

6. Tragverhalten unter kombiniertem Quer- und Längsschub

6.1 Allgemeines

In baupraktischen Anwendungen werden liegende Kopfbolzen häufig durch kombinierten Quer- und Längsschub beansprucht. Für solche Beanspruchungssituationen wurden experimentelle Untersuchungen mit Unterstützung der *Bundesanstalt für Straßenwesen* in Randlage der Verbundfuge und des *Deutschen Instituts für Bautechnik* in Mittellage durchgeführt, siehe Kuhlmann & Kürschner [2.65], [2.68]. Die Untersuchungen unter kombinierter Schubbeanspruchung knüpfen an die Untersuchungen unter reinem Quer- und reinem Längsschub an und berücksichtigen die jeweiligen Basiskörper der Versuchsreihen. In den Abschnitten 6.2 und 6.3 werden die Untersuchungen getrennt nach Lage der Verbundfuge zusammengefasst und jeweils ein Bemessungsvorschlag entwickelt.

6.2 Randlage der Verbundfuge

6.2.1 Versuchskonzept

Das *Versuchsprogramm* in Randlage der Verbundfuge umfasst entsprechend Tabelle 6-1 insgesamt sechs Einzelversuche mit jeweils identischen Konstruktionsparametern aber unterschiedlichen Verhältnissen der Schubkräfte. Dabei werden die Versuchsergebnisse der Basiskörper II-B und R-B aus den Untersuchungen unter reinem Längsschub gemäß Breuning [2.4], Kapitel 3 und unter reinem Querschub entsprechend Abschnitt 4.2 mit einbezogen.

Tabelle 6-1. Zuordnung der Versuchskörper in Randlage zu den Parametern

Reihe	Varierte Parameter	Konstante Parameter	
R-R10	Kombinierter Quer- und Längsschub 0 → 0,2 → 0,4 → 0,55 → 0,75 → 1 bzw. II-B → R-R10/1 → R-R10/2 → R-R10/3 → R-R10/4 → R-B	C30/37 $h_c = 300$ mm $a = 165$ mm $d_{s,Bü} = 1 \text{ } \varnothing 12$ mm	$d_{s,L} = 12$ mm zentrisch, 1-reihig $d_{Dü} = 22$ mm $h_{Dü} = 150$ mm
Hinweis: Der angegebene Zahlenwert entspricht dem konst. Ausnutzungsgrad $P_Q / P_{t,Q}$ der Querschubbeanspruchbarkeit.			

In Bild 6-1 ist die *Geometrie* der vier identisch gefertigten Körper der Reihe R-R10 abgebildet. Die Herstellung der Stahlbetonplatten erfolgte analog zu Abschnitt 4.3.2.2.

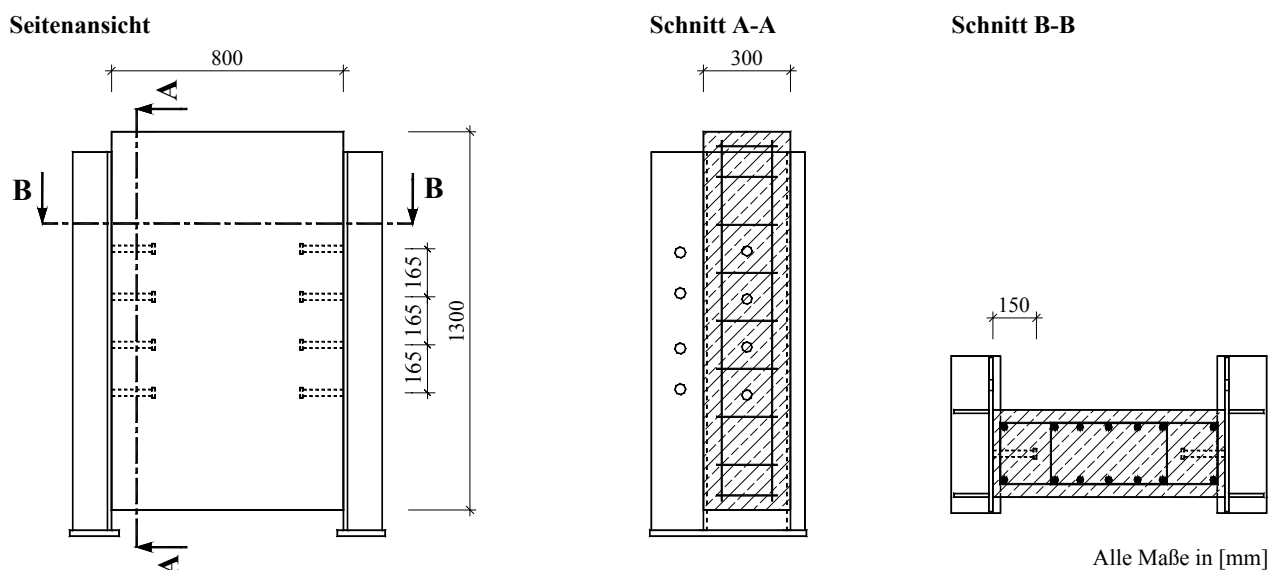


Bild 6-1. Versuchskörper der Reihe R-R10 für kombinierten Quer- und Längsschub in Randlage

6.2.2 Versuchsbeschreibung

6.2.2.1 Versuchsaufbau

(a) Versuchsstand

Die Bilder 6-2 und 6-3 zeigen den prinzipiellen Aufbau der Versuche und die Realisierung im Versuchsstand. Während die Einleitung der *Längsschubkräfte* über den Prüfzylinder des Versuchsstandes gemäß Abschnitt 4.3.2.3 (a) erfolgte, wurden die *Querschubkräfte* konstant über eine Spannkonstruktion mittels zweier Baupressen mit einer Kapazität von jeweils 1 MN eingeleitet. An den Stellen der Einleitung der Längsschubkräfte wurden Elastomerlager und Weichfaserplatten angeordnet. Für die Einleitung der Querschubkräfte wurden zwischen den Zylinderköpfen der Baupressen und der Betonoberfläche jeweils zwei Stahlplatten mit zwischenliegender Teflonschicht angeordnet.

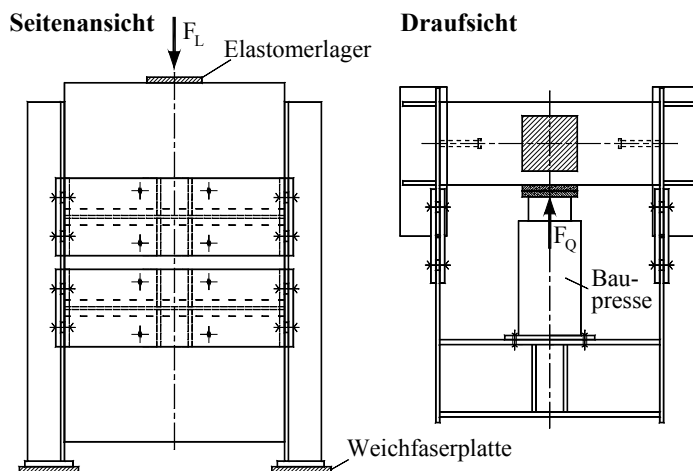


Bild 6-2. Versuchsaufbau

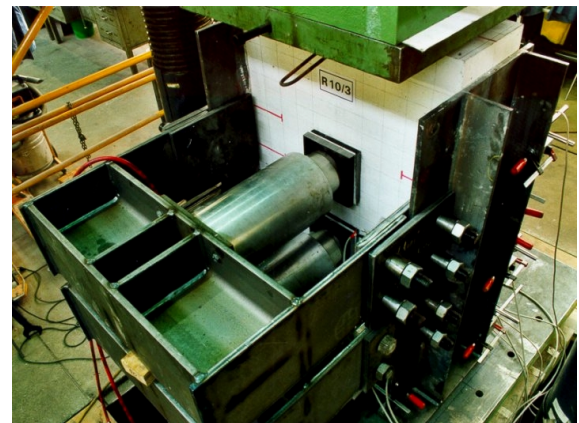


Bild 6-3. Versuchsstand

(b) Messungen

Die prinzipielle Anordnung der *Wegmessungen* ist in Bild 6-4 dargestellt. Zur Messung des Längsschlupfes ($W1 \div W4$), des Querschlupfes ($W5 \div W8$) und der Abhebung der Plattenstirnseite vom Stahlsteg ($W9, W10$) waren an jedem Körper insgesamt zehn Ohm'sche Wegnehmer befestigt.

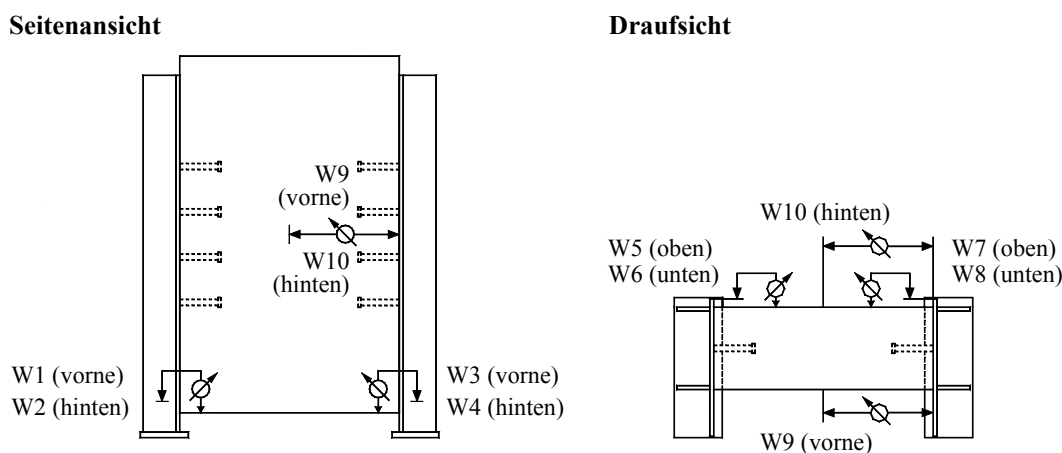


Bild 6-4. Wegmessungen

(c) Belastungsgeschichte

Zu Versuchsbeginn wurden die Körper der Reihe R-R10 in Richtung der Längsschubbeanspruchung auf 40 % der zu erwarteten Traglast belastet und es wurden insgesamt 25 Lastwechsel in Übereinstimmung mit Eurocode 4, Teil 1-1 [1.1], Abschnitt 10.2.4 kraftgesteuert durchgeführt. Nach Beendigung der Lastwechsel wurden die Körper wieder entlastet. Im Anschluß daran wurden über die beiden Baupressen die *Querschubbeanspruchung* kraftkontrolliert bis zu einem vorgegebenen Kraftwert aufgebracht und über die restliche Versuchsdauer konstant gehalten. Unter konstanter Querschubbelastung wurde die *Längsschubbeanspruchung* allmählich – analog zu den Versuchsreihen R-R1 bis R-R9 – weggesteuert über den Traglastbereich hinaus bis zum Abbruch des Versuchs gesteuert. Die Verschiebegeschwindigkeit entspricht den in Abschnitt 4.3.2.3 (c) angegebenen Werten.

6.2.2.2 Materialkennwerte

Die Vorgehensweise in der Materialprüfung und die Kennwerte der metallischen Materialien sind in Abschnitt 4.3.2.4 dokumentiert. Die Werte der Betonprüfung sind in Tabelle 6-2 aufgelistet.

6.2.3 Versuchsergebnisse

6.2.3.1 Trag- und Verformungsverhalten

Am Beispiel des Körpers R-R10/2 ist in Bild 6-5 das *Kraft-Schlupf-Verhalten* liegender Kopfbolzen unter kombinierter Quer- und Längsschubbeanspruchung in Randlage dargestellt.

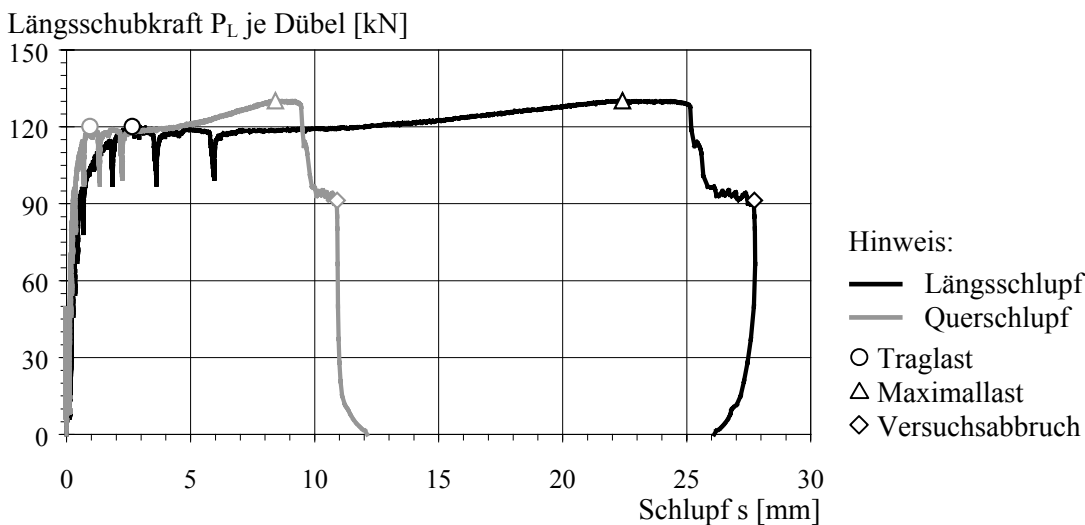


Bild 6-5. Typisches Kraft-Verformungs-Verhalten für kombinierten Schub in Randlage, R-R10/2

Das Trag- und Verformungsverhalten stimmt qualitativ gut mit dem unter reinem Längs- und reinem Querschub überein. Nach Erreichen der Tragfähigkeit wurde bei allen vier Versuchskörpern ein ausgeprägt duktiler Verhalten verbunden mit einer hohen Resttragfähigkeit beobachtet.

Folgende *Versagensart* wurde bei den Versuchen unter kombinierter Schubbeanspruchung festgestellt:

Beton/Dübel Für die Tragfähigkeit wurde Betonversagen maßgebend. In Abhängigkeit vom Verhältnis des Quer- und Längsschubs wurde entsprechend Bild 6-6 eine Kombination aus Betonspalten und Ausbrechen der Betonkante beobachtet. Die darauf folgenden Dübelverformungen führten zum Abscheren der Kopfbolzen.

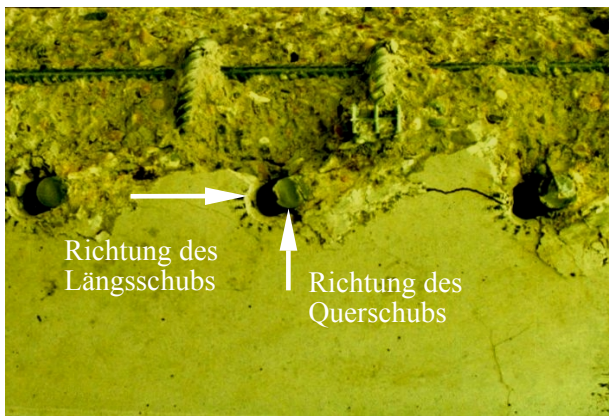


Bild 6-6. Versagen der Verbundfuge unter kombinierter Schubbeanspruchung

6.2.3.2 Überblick

Die wesentlichen Ergebnisse der Versuchsreihe R-R10 einschließlich der Referenzkörper sind in den Tabellen 6-2 und 6-3 zusammengestellt. Die Werte für die Referenzkörper II-B sind Breuninger [2.4], Tabelle 3.3 und R-B der Tabelle 4-4 dieses Berichts entnommen. Weitere Ergebnisse sind in Kuhlmann & Kürschner [2.65] dokumentiert.

Tabelle 6-2. Betonkennwerte, Versuchslasten und Schlupfwerte bei Erreichen der Traglast

Körper	Druckfestigkeit des Betons f_c [N/mm ²]	Sekantenelastizitätsmodul des Betons E_c [N/mm ²]	Traglast					
			Querschub			Längsschub		
			Versuchstraglast	Dübeltraglast	Querschlupf bei Traglast	Versuchstraglast	Dübeltraglast	Längsschlupf bei Traglast
			$F_{t,Q,e}$ [kN]	$P_{t,Q,e}$ [kN]	$S_{t,Q,e}$ [mm]	$F_{t,L,e}$ [kN]	$P_{t,L,e}$ [kN]	$S_{t,L,e}$ [mm]
II-B	29,6	28.710	—	—	—	1.097	137,1	4,5
R-R10/1	38,0	28.159	112,4	14,1	0,58	990,7	123,8	4,06
R-R10/2	38,8	28.460	224,0	28,0	0,94	960,7	120,1	2,65
R-R10/3	43,9	31.606	338,0	42,3	1,10	1.025,5	128,2	2,56
R-R10/4	44,1	31.683	449,8	56,2	2,86	624,1	78,0	1,91
R-B	39,1	28.021	568,0	71,0	2,90	—	—	—

Tabelle 6-3. Versuchslasten und Schlupfwerte bei Maximallast und Versuchsabbruch

Körper	Maximallast						Versuchsabbruch						Versagensart
	Querschub			Längsschub			Querschub			Längsschub			
	Maximale Versuchslast	Maximale Dübellast	Querschlupf bei Maximallast	Maximale Versuchslast	Maximale Dübellast	Längsschlupf bei Maximallast	Versuchslast bei Abbruch	Dübellast bei Abbruch	Querschlupf bei Abbruch	Versuchslast bei Abbruch	Dübellast bei Abbruch	Längsschlupf bei Abbruch	
	$F_{max,Q,e}$ [kN]	$P_{max,Q,e}$ [kN]	$S_{max,Q,e}$ [mm]	$F_{max,L,e}$ [kN]	$P_{max,L,e}$ [kN]	$S_{max,L,e}$ [mm]	$F_{A,Q,e}$ [kN]	$P_{A,Q,e}$ [kN]	$S_{A,Q,e}$ [mm]	$F_{A,L,e}$ [kN]	$P_{A,L,e}$ [kN]	$S_{A,L,e}$ [mm]	
II-B	—	—	—	1.124	141	16,7	—	—	—	1.022	128	26,2	B/D
R-R10/1	111,5	13,9	4,19	1.003,9	125,5	15,90	111,5	13,9	6,64	380,8	47,6	33,47	B/D
R-R10/2	220,8	27,6	8,42	1.041,7	130,2	22,41	220,8	27,6	10,90	730,3	91,3	27,73	B/D
R-R10/3	337,3	42,2	12,16	1.123,9	140,5	23,06	337,3	42,2	13,46	940,3	117,5	25,63	B/D
R-R10/4	—	—	—	—	—	—	446,7	55,8	16,83	570,7	71,3	15,22	B/D
R-B	—	—	—	—	—	—	256,0	32,0	36,56	—	—	—	B

Versagensarten: B = Beton, B/D = Beton/Dübel

6.2.3.3 Statistische Auswertung

Für die Vergleichbarkeit der Versuchsergebnisse werden die Dübelkräfte bei Erreichen der Tragfähigkeit gemäß Tabelle 6-2 auf eine Zylinderdruckfestigkeit des Betons von 30 N/mm² entsprechend den Gleichungen (4-5) und (6-1) transformiert.

$$P_{t,L,e}' = P_{t,L,e} \cdot (30 \text{ N/mm}^2 / f_c)^{0,4} \tag{6-1}$$

Für die Entwicklung einer Interaktionsbeziehung werden die Ausnutzungsgrade in Abhängigkeit von der Beanspruchungsrichtung wie folgt berechnet:

$$\eta_{t,Q} = P_{t,Q,e}' / P_{t,Q}' \quad \text{und} \quad \eta_{t,L} = P_{t,L,e}' / P_{t,L}' \tag{6-2}$$

Dabei sind: $P_{t,Q}' = 64,5 \text{ kN}$ Querschubtragfähigkeit nach Gl. (4-21)
 $P_{t,L}' = 149,3 \text{ kN}$ Längsschubtragfähigkeit nach Gl. (3-6)

$$\eta_t = \eta_{t,Q} + \eta_{t,L} \tag{6-3}$$

Die Einzelwerte der Versuchsauswertung sind in Tabelle 6-4 dokumentiert.

Tabelle 6-4. Betonfestigkeiten, Dübeltragfähigkeiten und Ausnutzungsgrade der Schubkräfte

Körper	Zylinderdruckfestigkeit des Betons f_c [N/mm ²]	Querschub			Längsschub			Summe der Ausnutzungsgrade Gl. (6-3) η_t [-]
		Dübeltraglast $P_{t,Q,e}$ [kN]	Trans. Dübeltraglast Gl. (4-21) $P_{t,Q,e}'$ [kN]	Ausnutzungsgrad Gl. (6-2) $\eta_{t,Q}$ [-]	Dübeltraglast $P_{t,L,e}$ [kN]	Trans. Dübeltraglast Gl. (6-1) $P_{t,L,e}'$ [kN]	Ausnutzungsgrad Gl. (6-2) $\eta_{t,L}$ [-]	
II-B	29,6	0	0	0	137,1	137,9	0,923	0,923
R-R10/1	38,0	14,1	12,6	0,194	123,8	112,7	0,755	0,948
R-R10/2	38,8	28,0	24,9	0,383	120,1	108,3	0,726	1,108
R-R10/3	43,9	42,3	35,4	0,545	128,2	110,1	0,737	1,282
R-R10/4	44,1	56,2	47,0	0,724	78,0	66,9	0,448	1,172
R-B	39,1	71,0	62,8	0,967	0	0	0	0,967

In Bild 6-7 sind die transformierten Dübeltragfähigkeiten in Form von Interaktionsdiagrammen bezogen auf die rechnerischen Mittelwerte und charakteristischen Werte dargestellt.

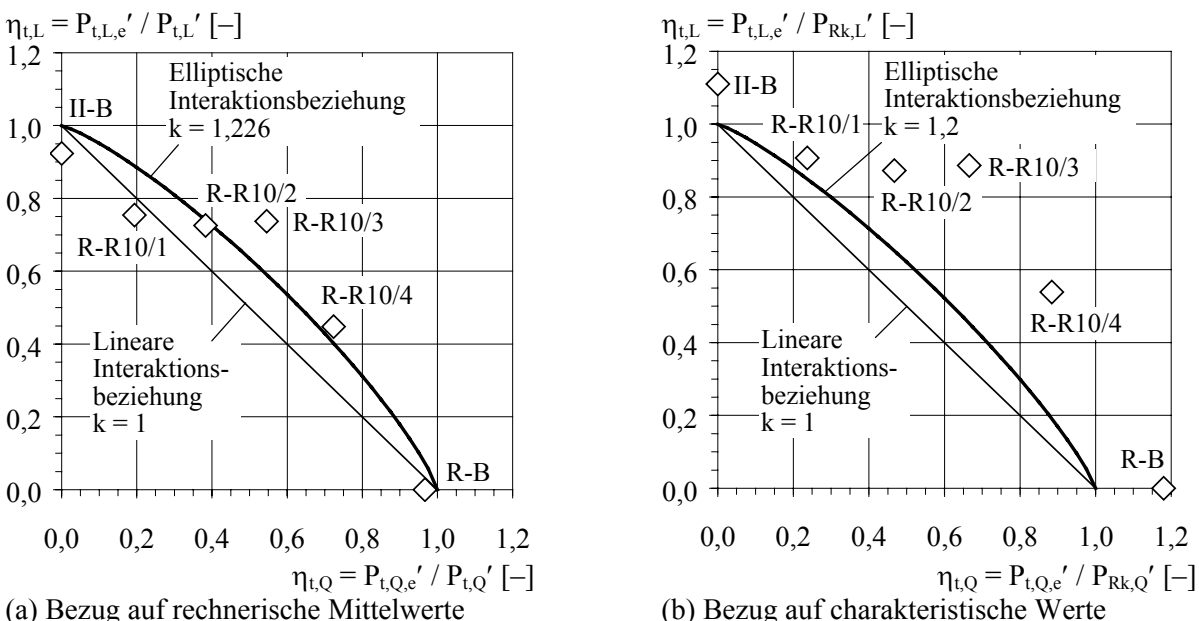


Bild 6-7. Interaktionsdiagramm für kombinierten Quer- und Längsschub

Die Versuchsergebnisse zeigen, daß infolge einer kombinierten Beanspruchung aus Quer- und Längsschub eine gegenseitige Beeinflussung der Beanspruchungen und damit eine Reduzierung der Einzelbeanspruchbarkeiten vorliegt.

Für die Beschreibung einer mittleren Interaktionsbeziehung wird eine elliptische Beziehung gemäß Gl. (6-4) zugrunde gelegt.

$$(\eta_{t,Q})^k + (\eta_{t,L})^k = 1 \quad (6-4)$$

Dabei sind: $\eta_{t,Q}$, $\eta_{t,L}$ entsprechend Gl. (6-2)

Eine Regressionsanalyse führt unter Berücksichtigung des *Prinzips der Minimierung der Summe der vertikalen und horizontalen Abweichungsquadrate* zu einem k-Wert von 1,226. Wird der k-Wert wiederum zu 1,231 gewählt, so ergibt sich das Mittel des Korrekturfaktors zu 1,0, vgl. Herleitung der Gleichung (4-21).

6.2.3.4 Bemessungsvorschlag

Auf Grundlage der experimentellen Untersuchungen sollte für die Bemessung von liegenden Kopfbolzen unter kombiniertem Quer- und Längsschub in Randlage der Verbundfuge folgende Interaktionsbedingung entsprechend Bild 6-7 (b) eingehalten werden:

$$(P_{d,Q} / P_{Rd,Q})^{1,2} + (P_{d,L} / P_{Rd,L})^{1,2} \leq 1 \quad (6-5)$$

Dabei sind:

$P_{d,Q}$, $P_{d,L}$ Bemessungswert der Quer- bzw. Längsschubkraft

$P_{Rd,Q}$, $P_{Rd,L}$ Bemessungswert der Quer- bzw. Längsschubtragfähigkeit gemäß Gl. (4-48) und (3-7)

Im Vergleich zur vorgeschlagenen elliptischen Interaktionsbedingung liegt eine lineare Beziehung mit einem k-Wert von 1,0 auf der sicheren Seite, vgl. Bild 6-7 (b).

Aufbauend auf Gl. (3-10) dürfen für die Vorbemessung der Bügelbewehrung die in Plattendickenrichtung auftretenden Zugkräfte bei einer einreihigen Dübelanordnung auf sicherer Seite wie folgt abgeschätzt werden:

$$T_d = 0,3 \cdot P_{d,L} \cdot (1 - d_{Dü} / a_r') + P_{d,Q} \quad (6-6)$$

6.2.3.5 Vergleich

In der Befestigungstechnik werden für Dübelverbindungen unter kombinierter Quer- und Zugbeanspruchung ebenfalls elliptische Interaktionsbeziehungen gemäß Gl. (6-4) beschrieben. Der dort angegebene Exponent für Betonbruch variiert zwischen 1,2 und 1,5, vgl. Eligehausen et al. [2.23], Abschn. 3.1.3. Die hier dargestellte Interaktionsbedingung entsprechend Gl. (6-5) liegt mit einem Exponenten von 1,2 im Erfahrungsbereich der Befestigungstechnik.

6.2.4 Zusammenfassung

Die experimentellen Untersuchungen zeigen, daß in Abhängigkeit vom Verhältnis der einwirkenden Quer- und Längsschubkräfte Betonversagen durch eine Kombination aus Betonspalten und Ausbrechen der Betonkante für die Tragfähigkeit maßgebend wird. Die kombinierte Schubbeanspruchung führt zu einer gegenseitigen Beeinflussung der Beanspruchungen und damit zu einer Reduktion der Einzelbeanspruchbarkeiten. Für die Bemessung wird eine elliptische Interaktionsbedingung vorgestellt.

6.3 Mittellage der Verbundfuge

6.3.1 Versuchsprogramm

Die Versuchsreihe mit kombinierter Schubbeanspruchung in Mittellage der Verbundfuge umfaßt entsprechend Tabelle 6-5 insgesamt fünf Einzelversuche mit jeweils identischen Konstruktionsparametern aber unterschiedlichen Beanspruchungsverhältnissen. Aufbauend auf den Versuchsergebnissen der Untersuchungen mit reiner Querschubbeanspruchung entsprechend Abschnitt 5.3 ist bei den Versuchen unter kombinierter Schubbeanspruchung die während der Versuchsdauer konstant gehaltene Querschubbelastung nicht auf den Einzeldübel sondern auf den laufenden Meter Trägerlänge bezogen. Die für die Querschubbeanspruchung angestrebten Werte bilden auf Grundlage von Abschnitt 2.2.4.1 und 2.3.3 den im Hoch- und Brückenbau vorkommenden Wertebereich gut ab.

Tabelle 6-5. Zuordnung der Versuchskörper in Mittellage zu den Parametern

Reihe	Varierte Parameter	Konstante Parameter
M-R9	Kombinierter Quer- und Längsschub 0 kN/m → 50 kN/m → 125 kN/m → 250 kN/m → 375 kN/m bzw. M-R9/0 → M-R9/1 → M-R9/2 → M-R9/3 → M-R9/4 (→ M-R7/1)	C30/37 $d_{s,L} = 10 \text{ mm}$ $h_c = 210 \text{ mm}$ zentrisch, 1-reihig $a = 165 \text{ mm}$ $d_{Dü} = 22 \text{ mm}$ $d_{s,Bü} = 1 \text{ } \varnothing 10$ $h_{Dü} = 125 \text{ mm}$
Hinweise: Der angegebene Zahlenwert entspricht der konst. Querschubbeanspruchung als Linienlast pro lfm Trägerlänge.		

Als Referenzkörper mit reiner Längsschubbeanspruchung wird ein fiktiver Basiskörper M-R9/0 aus den Untersuchungen von Breuninger [2.4], Kapitel 3 mit herangezogen. Fiktiv deshalb, weil dieser Referenzkörper ein Mittelwert von insgesamt zehn Einzelversuchen darstellt, die mit Ausnahme der Betonfestigkeit ansonsten konstante Konstruktionsparameter aufweisen, siehe Abschnitt 6.3.3.2.

6.3.2 Versuchsbeschreibung

6.3.2.1 Geometrie

In Bild 6-8 ist die Geometrie der vier identisch gefertigten Versuchskörper der Reihe M-R9 dargestellt. Um in den Versuchen zusätzliche Traganteile der Verbundfuge durch Spitzendruck auszuschließen, wurden in jeder Beanspruchungsrichtung ausreichend *Weichfaserelemente* angeordnet. Die *Hüllrohre* wurden für die Anschlußkonstruktion entsprechend Abschnitt 6.3.2.3 erforderlich.

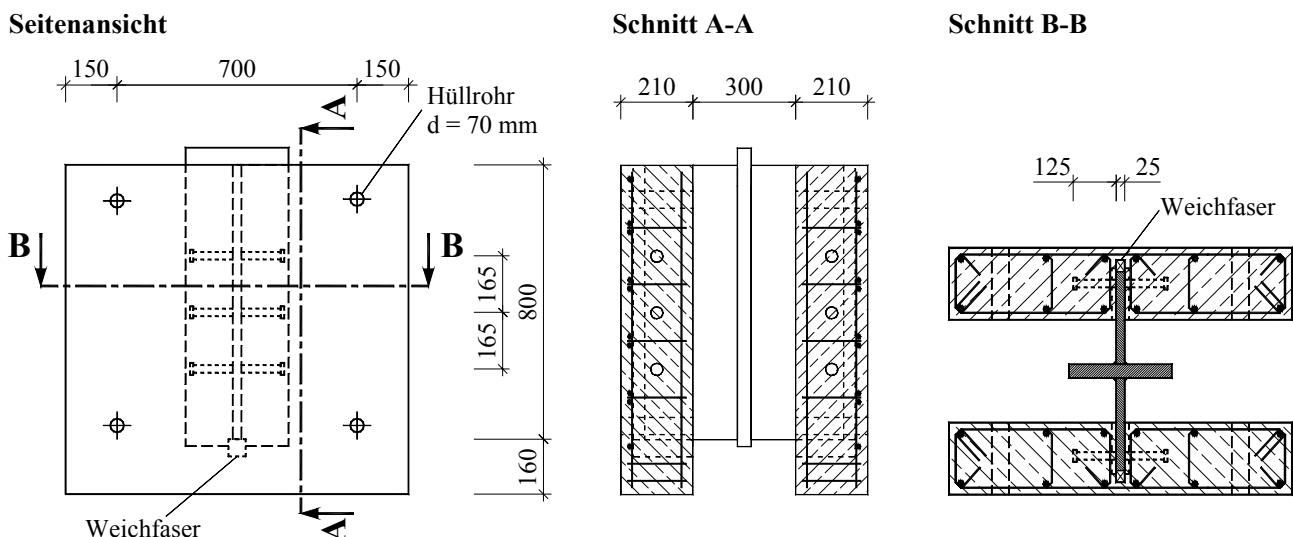


Bild 6-8. Versuchskörper der Reihe M-R9 für kombinierten Quer- und Längsschub in Mittellage

6.3.2.2 Herstellung

Die Versuchskörper wurden weitestgehend in Übereinstimmung mit Abschnitt 5.3.2.2 hergestellt. Auch in diesem Fall wurden die Stahlbetonplatten wie im realen Tragwerk liegend hergestellt und erst nach dem Betonieren an den in der Symmetrieachse liegenden Stahlflansch zu jeweils einem Gesamtkörper zusammengeschweißt.

6.3.2.3 Versuchsaufbau

(a) Versuchsstand

Die Bilder 6-9 und 6-10 zeigen den prinzipiellen Versuchsaufbau und die Umsetzung im Versuchsrahmen entsprechend Abschnitt 4.3.2.3 (a). Die Einleitung der Längsschubkraft erfolgte über einen servohydraulisch gesteuerten Prüfzylinder mit einer Kapazität von 15 MN. Die Querschubbeanspruchung erfolgte über eine Anschlußkonstruktion mittels vier Baupressen mit einer Kapazität von jeweils 200 kN. Die Summe dieser vier Pressenkräfte wird als Gesamtpressenkraft F_Q bezeichnet.

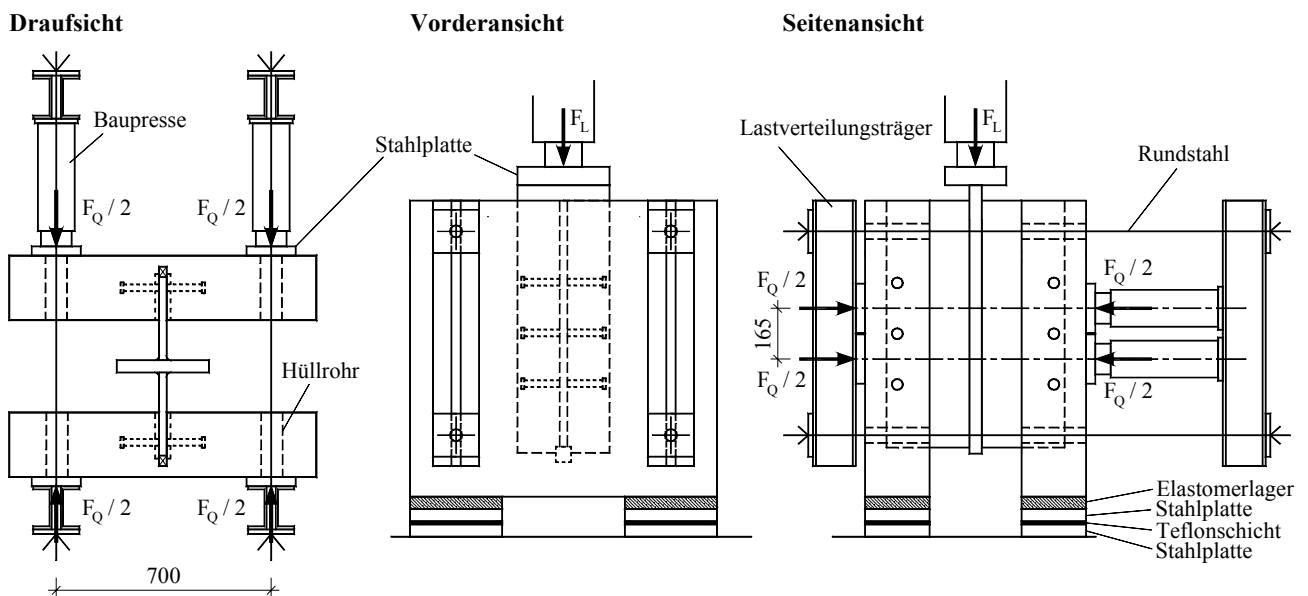


Bild 6-9. Versuchsaufbau

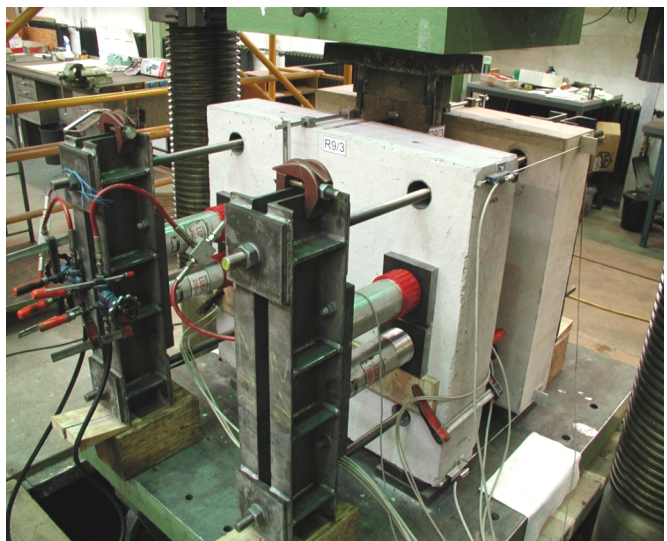
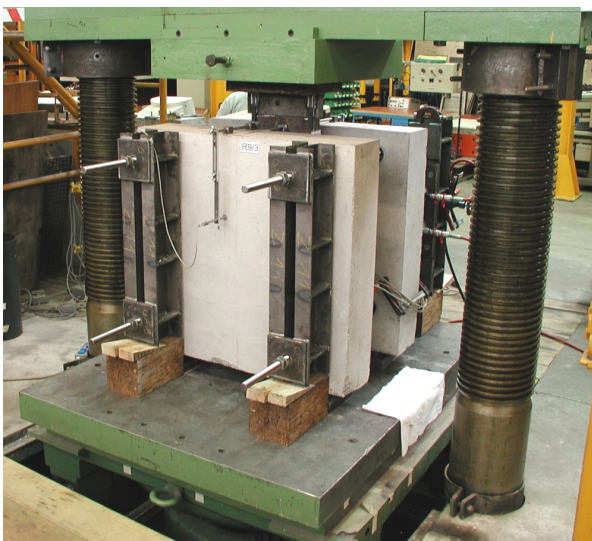


Bild 6-10. Versuchsstand

(b) Messungen

Die prinzipielle Anordnung der *Wegmessungen* ist in Bild 6-11 dargestellt. Zur Messung des Längsschlupfes ($W1 \div W4$), des Querschlupfes ($W5 \div W8$) und der Distanzänderung zwischen den beiden Stahlbetonplatten ($W9, W10$) wurden an jedem Körper insgesamt zehn Ohm'sche Wegnehmer und zur Messung der Änderung der Plattendicke ($W11, W12$) zwei induktive Wegnehmer befestigt.

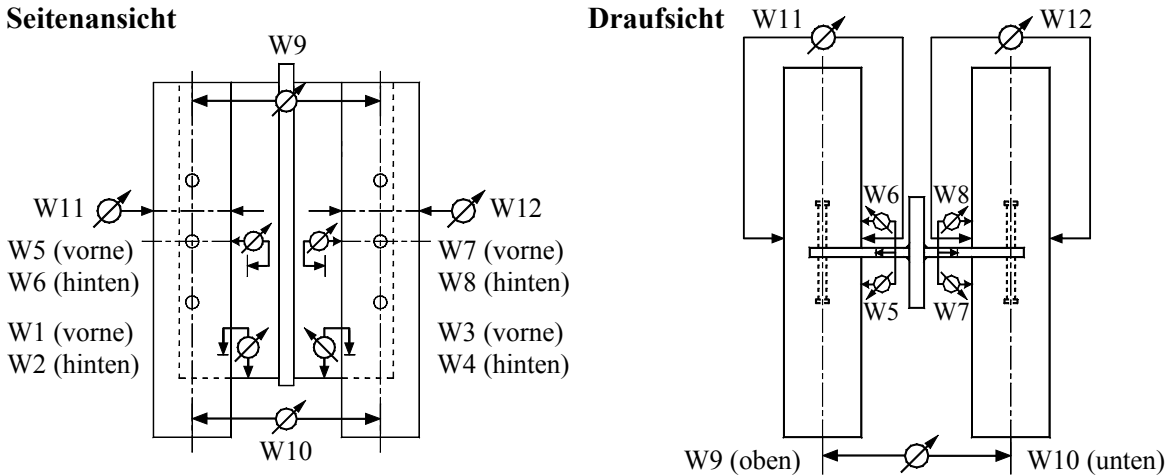


Bild 6-11. Wegmessungen

(c) Belastungsgeschichte

Die einzelnen Schritte der Belastungsgeschichte erfolgten analog zu den Untersuchungen in Randlage der Verbundfuge entsprechend Abschnitt 6.2.2.1 (c).

6.3.2.4 Materialkennwerte

Die Vorgehensweise in der Materialprüfung und die Kennwerte der metallischen Materialien sind in Abschnitt 5.3.2.4 dokumentiert. Die Werte der Betonprüfung sind in Tabelle 6-7 angegeben.

6.3.3 Versuchsergebnisse

6.3.3.1 Trag- und Verformungsverhalten

Das Bild 6-12 zeigt am Beispiel des Körpers M-R9/1 das *Kraft-Verformungs-Verhalten* liegender Kopfbolzen unter kombinierter Schubbeanspruchung in Mittellage der Verbundfuge. Alle Versuche unter kombinierter Schubbeanspruchung zeigten ein ausgeprägt duktilen Verhalten in Verbindung mit einer hohen Resttragfähigkeit, vgl. Abschnitt 6.3.3.3 (b). Die für die Querschubbeanspruchung festgelegten Werte bilden – wie bereits erwähnt – den im Hoch- und Brückenbau zu erwartenden Bereich ab und liegen somit deutlich unter den unter reiner Querschubbeanspruchung beobachteten Tragfähigkeiten entsprechend Abschnitt 5.3.3.2.

Die Untersuchungen mit reiner Querschubbeanspruchung in Kapitel 5 haben gezeigt, daß bis Erreichen der Gleitgrenze die in der Verbundfuge auftretenden Querschubkräfte nur geringfügig über die Verdübelung und fast ausschließlich über Reibung übertragen werden. Demzufolge werden die Dübel und die Betonumgebung durch Querschub nicht nennenswert beansprucht oder vorgeschädigt und können dadurch den vollen Wert der Längsschubtragfähigkeit entwickeln. Im weiteren können infolge Querschub nicht ausgeschöpfte Reserven der Reibtragfähigkeit u. U. sogar eher zu Steigerungen der Längsschubtragfähigkeit führen, siehe Abschnitte 6.3.3.2 und 6.3.3.3 (a).

Bei allen vier durchgeführten Versuchen wurde folgende *Versagensart* festgestellt:

Betonspalten Der Querschub wird über Reibung übertragen. Mit zunehmender Längsschubkraft wird der Beton in Achse der Bolzenreihe gespalten.

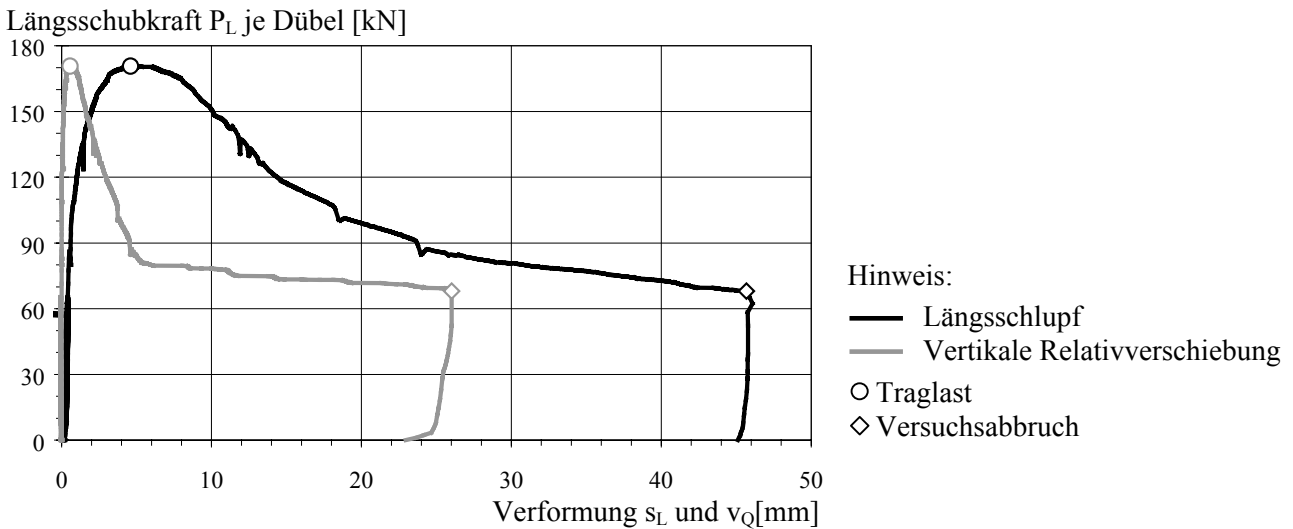


Bild 6-12. Typisches Kraft-Verformungs-Verhalten für kombinierten Schub in Mittellage, M-R9/1

Die Bildfolge in Bild 6-13 zeigt die Rißentwicklung auf der Plattenoberseite. Nach Beendigung der Lastwechsel in Trägerlängsrichtung und Aufbringung der Querschubbeanspruchung entstehen erste Biegezugrisse nahe der Oberkante des Stahlstegs. Mit zunehmender Längsschubbeanspruchung entstehen analog zu den Untersuchungen von Breuninger [2.4] zu den Auflagern hin geneigte Risse. Die Verbundfuge versagt infolge Aufspalten der Stahlbetonplatte.

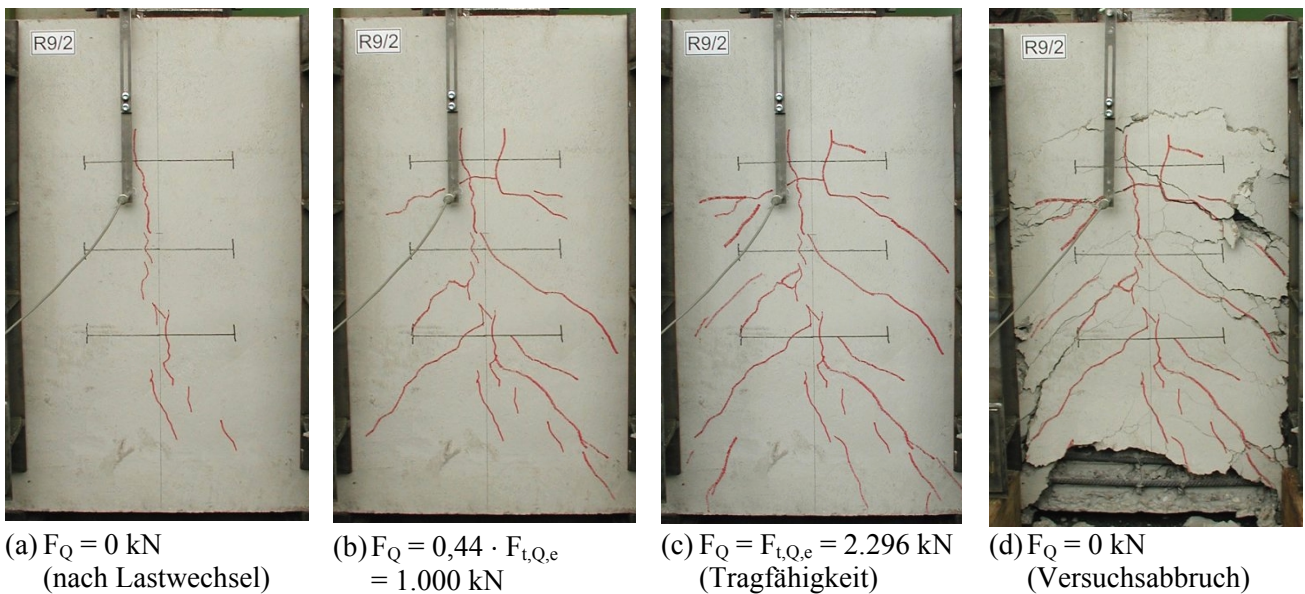


Bild 6-13. Typische Rißentwicklung auf der Plattenoberseite, M-R9/2

6.3.3.2 Überblick

Der für diese Versuchsreihe vorgesehene Referenzkörper M-R9/0 stellt ein Mittelwert von insgesamt zehn Einzelversuchen mit identischer Geometrie aber unterschiedlicher Betonfestigkeit dar. Die wichtigsten Daten bei Erreichen der Traglast dieser zehn Versuche sind in Tabelle 6-6 zusammengestellt. Eine ausführliche Dokumentation kann in Breuninger [2.4], Kapitel 3 nachgelesen werden.

den. Eine statistische Auswertung der zehn Einzelversuche ergibt einen Mittelwert für die auf eine Betonfestigkeit von 30 N/mm² transformierte Dübeltragfähigkeit von 161,2 kN, siehe Tabelle 6-7. Die maximale Abweichung beträgt 4,5 %.

Tabelle 6-6. Daten des Referenzkörpers M-R9/0 aus zehn Einzelversuchen nach Breuninger [2.4]

Körper	Zylinderdruckfestigkeit f_c [N/mm ²]	Dübeltraglast $P_{t,L,e}$ [kN]	Trans. Dübeltraglast Gl. (6-1) $P_{t,L,e}'$ [kN]	Schlupf bei Traglast $s_{t,L,e}$ [mm]	Körper	Zylinderdruckfestigkeit f_c [N/mm ²]	Dübeltraglast $P_{t,L,e}$ [kN]	Trans. Dübeltraglast Gl. (6-1) $P_{t,L,e}'$ [kN]	Schlupf bei Traglast $s_{t,L,e}$ [mm]
I-1/2	29,4	160,3	161,6	5,4	I-6/1c	22,2	149,3	168,4	6,1
I-3/2	23,4	149,1	164,7	6,1	I-6/2a	24,2	142,8	155,6	8,5
I-4/2	30,6	164,4	163,1	6,0	I-6/2b	24,2	142,9	155,7	7,7
I-6/1a	22,2	146,1	164,8	7,1	I-6/2c	24,2	143,0	155,8	10,2
I-6/1b	22,2	142,5	160,7	6,5	I-6/3	34,4	171,1	162,0	7,4

In den Tabellen 6-7 und 6-8 sind die wichtigsten Versuchsdaten der Reihe M-R9 bei Erreichen der Tragfähigkeit und bei Versuchsabbruch zusammengefaßt.

Tabelle 6-7. Betonfestigkeiten, Versuchslasten und Verformungswerte bei Erreichen der Traglast

Körper	Zylinderdruckfestigkeit des Betons f_c [N/mm ²]	Traglast								
		Querschub				Längsschub				
		Versuchstraglast $F_{t,Q,e}$ [kN]	Linienlast bei Traglast $q_{t,Q,e}$ [kN/m]	Querbiegemoment bei Traglast $m_{t,Q,e}$ [kNm/m]	Vertikale Relativverschiebung bei Traglast $v_{t,Q,e}$ [mm]	Versuchstraglast $F_{t,L,e}$ [kN]	Dübeltraglast $P_{t,L,e}$ [kN]	Transformierte Dübeltraglast $P_{t,L,e}'$ [kN]	Längsschlupf bei Traglast $s_{t,L,e}$ [mm]	Dickenänderung bei Traglast $\Delta d_{t,e}$ [mm]
M-R9/0	30	—	—	—	—	—	—	161,2	—	—
M-R9/1	33,8	39,9	49,9	7,27	0,56	2.047,8	170,7	162,6	4,61	0,96
M-R9/2	41,3	100,0	125,0	18,23	1,21	2.295,6	191,3	168,3	5,40	1,36
M-R9/3	42,7	200,6	250,8	36,57	2,23	2.185,8	182,2	158,1	6,25	2,35
M-R9/4	32,0	301,3	376,6	54,92	2,22	2.230,8	185,9	181,1	4,08	1,69

Hinweis: Die Linienlast ist auf eine Trägerlänge von 80 cm und das Stützmoment von 96 cm bezogen.

Tabelle 6-8. Versuchslasten und Verformungswerte bei Versuchsabbruch

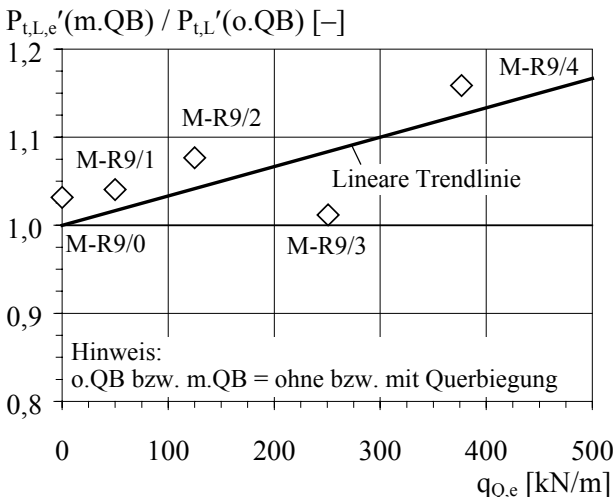
Körper	Versuchsabbruch								Versagensart
	Querschub				Längsschub				
	Versuchslast bei Abbruch $F_{A,Q,e}$ [kN]	Linienlast bei Abbruch $q_{A,Q,e}$ [kN/m]	Querbiegemoment bei Abbruch $m_{A,Q,e}$ [kNm/m]	Vertikale Relativverschiebung bei Abbruch $v_{A,Q,e}$ [mm]	Versuchslast bei Abbruch $F_{A,L,e}$ [kN]	Dübellast bei Abbruch $P_{A,L,e}$ [kN]	Längsschlupf bei Abbruch $s_{A,L,e}$ [mm]	Dickenänderung bei Abbruch $\Delta d_{A,e}$ [mm]	
M-R9/0	—	—	—	—	—	—	—	—	Betonspalten
M-R9/1	39,8	49,8	7,26	26,02	816	68,0	45,68	10,09	Betonspalten
M-R9/2	99,8	124,8	18,19	9,57	957	79,8	44,41	10,01	Betonspalten
M-R9/3	200,6	250,8	36,57	15,41	1173	97,8	32,78	12,03	Betonspalten
M-R9/4	301,1	376,4	54,89	11,31	1407	117,3	25,30	12,78	Betonspalten

Hinweis: Die Linienlast ist auf eine Trägerlänge von 80 cm und das Stützmoment auf eine Länge von 96 cm bezogen.

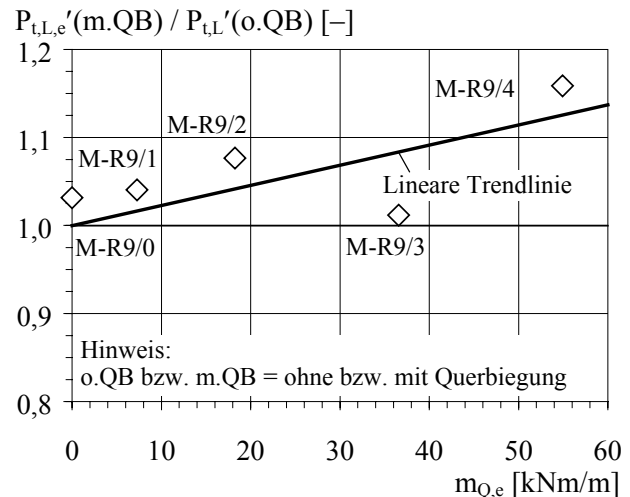
6.3.3.3 Statistische Auswertung

(a) Tragfähigkeit

Zur Beurteilung des Einflusses zunehmender Querschub- und Querbiegebeanspruchung auf die Längsschubtragfähigkeit liegender Kopfbolzen werden die experimentell ermittelten Dübeltragfähigkeiten gemäß Gl. (6-1) auf eine Betonfestigkeit von 30 N/mm^2 normiert, siehe Tabelle 6-7. In Bild 6-14 sind die Verhältniswerte aus normierter Dübeltragfähigkeit $P_{t,L,e}'$ und rechnerischer Tragfähigkeit $P_{t,L}'$ von $156,3 \text{ kN}$ gemäß Gl. (3-6) in Abhängigkeit von der Querschub- und Querbiegebeanspruchung pro laufenden Meter Trägerlänge aufgetragen. Darüber hinaus sind lineare Regressionsgeraden nach dem *Prinzip der Minimierung der Summe der Abweichungsquadrate* eingetragen.



(a) Querschubbeanspruchung



(a) Querbiegebeanspruchung

Bild 6-14. Einfluß der Querschub- und Querbiegebeanspruchung auf die Längsschubtragfähigkeit

Die statistische Auswertung der Versuchsergebnisse zeigt, daß infolge *Reibung* nicht nur Querschubkräfte in der Verbundfuge übertragen werden, sondern zusätzlich mit zunehmender Querbiegebeanspruchung sogar ein Anstieg der Längsschubtragfähigkeit je Dübel zu verzeichnen ist.

(b) Duktilität

Zur Abschätzung der Duktilität der Verbundfuge wird der maßgebende Längsschlupf $\delta_{L,u}$ bei Wiedererreichen der charakteristischen Spalttragfähigkeit nach Breuninger [2.4], Gl. (6.12) auf Grundlage von Eurocode 4, Teil 1-1 [1.1], Abschn. 10.2.5 (4) ermittelt und statistisch ausgewertet, siehe Tabelle 6-9.

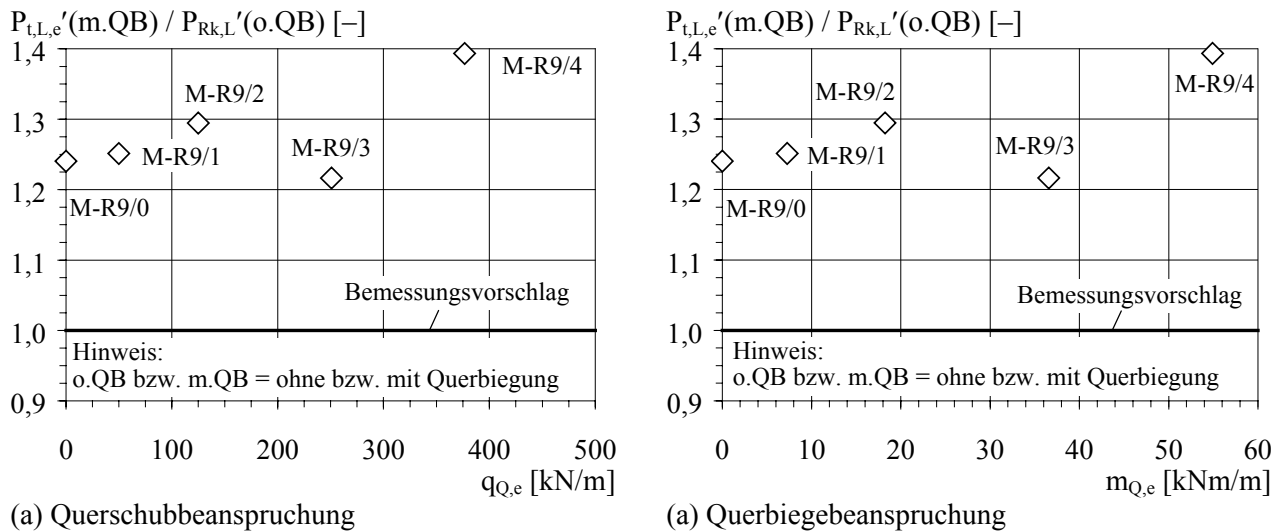
Tabelle 6-9. Maßgebender Längsschlupf $\delta_{L,u}$ bei kombinierter Schubbeanspruchung in Mittellage

Körper	M-R9/1	M-R9/2	M-R9/3	M-R9/4
Maßgebender Längsschlupf $\delta_{L,u}$ [mm]	12,1	15,1	16,3	22,2

Der Mittelwert ergibt sich zu $16,4 \text{ mm}$. Unter Annahme einer logarithmischen Normalverteilung bestimmt sich der charakteristische Wert des Verformungsvermögens $\delta_{L,uk}$ zu $14,1 \text{ mm}$. Dieser Fraktilwert entspricht in etwa dem für eine reine Längsschubbeanspruchung ermittelten charakteristischen Wert von $17,4 \text{ mm}$, siehe Breuninger [2.4], Abschnitt 6.3. Beide Werte liegen deutlich über dem von Eurocode 4, Teil 1-1 [1.1] geforderten Mindestwert von 6 mm .

6.3.3.4 Bemessungsvorschlag

Aufbauend auf den experimentellen Untersuchungen darf für die Bemessung von liegenden Kopfbolzen in Mittellage der Verbundfuge der Einfluß einer Querschub- und Querbiegebeanspruchung auf die Längsschubtragfähigkeit vernachlässigt werden, siehe Bild 6-15. Hierdurch werden auf der sicheren Seite auftretende Laststeigerungen durch Reibung nicht berücksichtigt.



(a) Querschubbeanspruchung

(a) Querbiegebeanspruchung

Bild 6-15. Bemessungsvorschlag für kombinierten Quer- und Längsschub

Für die Bemessung der Verbundfuge liefert eine Superposition der Bolzenanzahl aus Querschub entsprechend Abschnitt 5.6.4 und Längsschub entsprechend Abschnitt 3.2.2 Ergebnisse auf sicherer Seite. Diese Vorgehensweise wird besonders bei Konstruktionen mit hohen veränderlichen Einzellasten wie z. B. Radlasten bei Straßenbrücken empfohlen.

