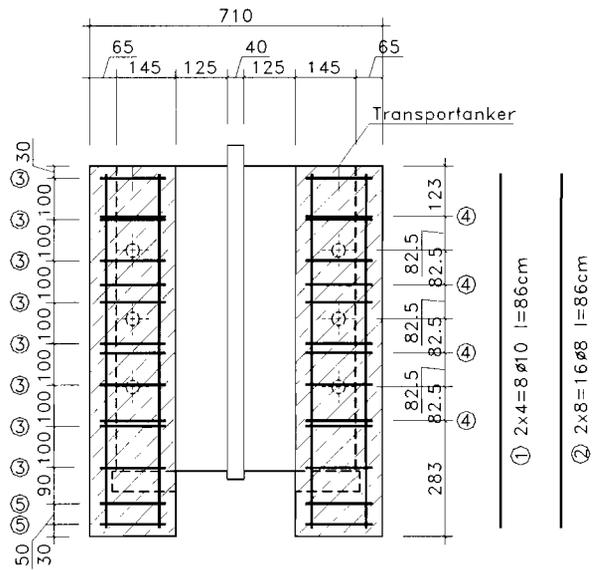


Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

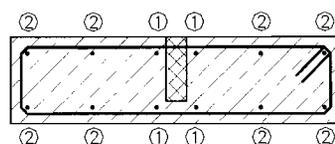
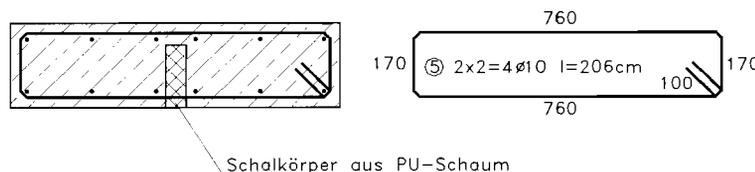
Ansicht



Schnitt A-A



Schnitt B-B



Schnitt C-C

Reihe 6/3; C40/50

Alle Maße in mm

Baustahl: S235 JR G2 (St 37-2)
 Kopfbolzen: S235 J2 G3 (St 37-3K)
 Beton: C40/50
 Betonstahl: S500 (BST 500 S)



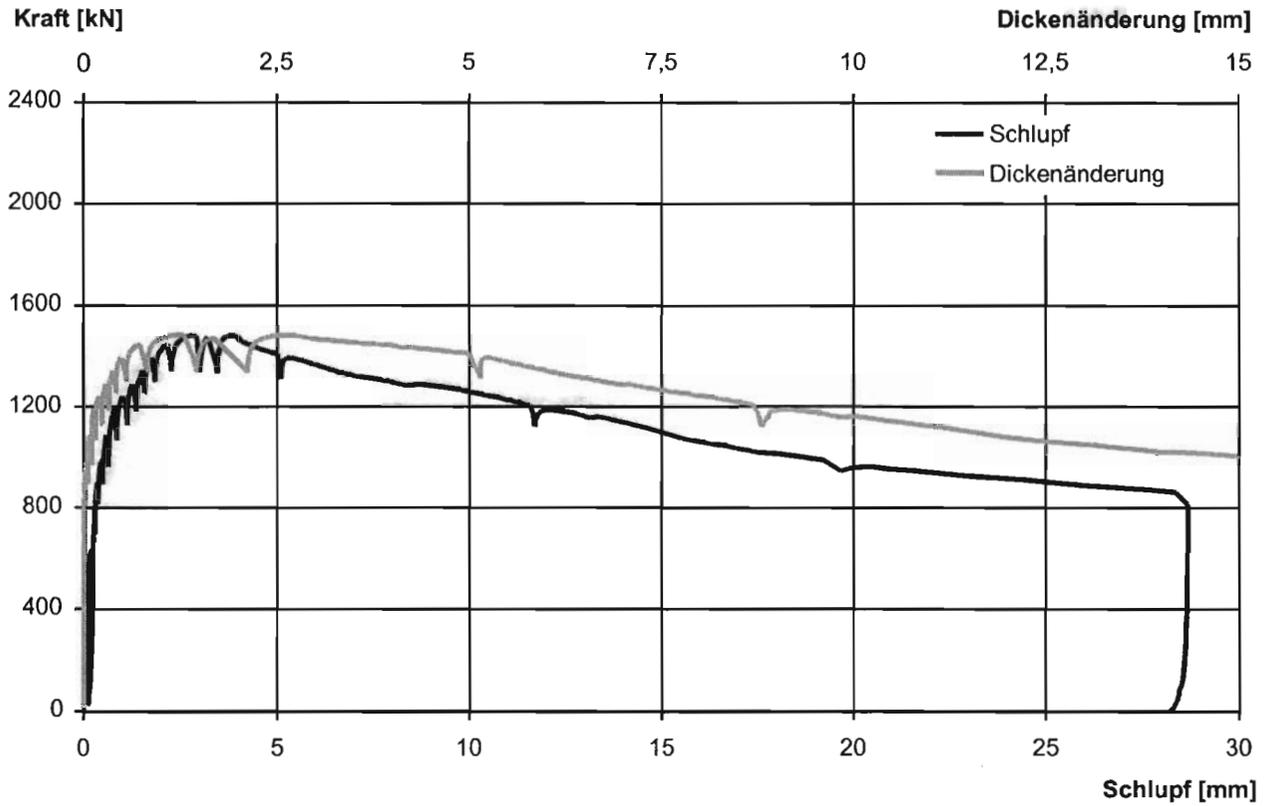


Anhang 2

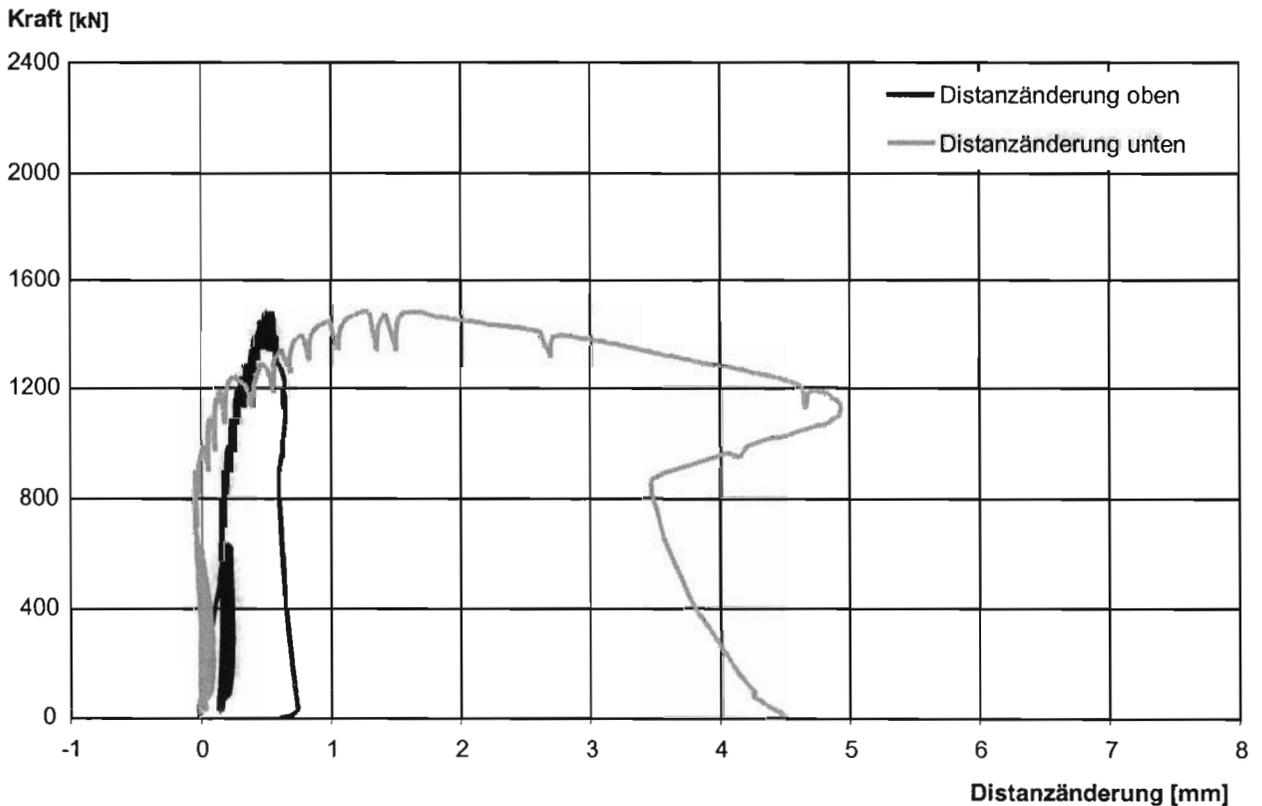
Last – Verformungsverläufe, Last – Dehnungsverläufe und Versuchsprotokolle



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau



R 1/1 Schlupf der Verbundfuge im Mittel
Dickenänderung der Betonplatte im Mittel



R 1/1 Distanzänderung der Betonplatten oben und unten


Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau
Protokoll Versuchskörper 1/1
Rißentwicklung:

25 Lastwechsel: 79 – 634 kN

keine sichtbare Rißentwicklung

800 kN: vordere und hintere Betonplatte:

vertikale mittige Risse im unteren Viertel

1100 kN: vordere und hintere Betonplatte:

mehrere horizontale Risse bei den Kopfbolzendübeln

1400 kN: vordere und hintere Betonplatte:

die horizontalen Risse verlängern sich zu den Plattenrändern hin und ändern dabei ihre Orientierung in Richtung der Druckstreben

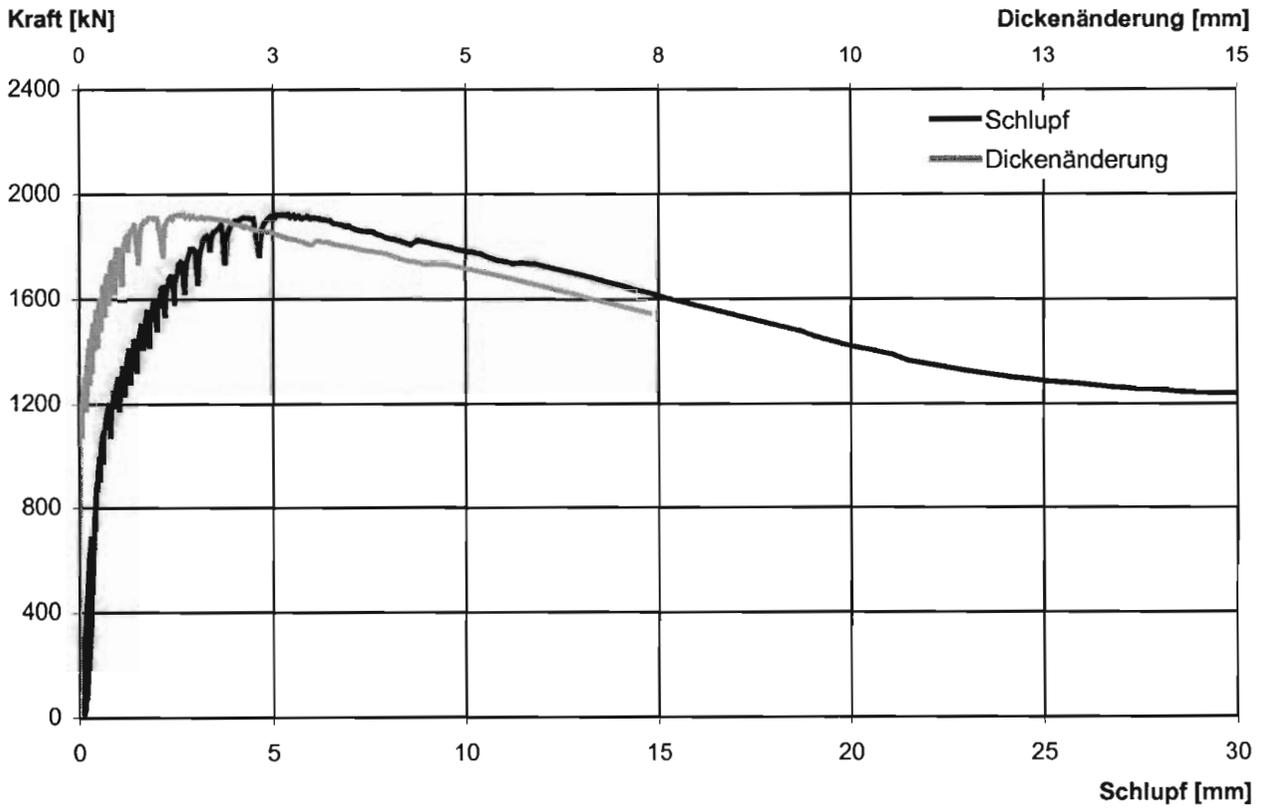
Versagensart:

Spalten der Betonplatte, seitliches Herausbrechen des Betons an der vorderen Betonplatte innen sowie an der hinteren Betonplatte innen und außen

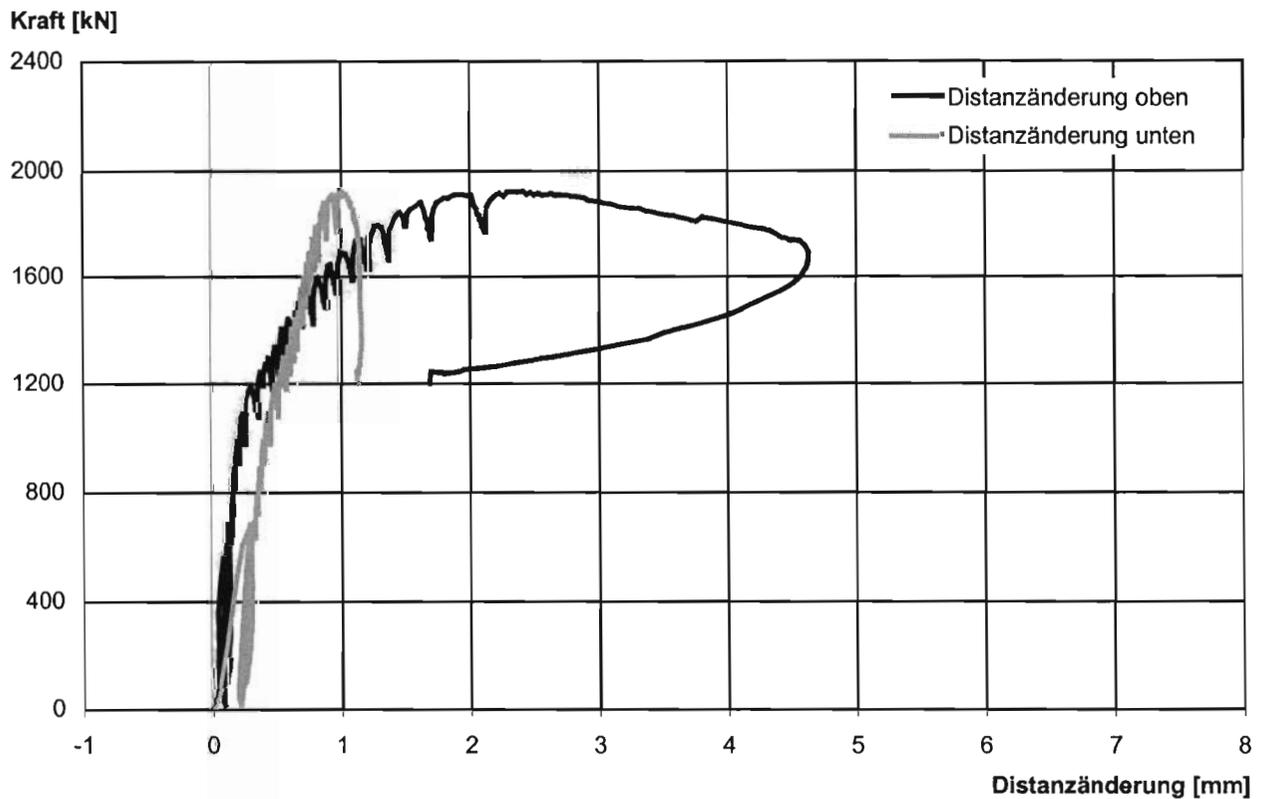
97% der Tragfähigkeit	Schlupf bei Erreichen von 97% der Tragfähigkeit	Tragfähigkeit	Schlupf bei Erreichen der Tragfähigkeit	Last bei Abbruch der Messung	Schlupf bei Abbruch der Messung
$F_{e,97}$	$\delta(F_{e,97})$	F_e	$\delta(F_e)$	$F(\delta_u)$	δ_u
[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]
1438	2,1	1483	2,9	861	28,4



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau



R 1/2 Schlupf der Verbundfuge im Mittel
Dickenänderung der Betonplatte im Mittel



R 1/2 Distanzänderung der Betonplatten oben und unten



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

Protokoll Versuchskörper 1/2

Rißentwicklung:

25 Lastwechsel: 85 – 683 kN

keine sichtbare Rißentwicklung

700 kN: hintere Betonplatte:

vertikale mittige Risse im unteren Drittel

900 kN: vordere Betonplatte:

vertikale mittige Risse im unteren Viertel

1300 kN: hintere Betonplatte:

horizontaler Riß 4 cm unter erstem Kopfbolzendübel von oben

1350 kN vordere Betonplatte:

horizontaler Riß 6 cm unter erstem Kopfbolzendübel von oben

1400 kN: vordere und hintere Betonplatte:

weitere horizontale Risse bei den Kopfbolzendübeln

die horizontalen Risse verlängern sich zu den Plattenrändern hin und ändern dabei ihre Orientierung in Richtung der Druckstreben

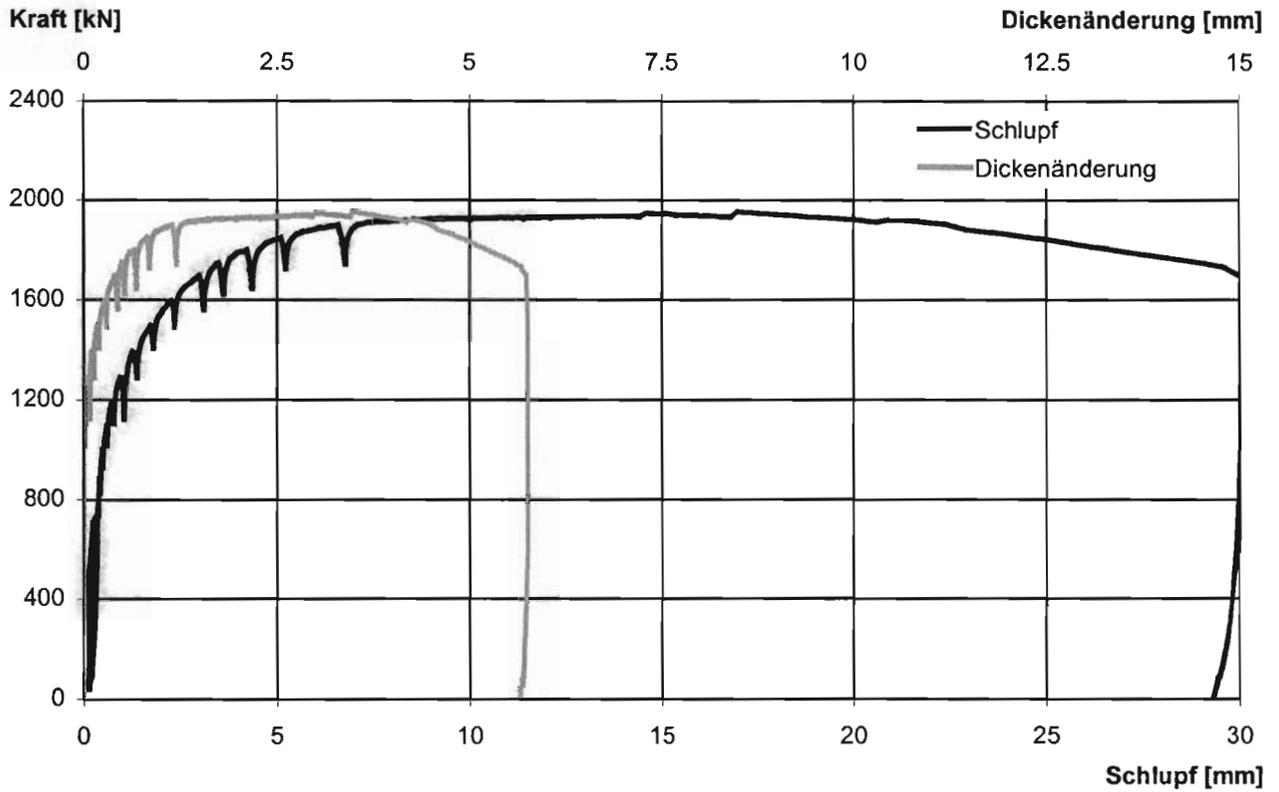
Versagensart:

Spalten der Betonplatte, seitliches Herausbrechen des Betons an der vorderen Betonplatte innen sowie an der hinteren Betonplatte innen und außen

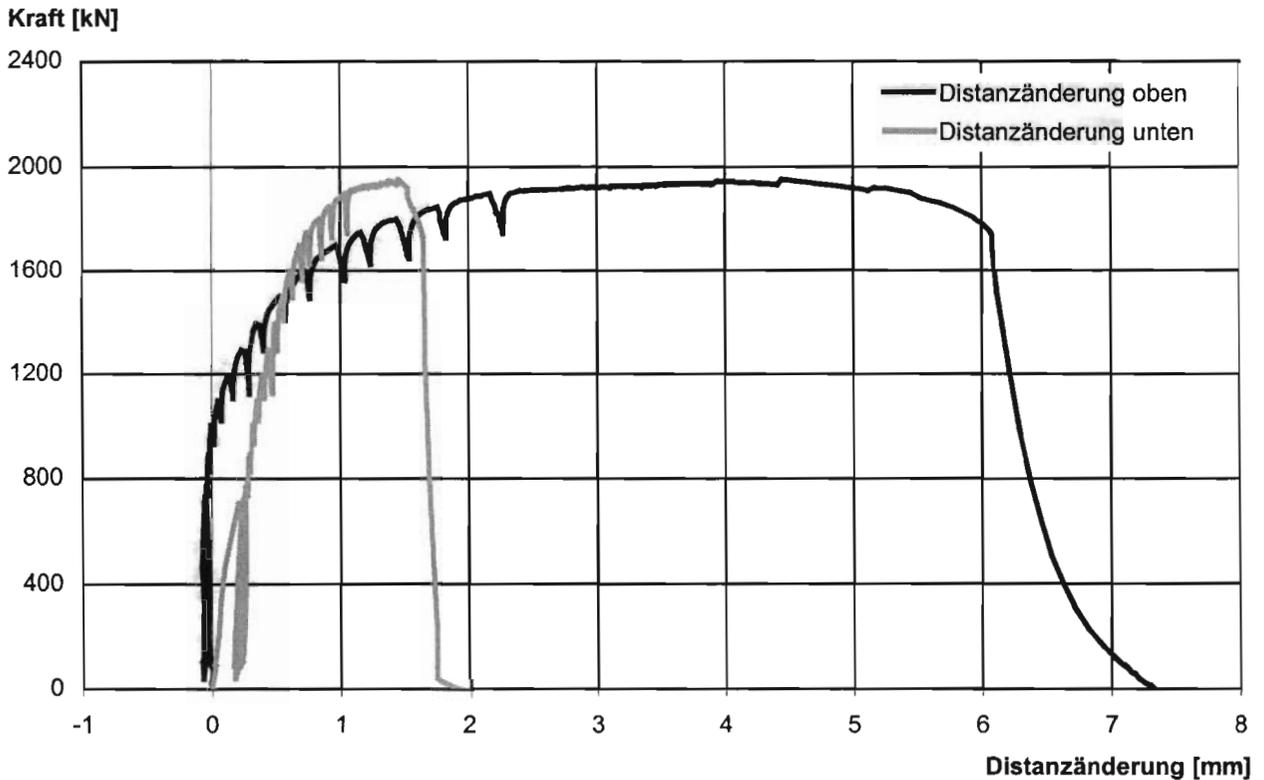
97% der Tragfähigkeit	Schlupf bei Erreichen von 97% der Tragfähigkeit	Tragfähigkeit	Schlupf bei Erreichen der Tragfähigkeit	Last bei Abbruch der Messung	Schlupf bei Abbruch der Messung
$F_{e,97}$	$\delta(F_{e,97})$	F_e	$\delta(F_e)$	$F(\delta_u)$	δ_u
[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]
1866	3,6	1924	5,4	1246	31,7



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau



R 1/3 Schlupf der Verbundfuge im Mittel
Dickenänderung der Betonplatte im Mittel



R 1/3 Distanzänderung der Betonplatten oben und unten



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

Protokoll Versuchskörper 1/3

Rißentwicklung:

25 Lastwechsel: 90 – 722 kN

keine sichtbare Rißentwicklung

900 kN: vordere und hintere Betonplatte:

vertikale mittige Risse ganz unten

1200 kN: vordere und hintere Betonplatte:

vertikale mittige Risse im unteren Drittel

1400 kN vordere Betonplatte:

horizontaler Riß 10 cm unter erstem Kopfbolzendübel von oben

1500 kN: vordere und hintere Betonplatte:

weitere horizontale Risse bei den Kopfbolzendübeln

die horizontalen Risse verlängern sich zu den Plattenrändern hin und ändern dabei ihre Orientierung in Richtung der Druckstreben

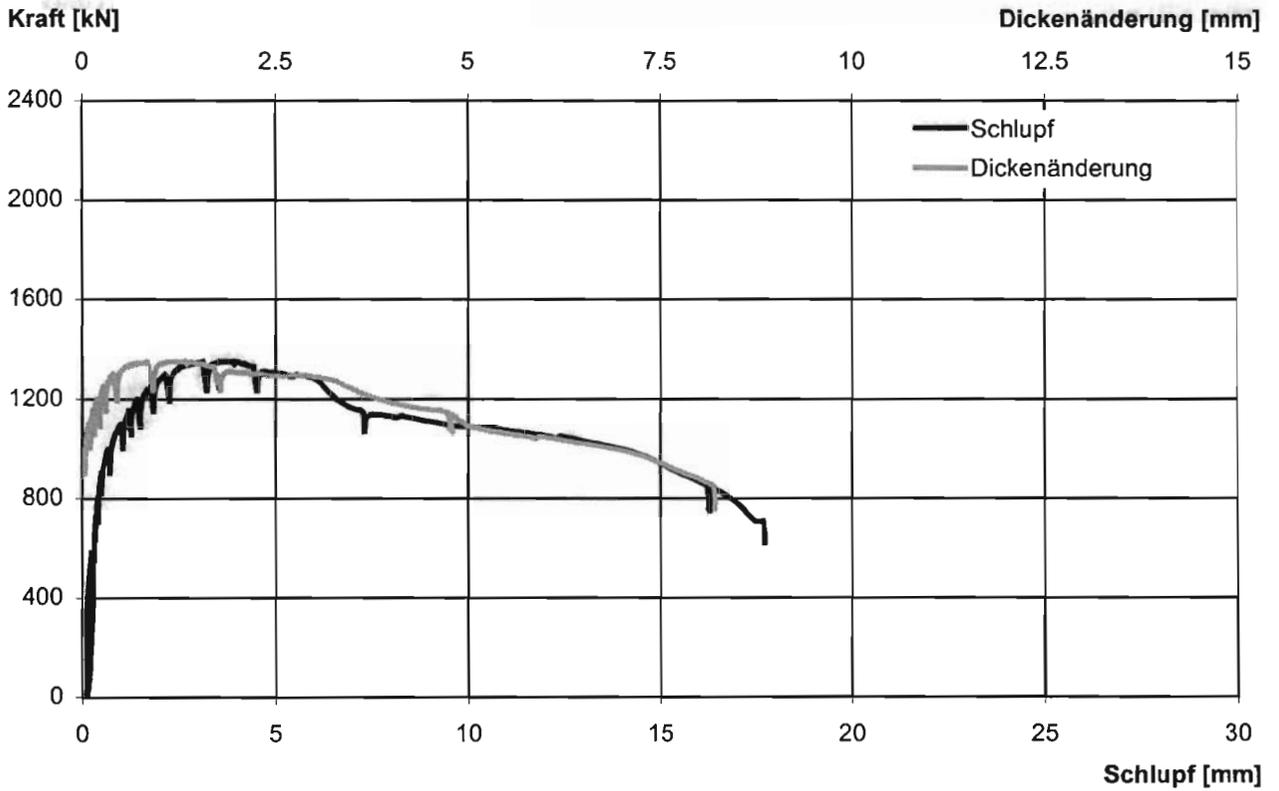
Versagensart:

