

Einfluß einer nicht ruhenden Belastung auf das Verbundverhalten von Rippenstäben

Influence of repeated loads on the Bond of Ribbed Bars / L'Influence d'une charge répétée sur l'adhérence de barres à nervures de barres à nervures

Von Prof. Dr.-Ing. G. Rehm und Dipl.-Ing. R. Eligehausen, Otto-Graf-Institut der Universität Stuttgart

1. Aufgabenstellung

DIN 1045 [1] sah eine Abminderung der zulässigen Verbundspannungen bei nicht vorwiegend ruhender Belastung gegenüber den für ruhende Dauerlast geltenden Werten vor. Diese Abminderung wurde als erforderlich angesehen, da im Gegensatz zu den Eigenschaften von Beton und Stahl [2], [7] das Verbundverhalten von Rippenstäben unter wiederholter Belastung bisher nur sehr wenig erforscht ist und die Ergebnisse widersprüchlich sind.

Muhsenbrück [3] führte 1945 zahlreiche Versuche an Ausziehkörpern durch. Er fand eine Verminderung der Ausziehlast um ca. 50%, wenn vorher $5 \cdot 10^6$ Lastwechsel mit einer Oberlast entsprechend der 0,5fachen Bruchlast nicht vorbebelasteter Körper aufgebracht wurden.

Verna und Stelson [4] prüften Balken. Sie vermuten, daß die Ermüdungsfestigkeit des Verbundes für 10^6 Lastwechsel weniger als 40% der Kurzzeitfestigkeit beträgt, also deutlich unterhalb der Ermüdungsfestigkeit des zentrisch gedrückten Betons liegt.

Demgegenüber fanden Perry und Jundi [5] bei Versuchen an Ausziehkörpern mit exzentrischer Anordnung der Stäbe keine wesentliche Abminderung der Verbundfestigkeit durch eine vorhergehende Schwelllast. Dieses Ergebnis wird durch Versuche von Töpfers [6] an Balken mit gestoßener Bewehrung bestätigt.

Ziel der Untersuchungen war daher die Klärung der Frage, ob und gegebenenfalls in welchem Umfang eine Verringerung der zulässigen Verbundspannungen bei nicht vorwiegend ruhender Belastung erforderlich ist. Dazu waren die folgenden Teilprobleme zu lösen:

- Bei welcher Lastwechselzahl ist in Abhängigkeit von der Ober- und Unterlast mit dem Auftreten eines Verbundbruchs zu rechnen (Ermüdungsfestigkeit des Verbundes)
- Wie werden die Verbundgesetze (Relation zwischen örtlicher Gleitung und zugehöriger Spannung) und damit das Gebrauchsverhalten einer Verankerung durch Lastwechsel verändert
- Ist bei Vermeidung eines Verbundbruchs während der Schwelllast bei einer anschließenden statischen Belastung mit einer Reduktion der Bruchlast zu rechnen

Da der Verbundbruch durch Ausziehen der Stäbe nach Abscheren der Betonkonsolen unter den Rippen und/oder Absprengen der Betondeckung erfolgen kann, wurden Ausziehkörper mit großer Betondeckung und Balken, bei denen die Bewehrung in einem Schnitt durch Übergreifung gestoßen war, geprüft. Im folgenden werden nur die wichtigsten Ergebnisse der Ausziehversuche mitgeteilt (ausführliche Beschreibung siehe [11], [12]), die Versuche mit gestoßener Bewehrung sind in [8], [9] behandelt.

Die Ausziehversuche wurden in den letzten Jahren am Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau in Braunschweig durchgeführt, an denen die Verfasser damals tätig waren. Finanziert wurden sie vom Bundesminister für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau (BMWo) und dem Innenministerium des Landes Nordrhein-Westfalen.

2. Beschreibung der Versuche

Die Bewehrungsstäbe waren mittig in Betonzylinder eingebettet. Sie standen beim Betonieren lotrecht und wurden gegen die Setzrichtung des Betons ausgezogen. Die verbundfreie Vorlänge betrug das 5fache des Stabdurchmessers d_s , die Verbundlänge l_v im Regelfall $3 d_s$ und in Einzelfällen bis $18 d_s$ (Bild 1). Die Betondeckung war mit $\bar{u}_b \sim 5 d_s$ relativ groß, um Spalten des Körpers zu verhindern.