6.3.3.5 Vergleich

Das mit zunehmender Querschubbeanspruchung einhergehende Ansteigen der Querbiegebeanspruchung wirkt sich im allgemeinen günstig auf das Trag- und Verformungsverhalten von *stehenden Kopfbolzen* und *Betondübeln* in Richtung der Längsschubkräfte aus. Infolge Querbiegedruck ist im Regelfall eine Zunahme der Längsschubtragfähigkeit der Verbundfuge und ein Steifigkeitszuwachs im Gebrauchslastbereich zu verzeichnen. Die Untersuchungen von Becker [2.2] und Jenisch [2.9] zeigen für stehende Kopfbolzen aufgrund eines günstigeren Spannungszustands vor dem Dübelfuß eine Zunahme der Längsschubtragfähigkeit je Dübel von bis zu 33 %. Aufgrund weiterer Traganteile infolge Reibung erhöht sich die Längsschubtragfähigkeit von Betondübeln nach Wurzer [2.15] sogar im Mittel zu ungefähr 30 %.

6.3.4 Zusammenfassung

Die Untersuchungen in Mittellage der Verbundfuge zeigen, daß für realitätsnahe Querschub- und Querbiegebeanspruchungen ein Versagen infolge Betonspalten maßgebend wird und in Längsschubrichtung keine Reduktion der Beanspruchbarkeit je Dübel zu erwarten ist. Demzufolge ist bei baupraktischen Anwendungen im Hoch- und Brückenbau für diesen Fall kein Interaktionsnachweis zu führen.

6.4 Zusammenfassung

Die im Rahmen dieses Kapitels vorgestellten Untersuchungen mit kombinierter Schubbeanspruchung liegender Kopfbolzen bestätigen einen grundlegenden Einfluß einer konstant gewählten Querschubbeanspruchung auf das Niveau der Längsschubtragfähigkeit. In *Mittellage* der Verbundfuge nimmt in etwa proportional zur Querschubbeanspruchung auch das einwirkende Querbiegemoment und damit auch die aktivierten Reibkräfte in der Verbundfuge zu und führen letztendlich sogar zu einer geringen Steigerung der Längsschubtragfähigkeit je Dübel. Im Gegensatz dazu führt eine Querschubbeanspruchung in *Randlage* ohne die Aktivierung nennenswerter Reibkräfte zu einer nicht zu vernachlässigenden Reduktion der Längsschubtragfähigkeit. Für beide Lagen der Verbundfugen sind Bemessungsregeln entwickelt worden.

7. Verformungsverhalten

7.1 Einführung

Dieses Kapitel befaßt sich mit dem Verformungsverhalten von Verbundfugen mit liegenden und stehenden Kopfbolzendübeln. Auf der Grundlage von Schlupfmessungen aus Versuchen mit liegenden Kopfbolzen werden in Abschnitt 7.2 *Dübelkraft-Schlupf-Beziehungen* vorgestellt und mit stehenden Kopfbolzen verglichen. Unter Berücksichtigung des nichtlinearen Dübelkraft-Schlupf-Verhaltens werden in Abschnitt 7.3 die *Auswirkungen auf die Trägerdurchbiegung* im Gebrauchszustand untersucht und diskutiert. Dazu wurden für den praxisüblichen Anwendungsbereich von Verbundträgern im Hoch- und Brückenbau mit einem nichtlinearen Programm von Fries [2.6] zahlreiche Durchbiegungsberechnungen durchgeführt. Aufbauend auf Rechenergebnissen werden für die Bemessungspraxis einfache Näherungsfunktionen zur Ermittlung der Durchbiegungszunahme infolge Nachgiebigkeit der Verbundfuge mit liegenden und stehenden Kopfbolzendübeln relativ zur starr angenommenen Verbundfuge dargestellt und mit vorhandenen Ansätzen verglichen.

In Ergänzung zu den Untersuchungen sowohl zum Tragverhalten liegender Kopfbolzen als auch zur Tragfähigkeit im Grenzzustand der Tragsicherheit in den Kapiteln 3 bis 6 und in Breuninger [2.4], [2.20] werden im folgenden Bemessungsvorschläge für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit entwickelt und vorgestellt. Die in diesem Kapitel zusammengefaßten Untersuchungen wurden im Rahmen einer Diplomarbeit durchgeführt und sind in Zweigart [3.7] ausführlich dokumentiert.

7.2 Dübelkraft-Schlupf-Beziehung

7.2.1 Allgemeines

Auf der Grundlage von Versuchsdaten [2.63], [2.64], [2.65] werden im folgenden unter Berücksichtigung eines ausgewählten mathematischen Funktionsansatzes für liegende Kopfbolzen verschiedene Dübelkraft-Schlupf-Beziehungen in Abhängigkeit von der *Richtung der Schubbeanspruchung* und *Lage der Verbundfuge* vorgestellt und diskutiert.

Für den Fall einer *Querschubbeanspruchung in Mittellage* der Verbundfuge tritt in praktischen Anwendungsfällen die Dübel- gegenüber der Reibtragwirkung deutlich in den Hintergrund. Daher wird in diesem Fall auf die Herleitung einer Kraft-Verformungs-Beziehung verzichtet bzw. auf die Abschnitte 5.2 und 5.3 verwiesen.

7.2.2 Funktionsansatz

Zur Beschreibung des Dübelkraft-Schlupf-Verhaltens von *stehenden Kopfbolzen* in Stahlbetongurten sind in der Literatur verschiedene Ansätze wie beispielsweise in Becker [2.2], Ollgaard et al. [2.43], Aribert & Aziz [2.18] und Lebet [2.11] vorhanden. Im Rahmen der Dissertation Becker [2.2] und der Diplomarbeit Zweigart [3.7] werden die Kurven miteinander verglichen und diskutiert.

Aufgrund der höheren Abbildungsgenauigkeit besonders im Bereich der Anfangsbelastung und nach Überschreiten der Tragfähigkeit wird den weiteren Untersuchungen für *liegende Kopfbolzen* der mathematische Ansatz in Anlehnung an Becker [2.2] wie folgt zugrunde gelegt.

$$P = P_t \cdot \frac{a \cdot (s/s_t) - (s/s_t)^b}{1 + c \cdot (s/s_t)} \quad (7-1)$$

Dabei sind:

$P = P(s)$ Dübelkraft (als Funktion des Schlupfs)

P_t Dübeltragfähigkeit

s Schlupf

s_t Schlupf bei Traglast (für stehende Kopfbolzen nach Becker: $s_t = 2,5$ mm)

a, b, c Formvariablen (für stehende Kopfbolzen nach Becker: $a = 12, b = 1,6, c = 10$)

Zur mathematisch eindeutigen Beschreibung des Dübelkraft-Schlupf-Verhaltens von liegenden Kopfbolzen werden der Schlupfwert s_t bei Traglast und die Formvariablen a, b und c mittels einer *statistischen Auswertung* von insgesamt 65 Versuchen [2.63], [2.64], [2.65] ermittelt. Die Ergebnisse der statistischen Auswertung in Zweigart [3.7] sind in Abschnitt 7.2.3 auszugsweise aufgeführt.

7.2.3 Statistische Auswertung

7.2.3.1 Schlupf bei Traglast

In Tabelle 7-1 sind die Ergebnisse einer statistischen Auswertung der Schlupfwerte bei Erreichen der Tragfähigkeit zusammengefaßt.

Tabelle 7-1. Statistische Auswertung der Schlupfwerte s_t bei Erreichen der Tragfähigkeit

Beanspruchung	Lage der Verbundfuge	Anz. der Dübelreihen	Mittelwert	95 %-Fraktil	5 %-Fraktil	Min.	Max.	Variationskoeffizient	Anz. der Werte
			s_t [mm]	$s_{t,0,95}$ [mm]	$s_{t,0,05}$ [mm]	$s_{t,min}$ [mm]	$s_{t,max}$ [mm]	V [-]	n [-]
Längsschub	Randlage	1	5,4	4,9	6,0	3,3	7,9	0,249	18
		2	6,0	4,1	7,9	4,0	7,9	0,272	4
	Mittellage	1	8,3	6,8	9,8	2,5	17,0	0,519	24
Querschub	Randlage	1	2,3	2,0	2,6	0,8	3,2	0,332	17
		2	7,4	–	–	5,1	9,6	0,432	2

Hinweise: – Die Auswertung beruht auf Datenbasen, die in den jeweiligen Forschungsberichten [2.63] bis [2.65] dokumentiert sind.
– Bei einem Datenumfang von weniger als drei Werten sind keine Fraktilwerte angegeben.

Die angegebenen Wertebereiche für die Konfidenzintervalle lassen erkennen, daß die Mehrheit der Versuchswerte recht eng beieinander liegt. Darüber hinaus bestätigen *weiterführende statistische Untersuchungen*, daß keine eindeutigen Beziehungen zwischen dem Schlupfwert bei Traglast und den einzelnen Konstruktionsparametern bzw. dem Niveau der Dübeltragfähigkeit existieren, siehe Zweigart [3.7], Abschn. 4.3.4. Aus diesem Grund werden für die Ermittlung der mittleren Dübelkennlinien in Abschnitt 7.2.3.2 für den Schlupf s_t bei Traglast die jeweiligen Mittelwerte zugrunde gelegt.

7.2.3.2 Zusammenstellung wichtiger Dübelkennlinien

Auf der Grundlage des Ansatzes nach Gleichung (7-1) und den Mittelwerten für den Schlupf bei Traglast entsprechend Tabelle 7-1 wurden für alle 65 Versuche unter Berücksichtigung des Fehler-Quadrat-Minimum-Prinzips für den Bereich bis zum Erreichen der Traglast jeweils eine Dübelkennlinie entwickelt. In Abhängigkeit von der *Beanspruchungsrichtung*, der *Lage der Verbundfuge* und der *Anzahl der Dübelreihen* wurden die einzelnen Dübelkennlinien insgesamt vier verschiedenen Gruppen zugeordnet und innerhalb dieser vier Gesamtheiten wiederum jeweils eine mittlere Dübelkennlinie entsprechend Tabelle 7-2 entwickelt. Dabei wurden die beiden Gruppen mit ein- und zweireihiger Dübelanordnung in Randlage unter Längsschub aufgrund der relativ guten Übereinstimmung des Dübelkraft-Verformungs-Verhaltens zu einer Gruppe zusammengefaßt.

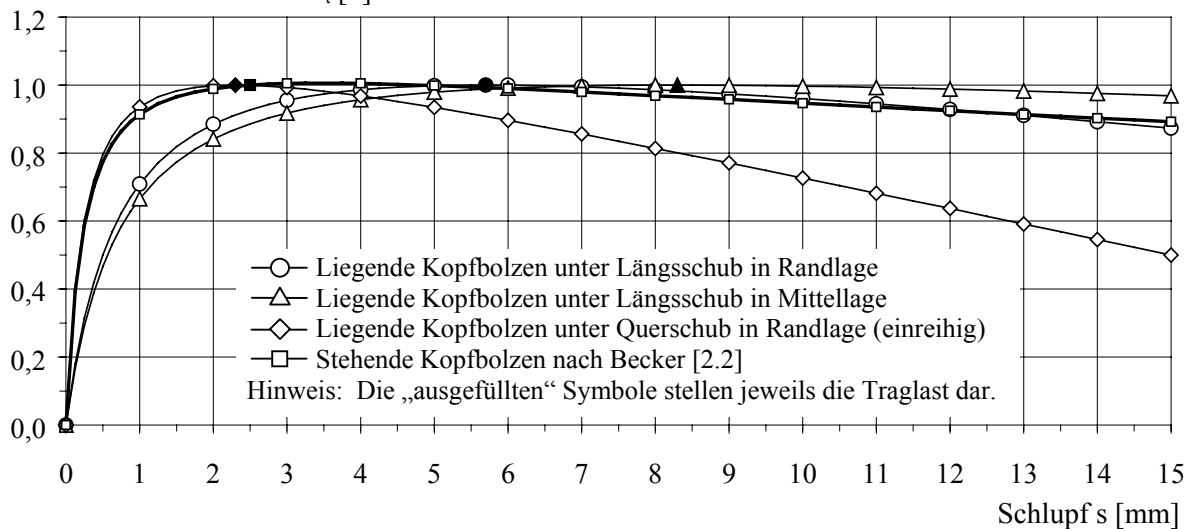
Tabelle 7-2. Hilfsgrößen für die Dübelkennlinien von liegenden Kopfbolzen nach Gleichung (7-1)

Beanspruchung	Lage der Verbundfuge	Anz. der Dübelreihen n_R [-]	Formvariablen			Schlupf bei Traglast s_t [mm]	Anzahl der Werte n [-]
			a [-]	b [-]	c [-]		
Längsschub	Randlage	1, 2	9,6	2	7,6	5,7	22
	Mittellage	1	12,9	2	10,9	8,3	24
Querschub	Randlage	1	11,2	2	9,2	2,3	17
		2	14,8	2	12,8	7,4	2

Hinweis: – Die Bedingung, daß die Kurve bei Traglast einen Hochpunkt aufweist, führt zu einem konstanten Wert für b.

Zum besseren Vergleich der verschiedenen Dübelkraft-Schlupf-Beziehungen entsprechend Tabelle 7-2 sind in Bild 7-1 alle nach dem Prinzip von Gleichung (7-1) entwickelten Dübelkennlinien in einem gemeinsamen Schaubild aufgetragen.

Normierte Dübelkraft P / P_t [-]

**Bild 7-1.** Dübelkennlinien von liegenden und stehenden Kopfbolzen nach Tabelle 7-2

Die Dübelkraft-Schlupf-Beziehung von stehenden Kopfbolzen zeigt im Vergleich zu liegenden Dübeln unter Längsschub besonders im Gebrauchslastbereich ein wesentlich steiferes Verhalten der Verbundfuge. Aufgrund der höheren Schädigungsrate des Betons auf der lastzugewandten Seite des Dübels infolge zusätzlicher Spaltrißbildung verhalten sich liegende Kopfbolzen im Vergleich zu stehenden Dübeln deutlich weicher und erreichen außerdem erst mit sehr viel größeren Schlupfverformungen die Tragfähigkeit der Verbindung. Aufgrund des gewählten Funktionsansatzes bilden alle in Bild 7-2 dargestellten Dübelkennlinien sowohl einen endlichen Wert für die Anfangssteifigkeit als auch eine mit zunehmenden Schlupfverformungen geringfügig reduzierte Resttragfähigkeit ab.

7.3 Auswirkungen auf die Trägerdurchbiegung

7.3.1 Allgemeines

Aufbauend auf den in Abschnitt 7.2 vorgestellten Dübelkraft-Schlupf-Beziehungen werden im folgenden die Ergebnisse einer Parameterstudie in Zweigart [3.7] zum Einfluß der Nachgiebigkeit der Verbundfuge auf das Durchbiegungsverhalten von Verbundeinfeldträgern im Hoch- und Brückenbau beschrieben. Die dafür erforderlichen *Durchbiegungsberechnungen im Gebrauchszustand* wurden mit dem nichtlinearen Rechenprogramm von Fries [2.6] durchgeführt.

Das *Programm von Fries* [2.6] basiert auf einem analytischen Rechenmodell von zwei nachgiebig miteinander verbundenen Teilquerschnitten, das zusätzlich das nichtlineare Last-Verformungsverhalten des Stahlbetongurts und der Verbundfuge berücksichtigt. Das zugrunde gelegte materiell nichtlineare Rechenmodell ermöglicht eine iterative Ermittlung realistischer Verformungen von Einfeldträgern zum Zeitpunkt $t = 0$. Die Grundlagen des Rechenprogramms und der Gültigkeitsbereich sind ausführlich in Fries [2.6], Abschnitt 3.2 erläutert.

Zur Erfassung des Einflusses der *Nachgiebigkeit der Verbundfuge* in Richtung der Längsschubbeanspruchung auf das Durchbiegungsverhalten von Verbundeinfeldträgern wurden einerseits der Verdübelungsgrad variiert und andererseits drei unterschiedliche Last-Verformungs-Beziehungen der Verbundfuge in das Programm implementiert. Dabei wurden in Übereinstimmung mit Abschnitt 7.2 folgende Verbundeigenschaften berücksichtigt:

- Nachgiebiger Verbund mit liegenden Kopfbolzen in Rand- und Mittellage der Verbundfuge,
- Nachgiebiger Verbund mit stehenden Kopfbolzen,
- Starrer Verbund.

Um den gesamten praktischen Anwendungsbereich von liegenden Kopfbolzen im Hoch- und Brückenbau zu erfassen, wurden insgesamt mehr als 230 Durchbiegungsberechnungen durchgeführt, siehe Abschnitt 7.3.2. Im Rahmen einer *statistischen Auswertung* wurden die einzelnen Durchbiegungswerte von identischen Verbundträgern mit jeweils unterschiedlichen Trag- und Verformungseigenschaften der Verbundfuge miteinander verglichen. Zur Abschätzung der Durchbiegungszunahme infolge Nachgiebigkeit der Verbundfuge werden in Abschnitt 7.3.3 für die Ingenieurpraxis einfache *Näherungsfunktionen* in Abhängigkeit von der Stützweite des Verbundeinfeldträgers und vom Verdübelungsgrad in Anlehnung an aktuelle Normenregelungen vorgestellt und diskutiert.

Die Nachgiebigkeit liegender Kopfbolzendübel unter *Querschub* hat keine direkten Auswirkungen auf die Durchbiegung von Verbundträgern. Die von Querschubbeanspruchungen verursachten Verformungen in der Verbundfuge führen ausschließlich zu vertikal gerichteten Relativverschiebungen zwischen dem Beton- und Stahlgurt und letztendlich zu einer geringfügigen Verkleinerung der Gesamthöhe des Trägers. Unter Annahme eines Gebrauchslastniveau von 46 bis 51 % der Traglast sind für den Fall einer Randlage der Verbundfuge bei einreihigen Dübelanordnungen entsprechend Abschnitt 4.6.5 Verformungswerte von 0,15 bzw. 0,18 mm zu erwarten, für den Fall einer Mittellage infolge Reibung sogar noch geringere Werte, siehe Abschnitt 5.2.2. Für baupraktische Anwendungen bleibt festzuhalten, daß die aus Querschub resultierenden Verformungen im Gebrauchszustand für das Gesamttragwerk von vernachlässigbarer Bedeutung sind.

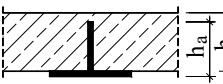
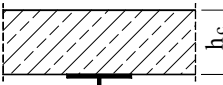
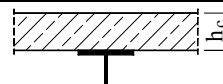
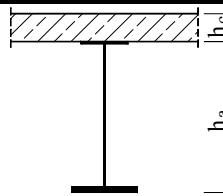
7.3.2 Annahmen

Die Tabelle 7-3 gibt einen Überblick über den für die Durchbiegungsberechnungen zugrunde gelegten *Parameterbereich*. Die gewählten Eingangsgrößen repräsentieren den breiten Anwendungsbereich von Verbundträgern sowohl im Hoch- und Industriebau einschließlich Parkhäuser als auch im Brückenbau. Für alle gewählten Verbundquerschnitte werden die Stützweite des Verbundträgers, der Verdübelungsgrad und die Art der Verdübelung variiert.

Für die *Durchbiegungsberechnungen* werden ausschließlich Verbundeinfeldträger mit Eigengewichtsverbund und mit konstanter Linienlast q berücksichtigt. Die Ermittlung der Momententragfähigkeit der Verbundquerschnitte und der Nachweis der Verbundsicherung erfolgt im Grenzzustand der Tragsicherheit. Für jeden Träger wird einerseits die Gebrauchslast q_{GZG} zu 70 % der Linienlast q_{GZT} im Grenzzustand der Tragsicherheit und andererseits der Abstand der Verbundmittel je nach

Art der Verdübelung ermittelt. Nach Festlegung aller Eingangsgrößen werden die Durchbiegungsrechnungen durchgeführt. Eine ausführliche Dokumentation der zugrunde gelegten Vorgehensweise, der getroffenen Annahmen und der Ergebnisse ist in Zweigart [3.7], Kapitel 5 enthalten.

Tabelle 7-3. Überblick über den Parameterbereich für die Durchbiegungsberechnungen

		Verbundquerschnitt			Parameter		
Art	Querschnitt ^{1,2}	Höhe Stahlgurt h_a [mm]	Höhe Betongurt h_c [mm]	Stützweite des Verbundträgers L_{vb} [m]	Grad der Verdübelung η [-]	Art der Verdübelung ³ [-]	
Hochbau	Deckengleicher Verbundträger		190	200	5 / 7,5	0,4 / 0,7 / 1	1 / s / starr
	Verbundträger herkömmlicher Bauart mit niedriger Bauhöhe		200	200	5 / 10 / 15	0,4 / 0,7 / 1	1 / s / starr
	Verbundträger herkömmlicher Bauart mit großer Bauhöhe		500 900	200 200	5 / 10 / 15 / 20 5 / 10 / 15 / 20 / 25	0,4 / 0,7 / 1 0,4 / 0,7 / 1	1 / s / starr 1 ⁴ / s / starr
Brückenbau	Verbundträger herkömmlicher Bauart mit großer Bauhöhe (Stahlprofil einfachsym. ⁵)		≈ 1.600	300	20 / 40 / 60	0,4 / 0,7 / 1	1 / s / starr
			≈ 2.400	300	20 / 40 / 60	0,4 / 0,7 / 1	1 / s / starr

Hinweise:
¹ Werkstoffe: C20/25 im Hochbau, C30/37 im Brückenbau; S355 im Hoch- und Brückenbau
² Die Verbundquerschnitte sind in den Bildern ohne Verbundmittel dargestellt.
³ Art der Verdübelung: 1 = liegende Kopfbolzen in Mittellage, s = stehende Kopfbolzen, starr = starre Verdübelung
⁴ Zusatzstudie zum Einfluß der Lage der Verbundfuge bei liegenden Kopfbolzen
⁵ Zusatzstudie zum Einfluß der Obergurtbreite des einfachsymmetrischen Stahlprofils

In den Untersuchungen werden ausschließlich Verbundträger *mit Eigengewichtsverbund* berücksichtigt. Für den Fall ohne Eigengewichtsverbund ist aufgrund geringerer Längsschubbeanspruchungen in der Verbundfuge mit etwas kleineren Durchbiegungserhöhungen zu rechnen.

7.3.3 Ergebnisse

7.3.3.1 Allgemeines

Für die Parameteruntersuchungen im Hochbau sind zur besseren Nachvollziehbarkeit der Berechnungen für die Verbundträger herkömmlicher Bauart doppeltsymmetrische Stahlprofile der HEA-Reihe zugrunde gelegt. Für die Untersuchungen im Brückenbau sind für die Verbundträger einfachsymmetrische geschweißte Stahlprofile berücksichtigt, siehe Tabelle 7-3. Zahlreiche Vergleichsrechnungen mit Verbundquerschnitten bestehend aus einfachsymmetrischen Stahlprofilen mit variabler Obergurtbreite zeigen für den Grenzfall von relativ hohen Stahlgurten, daß der *Einfluß der Obergurtbreite* auf die Durchbiegungszunahme infolge Nachgiebigkeit der Verbundfuge im allgemeinen vernachlässigt werden kann.

Im folgenden werden die Ergebnisse der statistischen Auswertungen aus Zweigart [3.7], Kapitel 6 kurz zusammengefaßt. Die drei vorgestellten *Näherungsfunktionen* entsprechend den Gleichungen (7-2) bis (7-4) und den Bildern 7-2 bis 7-4 wurden unter Berücksichtigung des Prinzips der Minimierung der Summe der Abweichungsquadrate ermittelt. Die zusätzlich in den Bildern dargestellten *Häufigkeitsverteilungen der Abweichungen* zeigen eine gute Übereinstimmung zwischen den Erhöhungsfaktoren entsprechend den Berechnungsvorschlägen und den mit Hilfe des Programms von Fries [2.6] ermittelten Werten.

7.3.3.2 Vergleich von liegenden Kopfbolzen in Rand- und in Mittellage

Am Beispiel eines gewöhnlichen Verbundträgers herkömmlicher Bauart mit großer Bauhöhe wurde in Abhängigkeit des Verdübelungsgrades und der Stützweite der Einfluß der Lage der Verbundfuge mit liegenden Kopfbolzen auf die Durchbiegung untersucht, siehe Tabelle 7-2. Auf Grundlage von 30 Rechnungen können folgende Aussagen getroffen werden:

- Eine *Mittellage der Verbundfuge* führt im Vergleich zur *Randlage* aufgrund eines etwas weiche-
ren Kraft-Verformungs-Verhaltens bei konstanter Ausnutzung der Dübeltragfähigkeit, vgl. Dü-
belkennlinien in Bild 7-1, zu geringfügig höheren Durchbiegungswerten. Für den untersuchten
Fall liegt die Zunahme der Durchbiegungen zwischen 1,2 und 4,8 % und beträgt im Mittel 3,2 %.
- Mit zunehmender *Stützweite* und zunehmendem *Verdübelungsgrad* tritt der Einfluß der Nachgie-
bigkeit der Verdübelung und damit auch der Einfluß der Lage der Verbundfuge allmählich in den
Hintergrund und die Durchbiegungen gleichen sich einander an.

Aufgrund der größeren Durchbiegungszunahme und des größeren Anwendungsbereichs in der Bau-
praxis liegt den folgenden Untersuchungen mit liegenden Kopfbolzendübeln jeweils eine Mittellage
der Verbundfuge zugrunde.

7.3.3.3 Vergleich von liegenden Kopfbolzen und starrer Verdübelung

Auf der Grundlage von insgesamt 144 Rechnungen ergeben sich unter Berücksichtigung der Nach-
giebigkeit von liegenden Kopfbolzen bei einer Mittellage der Verbundfuge entsprechend Bild 7-2
folgende Erhöhungsfaktoren zur Multiplikation mit der Durchbiegung bei starrer Verdübelung:

$$u_l / u_{starr} = 1 + 0,396 / (\eta^{1,340} \cdot L_{vb}^{0,405}) \quad (7-2)$$

Dabei sind:

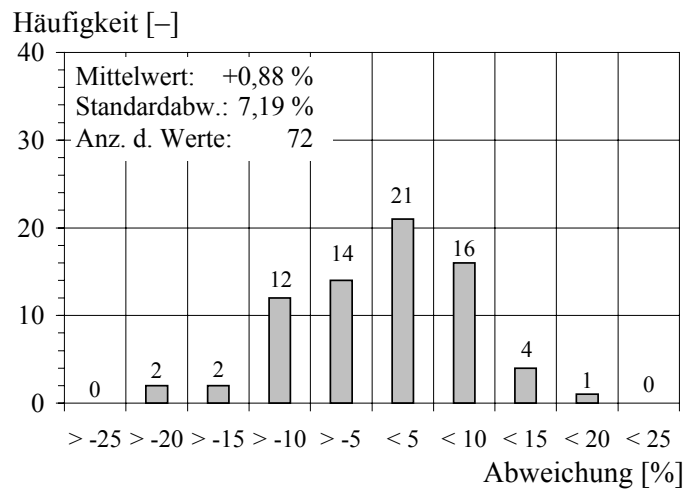
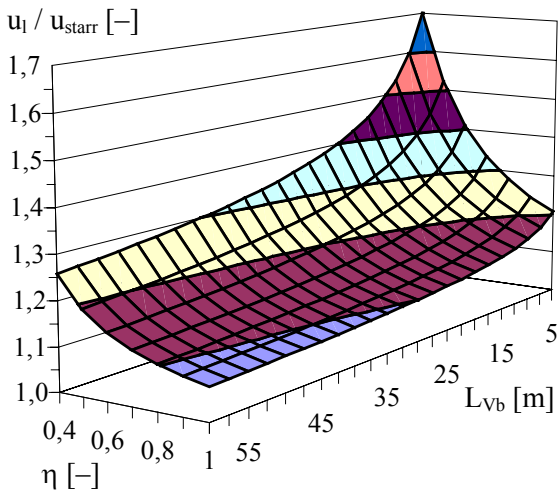
u_l Durchbiegung des Verbundträgers mit liegenden Kopfbolzen

u_{starr} Durchbiegung des Verbundträgers mit starrer Verdübelung

$0,4 \leq \eta \leq 1$ Verdübelungsgrad [–]

$5 \leq L_{vb} \leq 60$ m Stützweite des Verbundträgers [m]

Mit zunehmender Stützweite und ansteigendem Verdübelungsgrad tritt der Einfluß der Nachgiebig-
keit der Verbundfuge allmählich in den Hintergrund und die Erhöhungsfaktoren streben gegen den
Wert 1,076. Für den Fall einer Vollverdübelung liegen die Durchbiegungserhöhungen für eine
Stützweite von 5 bzw. 60 m bei 20,7 bzw. 7,6 %. Je kleiner die Stützweite umso größer ist der Ein-
fluß des Verdübelungsgrades auf die Durchbiegungserhöhung. Für Verbundträger mit zunehmender
Bauhöhe ist aufgrund des kleiner werdenden Einflusses der Ribbildung im Betongurt i. allg. mit ei-
ner kleineren Zunahme der Durchbiegungen zu rechnen. Bei teilweise verdübelten Verbundträgern
mit kurzen und mittleren Stützweiten im Hochbau führt die Nachgiebigkeit der Dübel und die Rib-
bildung im Betongurt zu nennenswerten Durchbiegungserhöhungen. Im allgemeinen ist im Hochbau
mit etwas größeren Durchbiegungserhöhungen zu rechnen als im Brückenbau.

(a) Erhöhungsfaktoren u_l / u_{starr} gemäß Gl. (7-2)

(b) Häufigkeitsverteilung der Abweichungen von Gleichung (7-2) und Programm

Bild 7-2. Erhöhungsfaktoren u_l / u_{starr} von liegenden Kopfbolzen gegenüber starrer Verdübelung

In aktuellen Normenregelungen wie z. B. in E DIN 18800-5 [1.4], El. (624) werden die Auswirkungen der Dübelnachgiebigkeit auf die Durchbiegungszunahme von vollverdübelteten Tägern vereinfacht vernachlässigt, d. h. gleich null gesetzt. Im Vergleich dazu gibt der Berechnungsansatz nach Gl. (7-2) bereits bei einer Vollverdübelung eine realistische Durchbiegungszunahme im Bereich von 8 bis 21 % an. Mit abnehmendem Verdübelungsgrad kehrt sich das Verhältnis jedoch um und die o. g. Normenregelung liefert besonders bei kürzeren Stützweiten gegenüber der Gleichung (7-2) deutlich höhere Werte. Dies liegt daran, daß bei der Herleitung der o. g. Normenregelung nur Verbundträger herkömmlicher Bauart mit großer Bauhöhe unter Vernachlässigung des Eigenträgheitsmomentes des Stahlbetongurtes und keine deckengleichen Verbundträger berücksichtigt wurden, vgl. Fries [2.6], Abschnitt 3.1.2 (b).

7.3.3.4 Vergleich von stehenden Kopfbolzen und starrer Verdübelung

Aufbauend auf insgesamt 144 Rechnungen ergeben sich unter Berücksichtigung der Nachgiebigkeit von stehenden Kopfbolzen gegenüber einer starren Verdübelung für die Durchbiegungen entsprechend Bild 7-3 folgende Erhöhungsfaktoren:

$$u_s / u_{starr} = 1 + 0,128 / (\eta^{1,961} \cdot L_{vb}^{0,356}) \quad (7-3)$$

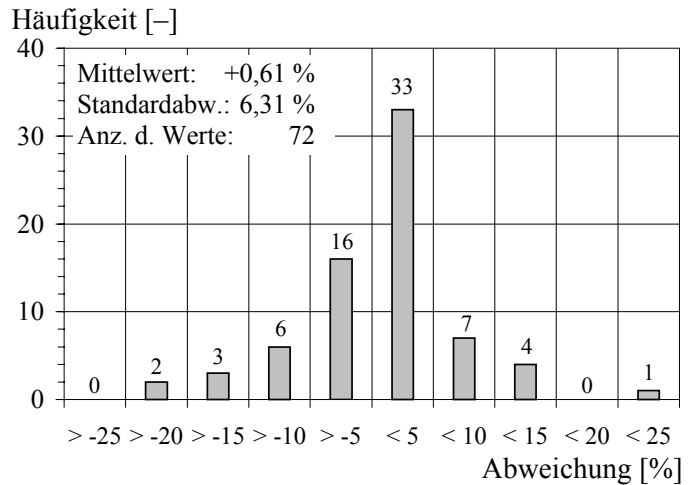
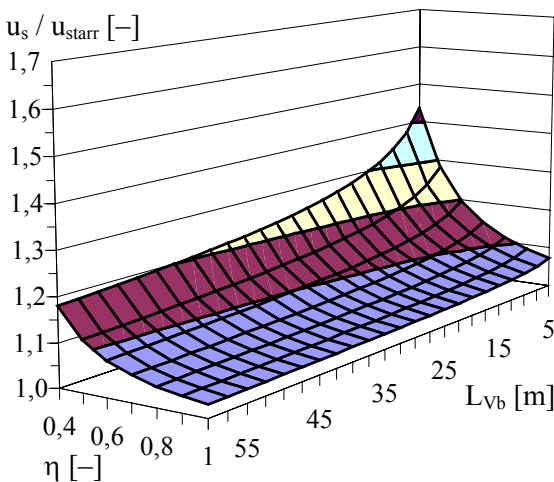
Dabei sind:

- u_s Durchbiegung des Verbundträgers mit stehenden Kopfbolzen
- u_{starr} Durchbiegung des Verbundträgers mit starrer Verdübelung
- $0,4 \leq \eta \leq 1$ Verdübelungsgrad [-]
- $5 \leq L_{vb} \leq 60 \text{ m}$ Stützweite des Verbundträgers [m]

Analog zu den Untersuchungen mit liegenden Kopfbolzen in Abschnitt 7.3.3.3 nehmen die Erhöhungsfaktoren mit kleiner werdender Stützweite und abnehmendem Verdübelungsgrad immer mehr zu. Für den Fall einer vollständigen Verdübelung nehmen die Durchbiegungen bei Stützweiten von 5 bzw. 60 m um 7,2 bzw. 3,0 % zu. Im Vergleich führen die Erhöhungsfaktoren für Kopfbolzen in liegender Anordnung gegenüber einer stehenden Anordnung aufgrund des weniger steifen Dübelkraft-Schlupf-Verhaltens zu etwas höheren Zahlenwerten, siehe Abschnitt 7.3.3.5.

Aufbauend auf den Untersuchungen in Kürschner [3.2], Kapitel 4 und Fries [2.6], Abschnitt 3.1.2 (b) wird in Zweigart [3.7], Kap. 7 der Näherungsansatz entsprechend Gl. (7-3) mit den in der

Literatur und in Normen vorhandenen Ansätzen verglichen und diskutiert. Diese Untersuchungen zeigen, daß der hier entwickelte Berechnungsvorschlag im Vergleich zu einer Vielzahl anderer Ansätze wie z. B. in E DIN 18800-5 [1.4], El. (624) zu etwas realistischeren Ergebnissen führt.



(a) Erhöhungsfaktoren u_s / u_{starr} gemäß Gl. (7-3)

(b) Häufigkeitsverteilung der Abweichungen von Gleichung (7-3) und Programm

Bild 7-3. Erhöhungsfaktoren u_s / u_{starr} von stehenden Kopfbolzen gegenüber starrer Verdübelung

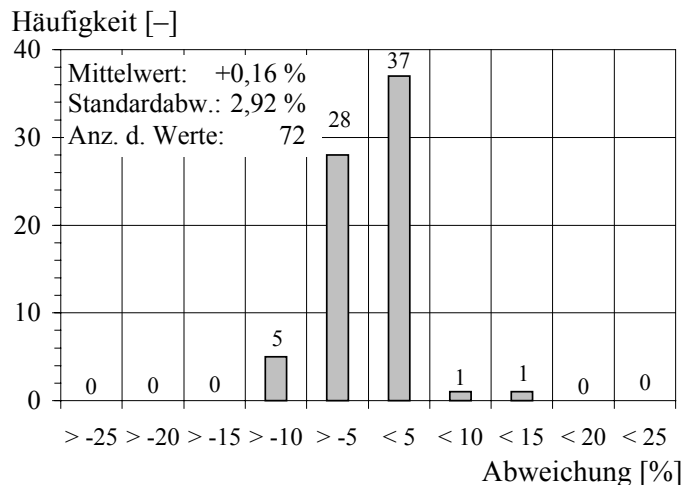
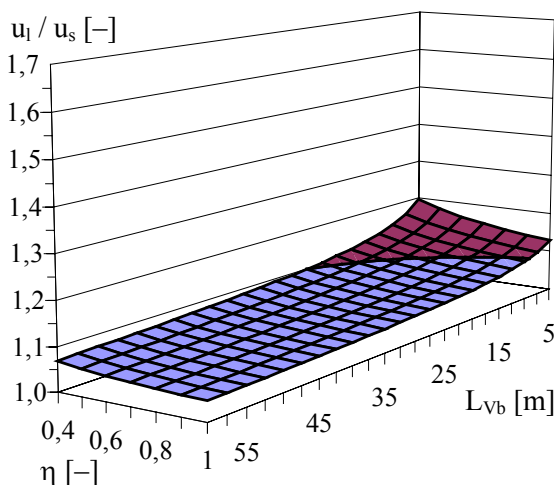
7.3.3.5 Vergleich von Kopfbolzen in liegender und stehender Anordnung

Ein Vergleich der Durchbiegungswerte von Verbundträgern mit liegenden und stehenden Kopfbolzendübeln ergibt unter Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Verdübelung entsprechend Bild 7-4 folgende Funktion zur Ermittlung der Durchbiegungszunahme:

$$u_l / u_s = 1 + 0,252 / (\eta^{0,464} \cdot L_{vb}^{0,420}) \tag{7-4}$$

Dabei sind:

- u_l Durchbiegung des Verbundträgers mit liegenden Kopfbolzen
- u_s Durchbiegung des Verbundträgers mit stehenden Kopfbolzen
- $0,4 \leq \eta \leq 1$ Verdübelungsgrad [-]
- $5 \leq L_{vb} \leq 60 \text{ m}$ Stützweite des Verbundträgers [m]



(a) Erhöhungsfaktoren u_l / u_s gemäß Gl. (7-4)

(b) Häufigkeitsverteilung der Abweichungen von Gleichung (7-4) und Programm

Bild 7-4. Erhöhungsfaktoren u_l / u_s von liegenden gegenüber stehenden Kopfbolzen

Der Einfluß der Dübelanordnung nimmt mit zunehmender Stützweite und ansteigendem Verdübelungsgrad ab. Für den Fall einer vollen Verdübelung liegen die Durchbiegungserhöhungen für eine Stützweite von 5 bzw. 60 m bei 12,8 bzw. 4,5 %. Für den Hauptanwendungsbereich von Kopfbolzendübeln im Verbundträgerbau führt eine liegende Anordnung der Dübel gegenüber einer stehenden Anordnung zu einer Zunahme der Durchbiegungen von weniger als 10 %.

7.4 Zusammenfassung

Für eine genauere Berechnung der Verformungen unter Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Verbundfuge sind verschiedene nichtlineare *Dübelkraft-Schlupf-Beziehungen* für liegende Kopfbolzen angegeben. Für eine erste Abschätzung der Auswirkungen der Nachgiebigkeit von liegenden Kopfbolzen auf die *Trägerdurchbiegungen* sind im Rahmen einer ausführlichen Parameteruntersuchung auf der Grundlage von mehr als 230 Durchbiegungsberechnungen für die Ingenieurpraxis einfache Näherungsfunktionen zur Ermittlung der Durchbiegungserhöhungen angegeben.

8. Ermüdungsverhalten unter Längsschub

8.1 Einführung

Aufbauend auf die Untersuchungen zum statischen Trag- und Verformungsverhalten in den Kapiteln 3 bis 7 wird im Rahmen dieses Kapitels – besonders im Hinblick auf zukünftige Anwendungen im Brücken- aber auch im Industriebau – ausschließlich das *Ermüdungsverhalten liegender Kopfbolzendübel unter reinem Längsschub* behandelt. Die dargestellten Untersuchungen beschränken sich auf eine reine Längsschubbeanspruchung, um bei der Vielzahl der Einflußgrößen und der ohnehin großen Streubreite bei Ermüdungsversuchen trotzdem eindeutige Ergebnisse zu erzielen. Das Ermüdungsverhalten sowohl unter reinem Querschub als auch kombiniertem Quer- und Längsschub wird im Rahmen dieser Arbeit nicht weiter behandelt, siehe Abschnitt 9.2.

In Abschnitt 8.2 wird vorrangig für den Fall von stehenden Kopfbolzendübeln der Stand der Forschung zum Ermüdungsverhalten zusammengefaßt und die maßgebenden Konstruktions- und Lastparameter dargelegt. Darüber hinaus werden auch kurz die Ergebnisse der Untersuchungen ermüdungsbeanspruchter Betondübel unter Längsschub beschrieben. Aufbauend auf eine Zusammenfassung zum Stand der Forschung werden in Abschnitt 8.3 die experimentellen Untersuchungen, die durch die *Bundesanstalt für Straßenwesen* unterstützt wurden, beschrieben und ausgewertet, vgl. Kuhlmann & Kürschner [2.66], [2.67]. Zum besseren Verständnis der einsetzenden Versagensmechanismen und zur Abschätzung des Einflusses weiterer Konstruktions- und Lastparameter werden in Ergänzung zu den Versuchen zahlreiche FE-Berechnungen durchgeführt. Die FE-Ergebnisse werden in Abschnitt 8.4 dokumentiert und diskutiert. Auf der Grundlage experimenteller und numerischer Untersuchungen wird in Abschnitt 8.5 ein Bemessungsvorschlag für ermüdungsbeanspruchte liegende Kopfbolzendübel unter reinem Längsschub vorgestellt und anschließend mit den bestehenden Regelungen für stehende Kopfbolzen verglichen. In Abschnitt 8.6 erfolgt eine abschließende Zusammenfassung und Bewertung der Untersuchungen.

8.2 Stand der Forschung

8.2.1 Stehende Kopfbolzendübel

8.2.1.1 Allgemeines

Dieser Abschnitt faßt den Stand der Forschung zum Ermüdungsverhalten stehender bzw. randferner Kopfbolzendübel zusammen. Eine ausführlichere Dokumentation vorhandener Untersuchungen, die sich nicht nur auf Kopfbolzen in Vollbetongurten aus Normalbeton beschränkt, ist in Kuhlmann & Kürschner [2.66], Abschnitt 2.2.3 enthalten. Im folgenden wird zunächst das *Ermüdungsverhalten* einschließlich der einsetzenden Versagensmechanismen und anschließend der *Einfluß einzelner Parameter* beschrieben. Abschließend werden *Ermüdungsfestigkeitskurven* vorgestellt.

8.2.1.2 Ermüdungsverhalten

Bei der Entstehung des Ermüdungsbruchs eines stehenden Kopfbolzens im Betongurt sind sowohl der Dübel selbst als auch der umgebende Beton beteiligt. Ein „zweistufiger“ *Versagensmechanismus* ist erkennbar, vgl. Roik & Hanswille [2.52], Abschnitt 2.1.

Nach Überwindung der Haftreibung zwischen dem Betongurt und dem Baustahl verursacht die zyklische Kraftänderung eine zyklische Relativverschiebung, die an diskreten Stellen mit hoher Stei-

figkeit, wie im Bereich des Dübelfußes, behindert wird. Diese lokale Verformungsbehinderung erzeugt auf der lastzugewandten Seite direkt vor dem Dübelfuß hohe Druckspannungsspitzen im umliegenden Beton, die eine *Schädigung im Betongefüge (1. Stufe)* verursachen. Durch diese mit der Lastspielzahl zunehmende Auflockerung im Betongefüge wird der *Bolzen verstärkt auf Biegung beansprucht (2. Stufe)* und muß zunehmend elastische und plastische Verformungen ertragen. Nach einer gewissen Lastspielzahl kommt es zu einem Anriß auf der Zugseite des Dübels. Mit weiteren Lastwechseln entwickelt sich der Riß fort, bis der Restquerschnitt des Dübels spröde auf Ermüdung versagt.

In der Literatur werden verschiedene *Typen von Ermüdungsbrüchen* nach dem Ort des Anrisses und dem weiteren Rißverlauf gemäß Bild 8-1 unterschieden. Grundsätzlich werden drei typische Formen des Rißverlaufs festgestellt, vgl. Typen A, B und C. Darüber hinaus wird in Mainstone & Menzies [2.37] und Oehlers [2.41] von einzelnen Versuchskörpern berichtet, die Rißverläufe im Bereich des Dübelschafts – deutlich oberhalb der Schweißwulst – aufzeigen.

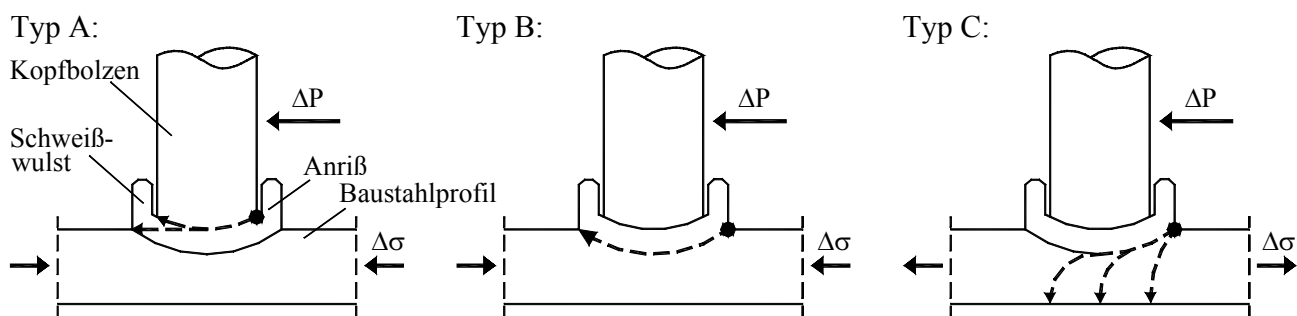


Bild 8-1. Typische Verläufe von Ermüdungsrissen

Die Typen A und B treten bei reiner Schubbeanspruchung, also in Druckgurten, auf. Typ C ist typisch bei gleichzeitig wirkender Zugbeanspruchung des Stahlobergurtes, z. B. bei negativer Momentenbeanspruchung über den Innenstützen von Durchlaufträgern.

Die dargestellten Versagensmechanismen sind qualitativ allen Verbundfugen mit stehenden Kopfbolzendübeln – auch bei Gurten aus Leichtbeton und profilierten Betongurten – gemeinsam. Je nach konstruktiver Durchbildung des Betongurtes nahe des Dübelfußes liegt aufgrund einer abweichenden Schädigungsentwicklung, d. h. abweichender Schädigungsrate je Lastspiel, eine unterschiedlich schnell voranschreitende Steifigkeitsentwicklung vor. Die daraus resultierende Schlupfentwicklung weist jedoch unabhängig von der konstruktiven Durchbildung des Betongurtes eine insgesamt ähnliche Charakteristik auf, siehe Schädigung-Schlupf-Beziehung in Bild 8-16 und Becker [2.2], Kretz [2.10], Leffer [2.12], Mensinger [2.13]. Die in der Verbundfuge vorhandenen Schlupfverformungen bestimmen maßgebend die Biege- und Zugbeanspruchung des Dübels nahe der Schweißwulst und damit die Lebensdauer der Verbundfuge.

8.2.1.3 Einfluß einzelner Parameter

Im wesentlichen aufbauend auf den Hintergrundbericht zu Eurocode 4 [1.6] und ergänzt durch neuere Untersuchungen wird in Kuhlmann & Kürschner [2.66], Abschnitt 2.2.3 ausführlich der *Einfluß einzelner Parameter* auf die Ermüdungsfestigkeit von Verbundfugen mit stehenden Kopfbolzendübeln diskutiert und beurteilt. Im folgenden werden die wesentlichen Punkte kurz zusammengefaßt.

Die Untersuchungen mit verschiedenen **Dübeldurchmessern** haben für den Fall gezeigt, daß die Dübelkraftdifferenz ΔP auf den Querschnitt $A_{Dü}$ des Dübelschaftes bezogen wird, keine bedeutende Abhängigkeit der Ermüdungsfestigkeit vom Dübeldurchmesser besteht, siehe auch Hanswille [2.59].

Aus diesem Grund wird in der Literatur in der Regel der Begriff der Schubspannungs-Doppelamplitude $\Delta\tau$ wie folgt verwendet:

$$\Delta\tau = \Delta P / A_{Dü} = (P_{OL} - P_{UL}) / (\pi \cdot d_{Dü}^2 / 4) \quad (8-1)$$

Dabei sind: P_{OL}, P_{UL} Dübeloberlast bzw. -unterlast [kN]
 $d_{Dü}$ Schaftdurchmesser des Kopfbolzens [mm]

Ob diese Aussage, die in Versuchen für stehende bzw. randferne Kopfbolzen hergeleitet wurde, sich auch auf liegende bzw. randnahe Kopfbolzen übertragen läßt, wird im Rahmen von FE-Rechnungen näher untersucht, siehe Abschnitt 8.4.3.6. Für den Fall liegender Kopfbolzen unter Längsschub ist zu berücksichtigen, daß die in Plattendickenrichtung vorhandenen Spaltzugkräfte sowohl von der Plattendicke als auch von der Lasteinleitungsbreite, d. h. Bolzendurchmesser, abhängt, vgl. Gl. (3-10).

Grundsätzlich kann mit zunehmender **Betonfestigkeit** eine Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit festgestellt werden. Der Einfluß der Betongüte auf die Ermüdungsfestigkeit kann jedoch bei den im Brückenbau verwendeten Betonen als gering beurteilt werden.

Die statische und dynamische Dübelfestigkeit ist entsprechend Akao et al. [2.17] deutlich von der **Betonierichtung** abhängig. Sie wirkt sich erheblich auf die Betonqualität nahe dem Dübelfuß aus. Eine schlechtere Qualität des umgebenden Betons ist besonders nahe der Betonieroberfläche und im Schatten des Dübelschaftes zu erwarten.

Der Einfluß der **Rißbildung** auf die Ermüdungsfestigkeit kann im allgemeinen vernachlässigt werden. Erste Untersuchungen in Roik & Hanswille [2.52] zeigen, daß die Rißbildung im Regelfall keinen signifikanten Einfluß auf die Lebensdauer hat. Ein Nachteil dieser Untersuchungen ist, daß die Rißbildung eher zufällig und nicht direkt am Dübel erfolgte. Eine durch die Rißbildung maximale Reduktion der Einbettung des Dübels im Beton ist aber für den Fall zu erwarten, bei dem die Risse unmittelbar am Dübel liegen. Mittels Anordnung von Rißeinleitungsblechen wird dieser Fall von Bode et al. [2.19], [2.58] abgebildet. Diese Grenzbetrachtung führt zu der Aussage, daß bei größeren Schwingbreiten eine sehr gute Übereinstimmung mit der Wöhlerlinie für ungerissene Betongurte existiert. Bei kleineren Schwingbreiten deutet sich jedoch ein etwas früheres Versagen als bei ungerissenen Betongurten an. Diese Werte liegen aber dennoch oberhalb der 95 %-Fraktilkurve.

Eine **Querdruckbeanspruchung** im Betongurt wirkt sich grundsätzlich sehr günstig auf die Ermüdungsfestigkeit aus. In Roik & Hanswille [2.52] wird von zwei Druckschwellversuchen berichtet, deren Betongurte in Querrichtung vorgespannt wurden. Die Versuchsergebnisse liegen deutlich über der Wöhlerlinie für Betongurte ohne Querbeanspruchung. Die statischen Untersuchungen von Bekker [2.2] und Jenisch [2.9] bestätigen diese Tendenz, daß die Dübeltragfähigkeit infolge *Querbiegung* und *Querdruck* geringfügig zunimmt.

Infolge einer früher einsetzenden Schädigung des Betons im Bereich des Dübelfußes führen hohe **Oberlasten** zu einer deutlichen Reduzierung der Ermüdungsfestigkeit. Systematische Untersuchungen von Oehlers [2.41] mit Oberlasten im Bereich von 0,7 bis 0,91 der statischen Tragfähigkeit zeigen, daß eine Erhöhung der Oberlast bei konstanten Randbedingungen zu einer deutlichen Abnahme der Lastspielzahl führt. Die Auswertungen im Hintergrundbericht zu Eurocode 4 [1.6] bestätigen, daß für Oberlasten kleiner als 60 % der statischen Dübeltragfähigkeit kein bedeutender Einfluß der Oberlast auf die Ermüdungsfestigkeit besteht. In Roik & Hanswille [2.52], Abschn. 4.5 ist ein einfaches Modell zur Berechnung der Ermüdungsfestigkeit bei 2 Mio. Lastspielen in Abhängigkeit von der Oberlast für $P_{OL}/P_t > 0,6$ angegeben.

Infolge einer **Wechselbeanspruchung** verbessert sich das Ermüdungsverhalten der Verbundfuge im Vergleich zur Schwellbeanspruchung geringfügig. Im Vergleich zur Schwellbeanspruchung wech-

selt bei Wechselbeanspruchung die Biegezugseite des Dübels, so daß nicht die Schwingbreite, sondern die betragsmäßig größere Dübelkraft für die Schädigung maßgebend wird, vgl. Mainstone & Menzies [2.37].

8.2.1.4 Ermüdungsfestigkeitskurven

Im Hintergrundbericht zu Eurocode 4 [1.6] sind eine Vielzahl von Ergebnissen internationaler Scherversuche mit Vollbetonplatten zusammengestellt, beurteilt und für die Entwicklung eines Bemessungsvorschlags für Eurocode 4 ausgewertet. Die darin enthaltenen statistischen Auswertungen führen zu folgenden Ermüdungsfestigkeitskurven für stehende Kopfbolzen:

$$- 50\text{-\%Fraktilkurve: } \log N_m = 25,342 - 9,2 \cdot \log \Delta\tau \quad (8-2)$$

$$- 95\text{-\%Fraktilkurve: } \log N_k = 24,445 - 9,2 \cdot \log \Delta\tau \quad (8-3)$$

Dabei sind: N_m, N_k Mittlere bzw. charakteristische Bruchlastspielzahl
 $\Delta\tau$ Schubspannungs-Doppelamplitude in $[\text{N}/\text{mm}^2]$ nach Gl. (8-1)

- Randbedingungen:
- Betonfestigkeit $f_c = 20 \div 30 \text{ N}/\text{mm}^2$
 - Dübeldurchmesser $d_{Di} = 19$ bzw. 22 mm
 - Schwellbeanspruchung
 - Begrenzung der Dübeloberlast auf $P_{OL} \leq \min \{0,6 \cdot P_{t,B}; 0,6 \cdot P_{t,S}\}$

In Abschnitt 8.3.4.4 werden die für die Herleitung der Gl. (8-2) berücksichtigten Versuchsergebnisse einschließlich neuerer Versuchsdaten von Bode et al. [2.58] mit dem in Abschnitt 8.3.4.2 beschriebenen statistischen Verfahren nochmals neu ausgewertet und diskutiert.

Bei einem Vergleich der Wöhlerlinie gemäß Gl. (8-3) mit den in Eurocode 3 [1.8] angegebenen Kurven fällt besonders die flache Neigung von 9,2 statt den üblichen Werten von 3 bzw. 5 auf. In aktuellen Verbundbaunormen [1.3], [1.4] wird für stehende Kopfbolzen eine Neigung von 8 und eine charakteristische Ermüdungsfestigkeit von 90 bzw. 95 N/mm^2 angegeben. Diese flache Kurvenneigung führt bei kleinen Ungenauigkeiten in der Ermittlung der Beanspruchungen zu vergleichsweise großen Fehlern in der Vorhersage der Lebensdauer, vgl. Mensinger [2.13], Abschnitt 1.1.

8.2.2 Betondübel unter Längsschub

Zapfe [2.16] hat das Ermüdungsverhalten von Betondübeln unter *Längsschub* untersucht, siehe Bild 5-5 (a). Die Versuche haben gezeigt, daß trotz hoher Oberlasten, großer Schwingbreiten und zunehmendem Schlupf in der Regel kein Versagen, d. h. kein Ermüdungsbruch, bis 2 Mio. Lastspiele zu erwarten ist. Nach Abbruch der Versuche nach ca. 2 Mio. Lastspielen weisen die Versuchskörper keine nennenswerte Rißbildung auf und die Verbundfugen besitzen eine statische Resttragfähigkeit, die infolge von Umlagerungen im Betongefüge im Mittel sogar ungefähr 12 % über dem mittleren statischen Tragvermögen liegen. Für einen Ermüdungsnachweis von Verbundfugen mit Betondübeln unter Längsschub ist demnach nicht der Grenzzustand des Tragvermögens, d. h. der Bruchnachweis, sondern vielmehr die Durchbiegung infolge Schlupffortschritt in der Verbundfuge maßgebend. Aufbauend auf Versuchsergebnissen hat Zapfe [2.16] ein *Nachweiskonzept auf Grundlage der Verformungsentwicklung* in der Verbundfuge hergeleitet, das im wesentlichen auf zwei Beobachtungen basiert:

- Bei doppeltlogarithmischer Darstellung besteht ein linearer Zusammenhang zwischen Schlupf und Lastspielzahl.

- Obwohl die Schlupfentwicklung bei Verbundfugen mit Betondübeln keinen endlichen Prozeß darstellt, der einem Grenzwert zustrebt, wird für ein Nachweiskonzept ein ertragbarer Schlupf definiert. Dadurch wird berücksichtigt, daß mit weiter zunehmendem Schlupf bei Abbruch der Versuche eine tendentiell etwas abnehmende Resttragfähigkeit festgestellt wurde.

Das Ermüdungsverhalten von Betondübeln unter reinem *Querschub* und *kombiniertem Längs- und Querschub* wird zur Zeit untersucht.

8.2.3 Bewertung und Motivation

Neben dem statischen Tragverhalten unterscheiden sich verschiedene Verbundmittel, z. B. Betondübel unter Längsschub, auch im Ermüdungsverhalten von dem stehender Kopfbolzendübel. Aufgrund unterschiedlicher Tragmechanismen ist bei Verbundfugen mit stehenden und liegenden Kopfbolzen auch bei Ermüdungsbeanspruchung mit voneinander abweichendem Verhalten zu rechnen.

Für stehende bzw. randferne Kopfbolzendübel fällt auf, daß zwar das Versagen im Dübel bzw. im Dübel und im Stahlgurt erfolgt, der zweistufige Versagensmechanismus aber durch eine Schädigung des Betons (1. Stufe) in der Druckzone vor dem Dübelfuß eingeleitet wird. Dadurch wird ersichtlich, daß die Einflüsse auf den Beton im Bereich des Dübelfußes, d. h. die Bettung des Dübels im umgebenden Stahlbeton, den lokalen Versagensmechanismus wesentlich mitbestimmen. Aus diesem Grund gewinnen bei Verbundfugen mit liegenden Kopfbolzen verschiedene Konstruktionsparameter, die die Bettungseigenschaften der Dübel maßgebend beeinflussen, wie z. B. der wirksame Randabstand und die Bewehrungsführung zunehmend an Bedeutung.

Der Tragmechanismus bei liegenden Kopfbolzen unter ruhender Längsschubbeanspruchung wird noch stärker als bei stehenden Dübeln vom Betonversagen geprägt, da der Beton in der Achse der Dübelreihe aufgespalten wird. Hier ist also früher als bei stehenden Dübeln unter zyklischen Lasten mit einer Biegebeanspruchung des Dübels (2. Stufe) zu rechnen und demzufolge auch mit einem früheren Ermüdungsanriß des Dübels. Der vergleichsweise schnellere Schädigungsfortschritt kann bei liegenden Kopfbolzen im Vergleich zu stehenden Kopfbolzen aufgrund des Randeinflusses zu reduzierten Lebensdauern der Verbundfuge führen.

Die vorhandenen Untersuchungen bekräftigen, daß die Wahl der Verbundmittel das Ermüdungsverhalten der Verbundfuge maßgebend bestimmt. Die in der Literatur vorhandenen Aussagen zum Ermüdungsverhalten von Kopfbolzenverbindungen sind auf randferne Dübelanordnungen begrenzt und auf randnahe Dübelanordnungen nur bedingt übertragbar. Infolge des Randeinflusses ist bei liegenden Kopfbolzendübeln u. U. mit einem etwas ungünstigerem Ermüdungsverhalten zu rechnen. In der Literatur sind keine Ermüdungsuntersuchungen von Bolzenverbindungen unter Berücksichtigung des Bauteilrandes und demzufolge auch nicht in Abhängigkeit von der Beanspruchungsrichtung in Relation zum Bauteilrand dokumentiert.

8.3 Experimentelle Untersuchungen

8.3.1 Aspekte zur Entwicklung der Versuchskörper

8.3.1.1 Allgemeines

Im Rahmen dieser Untersuchungen werden lediglich Verbundfugen mit liegenden Kopfbolzendübeln unter *Längsdruck* bzw. Längsschubbeanspruchung mit Betongurt in der Druckzone betrachtet. Im allgemeinen wird bei der Bemessung von Brücken, wie auch Kuhlmann & Ehmann [2.61] und

Mensinger [2.13] zeigen, der Ermüdungsnachweis ohnehin gegenüber den übrigen Nachweisen vor allem in gering verdübelten positiven Momentenbereichen unter kombinierter Druck- und Schubbeanspruchung maßgebend. Darüber hinaus bestätigen vorhandene Untersuchungen, daß bei Anordnung des Betongurtes in der Zugzone die daraus resultierende Ribbildung keinen signifikanten Einfluß auf die Lebensdauer besitzt, vgl. Abschnitt 8.2.1.3. Außerdem ist davon auszugehen, daß der Übergang des Ermüdungsversagens unter reinem Schub (Betongurt in der Druckzone) zu einem kombinierten Zug- und Schubversagen (Betongurt in der Zugzone) als reines Stahlversagen mit den vorhandenen Untersuchungen bereits erfaßt ist, vgl. Hintergrundbericht zu Eurocode 4 [1.6].