Spalten der Betonplatte, seitliches Herausbrechen des Betons an der vorderen und hinteren Betonplatte innen

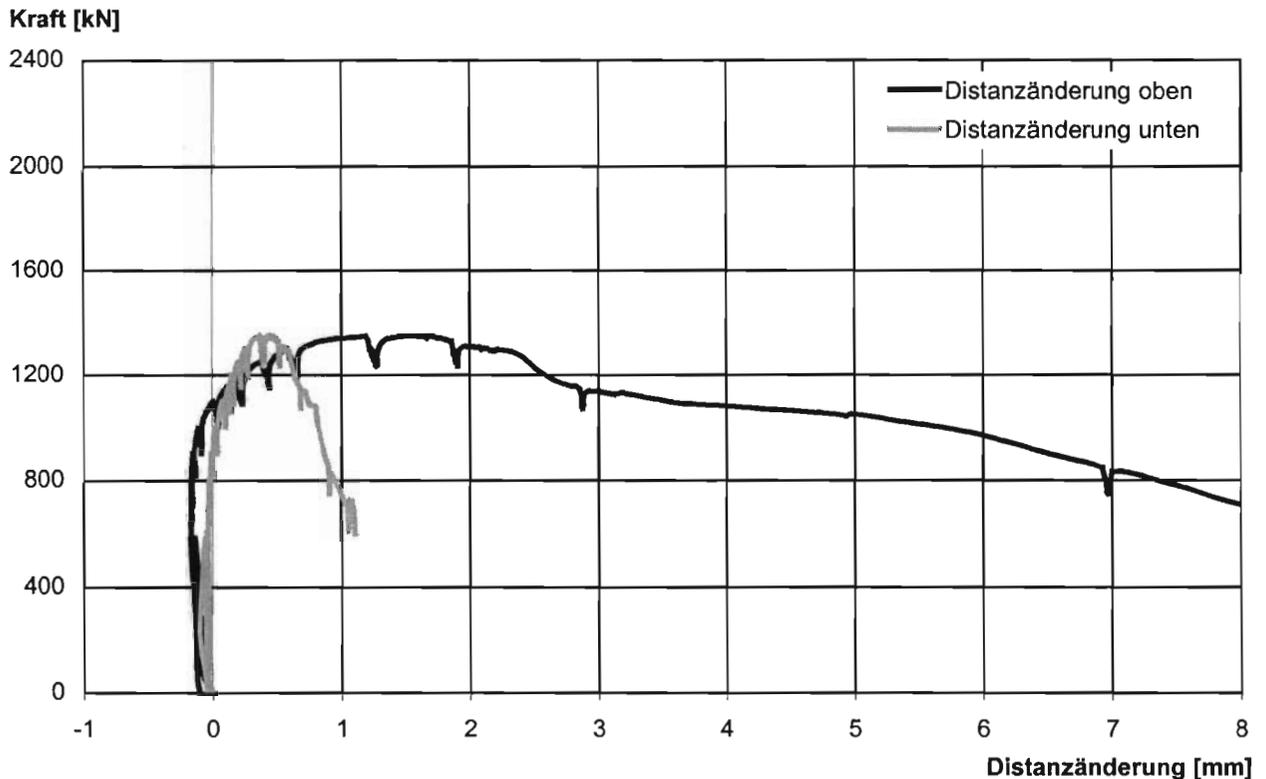
97% der Tragfähigkeit	Schlupf bei Erreichen von 97% der Tragfähigkeit	Tragfähigkeit	Schlupf bei Erreichen der Tragfähigkeit	Last bei Abbruch der Messung	Schlupf bei Abbruch der Messung
$F_{e,97}$	$\delta(F_{e,97})$	F_e	$\delta(F_e)$	$F(\delta_u)$	δ_u
[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]
1894	6,3	1952	17,0	1732	29,6



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau



R 2/1 Schlupf der Verbundfuge im Mittel
Dickenänderung der Betonplatte im Mittel



R 2/1 Distanzänderung der Betonplatten oben und unten



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

Protokoll Versuchskörper 2/1

Rißentwicklung:

25 Lastwechsel: 72 – 578 kN

vertikale mittige Risse im unteren Viertel der vorderen und hinteren Betonplatte

1100 kN: vordere Betonplatte:

horizontaler Riß 5 cm unter erstem Kopfbolzendübeln von oben

hintere Betonplatte:

mehrere horizontale Risse bei den Kopfbolzendübeln

1200 kN: vordere und hintere Betonplatte:

weitere horizontale Risse bei den Kopfbolzendübeln

die horizontalen Risse verlängern sich zu den Plattenrändern hin und ändern dabei ihre Orientierung in Richtung der Druckstreben

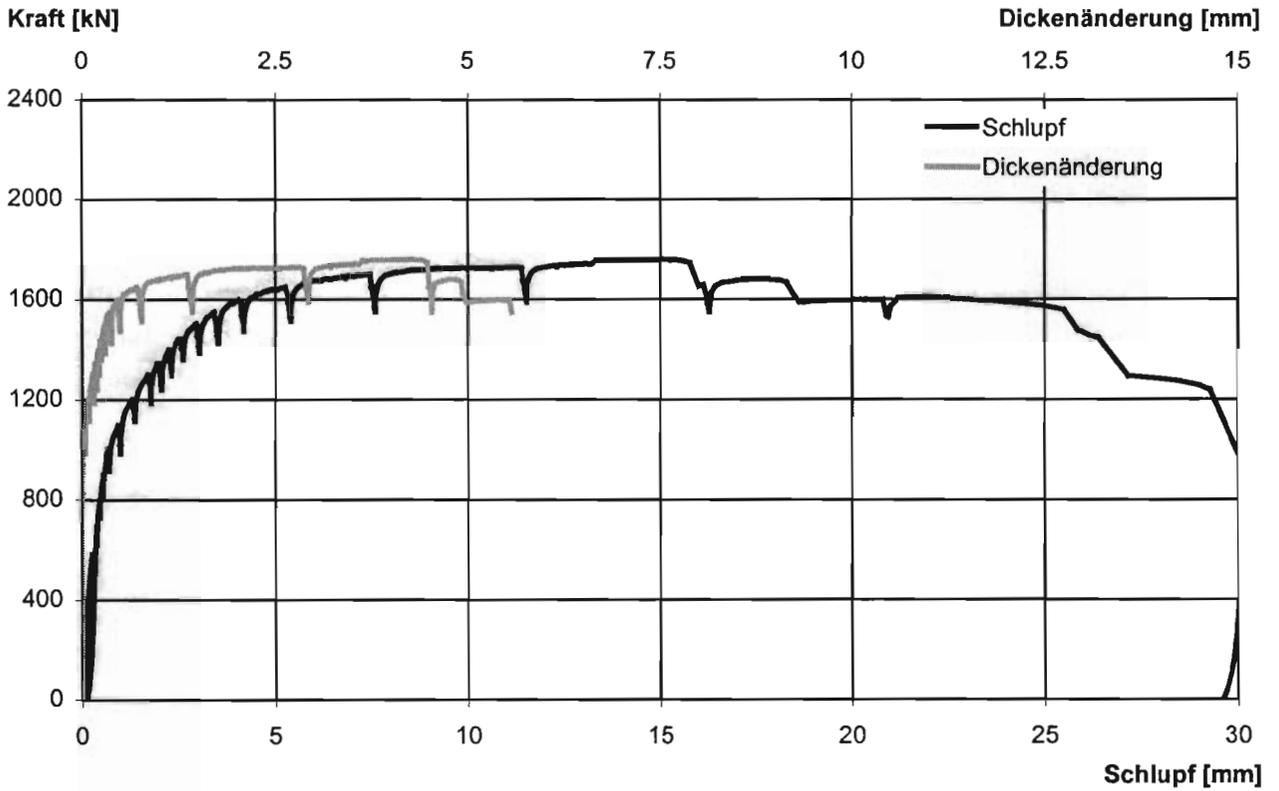
Versagensart:

Spalten der Betonplatte, seitliches Herausbrechen des Betons an der vorderen Betonplatte innen sowie an der hinteren Betonplatte innen und außen

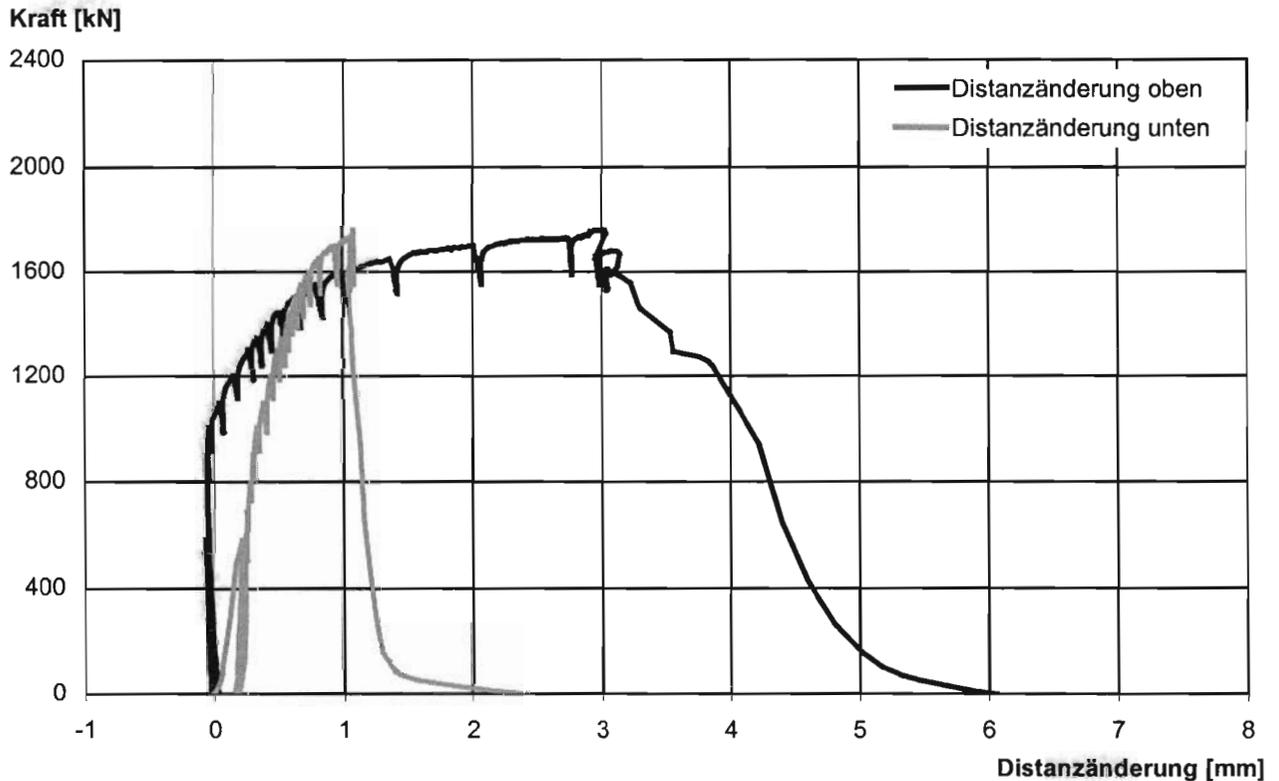
97% der Tragfähigkeit	Schlupf bei Erreichen von 97% der Tragfähigkeit	Tragfähigkeit	Schlupf bei Erreichen der Tragfähigkeit	Last bei Abbruch der Messung	Schlupf bei Abbruch der Messung
$F_{e,97}$	$\delta(F_{e,97})$	F_e	$\delta(F_e)$	$F(\delta_u)$	δ_u
[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]
1311	2,4	1351	3,7	619	17,7



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau



R 2/2 Schlupf der Verbundfuge im Mittel
Dickenänderung der Betonplatte im Mittel



R 2/2 Distanzänderung der Betonplatten oben und unten



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

Protokoll Versuchskörper 2/2

Rißentwicklung:

25 Lastwechsel: 72 – 578 kN
keine sichtbare Rißentwicklung

900 kN: vordere Betonplatte:
vertikale mittige Risse im unteren Viertel
hintere Betonplatte:
vertikale mittige Risse ganz unten

1100 kN: vordere und hintere Betonplatte:
vertikale mittige Risse in der unteren Hälfte

1300 kN: vordere Betonplatte:
horizontaler Riß 8 cm unter zweitem und drittem Kopfbolzendübel von oben
hintere Betonplatte:
horizontaler Riß 9 cm unter erstem Kopfbolzendübel von oben

1500 kN: vordere und hintere Betonplatte:
weitere horizontale Risse bei den Kopfbolzendübeln
die horizontalen Risse verlängern sich zu den Plattenrändern hin und ändern dabei ihre Orientierung in Richtung der Druckstreben

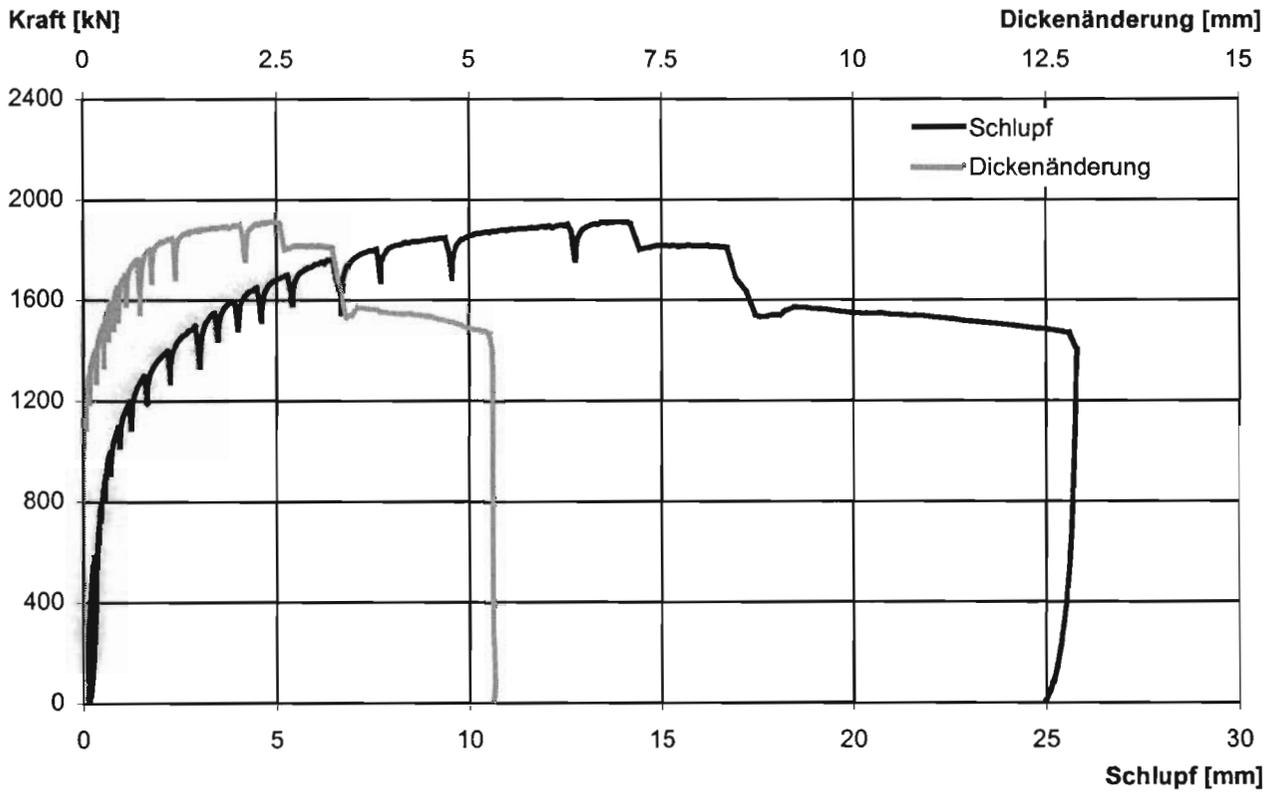
Versagensart:

Spalten der Betonplatte, Abscheren der Kopfbolzendübel

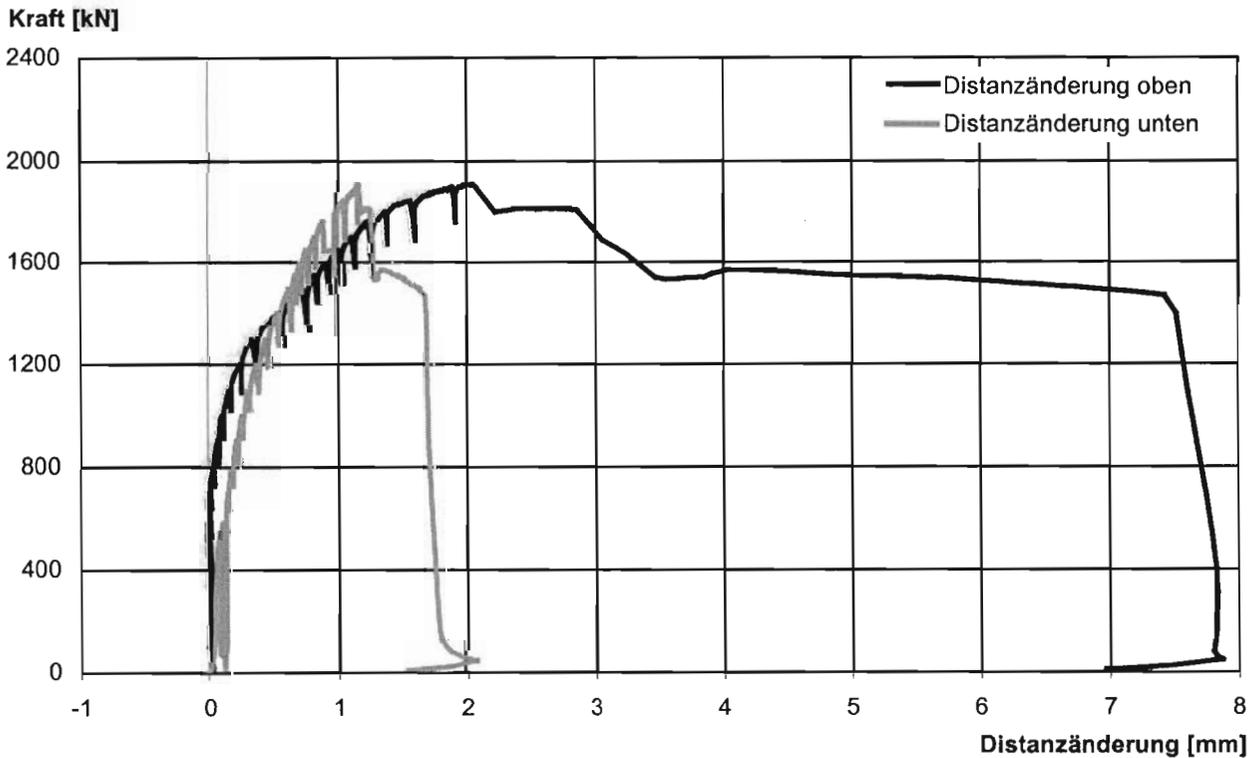
97% der Tragfähigkeit	Schlupf bei Erreichen von 97% der Tragfähigkeit	Tragfähigkeit	Schlupf bei Erreichen der Tragfähigkeit	Last bei Abbruch der Messung	Schlupf bei Abbruch der Messung
$F_{e,97}$	$\delta(F_{e,97})$	F_e	$\delta(F_e)$	$F(\delta_u)$	δ_u
[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]
1708	8,2	1760	15,0	1745	15,8



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau



R 2/3 Schlupf der Verbundfuge im Mittel
Dickenänderung der Betonplatte im Mittel



R 2/3 Distanzänderung der Betonplatten oben und unten



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

Protokoll Versuchskörper 2/3

Rißentwicklung:

25 Lastwechsel: 72 – 578 kN

keine sichtbare Rißentwicklung

900 kN: vordere Betonplatte:

vertikale mittige Risse ganz unten

1000 kN: hintere Betonplatte:

vertikale mittige Risse im unteren Fünftel

1500 kN: vordere Betonplatte:

vertikale mittige Risse in der unteren Hälfte

horizontaler Riß 9 cm unter erstem Kopfbolzendübel von oben

hintere Betonplatte:

horizontaler Riß 2 cm unter erstem Kopfbolzendübel von oben

1550 kN: vordere und hintere Betonplatte:

weitere horizontale Risse bei den Kopfbolzendübeln

die horizontalen Risse verlängern sich zu den Plattenrändern hin und ändern dabei ihre Orientierung in Richtung der Druckstreben

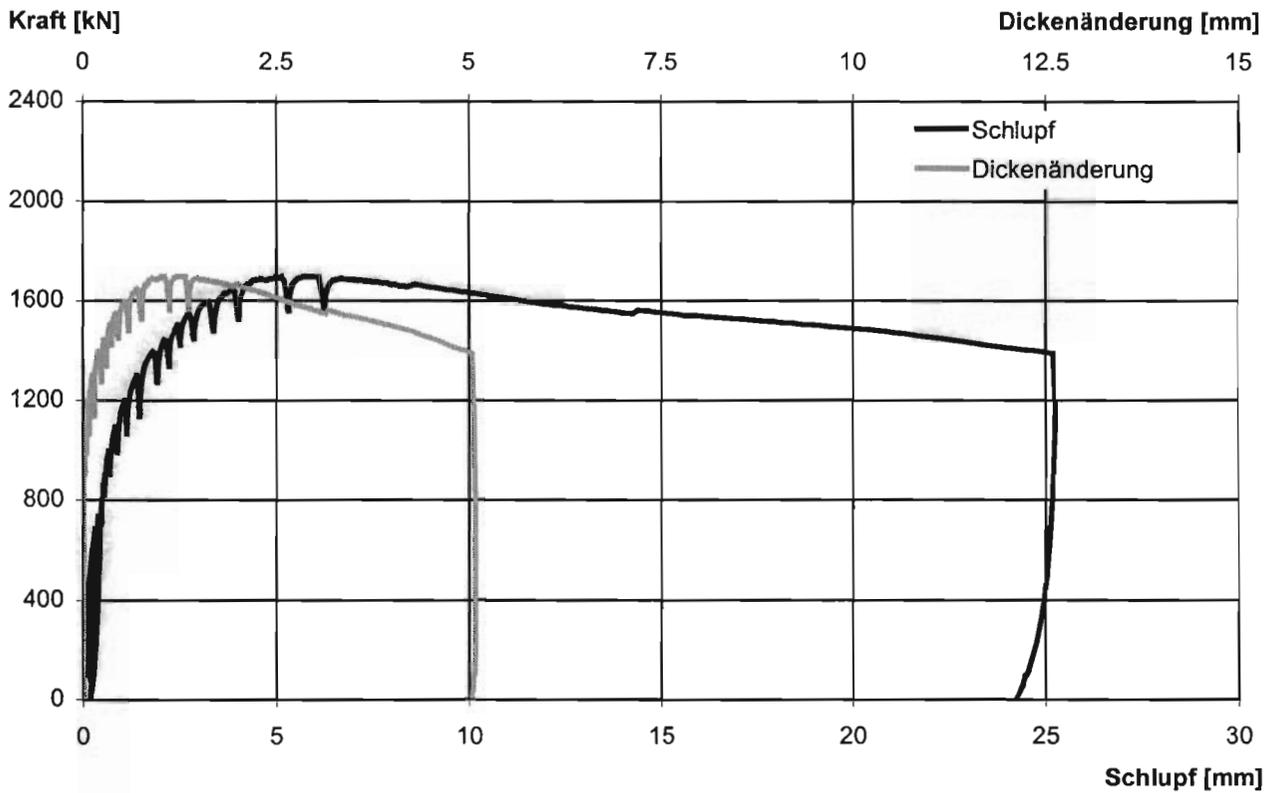
Versagensart:

Spalten der Betonplatte, Abscheren der Kopfbolzendübel

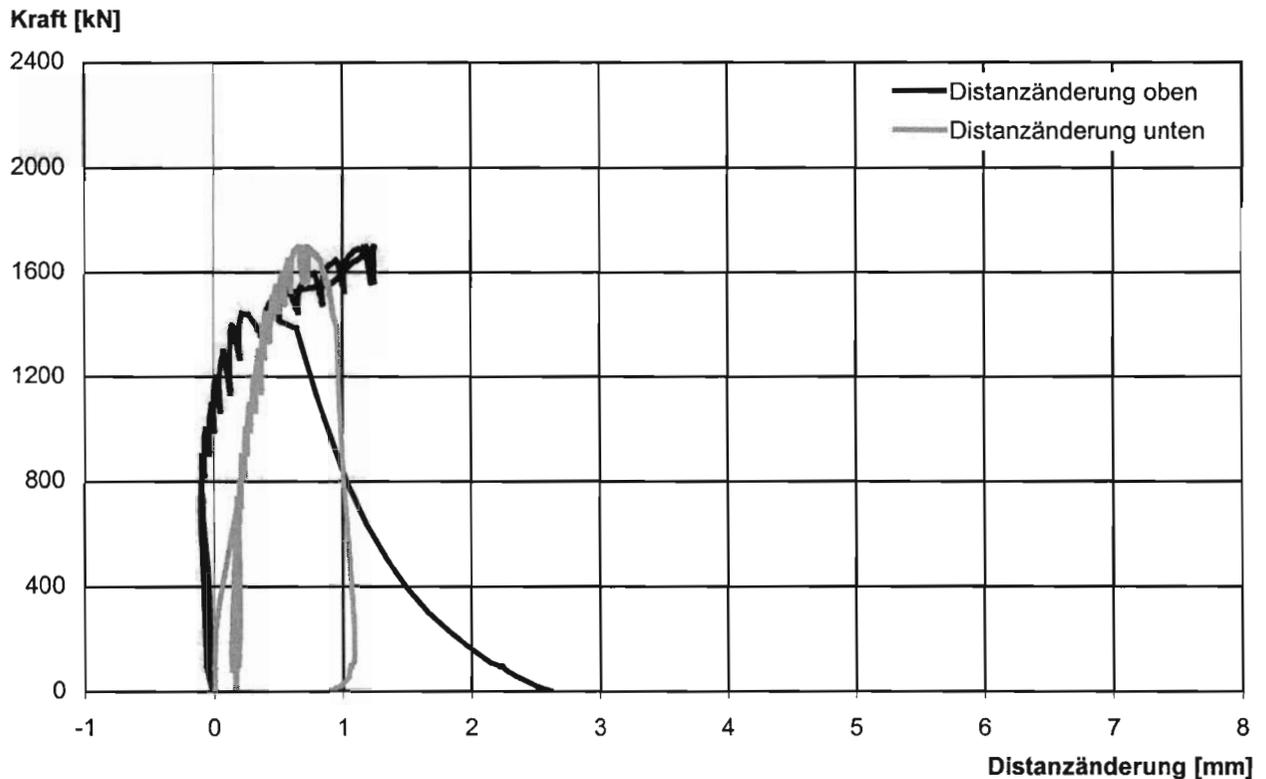
97% der Tragfähigkeit	Schlupf bei Erreichen von 97% der Tragfähigkeit	Tragfähigkeit	Schlupf bei Erreichen der Tragfähigkeit	Last bei Abbruch der Messung	Schlupf bei Abbruch der Messung
$F_{e,99}$	$\delta(F_{e,99})$	F_e	$\delta(F_e)$	$F(\delta_u)$	δ_u
[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]
1854	8,2	1911	10,1	1903	10,2



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau



R 3/1 Schlupf der Verbundfuge im Mittel
Dickenänderung der Betonplatte im Mittel



R 3/1 Distanzänderung der Betonplatten oben und unten



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

Protokoll Versuchskörper 3/1

Rißentwicklung:

25 Lastwechsel: 85 – 683 kN

keine sichtbare Rißentwicklung

800 kN: hintere Betonplatte:

vertikale mittige Risse im unteren Drittel

900 kN: vordere Betonplatte:

vertikale mittige Risse im unteren Viertel

1200 kN: hintere Betonplatte:

horizontaler Riß 5 cm unter erstem Kopfbolzendübel von oben

vordere Betonplatte:

horizontaler Riß 3 cm unter erstem Kopfbolzendübel von oben

1400 kN: vordere und hintere Betonplatte:

weitere horizontale Risse bei den Kopfbolzendübeln

die horizontalen Risse verlängern sich zu den Plattenrändern hin und ändern dabei ihre Orientierung in Richtung der Druckstreben

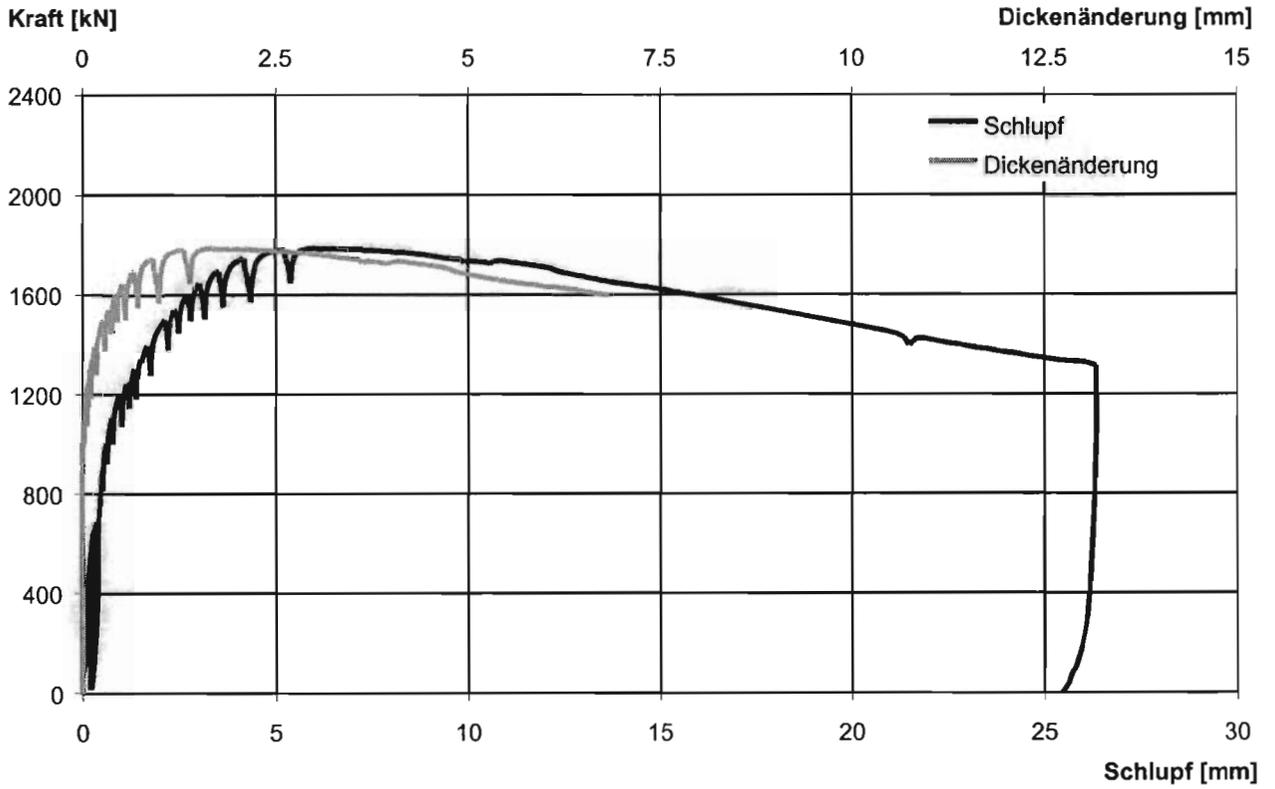
Versagensart:

Spalten der Betonplatte, seitliches Herausbrechen des Betons an der vorderen Betonplatte innen und außen sowie an der hinteren Betonplatte außen

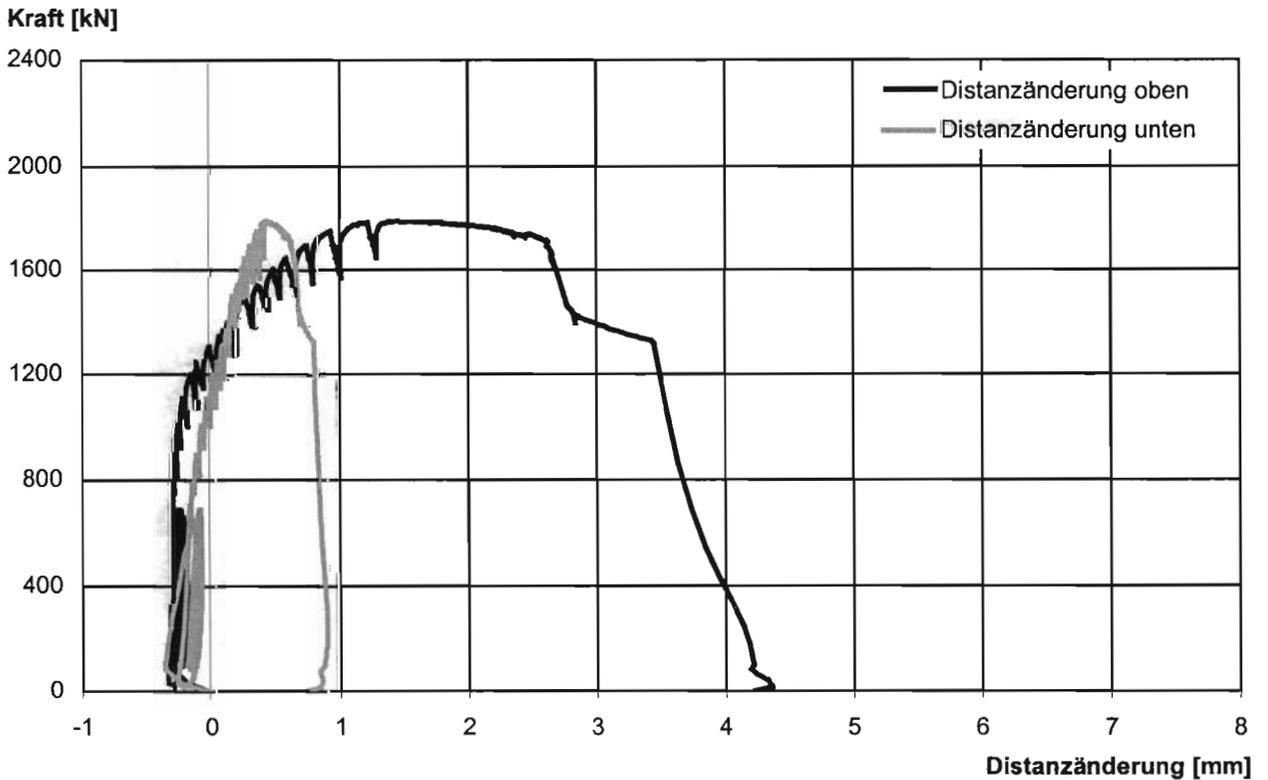
97% der Tragfähigkeit	Schlupf bei Erreichen von 97% der Tragfähigkeit	Tragfähigkeit	Schlupf bei Erreichen der Tragfähigkeit	Last bei Abbruch der Messung	Schlupf bei Abbruch der Messung
$F_{e,97}$	$\delta(F_{e,97})$	F_e	$\delta(F_e)$	$F(\delta_u)$	δ_u
[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]
1646	3,8	1697	5,1	1388	25,2



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau



R 3/2 Schlupf der Verbundfuge im Mittel
Dickenänderung der Betonplatte im Mittel



R 3/2 Distanzänderung der Betonplatten oben und unten



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

Protokoll Versuchskörper 3/2

Rißentwicklung:

25 Lastwechsel: 85 – 683 kN

keine sichtbare Rißentwicklung

700 kN: hintere Betonplatte:

vertikale mittige Risse im unteren Viertel

900 kN: vordere Betonplatte:

vertikale mittige Risse im unteren Sechstel

1250 kN: vordere und hintere Betonplatte:

mehrere horizontale Risse bei den Kopfbolzendübeln

1300 kN: vordere und hintere Betonplatte:

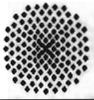
weitere horizontale Risse bei den Kopfbolzendübeln

die horizontalen Risse verlängern sich zu den Plattenrändern hin und ändern dabei ihre Orientierung in Richtung der Druckstreben

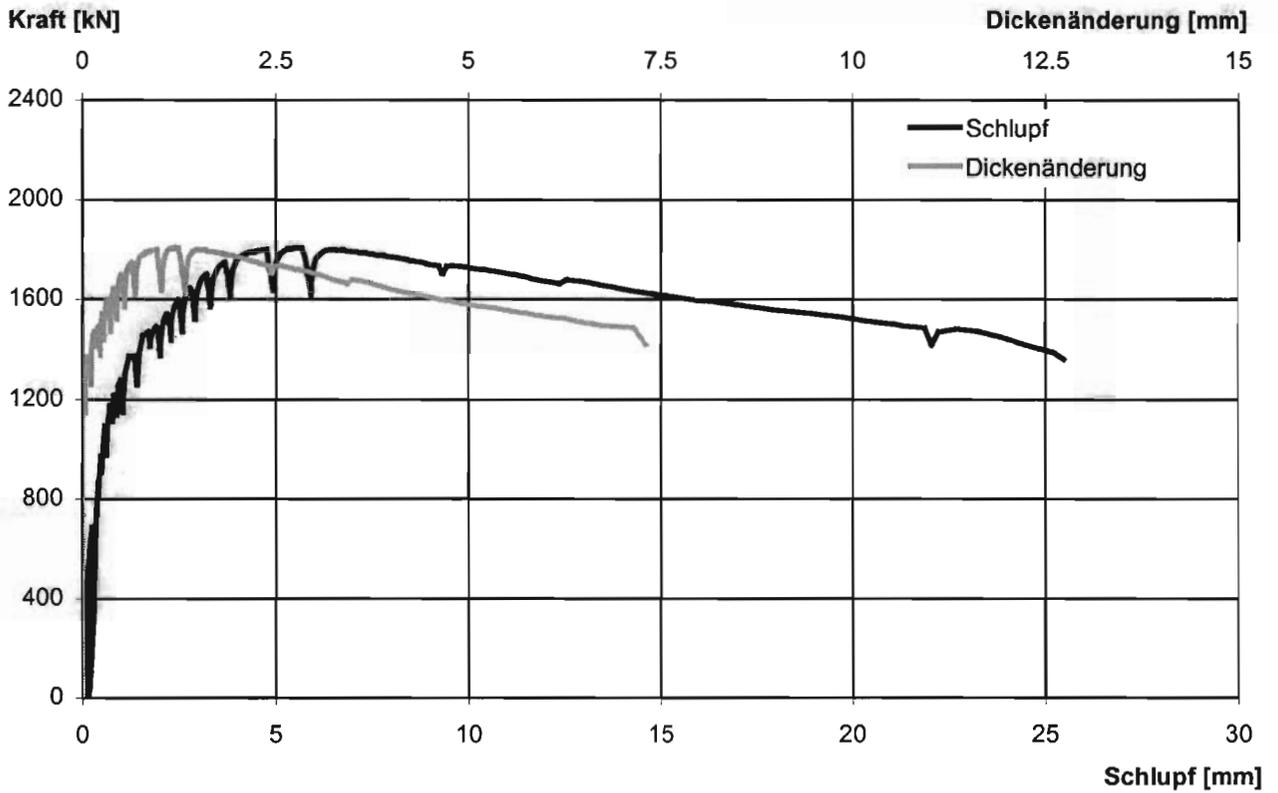
Versagensart:

Spalten der Betonplatte, seitliches Herausbrechen des Betons an der vorderen und hinteren Betonplatte innen und außen

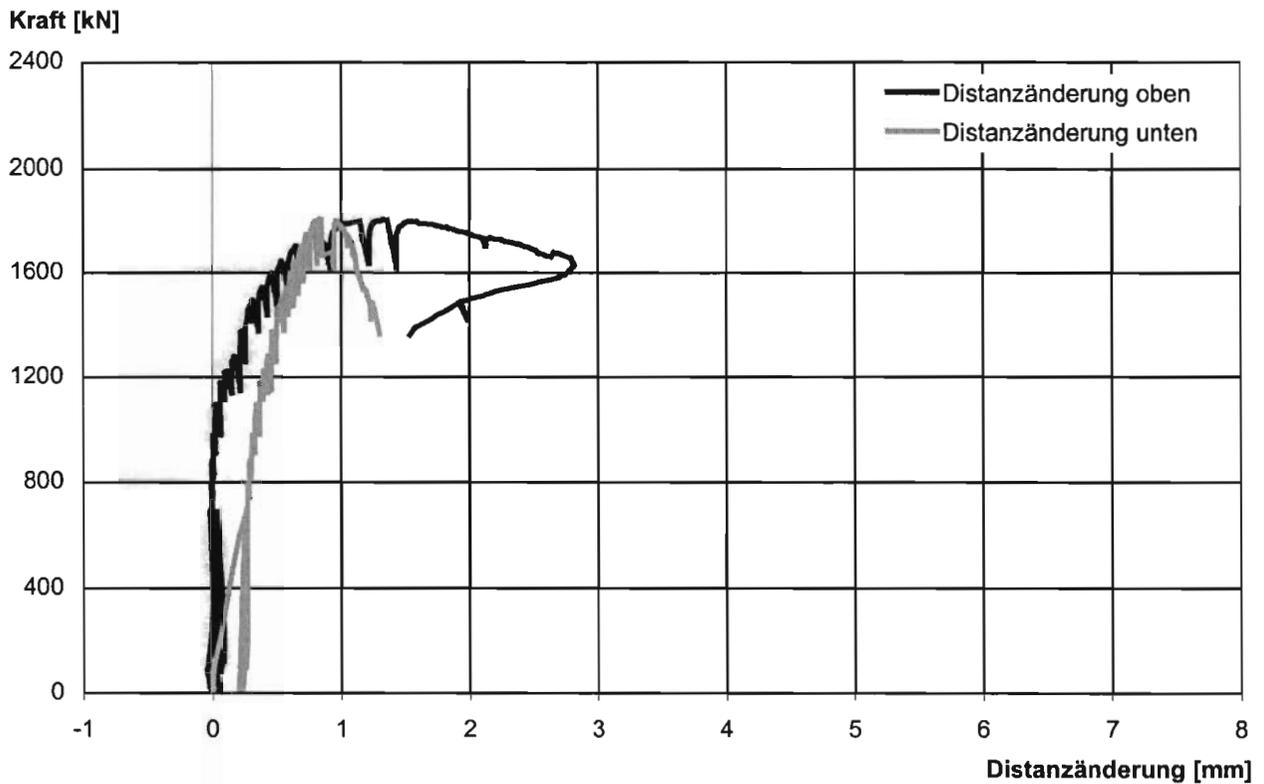
97% der Tragfähigkeit	Schlupf bei Erreichen von 97% der Tragfähigkeit	Tragfähigkeit	Schlupf bei Erreichen der Tragfähigkeit	Last bei Abbruch der Messung	Schlupf bei Abbruch der Messung
$F_{e,97}$	$\delta(F_{e,97})$	F_e	$\delta(F_e)$	$F(\delta_u)$	δ_u
[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]
1735	4,5	1789	6,1	1316	26,3



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau



R 3/3 Schlupf der Verbundfuge im Mittel
Dickenänderung der Betonplatte im Mittel



R 3/3 Distanzänderung der Betonplatten oben und unten



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

Protokoll Versuchskörper 3/3

Rißentwicklung:

25 Lastwechsel: 85 – 683 kN

keine sichtbare Rißentwicklung

700 kN: vordere Betonplatte:

vertikale mittige Risse im unteren Fünftel

800 kN: hintere Betonplatte:

vertikale mittige Risse ganz unten

1500 kN: vordere und hintere Betonplatte:

mehrere horizontale Risse bei den Kopfbolzendübeln

1550 kN: vordere und hintere Betonplatte:

die horizontalen Risse verlängern sich zu den Plattenrändern hin und ändern dabei ihre Orientierung in Richtung der Druckstreben

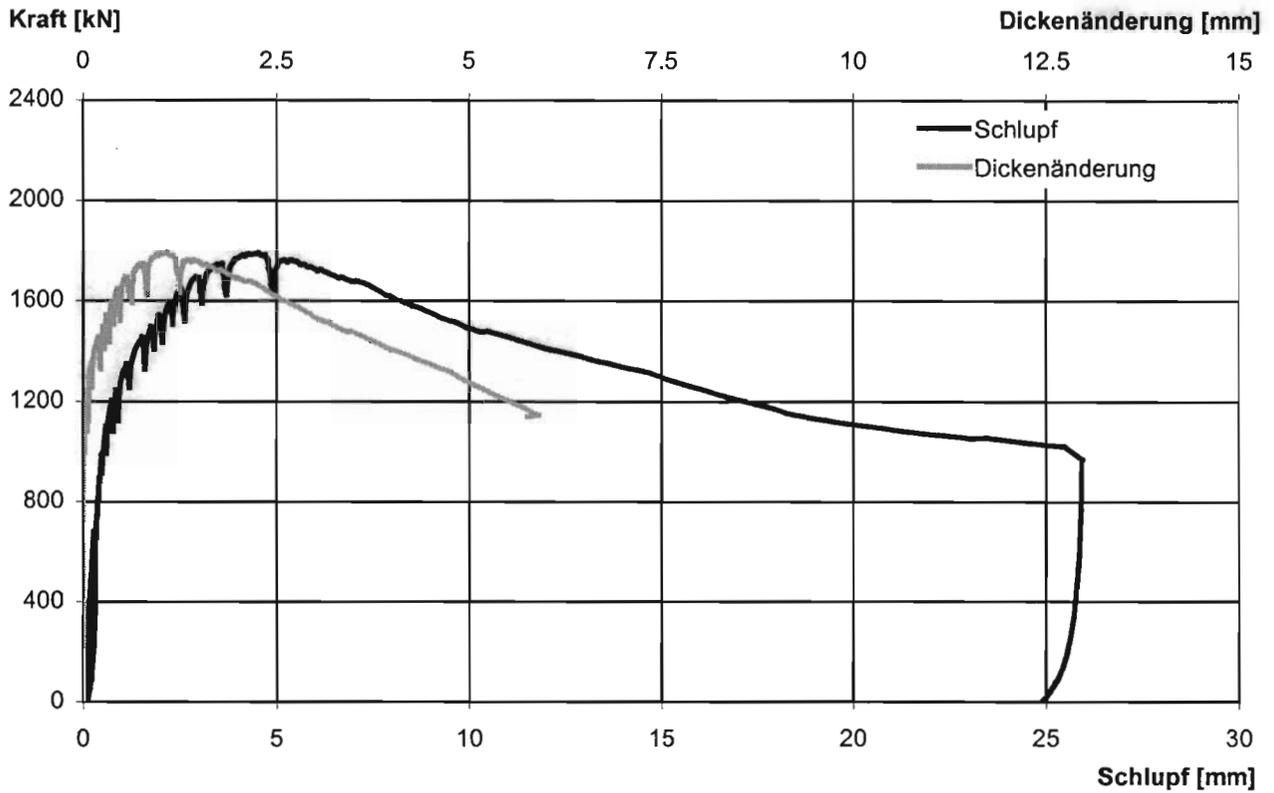
Versagensart:

Spalten der Betonplatte, seitliches Herausbrechen des Betons an der vorderen Betonplatte außen und innen sowie an der hinteren Betonplatte innen

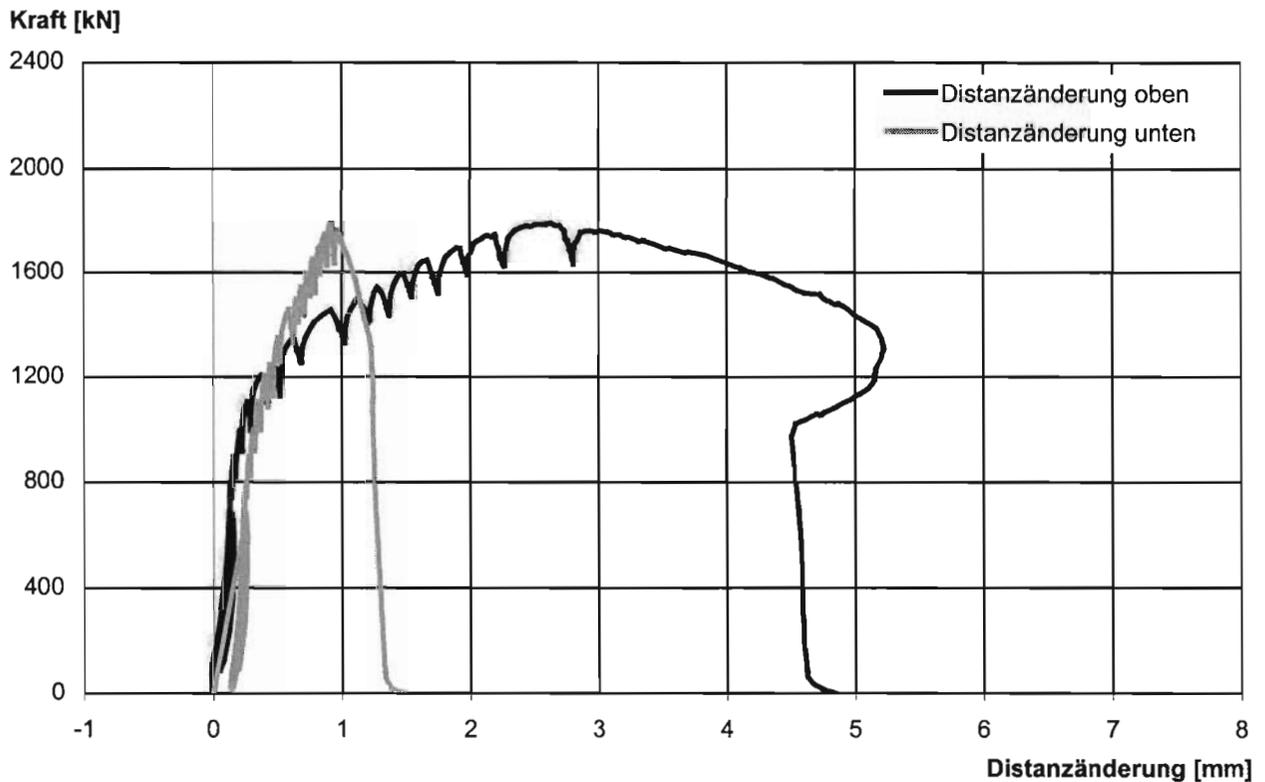
97% der Tragfähigkeit	Schlupf bei Erreichen von 97% der Tragfähigkeit	Tragfähigkeit	Schlupf bei Erreichen der Tragfähigkeit	Last bei Abbruch der Messung	Schlupf bei Abbruch der Messung
$F_{e,97}$	$\delta(F_{e,97})$	F_e	$\delta(F_e)$	$F(\delta_u)$	δ_u
[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]
1752	4,0	1807	5,5	1388	25,2



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau



R 4/1 Schlupf der Verbundfuge im Mittel
Dickenänderung der Betonplatte im Mittel



R 4/1 Distanzänderung der Betonplatten oben und unten



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

Protokoll Versuchskörper 4/1

Rißentwicklung:

25 Lastwechsel: 85 – 683 kN
keine sichtbare Rißentwicklung

700 kN: vordere Betonplatte:
vertikale mittige Risse im unteren Fünftel

800 kN: hintere Betonplatte:
vertikale mittige Risse im unteren Fünftel

1200 kN: vordere Betonplatte:
horizontaler Riß 7 cm unter erstem Kopfbolzendübel von oben

1250 kN: vordere Betonplatte:
horizontaler Riß 5 cm unter zweitem Kopfbolzendübel von oben
hintere Betonplatte:
horizontaler Riß 8 cm unter zweitem Kopfbolzendübel von oben

1350 kN: vordere und hintere Betonplatte:
weitere horizontale Risse bei den Kopfbolzendübeln
die horizontalen Risse verlängern sich zu den Plattenrändern hin und ändern dabei ihre Orientierung in Richtung der Druckstreben

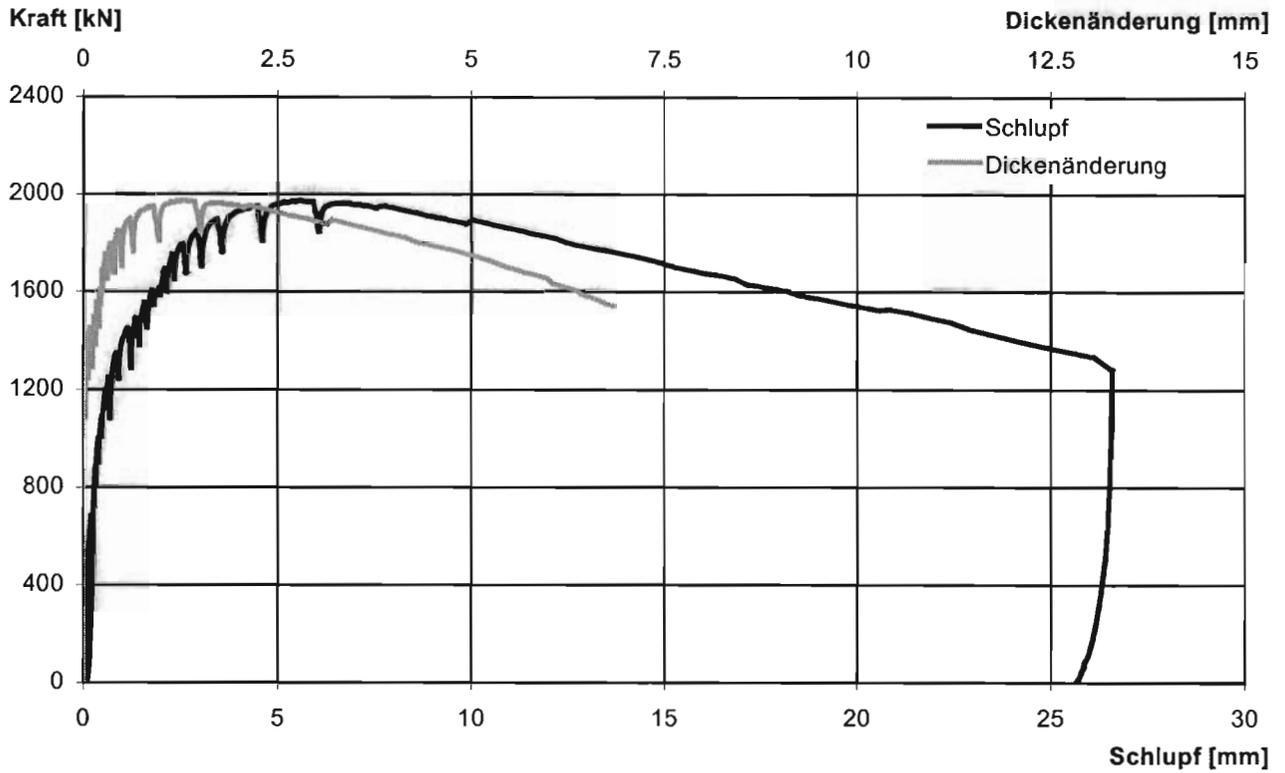
Versagensart:

Spalten der Betonplatte, seitliches Herausbrechen des Betons an der vorderen Betonplatte außen sowie an der hinteren Betonplatte innen