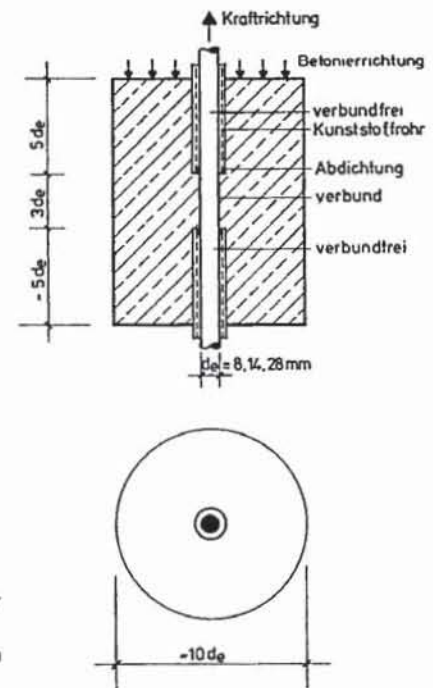


Bild 1. Ausbildung der Versuchskörper

Fig. 1. Test specimen
Fig. 1. Eprouvettes

Bei den Versuchen mit niedriger Betonfestigkeit ($\beta_w = 24 \text{ N/mm}^2$) betrug der Zementgehalt (PZ 375 F) 215 kg/m^3 und der Wasserzementwert $W/Z = 0,95$. Die Sieblinie der Zuschläge aus rundkörnigem Sand und Kies (Größtkorn 16 mm) lag im brauchbaren Bereich nach [1]. Die entsprechenden Werte für die Versuche mit hoher Betonfestigkeit ($\beta_w = 48 \text{ N/mm}^2$) lauten: $Z = 345 \text{ kg/m}^3$ $W/Z = 0,55$, Sieblinie zwischen A_{16} und B_{16} .

Verwendet wurden warmgewalzte Rippenstäbe aus BSt 420/500 RU mit gegenläufigen Schrägrippen [13]. Die nach [13] gemessene bezogene Rippenfläche betrug ca. 0,075. Variiert wurden außer der Einbettungslänge und der Betonfestigkeit der Stabdurchmesser ($d_s = 8, 14$ und 28 mm) und die Ober- und Unterlast in bezug auf die Kurzzeitbruchlast.

Jede Serie bestand aus 7 Körpern. Die Versuche begannen 4 bis 5 Wochen nach der Herstellung. 3 Körper wurden in einem üblichen Kurzzeitversuch mit konstanter Laststeigerung (100 N/sec) bis zum Bruch belastet. Die restlichen 4 Körper wurden einer sinusförmigen Schwellbelastung unterworfen, wobei die Lasten auf die im zugehörigen Kurzzeitversuch gemessene Verbundfestigkeit bezogen wurden. Zur Lasterzeugung diente ein hydraulischer Pulsator. Trat wäh-

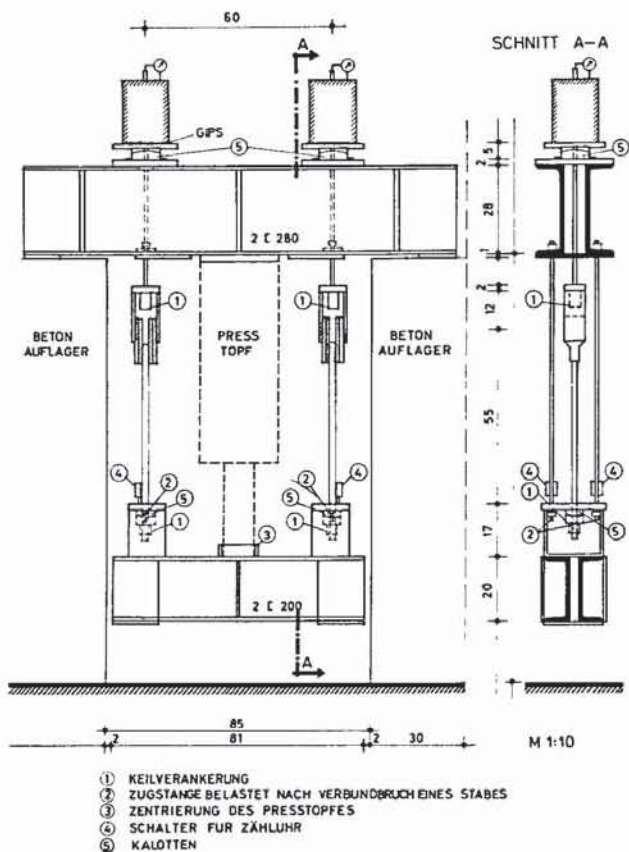


Bild 2. Versuchseinrichtung zur Prüfung der Lastwechsel unterworfenen Körper (für Körper mit $d_e = 28$ mm verstärkt)