Die Anordnung der Verbundfuge in *Randlage* erfolgt in Anlehnung an Kuhlmann & Breuninger [2.63]. Bei dieser Betrachtung werden gemäß Abschnitt 8.2.1.3 günstig wirkende Querdruckbeanspruchungen in der Platte senkrecht zum Träger, wie sie z. B. bei einer Mittellage der Verbundfuge gemäß Bild 1-4 entstehen, auf der sicheren Seite ausgeschlossen bzw. es werden zusätzliche, ungünstig wirkende Zugbeanspruchungen im Dübel senkrecht zur Kerbe erzeugt. Darüber hinaus wird bei einer Randlage der Verbundfuge der positive Einfluß aus Reibung infolge Querdruck auf das Ermüdungsverhalten der Verbindung von vornherein unterbunden, vgl. Roik & Hanswille [2.52].

8.3.1.2 Parameterdiskussion

Aufbauend auf Kapitel 3 und Abschnitt 8.2 lassen sich grundsätzlich folgende Einflußgrößen auf das Ermüdungsverhalten liegender Kopfbolzen unter Längsschub feststellen:

- Konstruktionsparameter:
 - Wirksamer Randabstand der Dübel,
 - Bewehrungsverteilung (Grad der Verbügelung, Durchmesser etc.),
 - Betonfestigkeit,
 - Dübeldurchmesser.
- Lastparameter:
 - Schwingbreite,
 - Niveau der Oberlast.

Wegen der Vielzahl der Parameter und der geringen Anzahl der Ermüdungsversuche werden folgende Einflußgrößen auf sicherer Seite als feste Größe gewählt.

Der **Durchmesser der Bügel- und Längsbewehrung** wird zu 10 mm festgelegt. Dieser Wert entspricht der Mindestforderung nach ZTV-K [1.7] und damit eher dem unteren Grenzwert von baupraktischen Anwendungen. Sowohl die Untersuchungen von Breuninger [2.4] als auch die numerischen Parameterstudien in Abschnitt 3.3.3.2 (e) zeigen, daß bei einer ruhenden Längsschubbeanspruchung der Bewehrungsdurchmesser eine vernachlässigbare Rolle spielt. Um dennoch die Lücke zwischen der Bemessungsregel nach Gl. (3-7) und den Versuchen zu schließen, werden in Abschnitt 8.4.3.7 ergänzende FE-Rechnungen mit einem Bügeldurchmesser von 8 mm durchgeführt

Der Einfluß der **Betonfestigkeit** auf die Ermüdungsfestigkeit stehender Kopfbolzen wird gemäß Abschnitt 8.2.1.3 bei den im Brückenbau verwendeten Betonen als gering betrachtet. Ein Vergleich der statischen Dübeltragfähigkeiten unterstreicht zusätzlich, daß für liegende Kopfbolzen der Einfluß der Betonfestigkeit relativ zur stehenden Anordnung ohnehin etwas in den Hintergrund tritt. Der Exponent reduziert sich hierbei von 0,67 auf 0,4. Um die Betonfestigkeit als Parameter auszuschießen, wird mit der Begrenzung der Druckfestigkeit auf maximal 38 N/mm² für diese Untersuchungen der untere praktische Anwendungsbereich zugrunde gelegt. In Anlehnung an den Hintergrundbericht zu Eurocode 4 [1.6] wird im Mittel 30 N/mm² angestrebt. Dieser obere Grenzwert entspricht dem Mittelwert der Mindestforderung bzw. in etwa dem 95 %-Fraktilwert der Regelforderung nach DIN-Fachbericht 104 [1.3]. Hierin wird gefordert, daß die Betonfestigkeitsklasse C30/37 mindestens, C35/45 im Regelfall und höhere Betongüten nur in Ausnahmefällen zu verwenden sind.

Der **Dübeldurchmesser** wird entsprechend dem Hauptanwendungsbereich zu 22 mm festgelegt. Bisherige Untersuchungen nach Abschnitt 8.2.1.3 haben gezeigt, daß bei Bezug der Schwingbreite auf den Dübelquerschnitt keine deutliche Abhängigkeit zu erkennen ist. Ob diese Erkenntnis auf liegende Kopfbolzen mit Durchmesser 25 mm übertragbar ist, wird anhand von FE-Berechnungen überprüft, siehe Abschnitt 8.4.3.6.

Bisherige Untersuchungen haben gezeigt, daß für **Oberlasten** größer als 60 % der statischen Dübeltragfähigkeit die Ermüdungsfestigkeit zusehends abnimmt, vgl. Abschnitt 8.2.1.3. Um im Versuch möglichst günstige, aber dennoch sichere Bruchlastspielzahlen zu erzielen, wird in Kuhlmann & Kürschner [2.66], Abschnitt 4.1.2 auf das im realen Bauwerk maximal zu erwartende Oberlastniveau rückgerechnet. Der auf diese Weise berechnete Wert von 0,52 für das maximal zu erwartende Oberlastniveau wird im weiteren bei allen Versuchen konstant gehalten. Ein direkter Vergleich mit dem von Leffer [2.12] konstant gewählten Wert von 0,465 zeigt, daß das hier gewählte Niveau der Oberlast geringfügig ungünstiger, d. h. etwas mehr auf der sicheren Seite, liegt.

Folgende Konstruktions- und Lastparameter werden experimentell untersucht:

- Grad der Verbügelung a/s ,
- Wirksamer Randabstand a'_r ,
- Kraftschwingbreite ΔP .

Der Einfluß der Bewehrungsführung nahe der Verbundfuge ist bisher noch nicht untersucht worden. Die Bestimmungsgleichungen für die statische Spalttragfähigkeit entsprechend den Gl. (3-6) und (3-7) zeigen, daß eine Erhöhung der **Bügelanzahl je Dübel** von eins auf zwei zu einer deutlichen Erhöhung der Tragfähigkeit von 23 % führt. Ob die Verbesserung der statischen Tragfähigkeit auch zu einer Verbesserung der Ermüdungsfestigkeit führt, soll im weiteren näher untersucht werden.

Besonders Verbundquerschnitte mit zweireihigen Dübelanordnungen und Verbundträger in Fertigteilbauweise wie beispielsweise in Bild 1-2 weisen gegenüber einreihigen Dübelanordnungen in typischen Querschnitten in Ort betonbauweise einen relativ geringen **wirksamen Randabstand der Dübel** auf. Der in statischen Untersuchungen festgestellte große Einfluß des wirksamen Randabstandes auf die Tragfähigkeit der Verbundfuge soll auch in Ermüdungsversuchen untersucht werden.

8.3.1.3 Versuchsprogramm

Das *Versuchsprogramm* ist in drei Versuchsreihen S1 bis S3 gegliedert, vgl. Tabelle 8-1. In den Reihen S2 und S3 ist gegenüber S1 nur ein Konstruktionsparameter variiert. Bei den Körpern einer Reihe sind die Konstruktionsparameter konstant gehalten, wohingegen die Lastparameter variieren.

Tabelle 8-1. Zuordnung der Konstruktions- und Lastparameter zu den Versuchsreihen und -körpern

Reihe	Körper	Anz. der Körper	Konstruktionsparameter				Lastparameter	
			Grad der Verbügelung a/s [-]	Wirksamer Randabstand a'_r [mm]	Plattendicke h_c [mm]	Anzahl der Dübelreihen n_R [-]	Oberlastniveau P_{OL}/P_t [-]	Anz. der Versuche mit konst. Schwingbreite $n_{\Delta P}$ [-]
S1	S1/1 ÷ S1/10	10	1	100	300	1	0,52	3 + 3 + 3 + 1
S2	S2/1 ÷ S2/5	5	2	100	300	1	0,52	2 + 2 + 1
S3	S3/1 ÷ S3/5	5	1	50	400	2	0,52	2 + 2 + 1

Konstante Konstruktionsparameter: $f_c \leq 38 \text{ N/mm}^2$, $d_{Dü} = 22 \text{ mm}$, $a = 165 \text{ mm}$, $d_{s,Bü} = d_{s,L} = 10 \text{ mm}$

Die Körper der Reihe S1, die sog. *Standardkörper*, stellen für den Anwendungsbereich von liegenden Kopfbolzen eine Art Standardfall dar. Es wurde eine große Anzahl Standardkörper gewählt, um

grundlegende Fragestellungen wie das Ermüdungsverhalten und die Versagensmechanismen zu klären und einen Vergleich mit stehenden Kopfbolzen zu ermöglichen. Der Einfluß wesentlicher Konstruktionsparameter wie der Grad der Verbügelung und der wirksamer Randabstand auf das Ermüdungsverhalten wird in den Reihen S2 und S3 durch einen Vergleich mit S1 ermöglicht.

Alle 20 Körper sind mit einem Dübeldurchmesser von 22 mm, einem Achsabstand von 165 mm und einem Durchmesser der Bügel- und Längsbewehrung von 10 mm gefertigt. Für alle Körper wird eine konstante Betonfestigkeit von maximal 38 N/mm^2 angestrebt. Die Körper der Reihe S2 sind gegenüber S1 mit einer doppelten *Verbügelung* ausgeführt. Sie weisen zwei statt einem Bügel je Dübel auf. In der Reihe S3 ist wiederum der *wirksame Randabstand* gegenüber S1 von 100 auf 50 mm reduziert. Der geringe wirksame Randabstand der Reihe S3 wird durch eine *zweireihige Dübelanordnung* und einer *Betonplattendicke* von 400 statt 300 mm realisiert.

Alle Einstufenversuche werden mit einem konstanten *Niveau der Oberlast* von 52 % der statischen Tragfähigkeit beansprucht. Die unterschiedlichen *Kraftschwingbreiten* sind erforderlich, um möglichst den gesamten Bereich der Zeitfestigkeit bis zur Dauerfestigkeit abzudecken. Einige Versuche werden mit konstanten Lastparametern durchgeführt, um Streuungen zu erfassen.

8.3.2 Versuchsbeschreibung

8.3.2.1 Geometrie

Das Bild 8-2 zeigt die Geometrie der Versuchskörper. Zur besseren Vergleichbarkeit und Erhöhung der Aussagekraft sind die Versuchskörper in Anlehnung an die Untersuchungen von Breuninger [2.4], Abschn. 3.2.3 entwickelt. Der Standardkörper der Reihe S1 entspricht dabei in etwa dem Basiskörper B1 aus den o. g. Untersuchungen.

8.3.2.2 Herstellung

Aufgrund des großen Einflusses der Betonierrichtung auf das Ermüdungsverhalten der Verbundfuge, siehe Abschnitt 8.2.1.3, wurden die Stahlbetonplatten wie im realen Bauwerk vollflächig liegend analog zu Bild 4-2 hergestellt.

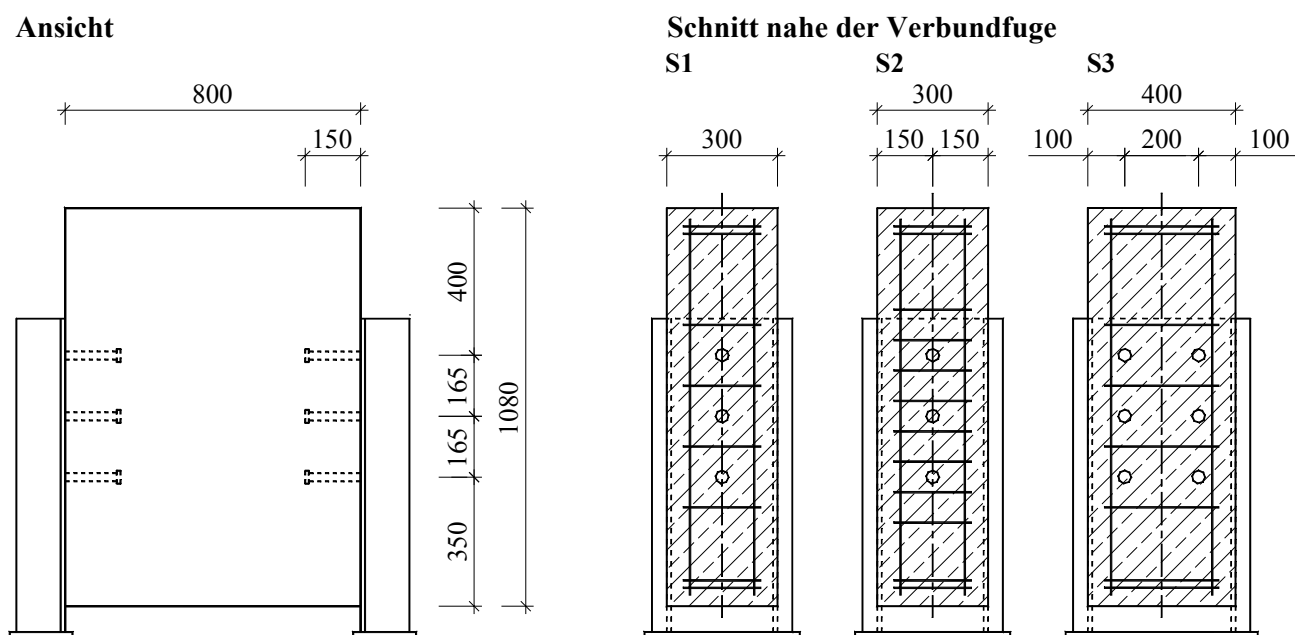


Bild 8-2. Versuchskörper für nicht ruhenden Längsschub in Randlage

8.3.2.3 Versuchsaufbau

(a) Versuchsstand

Das Bild 8-3 zeigt den prinzipiellen Aufbau der Versuche. Die Versuchskörper wurden in einem Rahmen mit obenliegendem Querhaupt und servohydraulisch gesteuertem Prüfzylinder entsprechend Bild 8-4 geprüft. Die maximale Kapazität des Prüfzylinders betrug 1 MN. Die Prüfkraft wurde durch eine zwischen Prüfzylinder und Versuchskörper angeordnete Kraftmeßdose kontrolliert.

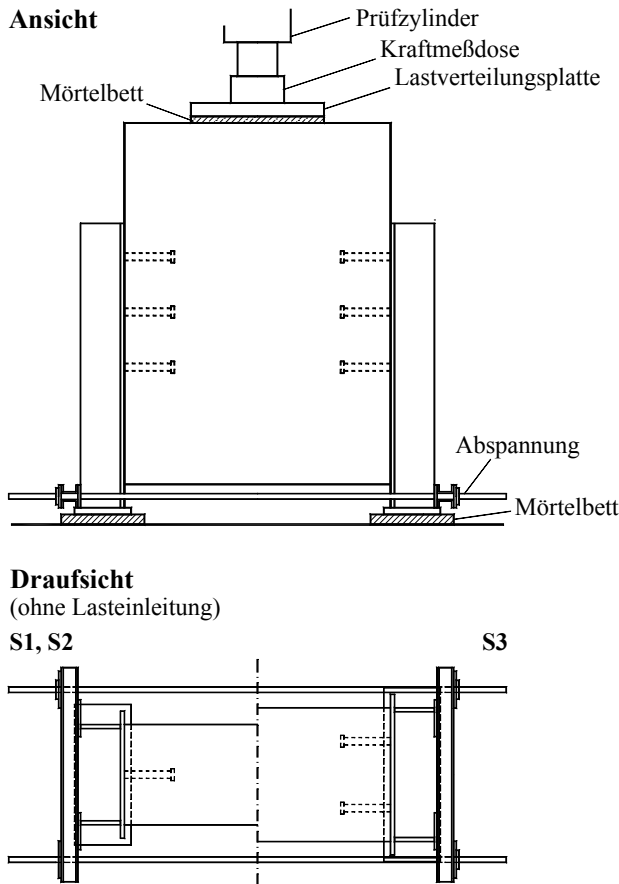


Bild 8-3. Versuchsaufbau



Bild 8-4. Versuchsstand

Die dargestellte *Abspannung* sollte verhindern, daß bei fortgeschrittener Schädigung die unteren Dübel der beiden Verbundfugen eine zusätzliche, ungünstige Zugbeanspruchung senkrecht zur Kerbe erhalten, vgl. Becker [2.2], Abschnitt 11.3.1. Die *Abspannung* wurde nur „handfest“ eingebaut.

(b) Belastung

Bei ausgewählten Körpern wurde zu Versuchsbeginn das *quasi-statische Kraft-Schlupf-Verhalten* bis zum erstmaligen Erreichen der Oberlast und den darauf folgenden drei Lastspielen dokumentiert. In diesen Fällen wurde die Belastung kraftgesteuert mit einer Pressengeschwindigkeit von 2 kN/s (S1, S2) bzw. 4 kN/s (S3) aufgebracht. Danach wurde entlastet.

Nach Wiederbelastung auf die Mittellast wurde die Prüfkraft kraftgesteuert – zwischen Ober- und Unterlast sinusförmig schwingend – mit einer Frequenz von drei Hertz aufgebracht. Die Anzahl der Lastspiele wurde anhand eines Zyklenzähler protokolliert. Kurz vor Versagen wurde die Frequenz auf 2,2 bis 2,5 Hertz reduziert. Nach Abscheren der Dübel wurde der Versuch abgebrochen.

(c) Messungen

Die Anordnung der *Wegmessungen* wird in Bild 8-5 dargestellt. Zur Messung des Längsschlupfs (W1 ÷ W4), der Plattendickenänderung (W5, W6) und der Ablösung bzw. Abhebung der Plattenstirnseite vom Stahlsteg (W7, W8) wurden an jedem Körper acht induktive Wegnehmer angebracht.

Bei allen Versuchen wurden jeweils fünf *Dehnungsmessungen* durchgeführt, vgl. Bild 8-6. Die Dehnmeßstreifen wurden an Kopfbolzen (D1, D2), Stahlsteg (D3, D4) und Bügelbewehrung (D5) angebracht.

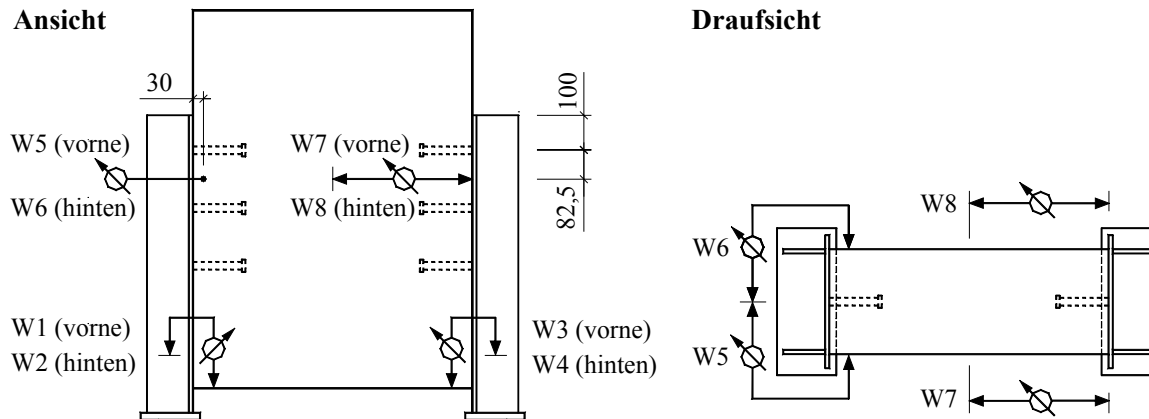


Bild 8-5. Wegmessungen

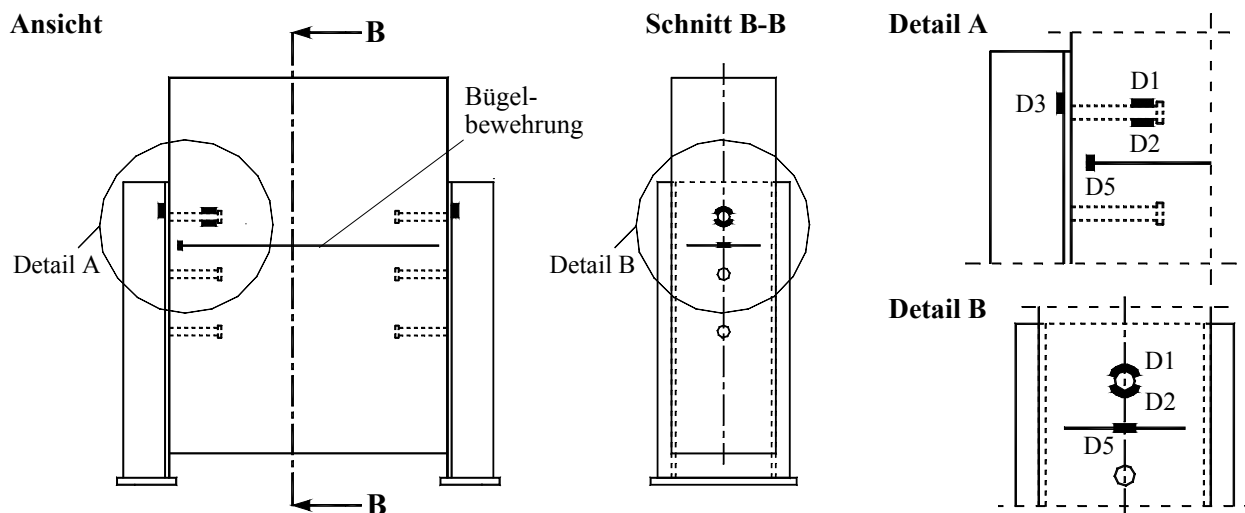


Bild 8-6. Dehnungsmessungen

An den Kopfbolzen wurden zwei Dehnmeßstreifen in Kopfnähe auf der Ober- und Unterseite des Schaftes angeordnet. Auf den Außenseiten der Stahlstege wurden zwei Dehnmeßstreifen ungefähr 15 mm oberhalb der Dübel – also auf der Biegezugseite der Dübel – platziert. Nach Mensinger [2.13], Abschn. 2.3.5.4 sind diese Messungen u. U. in der Lage, infolge Dehnungsänderung auf einen Anrißzeitpunkt im Bereich des Dübelfußes hinzuweisen. Bei der Bügelbewehrung wurde der Dehnmeßstreifen mittig auf der zuvor glattgeschliffenen Innenseite des Bügelchenkels geklebt.

8.3.2.4 Materialkennwerte

(a) Beton

Zur Ermittlung der Materialkennwerte wurden von jeder Betoncharge drei bis sechs Zylinder 150 x 300 mm gemäß DIN 1048, Teil 1 [1.18] hergestellt. Die Prüfung der *Druckfestigkeit* erfolgte jeweils zu Versuchsbeginn des ersten Körpers einer Charge und bei mehr als einem Körper pro Charge nach Versuchsende des letzten Körpers dieser Charge. Je Versuchsreihe wurde an drei Zylindern bei Versuchsende vor der Festigkeitsprüfung der *Sekantenelastizitätsmodul* ermittelt. Um den *Einfluß der Zeit auf die Betonfestigkeit* während der Versuchsdurchführung möglichst gering zu halten, wurde auf einen möglichst langen Zeitraum zwischen Betonier- und Versuchstermin Wert gelegt. Die Ergebnisse der Festigkeitsprüfungen sind in Tabelle 8-2 dokumentiert und erfüllen in etwa die in Abschnitt 8.3.1.2 und 8.3.1.3 formulierten Anforderungen.

(b) Kopfbolzen

Die aus den Abnahmeprüfzeugnissen der Klasse B gemäß DIN 50049 [1.20], Abschn. 3.1 entnommenen Werkstoffwerte des Bolzenmaterials der Stahlgüte S 235 betragen für die Streckgrenze 494 N/mm^2 , für die Zugfestigkeit 533 N/mm^2 und für die Bruchdehnung 22 % . Die vom Hersteller [2.75] angegebenen Sollwerte sind eingehalten.

Aufgrund der Bedeutung der Schweißwulst für die Dübeltragfähigkeit, vgl. Kuhlmann & Kürschner [2.66], Abschn. 2.2.1, wurde deren Durchmesser und Höhe auf der Basis von 30 Messungen statistisch ausgewertet. Dabei wurden die in Eurocode 4, Teil 1-1 [1.1], 6.3.2.1 (1) im Rahmen einer ENV-Anmerkung gestellten Mindestanforderungen an die Geometrie der Schweißwulst eingehalten.

(c) Betonstahl

Die mechanischen Kennwerte der Stabbewehrung mit einem Durchmesser von 10 mm wurden gemäß DIN 50125 [1.10] und DIN EN 10002-1 [1.11] anhand des Durchschnitts von drei Proben ermittelt. Die dabei erzielten Werte betragen für die Streckgrenze 551 N/mm^2 , für die Zugfestigkeit 620 N/mm^2 und für den Elastizitätsmodul 199.100 N/mm^2 .

8.3.3 Versuchsverlauf

8.3.3.1 Überblick

In Tabelle 8-2 sind die in den Versuchen aufgetretenen Betonfestigkeiten, Belastungshorizonte, Bruchlastspielzahlen und Versagensarten dargestellt. Das Oberlastniveau P_{OL} / P_t lag in den Versuchen im Mittel bei 51,9 % und zeigte somit eine gute Übereinstimmung mit dem angestrebten Wert von 52 %, siehe Tabelle 8-1. Die Streuung der Einzelwerte gegenüber ihrem Mittelwert war sehr gering und betrug maximal 2,9 %. Für die zugrunde gelegte statische Dübeltragfähigkeit P_t wurde entsprechend Gl. (3-11) für die Reihen S1 und S3 immer die Spalttragfähigkeit und für die Reihe S2 in drei Fällen das Betonversagen und in einem Fall Stahlversagen rechnerisch maßgebend. In Abhängigkeit von der Dübelkraftdifferenz ΔP variierte das Unterlastniveau P_{UL} / P_t zwischen 0,122 und 0,277. Die Schubspannungs-Doppelamplituden $\Delta \tau$ lagen im Bereich von 82,5 bis $171,6 \text{ N/mm}^2$. Die Schubspannung τ_{OL} bei Oberlast variierte zwischen 150,6 und $235,9 \text{ N/mm}^2$. Das Spannungsverhältnis κ lag in einem Bereich von 0,232 bis 0,535. Die verschiedenen Versagensarten werden in Abschnitt 8.3.3.2 definiert.

Die Versuche mit den Körpern S1/8 und S3/1 wurden bei einer Lastspielzahl von 3,5 bzw. 2,53 Millionen abgebrochen. Nach Versuchsabbruch sollte die *statische Resttragfähigkeit* beider Körper ermittelt werden.

Die Resttragfähigkeit des Körpers S1/8 betrug 118,5 kN je Dübel. Dieser Wert entspricht 77,3 % der statischen Dübeltragfähigkeit gemäß Gl. (3-6). Bei Körper S3/1 mußte der statische Versuch bei einer Dübelkraft von 78,6 kN abgebrochen werden, da die Pressenkapazität erreicht wurde. Die maximal erreichte statische Dübelbeanspruchung entspricht in diesem Fall 63,3 % der Tragfähigkeit gemäß Gl. (3-6).

Diese Werte weisen darauf hin, daß die Verbindung durch die zuvor durchgeführten Lastwechsel bereits vorgeschädigt sind. Aufgrund der reduzierten Dübeltragfähigkeit und dem Versagen infolge Dübelabscheren ist davon auszugehen, daß ein Anriß der Bolzen bereits während der Lastwechsel erfolgte, siehe auch Abschnitt 8.6.2.

Tabelle 8-2. Betonfestigkeiten, Dübelbeanspruchungen, Bruchlastspielzahlen und Versagensarten

Körper	Zylinder- druckfestigkeit f_c [N/mm ²]	Dübeloberlast P_{OL} [kN]	Dübelunterlast P_{UL} [kN]	Dübelkraft- differenz ΔP [kN]	Stat. Dübel- tragfähigkeit P_t [kN]	Niveau der Oberlast P_{OL} / P_t [-]	Niveau der Unterlast P_{UL} / P_t [-]	Schubspannungs- Doppelamplitude $\Delta \tau$ [N/mm ²]	Spannungs- verhältnis κ [-]	Bruchlast- spielzahl N_{Bruch} [-]	Versagensart
S1/1	36,8	85,0	19,8	65,2	162,6	0,523	0,122	171,5	0,233	33.500	A
S1/2	36,8	84,7	19,8	64,8	162,6	0,521	0,122	170,6	0,234	41.300	A
S1/3	36,8	84,9	19,7	65,2	162,6	0,522	0,121	171,6	0,232	46.150	B
S1/4	37,3	85,4	35,3	50,1	163,5	0,522	0,216	131,7	0,414	274.200	A/B
S1/5	37,3	85,3	35,3	50,0	163,5	0,522	0,216	131,6	0,413	419.300	A
S1/6	37,3	85,3	35,3	50,0	163,5	0,522	0,216	131,5	0,414	481.800	B
S1/7	31,7	78,7	35,7	43,0	153,3	0,513	0,233	113,0	0,454	817.800	B
S1/9	31,7	78,7	35,7	43,0	153,3	0,513	0,233	113,1	0,453	1.353.200	B
S1/10	30,4	76,0	33,3	42,7	150,7	0,505	0,221	112,4	0,438	1.338.500	A/B
S1/8	31,7	78,7	39,0	39,6	153,3	0,513	0,255	104,3	0,496	3.500.000	B
S2/1	31,1	89,6	39,6	50,0	167,8	0,534	0,236	131,5	0,442	275.000	A
S2/2	31,1	89,5	39,7	49,8	167,8	0,534	0,236	131,1	0,443	674.150	A/B
S2/4	32,3	89,5	47,6	41,9	172,2	0,520	0,276	110,2	0,532	1.317.700	B
S2/5	32,8	89,3	47,8	41,6	172,2	0,519	0,277	109,3	0,535	735.750	B
S3/3	28,3	57,3	16,6	40,7	111,0	0,516	0,149	107,0	0,289	416.550	B
S3/4	28,3	57,4	16,5	40,9	111,0	0,517	0,148	107,6	0,287	371.800	B
S3/2	37,5	64,2	28,3	35,9	124,2	0,517	0,228	94,5	0,441	3.579.500	A/B
S3/5	27,9	57,4	21,5	35,9	110,3	0,520	0,195	94,3	0,375	804.600	A
S3/1	37,5	63,9	32,6	31,4	124,2	0,515	0,262	82,5	0,510	3.000.000	A/B

Hinweise:

- Die statische Dübeltragfähigkeit P_t wird auf Grundlage von Gl. (3-11) ermittelt.
- Der Körper S2/3 ist während des Einbaus beim Überprüfen des Prüfzylinders versehentlich zu Bruch gefahren worden.
- Die Versuche S1/8 und S3/1 sind Durchläufer und wurden bei einer Lastspielzahl von 3,5 bzw. 2,53 Mio. abgebrochen.
- Die Versagensarten A und B sind in den Bildern 8-8 und 8-9 dokumentiert.

8.3.3.2 Ermüdungsverhalten

Das statische Tragverhalten liegender Kopfbolzendübel unter Längsschubbeanspruchung zeichnet sich infolge Spaltzugkräften in Plattendickenrichtung durch ein Aufspalten der Plattenstirnseite aus, vgl. Breuninger [2.4], Abschnitt 3.5.1.4. Trotz einem gegenüber der statischen Spaltraggfähigkeit deutlich niedrigerem Beanspruchungsniveau weist das Ermüdungsverhalten von liegenden Kopfbolzen unter Längsschub zunächst ein ähnliches Tragverhalten auf, das insbesondere mit zunehmender Schädigungsentwicklung dem Ermüdungsverhalten stehender Kopfbolzen nach Abschnitt 8.2.1.2 gleicht. Analog zum Ermüdungsverhalten stehender Kopfbolzen kann folgender „zweistufiger“ **Versagensmechanismus** festgestellt werden.

Sowohl bei ruhender als auch nicht ruhender Längsschubbeanspruchung liegender Kopfbolzendübel versagt die Verbundfuge durch Aufspalten des Betons parallel zur Plattenoberfläche, vgl. Bild 1-3 (a). Die Anordnung einer geeigneten Bewehrungsführung – bestehend aus Bügel- und Längsbewehrung nahe der Plattenstirnseite – bewirkt zum einen die Entstehung von Druckstreben zwischen Dübelfuß und Bügelecken und begrenzt zum anderen die weitere Rißausbreitung im Beton. Zu Beginn einer Ermüdungsbeanspruchung stützen sich die Druckstreben im Beton zu einem wesentlichen Teil auf die Schweißwulst und den unteren Bereich des Dübelschaftes ab. Infolge *hoher Betonpressungen vor dem Dübelfuß* einerseits und *Spaltrißbildung auf der Plattenstirnseite* andererseits nimmt die **Schädigung des Betongefüges (1. Stufe)** mit steigender Lastspielzahl zu. Der mehraxiale Druckspannungszustand vor dem Dübelfuß führt entsprechend Bild 8-7 zu einem lokal begrenzten Zerbröseln des Betons. Unmittelbar vor der Schweißwulst bildet sich ein Betonkeil, vgl. Bild 8-8.



Bild 8-7. Lokales Betonzerbröseln auf der lastzugewandten Seite



Bild 8-8. Anriß zwischen Schweißwulst und Dübel – Versagenstyp A mit Betonkeil



Bild 8-9. Anriß zwischen Schweißwulst und Baustahl – Versagenstyp B

Infolge des lokalen Betonzerbröselns am Dübelfuß und unterstützt durch die Spaltrißbildung entsprechend Bild 8-10 wandert die resultierende Schubkraft zusehends in den Dübelschaft, der dadurch zunehmend auf Biegung beansprucht wird.

Die Schädigungsrate des Betongefüges je Lastwechsel ist jedoch deutlich vom *wirksamen Randabstand der Dübel* abhängig. Mit abnehmendem wirksamen Randabstand der Dübel nimmt der Einfluss der Spaltrißbildung zu. Bei sehr geringen Randabständen bricht der außerhalb des Bewehrungskorbes liegende Beton entsprechend Bild 8-11 seitlich der Dübel weg und führt zu einer Beschleunigung des Schädigungsprozesses.

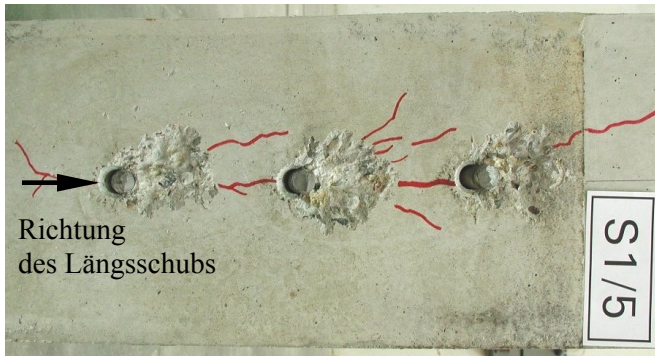


Bild 8-10. Spaltrißbildung

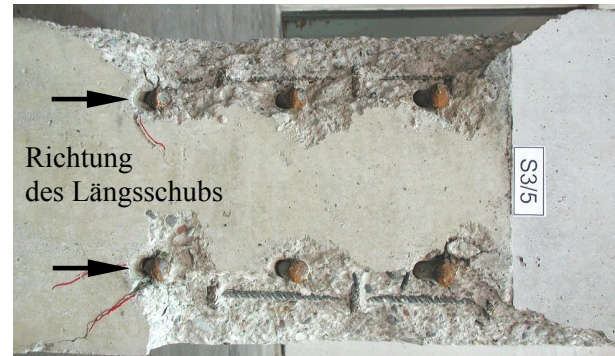


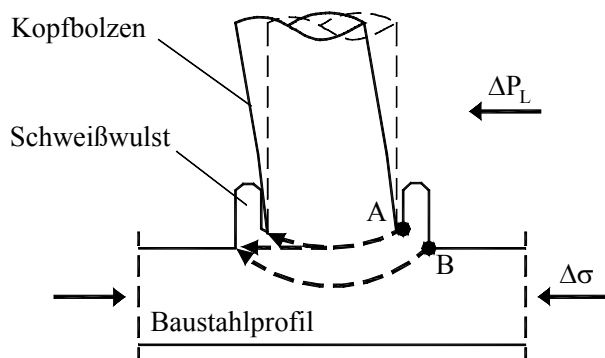
Bild 8-11. Seitlicher Betonausbruch

Infolge der zunehmenden Auflockerung schiebt sich der Dübelfuß noch weiter in den Beton und unterstützt das weitere Aufspalten der Platte. Dagegen tritt mit zunehmendem wirksamen Randabstand der Dübel der Einfluß der Spaltrißbildung auf die Betonschädigung in den Hintergrund; das Ermüdungsverhalten entspricht weitgehend dem von stehenden Kopfbolzendübeln.

Durch die mit der Lastspielzahl zunehmende Auflockerung im Betongefüge am Dübelfuß wird der **Dübel verstärkt auf Biegung beansprucht (2. Stufe)** und muß zunehmend elastische und plastische Verformungen ertragen. Nach einer gewissen Lastspielzahl kommt es zu einem Anriß auf der Zugseite des Dübelfußes. Mit fortschreitender Ermüdungsbeanspruchung entwickelt sich der Riß fort, bis der Restquerschnitt des Dübels spröde auf Ermüdung versagt.

Dabei kann man folgende zwei Verläufe von Ermüdungsrissen entsprechend Bild 8-12 beobachten:

- Typ A: Der Anriß erfolgt in der Kerbe zwischen Schweißwulst und Dübelschaft, vgl. Bild 8-8. Der Rißfortschritt erfolgt durch den Dübelschaft bzw. durch die Schweißwulst.
- Typ B: Der Anriß erfolgt in der Kerbe zwischen Schweißwulst und Baustahl, vgl. Bild 8-9. Der Rißfortschritt erfolgt durch die Wärmeeinflußzone oder in der Schweißlinse.



Hinweis:

A: Anrißpunkt für Rißverlauf nach Typ A

B: Anrißpunkt für Rißverlauf nach Typ B

Bild 8-12. Typische Verläufe von Ermüdungsrissen bei liegenden Kopfbolzen unter Längsschub

In Tabelle 8-2 werden die beiden Versagensarten den einzelnen Versuchskörpern zugeordnet.

8.3.3.3 Verformungsmessungen

(a) Schlupf

Die Bilder 8-13 bis 8-15 zeigen die Schlupfentwicklung aller Versuchskörper in Abhängigkeit von der Lastspielzahl. Dabei wird zwischen den einzelnen Versuchsreihen unterschieden.

Schlupf s_{OL} bei Oberlast [mm]

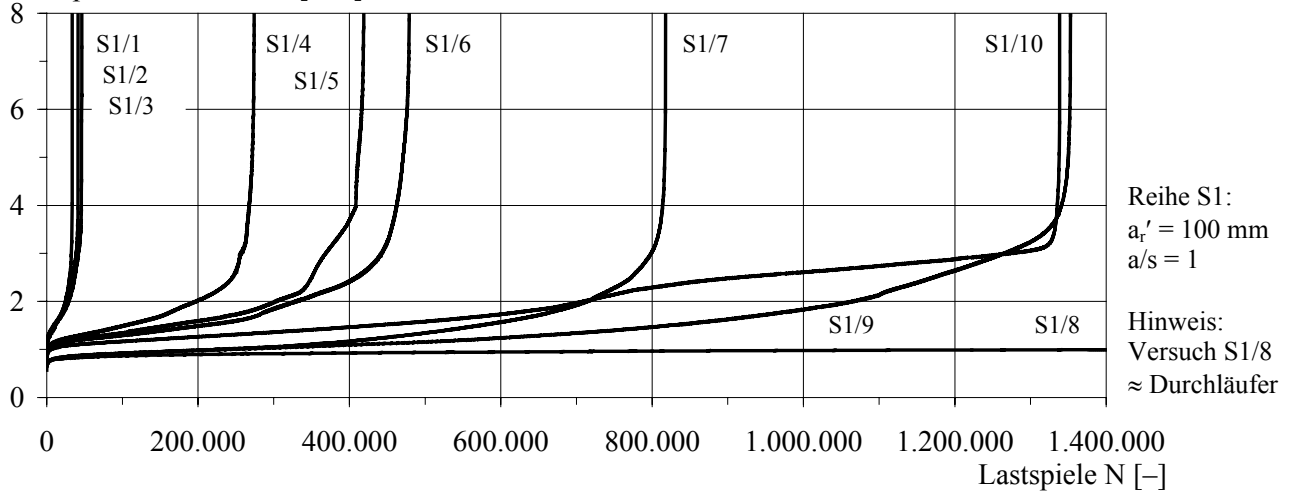


Bild 8-13. Lastspielzahl-Schlupf-Beziehung der Versuchsreihe S1

Schlupf s_{OL} bei Oberlast [mm]

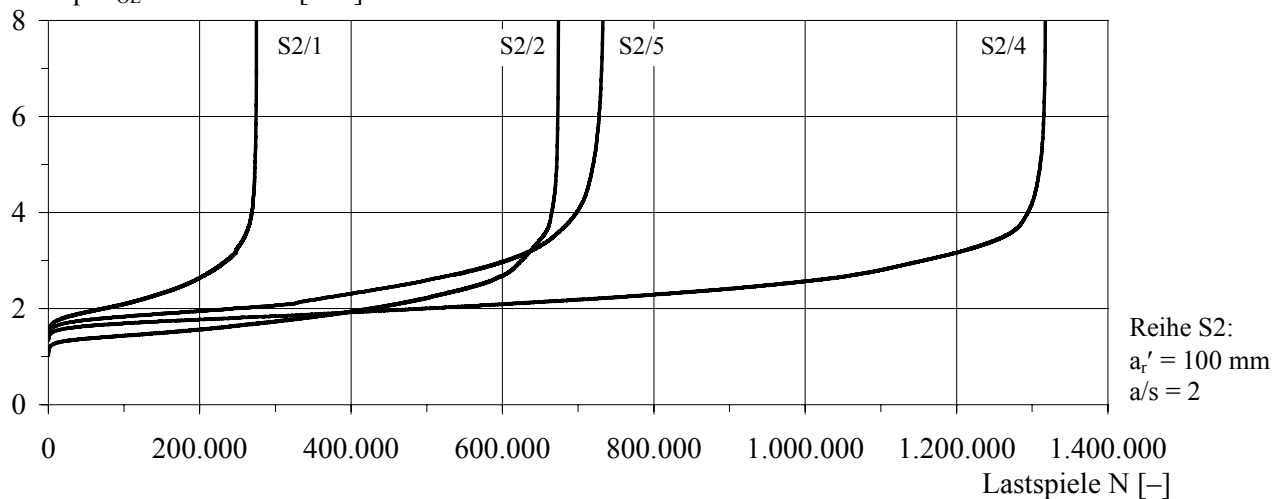


Bild 8-14. Lastspielzahl-Schlupf-Beziehung der Versuchsreihe S2

Schlupf s_{OL} bei Oberlast [mm]

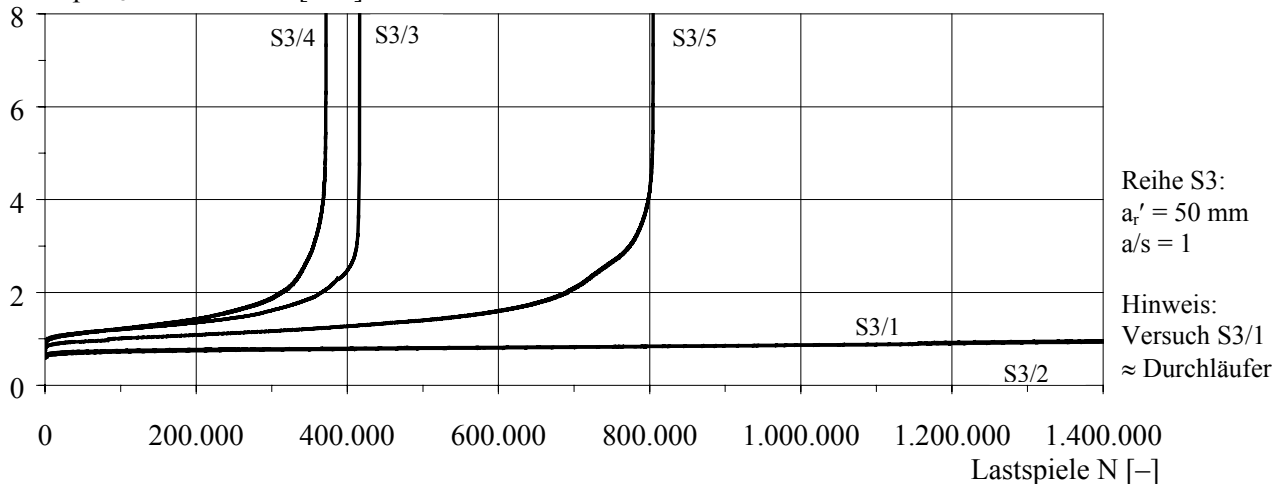


Bild 8-15. Lastspielzahl-Schlupf-Beziehung der Versuchsreihe S3

Die Versuchskurven einer Reihe unterscheiden sich grundsätzlich in der *Bruchlastspielzahl*. Die verschiedenen Versagenszeitpunkte einer Reihe sind primär auf die *Größe der Schwingbreiten* und sekundär auf *Streuungen im Versuch* zurückzuführen. Grundsätzlich weisen jedoch alle Versuche eine ähnliche Charakteristik auf. Aufgrund dieser Gemeinsamkeit aller Versuche sind die Kurven mit Ausnahme der Durchläufer in Anlehnung an Kretz [2.10], Abschnitt 3.1.4 in einem sog. **Schädigung-Schlupf-Diagramm** entsprechend Bild 8-16 aufgetragen.

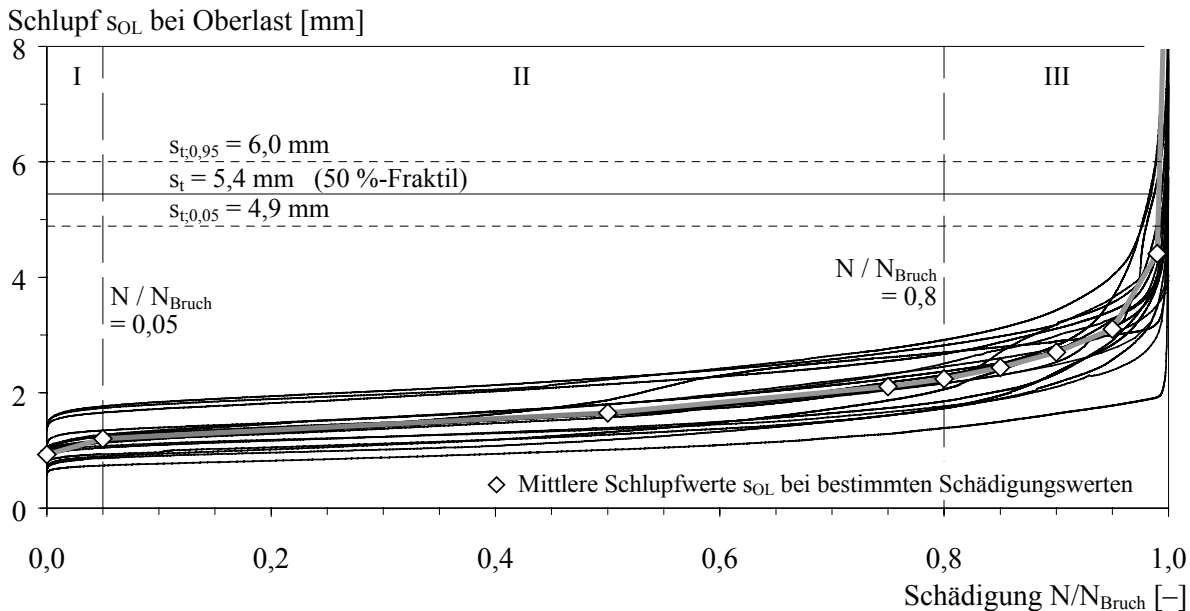


Bild 8-16. Schädigung-Schlupf-Beziehung der vollständigen Versuchsserie

Die *Schädigung* ist als Verhältnis von Lastspielzahl N zur Bruchlastspielzahl N_{Bruch} definiert. Dieses Verhältnis N/N_{Bruch} beträgt zu Versuchsbeginn null, nimmt mit fortschreitender Lastspielzahl bzw. Schädigung linear zu und erreicht bei Versagen den Wert eins. Diese Art der Normierung ist eindeutig, da der Zeitpunkt des Dübelversagens im Versuch exakt bestimmt werden kann.

Auf Grundlage von Bild 8-16 läßt sich die *Schlupfentwicklung* in drei Phasen unterteilen. In der *ersten Phase* bis zu einer Schädigung von etwa 5 % nimmt der Schlupf mit steigender Lastspielzahl zunächst etwas zu. Dabei ist die Schlupfzunahme zu Beginn der Ermüdungsbeanspruchung maximal und nimmt zusehends ab. Die *zweite Phase* nimmt den größten Anteil an der Gesamtlebensdauer ein. Hierbei nehmen die Schlupfwerte nur geringfügig zu. Bis zu einer Schädigung von ungefähr 50 % ist die Schlupfzunahme zunächst nahezu linear, im Anschluß daran wächst der Schlupf zusehends überproportional an. Der Übergang in die *dritte Phase* vollzieht sich allmählich bei einer Schädigung von ungefähr 80 %. Diese Phase ist bis zum Bruch durch ein stark zunehmendes Schlupfwachstum gekennzeichnet.

Das letztendlich spröde *Versagen* infolge Dübelabscheren wird zunächst durch eine starke Schlupfzunahme innerhalb weniger Lastspiele – für das menschliche Auge gut sichtbar – angekündigt. Die Schlupfwerte bei Versagen betragen in den Versuchen im Mittel 11,4 mm, aber mindestens 7,3 mm, vgl. Tabelle 8-3a. Sie liegen damit alle über dem mittleren Schlupf s_{Trag} bei Erreichen der statischen Längsschubtragfähigkeit für Kopfbolzen bei einreihiger Anordnung in Randlage von 5,4 mm, vgl. Tabelle 7-1. Die zugehörigen 95 %- und 5 %-Fraktilwerte betragen 4,9 und 6,0 mm.

Eine ausführliche Auswertung der Schädigung-Schlupf-Beziehung nach Bild 8-16 ist in den Tabellen 8-3a und 8-3b dargestellt. Die beiden Tabellen sind zueinander invers. Die Eingangswerte sind jeweils so festgelegt, daß besonders die Phasenübergänge und der Bereich vor dem Versagen dokumentiert werden.

Tabelle 8-3a. Schlupf bei Oberlast bei Erreichen bestimmter Schädigungswerte

Körper	Schlupf bei Oberlast s_{OL} bei Erreichen bestimmter Schädigungswerte N/N_{Bruch} [mm]									
	$N/N_{Bruch} = 0$	$N/N_{Bruch} = 0,05$	$N/N_{Bruch} = 0,5$	$N/N_{Bruch} = 0,75$	$N/N_{Bruch} = 0,8$	$N/N_{Bruch} = 0,85$	$N/N_{Bruch} = 0,9$	$N/N_{Bruch} = 0,95$	$N/N_{Bruch} = 0,99$	$N/N_{Bruch} = 1$
S1/1	1,063	1,241	1,640	2,060	2,155	2,300	2,520	2,780	3,350	4,030
S1/2	1,010	1,272	1,792	2,322	2,453	2,598	2,767	3,026	3,530	3,945
S1/3	0,977	1,247	1,799	2,312	2,508	2,747	2,988	3,285	4,076	7,294
S1/4	0,568	1,177	1,630	2,058	2,165	2,306	2,532	3,116	4,948	9,524
S1/5	0,961	1,161	1,614	2,070	2,201	2,702	3,182	3,645	5,671	13,108
S1/6	0,927	1,159	1,573	2,176	2,309	2,504	2,818	3,642	6,269	17,892
S1/7	0,650	0,868	1,182	1,605	1,729	1,897	2,170	2,574	8,180	10,706
S1/9	0,647	0,898	1,317	1,868	2,061	2,392	2,735	3,132	3,940	11,519
S1/10	0,796	1,134	1,871	2,614	2,698	2,793	2,891	2,998	3,208	5,721
S2/1	1,377	1,766	2,258	2,694	2,824	2,978	3,177	3,560	4,642	8,987
S2/2	1,038	1,348	1,802	2,243	2,370	2,514	2,741	3,264	4,220	14,952
S2/4	1,345	1,657	2,147	2,548	2,674	2,873	3,110	3,424	4,447	13,764
S2/5	1,354	1,573	2,229	2,762	2,915	3,118	3,430	4,026	6,140	14,528
S3/2	0,585	0,739	1,012	1,287	1,388	1,498	1,638	1,778	1,922	7,774
S3/3	0,783	1,078	1,367	1,665	1,767	1,891	2,101	2,392	2,985	10,023
S3/4	0,854	1,047	1,392	1,734	1,853	2,030	2,327	2,904	3,995	9,96
S3/5	0,733	0,937	1,274	1,608	1,744	1,954	2,354	2,832	3,868	7,332
Mittel	0,929	1,203	1,651	2,107	2,239	2,440	2,701	3,102	4,409	11,415
Min.	0,568	0,739	1,012	1,287	1,388	1,498	1,638	1,778	1,922	7,294
Max.	1,377	1,766	2,258	2,762	2,915	3,118	3,430	4,026	8,180	17,892

Hinweise: – Die Messungen der Versuche S1/1, S1/2 und S1/10 sind vor dem Bruch beendet worden. Diese Schlupfwerte im Bruchzustand werden für die statistische Auswertung nicht mit herangezogen.
– Die Versuche S1/8 und S3/1 sind Durchläufer.
– Der Körper S2/3 ist während des Einbaus beim Überprüfen des Prüfzylinders versehentlich zu Bruch gefahren worden.

Tabelle 8-3b. Schädigung bei Erreichen bestimmter Schlupfwerte bei Oberlast

Körper	Schädigung N / N_{Bruch} bei Erreichen bestimmter Schlupfwerte s_{OL} bei Oberlast [–]									
	$s_{OL} = 2 \text{ mm}$	$s_{OL} = 2,5 \text{ mm}$	$s_{OL} = 3 \text{ mm}$	$s_{OL} = 3,5 \text{ mm}$	$s_{OL} = 4 \text{ mm}$	$s_{OL} = 4,5 \text{ mm}$	$s_{OL} = 5 \text{ mm}$	$s_{OL} = 5,5 \text{ mm}$	$s_{OL} = 6 \text{ mm}$	$s_{OL} = s_{OL, Bruch}$
S1/1	0,731	0,903	0,973	0,990	—	—	—	—	—	1
S1/2	0,611	0,816	0,947	0,989	—	—	—	—	—	1
S1/3	0,628	0,798	0,902	0,971	0,989	0,993	0,996	0,998	0,999	1
S1/4	0,720	0,895	0,937	0,965	0,976	0,985	0,990	0,994	0,996	1
S1/5	0,723	0,835	0,879	0,937	0,974	0,976	0,982	0,988	0,993	1
S1/6	0,683	0,848	0,919	0,945	0,960	0,970	0,977	0,984	0,989	1
S1/7	0,874	0,945	0,977	0,990	0,995	0,998	0,999	0,999	1	1
S1/9	0,789	0,866	0,935	0,978	0,991	0,996	0,997	0,999	0,999	1
S1/10	0,530	0,682	0,951	0,995	0,998	0,999	1	1	—	1
S2/1	0,265	0,660	0,857	0,943	0,978	0,988	0,993	0,996	0,998	1
S2/2	0,632	0,846	0,927	0,969	0,987	0,993	0,996	0,998	0,999	1
S2/4	0,377	0,727	0,877	0,958	0,982	0,991	0,995	0,997	0,998	1
S2/5	0,332	0,640	0,823	0,908	0,949	0,969	0,978	0,985	0,989	1
S3/2	0,994	0,998	0,999	0,999	0,999	0,999	1	1	1	1
S3/3	0,878	0,963	0,990	0,996	0,997	0,998	0,999	0,999	1	1
S3/4	0,842	0,917	0,955	0,977	0,990	0,996	0,998	0,999	0,999	1
S3/5	0,858	0,915	0,962	0,982	0,992	0,997	0,999	1	1	1
Mittel	0,675	0,838	0,930	0,970	0,984	0,990	0,993	0,996	0,997	1,000
Min.	0,265	0,640	0,823	0,908	0,949	0,969	0,977	0,984	0,989	1,000
Max.	0,994	0,998	0,999	0,999	0,999	0,999	1,000	1,000	1,000	1,000

Die Tabelle 8-3a zeigt, daß der mittlere Schlupf beim erstmaligen Erreichen der Oberlast in den Versuchen im Mittel bei 0,93 mm liegt. Die mittleren Werte für die Schlupfzunahme innerhalb der Phasen I, II und III betragen 0,27, 1,04 und 9,18 mm. Daraus ist ersichtlich, daß die Phase II einerseits 75 % der Lebensdauer entspricht, aber andererseits nur zu einer mittleren Schlupfzunahme von 1,04 mm führt. Tabelle 8-3b verdeutlicht, daß bei Erreichen von einem mittleren Schlupfwert von 2,5, 3 bzw. 3,5 mm die Restlebensdauer noch weniger als 20, 10 bzw. 5 % beträgt.

Die bisherigen Vergleiche zeigen trotz Parameterunterschiede eine gute Übereinstimmung aller Versuche. Im Rahmen dieser Arbeit wird deshalb auf die ausführliche Dokumentation aller Messungen an allen Versuchskörpern verzichtet und auf den entsprechenden Versuchsbericht [2.67] verwiesen. Zum besseren Verständnis des Ermüdungsverhaltens werden im folgenden jedoch die Meßkurven am Beispiel des Versuchskörpers S1/9 dokumentiert und verallgemeinert diskutiert. Das Bild 8-17 zeigt die **Schlupfentwicklung** bei Erreichen der Ober- und Unterlast.

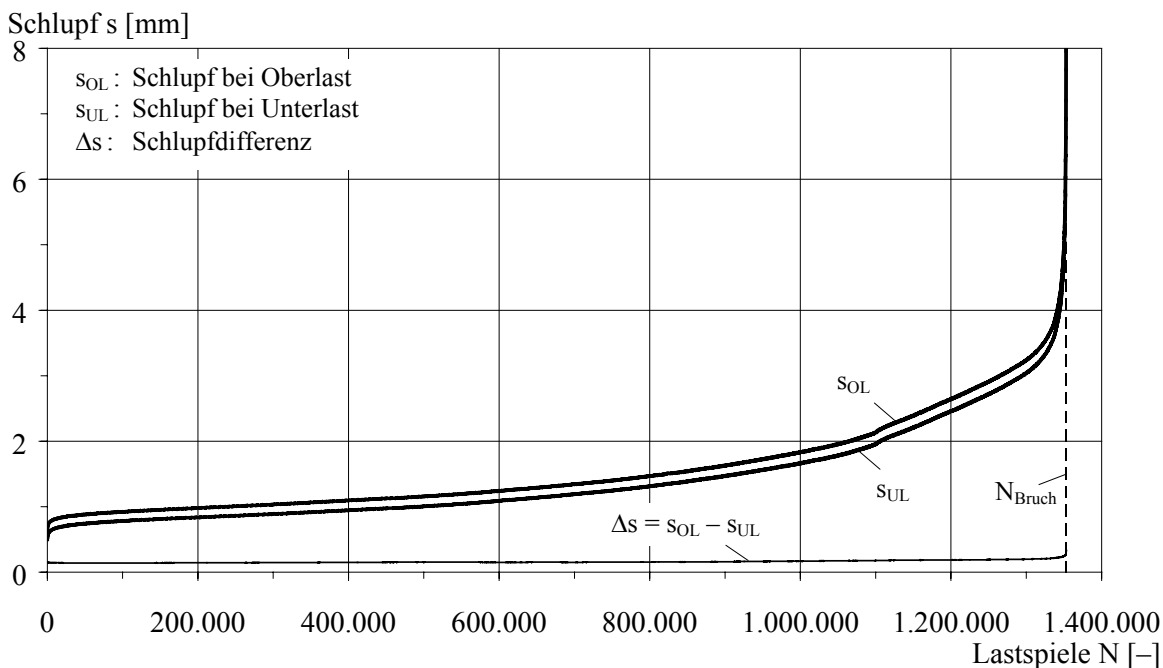


Bild 8-17. Lastspielzahl-Schlupf-Beziehung des Versuchskörpers S1/9

Die Schlupfentwicklungen bei Ober- und Unterlast verlaufen in etwa zueinander affin. Die Differenz der beiden Kurven ist während der Ermüdungsbeanspruchung nahezu konstant bzw. nimmt nur sehr geringfügig zu. Im Bereich einer Restlebensdauer von ungefähr 5 bis 10 % wächst die Schlupfdifferenz bis zum Bruch überproportional bis zu einem Faktor von drei an.

Einige Körper wurden zu Versuchsbeginn mit drei Lastwechseln und anschließender Entlastung kraftgesteuert belastet, vgl. Bild 8-18. Bereits nach wenigen Lastspielen entstand ein bleibender Schlupfanteil, der auf die bereits vorhandene Schädigung des Betons vor dem Dübelfuß hinweist. Dieser bleibende Schlupfanteil nimmt vermutlich mit zunehmender Schädigung weiter zu. Das Bild 8-18 zeigt neben der **Dübelkraft-Schlupf-Beziehung** die Entwicklung der Sekantensteifigkeit zwischen Ober- und Unterlast bei bestimmten Schädigungsraten. In Übereinstimmung mit Bild 8-16 nimmt der Schlupf ungefähr ab einer Schädigung von 80 % stark überproportional zu.

In Bild 8-19 ist bei den gleichen Schädigungsraten wie in Bild 8-18 die **Sekantensteifigkeit** in Abhängigkeit von der Schädigung dargestellt. Zu Beginn und gegen Ende der Schwellbeanspruchung nimmt die Steifigkeit deutlich ab. Im Vergleich dazu ist die Abnahme der Dübelsteifigkeit über 80 bis 90 % der Lebensdauer relativ gering.