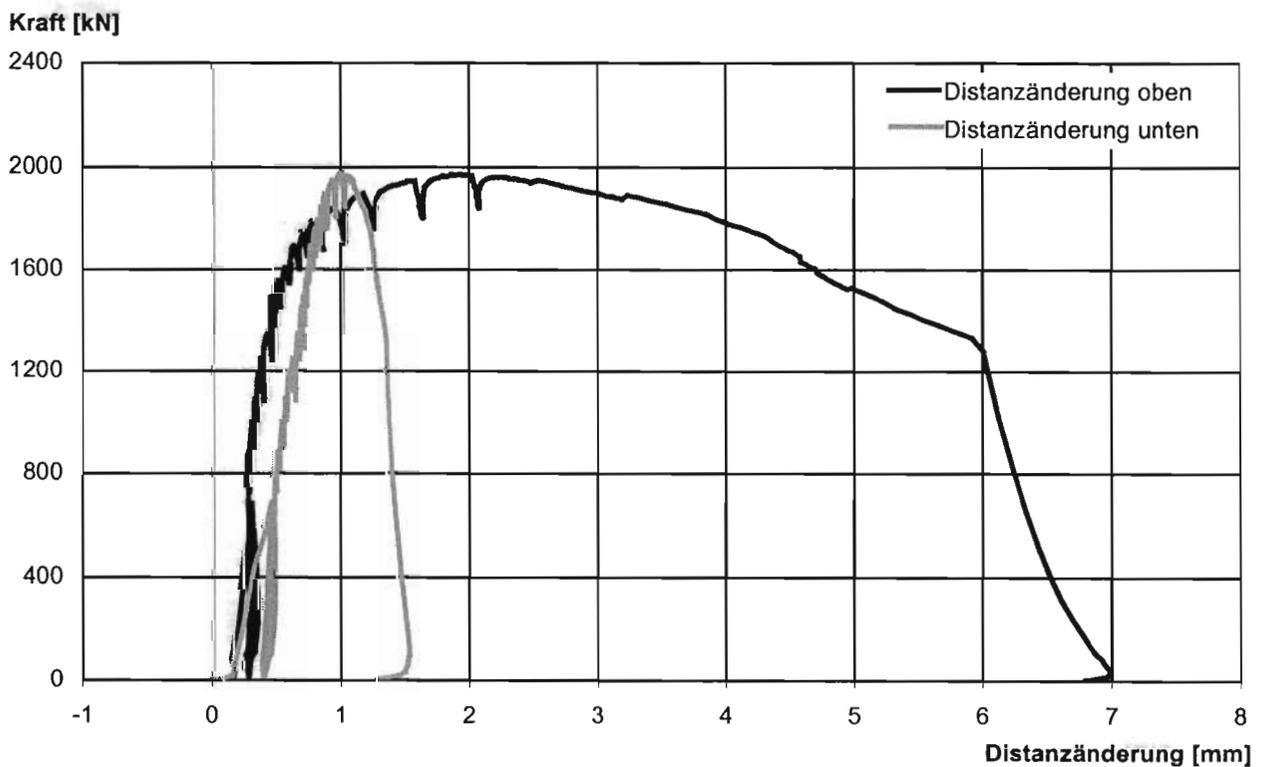
97% der Tragfähigkeit	Schlupf bei Erreichen von 97% der Tragfähigkeit	Tragfähigkeit	Schlupf bei Erreichen der Tragfähigkeit	Last bei Abbruch der Messung	Schlupf bei Abbruch der Messung
$F_{e,97}$	$\delta(F_{e,97})$	F_e	$\delta(F_e)$	$F(\delta_u)$	δ_u
[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]
1737	3,4	1791	4,5	1020	25,5



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau



R 4/2 Schlupf der Verbundfuge im Mittel
Dickenänderung der Betonplatte im Mittel



R 4/2 Distanzänderung der Betonplatten oben und unten



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

Protokoll Versuchskörper 4/2

Rißentwicklung:

25 Lastwechsel: 85 – 683 kN

keine sichtbare Rißentwicklung

700 kN: vordere und hintere Betonplatte:

vertikale mittige Risse im unteren Sechstel

1200 kN: vordere Betonplatte:

horizontaler Riß 7 cm unter erstem Kopfbolzendübel von oben

1350 kN: vordere Betonplatte:

horizontaler Riß 6 cm unter erstem Kopfbolzendübel von oben

hintere Betonplatte:

horizontaler Riß 10 cm unter erstem Kopfbolzendübel von oben

1600 kN: vordere und hintere Betonplatte:

weitere horizontale Risse bei den Kopfbolzendübeln

die horizontalen Risse verlängern sich zu den Plattenrändern hin und ändern dabei ihre Orientierung in Richtung der Druckstreben

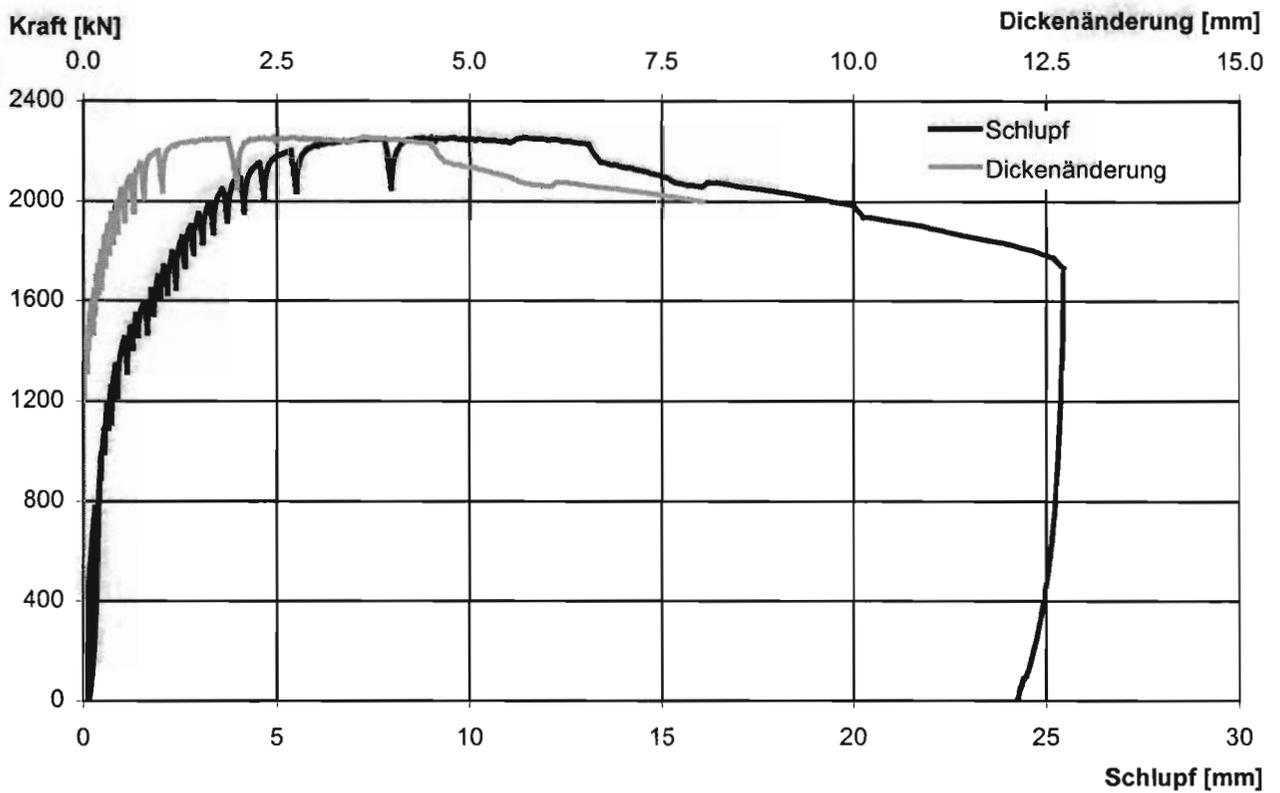
Versagensart:

Spalten der Betonplatte, seitliches Herausbrechen des Betons an der vorderen Betonplatte außen sowie an der hinteren Betonplatte innen

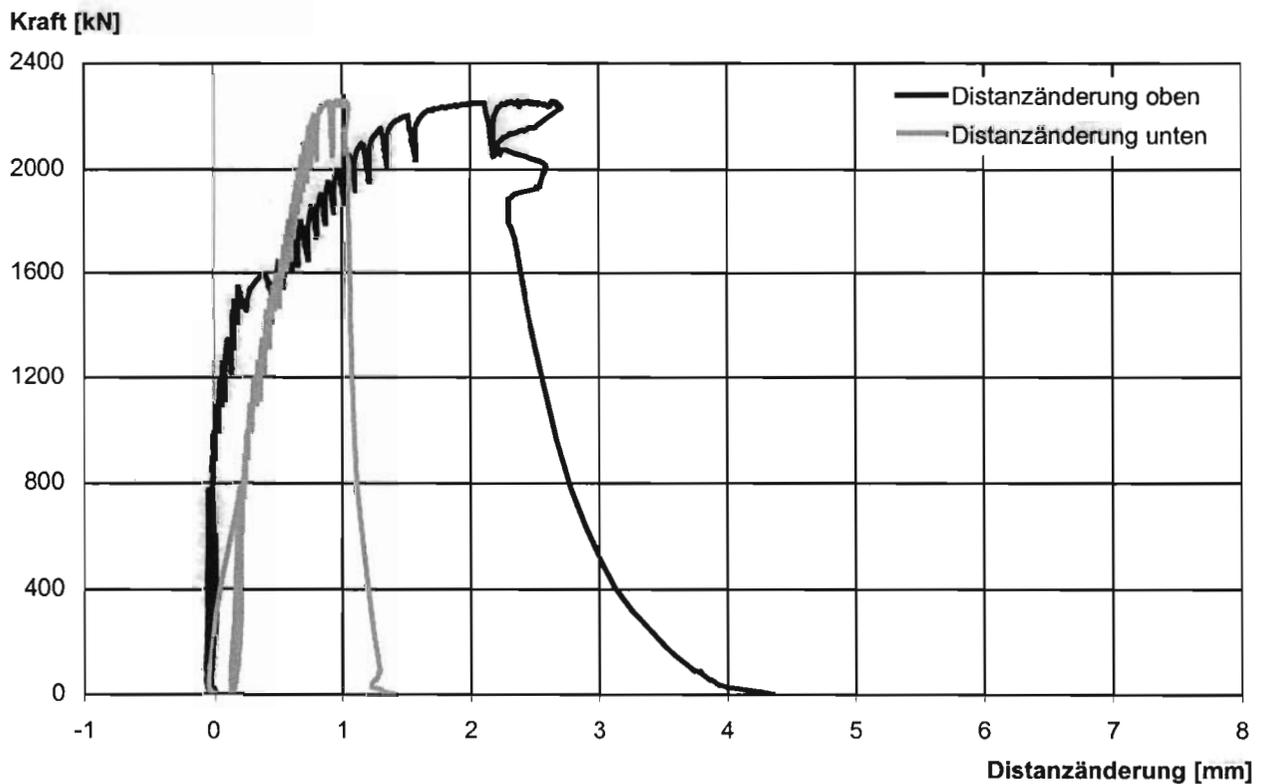
97% der Tragfähigkeit	Schlupf bei Erreichen von 97% der Tragfähigkeit	Tragfähigkeit	Schlupf bei Erreichen der Tragfähigkeit	Last bei Abbruch der Messung	Schlupf bei Abbruch der Messung
$F_{e,97}$	$\delta(F_{e,97})$	F_e	$\delta(F_e)$	$F(\delta_u)$	δ_u
[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]
1914	3,8	1973	6,0	1333	26,1



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau



R 4/3 Schlupf der Verbundfuge im Mittel
Dickenänderung der Betonplatte im Mittel



R 4/3 Distanzänderung der Betonplatten oben und unten



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

Protokoll Versuchskörper 4/3

Rißentwicklung:

25 Lastwechsel: 97 – 775 kN

vertikale mittige Risse in der vorderen und hinteren Betonplatte ganz unten

1100 kN: vordere und hintere Betonplatte:

vertikale mittige Risse im unteren Drittel

1350 kN: vordere Betonplatte:

horizontaler Riß 6 cm unter erstem Kopfbolzendübel von oben

1450 kN: vordere Betonplatte:

horizontaler Riß 8 cm unter erstem Kopfbolzendübel von oben

1500 kN: vordere und hintere Betonplatte:

weitere horizontale Risse bei den Kopfbolzendübeln

die horizontalen Risse verlängern sich zu den Plattenrändern hin und ändern dabei ihre Orientierung in Richtung der Druckstreben

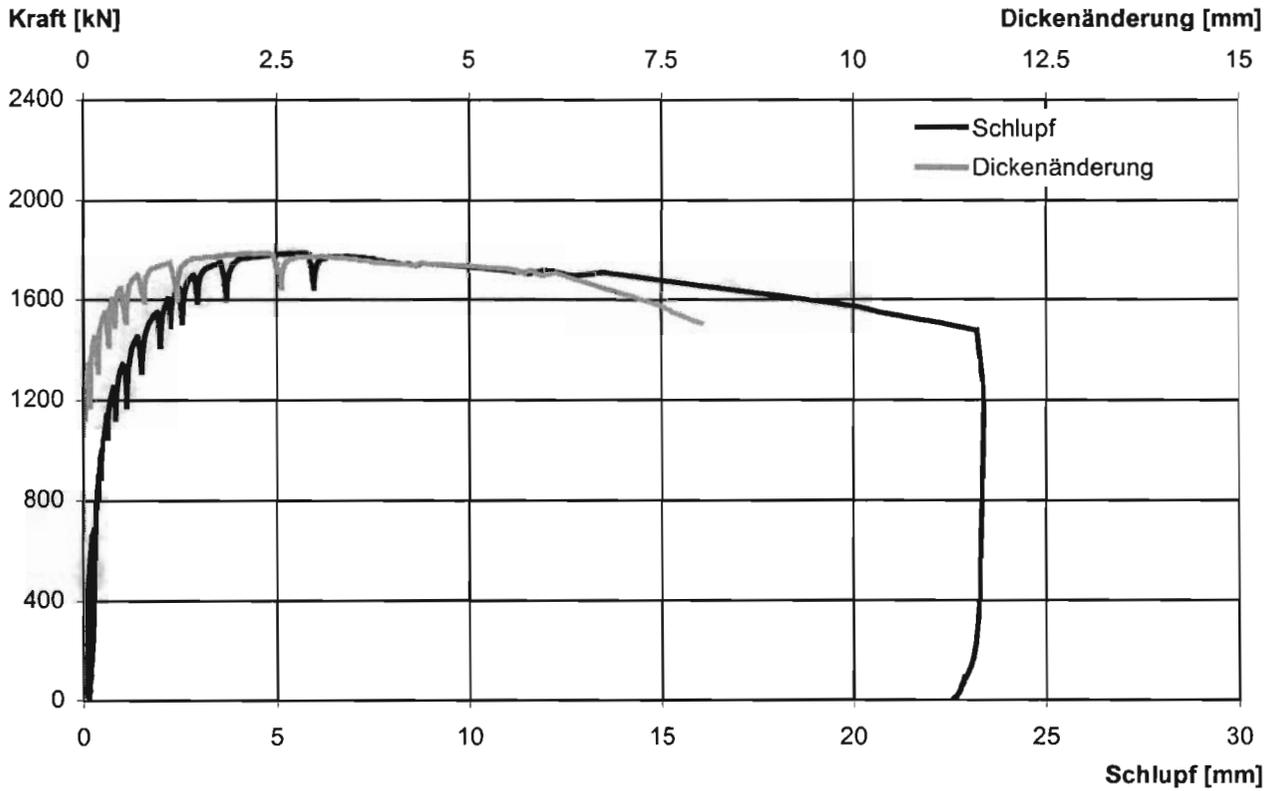
Versagensart:

Spalten der Betonplatte, seitliches Herausbrechen des Betons an der hinteren Betonplatte innen und außen, Abscheren der Kopfbolzendübel

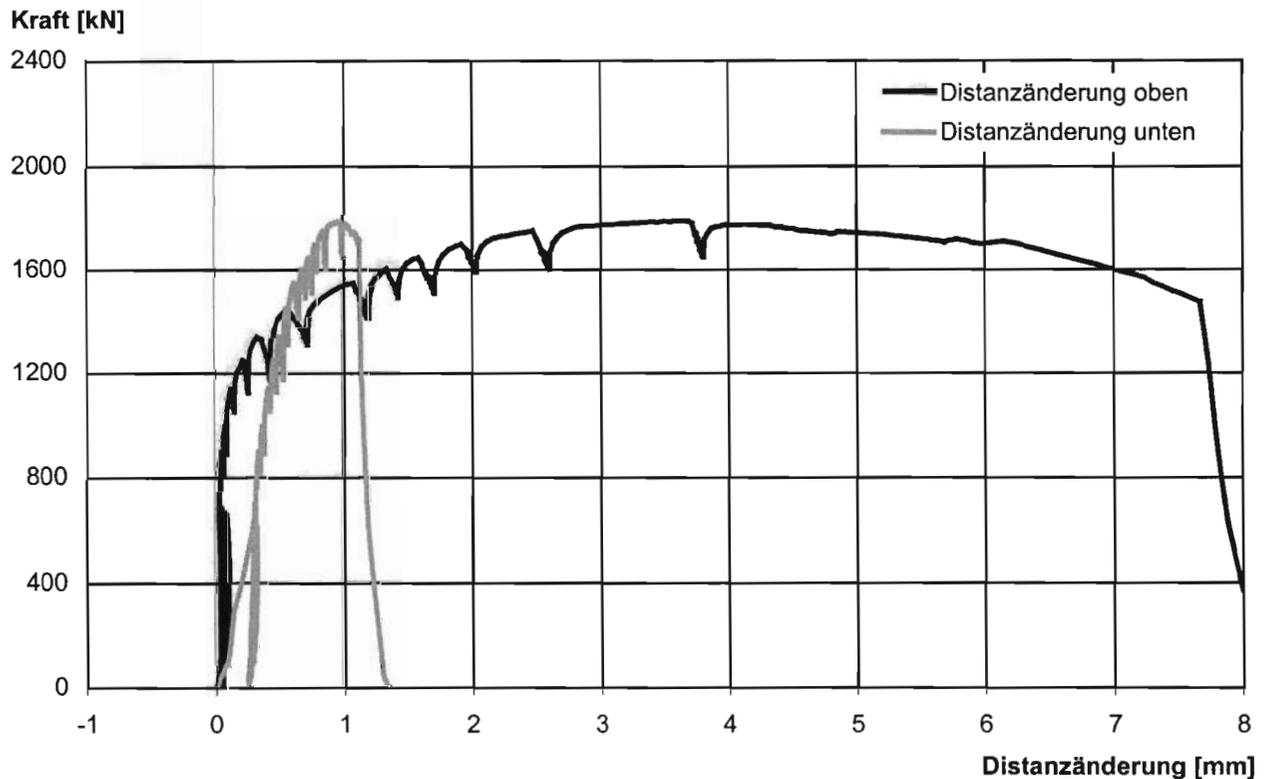
97% der Tragfähigkeit	Schlupf bei Erreichen von 97% der Tragfähigkeit	Tragfähigkeit	Schlupf bei Erreichen der Tragfähigkeit	Last bei Abbruch der Messung	Schlupf bei Abbruch der Messung
$F_{e,97}$	$\delta(F_{e,97})$	F_e	$\delta(F_e)$	$F(\delta_u)$	δ_u
[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]
2187	5,1	2255	9,0	2228	13,1



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau



R 4/4 Schlupf der Verbundfuge im Mittel
Dickenänderung der Betonplatte im Mittel



R 4/4 Distanzänderung der Betonplatten oben und unten



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

Protokoll Versuchskörper 4/4

Rißentwicklung:

25 Lastwechsel: 85 – 683 kN

keine sichtbare Rißentwicklung

700 kN: vordere und hintere Betonplatte:

vertikale mittige Risse im unteren Drittel

1250 kN: hintere Betonplatte:

horizontaler Riß 3 cm unter erstem Kopfbolzendübel von oben

1350 kN: vordere Betonplatte:

horizontaler Riß 5 cm unter erstem Kopfbolzendübel von oben

1600 kN: vordere und hintere Betonplatte:

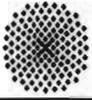
weitere horizontale Risse bei den Kopfbolzendübeln

die horizontalen Risse verlängern sich zu den Plattenrändern hin und ändern dabei ihre Orientierung in Richtung der Druckstreben

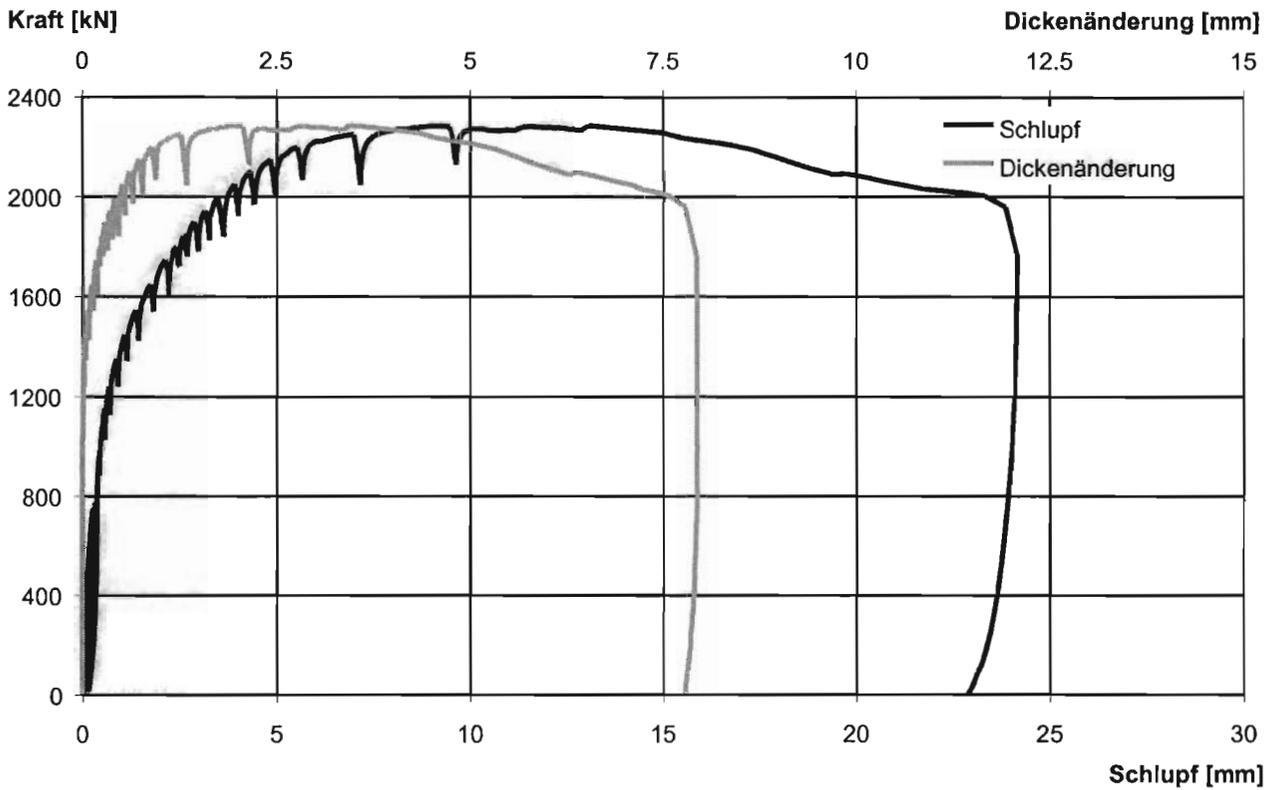
Versagensart:

Spalten der Betonplatte, seitliches Herausbrechen des Betons an der vorderen Betonplatte innen und außen sowie an der hinteren Betonplatte innen

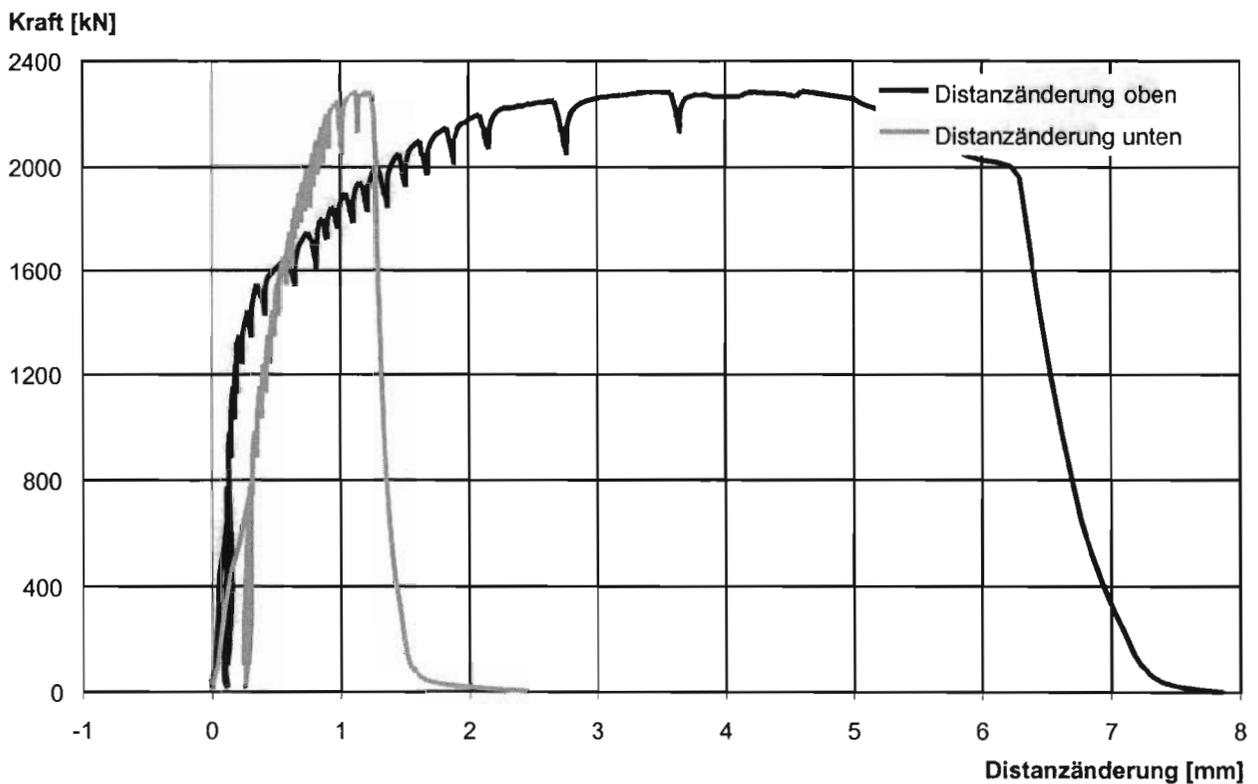
97% der Tragfähigkeit	Schlupf bei Erreichen von 97% der Tragfähigkeit	Tragfähigkeit	Schlupf bei Erreichen der Tragfähigkeit	Last bei Abbruch der Messung	Schlupf bei Abbruch der Messung
$F_{e,97}$	$\delta(F_{e,97})$	F_e	$\delta(F_e)$	$F(\delta_u)$	δ_u
[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]
1735	3,3	1789	5,6	1476	23,2



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau



R 4/5 Schlupf der Verbundfuge im Mittel
Dickenänderung der Betonplatte im Mittel



R 4/5 Distanzänderung der Betonplatten oben und unten



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

Protokoll Versuchskörper 4/5

Rißentwicklung:

25 Lastwechsel: 97 – 775 kN

vertikale mittige Risse in der vorderen und hinteren Betonplatte ganz unten

800 kN: vordere und hintere Betonplatte:

vertikale mittige Risse im unteren Viertel

1350 kN: vordere Betonplatte:

horizontaler Riß 6 cm unter erstem Kopfbolzendübel von oben

1450 kN: vordere Betonplatte:

horizontaler Riß 3 cm unter erstem Kopfbolzendübel von oben

1550 kN: vordere und hintere Betonplatte:

weitere horizontale Risse bei den Kopfbolzendübeln

die horizontalen Risse verlängern sich zu den Plattenrändern hin und ändern dabei ihre Orientierung in Richtung der Druckstreben