Fig. 2. Apparatus for testing specimens subjected to load cycles (for specimens with $d_e = 28$ mm reinforced)

Fig. 2. Installation d'essai pour éprouvettes sous charges répétées (Pour éprouvettes avec $d_e = 28$ mm renforcé)

rend 60^6 Lastwechseln kein Bruch auf, wurden die Körper anschließend mit konstanter Laststeigerung zu Bruch gefahren.

Zur Prüfung der Lastwechseln unterworfenen Körper diente die in Bild 2 dargestellte Versuchseinrichtung. Die Pressenlast wurde über eine Traverse auf zwei Zugstangen übertragen, die durch Keilverankerungen jeweils mit den Ausziehkörpern verbunden waren. Preßtopf und Ausziehkörper wurden zur Vermeidung von Biegemomenten in den Zugstangen sehr sorgfältig zentriert und gelenkig gelagert. Versagte einer der Probekörper, wurde die Last von zwei symmetrisch zur Zugstange angebrachten Hilfszugstangen übernommen. Deren Verankerung war so eingestellt, daß der zweite Körper nahezu unbeeinflusst ohne Unterbrechung weitergeprüft werden konnte.

Zur gleichzeitigen Prüfung der Körper einer Serie wurden zwei parallel geschaltete Prüfstände eingesetzt. Es konnten je nach Höhe der Oberlast etwa 30 bis 70 Lastwechsel pro Minute aufgebracht werden, so daß die Prüfung einer Serie im Mittel etwa 14 Tage dauerte.

Gemessen wurde der Schlupf am unbelasteten Stabende und bei einigen Körpern mit großer Verbundlänge die Stahldehnungen entlang der Einbettungslänge mit Hilfe von elektrischen Dehnmeßstreifen analog dem von Mains [14] beschriebenen Verfahren. Insgesamt wurden 308 Ausziehkörper geprüft.

3. Versuchsergebnisse

3.1 Ermüdungsfestigkeit des Verbundes

Die bis zum Ermüdungsbruch ertragbare Lastwechselzahl nahm bei gleichbleibender Unterlast mit abnehmender Oberlast zu. Dies ist aus Bild 3 zu ersehen.

Die Versuche mit unterschiedlichen Stabdurchmessern und Betongüten sind durch verschiedene Symbole gekennzeichnet.

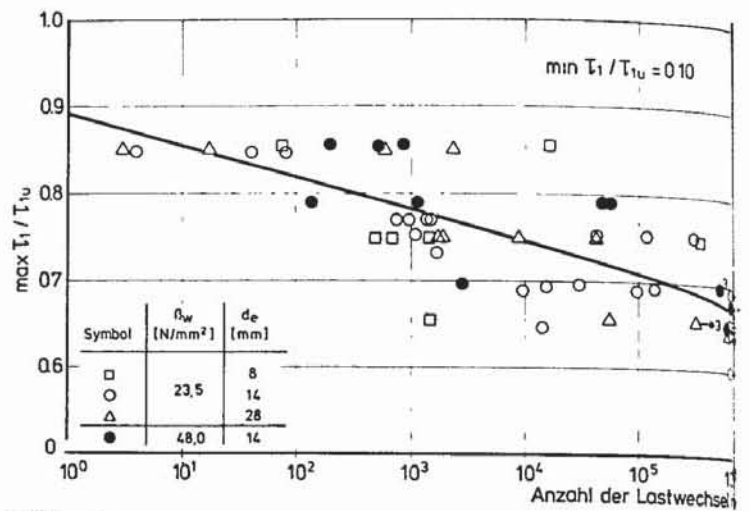


Bild 3. Einfluß der Verbundspannung unter Oberlast $\max \tau_1$ (bezogen auf die Kurzzeit-Verbundfestigkeit τ_{1u}) bei konstanter Unterlast auf die Lebensdauer

Fig. 3. Influence of the bond stress $\max \tau_1$ under upper load (related to the static bond strength τ_{1u}) at constant lower load on the number of load cycles until failure

Fig. 3. L'influence de la contrainte d'adhérence $\max \tau_1$ (par rapport à la résistance d'adhérence τ_{1u}) et sous charge minimale constante sur le nombre des cycles de charge à la rupture

net. Trat kein Verbundbruch während 10^6 Lastwechseln auf, ist der Versuchspunkt mit einem Pfeil versehen. Die Zahlen an einem Symbol entsprechen der Anzahl von gleichartigen Ergebnissen.