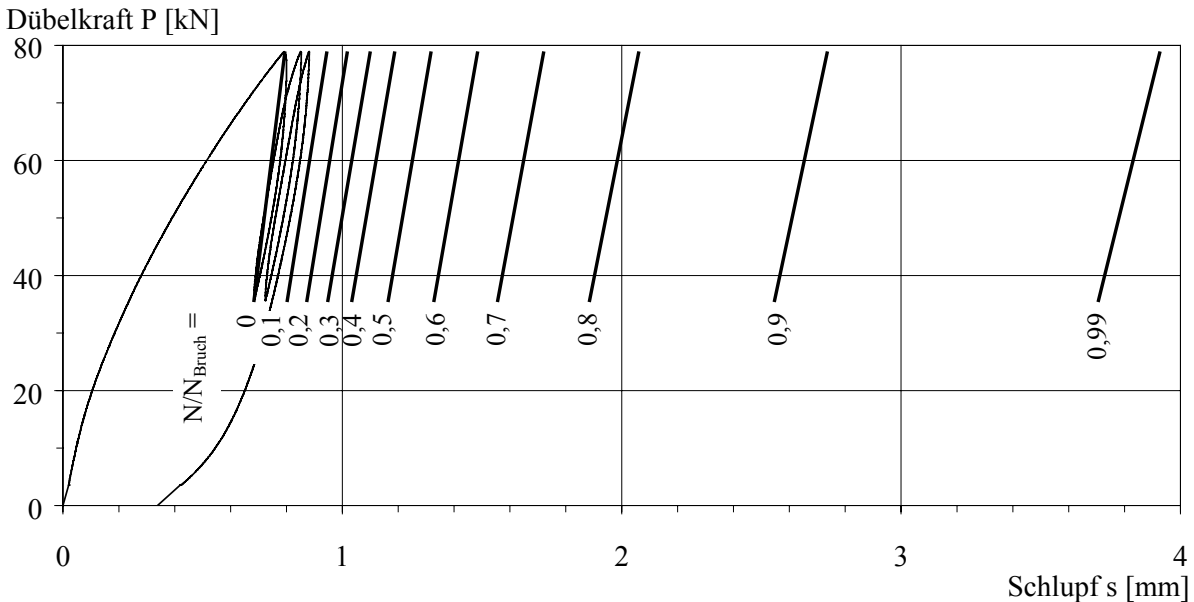


Bild 8-18. Dübelskraft-Schlupf-Beziehung zu Versuchsbeginn und während des Versuchs bei bestimmten Schädigungsgraden – Versuchskörper S1/9

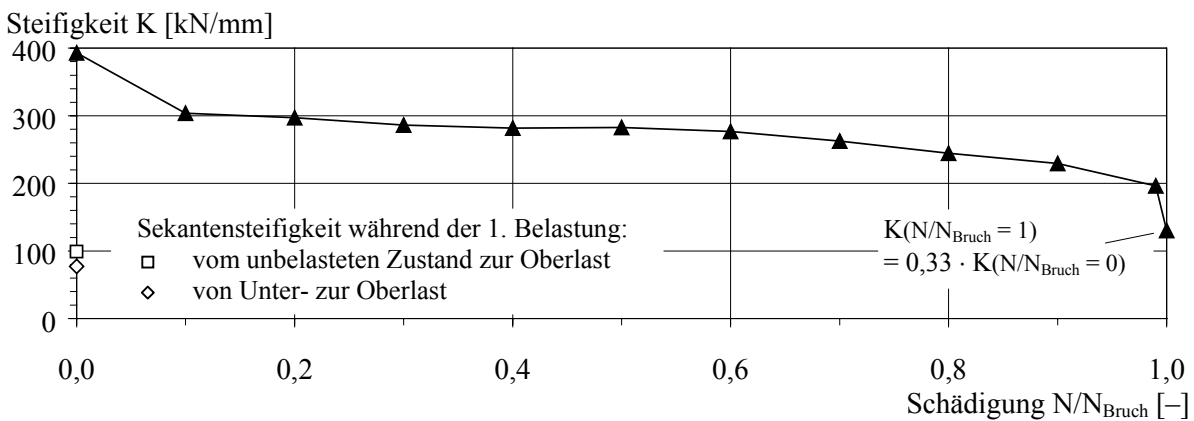


Bild 8-19. Entwicklung der Dübelssteifigkeit in Abhängigkeit von der Schädigung – Körper S1/9

(b) Dickenänderung

Das Bild 8-20 zeigt die Dickenänderung der Stahlbetonplatte in Abhängigkeit von der Lastspielzahl.

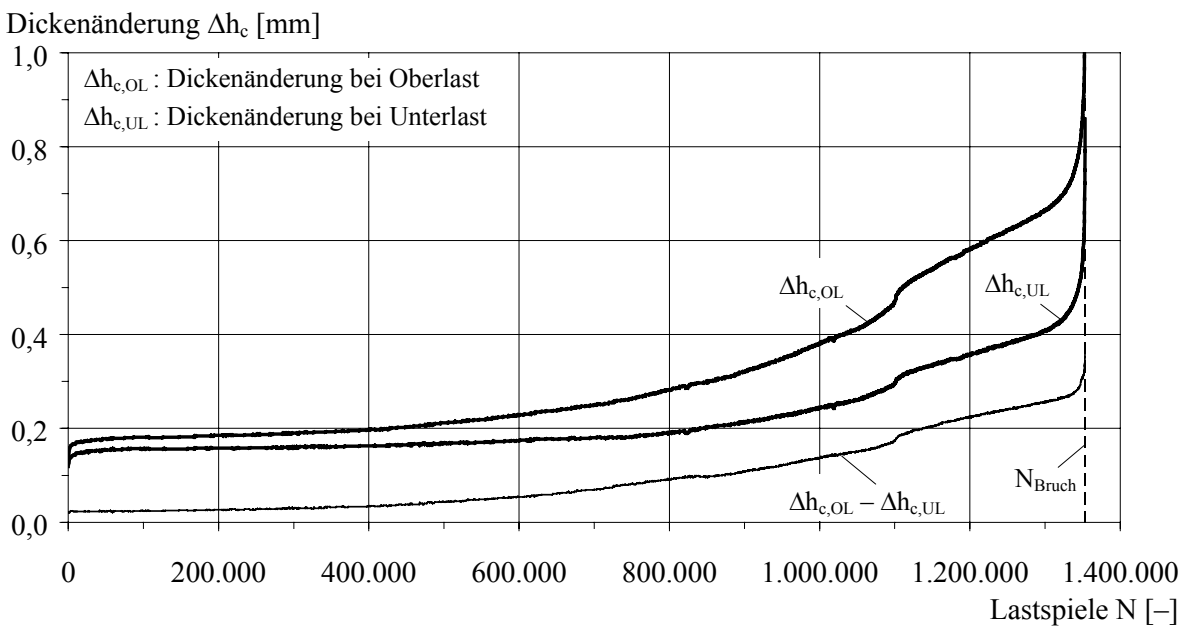


Bild 8-20. Lastspielzahl-Dickenänderung-Beziehung des Versuchskörpers S1/9

Analog zur Schlupfentwicklung ist die Zunahme der Dickenänderung mit Beginn der Lastwechsel zunächst maximal und flacht bis zu einer Schädigung von ungefähr 5 % zusehends ab. Im Anschluß daran nehmen die Werte für die Dickenänderung nur geringfügig aber nahezu linear zu. Bei einer Schädigung von 50 bis 75 % beginnt die Dickenänderung bis zum Versagen überproportional zuzunehmen.

Der Verlauf der Dickenänderung korrespondiert in etwa mit der Entwicklung der Bügeldehnung, siehe Abschnitt 8.3.3.4 (c). Unter Annahme einer Betondehnung ε_{ct} bei Erreichen der einachsigen Zugfestigkeit nach Reinhardt [2.48], Abschn. 5.5.3 von etwa 0,1 bis 0,15 ‰ kann die Dickenänderung bei Bildung von *Spaltrissen* für die Körper der Reihe S1 und S2 wie folgt abgeschätzt werden:

$$\Delta h_c = (h_c - 2 \cdot c_v - d_{s,Bü}) \cdot \varepsilon_{ct} \quad (8-4)$$

$$S1, S2: \quad \Delta h_c = (300 \text{ mm} - 2 \cdot 45 \text{ mm} - 10 \text{ mm}) \cdot [(0,1 \div 0,15) \text{ ‰}] = (0,02 \div 0,03) \text{ mm}$$

$$S3: \quad \Delta h_c = (400 \text{ mm} - 2 \cdot 45 \text{ mm} - 10 \text{ mm}) \cdot [(0,1 \div 0,15) \text{ ‰}] = (0,03 \div 0,045) \text{ mm}$$

Die Körper der Reihe S1 und S2 bzw. S3 weisen bereits beim ersten Erreichen der Oberlast eine Dickenänderung von im Mittel 0,18 bzw. 0,12 mm und mindestens 0,12 bzw. 0,07 mm auf, so daß davon auszugehen ist, daß bereits mit dem ersten Lastwechsel eine Spaltrißbildung vorliegt. Das Bild 8-10 zeigt beispielhaft eine Verbundfuge mit Spaltrißbildung nach Versuchsende.

(c) Ablösung

In Bild 8-21 ist die Ablösung bzw. Abhebung der Stahlbetonplatte vom Stahlsteg dargestellt.

Ablösung a [mm]

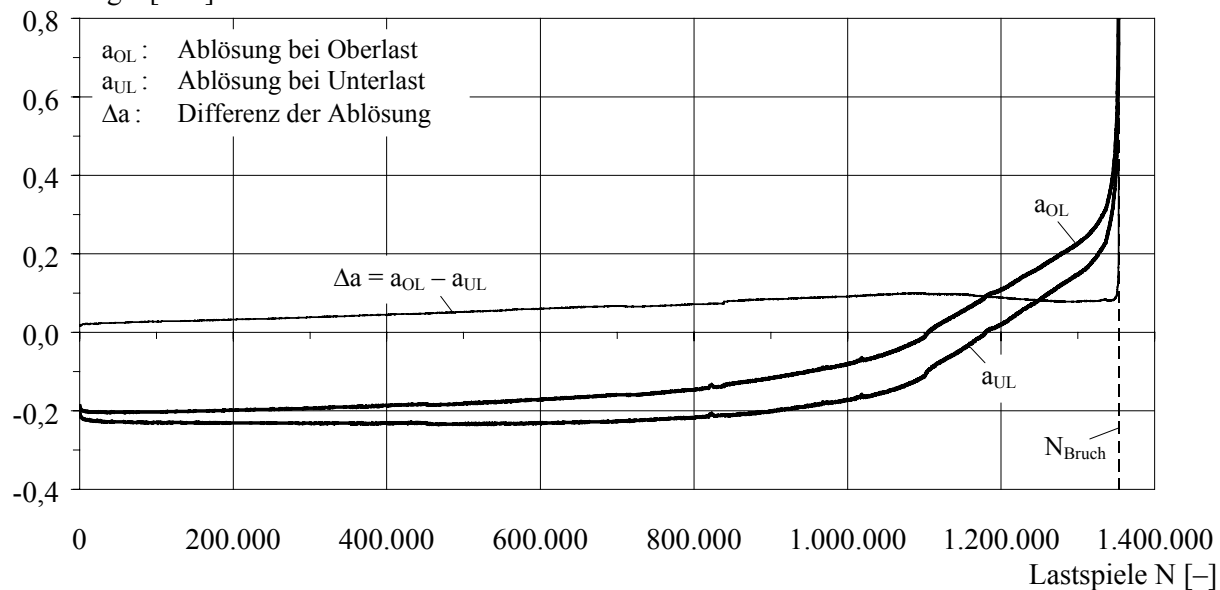


Bild 8-21. Lastspielzahl-Ablösung-Beziehung des Versuchskörpers S1/9

Bis auf den Bereich unmittelbar vor Versagen zeigt sich über die gesamte Lebensdauer keine nennenswerte Ablösung der Platte vom Steg. Über einen großen Anteil an der Gesamtlebensdauer hinweg wird der Stahlsteg sogar an die Plattenstirnseite gedrückt, d. h. die Ablösung weist negative Werte auf. Der Nulldurchgang der Ablösung bei Oberlast erfolgt bei einer Schädigung von im Mittel 71 % bzw. in einem Bereich von 39 bis 98 %. Das Verhältnis von Ablösung zu Schlupf ist über die gesamte Lebensdauer hinweg deutlich kleiner als 50 %. Dieser Wert entspricht dem oberen Grenzwert nach Eurocode 4, Teil 1-1 [1.1], Abschn. 10.2.5 (3). Die Differenz der Ablösung bei Oberlast zur Unterlast ist über die Lebensdauer hinweg sehr gering, nimmt aber tendenziell etwas zu.

8.3.3.4 Dehnungsmessungen

(a) Kopfbolzen

Die Bilder 8-22 bis 8-23 zeigen die aus Messung der Längsdehnungen abgeleitete Normalkraft- und Momentenentwicklung im Kopfbolzenschaft nahe dem Dübelkopf.

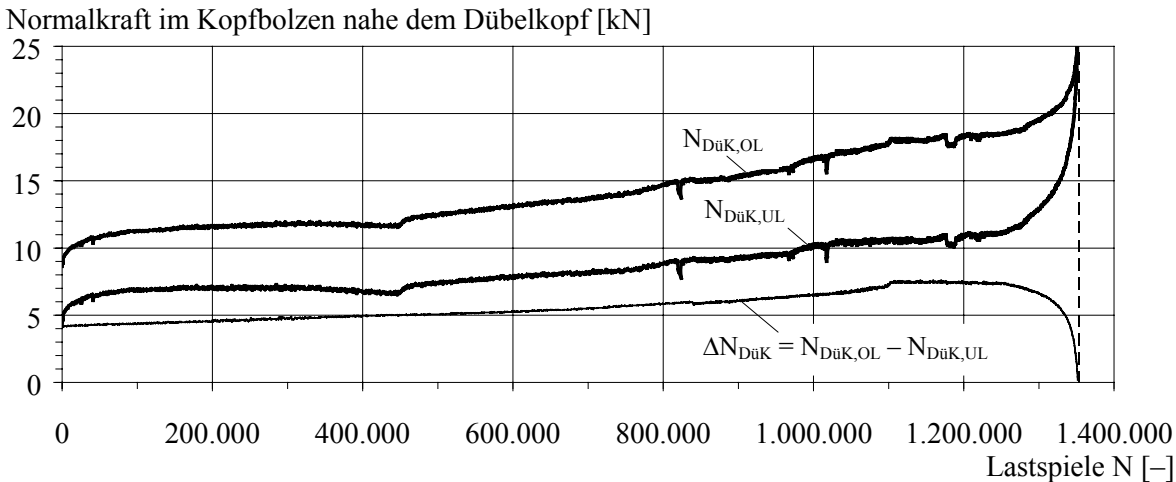


Bild 8-22. Entwicklung der Normalkraft im Kopfbolzen nahe dem Dübelkopf – Körper S1/9

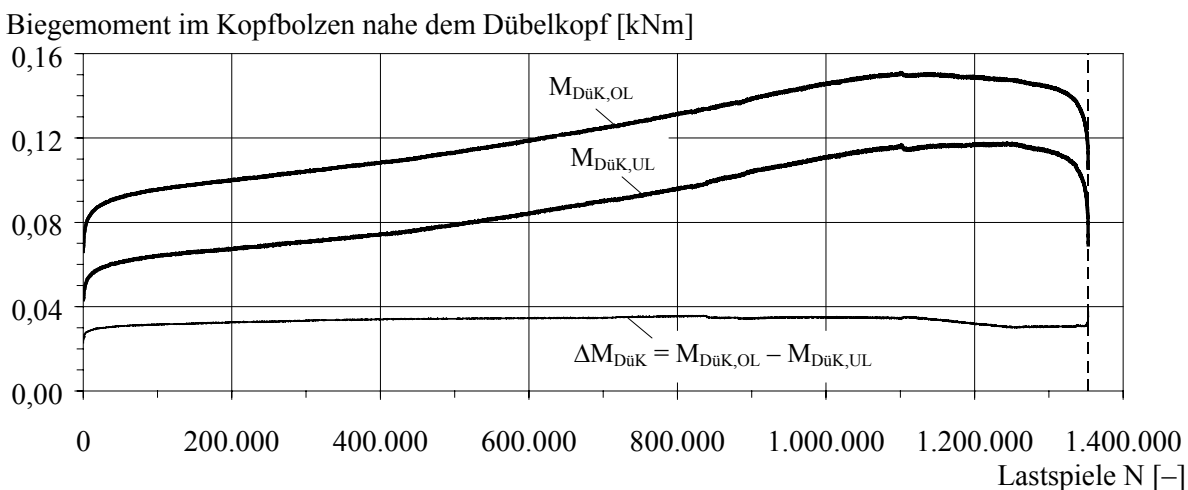


Bild 8-23. Entwicklung des Biegemoments im Kopfbolzen nahe dem Dübelkopf – Körper S1/9

Der mit der Lastspielzahl anwachsende Schlupf führt infolge Verankerung der Kopfbolzen zu einer allgemeinen Zunahme der Längsdehnungen im Dübel. Im ungünstigsten Fall beträgt die maximal gemessene Längsdehnung bei Versagen in etwa 50 % der Fließdehnung. Die Normalkraft wächst in dem gezeigten Beispiel vom ersten Erreichen der Oberlast bis zu einer Schädigung von 95 % von $0,11 \cdot P_{OL}$ um den Faktor 2,17 auf $0,24 \cdot P_{OL}$ an. Ähnlich verhält es sich mit dem Biegemoment.

(b) Stahlsteg nahe Dübelfuß

Die Dehnungsmessungen nahe dem Dübelfuß dienen zur Rißindikation im Stahl, siehe Meßstellen D3 und D4 in Bild 8-6. Mit dem Zeitpunkt des Anrisses ändert sich das statische System der Verdübelung und parallel dazu die Dehnungen im Stahlsteg nahe dem Dübelfuß. Bis zum Anrißzeitpunkt ist der Kopfbolzen über die Schweißwulst biegesteif mit dem Stahlprofil verbunden. Mit Beginn der Rißentwicklung nimmt die Einspannwirkung zusehends ab. Kurz vor Abscheren des Dübels im Restquerschnitt liegt eine nahezu gelenkige Verbindung vor. Bild 8-24 zeigt die Entwicklung der Dehnungen auf der Außenseite des Stahlsteges.

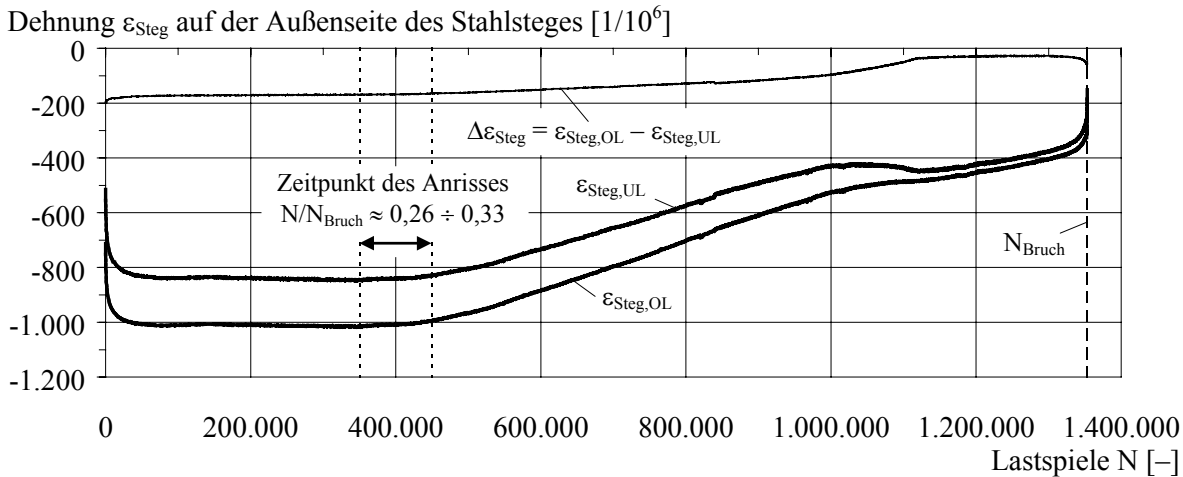


Bild 8-24. Entwicklung der Dehnung auf der Außenseite des Stahlsteges – Körper S1/9

Infolge der Einspannwirkung des Kopfbolzens vor Anriß ergeben sich auf der Außenseite des Stahlsteges große Druckdehnungen nahe der Fließdehnung. Mit Beginn der Rißentwicklung und Änderung des statischen Systems nehmen die Beanspruchungen über eine lange Lebensdauer bis zum Versagen hinweg ab.

Eine statistische Auswertung der Messungen zur Rißindikation ergibt für den *Anrißzeitpunkt* einen Bereich der Schädigung N/N_{Bruch} von 3 bis 46 %. In Übereinstimmung mit den Versuchsbeobachtungen für stehende Kopfbolzen entsprechend Mensinger [2.13], Abschn. 2.3.5.4 und Oehlers et al. [2.42] zeigen auch die Messergebnisse für liegende Kopfbolzen, daß der Anriß deutlich vor dem Dübelversagen erfolgt und die Verbundfuge für einen wesentlichen Teil der Lebensdauer bereits vorgeschädigt ist. Parallel zur Rißwachstumsphase ist auch mit einer allmählichen Reduktion der statischen Resttragfähigkeit zu rechnen, was in Abschnitt 8.3.3.1 experimentell auch bestätigt wird.

Die Auswirkungen von Vorschädigungen auf die *statische Resttragfähigkeit* von Kopfbolzendübeln ist bisher nur in wenigen Untersuchungen behandelt worden, vgl. Oehlers [2.41]. Daraus ergibt sich für die Zukunft weiterer Forschungsbedarf, siehe Abschnitt 8.6.2.

(c) Bügelbewehrung

Die Entwicklung der Bügeldehnung ist in Bild 8-25 dargestellt. Zu Beanspruchungsbeginn und bis zu einer Schädigung von ungefähr 5 % nimmt die Bügeldehnung zunächst stark zu. Im Anschluß daran folgt ein großer Bereich mit geringfügiger aber nahezu linearer Dehnungszunahme. Ab einer Restschädigung von 5 bis 10 % beginnt die Bügeldehnung überproportional zuzunehmen.

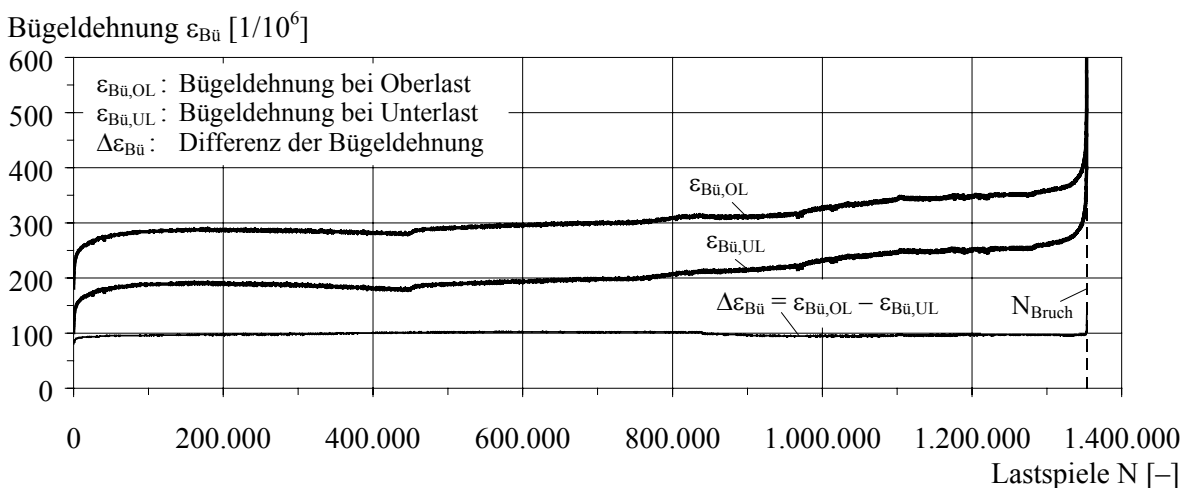


Bild 8-25. Entwicklung der Bügeldehnung – Körper S1/9

Eine Auswertung der Bügeldehnung bei erstmaligem Erreichen der Oberlast ergibt für die Reihen S1, S2 und S3 im Mittel jeweils 0,32, 0,52 und 0,03 ‰. Diese Mittelwerte entsprechen 12, 19 bzw. 1 % der Fließdehnung. Wird für die Betondehnung bei Erreichen der einachsigen Zugfestigkeit entsprechend Reinhardt [2.48], Abschn. 5.5.3 ein Wert von 0,1 bis 0,15 ‰ zugrunde gelegt, so deutet dies bei den Körpern der Reihe S1 und S2 auf eine Rißbildung senkrecht zum Bügelschenkel bereits vor Beginn der Lastwechsel hin.

8.3.4 Versuchsauswertung

8.3.4.1 Allgemeines

Für die Versuchsauswertung wird der vollständige *Bruch* der Versuchskörper infolge Dübelabscheren als eindeutiges Versagenskriterium herangezogen. Die dabei erreichte Lastspielzahl ist die sogenannte Bruchlastspielzahl N_{Bruch} , siehe Tabelle 8-2. Die Versuchsergebnisse werden als Punktepaare bestehend aus Bruchlastspielzahl und Schwingbreite in Zeitfestigkeitskurven im doppeltlogarithmischen Maßstab, den sog. Bruchwöhlerlinien, dargestellt und mittels einer *linearen Regressionsanalyse* entsprechend Abschnitt 8.3.4.2 statistisch ausgewertet. Zur besseren Vergleichbarkeit mit bisherigen Untersuchungen wird dabei die Differenz ΔP der Dübelkräfte wie allgemein üblich auf den Schaftquerschnitt des Kopfbolzens bezogen und im weiteren als Schubspannungs-Doppelamplitude $\Delta\tau$ entsprechend Gl. (8-1) bezeichnet.

8.3.4.2 Statistisches Auswertungsverfahren

Die **Mittelwertkurve** aus n Versuchen wird mittels einer linearen Regression auf Basis der logarithmischen Datenpaare $\log \Delta\tau_i$ und $\log N_i$ ermittelt, wobei die Lastspielzahl als abhängige und die Schwingbreite als unabhängige Variable betrachtet wird, vgl. Bild 8-26.

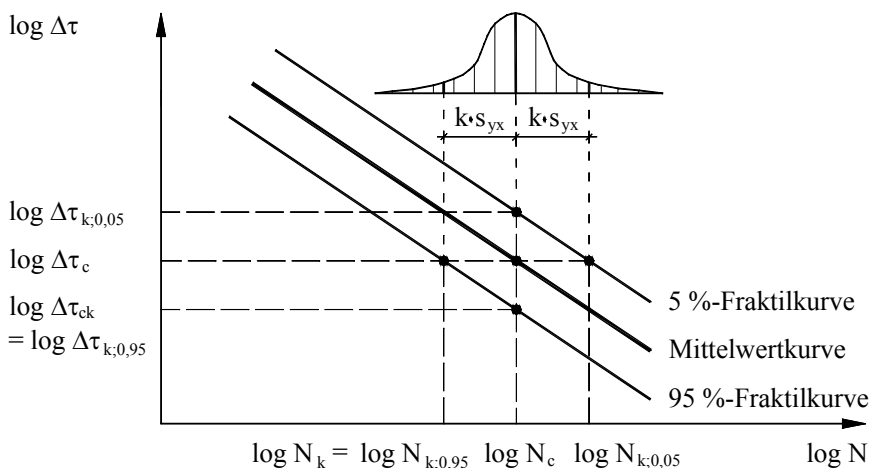


Bild 8-26. Bezeichnungen der Mittelwertkurve und der Fraktilkurven

Für die Mittelwertkurve wird folgende Geradengleichung angenommen:

$$y_m = \alpha + \beta \cdot x \quad (8-5)$$

mit: $y_m = y_{0,5} = \log N_m = \log N_{0,5}$ $x = \log \Delta\tau$ $\alpha = \log a$ $\beta = -m$

Die Berechnung der Koeffizienten erfolgt nach dem Prinzip der Minimierung der Summe der vertikalen Abweichungsquadrate unter Berücksichtigung folgender Hilfsgrößen:

$$S_{xx} = \sum_{i=1}^n x_i^2 - \frac{1}{n} \cdot \left(\sum_{i=1}^n x_i \right)^2 \quad (8-6)$$

$$S_{yy} = \sum_{i=1}^n y_i^2 - \frac{1}{n} \cdot \left(\sum_{i=1}^n y_i \right)^2 \quad (8-7)$$

$$S_{xy} = \sum_{i=1}^n x_i \cdot y_i - \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n x_i \cdot \sum_{i=1}^n y_i \quad (8-8)$$

Die Steigung und der y-Achsenabschnitt ergeben sich wie folgt:

$$\beta = S_{xy} / S_{xx} \quad (8-9)$$

$$\alpha = \frac{1}{n} \cdot \left(\sum_{i=1}^n y_i - \beta \cdot \sum_{i=1}^n x_i \right) \quad (8-10)$$

Die mittlere Schwingbreite $\Delta\tau_c$ bei einer Lastspielzahl N_c von 2 Mio. ist wie folgt definiert:

$$\log \Delta\tau_c = (\log N_c - \alpha) / \beta \quad (8-11)$$

Für die Entwicklung eines Bemessungsvorschlags wird die Mittelwertkurve um das Maß des Produkts von Korrekturfaktor k und Standardschätzfehler s_{yx} zu einer **95 %-Fraktilkurve** entsprechend Bild 8-26 und Gl. (8-14) parallel verschoben. Die Werte dieser charakteristischen Kurve weisen unter Annahme einer Gauß-Normalverteilung der Logarithmen von $\Delta\tau$ und N eine Überlebenswahrscheinlichkeit von 95 % bei einem zweiseitigen Vertrauensbereich von 75 % auf.

Der Standardschätzfehler als Maß für die Abweichung berechnet sich zu:

$$s_{yx} = \sqrt{\frac{S_{yy} - \beta \cdot S_{xy}}{n - 2}} \quad (8-12)$$

Zur Ermittlung des Korrekturfaktors wird im Vergleich zum Hintergrundbericht zu Eurocode 4 [1.6], Abschnitt 1.5 und zu Eurocode 3 [1.8], Abschnitt 5.2 wegen des geringen Stichprobenumfangs ein geringfügig konservativerer Ansatz nach Hobbacher [2.60], Abschnitt 6.4.1 gewählt.

$$k = \frac{t_{(0,875; n-1)}}{\sqrt{n}} + \phi_{(0,95)}^{-1} \cdot \sqrt{\frac{n-1}{\chi_{(0,125; n-1)}^2}} \quad (8-13)$$

mit: $t_{(0,875; n-1)}$ Wert der Student'schen t-Verteilung für eine einseitige Wahrscheinlichkeit von 87,5 % oder eine zweiseitige von 75 % bei $n - 1$ Freiheitsgraden

$\phi_{(0,95)}^{-1}$ Verteilungsfunktion der Gauß-Normalverteilung für eine Überlebenswahrscheinlichkeit von 95 %, entspricht einem Wert von 1,645

$\chi_{(0,125; n-1)}^2$ Chi-Quadrat für eine Wahrscheinlichkeit von 12,5 % bei $n - 1$ Freiheitsgraden

Die gegenüber anderen Ansätzen zusätzliche Chi-Quadrat-Korrektur deckt eine mögliche Abweichung der Versuchsdaten von der angenommenen Gauß-Normalverteilung ab.

Unter Berücksichtigung des Streubandes ergibt sich folgende **95 %-Fraktilkurve**:

$$y_{k;0,95} = y_m - k \cdot s_{yx} \quad (8-14)$$

mit: $y_{k;0,95} = \log N_{k;0,95} = \log N_k$ y_m nach Gl. (8-5)

Der dazugehörige y-Achsenabschnitt bzw. die zugehörige Schwingbreite lassen sich wie folgt berechnen:

$$\log a_{k;0,95} = y_{k;0,95} - \beta \cdot \log \Delta\tau_c \quad (8-15)$$

$$\log \Delta\tau_{ck} = \log \Delta\tau_{k;0,95} = (\log N_c - \log a_{k;0,95}) / \beta \quad (8-16)$$

Analog dazu berechnet sich die **5 %-Fraktilkurve** wie folgt:

$$y_{k;0,05} = y_m + k \cdot s_{yx} \quad (8-17)$$

$$\text{mit: } y_{k;0,05} = \log N_{k;0,05} \quad y_m \text{ nach Gl. (4-9)}$$

$$\log a_{k;0,05} = y_{k;0,05} - \beta \cdot \log \Delta\tau_c \quad (8-18)$$

$$\log \Delta\tau_{k;0,05} = (\log N_c - \log a_{k;0,05}) / \beta \quad (8-19)$$

Das bisher gezeigte Verfahren führt auf Basis der vorhandenen Datenpaare zu einer optimierten Regressionsgeraden, die ein *Minimum für den Standardschätzfehler* aufweist. Ist die Datenbasis jedoch relativ klein, die Verteilung der Daten relativ gering oder wird für die Steigung eine ganze Zahl angestrebt, so kann mit der **Methode der vorgegebenen Steigung** nach Hobbacher [2.60], Abschnitt 3.7 die Steigung β auch als ein fester Wert aus vergleichbaren Untersuchungen vorgegeben werden. In diesem Fall entfällt die Beziehung nach Gl. (8-9) und für den Standardschätzfehler ergibt sich folgende gegenüber Gl. (8-12) verallgemeinerte Beziehung:

$$s_{yx} = \sqrt{\frac{1}{n-2} \cdot \sum_{i=1}^n (y_i - y_{m,i})^2} \quad (8-20)$$

8.3.4.3 Entwicklung der Ermüdungsfestigkeitskurven

(a) Allgemeines

Im folgenden werden die Versuchsergebnisse entsprechend Tabelle 8-2 und die nach Abschnitt 8.3.4.2 ausgewerteten Ermüdungsfestigkeitskurven dargestellt und unter dem Gesichtspunkt der Parametervariation miteinander verglichen. Anschließend werden die Ergebnisse der statistischen Auswertung kurz zusammengefaßt.

(b) Standardfall

Die Körper der Reihe S1 decken für den Anwendungsbereich von liegenden Kopfbolzendübeln im Brückenbau eine Art Standardfall ab und weisen gegenüber den Reihen S2 und S3 einen wirksamen Randabstand von 100 mm und einen Bügel je Dübel auf. Innerhalb der Reihe unterscheiden sich die einzelnen Versuche lediglich in der Höhe der aufgebrachtten Schwingbreite. Jeweils drei Körper sind mit einer Schwellbelastung von ungefähr 171, 132 und 113 N/mm² je Dübel und nur ein Körper mit 104 N/mm² beansprucht worden. Die Quotienten aus maximaler zu minimaler Bruchlastspielzahl innerhalb der drei erstgenannten Schwingbreiten-Gruppen betragen 1,38, 1,76 und 1,65.

In Bild 8-27 sind die Einzelergebnisse der Reihe S1 und die dazugehörigen Mittelwert- und Fraktilkurven dargestellt.

Die Gleichung der Mittelwertkurve lautet wie folgt:

$$\log N_m = \log N_{0,5} = 23,373 - 8,405 \cdot \log \Delta\tau \quad \text{mit } \Delta\tau \text{ in [N/mm}^2\text{]} \quad (8-21a)$$

$$\log N_m = \log N_{0,5} = 19,843 - 8,405 \cdot \log \Delta P \quad \text{mit } \Delta P \text{ in [kN]} \quad (8-21b)$$

Die gezeigte Mittelwertkurve basiert auf zehn Versuchen und deckt mit Bruchlastspielzahlen von minimal 33.500 bis maximal 3,5 Mio. den Bereich der Zeitfestigkeit nahezu vollständig ab.

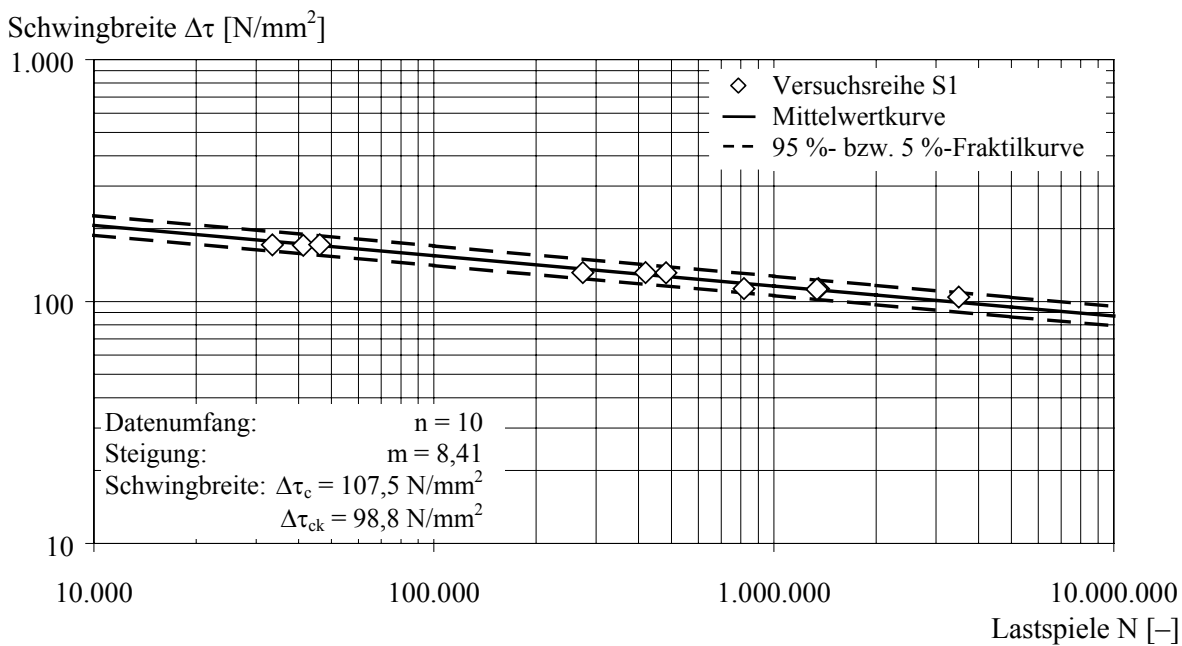


Bild 8-27. Experimentelle Ermüdungsfestigkeiten der Versuchskörper der Reihe S1

(c) Grad der Verbügelung

Gegenüber der Reihe S1 weisen die Körper der Reihe S2 zwei statt einen Bügel je Dübel auf. In den vier Versuchen sind jeweils zwei Körper mit einer Schwingbreite von 131 bzw. 110 N/mm^2 je Dübel beansprucht worden. Die beiden Quotienten aus maximaler zu minimaler Bruchlastspielzahl je Schwingbreiten-Gruppe betragen 2,45 bzw. 1,79. Aufgrund des geringen Datenumfangs von nur vier Versuchen wird für die lineare Regression eine Steigung von acht entsprechend den aktuellen Regelwerken [1.2], [1.3], [1.4] vorgegeben. Das Bild 8-28 zeigt die Ergebnisse der Reihe S2.

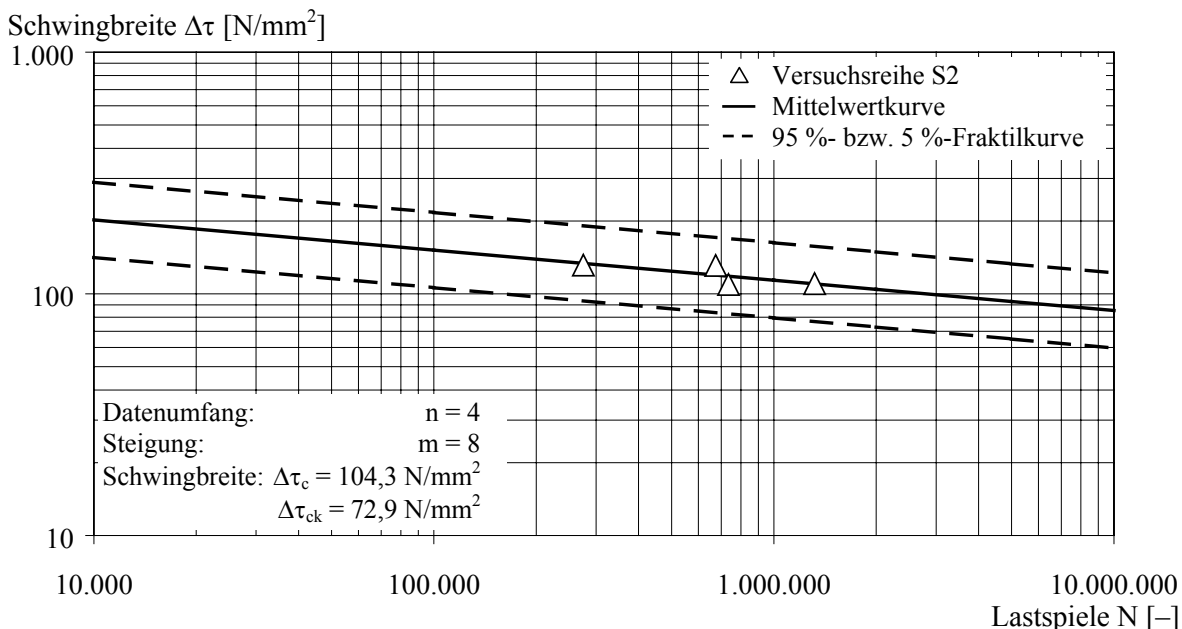


Bild 8-28. Experimentelle Ermüdungsfestigkeiten der Versuchskörper der Reihe S2

Die mittlere Ermüdungsfestigkeitskurve ergibt sich zu:

$$\log N_m = \log N_{0,5} = 22,448 - 8 \cdot \log \Delta\tau \quad \text{mit } \Delta\tau \text{ in } [\text{N/mm}^2] \quad (8-22a)$$

$$\log N_m = \log N_{0,5} = 19,088 - 8 \cdot \log \Delta P \quad \text{mit } \Delta P \text{ in } [\text{kN}] \quad (8-22b)$$

Aufgrund recht guter Übereinstimmung der Mittelwertkurven entsprechend Gl. (8-21) und (8-22) werden in Bild 8-29 die 14 Einzelergebnisse der Reihen S1 und S2 zusammengefasst und gemeinsam statistisch ausgewertet.

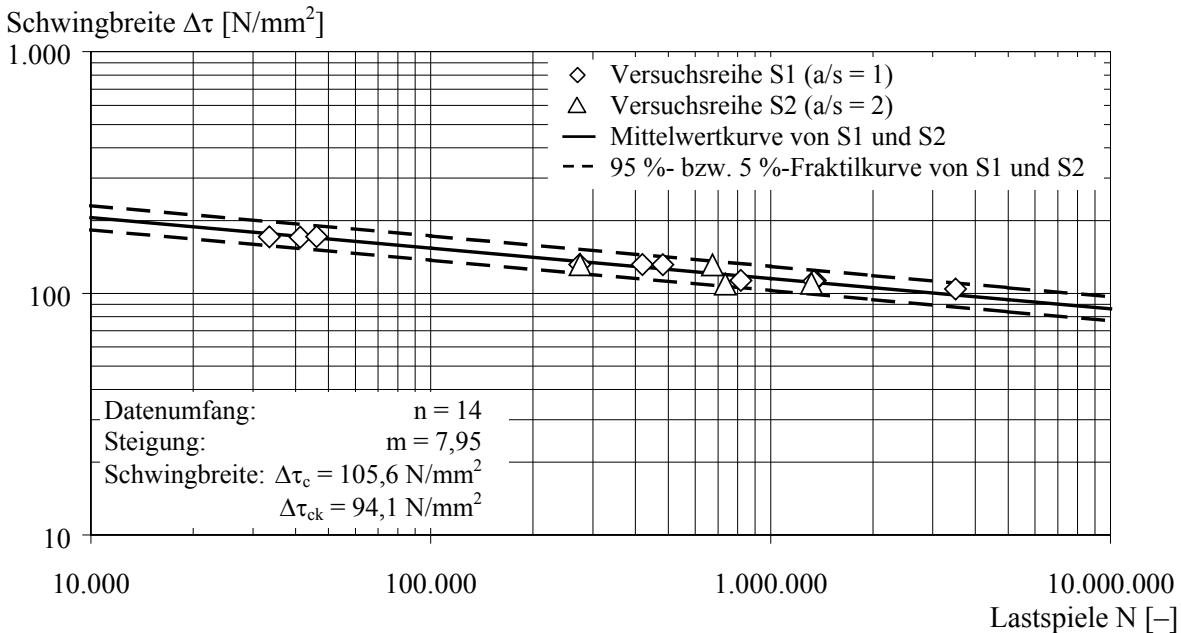


Bild 8-29. Experimentelle Ermüdungsfestigkeiten der Versuchskörper der Reihe S1 und S2 mit Mittelwertkurve und Fraktilkurven auf Basis der gemeinsam ausgewerteten Versuchsreihen

Die auf der Grundlage von 14 Einzelversuchen der Reihen S1 und S2 entwickelte mittlere Ermüdungsfestigkeitskurve ist wie folgt definiert:

$$\log N_m = \log N_{0,5} = 22,391 - 7,951 \cdot \log \Delta\tau \quad \text{mit } \Delta\tau \text{ in [N/mm}^2\text{]} \quad (8-23a)$$

$$\log N_m = \log N_{0,5} = 19,052 - 7,951 \cdot \log \Delta P \quad \text{mit } \Delta P \text{ in [kN]} \quad (8-23b)$$

(d) Wirksamer Randabstand

Die Ergebnisse der Reihe S3 sind in Bild 8-30 dargestellt.

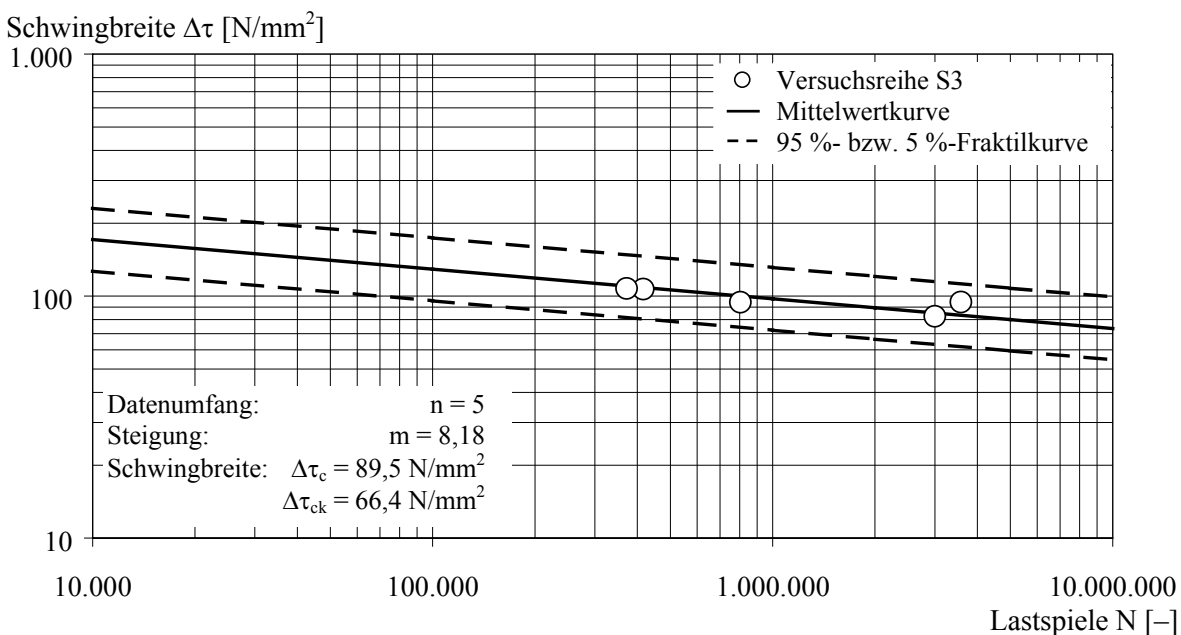


Bild 8-30. Experimentelle Ermüdungsfestigkeiten der Versuchskörper der Reihe S3

Die fünf Körper der Reihe S3 weisen gegenüber S1 nur noch 50 statt 100 mm wirksamen Randabstand auf. Dabei sind jeweils zwei Körper mit einer Schwingbreite von 107 bzw. 94 N/mm² und ein Körper mit 83 N/mm² je Dübel beansprucht worden. Die Quotienten aus maximaler zu minimaler Bruchlastspielzahl der paarweise durchgeführten Versuche betragen 1,12 und 4,48. Die relativ große Streuung der identisch beanspruchten Körper S3/2 und S3/5 ist auf den vergleichsweise großen relativen Unterschied der Betonfestigkeiten f_c von 27,9 und 37,5 N/mm² zurückzuführen.

Die statistische Auswertung der fünf Versuche ergibt folgende Mittelwertkurve:

$$\log N_m = \log N_{0,5} = 22,259 - 8,176 \cdot \log \Delta\tau \quad \text{mit } \Delta\tau \text{ in [N/mm}^2\text{]} \quad (8-24a)$$

$$\log N_m = \log N_{0,5} = 18,824 - 8,176 \cdot \log \Delta P \quad \text{mit } \Delta P \text{ in [kN]} \quad (8-24b)$$

Der Wert von 8,176 für die Steigung stimmt mit den bisherigen Untersuchungen gut überein. Allein die erreichten Ermüdungstragfähigkeiten und erreichten Lebensdauern liegen für einen wirksamen Randabstand von 50 mm etwas unterhalb der entsprechenden Werte für 100 mm, siehe Bild 8-29. Ein Vergleich der mittleren Ermüdungsfestigkeiten bei einer konstanten Lastspielzahl von zwei Millionen ergibt für einen wirksamen Randabstand von 50 mm einen um 16,7 % niedrigeren Wert gegenüber einem Randabstand von 100 mm. Werden diesem Vergleich die 95 %-Fraktilkurven zugrunde gelegt, so vergrößert sich diese Abminderung wegen des Streubandes auf 32,8 %.

In Bild 8-31 sind die unterschiedlichen Lebensdauern von liegenden Kopfbolzen mit einem wirksamen Randabstand von 50 und 100 mm mittels einem Quotienten aus den mittleren Bruchlastspielzahlen entsprechend den Gl. (8-23) und (8-24) dargestellt.

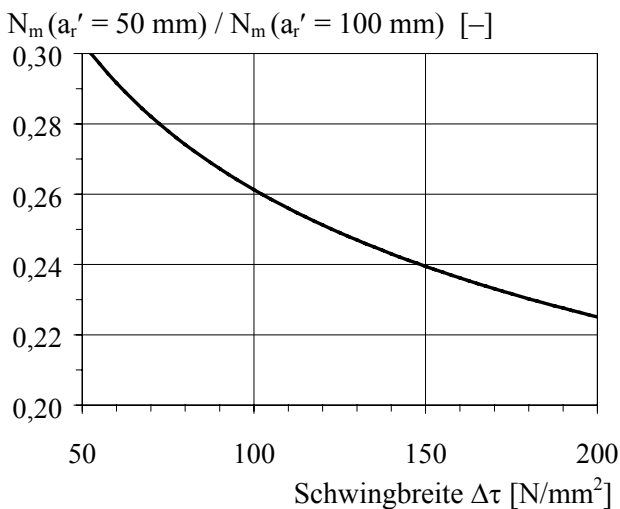


Bild 8-31. Vergleich der mittleren Bruchlastspielzahlen von liegenden Kopfbolzen mit einem wirksamen Randabstand von 50 und 100 mm in Abhängigkeit von der Schwingbreite

Mit zunehmender Schwingbreite nimmt der Einfluß des wirksamen Randabstandes auf die Lebensdauer zu; der relative Unterschied der mittleren Bruchlastspielzahlen wächst an. Im mittleren Spektrum der Zeitfestigkeit besitzt ein liegender Kopfbolzen mit einem wirksamen Randabstand von 100 mm gegenüber 50 mm eine 3,3- bis 4,5-fache Lebensdauer.

(e) Zusammenstellung der Ermüdungsfestigkeitskurven

In Tabelle 8-4 sind die Ergebnisse der statistischen Auswertung dieser Versuchsserie mit liegenden Kopfbolzen dokumentiert. Im Hinblick auf den Bemessungsvorschlag in Abschnitt 8.5.3 werden alle Grundgesamtheiten zusätzlich mit einem vorgegebenen Steigungswert von acht ausgewertet.

Tabelle 8-4. Zusammenstellung der ausgewerteten Ermüdungsfestigkeitskurven für liegende Dübel

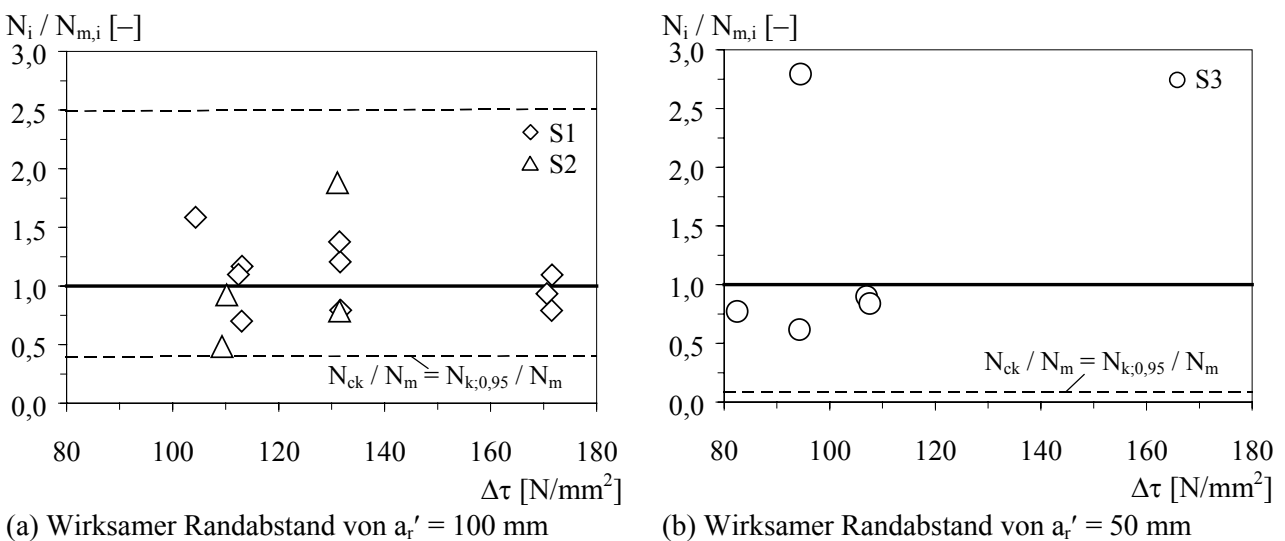
Körper	Anz. n [-]	Steigung m [-]	50 %-Fraktil		Streuband		95 %-Fraktil		5 %-Fraktil	
			$\Delta\tau_c$ [N/mm ²]	N_c [-]	s_{yx} [-]	k [-]	$\Delta\tau_{ck}$ [N/mm ²]	N_{ck} [-]	$\Delta\tau_{k,0,05}$ [N/mm ²]	$N_{k,0,05}$ [-]
S1	10	8,405	107,458	2.000.000	0,113307	2,713	98,78	985.321	116,90	4.059.592
	10	8	106,310	2.000.000	0,118834	2,713	96,89	951.875	116,65	4.202.231
S2	4	4,576	93,936	2.000.000	0,234284	4,136	57,69	214.853	152,95	18.617.417
	4	8	104,330	2.000.000	0,300773	4,136	72,93	114.071	149,24	35.065.861
S1 + S2	14	7,951	105,611	2.000.000	0,159663	2,489	94,13	801.111	118,49	4.993.068
	14	8	105,741	2.000.000	0,159710	2,489	94,31	800.896	118,56	4.994.407
S3	5	8,176	89,494	2.000.000	0,296500	3,581	66,36	173.441	120,69	23.062.576
	5	8	89,341	2.000.000	0,296658	3,581	65,80	173.216	121,30	23.092.565

Aufbauend auf den Untersuchungen in Abschnitt 8.3.4.3 ergeben sich in Abhängigkeit vom wirksamen Randabstand folgende mittlere Ermüdungsfestigkeitskurven.

- $a_r' = 100 \text{ mm}$: $\log N_m = \log N_{0,5} = 22,391 - 7,951 \cdot \log \Delta\tau$ mit $\Delta\tau$ in [N/mm²] (8-25a)
- $\log N_m = \log N_{0,5} = 19,052 - 7,951 \cdot \log \Delta P$ mit ΔP in [kN] (8-25b)
- $a_r' = 50 \text{ mm}$: $\log N_m = \log N_{0,5} = 22,259 - 8,176 \cdot \log \Delta\tau$ mit $\Delta\tau$ in [N/mm²] (8-26a)
- $\log N_m = \log N_{0,5} = 18,824 - 8,176 \cdot \log \Delta P$ mit ΔP in [kN] (8-26b)

Der Herleitung dieser mittleren Ermüdungsfestigkeitskurven liegen die in den Abschnitten 8.3.1.3 und 8.3.2.4 dokumentierten Konstruktionsparameter zugrunde.

In Bild 8-32 werden die Quotienten $N_i / N_{m,i}$ aus experimenteller und rechnerischer Bruchlastspielzahl nach Gl. (8-25) bzw. (8-26) in Abhängigkeit von der Schwingbreite und dem wirksamen Randabstand dargestellt. Die für Ermüdungsversuche relativ geringe Streuung um die theoretische Bruchlastspielzahl unterstreicht die gute Annäherung der Versuche durch die angegebenen Gleichungen.



(a) Wirksamer Randabstand von $a_r' = 100 \text{ mm}$

(b) Wirksamer Randabstand von $a_r' = 50 \text{ mm}$

Bild 8-32. Quotient aus experimenteller zu theoretischer Lebensdauer in Abhängigkeit vom wirksamen Randabstand und von der einwirkenden Schubspannungs-Doppelamplitude

8.3.4.4 Vergleich

Zur besseren Einschätzung der Größe des Streubandes sind die vorliegenden Versuche mit *stehenden Kopfbolzen* in Vollbetonplatten aus Normalbeton mit dem in Abschnitt 8.3.4.2 beschriebenen Verfahren nochmals ausgewertet worden. Die Ergebnisse sind in Tabelle 8-5 protokolliert.

Tabelle 8-5. Zusammenstellung verschiedener Ermüdungsfestigkeitskurven für stehende Dübel

Körper	Anz. n [-]	Steigung M [-]	50 %-Fraktile		Streuband		95 %-Fraktile		5 %-Fraktile	
			$\Delta\tau_c$ [N/mm ²]	N_c [-]	S_{yx} [-]	k [-]	$\Delta\tau_{ck}$ [N/mm ²]	N_{ck} [-]	$\Delta\tau_{k;0,05}$ [N/mm ²]	$N_{k;0,05}$ [-]
HB EC4 [1.6]	17	9,584	117,400	2.000.000	0,364050	2,387	95,28	270.319	144,66	14.797.339
	17	8	112,074	2.000.000	0,374544	2,387	86,64	255.166	144,97	15.676.056
Bode [2.58]	10	10,063	117,296	2.000.000	0,309315	2,713	96,80	289.550	142,13	13.814.551
	10	8	110,884	2.000.000	0,351850	2,713	84,24	221.977	145,95	18.019.910
HB EC4 + Bode	27	9,815	117,530	2.000.000	0,333186	2,202	98,94	369.186	139,61	10.834.634
	27	8	111,632	2.000.000	0,352323	2,202	89,29	335.043	139,57	11.938.773

Hinweis: Die einzelnen Versuchsergebnisse sind in Kuhlmann & Kürschner [2.66], Anhang A dokumentiert. Dabei sind nur die Ergebnisse berücksichtigt, die die Randbedingungen der Gleichungen (8-2) und (8-3) erfüllen.

Ein Vergleich des Standardschätzfehlers von stehenden mit liegenden Kopfbolzen ergibt für stehende Dübel jeweils höhere, also ungünstigere Werte. Für die liegenden Kopfbolzen bedeutet dies, daß durch die Mittelwertkurve die Versuchsergebnisse vergleichsweise besser abgebildet werden als für stehende Dübel. Obwohl die mittlere Schwingbreite bei zwei Millionen Lastspielen bei liegenden Kopfbolzen um ungefähr 5 % niedriger liegt als bei stehenden Dübeln, entspricht aufgrund des vergleichsweise geringen Streubandes der charakteristische Wert in etwa dem stehender Kopfbolzen.

In Bild 8-33 werden die Versuchsergebnisse der liegenden Kopfbolzen entsprechend den Gl. (8-25) und (8-26) der rechnerischen Ermüdungsfestigkeitskurve für stehende Kopfbolzen nach Gl. (8-2) gegenübergestellt.

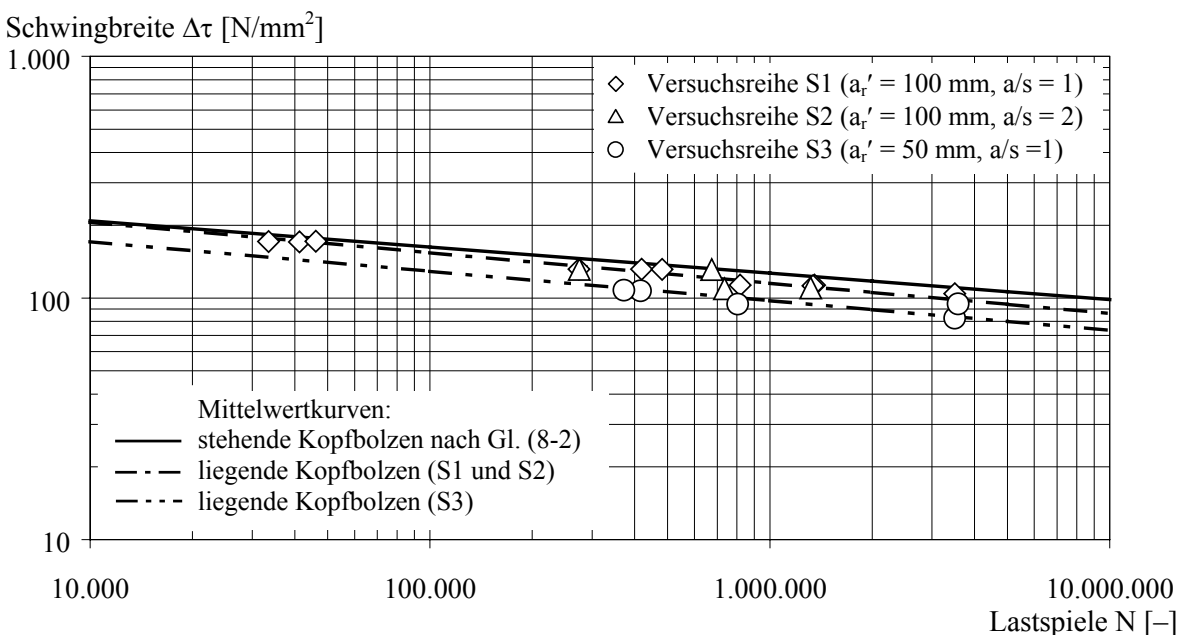


Bild 8-33. Vergleich der experimentellen Ermüdungsfestigkeiten liegender Kopfbolzen mit der mittleren rechnerischen Ermüdungsfestigkeitskurve für stehende Kopfbolzen nach Gl. (8-2)

Die Ermüdungsfestigkeiten von liegenden Kopfbolzen sind im Vergleich zur stehenden Anordnung etwas ungünstiger zu beurteilen. Die Reduzierung der Ermüdungsfestigkeit wird mit abnehmenden wirksamen Randabstand verstärkt. Mit zunehmendem Randabstand nimmt der Randeinfluß ab und ein Angleichen an das Ermüdungsverhalten stehender Kopfbolzen ist zu erwarten.