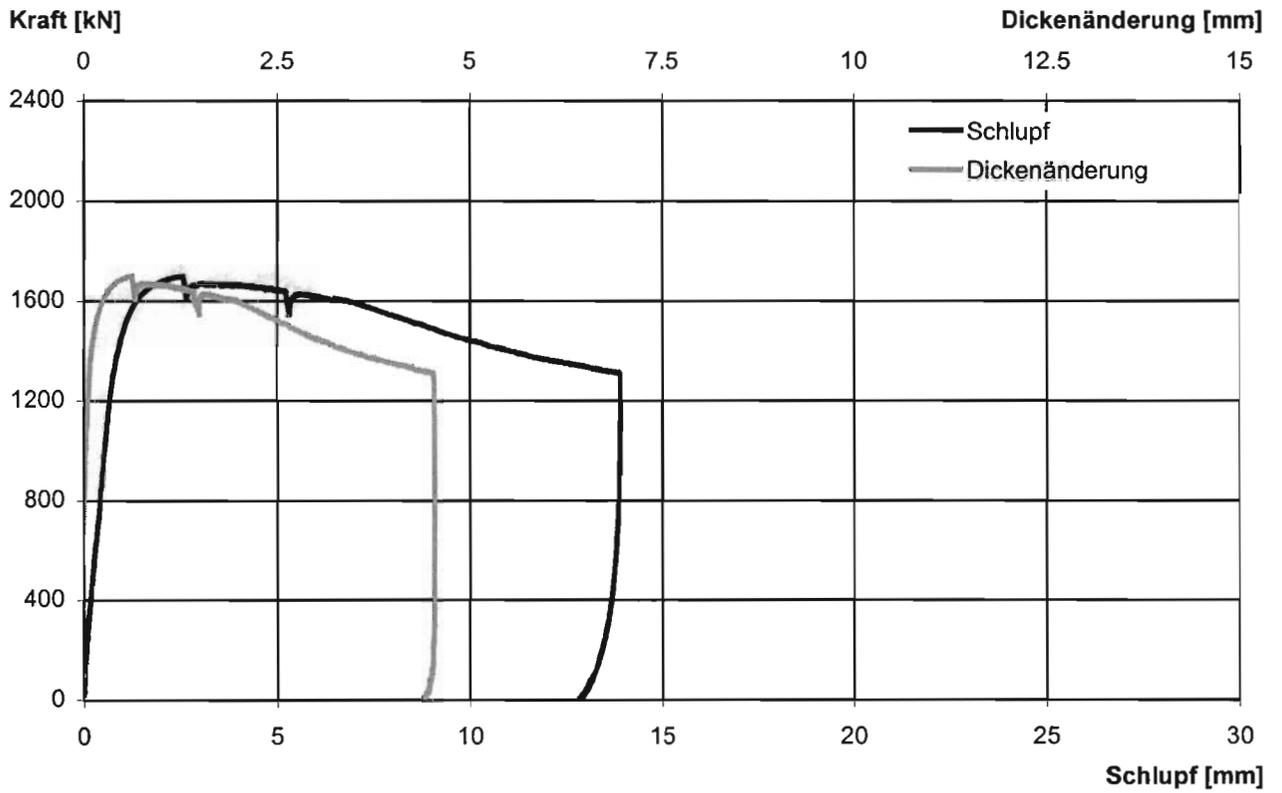
Versagensart:

Spalten der Betonplatte, seitliches Herausbrechen des Betons an der vorderen Betonplatte innen und außen sowie an der hinteren Betonplatte innen, Abscheren der Kopfbolzendübel

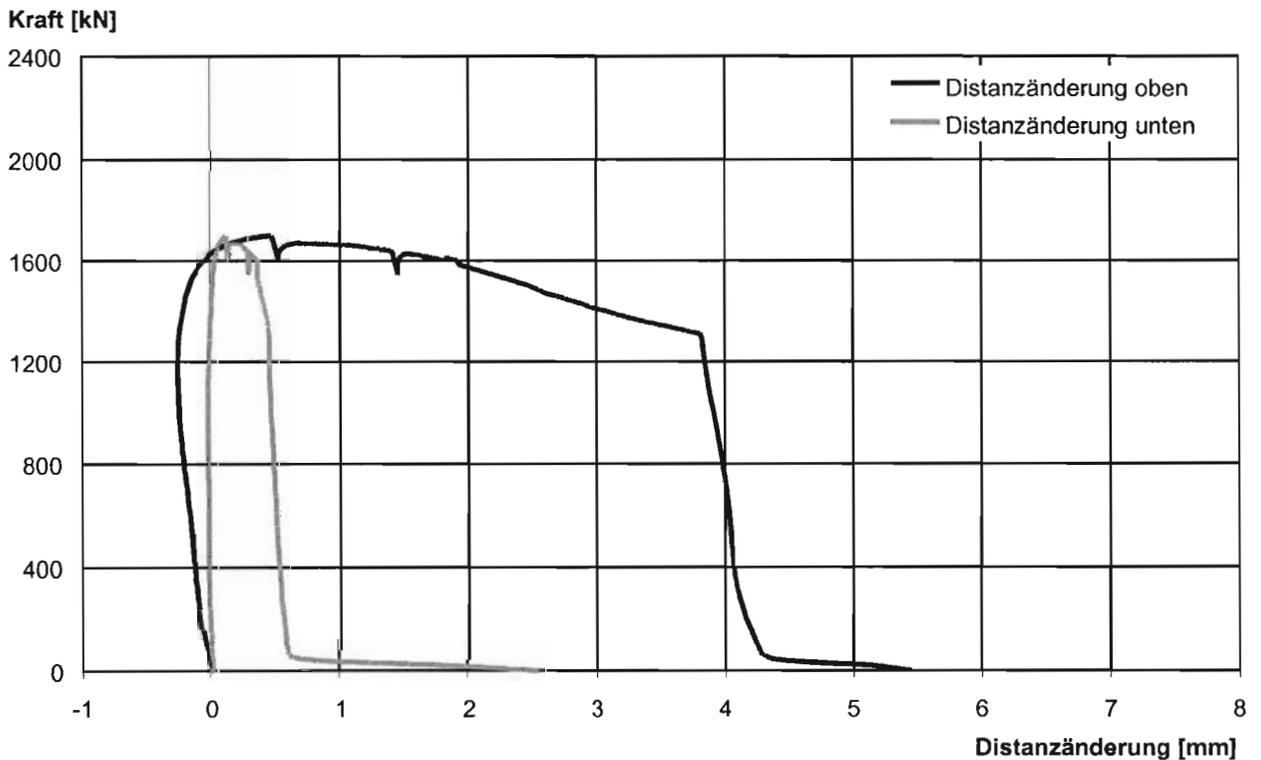
97% der Tragfähigkeit	Schlupf bei Erreichen von 97% der Tragfähigkeit	Tragfähigkeit	Schlupf bei Erreichen der Tragfähigkeit	Last bei Abbruch der Messung	Schlupf bei Abbruch der Messung
$F_{e,97}$	$\delta(F_{e,97})$	F_e	$\delta(F_e)$	$F(\delta_u)$	δ_u
[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]
2217	6,0	2286	13,1	2003	23,3



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau



R 5/1 Schlupf der Verbundfuge im Mittel
Dickenänderung der Betonplatte im Mittel



R 5/1 Distanzänderung der Betonplatten oben und unten



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

Protokoll Versuchskörper 5/1

Durch einen Fehler in der Steuerung wurde der Körper zu Beginn der Lastwechsel mit sehr hoher Geschwindigkeit bis zu einem Schlupf von ungefähr 10 mm beansprucht und wieder entlastet. Die dabei erreichte Last betrug ungefähr 1400 kN. Messungen wurden keine durchgeführt. Der Körper wies nach dieser Beanspruchung ein ausgeprägter Reißbild in der üblichen Form auf.

Im Anschluß wurde der Körper erneut beansprucht. Dieser zweiten Beanspruchung liegen die nebenstehenden Diagramme und die untenstehenden Werte zugrunde.

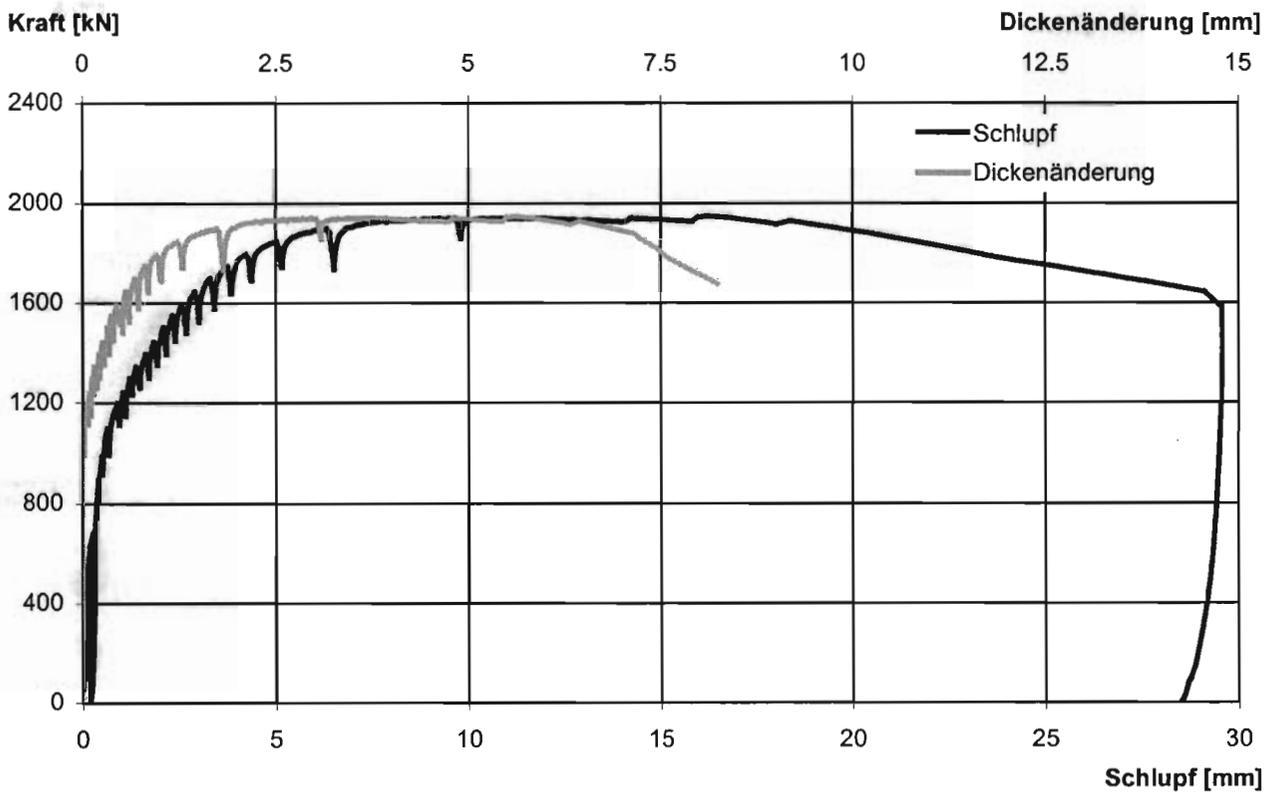
Versagensart:

Spalten der Betonplatte, seitliches Herausbrechen des Betons an der vorderen Betonplatte innen und außen sowie an der hinteren Betonplatte innen, Abscheren der Kopfbolzendübel

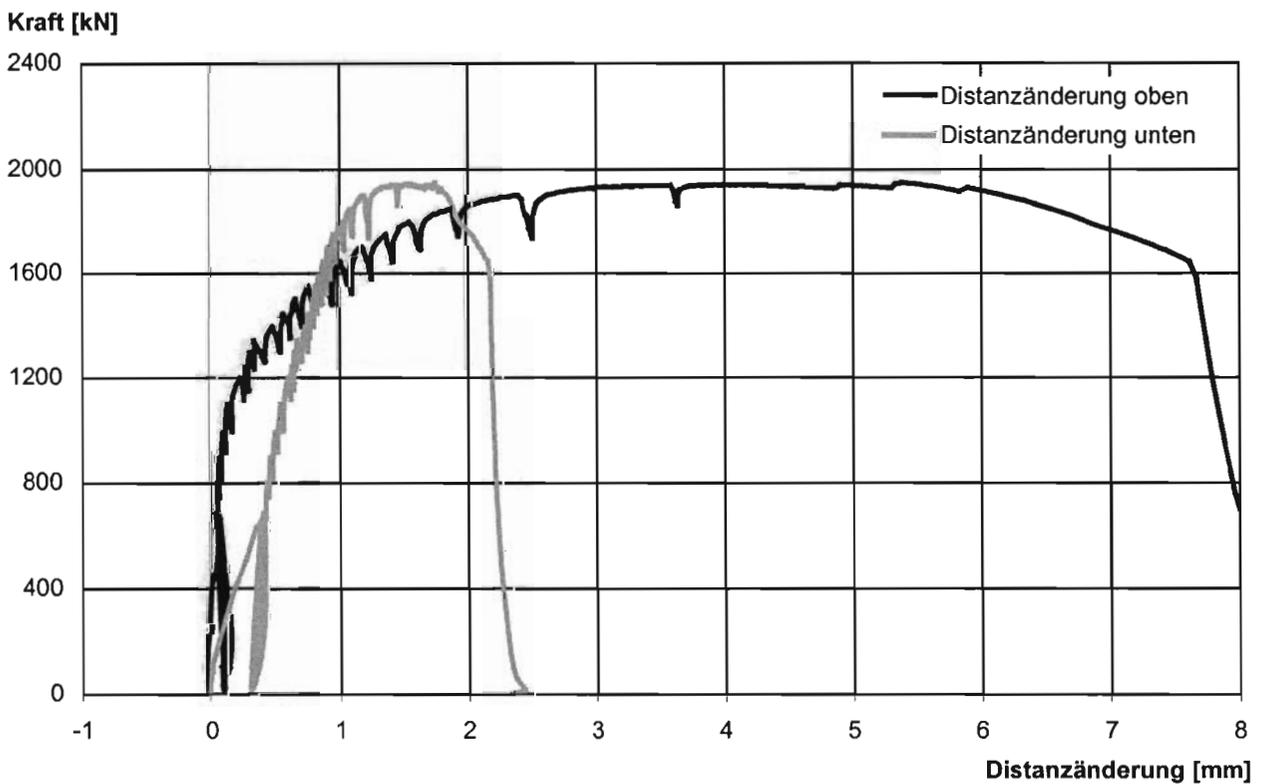
97% der Tragfähigkeit	Schlupf bei Erreichen von 97% der Tragfähigkeit	Tragfähigkeit	Schlupf bei Erreichen der Tragfähigkeit	Last bei Abbruch der Messung	Schlupf bei Abbruch der Messung
$F_{e,97}$	$\delta(F_{e,97})$	F_e	$\delta(F_e)$	$F(\delta_u)$	δ_u
[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]
1648	1,7	1699	2,5	1273	13,9



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau



R 5/2 Schlupf der Verbundfuge im Mittel
Dickenänderung der Betonplatte im Mittel



R 5/2 Distanzänderung der Betonplatten oben und unten



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

Protokoll Versuchskörper 5/2

Rißentwicklung:

25 Lastwechsel: 85 – 683 kN
keine sichtbare Rißentwicklung

700 kN: vordere Betonplatte:
vertikale mittige Risse im unteren Sechstel

900 kN: hintere Betonplatte:
vertikale mittige Risse im unteren Viertel

1200 kN: vordere Betonplatte:
horizontaler Riß 5 cm unter erstem Kopfbolzendübel von oben
hintere Betonplatte:
horizontaler Riß 5 cm unter erstem Kopfbolzendübel von oben

1300 kN: vordere und hintere Betonplatte:
weitere horizontale Risse bei den Kopfbolzendübeln
die horizontalen Risse verlängern sich zu den Plattenrändern hin und ändern dabei ihre Orientierung in Richtung der Druckstreben

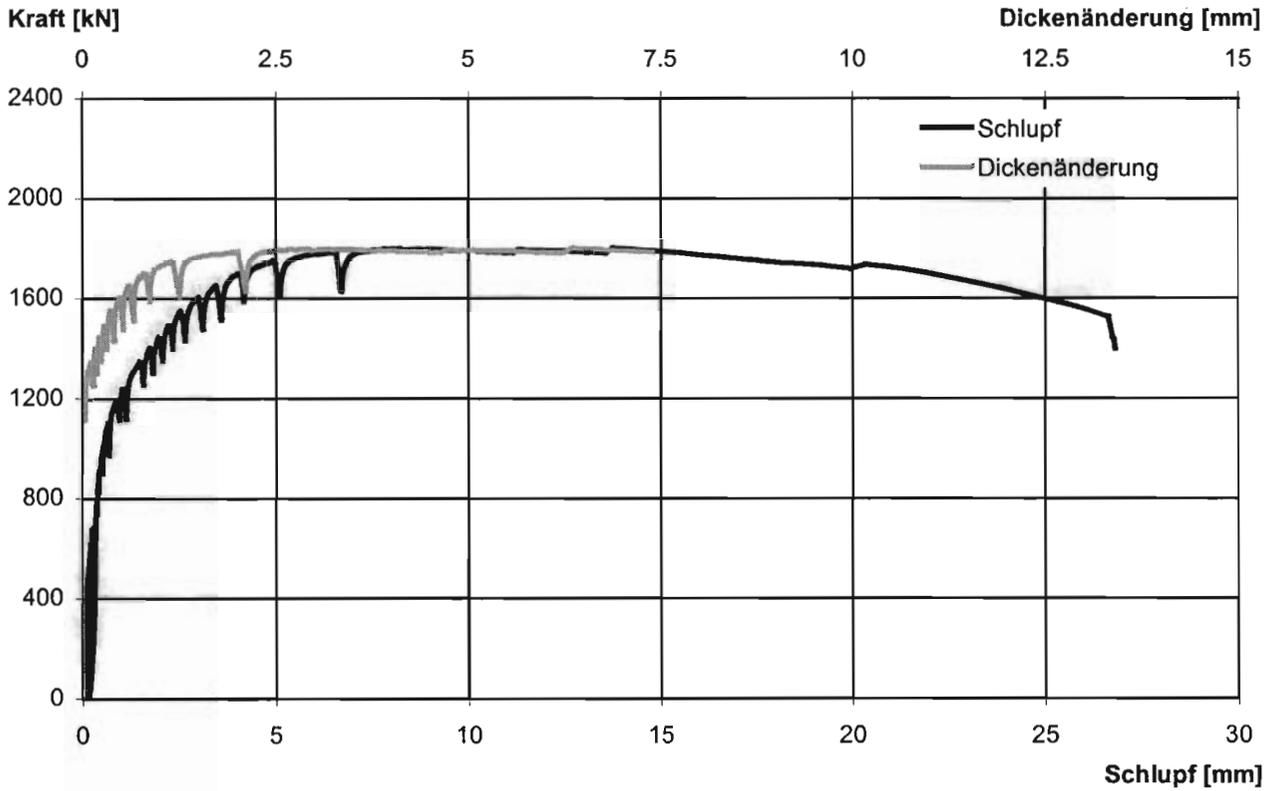
Versagensart:

Spalten der Betonplatte, seitliches Herausbrechen des Betons an der vorderen und hinteren Betonplatte innen

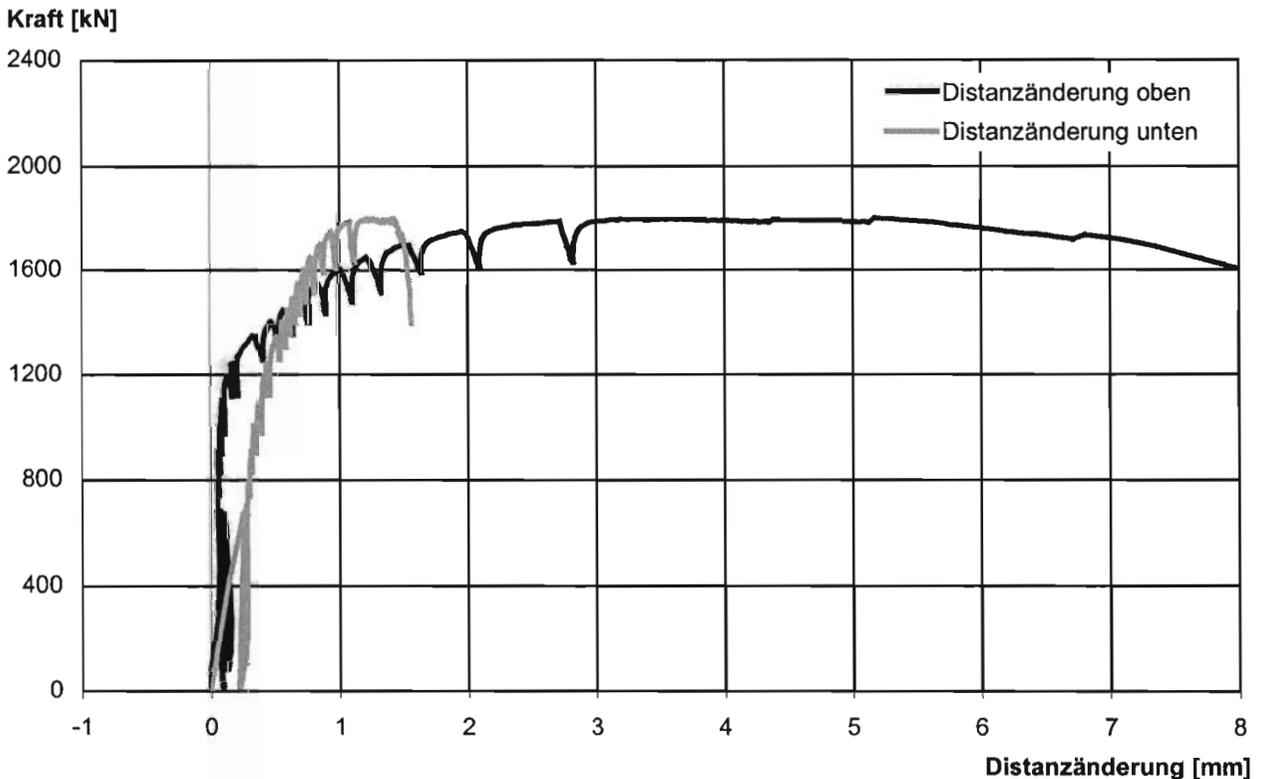
97% der Tragfähigkeit	Schlupf bei Erreichen von 97% der Tragfähigkeit	Tragfähigkeit	Schlupf bei Erreichen der Tragfähigkeit	Last bei Abbruch der Messung	Schlupf bei Abbruch der Messung
$F_{e,97}$	$\delta(F_{e,97})$	F_e	$\delta(F_e)$	$F(\delta_u)$	δ_u
[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]
1890	6,0	1949	16,2	1645	29,1



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau



R 5/3 Schlupf der Verbundfuge im Mittel
Dickenänderung der Betonplatte im Mittel



R 5/3 Distanzänderung der Betonplatten oben und unten



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

Protokoll Versuchskörper 5/3

Rißentwicklung:

25 Lastwechsel: 85 – 683 kN

keine sichtbare Rißentwicklung

800 kN: hintere Betonplatte:

vertikale mittige Risse im unteren Fünftel

1100 kN: vordere Betonplatte:

vertikale mittige Risse im unteren Drittel

hintere Betonplatte:

horizontaler Riß 5 cm unter erstem Kopfbolzendübel von oben

1350 kN: vordere Betonplatte:

horizontaler Riß 7 cm unter erstem Kopfbolzendübel von oben

1400 kN: vordere und hintere Betonplatte:

weitere horizontale Risse bei den Kopfbolzendübeln

die horizontalen Risse verlängern sich zu den Plattenrändern hin und ändern dabei ihre Orientierung in Richtung der Druckstreben

die Entwicklung der Risse an der hinteren Betonplatte ist deutlich weiter fortgeschritten

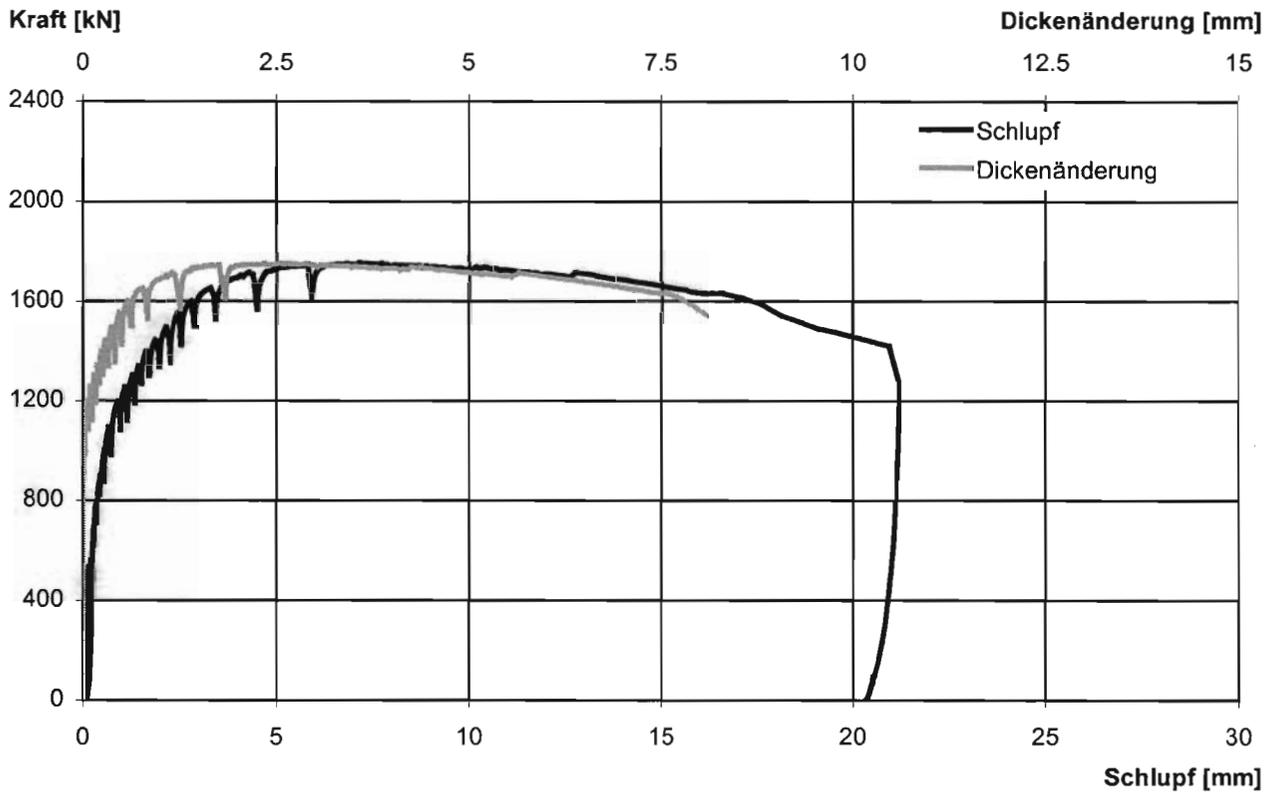
Versagensart:

Spalten der Betonplatte, seitliches Herausbrechen des Betons an der vorderen und hinteren Betonplatte innen