Die Versuchsergebnisse können bei einem logarithmischen Maßstab der x-Achse durch eine Gerade angenähert werden. Der Korrelationsfaktor beträgt $r = 0,9$; der Zusammenhang zwischen dem Verhältnis $\max \tau_1$ zu τ_{1u} und dem Logarithmus der Lastwechselzahl n ist also sehr stramm. Die Streuung entspricht etwa dem für Ermüdungsversuche zu erwartenden Wert. Ein Einfluß der Betongüte und des Stabdurchmessers ist nicht zu erkennen.

Eine Erhöhung der Unterlast unter sonst gleichbleibenden Verhältnissen bewirkt wie die Verminderung der Oberlast bei gleichbleibender Unterlast eine Erhöhung der Lebensdauer. Zur Beschreibung der Ermüdungsfestigkeit des Verbundes unter wiederholter Belastung können demzufolge wie üblich Mittelspannung und Schwingbreite als Vergleichsgrößen her-

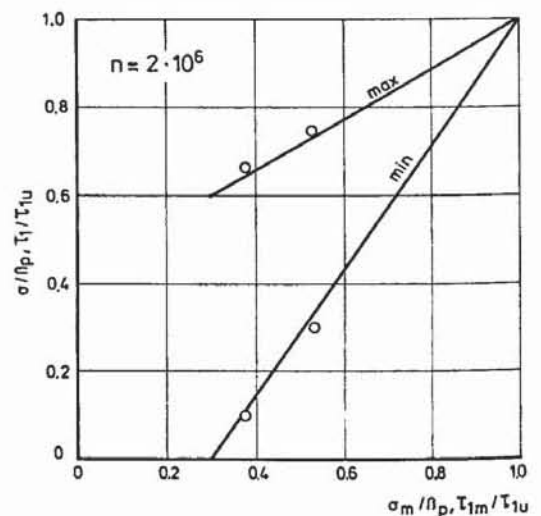


Bild 4. Smith-Diagramm für Beton unter Druckschwellbeanspruchung im Vergleich mit Ergebnissen der Verbundversuche

Fig. 4. Smith diagram for concrete under cyclic compressive load, compared with the results of the bond tests

Fig. 4. Diagramme-Smith pour béton sous charge répétée de compression par rapport aux résultats des essais d'adhérence

angezogen werden. Bild 4 zeigt als ausgezogene Linien das für Beton unter zentrischer Druckschwellbeanspruchung gefundene Smith-Diagramm [15]. Es gilt für 2 Millionen Lastwechsel. Die eigenen Verbund-Versuchsergebnisse (extrapoliert auf $2 \cdot 10^6$ Lastwechsel) sind als bezogene Größen als Kreise eingezeichnet. Man erkennt, daß die Ermüdungsfestigkeit des Verbundes unter Schwellbeanspruchung gut mit der des Betons übereinstimmt. Das Ergebnis ist verständlich, da der Verbundbruch letztlich durch Überschreiten der Betonzugfestigkeit hervorgerufen wird und das Ermüdungsverhalten von Beton unabhängig von dessen Beanspruchung (Druck-Zug) ist [7].

3.2 Verhalten während der Lastwechsel

Der Schlupf am unbelasteten Stabende nahm während der wiederholten Belastung stark zu. Die Zunahme war hauptsächlich von der Oberlast und der Verbundlänge abhängig; der Einfluß der anderen variierten Parameter war demgegenüber gering. Das prinzipielle Verhalten ist aus Bild 5 zu erkennen. Es zeigt den gemessenen Schlupf in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl für Körper mit kurzer Einbettungslänge, $d_e = 14$ mm und niedriger Betonfestigkeit. Es sind jeweils Mittelwerte des Schlupfes einer Versuchsreihe aufgetragen. Die Unterlast war mit $\min \tau_1/\tau_{1U} = 0,10$ konstant.