In Bild 8-34 ist ein Vergleich der Lebensdauern N von Verbundfugen mit liegenden und stehenden Kopfbolzen in Abhängigkeit von der Schwingbreite dargestellt.

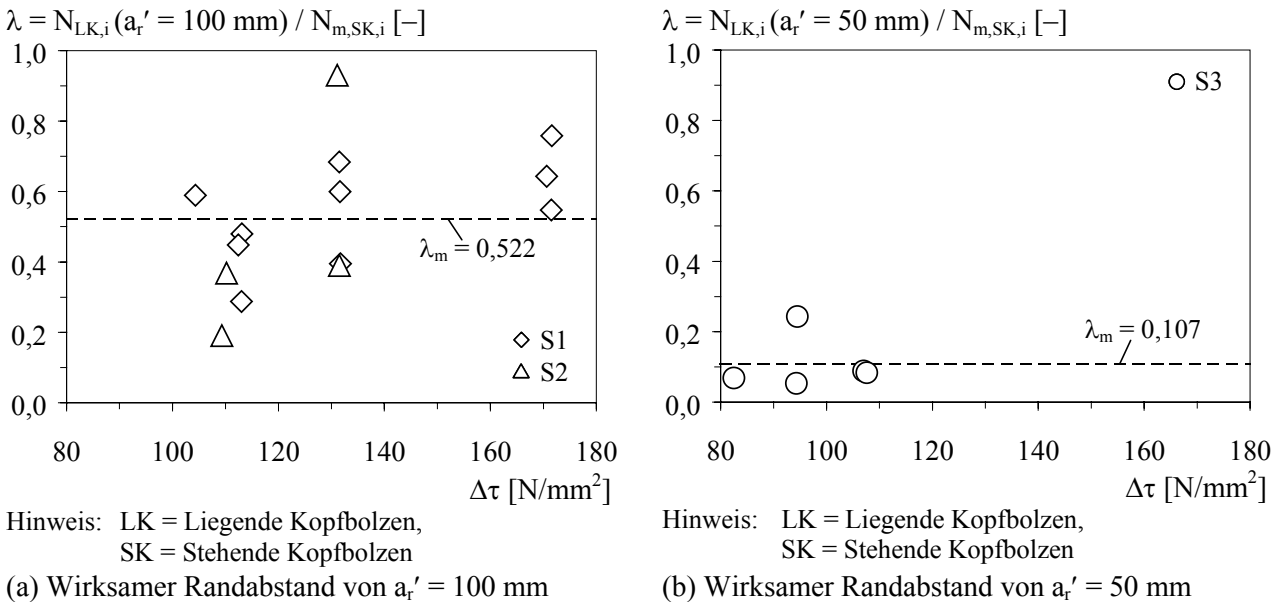


Bild 8-34. Abweichungen der experimentellen Lebensdauer von der theoretischen Lebensdauer entsprechend Gl. (8-2), (8-25) und (8-26)

Die Auswertung ergibt für liegende Kopfbolzen mit einem wirksamen Randabstand von 50 bzw. 100 mm eine Lebensdauer von im Mittel 10,7 bzw. 52,2 % der Lebensdauer von stehenden Dübeln.

8.3.5 Zusammenfassung

Im Rahmen dieses Kapitels sind die einzelnen Schritte der experimentellen Untersuchungen sowie Aspekte zur Entwicklung der Versuchskörper, Versuchsdurchführung und Versuchsauswertung näher erläutert worden. Gegenüber stehenden Kopfbolzen führt für liegende Kopfbolzen der Einfluß der Betonschädigung infolge Spaltrißbildung zu einem etwas ungünstigeren Ermüdungsverhalten. Zur Beschreibung der Lebensdauer sind mittlere Ermüdungsfestigkeitskurven für wirksame Randabstände von 50 und 100 mm entwickelt worden. Für die Herleitung dieser Kurven sind weitere Konstruktions- und Lastparameter wie z. B. die Lage der Verbundfuge oder das Niveau der Oberlast für Anwendungen im Brückenbau auf sicherer Seite abgeschätzt worden.

8.4 Numerische Untersuchungen

8.4.1 Einführung

Die experimentellen Beobachtungen zum Ermüdungsverhalten liegender Kopfbolzen unter Längsschub in Abschnitt 8.3 verdeutlichen, daß zwar das endgültige Versagen im Dübel bzw. sowohl im Dübel als auch im Stahlsteg erfolgt, der zweistufige Versagensmechanismus aber durch eine früh einsetzende Betonschädigung infolge lokaler Betonzermürbung vor dem Dübelfuß und Spaltrißbildung zwischen den Verbundmitteln eingeleitet wird. Daraus wird ersichtlich, daß die Einflüsse auf den Beton den einsetzenden Versagensmechanismus wesentlich mitbestimmen und somit die realistische Erfassung des *materiell nichtlinearen Betonverhaltens* von grundlegender Bedeutung ist. Aus diesem Grund werden die numerischen Untersuchungen mit dem in Abschnitt 1.5 (c) beschriebenen *FE-Programm MASA* [2.72] durchgeführt.

Das in Abschnitt 8.4.2 angewandte *räumliche FE-Modell für nicht ruhenden Längsschub* baut unmittelbar auf dem in Abschnitt 3.3.2 entwickelten FE-Modell für ruhende Längsschubkräfte auf. Im Rahmen der in Abschnitt 3.3.3 durchgeführten statischen Untersuchungen wurde dieses Modell durch die Nachrechnung von insgesamt 17 Versuchen für beide Lagen der Verbundfuge bereits verifiziert. Neben dem allgemeinen Tragverhalten zeigt dieses Modell auch eine gute Übereinstimmung mit dem in den Versuchen beobachteten Einfluß einzelner Parameter auf die Tragfähigkeit je Dübel.

Die in Abschnitt 3.3.2 formulierten Grundsätze der Modellierung treffen auch noch für das hier angewandte FE-Modell für nicht ruhenden Längsschub zu. Der einzige Unterschied besteht darin, daß zur Beschreibung der Einwirkung nicht mehr Verformungs- sondern *Lastschritte* definiert werden. Die Be- und Entlastung erfolgt linear mit bereichsweise konstanten Lastschrittweiten. Im Rahmen der numerischen Untersuchungen wird grundsätzlich zwischen zwei Bereichen unterschieden. Im ersten Bereich vom unbelasteten Zustand bis zum erstmaligen Erreichen der Oberlast wird die Belastung in konstanten Laststufen von jeweils ungefähr 5 % der statischen Dübeltragfähigkeit $P_{T,L}$ aufgebracht. Im zweiten Bereich von der ersten bis zur maximal 50. Oberlast wird die einfache Schwingbreite in acht konstanten Laststufen bzw. das vollständige Lastspiel in 16 betragsmäßig konstanten Laststufen aufgebracht.

Im Rahmen der numerischen Untersuchungen wird zunächst in Abschnitt 8.4.2 das allgemeine *Ermüdungsverhalten* beschrieben und anschließend in Abschnitt 8.4.3 eine ausführliche *Parameterstudie* durchgeführt. Die Parameterstudie soll Aufschluß über den qualitativen Einfluß bedeutender Konstruktions- und Lastparameter geben. In Abschnitt 8.4.4 werden die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen kurz zusammengefaßt.

8.4.2 Ermüdungsverhalten

8.4.2.1 Allgemeines

Das Ermüdungsverhalten liegender Kopfbolzendübel unter Längsschub wird im folgenden anhand des in Abschnitt 3.3.3.2 (a) definierten *Standardkörpers* für ein Oberlastniveau $P_{OL}/P_{T,L}$ von 0,8 und einer Schwingbreite ΔP von 48,2 kN beschrieben. Aus den Ergebnissen für die *Schlupf-, Riß- und Spannungsentwicklung* wird ersichtlich, daß das qualitative Trag- und Verformungsverhalten mit dem in den Versuchen beobachteten Verhalten relativ gut übereinstimmt.

8.4.2.2 Schlupfentwicklung

In Bild 8-35 ist die *Kraft-Schlupf-Beziehung* des FE-Modells unter ruhender und nicht ruhender Längsschubbeanspruchung dargestellt.

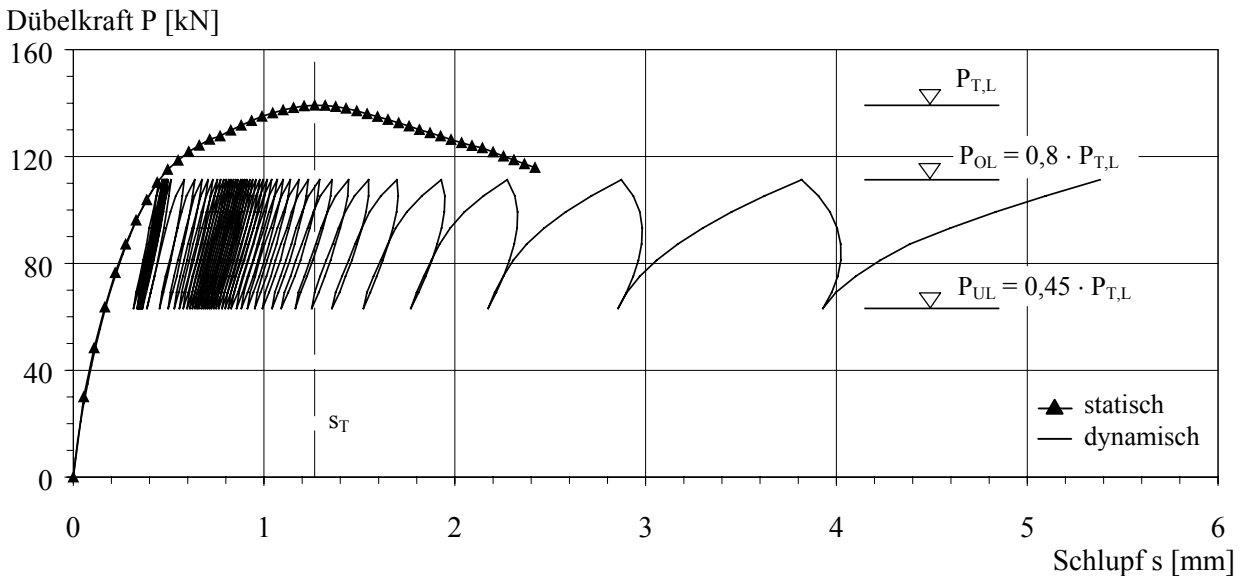


Bild 8-35. Kraft-Schlupf-Beziehung (FE-Rechnung)

Bis zum erstmaligen Erreichen der Oberlast P_{OL} stimmen die beiden Kurven der ruhenden und nicht ruhenden Längsschubbeanspruchung exakt überein. Unter zyklischer Beanspruchung zeigt die Verbundfuge bei Erreichen des Schlupfwertes s_T , der unter ruhender Beanspruchung zur statischen Traglast gehört, einen rasch fortschreitenden Schädigungsprozeß. Die *Steifigkeitsentwicklung* entsprechend Bild 8-36 verläuft ungefähr affin zu der aus den Versuchen in Bild 8-19. Bei Erreichen der ersten Oberlast beträgt die Steifigkeit 368 kN/mm und nimmt mit zunehmender Lastspielzahl bis auf 241 kN/mm nahezu konstant ab.

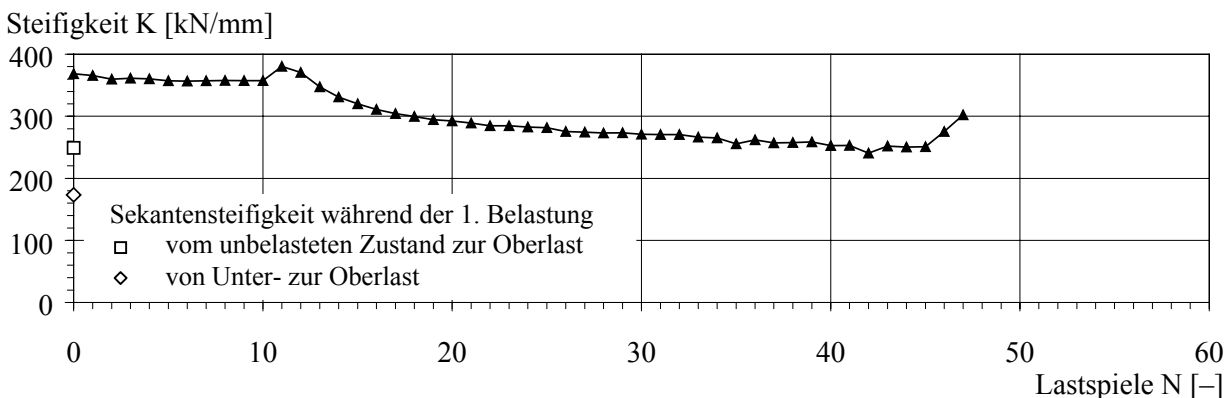


Bild 8-36. Entwicklung der Dübelsteifigkeit (FE-Rechnung)

Das Bild 8-37 zeigt die *Schlupfentwicklung bei Erreichen der Ober- und Unterlast*. Der Schlupfverlauf stimmt qualitativ mit den in den Versuchen beobachteten Beziehungen relativ gut überein, vgl. Bild 8-17. Aufgrund der vergleichsweise hohen Werte für das Oberlastniveau und die Schwingbreite zeigt die FE-Rechnung eine viel geringere Lebensdauer als die experimentellen Untersuchungen. Die Schlupfdifferenz ist bis auf den Bereich unmittelbar vor Versagen der Verbundfuge nahezu konstant.

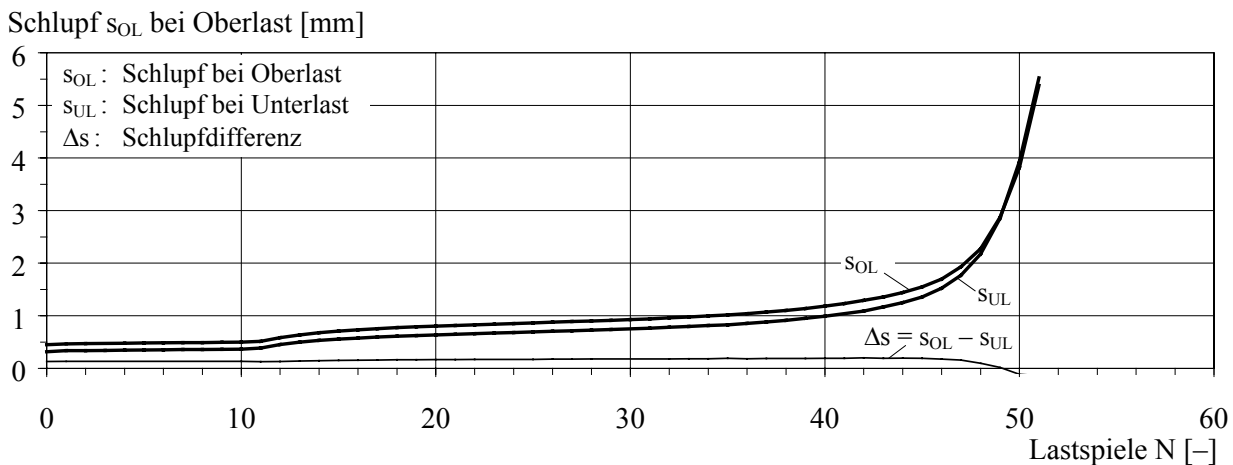


Bild 8-37. Lastspielzahl-Schlupf-Beziehung (FE-Rechnung)

8.4.2.3 Riß- und Spannungsentwicklung

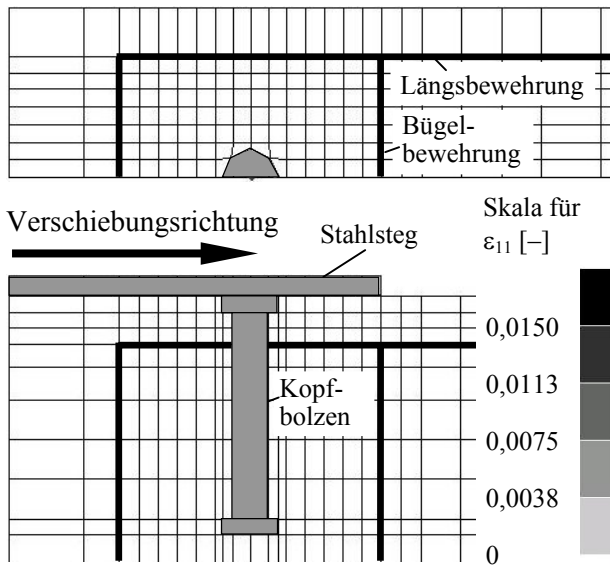
Die Bilder 8-38 bis 8-41 zeigen den Prozeß der Rißbildung anhand der Hauptdehnungen ε_{11} und der Spannungsentwicklung bei erstmaligem, 20., 40., 45. und 50. Erreichen der Oberlast. Der Abstand der Zeitpunkte ist deshalb nicht konstant gewählt, damit die gegen Ende der Lebensdauer stark zunehmende Schädigung auch bildhaft verdeutlicht werden kann. Alle Darstellungen zeigen einen Schnitt sowohl durch die Schwerebene der Bewehrungsführung parallel zur Plattenstirnseite als auch durch die Plattenmittelebene mit einem mittig geschnittenen Kopfbolzen, vgl. Bild 8-38 (a) mit Bild 3-4.

Allen Darstellungen in Bild 8-38 ist die deutliche Abbildung der Relativverschiebung in der Verbundfuge gemeinsam. Mit zunehmender Lastspielzahl löst sich der Beton auf der lastabgewandten Seite zusehends vom Dübel. Parallel dazu entfestigt sich der Beton auf der lastzugewandten Seite unmittelbar vor dem Dübelfuß durch eine gegen Ende der Lebensdauer stark einsetzende *Rißentwicklung*. Infolge der Keilwirkung des Kopfbolzens auf die Betonmatrix kommt es einerseits zum Aufspalten der Plattenstirnseite vor dem Dübel und andererseits zur Rißbildung seitlich des Dübels, siehe Hinweise in Bild 8-38. Kurz vor Abbruch der FE-Rechnung ist der Beton auf der lastzugewandten Seite bis zu einer Tiefe von ungefähr der 1,3-fachen Bolzenlänge stark geschädigt.

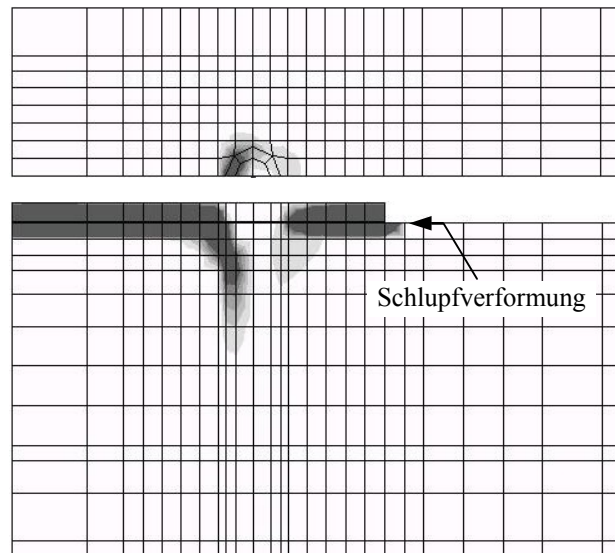
Die Bilder 8-39 bis 8-41 zeigen die *Entwicklung der Normalspannungen* in die folgenden drei räumlichen Richtungen:

- in Plattendickenrichtung (siehe Bild 8-39),
- in Richtung der Längsschubbeanspruchung (siehe Bild 8-40) und
- in Bolzenlängsrichtung (siehe Bild 8-41).

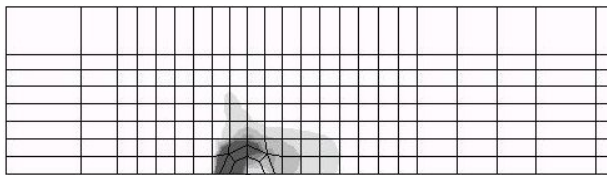
Die Spannungsentwicklungen zeigen einen mehraxialen Druckspannungszustand des Betons unmittelbar vor dem Dübelfuß. Die Intensität der Spannungen nimmt mit wachsender Lastspielzahl zu und führt zu einer Entfestigung der Betonstruktur. Besonders Bild 8-41 verdeutlicht die Biegebeanspruchungen entlang des Dübelschaftes. Dabei fällt auf, daß im Bereich der Schweißwulst der Biegezug auf der lastzugewandten Seite liegt und im Abstand von ungefähr 30 bis 60 mm von der Plattenstirnseite ein Vorzeichenwechsel stattfindet.



(a) Übersicht

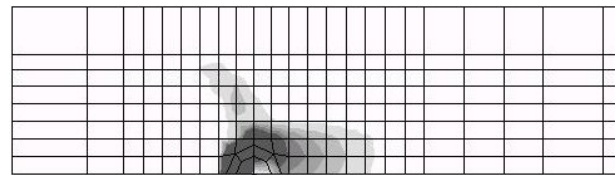


(b) Statische Oberlast bzw. 1. Erreichen der Oberlast

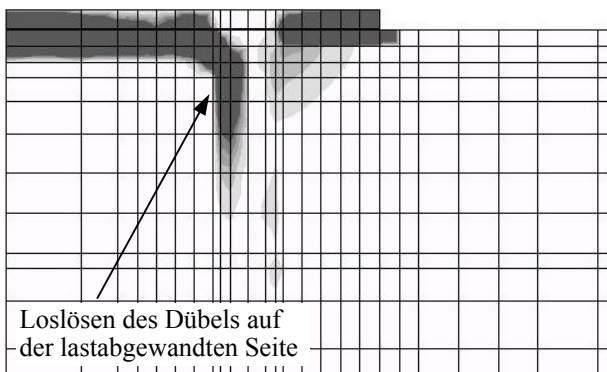


Loslösen des Dübels auf der lastabgewandten Seite

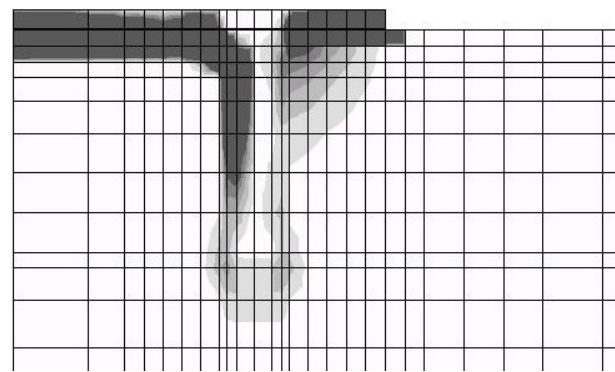
(c) 20. Oberlast



(d) 40. Oberlast



(e) 45. Oberlast



(f) 50. Oberlast

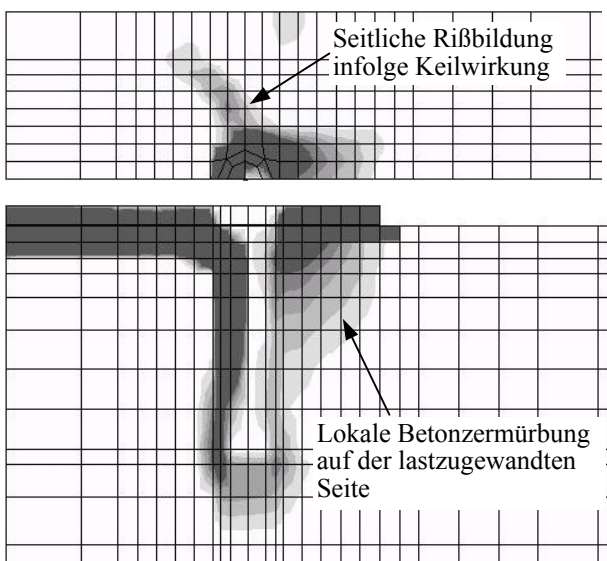


Bild 8-38. Rißentwicklung des FE-Modells nahe der Plattenstirnseite und in Plattenmittelebene (FE-Netz ohne Verformungen dargestellt)

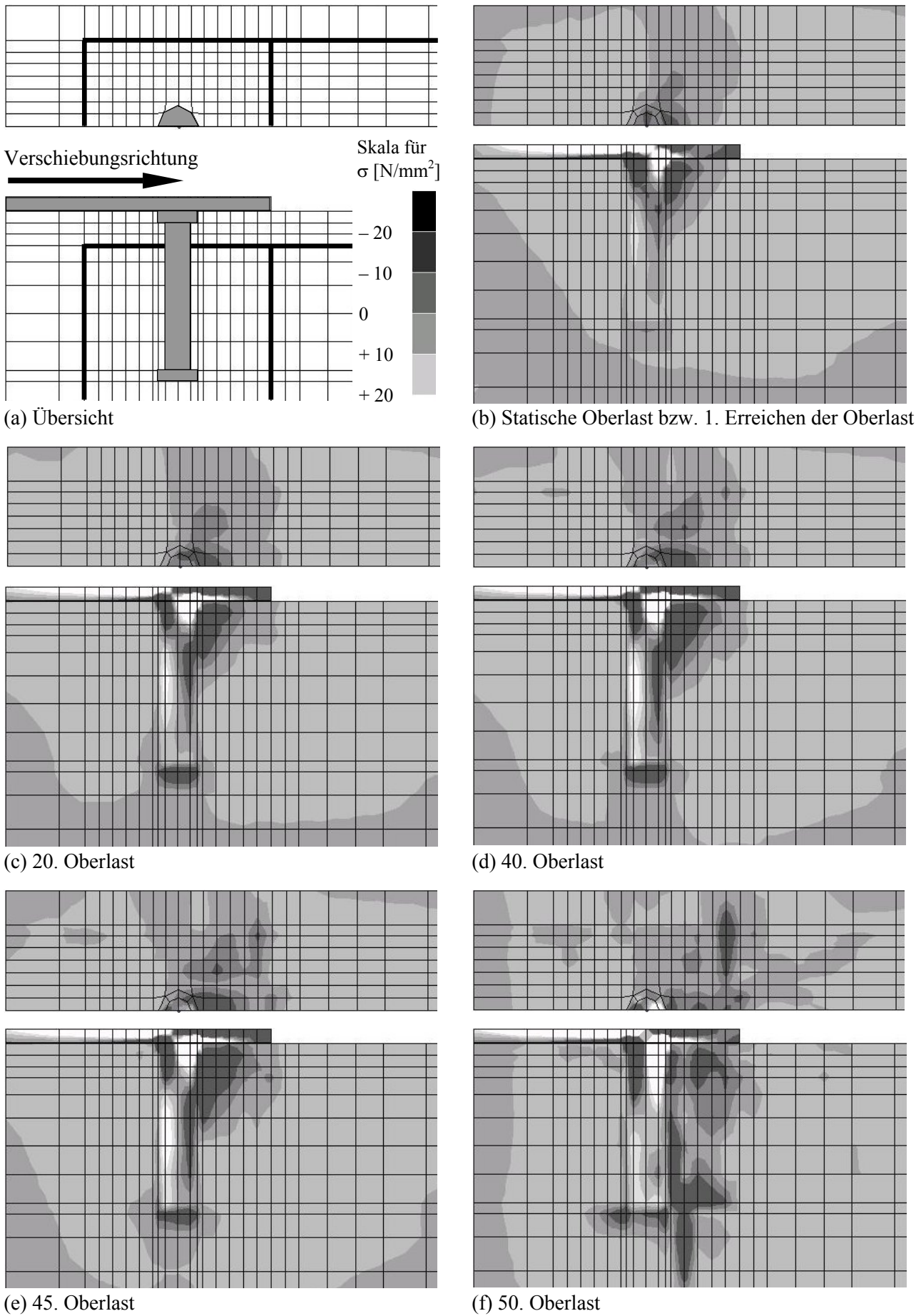


Bild 8-39. Spannungsentwicklung des FE-Modells in Plattendickenrichtung nahe der Plattenstirnseite und in Plattennittelebene (FE-Netz ohne Verformungen dargestellt)

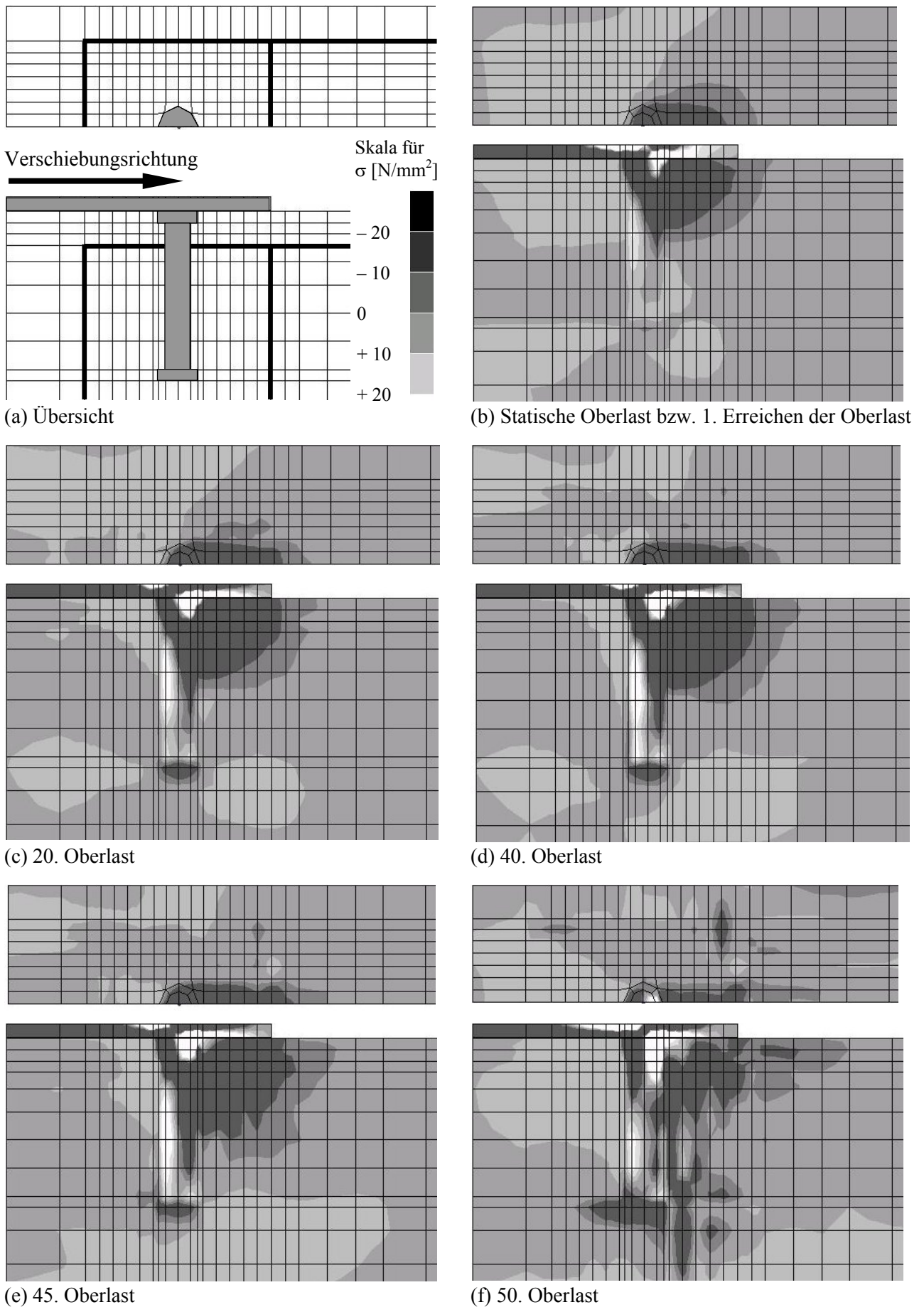


Bild 8-40. Spannungsentwicklung des FE-Modells in Richtung der Längsschubbeanspruchung nahe der Plattenstirnseite und in Plattenmittelebene (FE-Netz ohne Verformungen dargestellt)

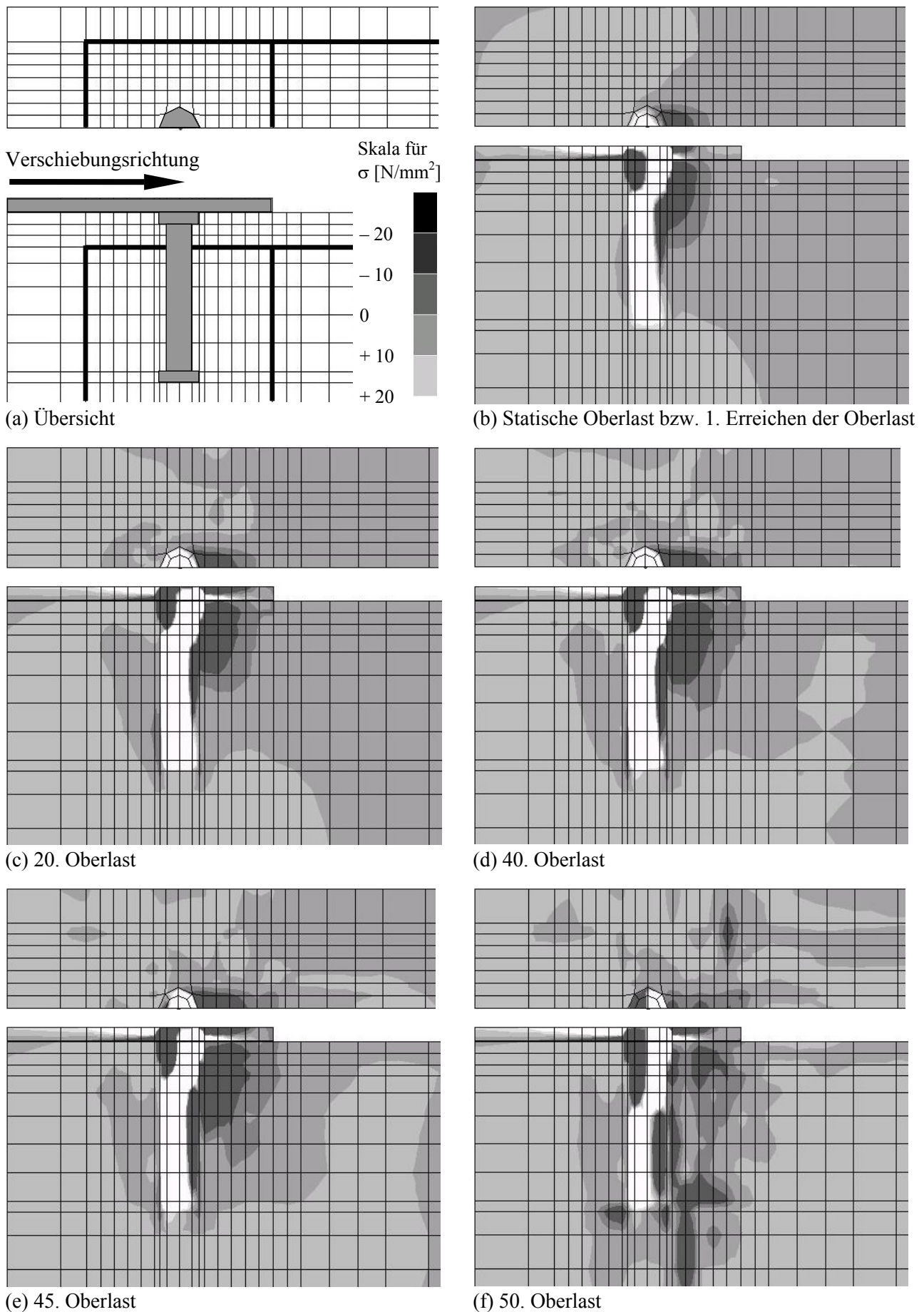


Bild 8-41. Spannungsentwicklung des FE-Modells in Bolzenlängsrichtung nahe der Plattenstirnseite und in Plattenmittelebene (FE-Netz ohne Verformungen dargestellt)

8.4.3 Parameterstudie

8.4.3.1 Allgemeines

Ziel dieser Parameterstudie ist es, einzelne Einflußparameter auf das Ermüdungsverhalten zu gewichten und die für die experimentellen Untersuchungen getroffenen Annahmen, z. B. die Begrenzung der Betonfestigkeit und die Beschränkung auf eine Randlage der Verbundfuge, zu untermauern. Infolge der Vielzahl von Last- und Konstruktionsparametern und der langen Rechenzeiten werden die FE-Rechnungen nach maximal 50 Lastspielen abgebrochen. In Übereinstimmung mit den Versuchen wird für die Auswertung der Parameterstudie im folgenden die **Schlupfentwicklung bei Oberlast** als Maß zur Beurteilung der Schädigung infolge Ermüdungsbeanspruchung herangezogen, vgl. Abschnitte 8.4.3.2 bis 8.4.3.6 und Anhang D.

Um den Einfluß einzelner Konstruktionsparameter möglichst deutlich aufzeigen zu können, ist die **Schwingbreite** ΔP bis auf einen Teil der Untersuchungen in Abschnitt 8.4.3.6 konstant zu 48,2 kN gewählt worden. Die Größenordnung der gewählten Schwingbreite beruht auf dem Kompromiß, daß einerseits ein größerer Wert zu unrealistisch hohen Ermüdungsbeanspruchungen und andererseits ein kleinerer Wert unter Berücksichtigung der betrachteten Anzahl von nur 50 Lastspielen zu einer äußerst geringen Schlupfzunahme führen würde. Der festgelegte Wert entspricht genau 40 % der statischen Tragfähigkeit des FE-Modells, das im Rahmen der Untersuchung die geringste Traglast aufweist, siehe die Wahl der Konstruktionsparameter in Bild 8-42.

Die Vorgehensweise zur Beurteilung des Einflusses einzelner Konstruktionsparameter in den Abschnitten 8.4.3.3 bis 8.4.3.6 ist identisch. Im *ersten Schritt* werden zwei FE-Modelle, die sich in nur einem Konstruktionsparameter unterscheiden mit Lastwechseln ΔP von 48,2 kN bei einer **konstanten Oberlast** P_{OL} von jeweils 50 und 80 % der jeweils geringeren statischen Tragfähigkeit $P_{T,L}$ der beiden Modelle beansprucht. Im *zweiten Schritt* werden die beiden Modelle mit Lastwechseln ΔP von 48,2 kN bei einem **konstanten Niveau der Oberlast** $P_{OL}/P_{T,L}$ von 50 und 80 % beansprucht.

8.4.3.2 Oberlast

Die Bilder 8-42 bis 8-45 zeigen die Schlupfentwicklung bei Erreichen der Oberlast in Abhängigkeit vom Niveau der Oberlast. In den Bildern 8-43 und 8-44 wird gegenüber Bild 8-42 die Betonfestigkeit variiert. In Bild 8-45 wird gegenüber Bild 8-42 der wirksame Randabstand verändert.

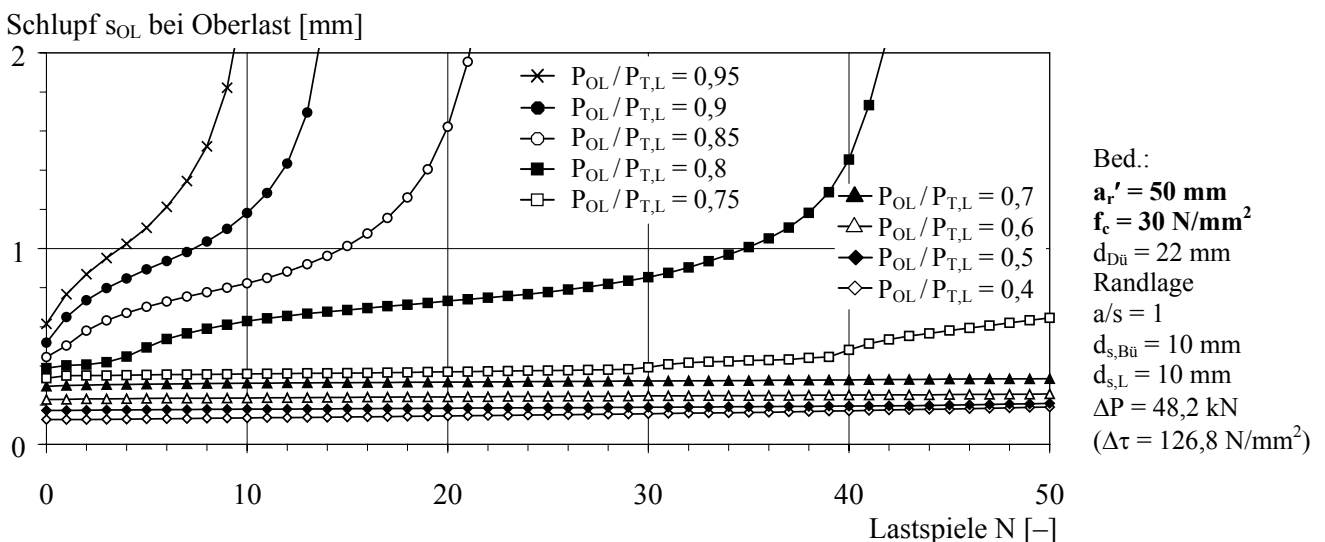


Bild 8-42. Schlupfentwicklung in Abhängigkeit von der Oberlast bei $a_r' = 50 \text{ mm}$, $f_c = 30 \text{ N/mm}^2$

Schlupf s_{OL} bei Oberlast [mm]

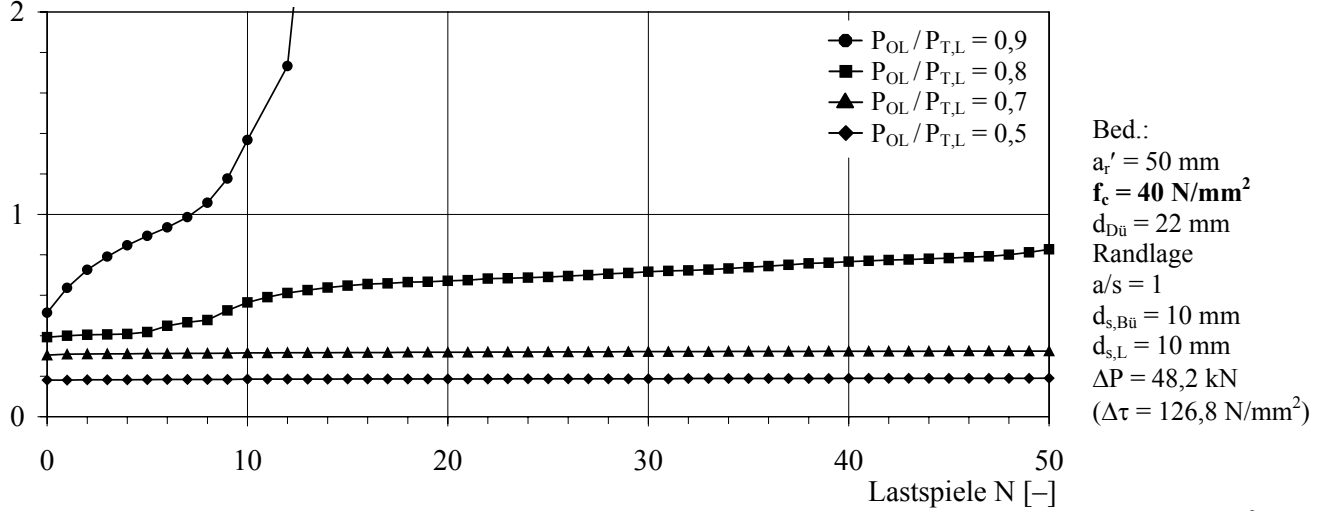


Bild 8-43. Schlupfentwicklung in Abhängigkeit von der Oberlast bei $a_{r'} = 50$ mm, $f_c = 40$ N/mm²

Schlupf s_{OL} bei Oberlast [mm]

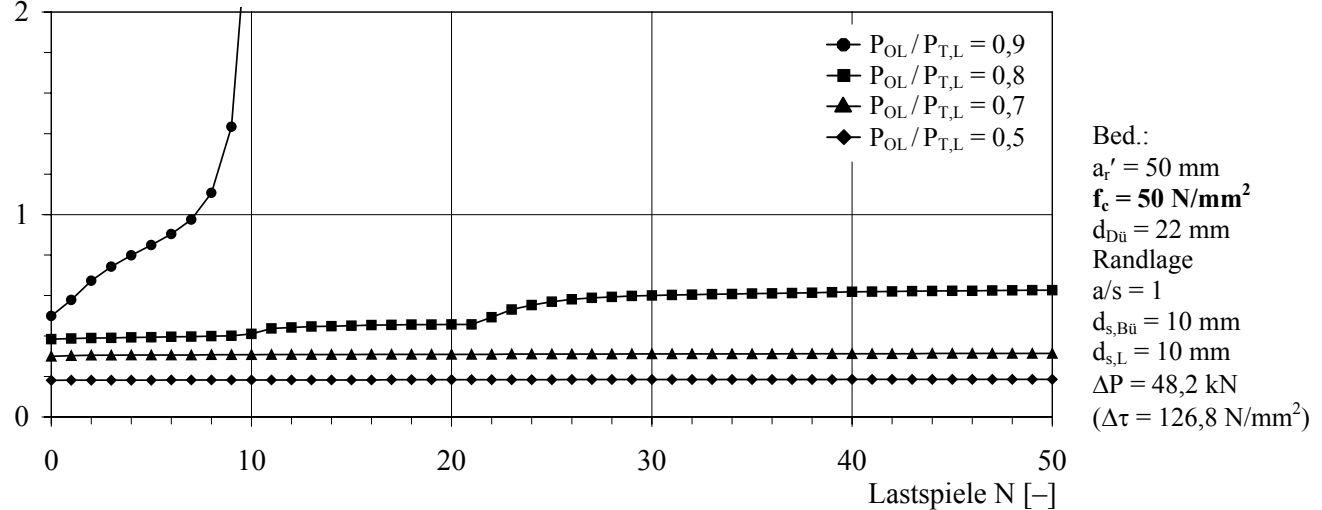


Bild 8-44. Schlupfentwicklung in Abhängigkeit von der Oberlast bei $a_{r'} = 50$ mm, $f_c = 50$ N/mm²

Schlupf s_{OL} bei Oberlast [mm]

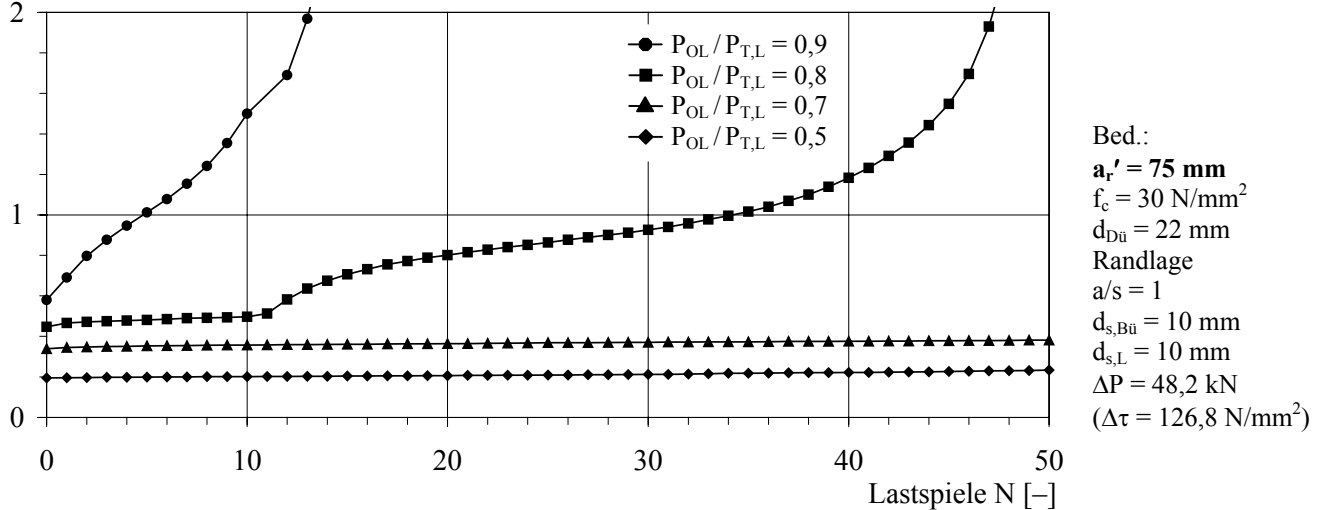


Bild 8-45. Schlupfentwicklung in Abhängigkeit von der Oberlast bei $a_{r'} = 75$ mm, $f_c = 30$ N/mm²

In Übereinstimmung mit bisherigen Untersuchungen entsprechend Abschnitt 8.2.1.3 führt eine Zunahme der absoluten Oberlast P_{OL} trotz konstanter Schwingbreite ΔP infolge ansteigender Schädigungsraten zu einer beschleunigten Schlupfzunahme und schließlich zu einer Reduktion der Lebensdauer. Die Parameterstudie bestätigt, daß für Oberlasten kleiner als 60 % der statischen Tragfähigkeit wohl kein bedeutender Einfluß der Oberlast auf die Ermüdungsfestigkeit besteht. Im Rahmen der hier gezeigten numerischen Untersuchung mit maximal 50 Lastspielen zeigt sich diese Unabhängigkeit von der Oberlast schon bei etwa 70 bis 80 % der statischen Tragfähigkeit.

Der Einfluß der Betonfestigkeit und des wirksamen Randabstandes wird in den Abschnitten 8.4.3.3 und 8.4.3.4 diskutiert.

8.4.3.3 Betonfestigkeit

Die Bilder 8-46 und 8-47 zeigen den Einfluß der Betonfestigkeit auf die Schlupfentwicklung.

Schlupf s_{OL} bei Oberlast [mm]

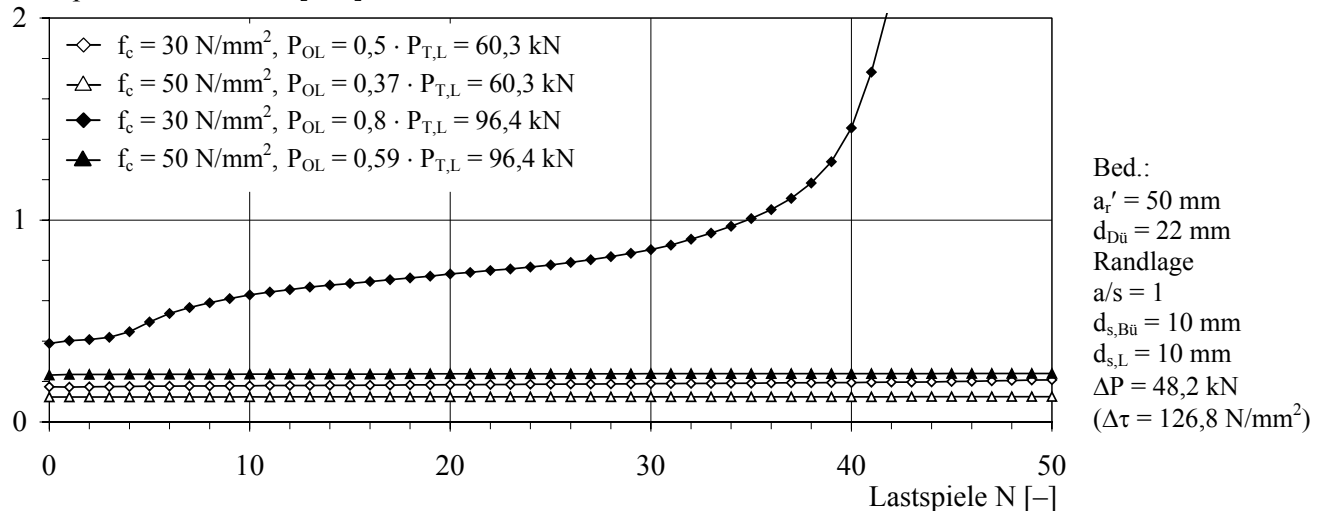


Bild 8-46. Schlupfentwicklung in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit f_c für $P_{OL} = \text{konst.}$

Schlupf s_{OL} bei Oberlast [mm]

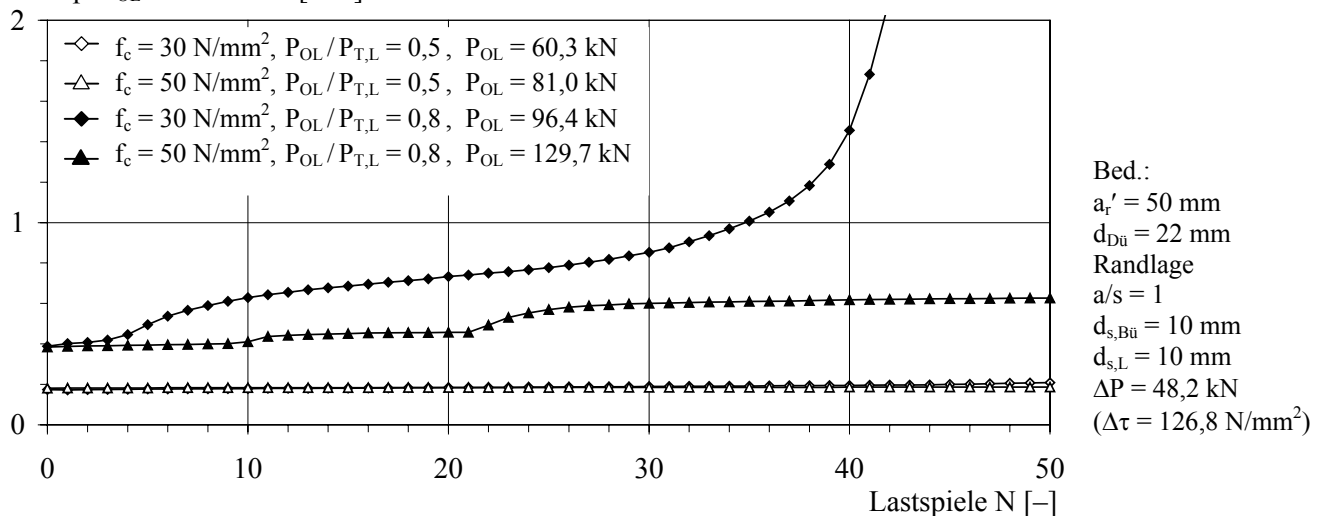


Bild 8-47. Schlupfentwicklung in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit f_c für $P_{OL} / P_{T,L} = \text{konst.}$

Die Kurven zeigen, daß das Ermüdungsverhalten der Verbundfuge sowohl bei konstanter Oberlast als auch bei konstantem Oberlastniveau mit zunehmender Betonfestigkeit günstiger wird. Damit wird die in Abschnitt 8.3.1.2 erläuterte Argumentation, bei den Versuchskörpern die Druckfestigkeit

des Betons auf einen Maximalwert im unteren praktischen Anwendungsbereich zu begrenzen, um ein ungünstigeres Ermüdungsverhalten zu bewirken, auch numerisch bestätigt.

8.4.3.4 Lage der Verbundfuge

Die Bilder 8-48 und 8-49 zeigen den Einfluß der Lage der Verbundfuge auf die Schlupfentwicklung.

Schlupf s_{OL} bei Oberlast [mm]

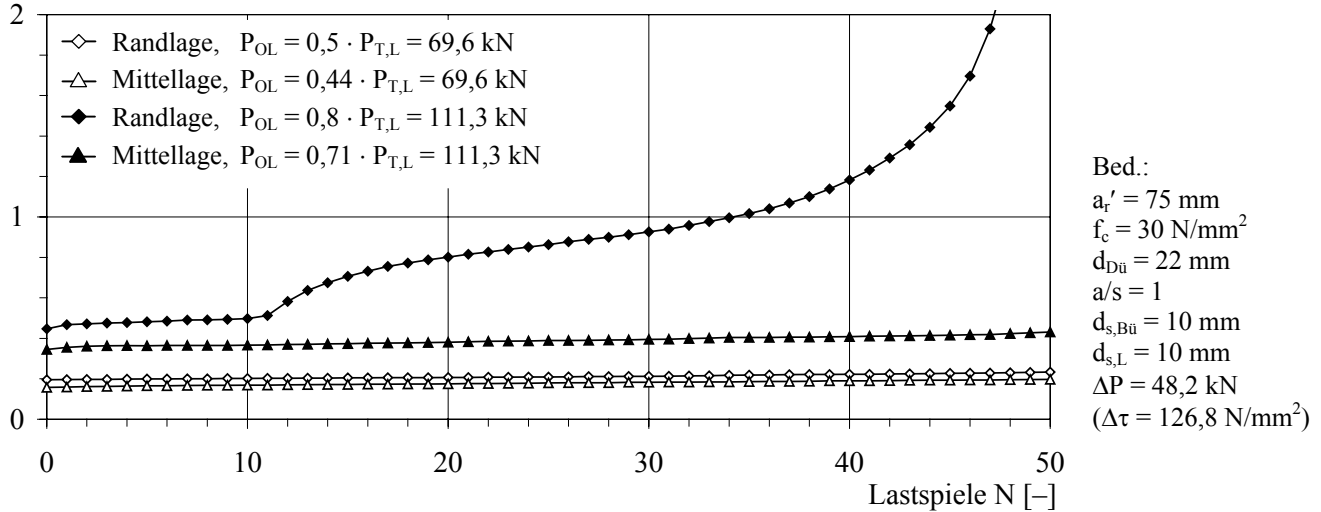


Bild 8-48. Schlupfentwicklung in Abhängigkeit von der Lage der Verbundfuge für $P_{OL} = \text{konst.}$

Schlupf s_{OL} bei Oberlast [mm]

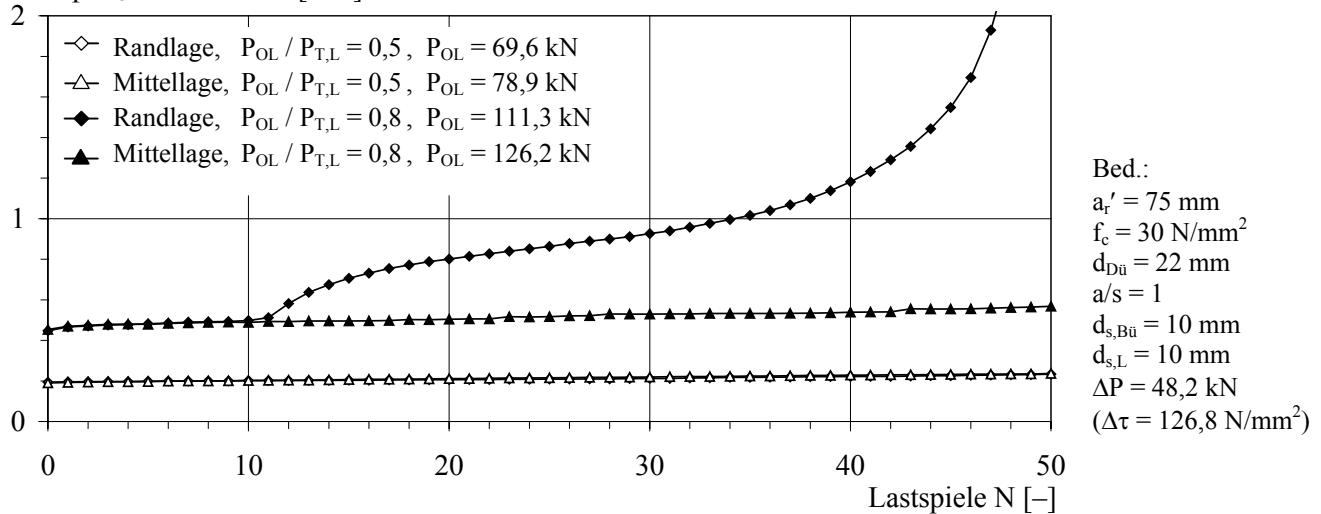


Bild 8-49. Schlupfentwicklung in Abhängigkeit von der Verbundfugenlage für $P_{OL} / P_{T,L} = \text{konst.}$

Die Schlupfentwicklung zeigt, daß das Ermüdungsverhalten sowohl bei konstanter Oberlast als auch bei konstantem Oberlastniveau für eine Randlage der Verbundfuge ungünstiger ist als für eine Mittellage. Damit wird die in Abschnitt 8.3.1.1 begründete Entscheidung, im experimentellen Teil der Untersuchungen auf der sicheren Seite liegend nur eine Randlage der Verbundfuge zu berücksichtigen, im nachhinein auch numerisch bestätigt.

8.4.3.5 Wirksamer Randabstand

Die Bilder 8-50 und 8-51 zeigen den Einfluß des Randabstandes auf die Schlupfentwicklung.