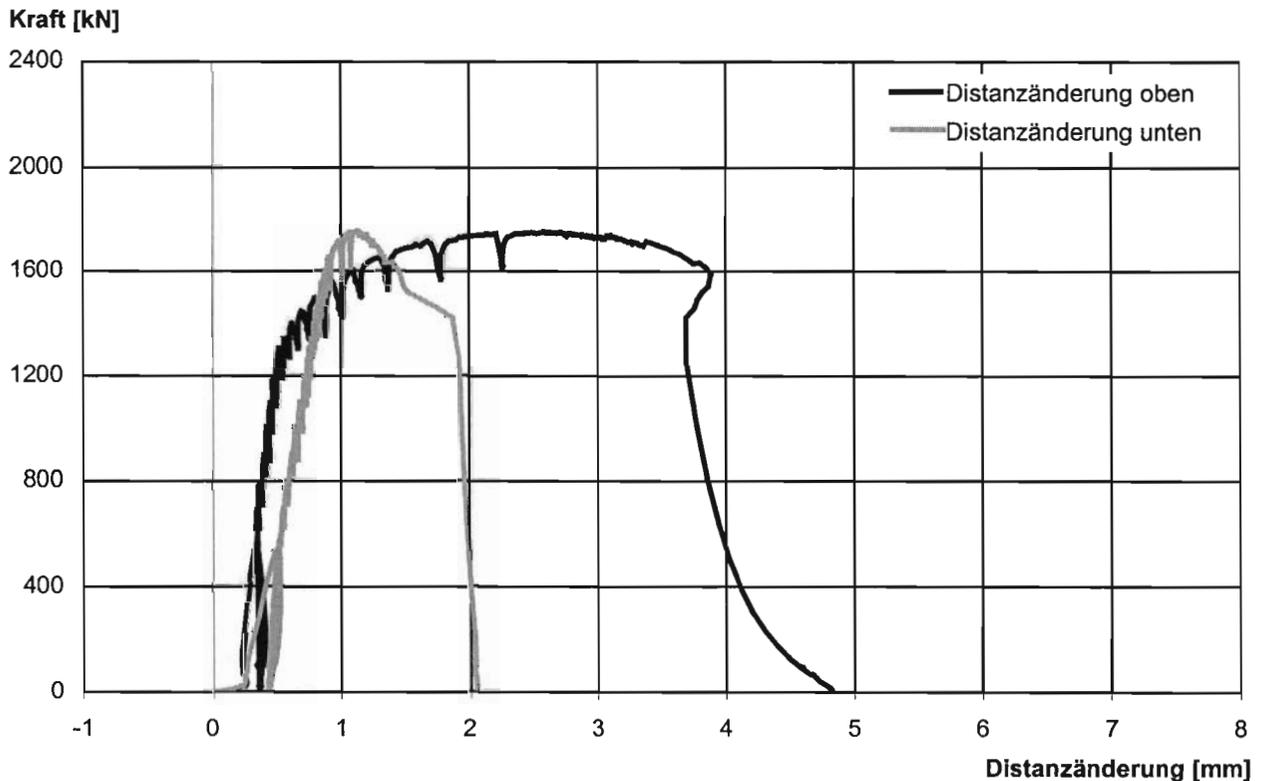
97% der Tragfähigkeit	Schlupf bei Erreichen von 97% der Tragfähigkeit	Tragfähigkeit	Schlupf bei Erreichen der Tragfähigkeit	Last bei Abbruch der Messung	Schlupf bei Abbruch der Messung
$F_{e,97}$	$\delta(F_{e,97})$	F_e	$\delta(F_e)$	$F(\delta_u)$	δ_u
[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]
1747	4,9	1801	13,7	1525	26,6



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau



R 6/1a Schlupf der Verbundfuge im Mittel
Dickenänderung der Betonplatte im Mittel



R 6/1a Distanzänderung der Betonplatten oben und unten



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

Protokoll Versuchskörper 6/1a

Rißentwicklung:

25 Lastwechsel: 70 – 558 kN

keine sichtbare Rißentwicklung

700 kN: hintere Betonplatte:

vertikale mittige Risse ganz unten

800 kN: vordere Betonplatte:

vertikale mittige Risse ganz unten

1000 kN: vordere und hintere Betonplatte:

vertikale mittige Risse im unteren Fünftel

1100 kN: hintere Betonplatte:

horizontaler Riß 6 cm unter erstem Kopfbolzendübel von oben

Riß in Richtung der Druckstreben unter zweitem Kopfbolzendübel von oben

1200 kN: vordere Betonplatte:

horizontaler Riß 5 cm unter erstem Kopfbolzendübel von oben

1300 kN: vordere und hintere Betonplatte:

weitere horizontale Risse bei den Kopfbolzendübeln

die horizontalen Risse verlängern sich zu den Plattenrändern hin und ändern dabei ihre Orientierung in Richtung der Druckstreben

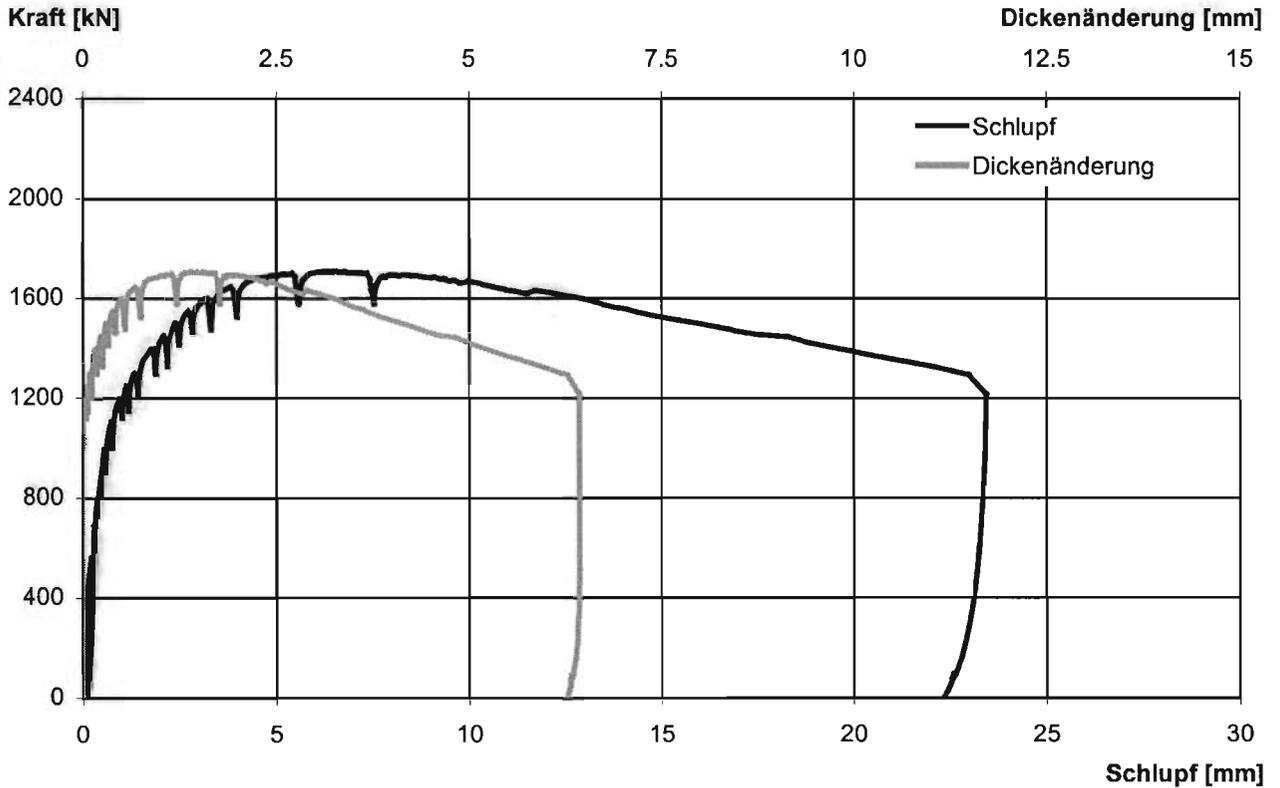
Versagensart:

Spalten der Betonplatte, seitliches Herausbrechen des Betons an der vorderen und hinteren Betonplatte innen

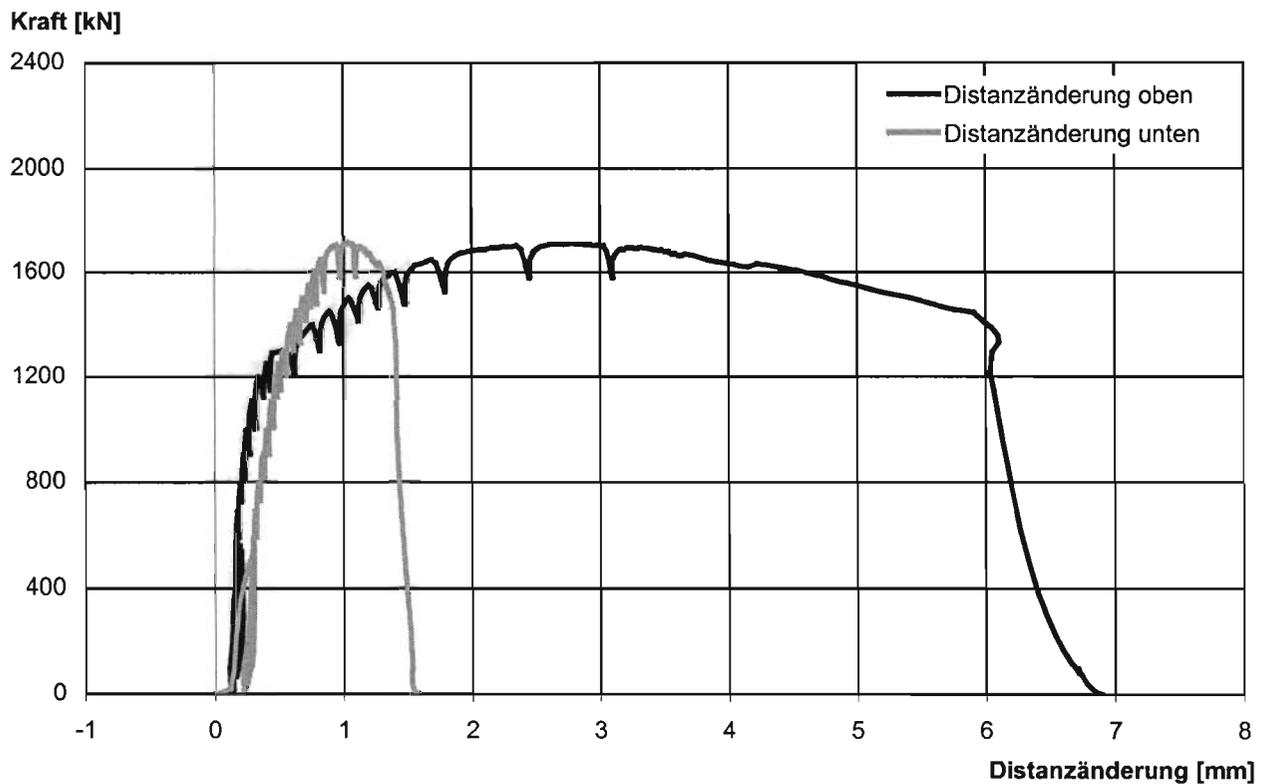
97% der Tragfähigkeit	Schlupf bei Erreichen von 97% der Tragfähigkeit	Tragfähigkeit	Schlupf bei Erreichen der Tragfähigkeit	Last bei Abbruch der Messung	Schlupf bei Abbruch der Messung
$F_{e,97}$	$\delta(F_{e,97})$	F_e	$\delta(F_e)$	$F(\delta_u)$	δ_u
[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]
1700	4,1	1753	7,1	1420	20,9



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau



R 6/1b Schlupf der Verbundfuge im Mittel
Dickenänderung der Betonplatte im Mittel



R 6/1b Distanzänderung der Betonplatten oben und unten


Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau
Protokoll Versuchskörper 6/1b
Rißentwicklung:

25 Lastwechsel: 70 – 558 kN

keine sichtbare Rißentwicklung

700 kN: vordere Betonplatte:

vertikale mittige Risse ganz unten

hintere Betonplatte:

vertikale mittige Risse im unteren Sechstel

1100 kN: hintere Betonplatte:

horizontaler Riß 8 cm unter erstem Kopfbolzendübel von oben

1300 kN: vordere und hintere Betonplatte:

weitere horizontale Risse bei den Kopfbolzendübeln

die horizontalen Risse verlängern sich zu den Plattenrändern hin und ändern dabei ihre Orientierung in Richtung der Druckstreben

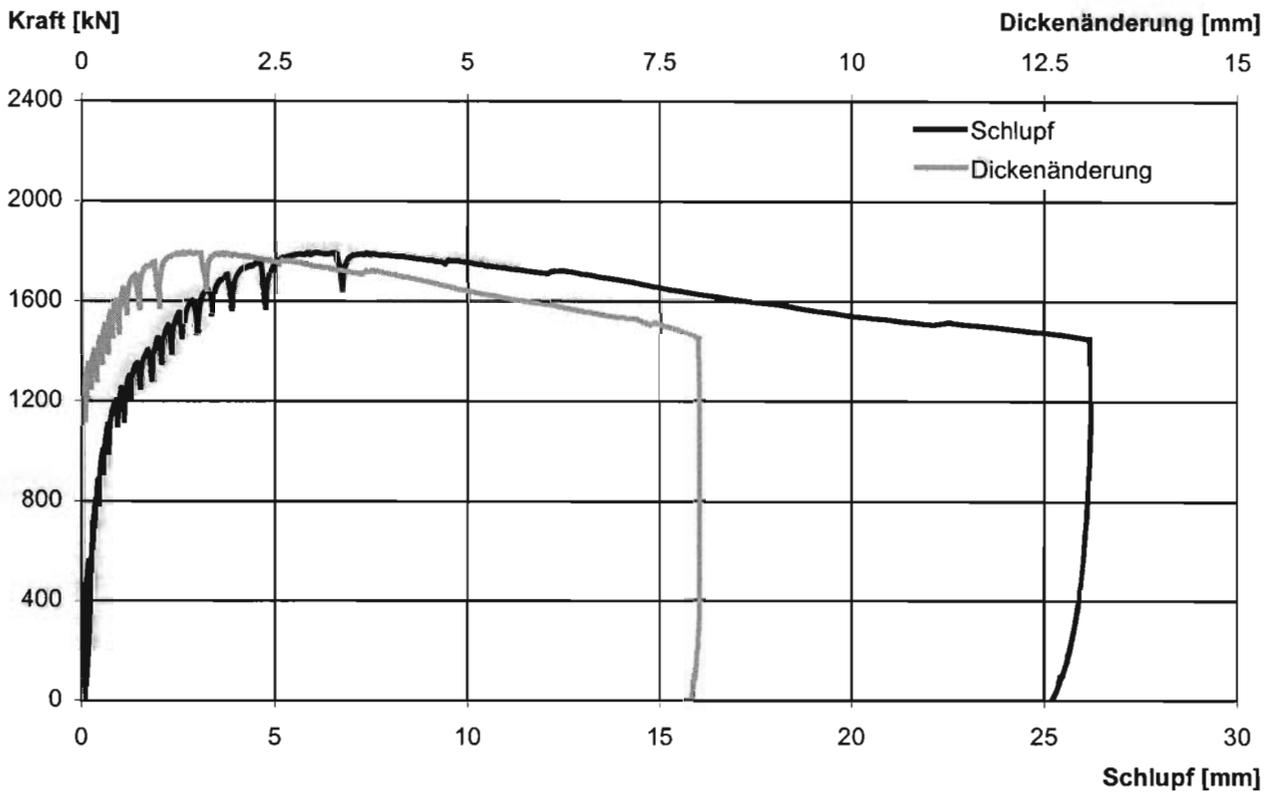
Versagensart:

Spalten der Betonplatte, seitliches Herausbrechen des Betons an der vorderen und hinteren Betonplatte innen

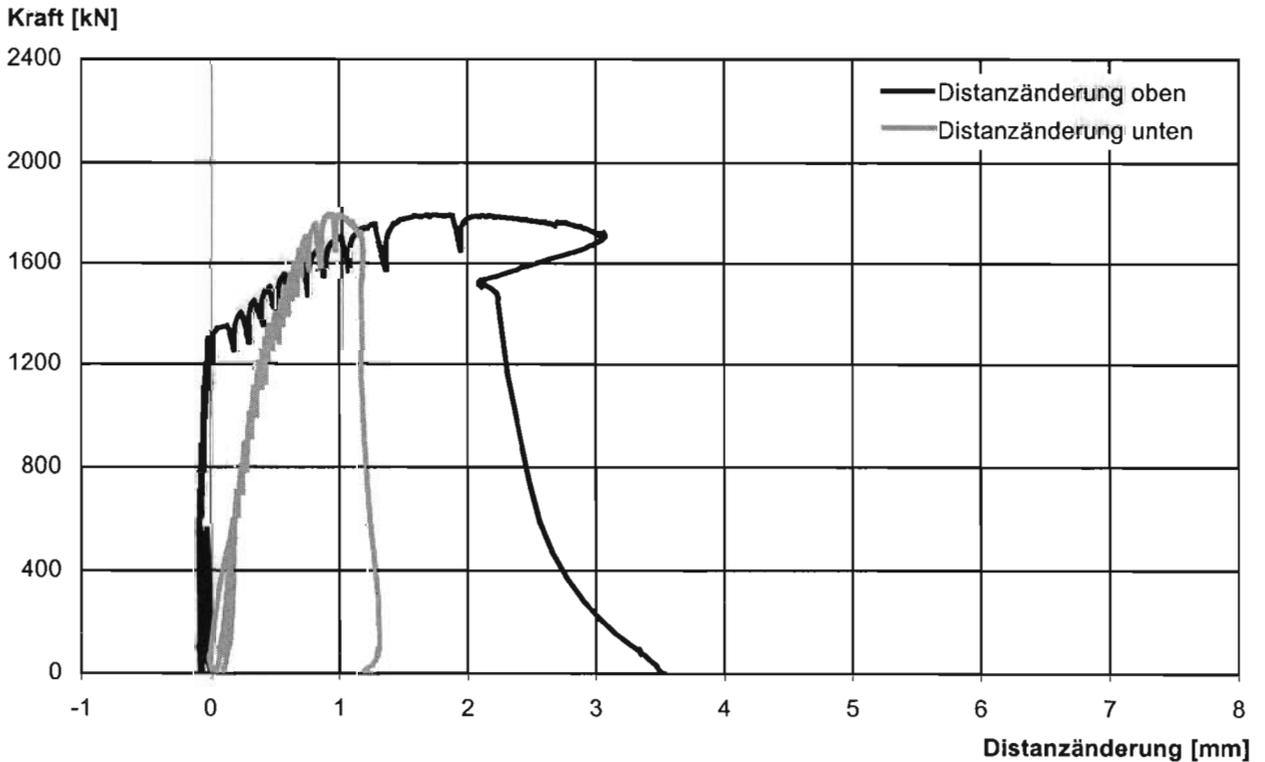
97% der Tragfähigkeit	Schlupf bei Erreichen von 97% der Tragfähigkeit	Tragfähigkeit	Schlupf bei Erreichen der Tragfähigkeit	Last bei Abbruch der Messung	Schlupf bei Abbruch der Messung
$F_{e,97}$	$\delta(F_{e,97})$	F_e	$\delta(F_e)$	$F(\delta_u)$	δ_u
[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]
1659	4,2	1710	6,5	1294	23,0



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau



R 6/1c Schlupf der Verbundfuge im Mittel
Dickenänderung der Betonplatte im Mittel



R 6/1c Distanzänderung der Betonplatten oben und unten


Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau
Protokoll Versuchskörper 6/1c
Rißentwicklung:

25 Lastwechsel: 70 – 558 kN

keine sichtbare Rißentwicklung

600 kN: vordere und hintere Betonplatte:

vertikale mittige Risse im unteren Sechstel

1200 kN: hintere Betonplatte:

horizontaler Riß 6 cm unter erstem Kopfbolzendübel von oben

1250 kN: vordere Betonplatte:

horizontaler Riß 5 cm unter erstem Kopfbolzendübel von oben

1300 kN: vordere und hintere Betonplatte:

weitere horizontale Risse bei den Kopfbolzendübeln

die horizontalen Risse verlängern sich zu den Plattenrändern hin und ändern dabei ihre Orientierung in Richtung der Druckstreben

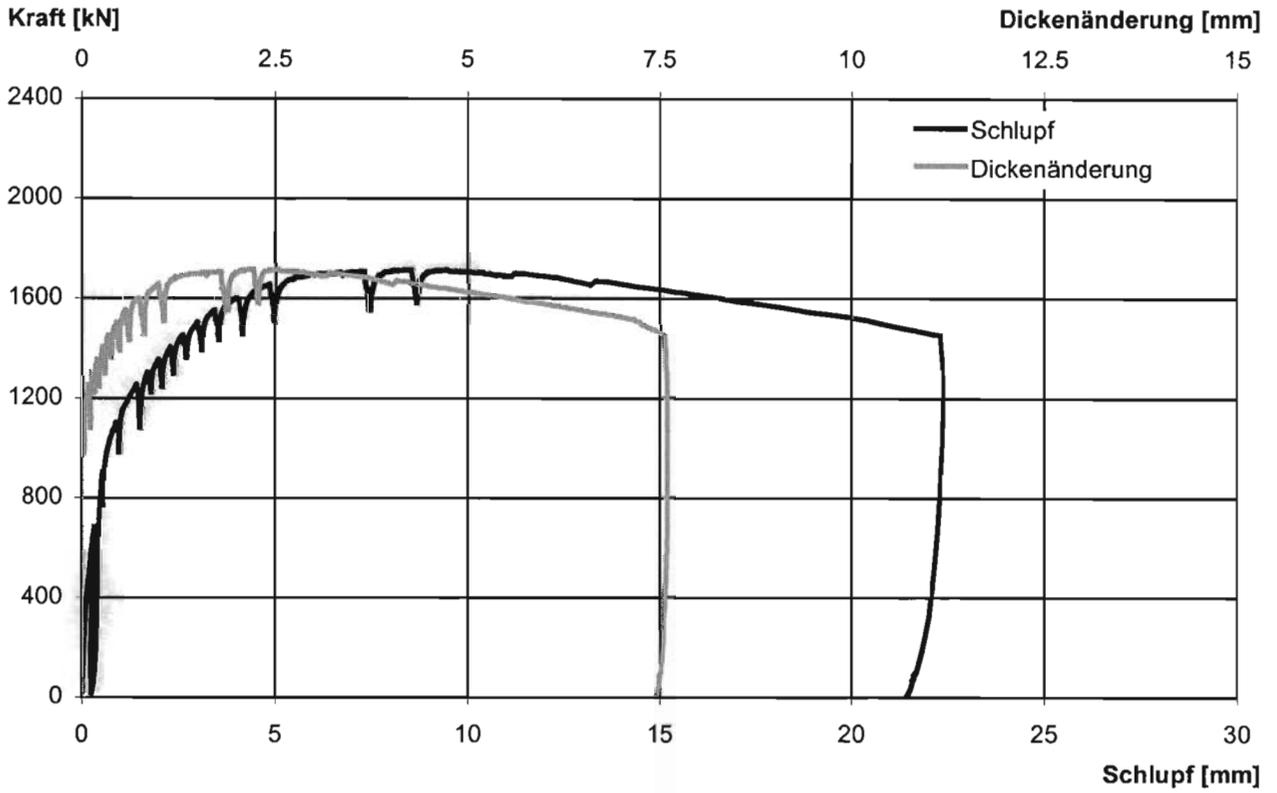
Versagensart:

Spalten der Betonplatte, seitliches Herausbrechen des Betons an der vorderen Betonplatte innen und außen sowie an der hinteren Betonplatte innen

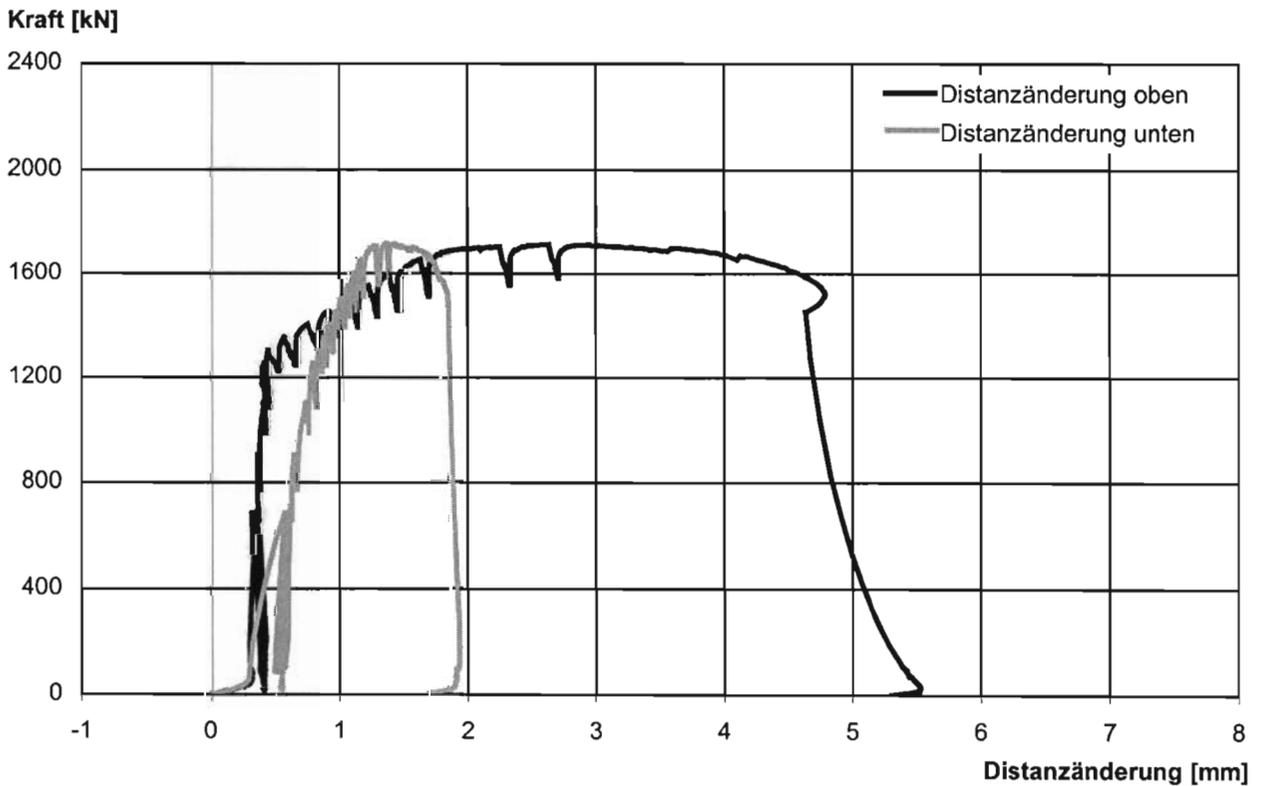
97% der Tragfähigkeit	Schlupf bei Erreichen von 97% der Tragfähigkeit	Tragfähigkeit	Schlupf bei Erreichen der Tragfähigkeit	Last bei Abbruch der Messung	Schlupf bei Abbruch der Messung
$F_{e,97}$	$\delta(F_{e,97})$	F_e	$\delta(F_e)$	$F(\delta_u)$	δ_u
[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]
1738	4,3	1792	6,1	1450	26,2



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau



R 6/2a Schlupf der Verbundfuge im Mittel
Dickenänderung der Betonplatte im Mittel



R 6/2a Distanzänderung der Betonplatten oben und unten


Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau
Protokoll Versuchskörper 6/2a
Rißentwicklung:

25 Lastwechsel: 85 – 683 kN

keine sichtbare Rißentwicklung

700 kN: vordere Betonplatte:

vertikale mittige Risse im unteren Sechstel

hintere Betonplatte:

vertikale mittige Risse im unteren Fünftel

1100 kN: vordere Betonplatte:

horizontaler Riß 4 cm unter erstem Kopfbolzendübel von oben

hintere Betonplatte:

horizontaler Riß 4 cm unter erstem Kopfbolzendübel von oben

Riß in Richtung der Druckstreben unter drittem Kopfbolzendübel von oben

1250 kN: vordere und hintere Betonplatte:

weitere horizontale Risse bei den Kopfbolzendübeln

die horizontalen Risse verlängern sich zu den Plattenrändern hin und ändern dabei ihre Orientierung in Richtung der Druckstreben