Bei Auftragung im doppelt-logarithmischen Maßstab können die Ergebnisse durch Geraden angenähert werden. Sie verlaufen für Belastungen unterhalb der Ermüdungsfestigkeit des Verbundes näherungsweise parallel zueinander. Demgegenüber nimmt ihre Steigung bei Versuchen, die durch einen Ermüdungsbruch versagten, deutlich zu. Der Verlauf der Schlupfkurven in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl entspricht den bekannten Gesetzen für die zeitabhängigen Verformungen des unbewehrten, gedrückten Betons.

Der nach einer bestimmten Lastwechselzahl n zu erwartende Schlupf s_n läßt sich aus dem bei erstmaligem Erreichen der Oberlast gemessenen Schlupf s_0 zu $s_n = s_0 (1 + k_n)$ berechnen. Der Verschiebebeiwert k_n beträgt unter den hier vorliegenden Bedingungen (Einbettungslänge $3 d_e$) für Belastungen unterhalb der Ermüdungsfestigkeit des Verbundes $k_n = [(1 + n)^{0,107} - 1]$ und wird durch die variierten Parameter nur unwesentlich beeinflusst. Für 10^6 Lastwechsel ergibt sich k_n zu 4,4. Das Verhältnis der mit Hilfe des vorstehenden Beiwertes errechneten Schlupfwege zu den gemessenen Werten beträgt für alle Versuche im Mittel ca. 1,0 mit einer Standardabweichung von nur 0,2.

Franke [16] beobachtete bei Dauerstandversuchen an Ausziehkörpern mit hoher Betongüte ($\beta_w = 45$ N/mm²) und vergleichbarer Einbettungslänge ($4 d_e$) ein ähnliches Verschiebungsverhalten. Allerdings weist der von ihm angegebene Kriechbeiwert $\varphi_1 = [(1 + 10t)^{0,082} - 1]$ (Zeit t in Stunden) eine etwa kleinere Hochzahl auf.

Die örtliche Zunahme der Relativverschiebungen führt nach den bekannten Verbundgesetzen [17] zu einer Spannungsumlagerung innerhalb einer vorgegebenen Verbund-(Verankerungs-)länge. In Bild 6 ist hierzu für eine Oberlast entsprechend der 0,4fachen Ausziehlust ein Beispiel gezeigt. Die Stahlspannung unter Oberlast betrug $\sigma_e = 320$ N/mm² und die Schwingbreite der Stahlspannung $2 \sigma_A = 120$ N/mm². Die Einbettungslänge entsprach mit $l_v = 17,5 d_e$ etwa dem 0,6fachen Grundmaß a_0 der Verankerungslänge nach DIN 1045. Als Parameter wurde die Lastwechselzahl n gewählt. Die maximalen Verbundspannungen ($\tau_1 = P/[Ax \cdot U]$, $U =$ Stabumfang) treten bei Erstbelastung am belasteten Stabende (Verankerungsbeginn) auf und verlagern sich mit zunehmender Lastwechselzahl zum Verankerungsende. Die Schwelllast bewirkt weiterhin eine gleichmäßigere Verteilung der Verbundspannungen entlang der Verankerungslänge und damit eine Annäherung an die üblichen Rechenannahmen ($\tau_1 = \text{konst.}$). Die Verminderung der Verbundwirkung in den lastnahen Stababschnitten ist hauptsächlich auf Kriechen bzw. Relaxation des Betons unter den Rippen zurückzuführen, da die Verbundspannungen bei der anschließenden statischen

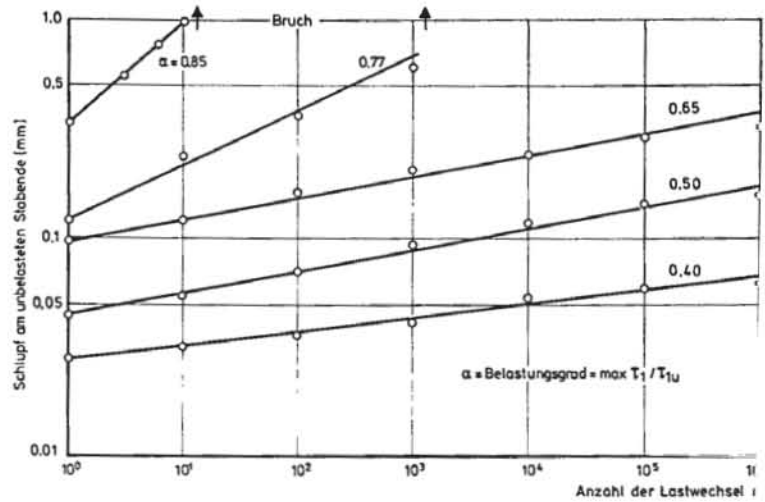


Bild 5. Änderung des Schlupfes am unbelasteten Stabende während der Schwellbelastung in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl n ($\beta_w = 23,5$ N/mm², $d_e = 14$ mm, Verbundlänge $3 d_e$)