Schlupf s_{OL} bei Oberlast [mm]

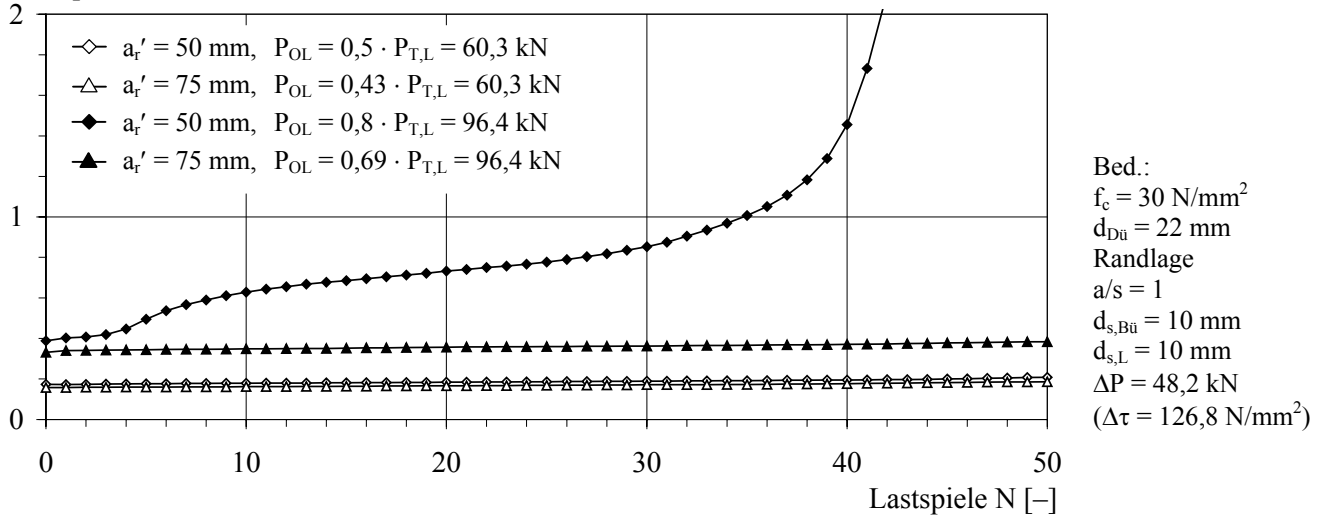


Bild 8-50. Schlupfentwicklung in Abhängigkeit vom wirksamen Randabstand a_r' für $P_{OL} = \text{konst.}$

Schlupf s_{OL} bei Oberlast [mm]

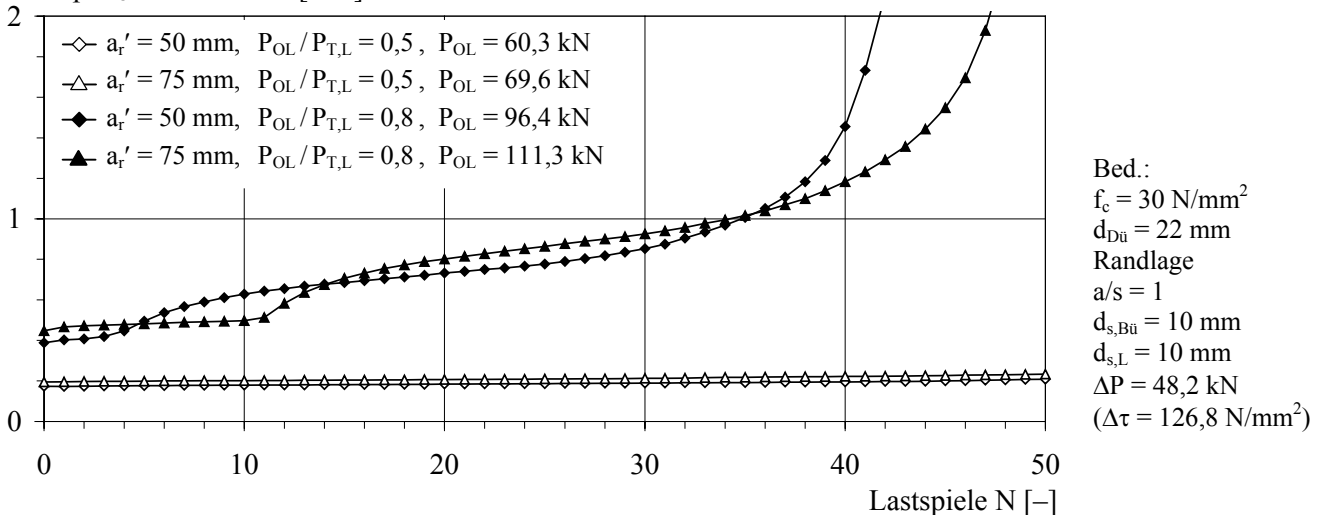


Bild 8-51. Schlupfentwicklung in Abhängigkeit vom Randabstand a_r' für $P_{OL}/P_{T,L} = \text{konst.}$

Die Schlupfentwicklung zeigt, daß das Ermüdungsverhalten der Verbundfuge sowohl bei konstanter Oberlast als auch bei konstantem Oberlastniveau mit abnehmendem wirksamen Randabstand ungünstiger wird. Diese auf FE-Rechnungen gestützte Aussage wird durch den experimentellen Teil der Untersuchungen bestätigt, vgl. Abschnitt 8.3.4.3 (d).

8.4.3.6 Dübeldurchmesser

(a) Allgemeines

Im folgenden wird der Einfluß des Dübeldurchmessers auf die Schlupfentwicklung untersucht. Dabei wird dem ersten Teil dieser numerischen Parameterstudie eine *konstante Dübelkraftdifferenz* ΔP , vgl. Abschnitt 8.4.3.6 (b), und dem zweiten Teil eine *konstante Schubspannungs-Doppelamplitude* $\Delta\tau$, vgl. Abschnitt 8.4.3.6 (c), zugrunde gelegt. Die Ergebnisse werden in Abschnitt 8.4.3.6 (d) zusammengefaßt. Der Unterschied besteht darin, daß sich z. B. unter Berücksichtigung eines Dübel-

durchmesser 22 und 25 mm und unter Annahme einer konstanten Schubspannungs-Doppelamplitude die einwirkende Dübelkraftdifferenz proportional zum Schaftquerschnitt um 29,1 % erhöht. Für den beschriebenen Fall konnte für stehende Kopfbolzen bisher keine bedeutende Abhängigkeit der Ermüdungsfestigkeit vom Dübelndurchmesser festgestellt werden, vgl. Abschnitt 8.2.1.3.

(b) Konstante Dübelkraftdifferenz

Die Bilder 8-52 und 8-53 zeigen den Einfluß des Dübelndurchmessers auf die Schlupfentwicklung bei konstanter Dübelkraftdifferenz ΔP von 48,2 kN.

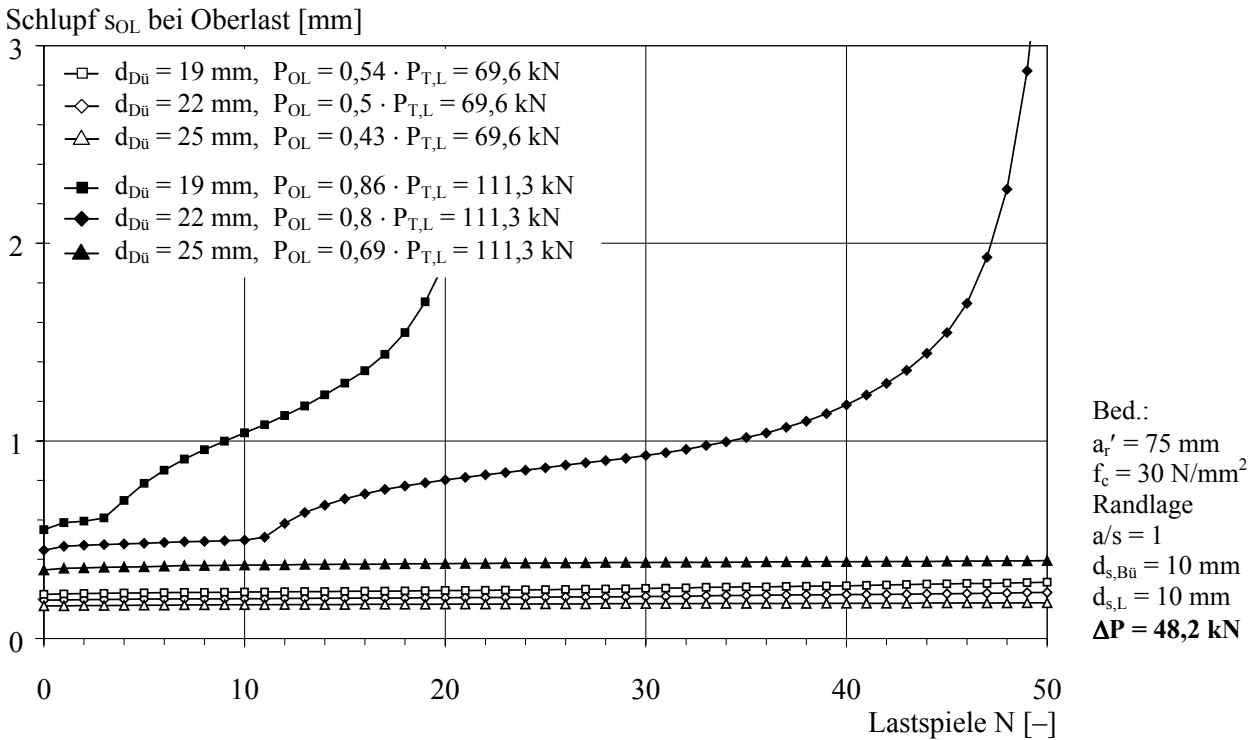


Bild 8-52. Schlupfentwicklung in Abhängigkeit vom Dübelndurchmesser $d_{Dü}$ für $P_{OL} = \text{konst.}$

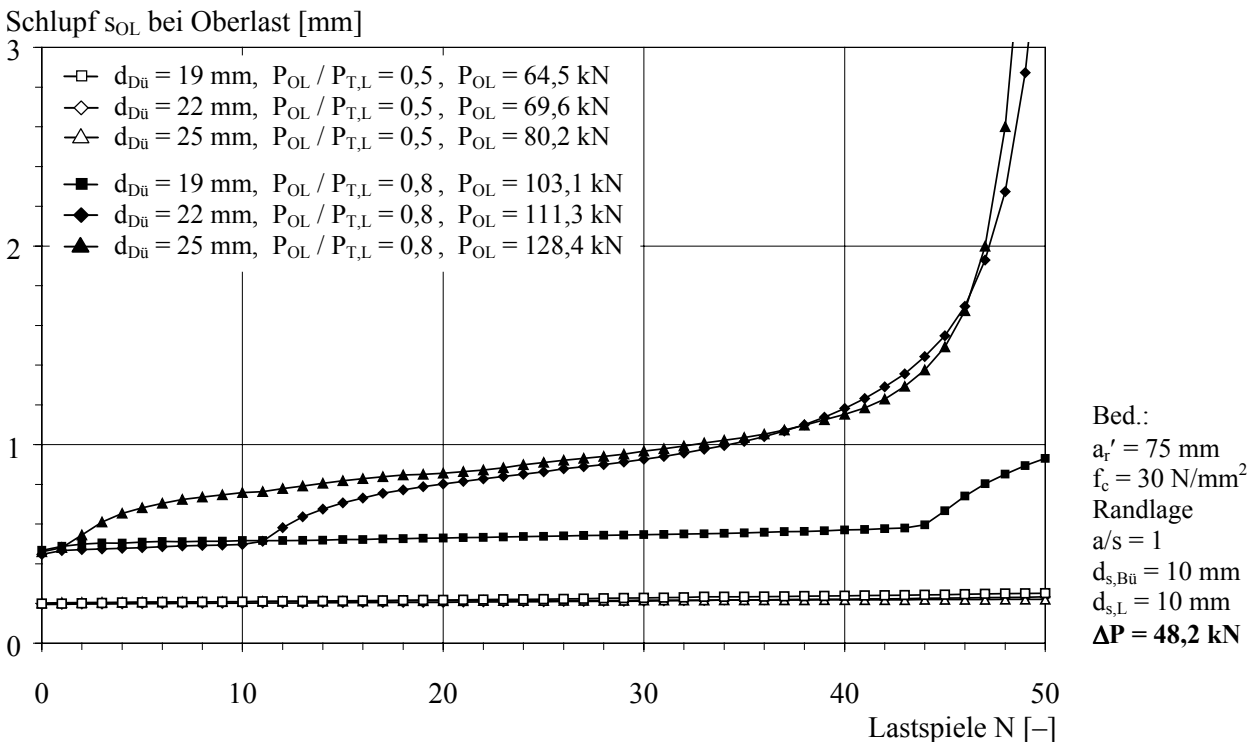


Bild 8-53. Schlupfentwicklung in Abhängigkeit vom Dübelndurchmesser $d_{Dü}$ für $P_{OL} / P_{T,L} = \text{konst.}$

(c) Konstante Schubspannungs-Doppelamplitude

Die Bilder 8-54 und 8-55 zeigen den Einfluß des Dübeldurchmessers auf die Schlupfentwicklung bei konstanter Schubspannungs-Doppelamplitude $\Delta\tau$ von $126,8 \text{ N/mm}^2$.

Schlupf s_{OL} bei Oberlast [mm]

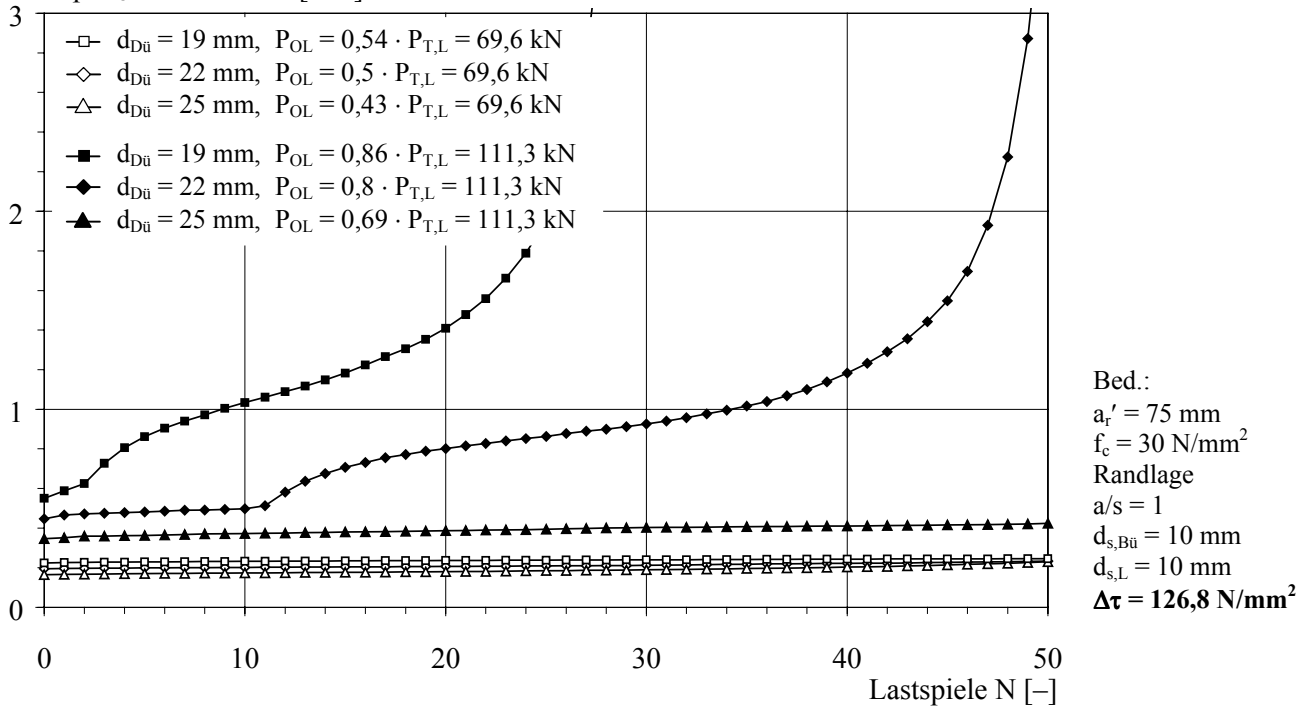


Bild 8-54. Schlupfentwicklung in Abhängigkeit vom Dübeldurchmesser $d_{Dü}$ für $P_{OL} = \text{konst.}$

Schlupf s_{OL} bei Oberlast [mm]

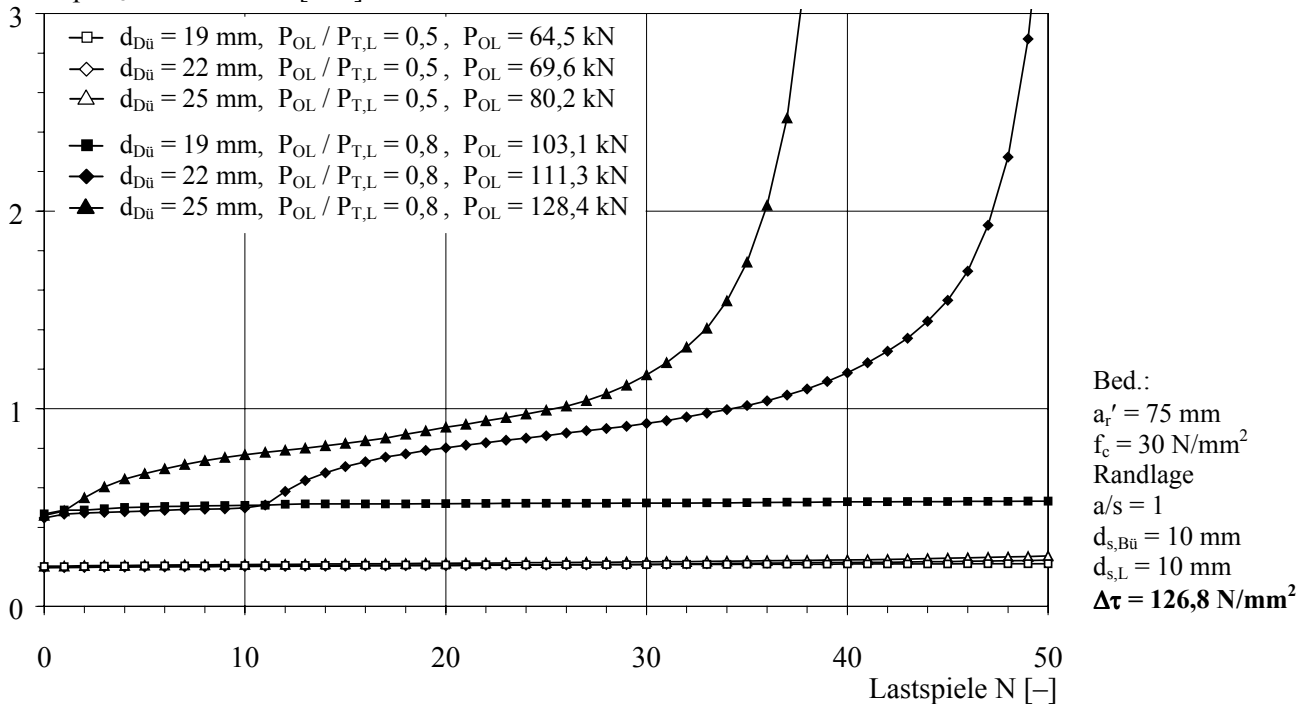


Bild 8-55. Schlupfentwicklung in Abhängigkeit vom Dübeldurchmesser $d_{Dü}$ für $P_{OL} / P_{T,L} = \text{konst.}$

(d) Ergebnisse

Die numerischen Untersuchungen zum Einfluß des Dübeldurchmessers auf das Ermüdungsverhalten führen zu folgenden Aussagen:

- Bei *konstanter Schwingbreite ΔP* und *konstanter Oberlast P_{OL}* ist das Ermüdungsverhalten eines Kopfbolzens größeren Durchmessers im Vergleich zu einem kleineren Durchmesser im allgemeinen günstiger zu beurteilen, vgl. Bild 8-52.
- Bei *konstanter Schwingbreite ΔP* und *konstantem Niveau der Oberlast $P_{OL}/P_{T,L}$* scheint sich aufgrund mit zunehmendem Durchmesser ansteigenden Oberlasten das Ermüdungsverhalten einander anzugleichen. Für diesen Beanspruchungsfall ist das Ermüdungsverhalten eines Dübeldurchmessers von 19 mm insgesamt etwas günstiger zu beurteilen als das eines Durchmessers von 22 mm, vgl. Bild 8-53.
- Bei *konstanter Schubspannungs-Doppelamplitude $\Delta\tau$* und *konstanter Oberlast P_{OL}* ist das Ermüdungsverhalten eines Kopfbolzens größeren Durchmessers im Vergleich zu einem kleineren Durchmesser durchaus als günstiger zu beurteilen, vgl. Bild 8-54.
- Bei *konstanter Schubspannungs-Doppelamplitude $\Delta\tau$* und *konstantem Niveau der Oberlast $P_{OL}/P_{T,L}$* scheint sich die Verbundfuge mit größerem Dübeldurchmesser eindeutig ungünstiger zu verhalten als mit kleinerem Durchmesser, vgl. Bild 8-55.

Dieser Teil der numerischen Untersuchungen zeigt, daß die Übertragung von Versuchsergebnissen mit kleineren Dübeldurchmessern auf größere Durchmesser eventuell zu Aussagen auf der unsicheren Seite führt, wenn nicht die absolute Dübelkraftdifferenz ΔP , sondern die auf den Schaftquerschnitt bezogene Schubspannungs-Doppelamplitude $\Delta\tau$ als Eingangsgröße verwendet wird.

8.4.3.7 Bügeldurchmesser

Das Bild 8-56 zeigt den Einfluß des Bügeldurchmessers auf die Schlupfentwicklung. Aufbauend auf den FE-Ergebnissen in Abschnitt 3.3.3.2 (e) und den Untersuchungen von Breuninger [2.4], die einen vernachlässigbaren Einfluß des Bügeldurchmessers auf die statische Spalttragfähigkeit unter Längsschub zeigen, wird den FE-Rechnungen in Bild 8-56 jeweils eine konstante Dübeloberlast zugrunde gelegt. Daraus ergeben sich nahezu konstante Oberlastniveaus.

Schlupf s_{OL} bei Oberlast [mm]

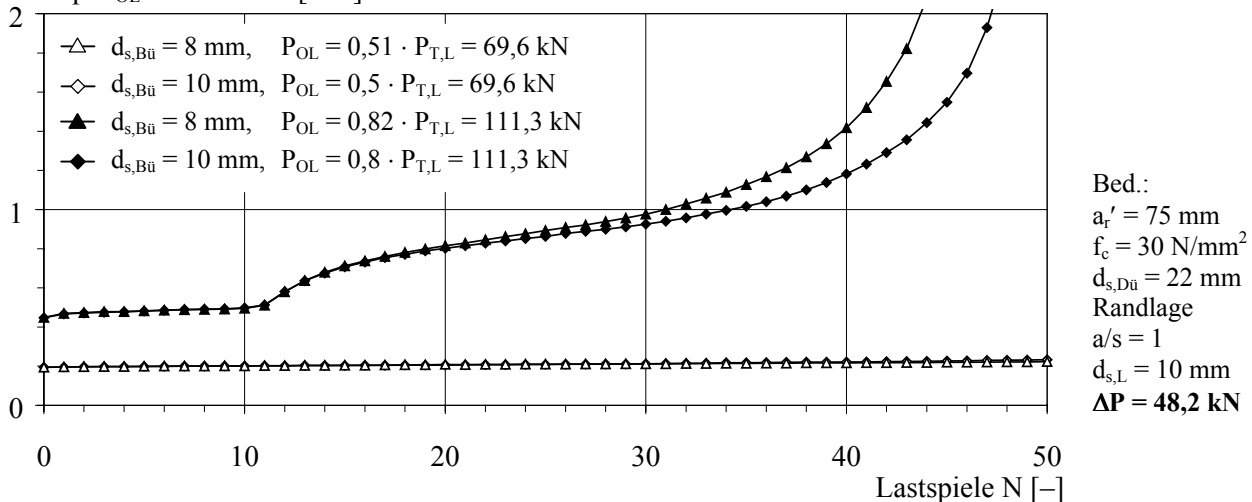


Bild 8-56. Schlupfentwicklung in Abhängigkeit vom Bügeldurchmesser $d_{s,Bü}$ für $P_{OL} = \text{konst.}$

Die Schlupfentwicklung zeigt, daß das Ermüdungsverhalten der Verbundfuge bei konstanter Oberlast mit abnehmendem Bügeldurchmessers nur sehr geringfügig ungünstiger wird.

8.4.4 Zusammenfassung

Die entwickelten räumlichen FE-Modelle für Verbundfugen mit liegenden Kopfbolzen unter ruhender und nicht ruhender Längsschubbeanspruchung zeigen eine gute Übereinstimmung mit bisherigen Untersuchungen bzw. mit den Versuchen. Die numerischen Untersuchungen mit zyklischer Beanspruchung bestätigen das in den Versuchen beobachtete Verhalten, nämlich daß das Versagen der Verbundfuge durch die Schädigung des Betongefüges eingeleitet wird.

Aufgrund der erforderlichen Rechenkapazitäten ist der Umfang der numerischen Untersuchungen auf nur wenige Lastwechsel – also auf den Bereich der Kurzzeitfestigkeit – begrenzt. Die im folgenden zusammengefaßten Kernaussagen gelten somit im untersuchten Bereich der Kurzzeitfestigkeit und sind u. U. nicht uneingeschränkt auf den Bereich der Zeitfestigkeit übertragbar.

Die durchgeführte Parameterstudie führt zu folgenden Kernaussagen:

- Bei höheren *Oberlasten* nahe der Dübeltragfähigkeit fällt die Ermüdungsfestigkeit stark ab. Die Oberlastabhängigkeit nimmt mit abnehmendem Niveau der Oberlast ab und scheint ab einem Bereich von 70 bis 80 % der statischen Tragfähigkeit vernachlässigbar zu werden.
- Mit der *Betonfestigkeit* erhöht sich die Ermüdungsfestigkeit.
- Die *Lage der Verbundfuge* in der Mitte der Stahlbetonplatte ist unter Ermüdungsbeanspruchung günstiger zu beurteilen als am Plattenrand.
- Mit abnehmendem *wirksamen Randabstand* der Dübel fällt die Ermüdungsfestigkeit deutlich ab.
- Bei konstantem Niveau der Oberlast $P_{OL}/P_{T,L}$ und konstanter Kraft-Doppelamplitude ΔP ist – ausgehend vom Ermüdungsverhalten eines Kopfbolzens des Durchmessers 22 mm – kein negativer Einfluß des *Dübeldurchmessers* auf das Ermüdungsverhalten erkennbar. Wird die Ermüdungsbeanspruchung jedoch auf den Querschnitt des Dübelschaftes bezogen und als Schubspannungs-Doppelamplitude $\Delta\tau$ dargestellt, so tritt der Einfluß der ansteigenden Kraft-Doppelamplitude ΔP gegenüber dem zunehmenden Dübeldurchmesser in den Vordergrund und bewirkt bei zunehmendem Dübeldurchmesser ein insgesamt ungünstigeres Ermüdungsverhalten der Verbundfuge.
- Ein bedeutender Einfluß des *Bügeldurchmessers* auf das Ermüdungsverhalten ist nicht erkennbar.

Die getroffenen Aussagen stützen sich auf insgesamt 50 FE-Rechnungen. Infolge der umfangreichen Vielfalt an Konstruktions- und Lastparametern sind weiterführende und vertiefende wissenschaftliche Untersuchungen wünschenswert.

8.5 Ergebnisse

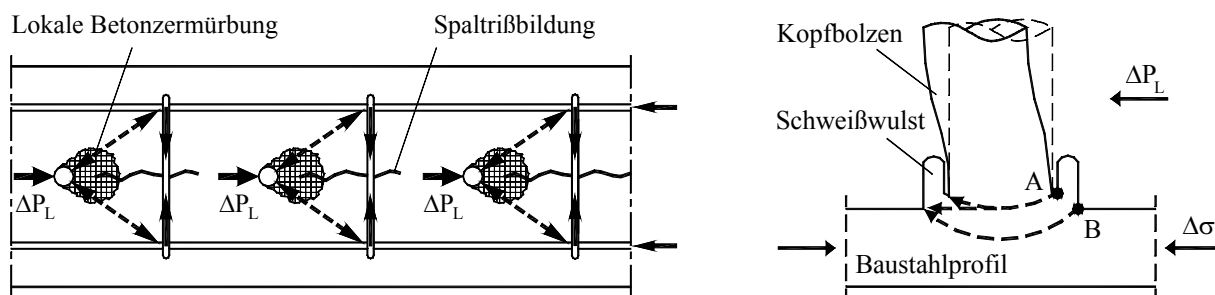
8.5.1 Allgemeines

Auf Grundlage der numerischen Untersuchungen in Abschnitt 8.4.3.6 kann bei konstanter Schubspannungs-Doppelamplitude $\Delta\tau$ davon ausgegangen werden, daß sich die Kopfbolzen größeren Durchmessers infolge der größeren *Dübelkraftdifferenz* ΔP_L etwas ungünstiger verhalten als mit kleinerem Durchmesser. Im Gegensatz zur bisherigen Darstellung wird die einwirkende Schwingbreite im weiteren in Form der absoluten Dübelkraftdifferenz dargestellt. Demzufolge werden in Anlehnung an Block [2.3] im Rahmen dieses Abschnittes auch keine Ermüdungsfestigkeiten $\Delta\tau_c$ sondern *Ermüdungstragfähigkeiten* $\Delta P_{L,c}$, d. h. ertragbare Kraftschwingbreiten, angegeben.

8.5.2 Ermüdungsverhalten

Analog zum Ermüdungsverhalten stehender Kopfbolzen ist für liegende Kopfbolzen ein „zweistufiger“ *Versagensmechanismus* festgestellt worden, vgl. Abschnitt 8.2.1.2 und 8.3.3.2. Die lokal konzentrierte Lasteinleitung führt sowohl zu hohen Betonpressungen vor dem Dübelfuß als auch zu Spaltrißbildung auf der Plattenstirnseite und somit zu einer *Schädigung des Betongefüges (1. Stufe)*, vgl. Bild 8-57.

(a) Modell



(b) Versuch



Bild 8-57. Ermüdungsverhalten liegender Kopfbolzen unter Längsschub

Die Entwicklung der Betonschädigung wird zusätzlich mit abnehmendem Randabstand durch ein rasch fortschreitendes Aufspalten der Plattenstirnseite weiter begünstigt. Infolge der zunehmenden Auflockerung des Betongefüges wird der *Dübel verstärkt auf Biegung beansprucht (2. Stufe)*. Nach einer gewissen Lastspielzahl erfolgt relativ frühzeitig der Anriß auf der Biegezugseite des Dübelfußes, vgl. Bild 8-57. Mit fortschreitender Ermüdungsbeanspruchung entwickelt sich der Riß allmählich fort, bis schließlich die abnehmende Resttragfähigkeit der Dübeloberlast entspricht und der Restquerschnitt des Dübels spröde versagt. Aufgrund der kontinuierlich fortschreitenden Rißentwicklung im Beton, die zu einer zunehmenden Biegebeanspruchung der Dübel führt, ist für liegende wie für stehende Dübel kein Bereich der Dauerfestigkeit zu erwarten, vgl. Mensinger [2.13].

8.5.3 Bemessungsvorschlag

8.5.3.1 Charakteristische Ermüdungstragfähigkeitskurven

Die mittleren Ermüdungsfestigkeitskurven von liegenden Kopfbolzen mit wirksamen Randabständen von 50 und 100 mm sind durch die Beziehungen gemäß Gl. (8-25) und (8-26) beschrieben. Auf Grundlage dieser 50 %-Fraktilkurven ergeben sich unter Berücksichtigung des Streubandes, siehe Abschnitt 8.3.4.2 und Tabelle 8-4, folgende 95 %-Fraktilkurven:

$$- a_r' = 100 \text{ mm: } \log N_k = 18,72 - 8 \cdot \log \Delta P_L \quad (8-27a)$$

$$- a_r' = 50 \text{ mm: } \log N_k = 17,47 - 8 \cdot \log \Delta P_L \quad (8-27b)$$

Aufbauend auf Gleichung (8-27) und unter Berücksichtigung des Nachweisformates nach Eurocode 3 und 4 darf für die *Bemessung* die Anzahl der ertragbaren Lastspiele in Abhängigkeit vom wirksamen Randabstand wie folgt berechnet werden:

$$(\Delta P_L)^m \cdot N = (\Delta P_{L,ck})^m \cdot N_c \quad (8-28)$$

Dabei sind:

$\Delta P_L = P_{L,OL} - P_{L,UL}$ Dübelkraftdifferenz infolge Längsschub [kN]

$\Delta P_{L,ck}$ Charakteristische Ermüdungstragfähigkeit in [kN] bei $N_c = 2.000.000$ [-]

a_r'	50 mm	≥ 100 mm	Hinweis: Für $50 < a_r' < 100$ mm kann $\Delta P_{L,ck}$ vereinfacht durch lineare Interpolation ermittelt werden.
$\Delta P_{L,ck}$	24,9 kN	35,6 kN	

$m = 8$ Neigung der Ermüdungstragfähigkeitskurven

N Anzahl der Lastspiele [-]

P_{Rk} Charakteristische Dübeltragfähigkeit nach Gl. (3-11)

$P_{L,OL} \leq 0,6 \cdot P_{Rk}$ Dübeloberlast infolge Längsschub

$P_{L,UL}$ Dübelunterlast infolge Längsschub

$a_r' \geq 50$ mm Wirksamer Randabstand der Kopfbolzendübel nach Gl. (3-7)

$f_{ck} \geq 30$ N/mm² Charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons

$19 \leq d_{Dü} \leq 25$ mm Schaftdurchmesser des Kopfbolzens

$d_{s,Bü} \geq 8$ mm Durchmesser der Bügelbewehrung

$d_{Dü} / d_{s,Bü} \leq 3$ Verhältnis von Dübel- zu Bügeldurchmesser

$d_{s,L} \geq 10$ mm Durchmesser der Längsbewehrung

Für den Ermüdungsnachweis der Verbundfuge entsprechend den Gleichungen (8-27) und (8-28) gelten die gleichen *Randbedingungen* wie für die Bemessung der liegenden Kopfbolzen unter ruhender Längsschubbeanspruchung entsprechend Abschnitt 3.2.2.

Die aus Gl. (8-28) entwickelten *charakteristischen Ermüdungstragfähigkeitskurven* werden in Bild 8-58 in Abhängigkeit vom wirksamen Randabstand dargestellt. Wird für einen Dübeldurchmesser 22 mm eine Einteilung in Kerbfallklassen entsprechend Eurocode 3, Teil 1-1 [1.8] vorgenommen, so ergeben sich für die wirksamen Randabstände von 50 bzw. 100 mm die Kerbfallklassen 65 bzw. 93.

Die experimentellen und numerischen Untersuchungen haben gezeigt, daß innerhalb des untersuchten Parameterbereichs das *Ermüdungsverhalten* mit wachsendem Randabstand zunehmend günstiger zu beurteilen ist. In diesem Fall tritt der Einfluß der Spaltrißbildung auf die Betonschädigung zunehmend in den Hintergrund, vgl. Abschnitt 8.5.2. Aus diesem Grund liegt die für einen wirksamen Randabstand von 100 mm hergeleitete Kurve entsprechend Gl. (8-27a) für Randabstände größer als 100 mm auf der sicheren Seite. Ein Angleichen an das Ermüdungsverhalten stehender Kopfbolzen entsprechend Abschnitt 8.2.1 ist mit weiter anwachsendem Randabstand zu erwarten.

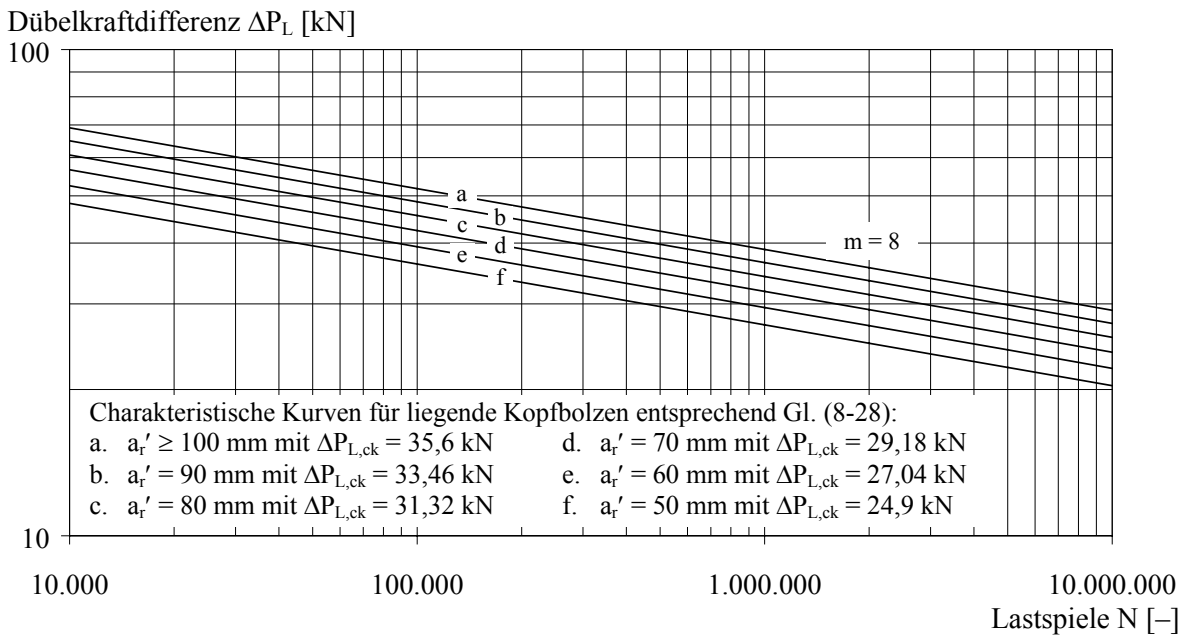


Bild 8-58. Charakteristische Ermüdungstragfähigkeitskurven von liegenden Kopfbolzen

Die im Rahmen des Bemessungsvorschlags angegebenen Randbedingungen basieren vorrangig auf den Annahmen für die experimentellen Untersuchungen entsprechend Abschnitt 8.3.1. Die Einhaltung der Randbedingungen schränkt den praktischen Anwendungsbereich nicht weiter ein. Darüber hinaus sind noch folgende Punkte anzumerken:

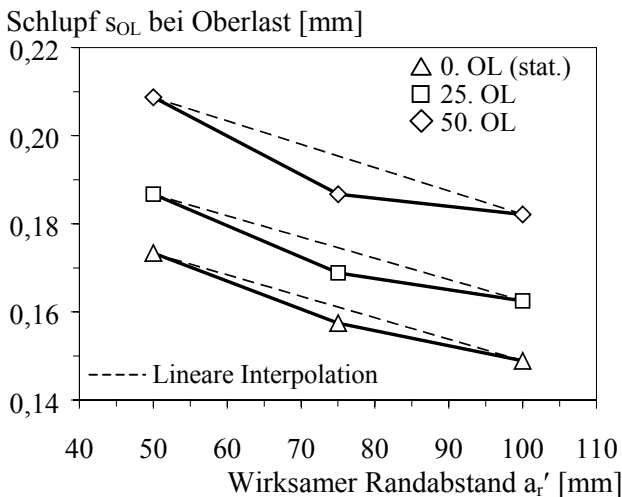
- Der Bemessungsvorschlag basiert auf experimentellen Untersuchungen unter Berücksichtigung der *Lage der Verbundfuge* am Rand der Stahlbetonplatte. Für eine Mittellage liegen die angegebenen Kurven entsprechend Abschnitt 8.3.1.1 und 8.4.3.4 auf der sicheren Seite.
- Die experimentellen Untersuchungen berücksichtigten ausschließlich Verbundfugen unter *Längsdruck*. Infolge der Argumentation in Abschnitt 8.3.1.1 und auf der Grundlage bisheriger Untersuchungen nach Abschnitt 8.2.1.3 dürfen die entwickelten Kurven auch für Verbundfugen unter *Längszug* angewandt werden.
- Der Bemessungsvorschlag basiert auf experimentellen Untersuchungen mit *Dübeldurchmesser* 22 mm. Auf Grundlage von FE-Rechnungen liegen diese Kurven bei Einhaltung der o. a. Oberlastbegrenzung auch für Schaftdurchmesser 19 und 25 mm auf der sicheren Seite, siehe Abschnitt 8.4.3.6.
- In den Versuchen wurde der *Bügeldurchmesser* konstant zu 10 mm gewählt. Ergänzende FE-Rechnungen mit einem Bügeldurchmesser von 8 mm haben gezeigt, daß kein nennenswerter Einfluß des Bügeldurchmessers auf das Ermüdungsverhalten erkennbar ist, siehe Abschnitt 8.4.3.7.

8.5.3.2 Ergänzende Bemerkungen zum Bemessungsvorschlag

Im Rahmen des Bemessungsvorschlags gemäß Gl. (8-28) darf für wirksame Randabstände zwischen 50 und 100 mm zwischen den beiden angegebenen Werten für die Ermüdungstragfähigkeit $\Delta P_{L,ck}$ bei zwei Mio. Lastspielen linear interpoliert werden, siehe Bild 8-58. Diese Art der Interpolation ist allgemein zulässig und anerkannt, führt in diesem besonderen Fall aber noch zu weiteren Sicherheitsreserven, da die *lineare Interpolation* auf Seiten der Ermüdungstragfähigkeit durchgeführt und somit ein unterproportionaler Anstieg der Lastspielzahlen verursacht wird. Die Auswirkungen auf die damit ermittelten Lebensdauern kann Bild 8-62 entnommen werden. Folgende zwei Argumentationen bestätigen, daß die hier vorgeschlagene Interpolation zu Ergebnissen auf sicherer Seite führt:

- Berücksichtigt man die Entwicklung der statischen Längsschubtragfähigkeit liegender Kopfbolzen in Abhängigkeit vom wirksamen Randabstand nach Gl (3-6) und geht man von einer *Affinität zwischen statischer und dynamischer Tragfähigkeitsentwicklung* aus, so liegen die „wahren“ Lebensdauern nicht unterhalb sondern eher oberhalb der Interpolationsgeraden in Bild 8-62.
- Die Ergebnisse von drei *FE-Rechnungen* mit wirksamen Randabständen von 50, 75 und 100 mm bestätigen die o. g. Sicherheitsreserven. Das Bild 8-59 zeigt die zugehörigen Schlupfwerte der FE-Rechnungen nach dem 0., 25. und 50. Erreichen der Oberlast. Wird die mit der Schlupfentwicklung einhergehende Rißentwicklung entsprechend den Abschnitten 8.3.3.3 (a) und 8.4.3.1 als Maß zur Beurteilung der Schädigung herangezogen, so zeigt das Bild 8-59 für einen wirksamen Randabstand von 75 mm einen Schädigungsgrad der unterhalb der eingezeichneten Interpolationsgeraden liegt. Wird dieser Vergleich unter dem Gesichtspunkt der ertragbaren Lastspielzahl gezogen, so muß die „wahre“ Lastspielzahl bei Versagen für einen wirksamen Randabstand zwischen 50 und 100 mm nicht unterhalb sondern oberhalb der Interpolationsgeraden zwischen diesen beiden Randabständen liegen, vgl. Bild 8-60.

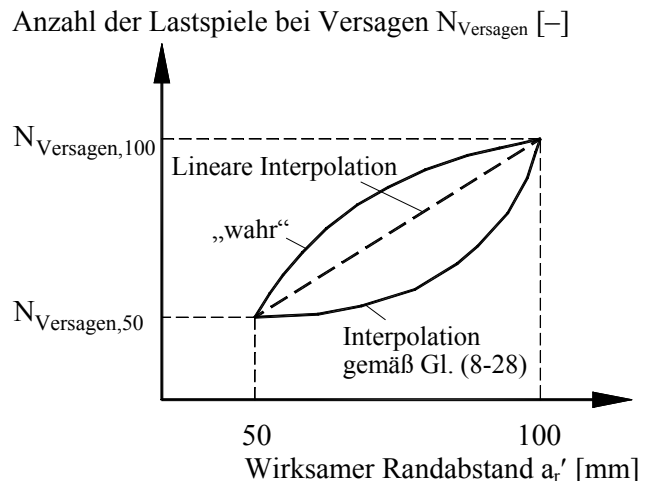
Im Hinblick auf die Gewichtung des Randeinflusses würde eine weitere Forschung voraussichtlich zu einer vorteilhafteren Interpolation führen.



Hinweis:

$f_c = 30 \text{ N/mm}^2$, $d_{Dü} = 22 \text{ mm}$, Randlage, $a/s = 1$,
 $d_{s,Bü} = d_{s,L} = 10 \text{ mm}$, $\Delta P_L = 48,2 \text{ kN}$, $P_{OL} = 60,3 \text{ kN}$

Bild 8-59. Schlupfentwicklung in Abhängigkeit vom wirksamen oberen Randabstand (FE-Rechnung)



Hinweis:

– Zeichnung ist nicht maßstäblich!
 – „wahr“ = wahrer Einfluß

Bild 8-60. Prinzipieller Einfluß des wirksamen Randabstands auf die Lastspielzahl bei Versagen

8.5.3.3 Hinweise zur Nachweisführung

Der Nachweis der Ermüdung erfolgt entsprechend den Regelungen für stehende Kopfbolzen gemäß DIN-Fachbericht 104 [1.3], Abschn. II-6.1.5 oder E DIN 18800-5 [1.4], 5.9. Das *Nachweis*konzept bleibt für Verbundfugen mit liegenden Kopfbolzen nahezu identisch. Lediglich das Format der Nachweisgleichungen und die zu betrachtenden Ermüdungsfestigkeitskurven ändern sich entsprechend Abschnitt 8.5.3.1. Der eigentliche Nachweis erfolgt anhand eines Vergleichs der schadensäquivalenten Dübelkraftschwingbreite mit dem zugehörigen Wert für die Ermüdungstragfähigkeit bei zwei Millionen Lastspielen. Bei der Ermittlung der Ermüdungstragfähigkeit wird wie für stehende Kopfbolzendübel zwischen druck- und zugbeanspruchten Betongurten wie folgt unterschieden.

– Betongurt in der Druckzone:

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta P_{L,E}}{\Delta P_{L,ck} / \gamma_{Mf}} \leq 1 \quad (8-29)$$

– Betongurt in der Zugzone:

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta P_{L,E}}{\Delta P_{L,ck} / \gamma_{Mf}} \leq 1 \quad \text{und} \quad \frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta \sigma_E}{\Delta \sigma_{D,C} / \gamma_{Mf}} \leq 1 \quad (8-30)$$

$$\left[\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta P_{L,E}}{\Delta P_{L,ck} / \gamma_{Mf}} \right] + \left[\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta \sigma_E}{\Delta \sigma_{D,C} / \gamma_{Mf}} \right] \leq 1,3 \quad (8-31)$$

Dabei sind:

$\Delta P_{L,E}$ Schadensäquivalente Dübelkraftschwingbreite für die Lastspielzahl N_c von 2 Mio.

$\Delta P_{L,ck}$ Ertragbare Dübelkraftschwingbreite für die Lastspielzahl N_c von 2 Mio.

$\Delta \sigma_E$ Schadensäquivalente Spannungs-Doppelamplitude für Lastspielzahl N_c von 2 Mio.

$\Delta \sigma_{D,C}$ Ertragbare Spannungs-Doppelamplitude für die Lastspielzahl N_c von 2 Mio.

γ_{Ff} Teilsicherheitsbeiwert auf der Einwirkungsseite

γ_{Mf} Teilsicherheitsbeiwert auf der Widerstandsseite

Die Ermüdungslasten und die Teilsicherheitsbeiwerte sind den jeweiligen Anwendungsnormen zu entnehmen. Aufgrund der Oberlastabhängigkeit der Ermüdungstragfähigkeit wird die Dübeloberlast entsprechend Abschnitt 8.5.3.1 begrenzt. Danach sollte die maximale Dübelbeanspruchung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit den Wert von $0,6 \cdot P_{Rk}$ bzw. $0,75 \cdot P_{Rd}$ nicht überschreiten.

Die Ermittlung der *schadensäquivalenten Dübelkraftschwingbreite* erfolgt entsprechend Hanswille [2.25], Abschnitt 2.2.1 üblicherweise nach der linearen Schadensakkumulations-Hypothese nach Palmgren-Miner. Die Untersuchungen von Bode et al. [2.19], Abschn. 3.2 zur Gültigkeit der linearen Schadensakkumulation weisen jedoch auf die Unsicherheiten dieses Verfahrens hin und empfehlen eine Erhöhung der schadensäquivalenten Dübelkraftschwingbreite um 33 %.

$$\Delta P_{L,E,mod} = 1,33 \cdot \Delta P_{L,E} \quad (8-32)$$

Dieser Erhöhungsfaktor von 1,33 ist für stehende Kopfbolzen entwickelt worden und wird für die Anwendung der Miner-Regel auch für liegende Kopfbolzen empfohlen.

8.5.4 Vergleich

Ausgehend von den unterschiedlichen Werten für die charakteristischen Ermüdungsfestigkeiten $\Delta \tau_{ck}$ stehender Kopfbolzen von 95 N/mm^2 entsprechend E DIN 18800-5 [1.4], El. (588) und 90 N/mm^2 aus aktuellen Diskussionen, siehe Hanswille [2.59], lassen sich die Ermüdungsfestigkeitskurven für stehende Kopfbolzen auch als Funktion der Dübelkraftdifferenz ΔP_L in Abhängigkeit vom Dübel-durchmesser $d_{Dü}$ entsprechend Tabelle 8-6 darstellen.

Tabelle 8-6. Ermüdungstragfähigkeitskurven für stehende Kopfbolzen nach aktuellen Normen

$\Delta \tau_{ck}$ [N/mm ²]	$d_{Dü}$ [mm]	Ermüdungstragfähigkeitskurve	$\Delta P_{L,ck}$ [kN]
95	22	$\log N_k = 18,762 - 8 \cdot \log \Delta P_L$	36,11
	25	$\log N_k = 19,650 - 8 \cdot \log \Delta P_L$	46,63
90	22	$\log N_k = 18,574 - 8 \cdot \log \Delta P_L$	34,21
	25	$\log N_k = 19,463 - 8 \cdot \log \Delta P_L$	44,18

In Bild 8-61 sind die verschiedenen Ermüdungstragfähigkeitskurven von Kopfbolzen dargestellt. Die Kurven für liegende Dübel liegen im allgemeinen unterhalb der Kurven für stehende Kopfbolzen, gleichen sich aber mit zunehmendem Randabstand an die Beziehung für stehende Dübel an.

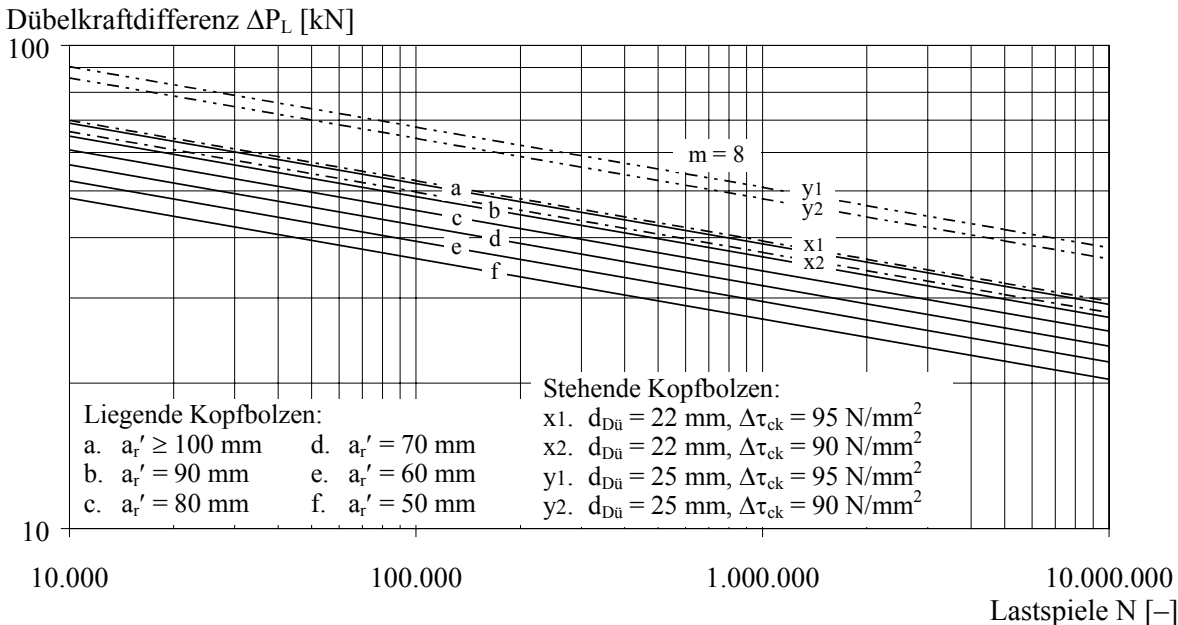


Bild 8-61. Charakteristische Ermüdungstragfähigkeitskurven für stehende und liegende Kopfbolzen

In Bild 8-62 ist das Verhältnis der Lebensdauern N von liegenden zu stehenden Kopfbolzen in Abhängigkeit vom wirksamen Randabstand für einen Dübeldurchmesser von 22 mm dargestellt.

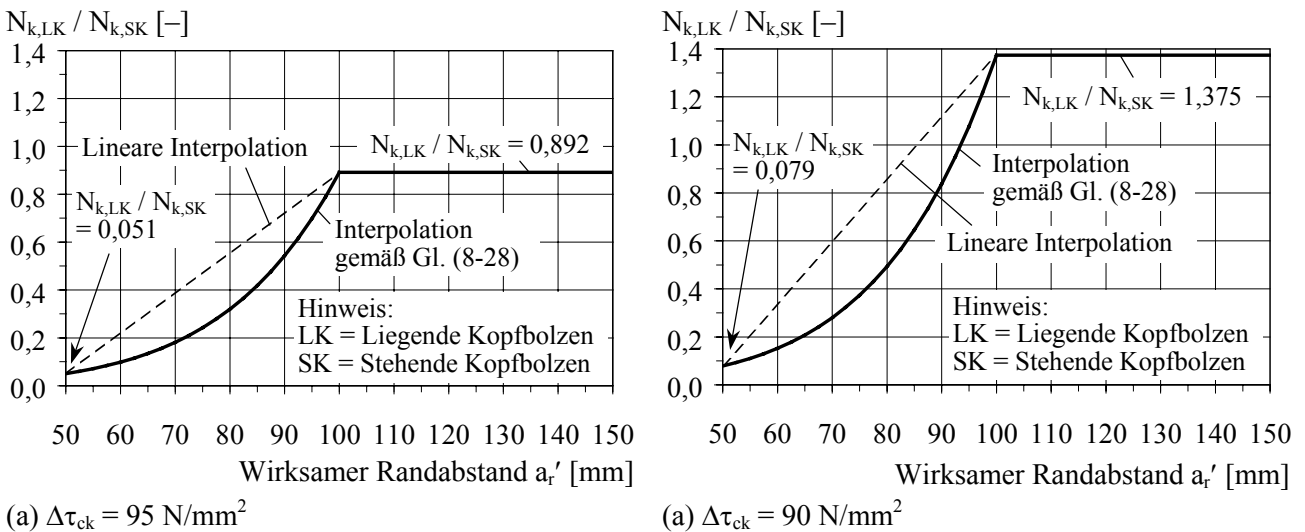


Bild 8-62. Quotient der Lebensdauern von liegenden zu stehenden Kopfbolzen

Wie in Abschnitt 8.5.3.2 bereits erläutert liegen die Ergebnisse für wirksame Randabstände zwischen 50 und 100 mm weit auf der sicheren Seite. In Wirklichkeit dürften die Werte etwas oberhalb der linearen Interpolation liegen.

Wird die charakteristische Ermüdungsfestigkeit $\Delta\tau_{ck}$ für stehende Kopfbolzen auf 90 N/mm² begrenzt, so liefert der Bemessungsvorschlag für liegende Kopfbolzen gemäß Abschnitt 8.5.3.1 ab einem wirksamen Randabstand von größer als ca. 94 mm etwas günstigere Werte, siehe Bild 8-62 (b). Im Sinne einer Harmonisierung der Bemessungsregeln für stehende und liegende Kopfbolzen kann die Ermüdungstragfähigkeit stehender Dübel auch als eine für liegende Kopfbolzen einzuhaltende Obergrenze betrachtet werden.

8.6 Zusammenfassung und Bewertung

8.6.1 Zusammenfassung

Im Rahmen dieses Kapitels wurde das *Ermüdungsverhalten liegender Kopfbolzendübel unter Längsschub* untersucht. Das Ermüdungsverhalten liegender Kopfbolzen zeigt ähnlich zu den stehenden Kopfbolzen einen „zweistufigen“ *Versagensmechanismus*. Infolge einer früh einsetzenden Betonschädigung infolge lokaler Betonermüderung vor dem Dübelfuß und Spaltrißbildung wird der Kopfbolzen bereits frühzeitig auf Biegung beansprucht. Nach Anriß auf der lastzugewandten Dübelseite entwickelt sich der Riß fort, bis der Restquerschnitt des Dübels spröde versagt.

In Übereinstimmung mit theoretischen Überlegungen und mit bisherigen Untersuchungen wurden für die *experimentellen Untersuchungen* eine Reihe von Konstruktionsparameter (z. B. Betonfestigkeit, Durchmesser der Bewehrung, Lage der Verbundfuge) und Lastparameter (z. B. Niveau der Oberlast) auf der sicheren Seite festgelegt. Die Festlegung auf sicherer Seite wurde teilweise auch durch *numerische Untersuchungen* bestätigt. Andere für das statische Tragverhalten bedeutende Konstruktionsparameter wie der wirksame Randabstand der Dübel und der Grad der Verbügelung wurden in den experimentellen Untersuchungen berücksichtigt.

Auf der Grundlage der experimentellen Untersuchungen und unterstützt durch FE-Berechnungen wurden *mittlere Ermüdungstragfähigkeitskurven* entwickelt. Die Untersuchungen zeigen, daß der Randabstand einen bedeutenden Einfluß auf das Ermüdungsverhalten besitzt. Dagegen kann der Einfluß der Anzahl der Bügel je Dübel nahezu vernachlässigt werden. Unter Anwendung statistischer Auswertungsverfahren wurden für die Bemessungspraxis *charakteristische Ermüdungstragfähigkeitskurven* in Abhängigkeit vom wirksamen Randabstand und von der Dübelkraftdifferenz hergeleitet und in das bestehende Nachweiskonzept für Verbundfugen mit Kopfbolzen eingebettet.

8.6.2 Bewertung

Der im Rahmen dieser Untersuchungen entwickelte Bemessungsvorschlag ist mit dem aktuell bestehenden Nachweiskonzept der europäischen Normengeneration kompatibel und kann somit ab sofort angewandt werden. Dennoch deuten sowohl die eigenen als auch andere Untersuchungen von Bode et al. [2.19], Leffer [2.12], Johnson [2.27] und Oehlers et al. [2.42] darauf hin, daß dieses *Nachweiskonzept nach Eurocode* zum gegenwärtigen Zeitpunkt noch wesentliche nichtlineare Effekte nicht berücksichtigt. Beispielsweise wird der Einfluß von Vorschädigungen auf die statische Resttragfähigkeit vernachlässigt, siehe Abschnitt 8.3.3.1. Aber auch die lineare Schadensakkumulation nach Palmgren-Miner kann zu Ergebnissen auf der unsicheren Seite führen, siehe Abschnitt 8.5.3.3. Diese und andere Punkte zeigen, daß das aktuelle Nachweiskonzept nicht völlig zufriedenstellend ist und in Zukunft eventuell einer Überarbeitung bedarf. Eine Umstellung des Ermüdungsnachweises wäre in diesem Zusammenhang wünschenswert, um nichtlineare Schädigungsentwicklungen realistischer erfassen zu können. Aufgrund der Komplexität und der Parameter Vielfalt werden zur Umsetzung dieser recht aufwendigen Idee in ein praktikables Bemessungskonzept noch zahlreiche wissenschaftliche Untersuchungen erforderlich.

9. Zusammenfassung und Ausblick

9.1 Zusammenfassung

(a) Allgemeines

Die vorliegende Arbeit behandelt das *Trag- und Ermüdungsverhalten liegender Kopfbolzendübel im Verbundbau*. Im Hinblick auf zukünftige Anwendungen im Hoch- und Brückenbau werden einfache Bemessungsregeln entwickelt. In Ergänzung dazu werden Empfehlungen zur konstruktiven Durchbildung der Verbundfuge und des auflagernahen Bereichs der Stahlbetonplatte verfaßt. Der Schwerpunkt dieser Arbeit liegt auf der realistischen Erfassung der *Beanspruchbarkeit* von randnahen Kopfbolzen unter ruhenden und nicht ruhenden Schubbeanspruchungen in Stahlbetonplatten.

Im Rahmen dieser Arbeit wird für den Nachweis der Verbundsicherung neben der Widerstandsseite auch in begrenztem Umfang die Seite der *Beanspruchung* betrachtet. Dabei werden sowohl Bemessungsregeln für den Nachweis der Verbundsicherung im *Grenzzustand der Tragsicherheit* als auch Hilfsmittel für den Nachweis der Verformungen im *Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit* vorgestellt.

Für Verbundkonstruktionen mit liegenden Kopfbolzen ergeben sich gegenüber *stehenden Kopfbolzen* infolge des Randeinflusses unterschiedliche Bettungseigenschaften der Dübel im umgebenden Stahlbeton und somit auch ein abweichendes Trag- und Ermüdungsverhalten.

(b) Ruhende Schubbeanspruchungen

Die Dissertation von Breuninger [2.4] zum Tragverhalten liegender Kopfbolzendübel unter reiner **Längsschubbeanspruchung** bildet den Ausgangspunkt dieser Arbeit. Aufbauend auf Versuchsergebnissen werden im Rahmen dieser Arbeit für beide Lagen der Verbundfuge räumliche FE-Modelle entwickelt und verifiziert. Anhand dieser Modelle werden ergänzende Parameteruntersuchungen durchgeführt. Die numerischen Ergebnisse zeigen eine sehr gute Übereinstimmung mit den Untersuchungen von Breuninger [2.4]. Auf Grundlage der FE-Ergebnisse kann für die rechnerische Ermittlung der Spalttragfähigkeit eine Absenkung des *Mindestwertes für den wirksamen Randabstand* von 50 auf 30 mm für besonders schlanke Stahlbetonplatten als zulässig betrachtet werden.