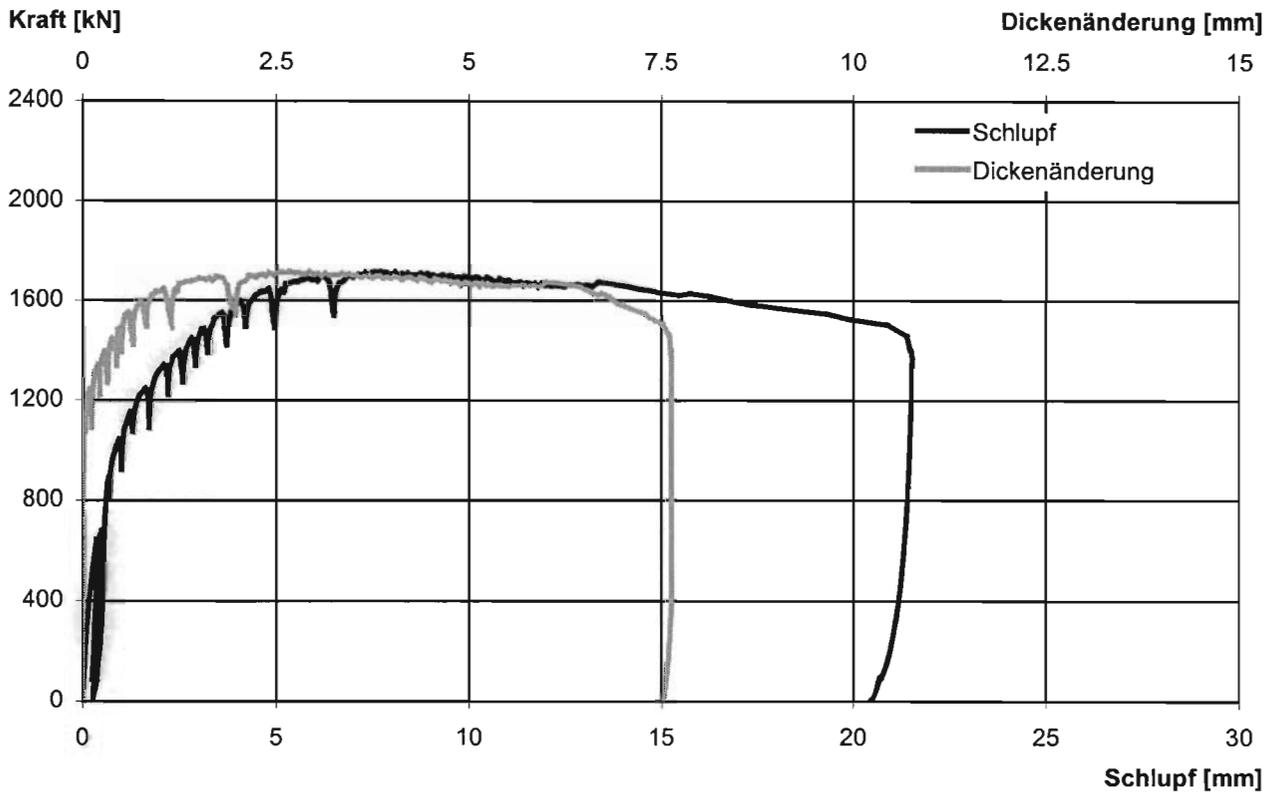
Versagensart:

Spalten der Betonplatte, seitliches Herausbrechen des Betons an der vorderen Betonplatte innen sowie an der hinteren Betonplatte innen und außen

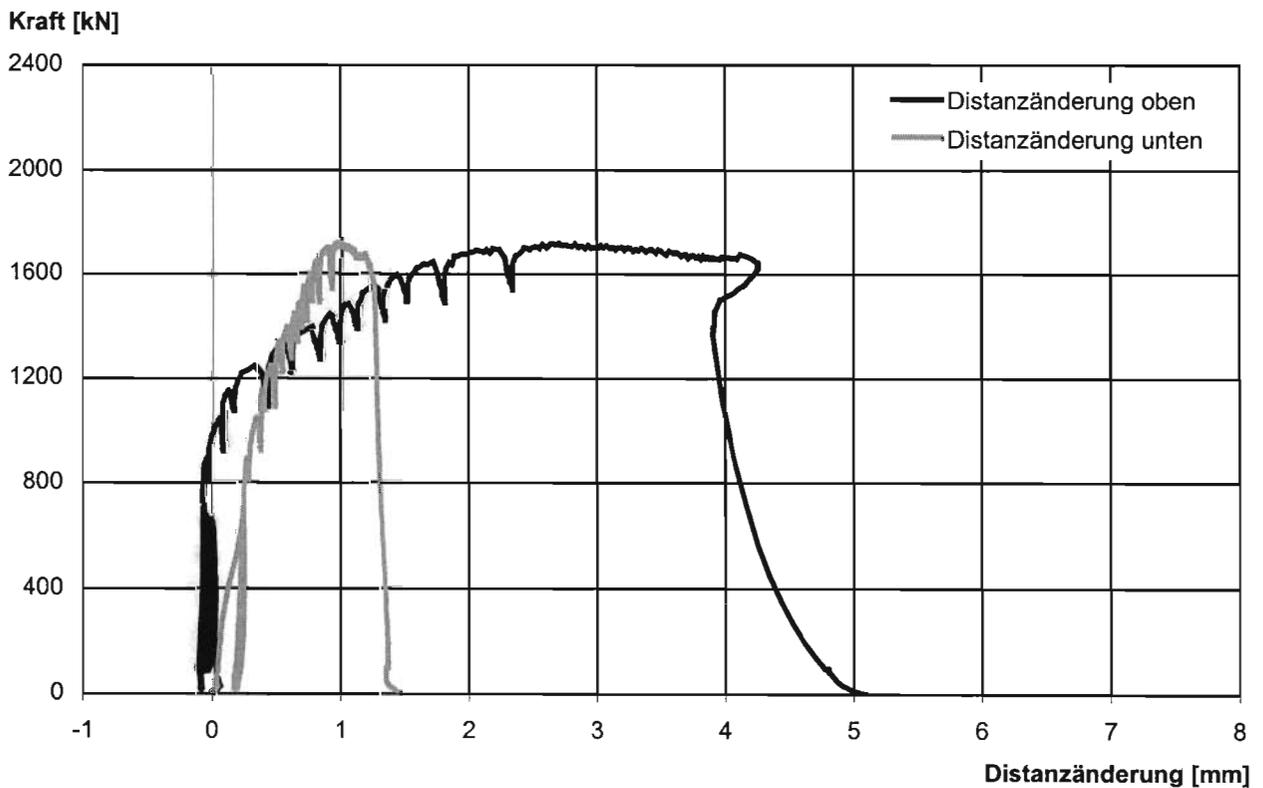
97% der Tragfähigkeit	Schlupf bei Erreichen von 97% der Tragfähigkeit	Tragfähigkeit	Schlupf bei Erreichen der Tragfähigkeit	Last bei Abbruch der Messung	Schlupf bei Abbruch der Messung
$F_{e,97}$	$\delta(F_{e,97})$	F_e	$\delta(F_e)$	$F(\delta_u)$	δ_u
[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]
1662	5,3	1713	8,5	1453	22,3



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau



R 6/2b Schlupf der Verbundfuge im Mittel
Dickenänderung der Betonplatte im Mittel



R 6/2b Distanzänderung der Betonplatten oben und unten


Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau
Protokoll Versuchskörper 6/2b
Rißentwicklung:

25 Lastwechsel: 85 – 683 kN

keine sichtbare Rißentwicklung

700 kN: hintere Betonplatte:

vertikale mittige Risse im unteren Sechstel

900 kN: vordere Betonplatte:

vertikale mittige Risse ganz unten

1050 kN: hintere Betonplatte:

horizontaler Riß 6 cm unter erstem Kopfbolzendübel von oben

1050 kN: vordere Betonplatte:

horizontaler Riß 8 cm unter erstem Kopfbolzendübel von oben

1200 kN: vordere und hintere Betonplatte:

weitere horizontale Risse bei den Kopfbolzendübeln

die horizontalen Risse verlängern sich zu den Plattenrändern hin und ändern dabei ihre Orientierung in Richtung der Druckstreben

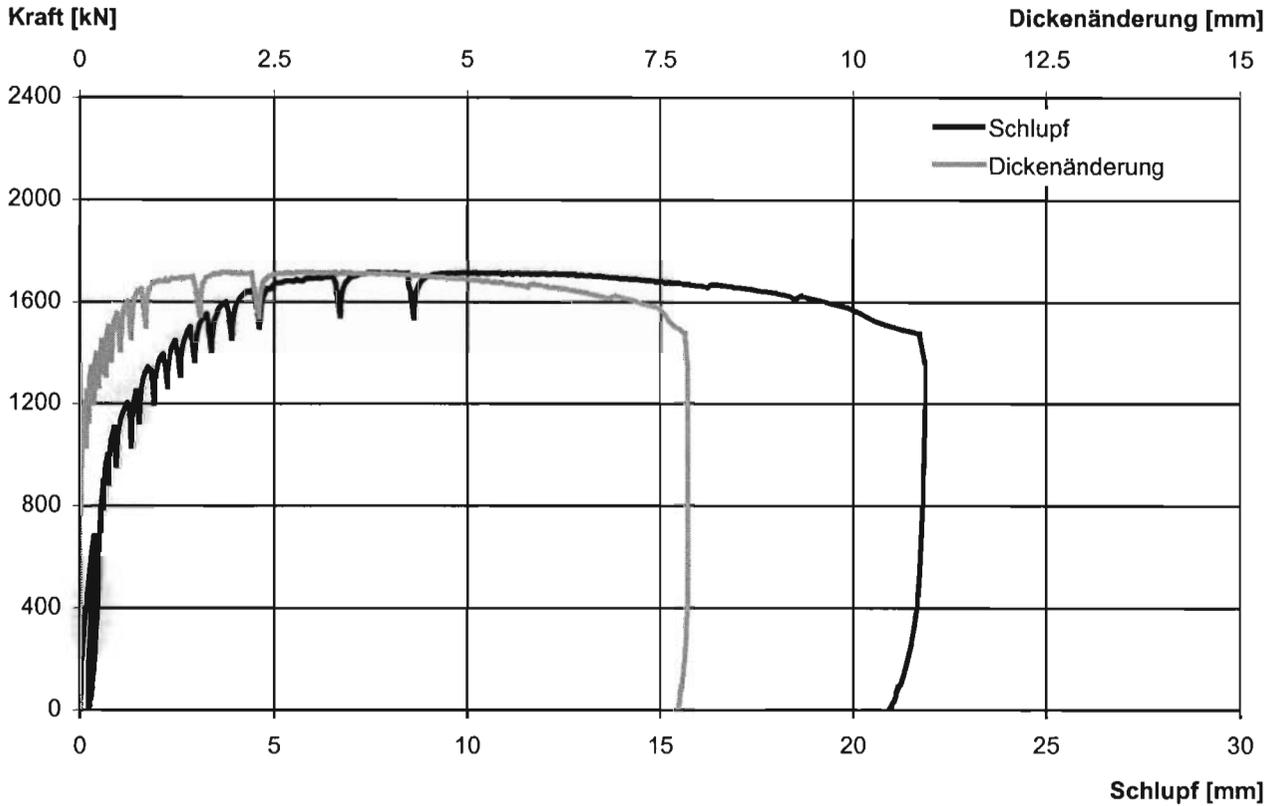
Versagensart:

Spalten der Betonplatte, seitliches Herausbrechen des Betons an der vorderen Betonplatte innen sowie an der hinteren Betonplatte innen und außen

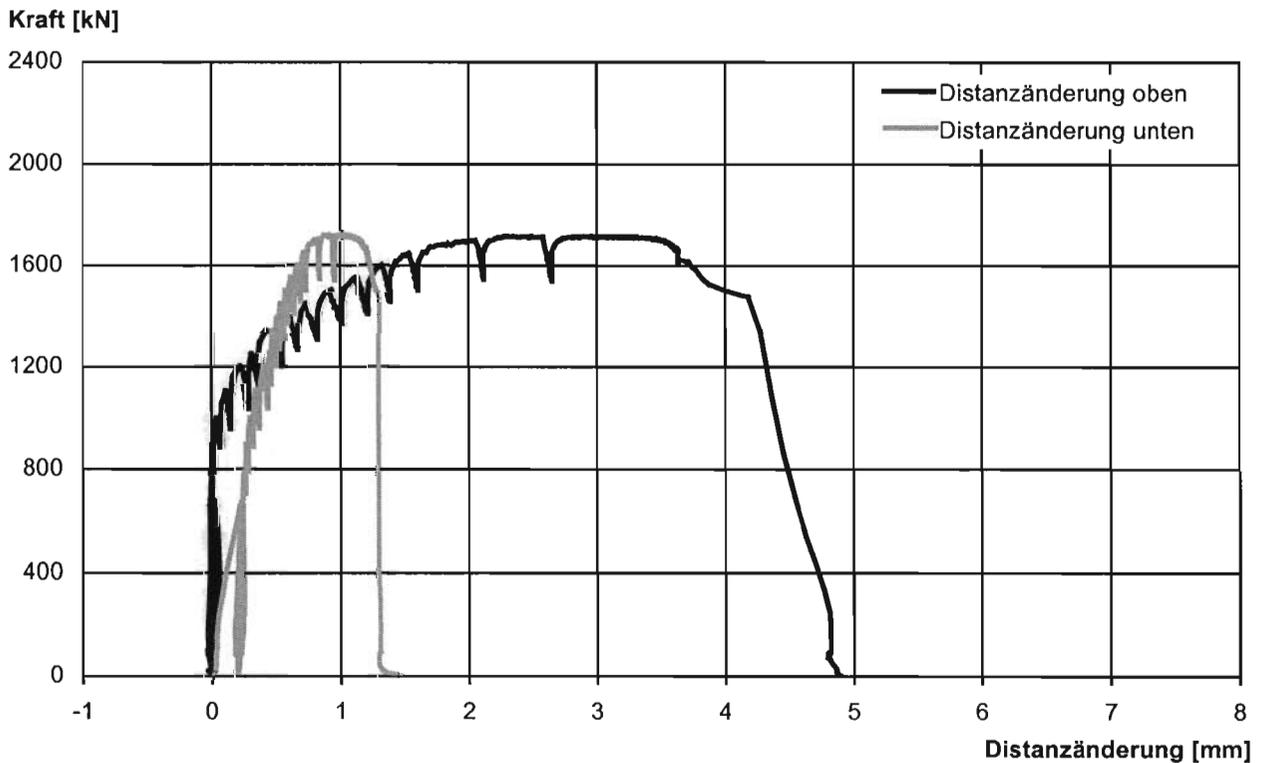
97% der Tragfähigkeit	Schlupf bei Erreichen von 97% der Tragfähigkeit	Tragfähigkeit	Schlupf bei Erreichen der Tragfähigkeit	Last bei Abbruch der Messung	Schlupf bei Abbruch der Messung
$F_{e,97}$	$\delta(F_{e,97})$	F_e	$\delta(F_e)$	$F(\delta_u)$	δ_u
[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]
1664	5,2	1715	7,7	1502	20,9



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau



R 6/2c Schlupf der Verbundfuge im Mittel
Dickenänderung der Betonplatte im Mittel



R 6/2c Distanzänderung der Betonplatten oben und unten


Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau
Protokoll Versuchskörper 6/2c
Rißentwicklung:

25 Lastwechsel: 85 – 683 kN

keine sichtbare Rißentwicklung

800 kN: vordere Betonplatte:

vertikale mittige Risse im unteren Drittel

900 kN: hintere Betonplatte:

vertikale mittige Risse im unteren Fünftel

1100 kN: vordere Betonplatte:

horizontaler Riß 10 cm unter erstem Kopfbolzendübel von oben

1200 kN: hintere Betonplatte:

horizontaler Riß 6 cm unter erstem Kopfbolzendübel von oben

1200 kN: vordere und hintere Betonplatte:

weitere horizontale Risse bei den Kopfbolzendübeln

die horizontalen Risse verlängern sich zu den Plattenrändern hin und ändern dabei ihre Orientierung in Richtung der Druckstreben

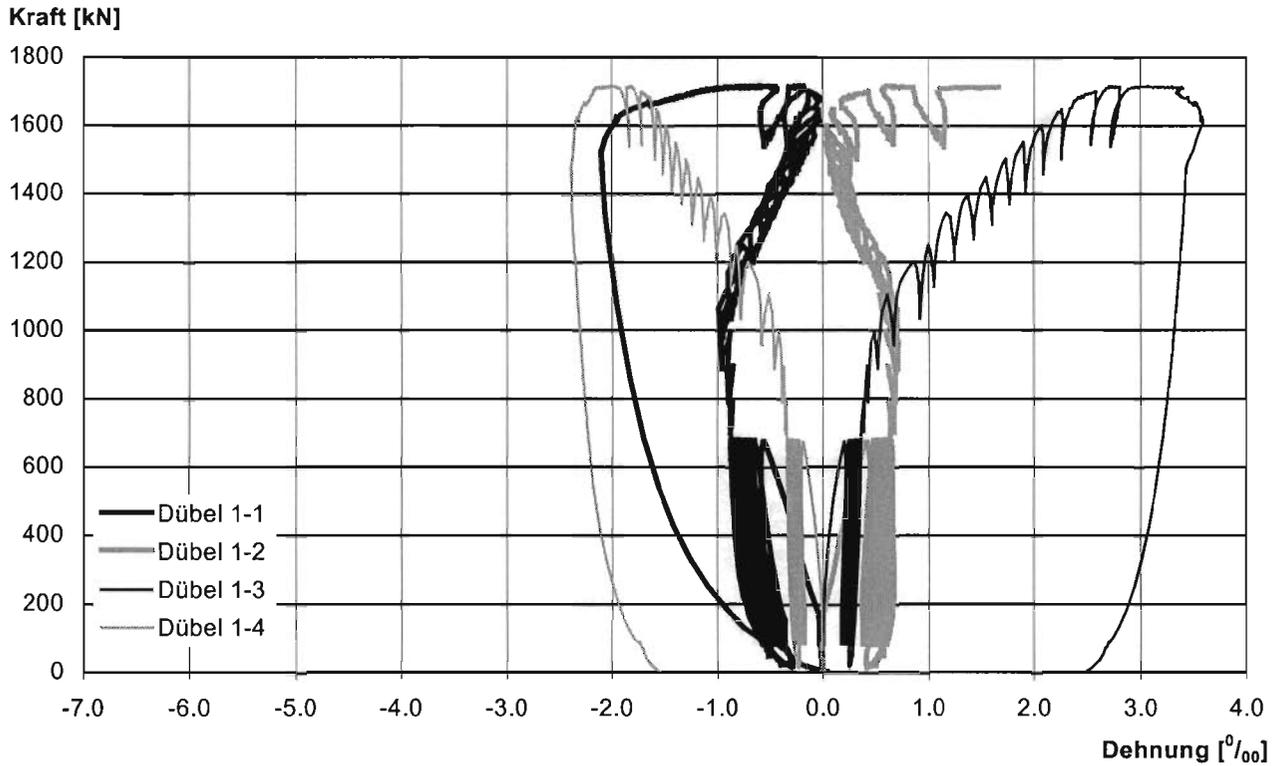
Versagensart:

Spalten der Betonplatte, seitliches Herausbrechen des Betons an der vorderen Betonplatte innen und außen sowie an der hinteren Betonplatte innen

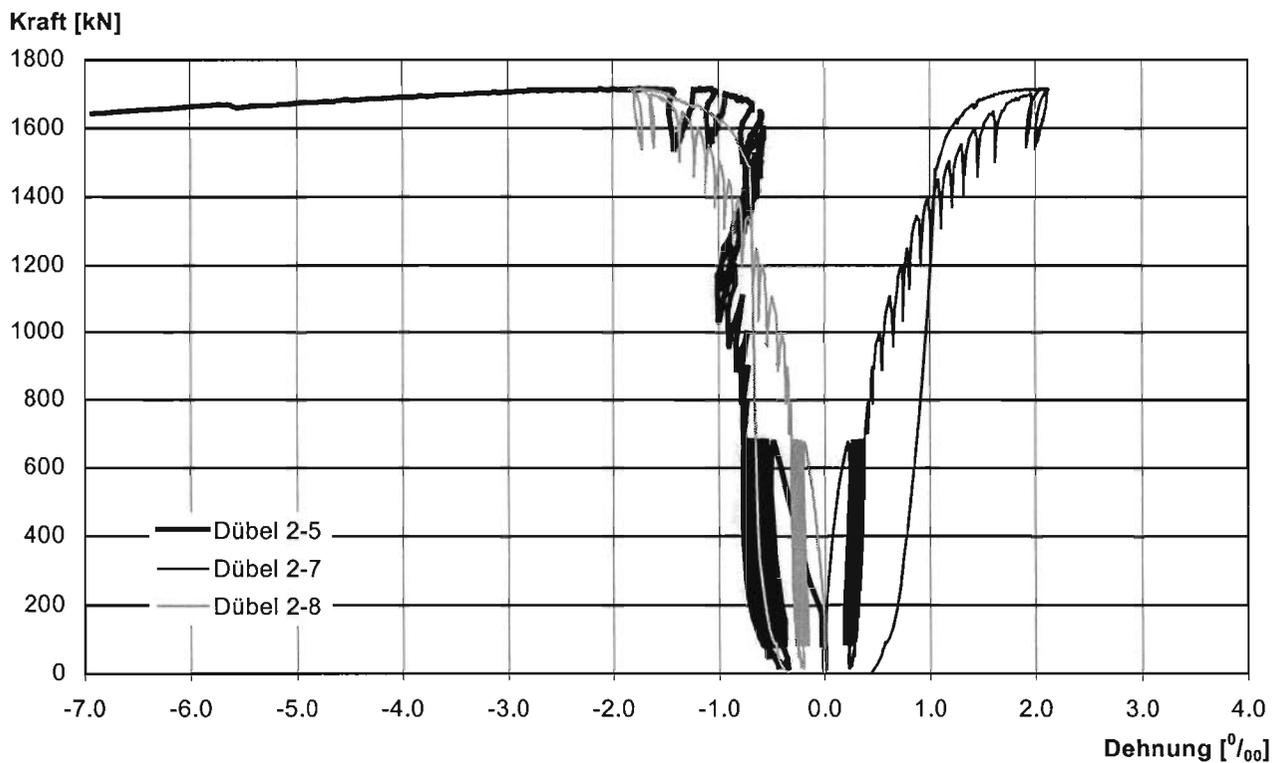
97% der Tragfähigkeit	Schlupf bei Erreichen von 97% der Tragfähigkeit	Tragfähigkeit	Schlupf bei Erreichen der Tragfähigkeit	Last bei Abbruch der Messung	Schlupf bei Abbruch der Messung
$F_{e,97}$	$\delta(F_{e,97})$	F_e	$\delta(F_e)$	$F(\delta_u)$	δ_u
[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]
1665	5,0	1716	10,2	1477	21,7



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau



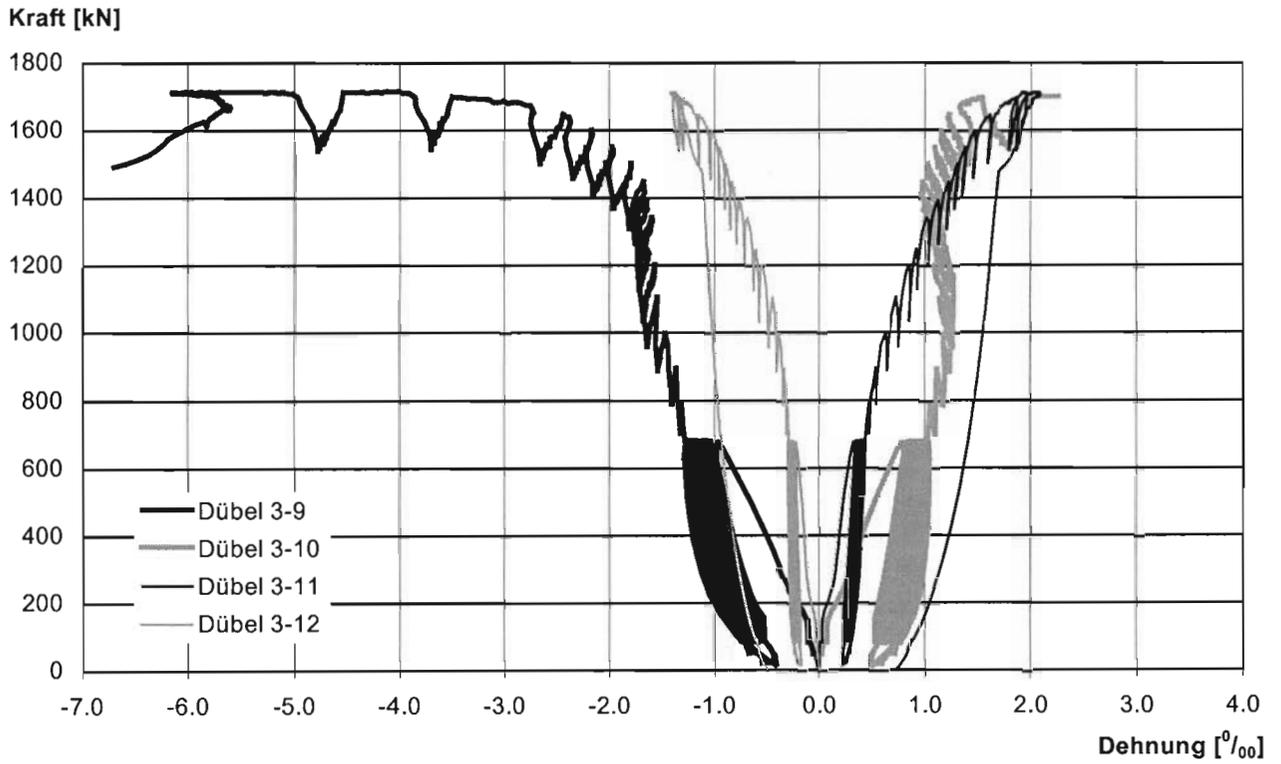
R 6/2c Dehnungsmessungen am oberen Dübel



R 6/2c Dehnungsmessungen am mittleren Dübel



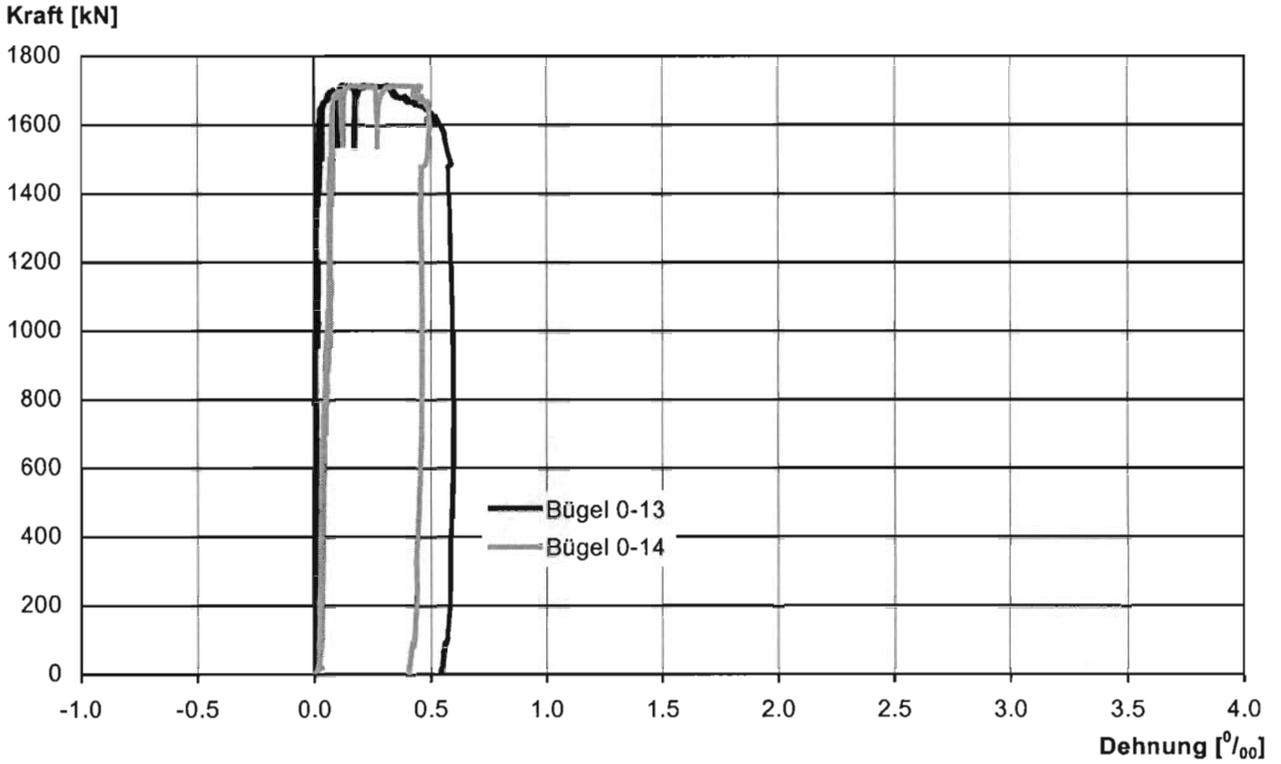
Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau



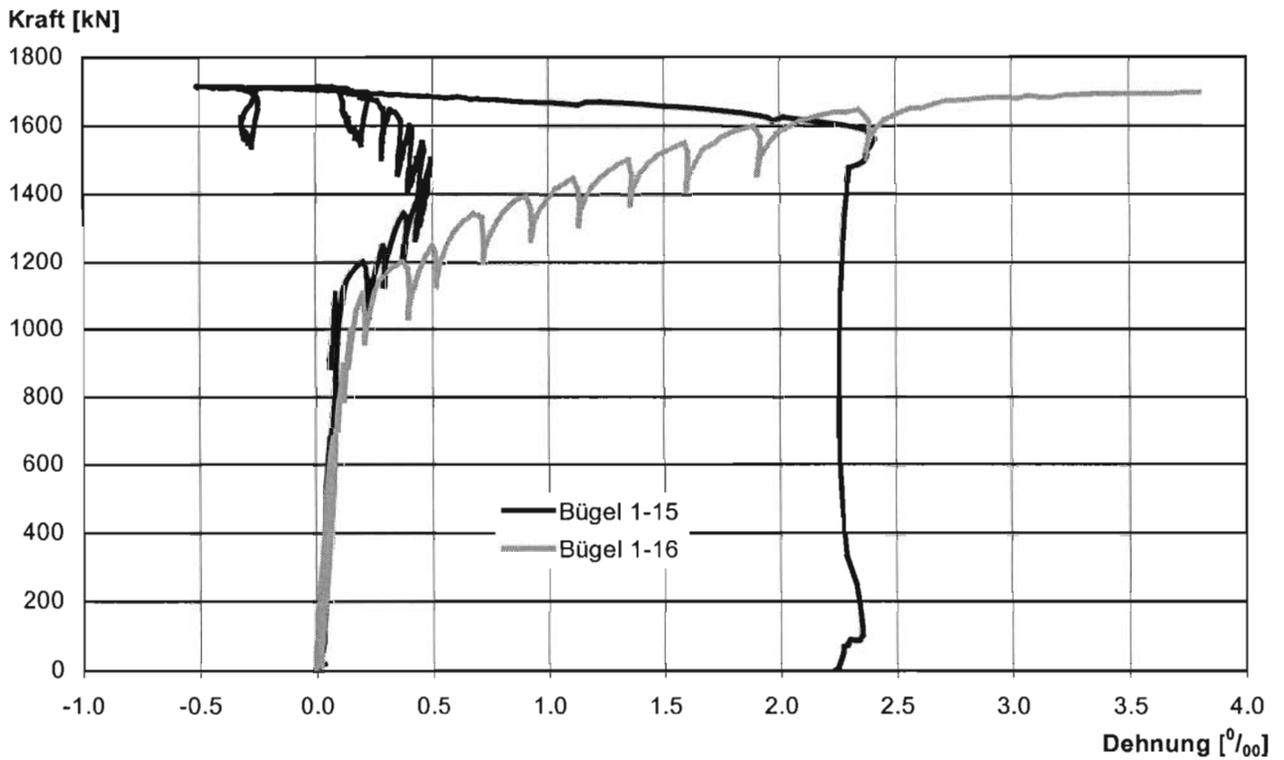
R 6/2c Dehnungsmessungen am unteren Dübel



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau



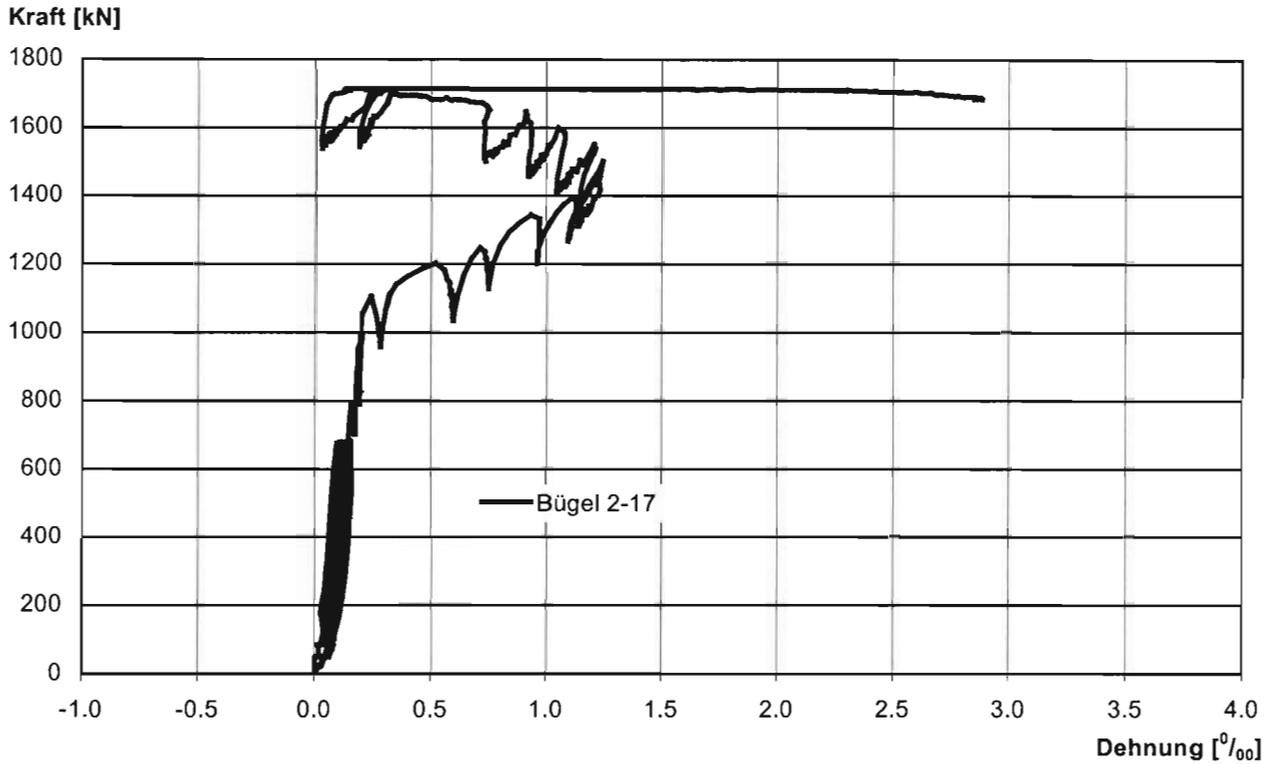
R 6/2c Dehnungsmessungen am Bügel über dem oberen Dübel



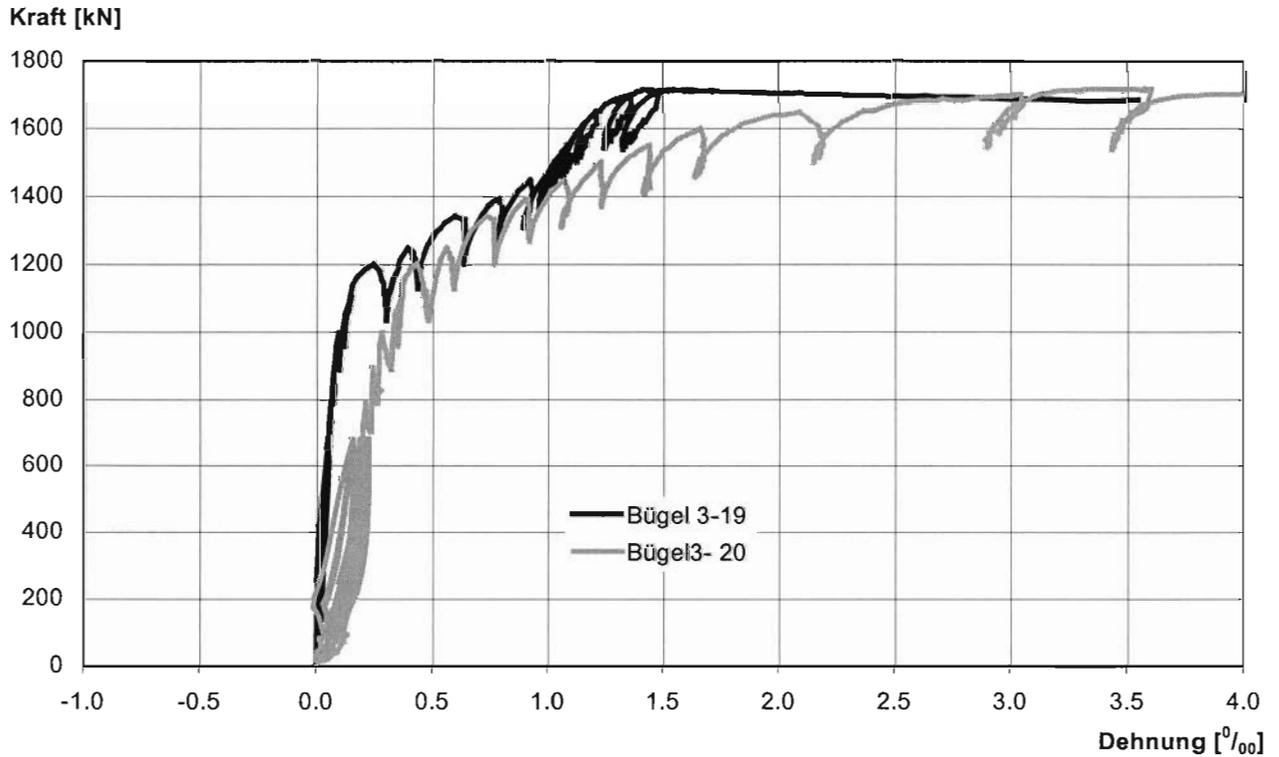
R 6/2c Dehnungsmessungen am Bügel unter dem oberen Dübel



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau



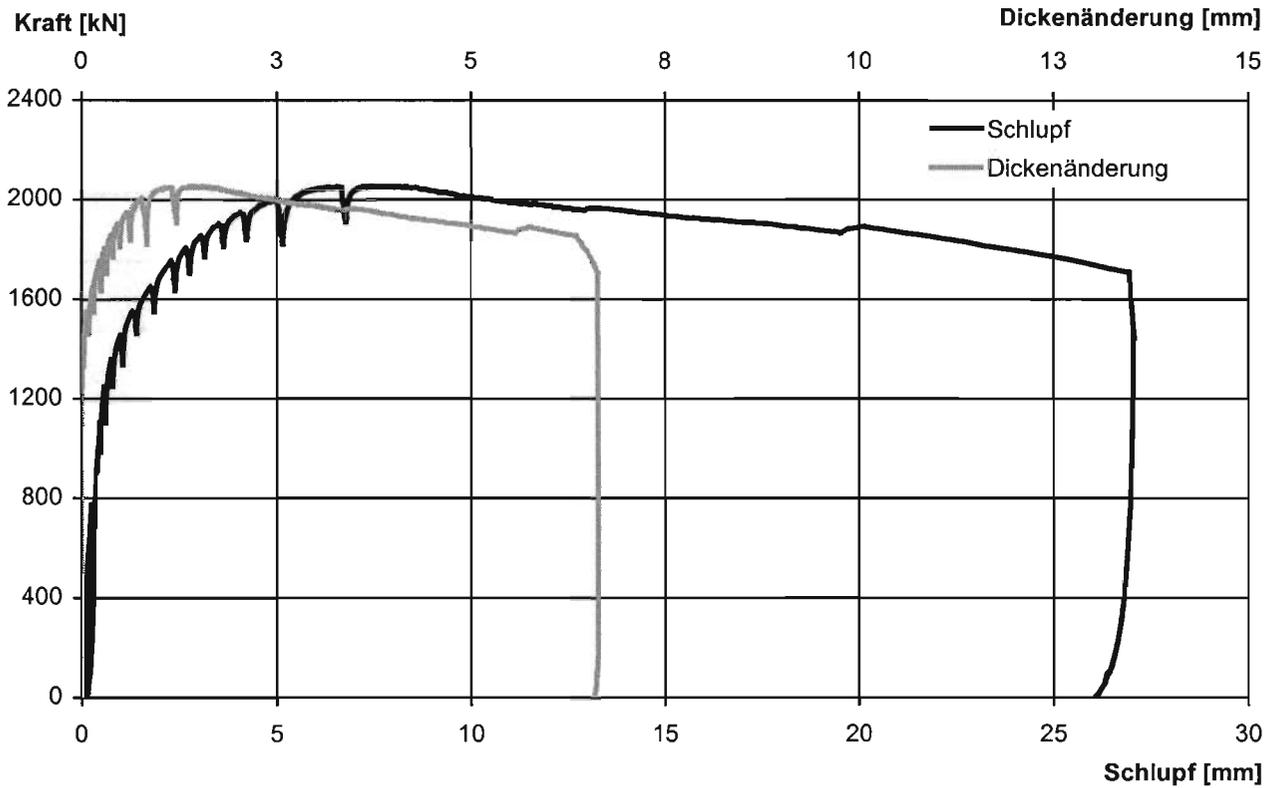
R 6/2c Dehnungsmessungen am Bügel unter dem mittleren Dübel



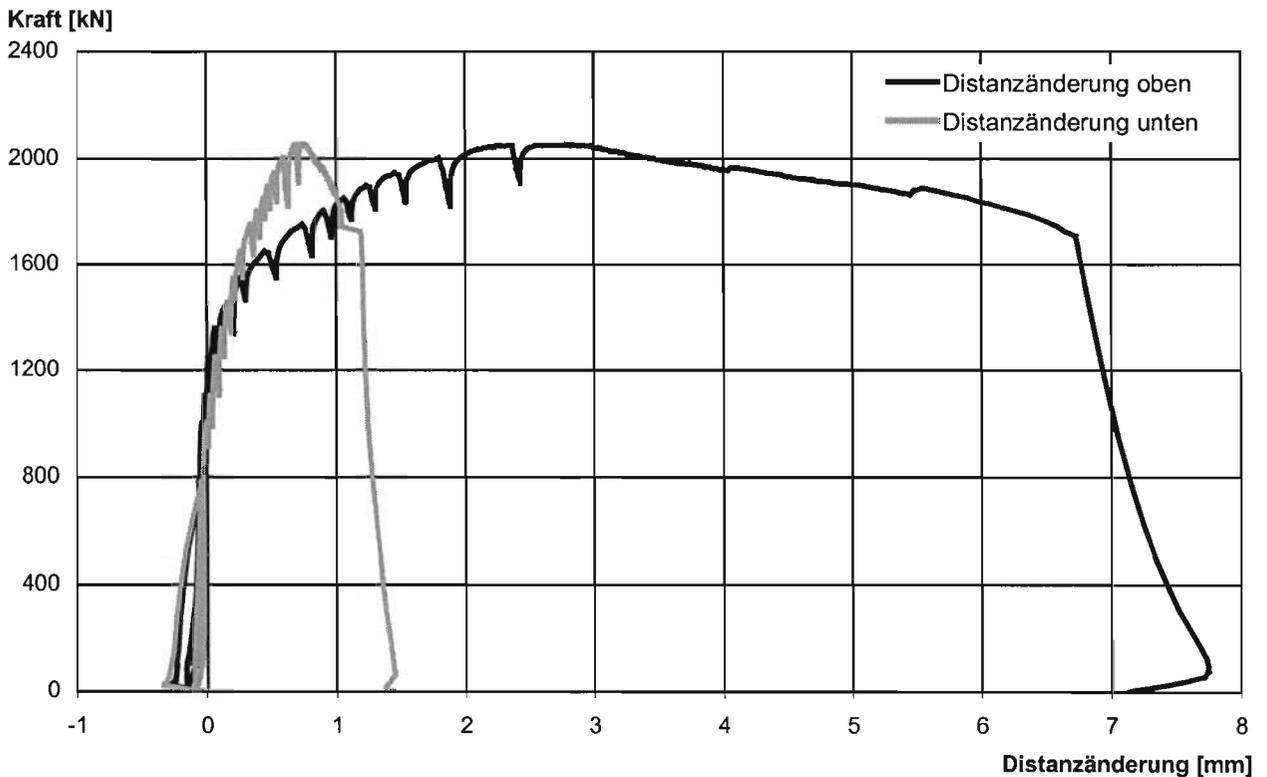
R 6/2c Dehnungsmessungen am Bügel unter dem unteren Dübel



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau



R 6/3 Schlupf der Verbundfuge im Mittel
Dickenänderung der Betonplatte im Mittel



R 6/3 Distanzänderung der Betonplatten oben und unten



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

Protokoll Versuchskörper 6/3

Rißentwicklung:

25 Lastwechsel: 97 – 775 kN

keine sichtbare Rißentwicklung

800 kN: vordere und hintere Betonplatte:

vertikale mittige Risse im unteren Drittel

1350 kN: hintere Betonplatte:

horizontaler Riß 7 cm unter erstem Kopfbolzendübel von oben

1450 kN: vordere Betonplatte:

horizontaler Riß 5 cm unter erstem Kopfbolzendübel von oben

1500 kN: vordere und hintere Betonplatte:

weitere horizontale Risse bei den Kopfbolzendübeln

die horizontalen Risse verlängern sich zu den Plattenrändern hin und ändern dabei ihre Orientierung in Richtung der Druckstreben

Versagensart:

Spalten der Betonplatte, seitliches Herausbrechen des Betons an der vorderen Betonplatte innen

97% der Tragfähigkeit	Schlupf bei Erreichen von 97% der Tragfähigkeit	Tragfähigkeit	Schlupf bei Erreichen der Tragfähigkeit	Last bei Abbruch der Messung	Schlupf bei Abbruch der Messung
$F_{e,97}$	$\delta(F_{e,97})$	F_e	$\delta(F_e)$	$F(\delta_u)$	δ_u
[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]
1992	4,8	2053	7,4	1708	26,9





Anhang 3

Maßabweichungen der Versuchskörper

**Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau****12 Kopfbolzendübel d = 19 mm**

Sollmaße nach E DIN 32500-100 bzw. Zeichnung	Schaft- Durchmesser		Dübellänge		Dübelkopf- Durchmesser		Schweißwulst- Durchmesser		Schweißwulst- Höhe	
	$d_{\text{soll}} = 19,0 \text{ mm}$		$h_{\text{soll}} = 125,0 \text{ mm}$		$d_{2,\text{soll}} = 32,0 \text{ mm}$		$d_{3,\text{soll}} = 23,0 \text{ mm}$		$h_{s,\text{soll}} = 6,0 \text{ mm}$	
Proben-Nr.	d_{ist} [mm]	$d_{\text{ist}} / d_{\text{soll}}$	h_{ist} [mm]	$h_{\text{ist}} / h_{\text{soll}}$	$d_{2,\text{ist}}$ [mm]	$d_{2,\text{ist}} / d_{2,\text{soll}}$	$d_{3,\text{ist}}$ [mm]	$d_{3,\text{ist}} / d_{3,\text{soll}}$	$h_{s,\text{ist}}$ [mm]	$h_{s,\text{ist}} / h_{s,\text{soll}}$
1	19,1	1,005	126,0	1,008	32,1	1,003	23,6	1,026	3,5	0,583
2	19,0	1,000	125,0	1,000	32,2	1,006	23,7	1,030	6,0	1,000
3	19,1	1,005	125,0	1,000	32,2	1,006	23,6	1,026	5,1	0,850
4	19,1	1,005	124,0	0,992	32,2	1,006	23,5	1,022	7,3	1,217
5	19,1	1,005	125,0	1,000	32,2	1,006	23,3	1,013	7,5	1,250
6	19,1	1,005	125,0	1,000	32,2	1,006	23,4	1,017	7,0	1,167
7	19,3	1,016	125,0	1,000	32,0	1,000	23,3	1,013	6,0	1,000
8	19,3	1,016	124,0	0,992	32,0	1,000	23,3	1,013	7,5	1,250
9	19,0	1,000	126,0	1,008	32,1	1,003	23,5	1,022	4,5	0,750
10	19,0	1,000	125,0	1,000	32,2	1,006	24,0	1,043	4,2	0,700
11	19,2	1,011	125,0	1,000	32,2	1,006	23,6	1,026	7,2	1,200
12	19,1	1,005	125,0	1,000	32,2	1,006	23,8	1,035	5,0	0,833
Mittelwert	19,1	1,006	125,0	1,000	32,2	1,005	23,6	1,024	5,9	0,983
Varianz	2,693E-05		2,133E-05		5,697E-06		8,034E-05		5,106E-02	
Standard- abweichung	5,190E-03		4,619E-03		2,387E-03		8,963E-03		2,260E-01	
Variations- koeffizient	5,158E-03		4,619E-03		2,376E-03		8,754E-03		2,298E-01	

12 Kopfbolzendübel d = 22 mm

Sollmaße nach E DIN 32500-100 bzw. Zeichnung	Schaft- Durchmesser		Dübellänge		Dübelkopf- Durchmesser		Schweißwulst- Durchmesser		Schweißwulst- Höhe	
	$d_{\text{soll}} = 22,0 \text{ mm}$		$h_{\text{soll}} = 125,0 \text{ mm}$		$d_{2,\text{soll}} = 35,0 \text{ mm}$		$d_{3,\text{soll}} = 29,0 \text{ mm}$		$h_{s,\text{soll}} = 6,0 \text{ mm}$	
Proben-Nr.	d_{ist} [mm]	$d_{\text{ist}} / d_{\text{soll}}$	h_{ist} [mm]	$h_{\text{ist}} / h_{\text{soll}}$	$d_{2,\text{ist}}$ [mm]	$d_{2,\text{ist}} / d_{2,\text{soll}}$	$d_{3,\text{ist}}$ [mm]	$d_{3,\text{ist}} / d_{3,\text{soll}}$	$h_{s,\text{ist}}$ [mm]	$h_{s,\text{ist}} / h_{s,\text{soll}}$
1	22,7	1,032	125,0	1,000	35,0	1,000	29,0	1,000	5,5	0,917
2	22,3	1,014	124,0	0,992	35,0	1,000	29,0	1,000	5,8	0,967
3	22,5	1,023	125,0	1,000	35,0	1,000	29,4	1,014	4,9	0,817
4	22,4	1,018	125,0	1,000	35,0	1,000	29,6	1,021	4,2	0,700
5	22,4	1,018	124,0	0,992	35,0	1,000	29,5	1,017	4,7	0,783
6	22,3	1,014	125,0	1,000	35,0	1,000	30,0	1,034	3,5	0,583
7	22,2	1,009	125,0	1,000	35,0	1,000	29,1	1,003	5,1	0,850
8	22,2	1,009	125,0	1,000	35,1	1,003	29,1	1,003	4,5	0,750
9	22,2	1,009	124,0	0,992	35,1	1,003	29,0	1,000	4,8	0,800
10	22,2	1,009	124,0	0,992	35,0	1,000	29,1	1,003	5,0	0,833
11	22,2	1,009	125,0	1,000	35,0	1,000	29,3	1,010	5,0	0,833
12	22,7	1,032	125,0	1,000	35,0	1,000	29,3	1,010	4,3	0,717
Mittelwert	22,4	1,016	124,7	0,997	35,0	1,000	29,3	1,010	4,8	0,796
Varianz	6,701E-05		1,422E-05		1,134E-06		1,007E-04		9,404E-03	
Standard- abweichung	8,186E-03		3,771E-03		1,065E-03		1,004E-02		9,697E-02	
Variations- koeffizient	8,054E-03		3,781E-03		1,064E-03		9,940E-03		1,219E-01	



Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau

Achsabstand der Kopfbolzendübel und Bügel an je einer Verbundfuge der Versuchskörper der Reihen 1 bis 3 (der Sollabstand beträgt in beiden Fällen 165 mm)

Versuchskörper	Achsabstand Dübel		Achsabstand Bügel	
	$a_{Dübel,ist}$ [mm]	$a_{Dübel,ist} / a_{Dübel,soil}$ [-]	$s_{Bügel,ist}$ [mm]	$s_{Bügel,ist} / s_{Bügel,soil}$ [-]
1/1			162	0.9818
	162	0.9818	165	1.0000
	164	0.9939	165	1.0000
	167	1.0121	167	1.0121
	164	0.9939	166	1.0061
1/2			165	1.0000
	165	1.0000	169	1.0242
	166	1.0061	169	1.0242
	164	0.9939	168	1.0182
	165	1.0000	162	0.9818
1/3			168	1.0182
	170	1.0303	168	1.0182
	162	0.9818	165	1.0000
	169	1.0242	164	0.9939
	165	1.0000	165	1.0000
2/1			166	1.0061
	168	1.0182	164	0.9939
	163	0.9879	164	0.9939
	165	1.0000	161	0.9758
	167	1.0121	162	0.9818
2/2			168	1.0182
	168	1.0182	165	1.0000
	165	1.0000	161	0.9758
	166	1.0061	158	0.9576
	167	1.0121	164	0.9939
2/3			170	1.0303
	170	1.0303	164	0.9939
	162	0.9818	167	1.0121
	163	0.9879	161	0.9758
	165	1.0000	168	1.0182
3/1			165	1.0000
	164	0.9939	163	0.9879
	166	1.0061	168	1.0182
	165	1.0000	169	1.0242
	166	1.0061	170	1.0303
3/2			165	1.0000
	166	1.0061	165	1.0000
	162	0.9818	164	0.9939
	167	1.0121	166	1.0061
	165	1.0000	167	1.0121
3/3			161	0.9758
	164	0.9939	161	0.9758
	161	0.9758	164	0.9939
	167	1.0121	159	0.9636
	165	1.0000	164	0.9939
Mittelwert	165.28	1.0017	164.81	0.9989
Varianz		1.800E-04		3.580E-04
Standardabweichung		1.341E-02		1.891E-02
Variationskoeffizient		1.338E-02		1.893E-02

**Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau****Dicke beider Betonplatten in Stegebene**

Versuchs- körper	Betonplattendicke		
	$d_{c,ist}$ [mm]	$d_{c,soll}$ [mm]	$d_{c,ist} / d_{c,soll}$ [-]
1/1	161	160	1.0063
	161	160	1.0063
1/2	212	210	1.0095
	210	210	1.0000
1/3	260	260	1.0000
	263	260	1.0115
2/1	166	160	1.0375
	164	160	1.0250
2/2	211	210	1.0048
	212	210	1.0095
2/3	260	260	1.0000
	262	260	1.0077
3/1	212	210	1.0095
	211	210	1.0048
3/2	214	210	1.0190
	215	210	1.0238
3/3	215	210	1.0238
	213	210	1.0143
4/1	211	210	1.0048
	211	210	1.0048
4/2	212	210	1.0095
	212	210	1.0095
4/3	213	210	1.0143
	214	210	1.0190
4/4	210	210	1.0000
	211	210	1.0048
4/5	209	210	0.9952
	211	210	1.0048
5/1	214	210	1.0190
	214	210	1.0190
5/2	212	210	1.0095
	212	210	1.0095
5/3	212	210	1.0095
	212	210	1.0095
6/1a	210	210	1.0000
	215	210	1.0238
6/1b	212	210	1.0095
	213	210	1.0143
6/1c	214	210	1.0190
	215	210	1.0238
6/2a	213	210	1.0143
	212	210	1.0095
6/2b	212	210	1.0095
	213	210	1.0143
6/2c	212	210	1.0095
	211	210	1.0048
6/3	211	210	1.0048
	211	210	1.0048
Mittelwert			1.0108
Varianz			6.848E-05
Standardabweichung			8.275E-03
Variationskoeffizient			8.187E-03