Fig. 5. Increase of slip at the free bar end during cyclic load as a function of the number of load reversals n ($\beta_w = 23.5$ N/mm², $d_e = 14$ mm, bond length $3 d_e$)

Fig. 5. Changement du glissement au bout non chargé de la barre en fonction du nombre n des charges répétées ($\beta_w = 23,5$ N/mm², $d_e = 14$ mm, longueur d'adhérence $3 d_e$)

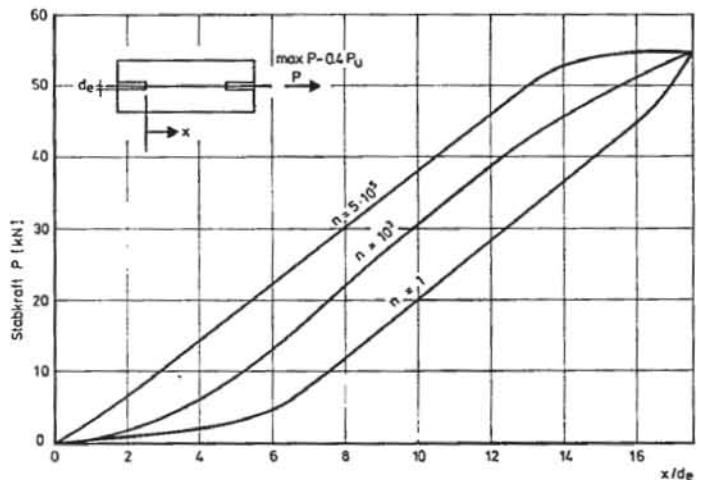


Bild 6. Typische Verteilung der Stabkräfte entlang der Verbundlänge ($\beta_w = 24,6$ N/mm², $d_e = 16$ mm)

Fig. 6. Typical distribution of bar forces along the bond length ($\beta_w = 24.6$ N/mm², $d_e = 16$ mm)

Fig. 6. Répartition typique des forces des barres au long de la longueur ($\beta_w = 24,6$ N/mm², $d_e = 16$ mm)

Belastung bis zur Streckgrenze des Stahles wieder anstiegen. Ähnliche Ergebnisse haben auch Perry und Jundi [5] beschrieben. Sie nehmen an, daß die Umlagerung der Stabkräfte nach 10^3 Lastwechseln abgeschlossen ist. Wie Bild 6 zeigt, stimmt diese Annahme nicht mit der Wirklichkeit überein.

Der Einfluß einer Schwelllast auf den Verlauf der Stahl- und Verbundspannungen bzw. der Relativverschiebungen im Verankerungsbereich kann mit Hilfe des von Franke [16] entwickelten Verfahrens bei Anwendung der beschriebenen Gesetze (Bild 5) rechnerisch abgeschätzt werden.

3.3. Belastung nach Lastwechseln

Die Körper, die 10^6 Lastwechsel überlebten, wurden anschließend bis zum Bruch belastet. Ihr Verhalten ist in Bild 7 beispielhaft dargestellt. Es zeigt die auf die Betonwürfeldruckfestigkeit bezogenen mittleren Verbundspannungen in Ab-

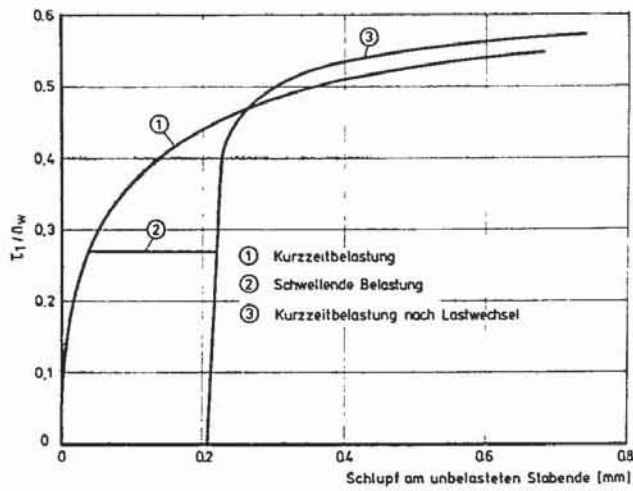


Bild 7. Last-Schlupf-Gesetze für den Kurzzeitversuch, während der Schwellbelastung und für Kurzzeitbelastung nach Schwellbelastung ($\beta_w = 23,5 \text{ N/mm}^2$, $d_e = 14 \text{ mm}$, Verbundlänge $3 d_e$)