Für eine reine **Querschubbeanspruchung** sind getrennt nach Lage der Verbundfuge umfangreiche experimentelle und theoretische Untersuchungen durchgeführt worden. Gegenüber einer Randlage der Verbundfuge weist eine Mittellage neben der reinen *Dübeltragwirkung* zwei weitere mögliche Mechanismen zur Kraftübertragung auf: *Reibtragwirkung* infolge Querbiegedruck aus Durchlaufwirkung der Platte und *Kontaktpressung* aus Plattenlagerung auf der Oberkante des Stegbleches.

Numerische Vergleichsrechnungen und Parameteruntersuchungen zeigen, daß für liegende Kopfbolzen in Mittellage der Verbundfuge unter Ausschaltung der Reibtragwirkung der Einfluß aus *Kontaktpressung* für die Gesamttragfähigkeit der Verbindung von untergeordneter Bedeutung ist. Auch die experimentellen Untersuchungen unter Berücksichtigung aller drei Tragkomponenten lassen erkennen, daß aufgrund der Überlagerung der Betonausbruchkörper aus Dübeltragwirkung und Kontaktpressung der Einfluß aus Kontaktpressung gegenüber den beiden anderen Tragwirkungen für die Gesamttragfähigkeit der Verbundfuge deutlich in den Hintergrund tritt. Für die Ermittlung der Gesamttragfähigkeit der Verbundfuge ist daher ein additiver Ansatz der Kontaktpressung mit den anderen Tragkomponenten grundsätzlich auszuschließen.

Die Untersuchungen zur reinen *Dübeltragwirkung* stützen sich auf Versuche und FE-Rechnungen. Auf Grundlage der experimentellen Untersuchungen mit insgesamt 22 Scherversuchen ist ein durch Nachrechnung von 19 Versuchen verifiziertes räumliches FE-Modell entwickelt worden, das im weiteren zum besseren Verständnis des Tragverhaltens und für umfangreiche Parameterstudien herangezogen wurde. Die numerischen Parameterstudien – mit 140 FE-Rechnungen in Randlage der Verbundfuge und 50 FE-Rechnungen in Mittellage – ergänzen den experimentellen Teil der Untersuchungen und zielen besonders auf eine Verallgemeinerung der in den Versuchen beobachteten Abhängigkeitsbeziehungen für Anwendungen im Hoch- und Brückenbau. Darauf aufbauend ist unter Berücksichtigung eines standardisierten statistischen Auswertungsverfahrens eine Bemessungsgleichung für die Querschubtragfähigkeit bei Betonkantenbruch wie folgt hergeleitet worden, vgl. Abschnitt 4.6.4 und 5.6.4:

$$P_{Rd,Q} = 6 \cdot (f_{ck} \cdot d_{s,L})^{0,5} \cdot (d_{Dü} \cdot a/s)^{0,4} \cdot (d_{s,Bü})^{0,3} \cdot (h_{Dü})^{0,2} \cdot (a_{r,o'})^{0,7} \cdot A_Q \cdot B_Q / \gamma_v \quad [N]$$

Dabei sind: A_Q Lagefaktor; = 1 bei Randlage; = 1,14 bei Mittellage
 B_Q Beanspruchungsfaktor für die Platte; = 1 Längsdruck; = 0,8 Längszug

Darüber hinaus ist ein mechanischer Modellansatz zur ingenieurmäßigen Abschätzung eines unteren Grenzwerts der Dübeltragfähigkeit entwickelt worden. Aus Vereinfachungsgründen werden Traganteile planmäßig vernachlässigt. Dementsprechend werden die Tragfähigkeiten unterschätzt.

Für eine Mittellage der Verbundfuge mit zusätzlicher Querbiegebeanspruchung aus Durchlaufwirkung der Stahlbetonplatte sind insgesamt 16 Versuche mit kombinierter Reib- und Dübeltragwirkung und weiterführende Parameteruntersuchungen zur reinen *Reibtragwirkung* durchgeführt worden. Beide Untersuchungen belegen, daß die Verbundcharakteristik maßgeblich durch die Reibung bestimmt wird. Die weiterführenden Parameteruntersuchungen zeigen am Beispiel von praxisüblichen Anwendungen im Hoch- und Industriebau, daß die Gleitgrenze im allgemeinen nicht erreicht wird, so daß im Regelfall die in der Verbundfuge auftretenden Kräfte erst gar nicht nennenswert auf die Verdübelung umgesetzt werden können und nur in Sonderfällen die Dübeltragwirkung zusätzlich zur Reibtragwirkung aktiviert werden muß. Auf Grundlage mechanischer Überlegungen und unter Einbeziehung von in der Literatur dokumentierten charakteristischen Reibbeiwerten zwischen Baustahl und Beton ist für die Reibtragwirkung folgende Bemessungsgleichung entwickelt worden, vgl. Abschnitt 5.6.4:

$$R_{Rd,Q} = (\mu_k \cdot M_{Sd}) / (z^{\text{II}} \cdot \gamma_v) \quad [\text{kN/m}]$$

Obwohl bei vergleichbaren Verbundkonstruktionen wie z. B. Reibungsverbund und Kopfbolzen in Verbundstützen mit kammerbetonierten Walzprofilen eine *lineare Superposition der Dübel- und Reibtragwirkung* grundsätzlich in Rechnung gestellt werden kann, so wird aufgrund des hohen Tragfähigkeitsvermögens der beiden Einzelkomponenten auf eine Addition der beiden Tragfähigkeiten im Rahmen dieser Arbeit auf sicherer Seite verzichtet.

Das Tragverhalten unter **kombiniertem Quer- und Längsschub** ist ebenfalls entsprechend den beiden Lagen der Verbundfuge zu differenzieren. Für eine *Randlage der Verbundfuge* zeigen die Versuche, daß in Abhängigkeit vom Verhältnis der einwirkenden Quer- und Längsschubkräfte für die Tragfähigkeit Betonversagen durch eine Kombination aus Aufspalten und Kantenbruch maßgebend wird. Für die Bemessung ist eine elliptische Interaktionsbedingung wie folgt entwickelt worden:

$$(P_{d,Q} / P_{Rd,Q})^{1,2} + (P_{d,L} / P_{Rd,L})^{1,2} \leq 1 \quad [-]$$

In *Mittellage der Verbundfuge* nimmt das einwirkende Querbiegemoment in etwa proportional zur Querschubbeanspruchung und damit auch die aktivierte Reibung in der Verbundfuge zu. Sie führt

letztendlich sogar zu einer Steigerung der Längsschubtragfähigkeit je Dübel. Das Versagen der Verbundfuge wird durch ein Aufspalten der Betonplatte eingeleitet. Für die Bemessungspraxis ist für diesen Fall kein Interaktionsnachweis zwischen Quer- und Längsschub erforderlich.

(c) Nicht ruhende Schubbeanspruchungen

Für Anwendungen im Brückenbau ist das *Ermüdungsverhalten* liegender Kopfbolzen unter Längsschub untersucht worden. Das Ermüdungsverhalten liegender Kopfbolzen unter Längsschub ist dem stehender Dübel sehr ähnlich. Die zusätzliche Spaltrißbildung führt zu einem schnelleren Fortschreiten der Betonschädigung vor dem Dübelfuß und schließlich zu etwas reduzierten Lebensdauern. Mit zunehmendem Randabstand tritt der Einfluß des Betonspaltes zusehends in den Hintergrund und die Lebensdauer gleicht sich der stehender Kopfbolzen an.

Auf Grundlage von 19 Versuchen und unterstützt durch insgesamt 50 FE-Rechnungen wurden mittlere *Ermüdungstragfähigkeitskurven* entwickelt. Die Untersuchungen zeigen, daß der Randabstand einen bedeutenden Einfluß auf das Ermüdungsverhalten besitzt. Unter Anwendung statistischer Auswertungsverfahren wurden für die Bemessungspraxis charakteristische Ermüdungstragfähigkeitskurven in Abhängigkeit von der *Dübelkraftdifferenz* und vom *wirksamen Randabstand* hergeleitet und in das bestehende Nachweiskonzept für Verbundfugen mit Kopfbolzen eingebettet.

$$(\Delta P_L)^m \cdot N = (\Delta P_{L,ck})^m \cdot N_c \quad [-]$$

Dabei sind: $\Delta P_{L,ck}$ Charakteristische Ermüdungstragfähigkeit in [kN] bei $N_c = 2.000.000$ [-]

a_r'	50 mm	≥ 100 mm	Hinweis: Für $50 < a_r' < 100$ mm kann $\Delta P_{L,ck}$ vereinfacht durch lineare Interpolation ermittelt werden.
$\Delta P_{L,ck}$	24,9 kN	35,6 kN	

$m = 8$ Neigung der Ermüdungstragfähigkeitskurve

Das Ermüdungsverhalten sowohl unter reinem Querschub als auch unter kombiniertem Quer- und Längsschub ist im Rahmen dieser Arbeit nicht untersucht worden, siehe Abschnitt 9.2.

(d) Schlußbetrachtung

Durch die Ergebnisse dieser Arbeit können neue Verbundquerschnitte auch mit randnahen Kopfbolzendübeln entwickelt und weiter optimiert werden. Gegenüber den bisherigen Regelungen werden nicht nur innovative Trägerquerschnitte sondern auch effiziente Trägeranschlüsse an Stahlbetonkonstruktionen entsprechend Kuhlmann & Kürschner [2.34] und Kuhlmann et al. [2.35] ermöglicht.

Für die Ingenieurpraxis werden hierzu Entscheidungskriterien und einfache Hilfsmittel vorgestellt, die ab sofort auch eingesetzt werden können. Der Verfasser hofft, durch die Ergebnisse dieser Arbeit zu einer weiteren Verbreitung von liegenden Kopfbolzen im Hoch- und Brückenbau beizutragen.

9.2 Ausblick

Die Untersuchungen zum *Tragverhalten* und zur *Tragfähigkeit* liegender Kopfbolzendübel unter ruhenden Schubbeanspruchungen sind nahezu abgeschlossen. Für die Ingenieurpraxis liegen alle erforderlichen Konstruktions- und Bemessungsregeln vor.

Für praktische Anwendungen ist die Durchführung von wenigen *Trägerversuchen* unter ruhender und nicht ruhender Beanspruchung wünschenswert, um das realistische Zusammenspiel einzelner Parameter noch effizienter zu erfassen. Weiterführende Untersuchungen zum *Ermüdungsverhalten* liegender Kopfbolzen unter reinem Querschub und kombiniertem Quer- und Längsschub könnten die Erkenntnisse über das Ermüdungsverhalten sinnvoll ergänzen und weiter vertiefen.

10. Bezeichnungen

(a) Allgemeines

Im Regelfall geht die Bedeutung der Bezeichnungen aus dem Kontext hervor. Im folgenden werden die wichtigsten Abkürzungen der vorliegenden Arbeit nochmals zusammengestellt.

(b) Lateinische Bezeichnungen

a	Horizontaler Dübelabstand, Ablösung des Betons vom Stahlsteg
$a_r, a_{r,o}$	(Oberer) Randabstand
$a'_r, a'_{r,o}$	Wirksamer (oberer) Randabstand
a_{OL}, a_{UL}	Ablösung des Betons vom Stahlsteg bei Ober- bzw. Unterlast
a_v	Vertikaler Dübelabstand
a/s	Anzahl der Bügel je Dübel
Δa	Differenz der Ablösung des Betons vom Stahlsteg
$A_{Dü}$	Querschnittsfläche des Bolzenschaftes
A_L, A_Q	Lagefaktor der Verbundfuge bei Längs- bzw. Querschub
$A_{s,Bü}$	Querschnittsfläche der Bügelbewehrung
b	Biegesteife Verbindung der Balkenelemente zur FE-Modellierung von Bewehrung
b_c	Breite des Betongurtes
b_{eff}	Mittragende Breite des Betongurtes
b_n	Horizontaler Dübelabstand abzüglich der Stabdurchmesser der oberen Bewehrung
B	Trägerabstand, B-Bereich
B_L, B_Q	Beanspruchungsfaktor für die Stahlbetonplatte bei Längs- bzw. Querschub
c	Betondeckung, Druckzonenhöhe des Stahlbetonquerschnitts
c_v, c_h	Vertikale bzw. horizontale Betondeckung
d	Statische Nutzhöhe des Stahlbetonquerschnitts
d_{br}	Biegerollendurchmesser
$d_{Dü}$	Schaftdurchmesser des Kopfbolzens
$d_{s,Bü}, d_{s,L}, d_{s,S}$	Bewehrungsdurchmesser (Bü = Bügel, L = Längsbewehrung, S = Stützbewehrung)
D	Dehnungsmessung, Druckkraft, Druckknoten, D-Bereich
DZ	Druck-Zug-Knoten
e	Exzentrizität, experimenteller Wert
E	Mittlerer Elastizitätsmodul
E_c, E_{cm}	Mittlerer Elastizitätsmodul des Betons
E_h	Elasto-plastischer Modul bzw. Wiederverfestigungsmodul
f_b	Verbundspannung zwischen Bewehrungsstahl und Beton
f_c, f_{ck}	Mittlerer Wert bzw. charakteristischer Wert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons
f_{ct}	Mittlerer Wert der zentrischen Zugfestigkeit des Betons
f_u	Zugfestigkeit von Stahl
f_y	Fließgrenze von Stahl

F, F_L, F_Q	Gesamtpressenkraft (L = in Richtung des Längsschubs, Q = Querschub)
F_A	Kraftanteil infolge Schertragwirkung (A = Abscheren)
F_{BD}, F_K	Kraftanteil infolge Dübeltragwirkung (BD = Betondübel, K = Kopfbolzen)
F_R	Kraftanteil infolge Reibtragwirkung (R = Reibung)
F_S	Kraftanteil infolge Kontaktpressung auf Stegoberkante (S = Stegoberkante)
$F_{d,Q}, F_{d,L}$	Bemessungswert der Quer- und Längsschubkraft je Dübel
g	Gelenkige Verbindung der Balkenelemente zur FE-Modellierung von Stabbewehrung
G_t	Bruchenergie des Betons bei einaxialer Zugbeanspruchung
GZG, GZT	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit bzw. Tragsicherheit
h_a	Gesamthöhe des Stahlprofils
h_c	Höhe der Stahlbetonplatte
$h_{Dü}$	Gesamtlänge des Kopfbolzens
$h_{DüK}$	Höhe des Dübelkopfes von Kopfbolzen
h_{St}	Höhe des Stahlsteges
Δh_c	Dickenänderung der Stahlbetonplatte
$\Delta h_{c,OL}, \Delta h_{c,UL}$	Dickenänderung der Stahlbetonplatte bei Ober- bzw. Unterlast
k	Korrekturfaktor zur Ermittlung des Streubandes
K	Steifigkeit in der Verbundfuge
l_V, l_V'	(Wirksame) Verankerungslänge der Bügelbewehrung im Betonausbruchkörper
L	Längsschub, Längsschubbeanspruchung bezogen auf den l_m Trägerlänge
L_{Stb}	Stützweite der Stahlbetonplatte
L_{Vb}	Stützweite des Verbundträgers
m	Querbiegemoment, Neigung der Wöhlerlinie
M	Mittellage der Verbundfuge, Biegemoment
M_S	Querbiegemoment
M_{Sd}, M_{Sk}	Bemessungswert bzw. charakteristischer Wert des Querbiegemoments
n	Anzahl der Werte
$n_{Bü}$	Anzahl der Bügel
$n_{Dü}$	Anzahl der Dübel
n_R	Anzahl der Dübelreihen
n_S	Anzahl der Bewehrungsstäbe über der Stützung
N	Lastspielzahl, Normalkraft
N_{Bruch}	Bruchlastspielzahl
N_c	Bezugslastspielzahl von 2 Mio.
N_{ck}	Charakteristischer Wert der Bezugslastspielzahl
N_m, N_k	Mittlere bzw. charakteristische Bruchlastspielzahl
$P_{d,L}, P_{d,Q}$	Bemessungswert der Längs- bzw. Querschubkraft je Dübel
P_L, P_Q	Längs- bzw. Querschubkraft je Dübel
$P_{L,OL}, P_{L,UL}$	Dübeloberlast bzw. -unterlast infolge Längsschub

P_{OL}, P_{UL}	Dübeloberlast bzw. -unterlast
P_{Rd}	Bemessungswert der Dübeltragfähigkeit
$P_{Rd,B}, P_{Rd,S}$	Bemessungswert der Dübeltragfähigkeit bei Beton- bzw. Stahlversagen
$P_{Rd,B,L}$	Bemessungswert der Spalttragfähigkeit infolge Längsschub
P_{Rk}	Charakteristischer Wert der Dübeltragfähigkeit
$P_{Rk,B}, P_{Rk,S}$	Charakteristischer Wert der Dübeltragfähigkeit bei Beton- bzw. Stahlversagen
$P_{Rk,B,L}$	Charakteristischer Wert der Spalttragfähigkeit infolge Längsschub
P_t	Rechnerische Dübeltragfähigkeit
$P_{t,B}, P_{t,S}$	Rechnerische Dübeltragfähigkeit bei sog. Beton- bzw. Stahlversagen
$P_{t,B,L}, P_{t,B,Q}$	Rechnerische Dübeltragfähigkeit infolge Längs- bzw. Querschub
$P_{t,L,e}, P_{t,Q,e}$	Experimenteller Wert der Dübeltragfähigkeit infolge Längs- bzw. Querschub
$P_{t,L}', P_{t,Q}'$	Normierter Wert der rechn. Dübeltragfähigkeit infolge Längs- bzw. Querschub
$P_{t,L,e}', P_{t,Q,e}'$	Normierter Versuchswert der Dübeltragfähigkeit infolge Längs- bzw. Querschub
P_T	Theoretische Dübeltragfähigkeit der FE-Rechnung
$P_{T,L}, P_{T,Q}$	Theoretische Dübeltragfähigkeit infolge Längs- bzw. Querschub der FE-Rechnung
$\Delta P, \Delta P_L$	Dübelkraftdifferenz (L = in Richtung des Längsschubs)
$\Delta P_{L,ck}$	Charakteristische Ermüdungstragfähigkeit infolge Längsschub bei 2 Mio. Lastspielen
q	Linienlast bezogen auf den laufenden Meter Trägerlänge
Q	Querschub, Querschubbeanspruchung bezogen auf den laufenden Meter Trägerlänge
QB	Querbiegung infolge Durchlaufwirkung der Stahlbetonplatte (m. = mit, o. = ohne)
R	Randlage der Verbundfuge, Reibung, Versuchsreihe
R_S	Aktivierete Reibkraft infolge Biegedruck aus Durchlaufwirkung der Platte
s	Horizontaler Bügelabstand, Schlupf
s_L, s_Q	Längs- bzw. Querschlupf
s_{OL}, s_{UL}	Schlupf bei Ober- bzw. Unterlast
$s_{t,L,e}, s_{t,Q,e}$	Schlupf bei Erreichen der Tragfähigkeit infolge Längs- bzw. Querschub im Versuch
$s_{T,L}, s_{T,Q}$	Schlupf bei Traglast infolge Längs- bzw. Querschub in der FE-Rechnung
s_{yx}	Standardschätzfehler zur Ermittlung des Streubandes
Δs	Schlupfdifferenz
t_{Fl}	Dicke des Stahlflansches
t_{St}	Dicke des Stahlsteges
T_d	Bemessungswert der Spaltzugkraft je Dübel infolge Einleitung des Längsschubs
u	Trägerdurchbiegung in Feldmitte
v	Verankerungslänge des Bolzens im Bewehrungskorb, vertikale Relativverschiebung
V	Variationskoeffizient, Querkraft
V_{Sd}	Bemessungswert der Querkraft
VS	Anzahl der Verschiebungsschritte bis zum Erreichen der Traglast (FE-Rechnung)
W	Wegmesung
WF	Weichfasereinlage (m. = mit, o. = ohne)

x	Stützweite im Versuch
z^{II}	Innerer Hebelarm des Stahlbetonquerschnitts im Zustand II
Z	Zugkraft

(c) Griechische Bezeichnungen

α	Dauerstandfaktor von Beton
β	Verankerungswinkel des Kopfbolzens im Bewehrungskorb
ε	Dehnung
$\Delta\varepsilon$	Dehnungsdifferenz
ε_{11}	Hauptzugdehnungen
γ_c	Teilsicherheitsbeiwert auf der Widerstandsseite für Beton
γ_v	Teilsicherheitsbeiwert auf der Widerstandsseite für Verbundmittel
η	Vorfaktor, Verdübelungsgrad
$\eta_{t,L}, \eta_{t,Q}$	Ausnutzungsgrad in Richtung der Längs- bzw. Querschubbeanspruchung bei Traglast
$\eta_{z,nv}$	Reduktionsfaktor für zweireihige, nicht versetzte Dübelanordnungen
κ	Spannungsverhältnis
μ	Mittlerer Reibungsbeiwert zwischen Baustahl und Beton
μ_d, μ_k	Bemessungswert bzw. charakteristischer Wert der Reibzahl zwischen Stahl und Beton
ν	Querdehnzahl
θ, θ_A	Neigung der Betondruckstrebe ($A = \text{am Auflager}$)
ρ_s	Bewehrungsgrad über der Stützung
ρ_w	Grad der Querkraftbewehrung
σ_{33}	Hauptdruckspannungen
$\Delta\sigma$	Spannungs-Doppelamplitude
$\Delta\tau$	Schubspannungs-Doppelamplitude
$\Delta\tau_c$	Mittlerer Wert der Schubspannungs-Doppelamplitude bei 2 Mio. Lastspielen
$\Delta\tau_{ck}$	Charakteristischer Wert der Schubspannungs-Doppelamplitude bei 2 Mio. Lastspielen
ω	Mechanischer Bewehrungsgrad des Stahlbetonquerschnitts

11. Literatur

11.1 Normen, Regelwerke und Richtlinien

(a) Verbundbau

- [1.1] DIN V ENV 1994-1-1: Eurocode 4, Teil 1-1: *Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton, Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau*; Februar 1994.
- [1.2] DIN V ENV 1994-2: Eurocode 4, Teil 2: *Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton, Verbundbrücken*; Juni 2000.
- [1.3] DIN-Fachbericht 104: *Verbundbrücken*; 2. Ausgabe 2003, Januar 2003.
- [1.4] E DIN 18800, Teil 5: Stahlbauten; *Verbundtragwerke aus Stahl und Beton, Bemessung und Konstruktion*; Entwurf Januar 1999.
- [1.5] Hintergrundbericht zu Eurocode 4: *Bolzendübel, Harmonisierung der europäischen Baubestimmungen*; Minister für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau, Nr. RS II 1-674102-8630, Bericht EC 4/8/88, Bearbeitung Roik et al., Dezember 1988.
- [1.6] Hintergrundbericht zu Eurocode 4: *Nachweis des Grenzzustandes der Betriebsfestigkeit für Kopfbolzendübel, Harmonisierung der europäischen Baubestimmungen*; Minister für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau, Nr. RS II 2-674102 – 88.17, Bericht EC 4/11/90, Bearbeitung Roik & Hanswille, Universität Bochum, September 1990.
- [1.7] *Zusätzliche technische Vertragsbedingungen für Kunstbauten (ZTV-K)*, Bundesministerium für Verkehr, Bonn, 1996.

(b) Stahlbau

- [1.8] DIN V ENV 1993-1-1: Eurocode 3, Teil 1-1: *Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau*; April 1993.
- [1.9] DIN V ENV 1993-1-1/A2:1998: Eurocode 3, Teil 1-1: *Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau, Anhang Z: Bestimmung der Bemessungswerte der Tragfähigkeit durch Versuchsauswertung*; 1998.
- [1.10] DIN 50125: *Prüfung metallischer Werkstoffe, Zugproben*; März 1986.
- [1.11] DIN EN 10002-1: *Prüfung metallischer Werkstoffe, Zugversuch, Teil 1: Prüfverfahren (bei Raumtemperatur)*; Juli 1998.

(c) Stahlbetonbau

- [1.12] DIN V ENV 1992-1-1: Eurocode 2, Teil 1-1: *Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau*; Juni 1992.
- [1.13] DIN 1045-1: *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton; Teil 1: Bemessung und Konstruktion*; Juli 2001.
- [1.14] DASTb-Heft 210: *Schubversuche mit indirekter Krafteinleitung*, Bearbeitung Baumann & Rüschi, Beuth Verlag, Berlin, 1970.
- [1.15] DASTb-Heft 346: *Untersuchungen über in Beton eingelassene Scherbolzen aus Betonstahl*, Bearbeitung Paschen & Schönhoff, Beuth Verlag, Berlin, 1983.

- [1.16] DASTb-Heft 430: *Standardisierte Nachweise von häufigen D-Bereichen*, Bearbeitung Jennewein & Schäfer, Universität Stuttgart, Beuth Verlag, Berlin, 1992.
- [1.17] DASTb-Heft 478: *Tragfähigkeit von Druckstreben und Knoten in D-Bereichen*, Bearbeitung Sundermann & Schäfer, Universität Stuttgart, Beuth Verlag, Berlin, 1997.
- [1.18] DIN 1048, Teil 1: *Prüfverfahren für Beton, Frischbeton, Festbeton gesondert hergestellter Probekörper*; Dezember 1978.

(d) Sonstiges

- [1.19] DIN-Fachbericht 101: *Einwirkungen auf Brücken*, Beuth Verlag, Berlin, 2001.
- [1.20] DIN 50049: *Bescheinigungen über Materialprüfungen*, August 1986.
- [1.21] ACI Standard 348-85: *Code Requirements for Nuclear Safety Related Concrete Structures, Appendix B: Steel Embedments*, 1985.

11.2 Publikationen

(a) Dissertationen, Habilitationen

- [2.1] Baumann, P.: *Die Druckfelder bei der Stahlbetonbemessung mit Stabwerkmodellen*, Dissertation, Institut für Tragwerksentwurf und -konstruktion, jetzt Institut für Leichtbau Entwerfen und Konstruieren, Universität Stuttgart, 1988.
- [2.2] Becker, J.: *Beitrag zur Auslegung der Verdübelung von Verbundträgern des Hochbaus unter ruhender und nicht ruhender Belastung*, Dissertation, Fachbereich Architektur, Raum- und Umweltplanung, Bauingenieurwesen, Universität Kaiserslautern, August 1995.
- [2.3] Block, K.: *Dübelbefestigungen unter ermüdungsrelevanten Einwirkungen*, Habilitation, Universität Dortmund, Bericht aus dem Konstruktiven Ingenieurbau, Heft Nr. 25, Juli 2001.
- [2.4] Breuninger, U.: *Zum Tragverhalten liegender Kopfbolzendübel unter Längsschubbeanspruchung*, Dissertation, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Nr. 2000-1, Januar 2000.
- [2.5] Däuwel, T.: *Zum Tragverhalten von Slim-Floors unter Verwendung hoher Trapezprofilbleche*, Dissertation, Fachbereich Architektur, Raum- und Umweltplanung, Bauingenieurwesen, Universität Kaiserslautern, Dezember 2001.
- [2.6] Fries, J.: *Tragverhalten von Flachdecken mit Hutprofilen*, Dissertation, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Nr. 2001-1, Dezember 2001.
- [2.7] Fuchs, W.: *Tragverhalten von Befestigungen unter Querlast im ungerissenen Beton*, Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, Februar 1990.
- [2.8] Hofmann, J.: *Tragverhalten von Kopfbolzenbefestigungen unter beliebigen Querlasten in ungerissenem Beton*, Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, in Arbeit.
- [2.9] Jenisch, F.-M.: *Einflüsse des profilierten Betongurtes und der Querbiegung auf das Tragverhalten von Verbundträgern*, Dissertation, Fachbereich Architektur, Raum- und Umweltplanung, Bauingenieurwesen, Universität Kaiserslautern, Februar 2000.
- [2.10] Kretz, J.: *Zur Zeitfestigkeit von Verbundträgern mit Profilblechen*, Dissertation, Fachbereich Architektur, Raum- und Umweltplanung, Bauingenieurwesen, Universität Kaiserslautern, Dezember 1999.

- [2.11] Lebet, J. P.: *Comportement des Ponts Mixtes Acier-Béton avec Interaction Partielle de la Connexion et Fissuration du Béton*, These No. 661, EPFL, 1986.
- [2.12] Leffer, A.: *Zum Ermüdungsverhalten einbetonierter Kopfbolzendübel unter realitätsnaher Beanspruchung im Verbundbrückenbau*, Dissertation, Fachbereich Architektur, Raum- und Umweltplanung, Bauingenieurwesen, Universität Kaiserslautern, Dezember 2002.
- [2.13] Mensinger, M.: *Zum Ermüdungsverhalten von Kopfbolzendübeln im Verbundbau*, Dissertation, Fachbereich Architektur, Raum- und Umweltplanung, Bauingenieurwesen, Universität Kaiserslautern, 1999.
- [2.14] Scheele, J.: *Zum Tragverhalten von Kopfbolzendübeln unter formschlüssiger Belastung*, Dissertation, Fachbereich Architektur, Raum- und Umweltplanung, Bauingenieurwesen, Universität Kaiserslautern, 1991.
- [2.15] Wurzer, O.: *Zur Tragfähigkeit von Betondübeln*, Dissertation, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Universität der Bundeswehr München, März 1998.
- [2.16] Zapfe, C.: *Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern mit Betondübeln zur Übertragung der Längsschubkräfte*, Dissertation, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Universität der Bundeswehr München, Juni 2001.

(b) Berichte und Beiträge in Büchern, Zeitschriften oder auf Kongressen

- [2.17] Akao, S., Kurita, A., Hiragi, H.: *Fatigue Strength of Stud Shear Connectors with Concrete Deposited from Different Placing Directions*, IABSE Fatigue, Lausanne, 1982.
- [2.18] Aribert, J. M., Abdel-Aziz, K.: *Calcul des Poutres Mixtes jusqu'à l'État Ultime avec un Effet de Soulèvement à l'Interface Acier-Béton*, Construction Métallique, No. 4, Decembre 1985, Saint-Rémy-lès-Chevreuse, France, Page 3-36.
- [2.19] Bode, H., Mensinger, M., Leffer, A.: *Verdübelung von Verbundträgern unter nicht ruhender Belastung im Brückenbau*, Stahlbau 70 (2001), Heft 4, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, Seite 277-286.
- [2.20] Breuninger, U., Kuhlmann, U.: *Tragverhalten und Tragfähigkeit liegender Kopfbolzendübel unter Längsschub*, Stahlbau 70 (2001), Heft 11, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, Seite 835-845.
- [2.21] Canciani, A., Puhali, R.: *Investigation on Composite Beams of a Tee Hybrid Steel Section and a Concrete Slab*, Construzioni Metalliche 1 (1984), Consedit Sas, Milano, Page 3-10.
- [2.22] Eligehausen, R., Fuchs, W., Ick, U., Mallee, R., Reuter, M., Schimmelpfennig, K., Schmal, B.: *Tragverhalten von Kopfbolzenverankerungen bei zentrischer Zugbeanspruchung*, Bauingenieur 67 (1992), Springer Verlag, Seite 183-196.
- [2.23] Eligehausen, R., Mallee, R., Rehm, G.: *Befestigungstechnik*, Beton-Kalender 1997, Teil II, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, Seite 609-754, 1997.
- [2.24] Eligehausen, R., Mallee, R.: *Befestigungstechnik im Beton- und Mauerwerksbau*, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2000.
- [2.25] Hanswille, G.: *Zum Nachweis der Ermüdung von Verbundträgern nach Eurocode 4 Teil 1-1*, Stahlbau 63 (1994), Heft 9, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, Seite 284-289.
- [2.26] Hegger, J., Beutel, R., Hoffmann, S.: *Statistische Auswertung von Versuchen – Beurteilung von Bemessungsansätzen*, Beton- und Stahlbetonbau 94 (1999), Heft 11, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, Seite 457-465.

- [2.27] Johnson, R. P.: *Resistance of Stud Shear Connectors to Fatigue*, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 56, No. 2, November 2000, Page 101-116.
- [2.28] Johnson, R. P., Oehlers, D. J.: *Design for Longitudinal Shear in Composite L-Beams*, Proc. Instn Civ. Engrs, Part 2, 1982, 73, March, p. 147-170.
- [2.29] Johnson, R. P., Oehlers, D. J.: *The Strength of Stud Shear Connectors in Composite Beams*, The Structural Engineer, Volume 65B12, 1987, June, Page 147-170.
- [2.30] Keller, N., Kahmann, R., Krips, M.: *Fuldatalbrücke Kragenhof – Bau einer Verbundbrücke*, Bauingenieur 63 (1988), Springer-Verlag, Heidelberg, Seite 443-454.
- [2.31] Klingner, R. E., Mendonca, J. A.: *Shear Capacity of Short Anchor Bolts and Welded Studs: Literature Review*, ACI Journal, Title No. 79-34, September/October 1982, Page 339-349.
- [2.32] Kobbner, M.: *Die Isarbrücke bei Großhesselohe – Eine Eisenbahnbrücke in neuartiger Verbundbauweise*, Stahlbau (1985), Heft 11, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, Seite 323-326.
- [2.33] Kuhlmann, U., Breuninger, U.: *Zur Tragfähigkeit liegender Kopfbolzendübel*, Stahlbau 67 (1998), Heft 7, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, Seite 547-554.
- [2.34] Kuhlmann, U., Kürschner, K.: *Ausgewählte Trägeranschlüsse im Verbundbau*, Stahlbau-Kalender 2001, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, Seite 403-543, 2001.
- [2.35] Kuhlmann, U., Kürschner, K., Rieg, A., Schäfer, M.: *Verbundknoten – gelenkig oder halbsteif*, Deutscher Bautechnik-Tag 2003, Hamburg, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, Seite 464-480, 2003.
- [2.36] Kurz, W.: *Flachdecken und Anschlußtechniken im Verbundbau*, Der Prüferingenieur, Oktober 1997, Seite 14-24.
- [2.37] Mainstone, R. J., Menzies, J. B.: *Shear Connectors in Steel-Concrete Composite Beams for Bridges, Part 1: Static and Fatigue Tests on Push-Out Specimens*, Concrete, Vol. 1, No. 9, 1967.
- [2.38] Marti, P., Alvarez, M., Kaufmann, W., Sigrist, V.: *Tragverhalten von Stahlbeton*, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, IBK Publikation SP-008, September 1999.
- [2.39] Moser, J., Springer, J.: *Fachwerkverbundbrücke über den Teltowkanal in Berlin-Tempelhof*, Stahlbau 69 (2000), Heft 3, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, Seite 141-148.
- [2.40] Muess, H.: *Interessante Tragwerkslösungen im Verbund*, Stahlbau 65 (1996), Heft 10, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, Seite 349-355.
- [2.41] Oehlers, D. J.: *Deterioration in Strength of Stud Connectors in Composite Bridge Beams*, Journal of Structural Engineering (1990), Volume 116, No. 12, Page 3.417-3.431.
- [2.42] Oehlers, D. J., Seracino, R., Yeo, M. F.: *Fatigue Behaviour of Composite Steel and Concrete Beams with Stud Shear Connection*, Prog. Struct. Engng Mater. (2000), No. 2, Page 187-195.
- [2.43] Ollgaard, J. G., Slutter, R. G., Fisher, J. W.: *Shear Strength of Stud Connectors in Lightweight and Normalweight Concrete*, AISC Engineering Journal, April 1971, P. 55-64.
- [2.44] Ožbolt, J.: *Smearred Fracture Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures – Theory and Examples*, Symposium on Connections Between Steel and Concrete, 55th Rilem Annual Week, Stuttgart, 9.-12. September 2001, page 609-624.

- [2.45] Ožbolt, J., Mayer, U., Vocke, H., Eligehausen, R.: *Verschmierte Rißmethode – Theorie und Anwendung*, Beton- und Stahlbetonbau 94 (1999), Heft 10, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, Seite 403-412.
- [2.46] Ožbolt, J., Li, Y., Kožar, I.: *Microplane Model for Concrete with Relaxed Kinematic Constraint*, International Journal of Solids and Structures 38 (2001), Elsevier Science, Page 2.683-2.711.
- [2.47] Rehm, G.: *Kriterien zur Beurteilung von Bewehrungsstäben mit hochwertigem Verbund*, Festschrift H. Rüscher, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, Seite 79-99, 1969.
- [2.48] Reinhardt, H.-W.: *Beton*, Beton-Kalender 2002, Teil I, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, Seite 1-152, 2002.
- [2.49] Roik, K., Bürkner, K.-E.: *Reibwert zwischen Stahlgurten und aufgespannten Betonfertigteilen*, Bauingenieur 53 (1978), Heft 1, Springer Verlag, Seite 37-41.
- [2.50] Roik, K., Hanswille, G.: *Beitrag zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln*, Stahlbau 52 (1983), Heft 10, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, Seite 301-308.
- [2.51] Roik, K., Hanswille, G.: *Beitrag zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Reib-Abscher-Verdübelungen bei Stahlverbundträgerkonstruktionen*, Stahlbau 53 (1984), Heft 2, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, Seite 41-46.
- [2.52] Roik, K., Hanswille, G.: *Zur Dauerfestigkeit von Kopfbolzendübeln bei Verbundträgern*, Bauingenieur 62 (1987), Springer-Verlag, Heidelberg, Seite 273-285.
- [2.53] Roik, K., Bergmann, R., Haensel, J., Hanswille, G.: *Verbundkonstruktionen*, Beton-Kalender 1999, Teil II, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, Seite 373-510, 1999.
- [2.54] Schlaich, J., Schäfer, K.: *Konstruieren im Stahlbetonbau*, Beton-Kalender 2001, Teil II, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, Seite 311-492, 2001.
- [2.55] Skaikh, A. F., Whayong, Y.: *In-Place Strength of Welded Headed Studs*, Journal of the Prestressed Concrete Institute, März/April 1985, Page 56-81.
- [2.56] Toprac, A., Eyre, D. G.: *Composite Beams with a Hybrid Tee Steel Section*, Journal of the Structural Division 93/ST5 (1967), American Society of Civil Engineering, Page 309-316.
- [2.57] Zink, M.: *Zum Biegeschubversagen schlanker Bauteile aus Hochleistungsbeton mit und ohne Vorspannung*, In: König, G. (Hrsg.), *Forschung für die Praxis*, Verlag B. G. Teubner Stuttgart, Leipzig, 2000.

(c) Forschungs- und Versuchsberichte

- [2.58] Bode, H., Mensinger, M., Leffer, A.: *Verdübelung von Verbundträgern unter nicht ruhender Belastung im Brückenbau*, Fachbereich Architektur, Raum- und Umweltplanung, Bauingenieurwesen, Universität Kaiserslautern, Forschungsbericht für die AiF, Februar 2001.
- [2.59] Hanswille, G.: *Composite Bridge Design for Small and Medium Spans, Chapter 3: Push Out Tests With Groups of Studs*, In: Sedlacek, G. (Ed.), *Final Report*, ECSC Steel Publications, EUR 20583, Brussels and Luxembourg, Page 79-122, 2003.
- [2.60] Hobbacher, A.: *Empfehlungen zur Schwingfestigkeit geschweißter Verbindungen und Bauteile*, International Institute of Welding, IIW-Dokument XIII-1539-96/XV-845-96, Deutscher Verlag für Schweißtechnik, 1997.

- [2.61] Kuhlmann, U., Ehmann, J.: *Vergleichsberechnung der Amperbrücke nach europäischen Normen*, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Nr. 1999-1 – Forschungsbericht für die Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach, Juli 1999.
- [2.62] Kuhlmann, U., Breuninger, U.: *Scherversuche liegender Kopfbolzendübel – Vorversuche*, Versuchsbericht, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Mai 1997.
- [2.63] Kuhlmann, U., Breuninger, U.: *Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Brückenbau*, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Nr. 1999-2 – Forschungsbericht für das Bundesministerium für Verkehr, Bonn, Januar 1999.
- [2.64] Kuhlmann, U., Breuninger, U.: *Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Hochbau*, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Nr. 1999-3 – Forschungsbericht für das Deutsche Institut für Bautechnik, Berlin, November 1999.
- [2.65] Kuhlmann, U., Kürschner, K.: *Liegende Kopfbolzendübel unter Quer- und Längsschub in Stahlbetonplatten*, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Nr. 2002-7X – Forschungsbericht für die Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach, Feb. 2001; Schriftenreihe „Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik“, Heft 834, Herausgegeben vom Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, Bonn, April 2002.
- [2.66] Kuhlmann, U., Kürschner, K.: *Bemessungsregeln für ermüdungsbeanspruchte liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Brückenbau*, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Nr. 2002-4X – Forschungsbericht für die Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach, April 2002; Schriftenreihe „Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik“, Heft 857, Herausgegeben vom Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, Bonn, Oktober 2002.
- [2.67] Kuhlmann, U., Kürschner, K.: *Ermüdungsverhalten liegender Kopfbolzendübel unter Längsschub*, Versuchsbericht zum BAST-Forschungsprogramm, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Nr. 2002-5X, April 2002.
- [2.68] Kuhlmann, U., Kürschner, K.: *Verbundkonstruktionen im Hochbau mit liegenden Kopfbolzendübeln unter Quer- und Längsschub*, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Nr. 2002-33X – Forschungsbericht für das Deutsche Institut für Bautechnik, Berlin, November 2002.
- [2.69] Mangerig, I., Zapfe, C.: *Experimentelle Untersuchungen zum Verbund zwischen Stahl- und Betonkomponenten, infolge Reibung als Grundlage zur Ermittlung eines Rechenwertes für den Reibbeiwert μ* , Versuchsbericht, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Universität der Bundeswehr München, Januar 2000.
- [2.70] Stichting Bouwresearch: *Uit beton stekende ankers*, Bericht der Studienkommission B7, Heft 29, TNO Bouw, Delft, 1971.

(d) Sonstiges

- [2.71] Ozbolt, J.: *MASA3 – Microplane Analysis Program*, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, Version 9/2000.
- [2.72] Ozbolt, J.: *MASA3 CYCLE– Microplane Analysis Program*, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, Version 9/2000 bzw. 7/2001.
- [2.73] Ozbolt, J.: *MASA3 – Microplane Analysis Program*, Programmbeschreibung, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, Version 9/2000.

- [2.74] FEMAP: *Finite Element Modelling and Postprocessing*, Version 7.01, Structural Dynamics Research Group, P. O. Box 1172, Exton, PA 19341, USA, 1999.
- [2.75] Köster & Co.: *Bolzenschweißen – Verbundbau*, 58256 Ennepetal, Deutschland, Firmenschrift, April 2000.

11.3 Institutsinterne Veröffentlichungen

- [3.1] Hauf, J.: *Numerische Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten liegender Kopfbolzendübel unter Längsschub*, Diplomarbeit, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Nr. 2001-30X, September 2001.
- [3.2] Kürschner, K.: *Trag- und Verformungsverhalten von teilweise verdübelten Verbundträgern*, Seminararbeit, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Juni 1998.
- [3.3] Meyer, C.: *Zum Ermüdungsverhalten von Beton*, Seminararbeit, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Nr. 2000-5X, Mai 2000.
- [3.4] Meyer, C.: *Numerische Untersuchungen zum Tragverhalten liegender Kopfbolzendübel unter Querschubbeanspruchung*, Diplomarbeit, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Nr. 2000-21X, Oktober 2000.
- [3.5] Strüwing, D.: *Untersuchungen zum Tragverhalten von liegenden Kopfbolzendübeln unter Quer- und Längsschub*, Diplomarbeit, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Nr. 2000-18X, August 2000.
- [3.6] Zimmerer, C.: *Zum Ermüdungsverhalten von Verbundträgern*, Seminararbeit, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Nr. 1999-26X, Dezember 1999.
- [3.7] Zweigart, K.: *Verformungsverhalten von Verbundträgern mit stehenden und liegenden Kopfbolzendübeln*, Diplomarbeit, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Nr. 2002-2X, Februar 2002.

Anhang A
Ergebnisse der FE-Rechnungen
zur ruhenden Längsschubbeanspruchung

Tabelle A-1. Ergebnisse der FE-Rechnungen zum ruhenden Längsschub

Nr.	Lage	Randabst. a' [mm]	Eingangsgrößen							FE-Ergebnisse			Vergleich mit Gl. (3-6)	
			Beton f _c [N/mm ²]	Bewehrung d _{s,Bü} [mm]	d _{s,L} [mm]	Dübel d _{Dü} [mm]	h _{Dü} [mm]	DüK [-]	SW [-]	P _{T,L} [kN]	s _{T,L} [mm]	VS [-]	P _{U,B,L} [kN]	P _{T,L} / P _{U,B,L} [-]
1	R	30	20	10	10	22	150	m	m	79,9	1,00	25	78,8	1,015
2	R	30	30	10	10	19	150	m	m	87,6	0,91	24	87,3	1,003
3	R	30	30	10	10	22	150	m	m	97,3	0,94	26	92,6	1,051
4	R	30	30	10	10	22	150	m	o	89,9	1,05	26	92,6	0,970
5	R	30	30	10	10	22	150	o	m	95,8	0,91	26	92,6	1,034
6	R	30	30	10	10	25	150	m	m	111,0	0,97	27	97,5	1,138
7	R	30	40	10	10	22	150	m	m	117,7	0,85	24	103,9	1,133
8	R	30	50	10	10	22	150	m	m	133,4	0,83	25	113,6	1,174
9	R	50	20	10	10	22	150	m	m	98,4	1,37	26	96,6	1,019
10	R	50	30	6	10	22	150	m	m	114,3	1,45	27	113,6	1,006
11	R	50	30	8	10	22	150	m	m	118,8	1,09	23	113,6	1,046
12	R	50	30	10	10	19	150	m	m	108,9	1,20	24	107,1	1,016
13	R	50	30	10	10	22	150	m	m	120,5	1,20	24	113,6	1,061
14	R	50	30	10	10	22	150	m	o	112,9	1,35	26	113,6	0,994
15	R	50	30	10	10	22	150	o	m	117,7	1,12	26	113,6	1,036
16	R	50	30	10	10	25	150	m	m	138,3	1,17	26	119,6	1,157
17	R	50	30	10	14	22	150	m	m	119,7	1,14	24	113,6	1,054
18	R	50	30	10	20	22	150	m	m	118,9	1,17	26	113,6	1,047
19	R	50	30	12	10	22	150	m	m	120,6	1,15	23	113,6	1,062
20	R	50	30	14	10	22	150	m	m	120,8	1,09	23	113,6	1,064
21	R	50	40	10	10	22	150	m	m	145,2	1,14	24	127,5	1,139
22	R	50	50	10	10	22	150	m	m	162,1	1,08	24	139,4	1,163
23	R	75	20	10	10	19	150	m	m	106,9	1,62	27	107,1	0,998
24	R	75	20	10	10	22	150	m	m	115,1	1,55	27	113,6	1,013
25	R	75	20	10	10	25	150	m	m	127,3	1,27	23	119,6	1,065
26	R	75	30	6	10	22	150	m	m	126,9	1,00	23	133,6	0,950
27	R	75	30	8	10	22	150	m	m	135,4	1,26	27	133,6	1,014
28	R	75	30	10	10	19	150	m	m	128,9	1,44	24	126,0	1,023
29	R	75	30	10	10	22	150	m	m	139,1	1,27	23	133,6	1,041
30	R	75	30	10	10	22	150	m	o	129,7	1,51	27	133,6	0,971
31	R	75	30	10	10	22	150	o	m	137,0	1,30	25	133,6	1,025
32	R	75	30	10	10	25	150	m	m	160,5	1,30	26	140,6	1,141
33	R	75	30	10	14	22	150	m	m	139,0	1,28	25	133,6	1,040
34	R	75	30	10	20	22	150	m	m	138,6	1,30	26	133,6	1,037
35	R	75	30	12	10	22	150	m	m	139,2	1,31	27	133,6	1,042
36	R	75	30	14	10	22	150	m	m	139,3	1,25	25	133,6	1,043
37	R	75	40	10	10	19	150	m	m	148,1	1,43	26	141,4	1,047
38	R	75	40	10	10	22	150	m	m	165,3	1,26	24	149,9	1,102
39	R	75	40	10	10	25	150	m	m	190,1	1,28	27	157,8	1,205
40	R	75	50	10	10	19	150	m	m	159,9	0,92	23	154,6	1,034
41	R	75	50	10	10	22	150	m	m	182,5	1,30	26	163,9	1,113
42	R	100	20	10	10	22	150	m	m	126,7	1,56	25	127,5	0,994
43	R	100	30	6	10	22	150	m	m	143,7	1,14	24	149,9	0,958
44	R	100	30	8	10	22	150	m	m	146,8	1,28	27	149,9	0,979
45	R	100	30	10	10	19	150	m	m	139,9	1,50	25	141,4	0,990
46	R	100	30	10	10	22	75	m	m	121,3	0,94	24	149,9	0,809
47	R	100	30	10	10	22	100	m	m	136,4	1,20	26	149,9	0,910
48	R	100	30	10	10	22	125	m	m	147,7	1,35	26	149,9	0,985
49	R	100	30	10	10	22	150	m	m	151,6	1,38	23	149,9	1,011
50	R	100	30	10	10	22	150	m	o	142,3	1,49	27	149,9	0,949

Tabelle A-1. Ergebnisse der FE-Rechnungen zum ruhenden Längsschub (Fortsetzung)

Nr.	Lage	Eingangsgrößen								FE-Ergebnisse			Vergleich mit Gl. (3-6)	
		Randabst. a_r' [mm]	Beton f_c [N/mm ²]	Bewehrung $d_{s,Bü}$ [mm]	$d_{s,L}$ [mm]	Dübel $d_{Dü}$ [mm]	$h_{Dü}$ [mm]	DüK [-]	SW [-]	$P_{T,L}$ [kN]	$s_{T,L}$ [mm]	VS [-]	$P_{t,B,L}$ [kN]	$P_{T,L} / P_{t,B,L}$ [-]
51	R	100	30	10	10	22	150	o	m	149,8	1,39	24	149,9	0,999
52	R	100	30	10	10	25	150	m	m	174,7	1,38	25	157,8	1,108
53	R	100	30	12	10	22	150	m	m	154,2	1,44	25	149,9	1,029
54	R	100	30	14	10	22	150	m	m	154,4	1,50	27	149,9	1,030
55	R	100	40	10	10	22	150	m	m	179,9	1,27	23	168,2	1,070
56	M	30	20	10	10	22	150	m	m	83,3	0,76	27	89,8	0,928
57	M	30	30	10	10	19	150	m	m	91,3	0,57	25	99,6	0,917
58	M	30	30	10	10	22	150	m	m	102,6	0,55	25	105,6	0,972
59	M	30	30	10	10	22	150	o	m	102,6	0,56	27	105,6	0,971
60	M	30	30	10	10	25	150	m	m	116,3	0,58	25	111,1	1,047
61	M	30	40	10	10	22	150	m	m	126,9	0,54	27	118,5	1,071
62	M	30	50	10	10	22	150	m	m	147,0	0,55	25	129,5	1,135
63	M	50	20	10	10	22	150	m	m	105,8	1,20	27	110,1	0,961
64	M	50	30	10	10	19	150	m	m	119,3	0,95	27	122,1	0,977
65	M	50	30	10	10	22	150	m	m	130,2	0,81	23	129,5	1,006
66	M	50	30	10	10	22	150	o	m	130,2	0,80	25	129,5	1,005
67	M	50	30	10	10	25	150	m	m	151,4	0,87	27	136,3	1,110
68	M	50	40	10	10	22	150	m	m	158,9	0,78	24	145,3	1,094
69	M	50	50	10	10	22	150	m	m	180,8	0,84	27	158,9	1,138
70	M	75	20	10	10	19	150	m	m	122,1	1,71	27	122,1	1,000
71	M	75	20	10	10	22	150	m	m	130,8	1,33	27	129,5	1,010
72	M	75	20	10	10	25	150	m	m	150,2	1,32	27	136,3	1,102
73	M	75	30	10	10	19	150	m	m	146,1	1,13	25	143,6	1,017
74	M	75	30	10	10	22	150	m	m	157,8	0,99	22	152,3	1,036
75	M	75	30	10	10	22	150	o	m	157,4	1,03	24	152,3	1,034
76	M	75	30	10	10	25	150	m	m	183,6	1,16	27	160,3	1,146
77	M	75	40	10	10	19	150	m	m	175,4	1,05	27	161,2	1,088
78	M	100	20	10	10	22	150	m	m	151,2	1,52	27	145,3	1,041
79	M	100	30	10	10	19	150	m	m	169,7	1,47	27	161,2	1,053
80	M	100	30	10	10	22	150	m	m	183,8	1,25	25	170,9	1,076
81	M	100	30	10	10	22	150	o	m	183,2	1,20	25	170,9	1,072

Hinweise:

- Die Bezeichnungen sind bis auf folgende Ausnahmen in Kapitel 10 definiert: m = mit, o = ohne
- Konstante Parameter: $a/s = 1$, $s = 165$ mm
- Die FE-Ergebnisse aus der Nachrechnung von insgesamt 17 Versuchen sind in Tabelle 3-1 dokumentiert. Die zugehörigen Eingangsgrößen gehen aus Breuninger [2.4], Kapitel 3 hervor.

Anhang B
Ergebnisse der FE-Rechnungen
zur ruhenden Querschubbeanspruchung
in Randlage der Verbundfuge

Tabelle B-1. Ergebnisse der FE-Rechnungen zum ruhenden Querschub in Randlage

Nr.	Lage	Abstände		Eingangsgrößen										FE-Ergebnisse			Vergleich mit Gl. (4-21)		
		$a_{r,o'}$ [mm]	a [mm]	Beton f_c [N/mm ²]	Bewehrung			Dübel				Reihen		$P_{T,Q}$ [kN]	$s_{T,Q}$ [mm]	VS [-]	$P_{T,Q}$ [kN]	$P_{T,Q}/P_{t,Q}$ [-]	
	[-]				a/s [-]	$d_{s,Bü}$ [mm]	$d_{s,L}$ [mm]	$d_{Dü}$ [mm]	$h_{Dü}$ [mm]	DüK [-]	SW [-]	n_R [-]	a_v [mm]						
1	R	30	100	30	1	12	12	22	150	m	m	1	–	23,3	0,98	21	28,2	0,828	
2	R	30	160	20	1	12	12	22	150	m	m	1	–	25,0	0,87	22	23,0	1,085	
3	R	30	160	30	0	–	–	22	150	m	m	1	–	9,7	0,05	19	–	–	
4	R	30	160	30	1	6	12	22	150	m	m	1	–	20,7	0,55	18	22,9	0,905	
5	R	30	160	30	1	8	12	22	150	m	m	1	–	22,4	0,60	21	24,9	0,897	
6	R	30	160	30	1	10	12	22	150	m	m	1	–	25,5	0,64	18	26,7	0,957	
7	R	30	160	30	1	12	10	22	150	m	m	1	–	28,3	0,92	20	25,7	1,102	
8	R	30	160	30	1	12	12	19	150	m	m	1	–	27,6	0,62	20	26,6	1,038	
9	R	30	160	30	1	12	12	25	150	m	m	1	–	31,8	1,04	22	29,6	1,074	
10	R	30	160	30	1	12	12	22	150	m	m	1	–	28,8	0,86	21	28,2	1,022	
11	R	30	160	30	1	12	12	22	150	m	o	1	–	26,3	0,65	19	28,2	0,932	
12	R	30	160	30	1	12	12	22	150	o	m	1	–	21,4	0,39	19	28,2	0,759	
13	R	30	160	30	2	12	12	22	150	m	m	1	–	35,1	1,14	20	37,2	0,944	
14	R	30	160	30	3	12	12	22	150	m	m	1	–	32,4	0,80	18	–	–	
15	R	30	160	40	1	12	12	22	150	m	m	1	–	36,4	0,63	20	32,5	1,119	
16	R	30	160	50	1	12	12	22	150	m	m	1	–	37,2	0,70	21	36,4	1,023	
17	R	30	220	30	1	12	12	22	150	m	m	1	–	32,5	0,60	20	28,2	1,154	
18	R	50	100	30	1	12	12	22	150	m	m	1	–	31,1	0,97	19	40,3	0,772	
19	R	50	160	20	1	12	12	22	150	m	m	1	–	36,0	1,13	22	32,9	1,095	
20	R	50	160	30	0	–	–	22	150	m	m	1	–	15,2	0,07	18	–	–	
21	R	50	160	30	1	6	12	22	150	m	m	1	–	28,7	1,26	19	32,7	0,878	
22	R	50	160	30	1	8	12	22	150	m	m	1	–	32,5	1,17	21	35,7	0,912	
23	R	50	160	30	1	10	12	22	150	m	m	1	–	37,4	1,15	18	38,1	0,980	
24	R	50	160	30	1	12	10	22	150	m	m	1	–	39,0	1,50	22	36,8	1,061	
25	R	50	160	30	1	12	12	19	150	m	m	1	–	38,2	1,16	19	38,0	1,006	
26	R	50	160	30	1	12	12	22	100	m	m	1	–	37,9	1,69	22	37,1	1,020	
27	R	50	160	30	1	12	12	22	125	m	m	1	–	39,4	1,54	22	38,8	1,016	
28	R	50	160	30	1	12	12	22	150	m	m	1	–	41,5	1,21	21	40,3	1,031	
29	R	50	160	30	1	12	12	22	150	m	o	1	–	39,3	1,17	19	40,3	0,977	
30	R	50	160	30	1	12	12	22	150	o	m	1	–	35,5	0,57	19	40,3	0,880	
31	R	50	160	30	1	12	12	25	150	m	m	1	–	43,5	1,63	22	42,4	1,027	
32	R	50	160	30	1	12	16	22	150	m	m	1	–	40,5	1,06	20	46,5	0,871	
33	R	50	160	30	1	14	12	22	150	m	m	1	–	44,2	1,49	22	42,2	1,048	
34	R	50	160	30	1	16	12	22	150	m	m	1	–	46,9	1,08	18	43,9	1,067	
35	R	50	160	30	2	12	12	22	150	m	m	1	–	44,0 ¹	0,89	20	53,1	0,827	
36	R	50	160	30	2	12	12	22	150	m	m	1	–	44,8	0,88	20	53,1	0,842	
37	R	50	160	30	2	12	12	22	150	m	m	1	–	41,8 ²	0,74	19	53,1	0,787	
38	R	50	160	30	3	12	12	22	150	m	m	1	–	45,1	0,63	18	–	–	
39	R	50	160	40	1	12	12	22	150	m	m	1	–	45,1	1,16	19	46,5	0,969	
40	R	50	160	50	1	12	12	22	150	m	m	1	–	50,0	0,55	10	52,0	0,961	
41	R	50	220	30	1	12	12	22	150	m	m	1	–	44,2	0,67	19	40,3	1,097	
42	R	75	100	30	1	12	12	22	150	m	m	1	–	38,1	0,81	18	53,5	0,713	
43	R	75	160	20	1	12	12	22	150	m	m	1	–	45,9	1,43	19	43,7	1,051	
44	R	75	160	30	0	–	–	22	150	m	m	1	–	21,6	0,84	21	–	–	
45	R	75	160	30	1	6	12	22	150	m	m	1	–	38,2	2,57	21	43,5	0,880	
46	R	75	160	30	1	8	12	22	150	m	m	1	–	45,1	3,19	22	47,4	0,953	
47	R	75	160	30	1	10	12	22	150	m	m	1	–	48,2	2,03	21	50,6	0,953	
48	R	75	160	30	1	12	10	22	150	m	m	1	–	50,1	2,30	22	48,8	1,025	
49	R	75	160	30	1	12	12	19	150	m	m	1	–	51,1	1,67	19	50,4	1,014	
50	R	75	160	30	1	12	12	22	150	m	m	1	–	50,1	1,42	19	53,5	0,937	

Tabelle B-1. Ergebnisse der FE-Rechnungen zum ruhenden Querschub in Randlage (Fortsetzung)

Nr.	Lage	Abstände		Beton	Bewehrung			Dübel				Reihen		FE-Ergebnisse			Vergleich mit Gl. (4-21)	
		$a_{r,o}$	a		f_c	a/s	$d_{s,Bü}$	$d_{s,L}$	$d_{Dü}$	$h_{Dü}$	DüK	SW	n_R	a_v	$P_{T,Q}$	$s_{T,Q}$	VS	$P_{T,Q}$
	[-]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[-]	[mm]	[kN]	[mm]	[-]	[kN]	[-]
51	R	75	160	30	1	12	12	22	150	m	o	1	-	48,0	1,33	19	53,5	0,897
52	R	75	160	30	1	12	12	22	150	o	m	1	-	45,3	0,68	19	53,5	0,846
53	R	75	160	30	1	12	12	25	150	m	m	1	-	54,6	1,84	22	56,3	0,971
54	R	75	160	30	1	12	16	22	150	m	m	1	-	55,2	1,41	18	61,8	0,894
55	R	75	160	30	1	14	12	22	150	m	m	1	-	57,9	1,45	19	56,0	1,034
56	R	75	160	30	1	16	12	22	150	m	m	1	-	58,8	1,60	20	58,3	1,008
57	R	75	160	30	2	12	12	22	150	m	m	1	-	62,2	0,96	18	70,6	0,881
58	R	75	160	30	3	12	12	22	150	m	m	1	-	60,9	0,82	19	-	-
59	R	75	160	40	1	12	12	22	150	m	m	1	-	57,9	1,90	20	61,8	0,938
60	R	75	160	50	1	12	12	22	150	m	m	1	-	60,4	1,95	21	69,1	0,874
61	R	75	220	30	1	12	12	22	150	m	m	1	-	56,6	1,61	22	53,5	1,059
62	R	100	100	30	1	12	12	22	150	m	m	1	-	50,4	1,45	18	65,4	0,771
63	R	100	100	30	2	12	12	22	150	m	m	1	-	55,3	1,74	21	86,3	0,640
64	R	100	160	20	1	12	10	22	150	m	m	1	-	55,6	2,03	22	48,8	1,141
65	R	100	160	20	1	12	12	19	150	m	m	1	-	56,6	2,03	22	50,4	1,123
66	R	100	160	20	1	12	12	22	150	m	m	1	-	56,8	1,82	20	53,4	1,063
67	R	100	160	20	1	12	12	25	150	m	m	1	-	62,1	1,85	19	56,2	1,104
68	R	100	160	20	1	12	16	22	150	m	m	1	-	61,3	1,95	18	61,7	0,994
69	R	100	160	20	2	12	12	22	150	m	m	1	-	63,4	1,42	19	70,5	0,899
70	R	100	160	30	0	-	-	22	150	m	m	1	-	32,7	0,11	20	-	-
71	R	100	160	30	1	6	12	22	150	m	m	1	-	55,1	3,74	20	53,1	1,036
72	R	100	160	30	1	8	12	22	150	m	m	1	-	57,1	1,57	18	57,9	0,986
73	R	100	160	30	1	10	12	22	150	m	m	1	-	59,9	1,95	18	61,9	0,967
74	R	100	160	30	1	12	10	19	150	m	m	1	-	59,5	1,99	21	56,3	1,056
75	R	100	160	30	1	12	10	22	150	m	m	1	-	61,0	1,87	20	59,7	1,021
76	R	100	160	30	1	12	10	25	150	m	m	1	-	65,5	2,01	19	62,9	1,041
77	R	100	160	30	1	12	12	19	150	m	m	1	-	61,9	1,79	20	61,7	1,003
78	R	100	160	30	1	12	12	22	100	m	m	1	-	55,8	0,99	19	60,3	0,925
79	R	100	160	30	1	12	12	22	125	m	m	1	-	60,7	1,78	21	63,1	0,963
80	R	100	160	30	1	12	12	22	150	m	m	1	-	64,4	1,87	20	65,4	0,985
81	R	100	160	30	1	12	12	22	150	m	m	2	55	33,8	1,01	22	65,4	0,517
82	R	100	160	30	1	12	12	22	150	m	m	2	110	38,8	1,18	22	65,4	0,593
83	R	100	160	30	1	12	12	22	150	m	o	1	-	63,9	1,93	20	65,4	0,977
84	R	100	160	30	1	12	12	22	150	o	m	1	-	62,5	0,92	22	65,4	0,955
85	R	100	160	30	1	12	12	25	150	m	m	1	-	67,5	2,16	22	68,9	0,980
86	R	100	160	30	1	12	16	19	150	m	m	1	-	68,5	2,39	22	71,2	0,961
87	R	100	160	30	1	12	16	22	150	m	m	1	-	72,8	2,31	18	75,6	0,963
88	R	100	160	30	1	12	16	25	150	m	m	1	-	76,6	1,85	18	79,5	0,964
89	R	100	160	30	1	12	20	22	150	m	m	1	-	73,8	2,11	18	84,5	0,873
90	R	100	160	30	1	12	20	25	150	m	m	1	-	71,9	2,00	20	88,9	0,809
91	R	100	160	30	1	14	12	22	150	m	m	1	-	71,2	2,33	22	68,5	1,038
92	R	100	160	30	1	16	12	22	150	m	m	1	-	80,1	2,46	18	71,3	1,123
93	R	100	160	30	2	6	12	22	150	m	m	1	-	58,0	2,09	18	70,1	0,827
94	R	100	160	30	2	8	12	22	150	m	m	1	-	71,8	2,42	20	76,4	0,939
95	R	100	160	30	2	10	12	22	150	m	m	1	-	76,6	1,74	19	81,7	0,937
96	R	100	160	30	2	12	10	22	150	m	m	1	-	77,5	1,45	19	78,8	0,983
97	R	100	160	30	2	12	12	19	150	m	m	1	-	77,9	1,65	19	81,4	0,956
98	R	100	160	30	2	12	12	22	150	m	m	1	-	78,5 ¹	1,43	18	86,3	0,909
99	R	100	160	30	2	12	12	22	150	m	m	1	-	77,0	1,51	20	86,3	0,892
100	R	100	160	30	2	12	12	22	150	m	m	1	-	76,0 ²	1,42	20	86,3	0,881

Tabelle B-1. Ergebnisse der FE-Rechnungen zum ruhenden Querschub in Randlage (Fortsetzung)

Nr.	Lage	Eingangsgrößen											FE-Ergebnisse			Vergleich mit Gl. (4-21)			
		Abstände	Beton	Bewehrung			Dübel				Reihen		P _{T,Q}	s _{T,Q}	VS	P _{t,Q}	P _{T,Q} / P _{t,Q}		
		a _{r,o'}	a	f _c	a/s	d _{s,Bü}	d _{s,L}	d _{Dü}	h _{Dü}	DüK	SW	n _R	a _v	[kN]	[mm]	[-]	[kN]	[-]	
		[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[-]	[mm]						
101	R	100	160	30	2	12	12	25	150	m	m	1	–	82,8	1,73	20	90,9	0,912	
102	R	100	160	30	2	12	16	22	150	m	m	1	–	78,6	1,53	20	99,7	0,788	
103	R	100	160	30	2	14	12	22	150	m	m	1	–	76,7	1,35	19	90,4	0,848	
104	R	100	160	30	2	16	12	22	150	m	m	1	–	75,1	1,08	18	94,1	0,798	
105	R	100	160	30	3	12	12	22	150	m	m	1	–	78,7	1,39	21	–	–	
106	R	100	160	40	1	12	10	22	150	m	m	1	–	67,9	1,69	21	69,0	0,985	
107	R	100	160	40	1	12	12	19	150	m	m	1	–	70,6	1,74	20	71,2	0,991	
108	R	100	160	40	1	12	12	22	150	m	m	1	–	72,8	1,83	20	75,6	0,964	
109	R	100	160	40	1	12	12	25	150	m	m	1	–	77,7	1,98	19	79,5	0,978	
110	R	100	160	40	1	12	16	22	150	m	m	1	–	83,8	2,50	22	87,2	0,960	
111	R	100	160	40	2	12	12	22	150	m	m	1	–	87,1	2,57	20	99,7	0,874	
112	R	100	160	50	1	12	12	22	150	m	m	1	–	76,7	1,68	20	84,5	0,908	
113	R	100	220	30	1	12	12	22	150	m	m	1	–	67,3	1,71	21	65,4	1,028	
114	R	100	220	30	1	12	12	22	125	m	m	1	–	65,4	1,62	20	63,1	1,036	
115	R	100	220	30	1	12	12	22	100	m	m	1	–	63,8	0,80	19	60,3	1,058	
116	R	100	220	30	2	12	12	22	150	m	m	1	–	100,5	1,82	22	86,3	1,164	
117	R	125	160	20	1	12	12	22	150	m	m	1	–	68,3	2,58	22	62,5	1,093	
118	R	125	160	30	0	–	–	22	150	m	m	1	–	41,3	0,14	20	–	–	
119	R	125	160	30	1	12	12	22	150	m	m	1	–	78,1	2,24	19	76,5	1,021	
120	R	125	160	30	2	12	12	22	150	m	m	1	–	92,5	2,01	21	100,9	0,917	
121	R	125	160	30	3	12	12	22	150	m	m	1	–	93,6	1,72	22	–	–	
122	R	125	160	40	1	12	12	22	150	m	m	1	–	83,3	1,99	21	88,3	0,943	
123	R	125	160	50	1	12	12	22	150	m	m	1	–	87,8	1,96	21	98,7	0,889	
124	R	150	160	20	1	12	12	22	150	m	m	1	–	77,1	2,01	19	71,0	1,087	
125	R	150	160	30	0	–	–	22	150	m	m	1	–	48,3	0,19	19	–	–	
126	R	150	160	30	1	12	10	22	150	m	m	1	–	89,7	3,19	22	79,3	1,131	
127	R	150	160	30	1	12	12	19	150	m	m	1	–	91,2	2,70	18	82,0	1,113	
128	R	150	160	30	1	12	12	22	150	m	m	1	–	91,7	3,07	22	86,9	1,055	
129	R	150	160	30	1	12	12	22	150	m	m	2	55	48,6	1,80	21	86,9	0,559	
130	R	150	160	30	1	12	12	22	150	m	m	2	110	49,6	1,37	21	86,9	0,571	
131	R	150	160	30	1	12	12	22	150	m	m	2	150	52,9	1,13	20	86,9	0,608	
132	R	150	160	30	1	12	12	22	150	m	m	2	175	57,9	1,34	20	86,9	0,666	
133	R	150	160	30	1	12	12	22	150	m	m	2	200	62,0	1,66	19	86,9	0,714	
134	R	150	160	30	1	12	12	25	150	m	m	1	–	103,7	4,91	22	91,5	1,134	
135	R	150	160	30	1	12	16	22	150	m	m	1	–	102,3	3,54	20	100,3	1,019	
136	R	150	160	30	1	12	20	22	150	m	m	1	–	100,5	2,44	18	112,2	0,896	
137	R	150	160	30	2	12	12	22	150	m	m	1	–	103,6	1,82	18	114,7	0,904	
138	R	150	160	30	3	12	12	22	150	m	m	1	–	104,4	0,71	18	–	–	
139	R	150	160	40	1	12	12	22	150	m	m	1	–	97,9	2,07	22	100,3	0,976	
140	R	150	160	50	1	12	12	22	150	m	m	1	–	105,9	1,58	17	112,2	0,944	

Hinweise:

- Die Bezeichnungen sind bis auf folgende Ausnahmen in Kapitel 10 definiert:
m = mit, o = ohne
- ¹ bzw. ² = Exzentrizität der Bügel von + 20 mm bzw. – 20 mm, siehe Abschnitt 4.4.3.3 (e).
- Die FE-Ergebnisse aus der Nachrechnung insgesamt 19 Versuchen sind in Tabelle 4-9 dokumentiert. Die Eingangsgrößen gehen aus Abschnitt 4.3 hervor.

Anhang C
Ergebnisse der FE-Rechnungen
zur ruhenden Querschubbeanspruchung
in Mittellage der Verbundfuge

Tabelle C-1. Ergebnisse der FE-Rechnungen zum ruhenden Querschub in Mittellage

Nr.	Eingangsgrößen												FE-Ergebnisse			Vergleich mit Gl. (4-21)	
	Lage	WF	MS	Abstände		Beton	Bewehrung				Dübel		P _{T,Q}	s _{T,Q}	VS	P _{T,Q}	P _{T,Q} /P _{T,Q}
	[-]	[-]	[-]	a _{r,o'} [mm]	a [mm]	f _c [N/mm ²]	a/s [-]	d _{s,Bü} [mm]	d _{s,L} [mm]	ρ _s [%]	d _{Dü} [mm]	h _{Dü} [mm]	[kN]	[mm]	[-]	[kN]	[-]
1	M	m	g	50	160	20	1	10	10	1	22	125	34,2	1,17	21	27,4	1,247
2	M	m	g	50	160	30	0	10	10	1	22	125	17,4	0,11	21	–	–
3	M	m	g	50	160	30	1	10	10	0,25	22	125	22,1	0,67	21	33,6	*
4	M	m	g	50	160	30	1	10	10	0,5	22	125	29,1	0,75	19	33,6	*
5	M	m	g	50	160	30	1	10	10	0,75	22	125	35,8	1,03	20	33,6	*
6	M	m	g	50	160	30	1	10	10	1	19	125	41,3	1,56	19	31,7	1,303
7	M	m	g	50	160	30	1	10	10	1	22	125	41,3	1,26	20	33,6	1,230
8	M	m	g	50	160	30	1	10	10	1	25	125	42,5	1,07	20	35,3	1,202
9	M	m	g	50	160	30	1	10	10	1,5	22	125	44,1	1,50	21	33,6	1,315
10	M	m	g	50	160	30	1	10	12	1	22	125	41,0	1,15	21	36,8	1,114
11	M	m	g	50	160	30	1	10	16	1	22	125	40,4	0,98	19	42,5	*
12	M	m	g	50	160	30	2	10	10	1	22	125	40,7	0,89	20	44,3	*
13	M	m	g	50	160	40	1	10	10	1	22	125	45,5	1,17	19	38,8	1,174
14	M	m	g	75	160	20	1	10	10	1	22	125	45,5	1,06	20	36,4	1,251
15	M	m	g	75	160	30	0	10	10	1	22	125	29,0	0,17	21	–	–
16	M	m	g	75	160	30	1	10	10	0,25	22	125	31,4	0,97	20	44,6	*
17	M	m	g	75	160	30	1	10	10	0,5	22	125	45,8	1,17	19	44,6	*
18	M	m	g	75	160	30	1	10	10	0,75	22	125	55,3	1,49	21	44,6	1,241
19	M	m	g	75	160	30	1	10	10	1	19	125	58,5	1,49	20	42,0	1,391
20	M	m	g	75	160	30	1	10	10	1	22	125	57,7	1,47	20	44,6	1,294
21	M	m	g	75	160	30	1	10	10	1	25	125	60,0	1,26	19	46,9	1,278
22	M	m	g	75	160	30	1	10	10	1,5	22	125	57,7	1,11	20	44,6	1,295
23	M	m	g	75	160	30	1	10	12	1	22	125	62,9	1,42	20	48,8	1,288
24	M	m	g	75	160	30	1	10	16	1	22	125	64,6	1,54	21	56,4	1,146
25	M	m	g	75	160	30	2	10	10	0,25	22	125	30,8	0,70	21	58,8	*
26	M	m	g	75	160	30	2	10	10	0,5	22	125	46,1	0,97	20	58,8	*
27	M	m	g	75	160	30	2	10	10	0,75	22	125	57,2	1,12	19	58,8	*
28	M	m	g	75	160	30	2	10	10	1	22	125	69,0	1,47	21	58,8	1,173
29	M	m	g	75	160	30	2	10	10	1,5	22	125	76,9	1,55	21	58,8	1,307
30	M	m	g	75	160	40	1	10	10	1	22	125	68,9	1,75	20	51,5	1,339
31	M	m	g	100	160	20	1	10	10	1	22	125	57,2	1,16	21	44,5	1,285
32	M	m	g	100	160	30	0	10	10	1	22	125	35,2	0,13	21	–	–
33	M	m	g	100	160	30	1	10	10	0,25	22	125	45,0	1,61	19	54,5	*
34	M	m	g	100	160	30	1	10	10	0,5	22	125	63,5	2,05	21	54,5	1,165
35	M	m	g	100	160	30	1	10	10	0,75	22	125	68,4	1,56	20	54,5	1,254
36	M	m	g	100	160	30	1	10	10	1	19	125	67,4	1,33	20	51,4	1,312
37	M	m	g	100	160	30	1	10	10	1	22	125	67,7	1,29	20	54,5	1,242
38	M	m	g	100	160	30	1	10	10	1	25	125	68,9	1,33	21	57,4	1,202
39	M	m	g	100	160	30	1	10	10	1,5	22	125	68,9	0,96	20	54,5	1,264
40	M	m	g	100	160	30	1	10	12	1	22	125	80,2	1,61	20	59,7	1,343
41	M	m	g	100	160	30	1	10	16	1	22	125	87,5	2,04	21	69,0	1,269
42	M	m	g	100	160	30	2	10	10	1	22	125	88,3	1,81	21	71,9	1,228
43	M	m	g	100	160	40	1	10	10	1	22	125	80,1	1,45	20	63,0	1,272
44	M	m	b	50	160	30	1	10	10	1	22	125	56,4	2,58	21	33,6	1,681
45	M	m	b	75	160	30	1	10	10	0,25	22	125	37,5	1,19	20	44,6	*
46	M	m	b	75	160	30	1	10	10	0,5	22	125	57,4	1,40	19	44,6	*
47	M	m	b	75	160	30	1	10	10	0,75	22	125	71,0	2,12	21	44,6	1,592
48	M	m	b	75	160	30	1	10	10	1	22	125	74,3	1,71	19	44,6	1,666
49	M	m	b	75	160	30	1	10	10	1,5	22	125	79,6	0,76	20	44,6	1,786
50	M	m	b	100	160	30	1	10	10	1	22	125	96,2	1,19	19	54,5	1,764

Tabelle C-1. Ergebnisse der FE-Rechnungen zum ruhenden Querschub in Mittellage (Fortsetzung)

Nr.	Eingangsgrößen												FE-Ergebnisse			Vergleich mit Gl. (4-21)	
	Lage	WF	MS	Abstände		Beton	Bewehrung				Dübel		P _{T,Q}	s _{T,Q}	VS	P _{t,Q}	P _{T,Q} / P _{t,Q}
	[-]	[-]	[-]	a _{r,o'} [mm]	a [mm]	f _c [N/mm ²]	a/s [-]	d _{s,Bü} [mm]	d _{s,L} [mm]	ρ _S [%]	d _{Dü} [mm]	h _{Dü} [mm]	[kN]	[mm]	[-]	[kN]	[-]
51	M	o	g	50	160	30	1	10	10	1	22	125	42,0	1,07	19	33,6	1,252
52	M	o	g	75	160	20	1	10	10	1	22	125	46,1	1,10	20	36,4	1,267
53	M	o	g	75	160	30	0	10	10	1	22	125	28,5	0,15	19	–	–
54	M	o	g	75	160	30	1	10	10	0,25	22	125	31,4	1,06	21	44,6	*
55	M	o	g	75	160	30	1	10	10	0,5	22	125	45,7	1,30	20	44,6	*
56	M	o	g	75	160	30	1	10	10	0,75	22	125	54,9	1,59	21	44,6	1,232
57	M	o	g	75	160	30	1	10	10	1	22	125	58,3	1,47	19	44,6	1,308
58	M	o	g	75	160	30	1	10	10	1,5	22	125	58,2	1,10	19	44,6	1,307
59	M	o	g	75	160	30	2	10	10	1	22	125	68,8	1,16	19	58,8	1,170
60	M	o	g	75	160	40	1	10	10	1	22	125	68,8	1,69	19	51,5	1,337
61	M	o	g	100	160	30	1	10	10	1	22	125	67,6	1,14	19	54,5	1,240
62	M	o	b	50	160	30	1	10	10	1	22	125	58,3	1,82	19	33,6	1,738
63	M	o	b	75	160	20	1	10	10	1	22	125	69,5	2,46	19	36,4	1,910
64	M	o	b	75	160	30	0	10	10	1	22	125	35,7	1,07	20	–	–
65	M	o	b	75	160	30	1	10	10	0,25	22	125	37,5	1,20	19	44,6	*
66	M	o	b	75	160	30	1	10	10	0,5	22	125	56,6	1,59	21	44,6	1,269
67	M	o	b	75	160	30	1	10	10	0,75	22	125	71,7	1,94	20	44,6	1,609
68	M	o	b	75	160	30	1	10	10	1	22	125	80,2	2,41	21	44,6	1,798
69	M	o	b	75	160	30	1	10	10	1,5	22	125	89,3	1,64	20	44,6	2,003
70	M	o	b	75	160	30	2	10	10	1	22	125	94,6	1,84	20	58,8	1,609
71	M	o	b	75	160	40	1	10	10	1	22	125	89,2	1,91	19	51,5	1,732
72	M	o	b	100	160	30	1	10	10	1	22	125	101,2	2,27	21	54,5	1,855

Hinweise:

- Die Bezeichnungen sind bis auf folgende Ausnahmen in Kapitel 10 definiert:
WF = Weichfaser; m = mit, o = ohne,
MS = Modellierung der Stützbewehrung; g = gelenkig, b = biegesteif.
- * = Biegeversagen der Platte gegenüber Betonversagen in der Verbundfuge maßgebend

Anhang D
Ergebnisse der FE-Rechnungen
zur nicht ruhenden Längsschubbeanspruchung
in Rand- und Mittellage der Verbundfuge

Tabelle D-1. Ergebnisse der FE-Rechnungen zum nicht ruhenden Längsschub

Eingangsgrößen	Lage	[-]	Rand	Rand	Rand	Rand	Rand	Rand	Rand	Rand	Rand	
	a_r'	[mm]	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50
	f_c	[N/mm ²]	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
	$d_{Dü}$	[mm]	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22
	$d_{s,Bü}$	[mm]	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
	$P_{T,L}$	[kN]	120,5	120,5	120,5	120,5	120,5	120,5	120,5	120,5	120,5	120,5
	s_T	[mm]	1,200	1,200	1,200	1,200	1,200	1,200	1,200	1,200	1,200	1,200
	P_{OL}	[kN]	48,2	60,3	72,3	84,4	90,4	96,4	102,5	108,5	114,5	114,5
	P_{UL}	[kN]	0	12,1	24,1	36,2	42,2	48,2	54,2	60,3	66,3	66,3
	ΔP	[kN]	48,2	48,2	48,2	48,2	48,2	48,2	48,2	48,2	48,2	48,2
	$P_{OL}/P_{T,L}$	[-]	0,40	0,50	0,60	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	0,95
	$\Delta\tau$	[N/mm ²]	126,8	126,8	126,8	126,8	126,8	126,8	126,8	126,8	126,8	126,8

Schlupf s_{OL} bei Oberlast [mm]	0. OL	0,1265	0,1734	0,2284	0,2965	0,3378	0,3887	0,4457	0,5197	0,6154
	1. OL	0,1263	0,1731	0,2302	0,3004	0,3505	0,4023	0,5042	0,6495	0,7669
	2. OL	0,1268	0,1743	0,2315	0,3031	0,3511	0,4076	0,5804	0,7359	0,8692
	3. OL	0,1274	0,1752	0,2323	0,3045	0,3520	0,4190	0,6326	0,7976	0,9511
	4. OL	0,1283	0,1758	0,2331	0,3059	0,3524	0,4470	0,6712	0,8467	1,0246
	5. OL	0,1293	0,1765	0,2342	0,3072	0,3555	0,4947	0,7025	0,8934	1,1057
	6. OL	0,1304	0,1771	0,2348	0,3082	0,3556	0,5376	0,7294	0,9363	1,2125
	7. OL	0,1314	0,1777	0,2352	0,3092	0,3565	0,5666	0,7540	0,9822	1,3447
	8. OL	0,1325	0,1782	0,2356	0,3105	0,3573	0,5896	0,7766	1,0355	1,5224
	9. OL	0,1335	0,1787	0,2361	0,3113	0,3582	0,6107	0,7990	1,1011	1,8212
	10. OL	0,1347	0,1792	0,2366	0,3120	0,3596	0,6293	0,8221	1,1814	2,3699
	11. OL	0,1356	0,1797	0,2371	0,3127	0,3609	0,6432	0,8489	1,2841	3,2463
	12. OL	0,1366	0,1801	0,2375	0,3137	0,3614	0,6554	0,8821	1,4341	4,8054
	13. OL	0,1376	0,1805	0,2384	0,3140	0,3621	0,6677	0,9197	1,6956	–
	14. OL	0,1386	0,1810	0,2391	0,3145	0,3628	0,6775	0,9628	2,2591	–
	15. OL	0,1395	0,1815	0,2396	0,3150	0,3637	0,6857	1,0126	3,2558	–
	16. OL	0,1404	0,1820	0,2402	0,3158	0,3647	0,6954	1,0769	4,9030	–
	17. OL	0,1415	0,1825	0,2408	0,3163	0,3655	0,7050	1,1563	–	–
	18. OL	0,1424	0,1831	0,2413	0,3166	0,3669	0,7129	1,2603	–	–
	19. OL	0,1434	0,1837	0,2417	0,3172	0,3690	0,7219	1,4050	–	–
	20. OL	0,1446	0,1842	0,2420	0,3178	0,3697	0,7328	1,6221	–	–
	21. OL	0,1456	0,1847	0,2425	0,3183	0,3710	0,7408	1,9539	–	–
	22. OL	0,1467	0,1853	0,2430	0,3186	0,3721	0,7495	2,5124	–	–
	23. OL	0,1477	0,1857	0,2434	0,3192	0,3740	0,7577	3,4107	–	–
	24. OL	0,1489	0,1862	0,2438	0,3198	0,3752	0,7666	4,8569	–	–
	25. OL	0,1504	0,1867	0,2443	0,3204	0,3766	0,7776	–	–	–
	26. OL	0,1516	0,1872	0,2448	0,3209	0,3779	0,7904	–	–	–
	27. OL	0,1527	0,1877	0,2450	0,3215	0,3798	0,8036	–	–	–
	28. OL	0,1539	0,1882	0,2453	0,3221	0,3810	0,8188	–	–	–
	29. OL	0,1551	0,1887	0,2461	0,3228	0,3831	0,8352	–	–	–
	30. OL	0,1562	0,1892	0,2466	0,3234	0,3927	0,8531	–	–	–
	31. OL	0,1575	0,1896	0,2472	0,3239	0,4087	0,8756	–	–	–
	32. OL	0,1587	0,1902	0,2474	0,3243	0,4167	0,9042	–	–	–
	33. OL	0,1599	0,1907	0,2479	0,3246	0,4213	0,9356	–	–	–
	34. OL	0,1611	0,1912	0,2482	0,3251	0,4239	0,9692	–	–	–
	35. OL	0,1621	0,1920	0,2487	0,3256	0,4277	1,0067	–	–	–
	36. OL	0,1636	0,1930	0,2490	0,3265	0,4296	1,0512	–	–	–
	37. OL	0,1654	0,1937	0,2496	0,3272	0,4333	1,1067	–	–	–
	38. OL	0,1677	0,1942	0,2502	0,3277	0,4415	1,1825	–	–	–
	39. OL	0,1695	0,1947	0,2507	0,3287	0,4460	1,2878	–	–	–
	40. OL	0,1715	0,1953	0,2512	0,3292	0,4827	1,4550	–	–	–
	41. OL	0,1736	0,1960	0,2515	0,3302	0,5134	1,7321	–	–	–
	42. OL	0,1755	0,1965	0,2521	0,3309	0,5356	2,1063	–	–	–
	43. OL	0,1771	0,1971	0,2526	0,3314	0,5526	2,6192	–	–	–
	44. OL	0,1785	0,1985	0,2531	0,3321	0,5667	3,3450	–	–	–
	45. OL	0,1801	0,1999	0,2541	0,3328	0,5813	4,4443	–	–	–
	46. OL	0,1819	0,2010	0,2546	0,3333	0,5940	–	–	–	–
	47. OL	0,1837	0,2035	0,2551	0,3338	0,6062	–	–	–	–
	48. OL	0,1862	0,2058	0,2558	0,3341	0,6210	–	–	–	–
	49. OL	0,1885	0,2074	0,2563	0,3345	0,6334	–	–	–	–
	50. OL	0,1909	0,2087	0,2573	0,3352	0,6457	–	–	–	–

Tabelle D-1. Ergebnisse der FE-Rechnungen zum nicht ruhenden Längsschub (Fortsetzung)

Eingangsgrößen	Lage	[-]	Rand	Rand	Rand	Rand	Rand	Rand	Rand	Rand	Rand
	a_r'	[mm]	50	50	50	50	50	50	50	50	50
	f_c	[N/mm ²]	40	40	40	40	50	50	50	50	50
	$d_{Dü}$	[mm]	22	22	22	22	22	22	22	22	
	$d_{s,Bü}$	[mm]	10	10	10	10	10	10	10	10	
	$P_{T,L}$	[kN]	145,2	145,2	145,2	145,2	162,1	162,1	162,1	162,1	162,1
	s_T	[mm]	1,140	1,140	1,140	1,140	1,080	1,080	1,080	1,080	1,080
	P_{OL}	[kN]	72,6	101,6	116,2	130,7	60,3	81,0	96,4	113,4	129,7
	P_{UL}	[kN]	24,4	53,4	68,0	82,5	12,1	32,8	48,2	65,2	81,4
	ΔP	[kN]	48,2	48,2	48,2	48,2	48,2	48,2	48,2	48,2	48,2
	$P_{OL}/P_{T,L}$	[-]	0,50	0,70	0,80	0,90	0,37	0,50	0,59	0,70	0,80
$\Delta\tau$	[N/mm ²]	126,8	126,8	126,8	126,8	126,8	126,8	126,8	126,8	126,8	

Schlupf _{sol} bei Oberlast [mm]	0. OL	0,1808	0,3045	0,3931	0,5145	0,1232	0,1812	0,2321	0,3002	0,3839
	1. OL	0,1816	0,3085	0,4007	0,6358	0,1234	0,1821	0,2353	0,3033	0,3878
	2. OL	0,1817	0,3098	0,4047	0,7262	0,1234	0,1821	0,2353	0,3055	0,3897
	3. OL	0,1821	0,3105	0,4067	0,7914	0,1235	0,1823	0,2352	0,3057	0,3912
	4. OL	0,1826	0,3110	0,4086	0,8470	0,1235	0,1825	0,2355	0,3060	0,3926
	5. OL	0,1838	0,3116	0,4182	0,8932	0,1235	0,1826	0,2358	0,3063	0,3942
	6. OL	0,1841	0,3121	0,4487	0,9356	0,1236	0,1827	0,2358	0,3067	0,3956
	7. OL	0,1843	0,3126	0,4663	0,9856	0,1236	0,1829	0,2363	0,3070	0,3973
	8. OL	0,1846	0,3130	0,4771	1,0574	0,1237	0,1831	0,2361	0,3073	0,3989
	9. OL	0,1848	0,3135	0,5249	1,1766	0,1237	0,1831	0,2361	0,3075	0,4008
	10. OL	0,1850	0,3146	0,5648	1,3666	0,1238	0,1832	0,2366	0,3078	0,4112
	11. OL	0,1852	0,3153	0,5914	1,7322	0,1237	0,1833	0,2366	0,3081	0,4369
	12. OL	0,1854	0,3158	0,6107	2,6956	0,1238	0,1834	0,2367	0,3084	0,4429
	13. OL	0,1856	0,3161	0,6256	4,7007	0,1239	0,1834	0,2369	0,3086	0,4460
	14. OL	0,1857	0,3165	0,6385	-	0,1238	0,1835	0,2370	0,3088	0,4489
	15. OL	0,1859	0,3168	0,6473	-	0,1238	0,1836	0,2370	0,3090	0,4512
	16. OL	0,1861	0,3172	0,6550	-	0,1239	0,1837	0,2371	0,3092	0,4539
	17. OL	0,1862	0,3175	0,6584	-	0,1239	0,1838	0,2371	0,3093	0,4553
	18. OL	0,1864	0,3178	0,6648	-	0,1240	0,1839	0,2378	0,3095	0,4565
	19. OL	0,1865	0,3181	0,6670	-	0,1240	0,1841	0,2377	0,3097	0,4564
	20. OL	0,1866	0,3183	0,6710	-	0,1240	0,1842	0,2376	0,3098	0,4566
	21. OL	0,1868	0,3186	0,6744	-	0,1241	0,1843	0,2384	0,3100	0,4572
	22. OL	0,1869	0,3189	0,6826	-	0,1241	0,1844	0,2380	0,3102	0,4927
	23. OL	0,1870	0,3192	0,6840	-	0,1241	0,1845	0,2380	0,3103	0,5311
	24. OL	0,1872	0,3195	0,6871	-	0,1242	0,1846	0,2380	0,3105	0,5528
	25. OL	0,1874	0,3197	0,6901	-	0,1242	0,1847	0,2380	0,3105	0,5697
	26. OL	0,1875	0,3200	0,6946	-	0,1243	0,1848	0,2382	0,3107	0,5816
	27. OL	0,1876	0,3202	0,6996	-	0,1243	0,1850	0,2383	0,3108	0,5891
	28. OL	0,1876	0,3205	0,7055	-	0,1243	0,1851	0,2384	0,3109	0,5926
	29. OL	0,1877	0,3208	0,7101	-	0,1244	0,1852	0,2384	0,3112	0,5985
	30. OL	0,1879	0,3210	0,7162	-	0,1245	0,1852	0,2395	0,3113	0,6000
	31. OL	0,1880	0,3213	0,7204	-	0,1245	0,1853	0,2394	0,3115	0,6026
	32. OL	0,1882	0,3215	0,7230	-	0,1246	0,1853	0,2394	0,3117	0,6046
	33. OL	0,1883	0,3217	0,7264	-	0,1246	0,1854	0,2390	0,3118	0,6063
	34. OL	0,1884	0,3219	0,7319	-	0,1246	0,1855	0,2389	0,3120	0,6076
	35. OL	0,1885	0,3221	0,7383	-	0,1247	0,1855	0,2390	0,3121	0,6095
	36. OL	0,1886	0,3223	0,7433	-	0,1247	0,1856	0,2391	0,3123	0,6106
	37. OL	0,1887	0,3225	0,7494	-	0,1247	0,1857	0,2392	0,3124	0,6122
	38. OL	0,1888	0,3228	0,7574	-	0,1247	0,1858	0,2392	0,3125	0,6145
	39. OL	0,1889	0,3231	0,7604	-	0,1247	0,1858	0,2393	0,3126	0,6163
	40. OL	0,1891	0,3233	0,7657	-	0,1247	0,1859	0,2394	0,3128	0,6178
	41. OL	0,1892	0,3234	0,7704	-	0,1248	0,1859	0,2394	0,3129	0,6190
	42. OL	0,1893	0,3236	0,7737	-	0,1248	0,1860	0,2395	0,3131	0,6199
	43. OL	0,1894	0,3238	0,7765	-	0,1248	0,1861	0,2396	0,3132	0,6213
	44. OL	0,1895	0,3238	0,7799	-	0,1249	0,1861	0,2396	0,3133	0,6223
	45. OL	0,1897	0,3241	0,7838	-	0,1250	0,1861	0,2396	0,3135	0,6231
	46. OL	0,1898	0,3243	0,7883	-	0,1250	0,1862	0,2397	0,3136	0,6238
	47. OL	0,1899	0,3244	0,7921	-	0,1251	0,1862	0,2398	0,3137	0,6248
	48. OL	0,1900	0,3245	0,8007	-	0,1251	0,1863	0,2398	0,3139	0,6259
	49. OL	0,1901	0,3247	0,8123	-	0,1252	0,1863	0,2399	0,3139	0,6264
50. OL	0,1902	0,3248	0,8264	-	0,1252	0,1863	0,2399	0,3140	0,6268	

Tabelle D-1. Ergebnisse der FE-Rechnungen zum nicht ruhenden Längsschub (Fortsetzung)

Eingangsgroßen	Lage	[-]	Rand	Rand	Rand	Rand	Rand	Rand	Rand	Rand	Rand
	a_r'	[mm]	50	75	75	75	75	75	75	75	75
	f_c	[N/mm ²]	50	30	30	30	30	30	30	30	30
	$d_{Dü}$	[mm]	22	19	19	19	19	19	19	19	19
	$d_{s,Bü}$	[mm]	10	10	10	10	10	10	10	10	10
	$P_{T,L}$	[kN]	162,1	128,9	128,9	128,9	128,9	128,9	128,9	128,9	128,9
	s_T	[mm]	1,080	1,440	1,440	1,440	1,440	1,440	1,440	1,440	1,440
	P_{OL}	[kN]	145,9	64,5	64,5	69,6	69,6	103,1	103,1	111,3	111,3
	P_{UL}	[kN]	97,6	28,5	16,2	33,7	21,4	67,2	54,9	75,4	63,1
	ΔP	[kN]	48,2	36,0	48,2	36,0	48,2	36,0	48,2	36,0	48,2
	$P_{OL}/P_{T,L}$	[-]	0,90	0,50	0,50	0,54	0,54	0,80	0,80	0,86	0,86
$\Delta\tau$	[N/mm ²]	126,8	126,8	170,0	126,8	170,0	126,8	170,0	126,8	170,0	

Schlupf _{sol.} bei Oberlast [mm]	0. OL	0,4987	0,2012	0,1995	0,2238	0,2240	0,4680	0,4673	0,5508	0,5508
	1. OL	0,5778	0,2008	0,1998	0,2257	0,2257	0,4866	0,4878	0,5877	0,5859
	2. OL	0,6732	0,2019	0,2001	0,2271	0,2274	0,4872	0,4987	0,6251	0,5938
	3. OL	0,7425	0,2027	0,2030	0,2281	0,2285	0,4930	0,5049	0,7272	0,6104
	4. OL	0,7981	0,2030	0,2049	0,2284	0,2298	0,4996	0,5040	0,8056	0,6982
	5. OL	0,8487	0,2045	0,2060	0,2290	0,2308	0,5017	0,5089	0,8617	0,7845
	6. OL	0,9037	0,2045	0,2066	0,2297	0,2317	0,5057	0,5121	0,9052	0,8513
	7. OL	0,9752	0,2048	0,2073	0,2304	0,2328	0,5062	0,5115	0,9403	0,9077
	8. OL	1,1071	0,2052	0,2079	0,2311	0,2334	0,5084	0,5131	0,9713	0,9551
	9. OL	1,4333	0,2056	0,2086	0,2318	0,2341	0,5097	0,5139	1,0051	0,9987
	10. OL	2,6808	0,2059	0,2096	0,2323	0,2349	0,5104	0,5172	1,0343	1,0407
	11. OL	4,9786	0,2063	0,2104	0,2329	0,2356	0,5121	0,5169	1,0613	1,0814
	12. OL	-	0,2066	0,2112	0,2333	0,2364	0,5162	0,5170	1,0894	1,1276
	13. OL	-	0,2070	0,2119	0,2336	0,2373	0,5186	0,5179	1,1171	1,1768
	14. OL	-	0,2073	0,2127	0,2340	0,2379	0,5182	0,5193	1,1486	1,2333
	15. OL	-	0,2078	0,2136	0,2345	0,2385	0,5186	0,5221	1,1828	1,2917
	16. OL	-	0,2082	0,2145	0,2351	0,2391	0,5186	0,5224	1,2232	1,3553
	17. OL	-	0,2085	0,2154	0,2355	0,2398	0,5187	0,5252	1,2652	1,4376
	18. OL	-	0,2087	0,2163	0,2358	0,2408	0,5187	0,5265	1,3051	1,5481
	19. OL	-	0,2090	0,2171	0,2362	0,2418	0,5192	0,5286	1,3528	1,7037
	20. OL	-	0,2094	0,2179	0,2366	0,2426	0,5195	0,5300	1,4095	1,9106
	21. OL	-	0,2096	0,2188	0,2370	0,2434	0,5204	0,5313	1,4783	2,2348
	22. OL	-	0,2098	0,2196	0,2375	0,2444	0,5204	0,5330	1,5585	3,0445
	23. OL	-	0,2101	0,2203	0,2379	0,2453	0,5216	0,5351	1,6624	-
	24. OL	-	0,2103	0,2212	0,2382	0,2462	0,5216	0,5371	1,7878	-
	25. OL	-	0,2106	0,2222	0,2386	0,2475	0,5215	0,5385	1,9524	-
	26. OL	-	0,2107	0,2232	0,2389	0,2487	0,5220	0,5403	2,2700	-
	27. OL	-	0,2110	0,2246	0,2392	0,2496	0,5216	0,5421	2,7867	-
	28. OL	-	0,2113	0,2264	0,2395	0,2508	0,5218	0,5434	3,6063	-
	29. OL	-	0,2115	0,2272	0,2398	0,2521	0,5224	0,5452	-	-
	30. OL	-	0,2117	0,2282	0,2401	0,2533	0,5225	0,5468	-	-
	31. OL	-	0,2119	0,2293	0,2404	0,2546	0,5225	0,5480	-	-
	32. OL	-	0,2122	0,2308	0,2406	0,2563	0,5227	0,5496	-	-
	33. OL	-	0,2124	0,2340	0,2409	0,2586	0,5235	0,5511	-	-
	34. OL	-	0,2126	0,2335	0,2413	0,2602	0,5242	0,5534	-	-
	35. OL	-	0,2129	0,2342	0,2417	0,2608	0,5246	0,5557	-	-
	36. OL	-	0,2131	0,2351	0,2421	0,2617	0,5257	0,5582	-	-
	37. OL	-	0,2134	0,2360	0,2426	0,2630	0,5267	0,5614	-	-
	38. OL	-	0,2136	0,2369	0,2429	0,2642	0,5274	0,5632	-	-
	39. OL	-	0,2138	0,2378	0,2433	0,2654	0,5280	0,5658	-	-
	40. OL	-	0,2140	0,2387	0,2435	0,2671	0,5286	0,5700	-	-
	41. OL	-	0,2141	0,2398	0,2437	0,2684	0,5290	0,5726	-	-
	42. OL	-	0,2143	0,2412	0,2441	0,2714	0,5295	0,5763	-	-
	43. OL	-	0,2145	0,2424	0,2444	0,2730	0,5297	0,5800	-	-
	44. OL	-	0,2147	0,2435	0,2445	0,2752	0,5299	0,5958	-	-
	45. OL	-	0,2149	0,2449	0,2446	0,2767	0,5303	0,6667	-	-
	46. OL	-	0,2150	0,2467	0,2448	0,2784	0,5312	0,7410	-	-
	47. OL	-	0,2152	0,2482	0,2449	0,2789	0,5314	0,8033	-	-
	48. OL	-	0,2153	0,2494	0,2451	0,2802	0,5317	0,8511	-	-
	49. OL	-	0,2155	0,2506	0,2453	0,2825	0,5320	0,8946	-	-
	50. OL	-	0,2158	0,2519	0,2455	0,2849	0,5323	0,9305	-	-

Tabelle D-1. Ergebnisse der FE-Rechnungen zum nicht ruhenden Längsschub (Fortsetzung)

Eingangsgrößen	Lage	[-]	Rand	Rand	Rand	Rand	Rand	Rand	Rand	Rand	Rand	
	a_r'	[mm]	75	75	75	75	75	75	75	75	75	75
	f_c	[N/mm ²]	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
	$d_{Dü}$	[mm]	22	22	22	22	22	22	22	22	25	
	$d_{s,Bü}$	[mm]	8	8	10	10	10	10	10	10	10	
	$P_{T,L}$	[kN]	135,4	135,4	139,2	139,2	139,2	139,2	139,2	139,2	139,2	160,5
	s_T	[mm]	1,260	1,260	1,265	1,265	1,265	1,265	1,265	1,265	1,265	1,300
	P_{OL}	[kN]	69,6	111,3	60,3	69,6	96,4	97,4	111,3	125,2	69,6	
	P_{UL}	[kN]	21,4	63,1	12,1	21,4	48,2	49,2	63,1	77,0	21,4	
	ΔP	[kN]	48,2	48,2	48,2	48,2	48,2	48,2	48,2	48,2	48,2	48,2
	$P_{OL}/P_{T,L}$	[-]	0,51	0,82	0,43	0,50	0,69	0,70	0,80	0,90	0,43	
	$\Delta\tau$	[N/mm ²]	126,8	126,8	126,8	126,8	126,8	126,8	126,8	126,8	126,8	98,2

Schlupf _{sol} bei Oberlast [mm]	0. OL	0,1949	0,4488	0,1575	0,1947	0,3318	0,3388	0,4474	0,5808	0,1652
	1. OL	0,1958	0,4694	0,1575	0,1957	0,3404	0,3451	0,4668	0,6910	0,1655
	2. OL	0,1972	0,4736	0,1587	0,1968	0,3410	0,3479	0,4716	0,7976	0,1662
	3. OL	0,1980	0,4779	0,1594	0,1977	0,3422	0,3496	0,4754	0,8777	0,1663
	4. OL	0,1988	0,4781	0,1599	0,1984	0,3431	0,3512	0,4781	0,9471	0,1677
	5. OL	0,1994	0,4826	0,1601	0,1992	0,3442	0,3525	0,4817	1,0116	0,1682
	6. OL	0,1999	0,4854	0,1604	0,1998	0,3453	0,3535	0,4858	1,0776	0,1687
	7. OL	0,2004	0,4878	0,1607	0,2003	0,3460	0,3549	0,4901	1,1529	0,1692
	8. OL	0,2010	0,4897	0,1610	0,2008	0,3467	0,3559	0,4917	1,2414	0,1698
	9. OL	0,2015	0,4913	0,1614	0,2013	0,3475	0,3567	0,4939	1,3540	0,1701
	10. OL	0,2020	0,4960	0,1618	0,2017	0,3481	0,3572	0,4976	1,4998	0,1705
	11. OL	0,2022	0,5108	0,1622	0,2021	0,3490	0,3581	0,5131	1,6905	0,1707
	12. OL	0,2028	0,5794	0,1625	0,2026	0,3497	0,3588	0,5820	1,9680	0,1712
	13. OL	0,2034	0,6371	0,1630	0,2032	0,3506	0,3596	0,6366	2,3648	0,1715
	14. OL	0,2039	0,6802	0,1635	0,2036	0,3510	0,3604	0,6751	4,7328	0,1718
	15. OL	0,2047	0,7121	0,1640	0,2041	0,3517	0,3609	0,7067	-	0,1721
	16. OL	0,2053	0,7378	0,1644	0,2047	0,3535	0,3616	0,7316	-	0,1723
	17. OL	0,2059	0,7600	0,1649	0,2052	0,3543	0,3621	0,7549	-	0,1726
	18. OL	0,2065	0,7809	0,1655	0,2055	0,3551	0,3629	0,7716	-	0,1729
	19. OL	0,2070	0,7980	0,1660	0,2059	0,3560	0,3634	0,7885	-	0,1731
	20. OL	0,2089	0,8149	0,1664	0,2063	0,3567	0,3640	0,8016	-	0,1734
	21. OL	0,2086	0,8290	0,1669	0,2071	0,3577	0,3647	0,8153	-	0,1737
	22. OL	0,2089	0,8452	0,1679	0,2077	0,3583	0,3658	0,8275	-	0,1739
	23. OL	0,2094	0,8612	0,1679	0,2082	0,3589	0,3666	0,8401	-	0,1741
	24. OL	0,2098	0,8767	0,1684	0,2089	0,3595	0,3673	0,8517	-	0,1743
	25. OL	0,2102	0,8932	0,1689	0,2094	0,3600	0,3681	0,8632	-	0,1746
	26. OL	0,2107	0,9090	0,1694	0,2100	0,3604	0,3686	0,8777	-	0,1748
	27. OL	0,2111	0,9214	0,1698	0,2105	0,3609	0,3691	0,8893	-	0,1751
	28. OL	0,2115	0,9385	0,1705	0,2109	0,3614	0,3696	0,9000	-	0,1755
	29. OL	0,2120	0,9564	0,1708	0,2115	0,3621	0,3704	0,9120	-	0,1758
	30. OL	0,2124	0,9756	0,1712	0,2123	0,3627	0,3711	0,9261	-	0,1759
	31. OL	0,2128	1,0004	0,1715	0,2132	0,3633	0,3717	0,9400	-	0,1761
	32. OL	0,2133	1,0287	0,1719	0,2142	0,3644	0,3721	0,9576	-	0,1764
	33. OL	0,2139	1,0574	0,1721	0,2157	0,3649	0,3727	0,9769	-	0,1766
	34. OL	0,2144	1,0885	0,1726	0,2176	0,3656	0,3729	0,9953	-	0,1768
	35. OL	0,2149	1,1271	0,1731	0,2181	0,3666	0,3732	1,0164	-	0,1770
	36. OL	0,2154	1,1678	0,1737	0,2192	0,3676	0,3740	1,0398	-	0,1772
	37. OL	0,2159	1,2132	0,1744	0,2201	0,3684	0,3745	1,0686	-	0,1774
	38. OL	0,2163	1,2688	0,1751	0,2211	0,3691	0,3749	1,0999	-	0,1776
	39. OL	0,2168	1,3356	0,1759	0,2217	0,3700	0,3753	1,1381	-	0,1778
	40. OL	0,2173	1,4175	0,1770	0,2222	0,3708	0,3759	1,1824	-	0,1780
	41. OL	0,2178	1,5210	0,1783	0,2226	0,3718	0,3764	1,2323	-	0,1781
	42. OL	0,2183	1,6538	0,1791	0,2233	0,3728	0,3767	1,2907	-	0,1783
	43. OL	0,2189	1,8209	0,1803	0,2245	0,3747	0,3770	1,3567	-	0,1785
	44. OL	0,2193	2,0782	0,1812	0,2259	0,3760	0,3776	1,4429	-	0,1787
	45. OL	0,2198	2,4781	0,1819	0,2268	0,3776	0,3782	1,5480	-	0,1789
	46. OL	0,2203	3,0803	0,1830	0,2282	0,3789	0,3789	1,6961	-	0,1792
	47. OL	0,2210	3,8604	0,1841	0,2294	0,3807	0,3795	1,9292	-	0,1795
	48. OL	0,2221	-	0,1848	0,2304	0,3822	0,3800	2,2736	-	0,1797
	49. OL	0,2227	-	0,1858	0,2318	0,3830	0,3810	2,8723	-	0,1798
50. OL	0,2235	-	0,1867	0,2335	0,3838	0,3816	3,8176	-	0,1800	

Tabelle D-1. Ergebnisse der FE-Rechnungen zum nicht ruhenden Längsschub (Fortsetzung)

Eingangsgroßen	Lage	[-]	Rand	Rand	Rand	Rand	Rand	Rand	Rand	Rand	Rand	
	a_r'	[mm]	75	75	75	75	75	75	75	75	100	100
	f_c	[N/mm ²]	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
	$d_{Dü}$	[mm]	25	25	25	25	25	25	25	22	22	
	$d_{s,Bü}$	[mm]	10	10	10	10	10	10	10	10	10	
	$P_{T,L}$	[kN]	160,5	160,5	160,50	160,50	160,50	160,50	160,50	160,50	151,61	151,61
	s_T	[mm]	1,300	1,300	1,300	1,300	1,300	1,300	1,300	1,300	1,380	1,380
	P_{OL}	[kN]	69,6	80,2	80,248	111,316	111,316	128,396	128,396	128,396	60,266	75,804
	P_{UL}	[kN]	7,3	32,0	17,991	63,104	49,060	80,184	66,140	12,053	27,592	
	ΔP	[kN]	62,3	48,2	62,257	48,212	62,256	48,212	62,256	48,213	48,212	
	$P_{OL}/P_{T,L}$	[-]	0,43	0,50	0,50	0,69	0,69	0,80	0,80	0,80	0,40	0,50
$\Delta\tau$	[N/mm ²]	126,8	98,2	126,8	98,2	126,8	98,2	126,8	98,2	126,8	126,8	

Schlupf _{sol.} bei Oberlast [mm]	0. OL	0,1652	0,2029	0,2029	0,3465	0,3465	0,4604	0,4604	0,1489	0,2111
	1. OL	0,1658	0,2038	0,2035	0,3553	0,3515	0,4814	0,4826	0,1492	0,2108
	2. OL	0,1674	0,2053	0,2054	0,3578	0,3595	0,5443	0,5492	0,1516	0,2122
	3. OL	0,1684	0,2056	0,2064	0,3608	0,3600	0,6102	0,6047	0,1523	0,2136
	4. OL	0,1696	0,2062	0,2071	0,3618	0,3615	0,6538	0,6441	0,1528	0,2144
	5. OL	0,1702	0,2067	0,2080	0,3631	0,3632	0,6824	0,6710	0,1532	0,2153
	6. OL	0,1710	0,2073	0,2088	0,3657	0,3651	0,7043	0,6963	0,1535	0,2161
	7. OL	0,1717	0,2078	0,2098	0,3690	0,3675	0,7237	0,7177	0,1542	0,2169
	8. OL	0,1723	0,2085	0,2104	0,3692	0,3701	0,7360	0,7374	0,1546	0,2178
	9. OL	0,1728	0,2090	0,2110	0,3700	0,3713	0,7478	0,7533	0,1551	0,2183
	10. OL	0,1733	0,2095	0,2116	0,3710	0,3725	0,7579	0,7669	0,1555	0,2189
	11. OL	0,1739	0,2099	0,2123	0,3718	0,3738	0,7635	0,7794	0,1560	0,2195
	12. OL	0,1746	0,2103	0,2128	0,3727	0,3751	0,7782	0,7903	0,1565	0,2201
	13. OL	0,1753	0,2106	0,2135	0,3741	0,3768	0,7916	0,8011	0,1570	0,2206
	14. OL	0,1758	0,2109	0,2142	0,3750	0,3780	0,8055	0,8120	0,1574	0,2210
	15. OL	0,1765	0,2115	0,2148	0,3755	0,3798	0,8179	0,8247	0,1579	0,2213
	16. OL	0,1771	0,2119	0,2154	0,3761	0,3810	0,8287	0,8370	0,1584	0,2218
	17. OL	0,1778	0,2124	0,2159	0,3769	0,3829	0,8387	0,8517	0,1587	0,2223
	18. OL	0,1785	0,2129	0,2166	0,3775	0,3839	0,8467	0,8711	0,1592	0,2228
	19. OL	0,1793	0,2132	0,2173	0,3780	0,3852	0,8506	0,8880	0,1596	0,2233
	20. OL	0,1801	0,2136	0,2179	0,3791	0,3863	0,8554	0,9059	0,1604	0,2239
	21. OL	0,1807	0,2138	0,2185	0,3797	0,3875	0,8639	0,9208	0,1608	0,2243
	22. OL	0,1814	0,2141	0,2191	0,3800	0,3895	0,8720	0,9383	0,1612	0,2249
	23. OL	0,1825	0,2144	0,2197	0,3806	0,3910	0,8832	0,9544	0,1617	0,2253
	24. OL	0,1838	0,2146	0,2204	0,3812	0,3922	0,8984	0,9732	0,1621	0,2259
	25. OL	0,1847	0,2149	0,2210	0,3817	0,3942	0,9099	0,9920	0,1625	0,2262
	26. OL	0,1856	0,2152	0,2218	0,3827	0,3960	0,9207	1,0124	0,1630	0,2266
	27. OL	0,1870	0,2154	0,2226	0,3835	0,3984	0,9308	1,0409	0,1634	0,2271
	28. OL	0,1877	0,2157	0,2234	0,3838	0,4003	0,9407	1,0754	0,1641	0,2277
	29. OL	0,1885	0,2159	0,2245	0,3841	0,4018	0,9524	1,1189	0,1647	0,2281
	30. OL	0,1892	0,2162	0,2250	0,3845	0,4026	0,9674	1,1717	0,1652	0,2284
	31. OL	0,1906	0,2164	0,2258	0,3850	0,4035	0,9789	1,2326	0,1658	0,2288
	32. OL	0,1918	0,2167	0,2268	0,3854	0,4044	0,9930	1,3117	0,1664	0,2293
	33. OL	0,1928	0,2169	0,2277	0,3858	0,4052	1,0079	1,4077	0,1671	0,2297
	34. OL	0,1939	0,2171	0,2284	0,3862	0,4060	1,0222	1,5452	0,1675	0,2300
	35. OL	0,1956	0,2174	0,2296	0,3866	0,4069	1,0358	1,7410	0,1681	0,2305
	36. OL	0,1968	0,2177	0,2305	0,3872	0,4077	1,0530	2,0293	0,1688	0,2312
	37. OL	0,1986	0,2179	0,2317	0,3875	0,4084	1,0738	2,4707	0,1693	0,2318
	38. OL	0,1997	0,2182	0,2330	0,3880	0,4092	1,0983	-	0,1707	0,2323
	39. OL	0,2017	0,2183	0,2340	0,3884	0,4100	1,1244	-	0,1716	0,2327
	40. OL	0,2031	0,2185	0,2351	0,3889	0,4106	1,1524	-	0,1723	0,2333
	41. OL	0,2048	0,2187	0,2363	0,3891	0,4113	1,1852	-	0,1729	0,2338
	42. OL	0,2060	0,2189	0,2375	0,3895	0,4129	1,2290	-	0,1736	0,2346
	43. OL	0,2085	0,2191	0,2391	0,3898	0,4136	1,2934	-	0,1745	0,2353
	44. OL	0,2110	0,2196	0,2410	0,3901	0,4146	1,3754	-	0,1756	0,2360
	45. OL	0,2146	0,2198	0,2431	0,3908	0,4154	1,4909	-	0,1764	0,2369
	46. OL	0,2177	0,2201	0,2454	0,3914	0,4164	1,6739	-	0,1773	0,2380
	47. OL	0,2202	0,2203	0,2475	0,3922	0,4178	1,9986	-	0,1782	0,2389
	48. OL	0,2222	0,2205	0,2501	0,3926	0,4193	2,6001	-	0,1795	0,2400
	49. OL	0,2258	0,2207	0,2526	0,3930	0,4217	3,7144	-	0,1809	0,2413
	50. OL	0,2306	0,2210	0,2550	0,3937	0,4240	-	-	0,1821	0,2428

Tabelle D-1. Ergebnisse der FE-Rechnungen zum nicht ruhenden Längsschub (Fortsetzung)

Eingangsrößen	Lage	[-]	Rand	Mitte	Mitte	Mitte	Mitte
	a_r'	[mm]	100	75	75	75	75
	f_c	[N/mm ²]	30	30	30	30	30
	$d_{Dü}$	[mm]	22	22	22	22	22
	$d_{s,Bü}$	[mm]	10	10	10	10	10
	$P_{T,L}$	[kN]	151,61	157,76	157,76	157,76	157,76
	s_T	[mm]	1,380	0,990	0,990	0,990	0,990
	P_{OL}	[kN]	106,126	69,572	78,878	111,316	126,204
	P_{UL}	[kN]	57,914	21,360	30,666	63,104	77,992
	ΔP	[kN]	48,212	48,212	48,212	48,212	48,212
	$P_{OL}/P_{T,L}$	[-]	0,70	0,44	0,50	0,71	0,80
	$\Delta\tau$	[N/mm ²]	126,8	126,8	126,8	126,8	126,8
Schlupf s_{ol} bei Oberlast [mm]	0. OL		0,3702	0,1571	0,1907	0,3450	0,4542
	1. OL		0,3769	0,1597	0,1930	0,3560	0,4690
	2. OL		0,3792	0,1613	0,1943	0,3604	0,4745
	3. OL		0,3812	0,1627	0,1953	0,3632	0,4787
	4. OL		0,3819	0,1640	0,1961	0,3635	0,4813
	5. OL		0,3837	0,1651	0,1973	0,3629	0,4791
	6. OL		0,3862	0,1660	0,1985	0,3645	0,4846
	7. OL		0,3871	0,1666	0,1996	0,3647	0,4863
	8. OL		0,3889	0,1673	0,2004	0,3649	0,4884
	9. OL		0,3906	0,1679	0,2014	0,3651	0,4903
	10. OL		0,3917	0,1687	0,2021	0,3659	0,4887
	11. OL		0,3932	0,1693	0,2032	0,3670	0,4941
	12. OL		0,3950	0,1698	0,2038	0,3688	0,4924
	13. OL		0,3967	0,1707	0,2047	0,3708	0,4962
	14. OL		0,3976	0,1714	0,2057	0,3724	0,4958
	15. OL		0,3986	0,1720	0,2070	0,3738	0,4954
	16. OL		0,3994	0,1725	0,2085	0,3751	0,4966
	17. OL		0,4003	0,1734	0,2089	0,3762	0,4974
	18. OL		0,4012	0,1739	0,2100	0,3773	0,5034
	19. OL		0,4023	0,1746	0,2108	0,3787	0,5023
	20. OL		0,4032	0,1752	0,2115	0,3808	0,5046
	21. OL		0,4044	0,1758	0,2121	0,3831	0,5061
	22. OL		0,4057	0,1766	0,2137	0,3845	0,5064
	23. OL		0,4071	0,1775	0,2142	0,3861	0,5173
	24. OL		0,4083	0,1783	0,2148	0,3874	0,5155
	25. OL		0,4097	0,1792	0,2153	0,3889	0,5164
	26. OL		0,4108	0,1799	0,2164	0,3892	0,5214
	27. OL		0,4129	0,1804	0,2175	0,3906	0,5220
	28. OL		0,4142	0,1809	0,2183	0,3914	0,5306
	29. OL		0,4151	0,1821	0,2192	0,3929	0,5297
	30. OL		0,4160	0,1824	0,2201	0,3946	0,5299
	31. OL		0,4174	0,1832	0,2212	0,3958	0,5302
	32. OL		0,4187	0,1839	0,2219	0,3987	0,5301
	33. OL		0,4214	0,1845	0,2224	0,4006	0,5330
	34. OL		0,4235	0,1850	0,2231	0,4036	0,5323
	35. OL		0,4255	0,1861	0,2238	0,4037	0,5325
	36. OL		0,4287	0,1868	0,2247	0,4045	0,5328
	37. OL		0,4302	0,1871	0,2258	0,4057	0,5337
	38. OL		0,4317	0,1878	0,2269	0,4066	0,5351
	39. OL		0,4333	0,1894	0,2279	0,4075	0,5361
	40. OL		0,4346	0,1894	0,2290	0,4085	0,5390
	41. OL		0,4362	0,1899	0,2296	0,4098	0,5404
	42. OL		0,4365	0,1907	0,2302	0,4111	0,5408
	43. OL		0,4372	0,1920	0,2307	0,4127	0,5557
	44. OL		0,4377	0,1927	0,2315	0,4139	0,5548
	45. OL		0,4382	0,1934	0,2325	0,4155	0,5546
	46. OL		0,4385	0,1939	0,2332	0,4178	0,5560
	47. OL		0,4386	0,1945	0,2339	0,4190	0,5587
	48. OL		0,4388	0,1954	0,2344	0,4233	0,5617
	49. OL		0,4395	0,1963	0,2352	0,4276	0,5645
50. OL		0,4403	0,1971	0,2364	0,4319	0,5684	

Lebenslauf

Name: Kai Kürschner
Geburtsdaten: 7. Juni 1973 in Stuttgart
Familienstand: verheiratet

1979 – 1983 Pestalozzi-Schule in Gerlingen
1983 – 1992 Gymnasium in Gerlingen
1991 Ferientätigkeit in der Architekturabteilung des Ingenieurbüros Weidleplan Consulting GmbH, Stuttgart
Mai 1992 Abitur
1992 – 1993 Zivildienst in Stuttgart
1993 – 1999 Studium des Bauingenieurwesens an der Universität Stuttgart, Vertiefung im Konstruktiven Ingenieurbau
1994 Praktikant in den Bauunternehmen Ed. Züblin AG, Stuttgart, und Dyckerhoff & Widmann AG, Stuttgart
1994 – 1995 Nebentätigkeit im Ingenieurbüro für Verkehrsplanung Steierwald Schönharting und Partner GmbH, Stuttgart
1995 – 1996 Wissenschaftliche Hilfskraft am Institut für Mechanik (Bauwesen)
1996 – 1997 Integriertes Auslandsstudium an der University of Calgary (Canada)
1996 – 1998 Wissenschaftliche Hilfskraft am Institut für Baustatik
1998 – 1999 Diplomarbeit an der University of British Columbia, Vancouver (Canada), und bei der Firma Agra Coast Steel, Port Coquitlam (Canada)
März 1999 Abschluß Diplom-Ingenieur, Artur-Fischer-Preis
1999 – 2003 Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart
seit Oktober 2003 Mitarbeiter im Ingenieurbüro Schlaich Bergermann und Partner GmbH, Stuttgart

Stuttgart im November 2003