Fig. 7. Load-slip laws for the static test, during cyclic loading and for static loading after load cycles ($\beta_w = 23,5 \text{ N/mm}^2$, $d_e = 14 \text{ mm}$, bond length $3 d_e$)

Fig. 7. Relations entre charge et glissement pour essais de courte durée, pendant charges répétées et pour essais de courte durée après charges répétées ($\beta_w = 23,5 \text{ N/mm}^2$, $d_e = 14 \text{ mm}$, longueur d'adhérence $3 d_e$)

hängigkeit vom Schlupf am unbelasteten Stabende für Stabdurchmesser $d_e = 14 \text{ mm}$, $\beta_w = 23,5 \text{ N/mm}^2$ und $l_v = 3 d_e$.

① gilt für eine konstant steigende Belastung bis zum Bruch. Wird nach Erreichen einer vorgegebenen Last eine schwellende Belastung aufgebracht, nimmt der Schlupf wie erläutert zu ②. Erfolgt kein Bruch und wird nach Entlastung erneut stetig bis zum Bruch belastet, gilt ③. Dieses Gesetz ist durch einen sehr steilen Anstieg infolge Vorwegnahme des Schlupfes durch die Schwellbelastung gekennzeichnet. Die Linie weicht von der Geraden erst kurz vor Erreichen der Kurzzeitlinie ① ab und verläuft anschließend dazu etwa parallel.

Der Verlauf der im Kurzzeitversuch gemessenen Ausziehkurve ① und die Anfangssteigung der Linie ③ waren abhängig vom Stabdurchmesser, der Einbettungslänge und im geringeren Umfang von der Betongüte.

Sowohl die Verbundfestigkeit als auch die zugehörigen Schlupfwerte waren bei den vorbelasteten Körpern im Mittel um ca. 5% größer als im Kurzzeitversuch. Bei insgesamt 27 auswertbaren Versuchsreihen betrug der Variationskoeffizient für das Verhältnis der Bruchverbundspannungen 10%. Das Verhältnis der Bruchschlupfwerte streute naturgemäß etwas stärker.

Das Verbundverhalten nach Lastwechseln entspricht im Prinzip dem Verformungs- und Bruchverhalten von vorbelasteten, zentrisch gedrückten Betonprismen [18].

3.4 Zusammenhang zwischen Dauerstand- und Schwelllast

Bei einigen Proben wurde zum Vergleich eine konstante Dauerlast in Höhe der 0,55- bis 0,72fachen Kurzzeit-Bruchlast aufgebracht. In Bild 8 ist im doppelt-logarithmischen Maßstab der mittlere Schlupf der drei Versuchsreihen in Abhängigkeit von der Belastungszeit in Stunden aufgetragen. Außerdem sind die Meßergebnisse von vergleichbaren Versuchskörpern, die einer Schwellbelastung mit einer Oberlast in Höhe der Dauerlast und einer Unterlast entsprechend der 0,10fachen Kurzzeitausziehlast unterworfen waren, in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl eingezeichnet. Zur Ausschaltung unvermeidlicher Streuungen im Schlupf bei erstmaligem Erreichen der vorgegebenen Last wurden Mittelwerte des Schlupfes verwendet.

Die gleichartig verlaufenden Gesetzmäßigkeiten erlauben den Schluß, daß eine Schwellbelastung in bezug auf das Schlupfverhalten als eine Zeitraffung für eine Dauerlast angesehen werden kann. Die in Abschnitt 3.2 mitgeteilten Ergebnisse

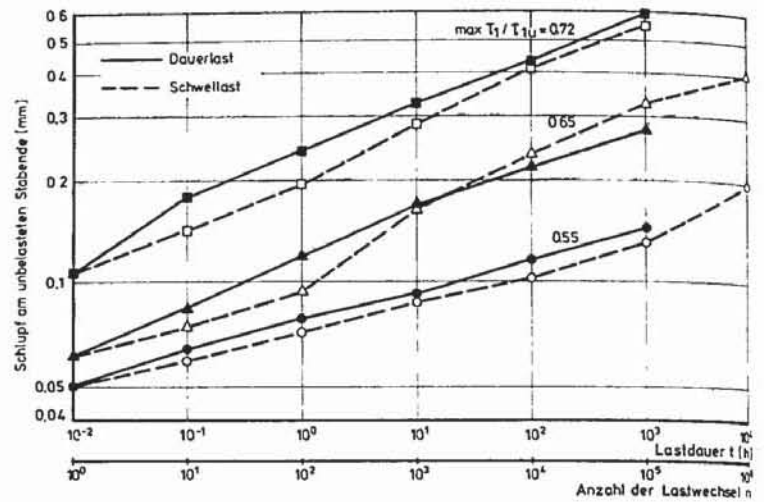


Bild 8. Vergleich der Zunahme des Schlupfes am unbelasteten Stabende während lang einwirkender ruhender Last und während Schwellbelastung ($\beta_w = 48,0 \text{ N/mm}^2$, $d_e = 14 \text{ mm}$, Verbundlänge $3 d_e$)

Fig. 8. Comparison of the increase in slip at the unloading end of the bar during sustained load and during cyclic load ($\beta_w = 48 \text{ N/mm}^2$, $d_e = 14 \text{ mm}$, bond length $3 d_e$)

Fig. 8. Comparaison de l'augmentation du glissement au bout non chargé de la barre sous charge constante de longue durée et pendant charges répétées ($\beta_w = 48 \text{ N/mm}^2$, $d_e = 14 \text{ mm}$, longueur d'adhérence $3 d_e$)

bestätigen diese Aussage. Ein ähnliches Verhalten beobachteten Whaley und Neville [19] bei Kriechversuchen mit unbewehrten Betonproben.

4. Schlußfolgerung

Die beschriebenen Versuche erlauben folgende Schlußfolgerungen über das Verbundverhalten von Rippenstäben, die in den Bereichen eines Tragwerks liegen, in denen ein Absprengen der Betondeckung durch Querdruck oder konstruktive Maßnahmen verhindert wird. Die Aussagen gelten jedoch nach den Versuchen [6], [8], [9] an Balken und Platten mit gestoßener Bewehrung auch dann, wenn der Verbundbruch nicht durch Ausziehen der Stäbe nach Abscheren der Betonkonsolen unter den Rippen, sondern durch Absprengen der Betondeckung hervorgerufen wird.

1. Eine wiederholte Belastung hat auf den Schlupf und die Verbundfestigkeit von Rippenstäben einen ähnlichen Einfluß wie auf das Verformungs- und Bruchverhalten von unbewehrtem Beton.
2. Die Ermüdungsfestigkeit des Verbundes entspricht bei schwelender Beanspruchung ausreichend genau der Ermüdungsfestigkeit des zentrisch gedrückten Betons. Das bedeutet, daß ein Ermüdungsbruch des Verbundes während mehrerer Millionen Lastwechsel nicht zu erwarten ist, wenn bei den für Betonstählen erforderlichen Verankerungs- oder Übergreifungslängen die Oberlast das ca. 0,5fache der Kurzzeit-Ausziehlast nicht übersteigt.
3. Bei Vermeidung eines Ermüdungsbruches wird durch eine vorhergehende wiederholte Belastung weder das Verformungsverhalten von Verankerungen und Stößen beim Bruch noch die Bruchlast gegenüber einer konstanten Laststeigerung im Kurzzeitversuch ungünstig beeinflusst.
4. Tritt kein Ermüdungsbruch auf, wirkt sich daher eine schwellende Belastung nur auf das Verhalten unter Gebrauchslast aus. Die Zunahme der Relativverschiebungen zwischen Stahl und Beton ruft eine Abnahme der örtlichen Verbundsteifigkeit hervor. Die Folge ist eine Kraftumlagerung entlang der Verankerungslänge, die gleichartig unter konstanter Dauerlast gleicher Höhe zu erwarten ist. Weiterhin steigen die Verformungen (Rißbreiten) im Verankerungs- bzw. Übergreifungsbereich an.

5. Die in DIN 1045 angegebenen zulässigen Verbundspannungen für Rippenstäbe können ohne Abminderung auch bei nicht vorwiegend ruhender Belastung angewandt werden. Diese Aussage ist in [9] ausführlich begründet. DIN 1045 wurde zwischenzeitlich entsprechend geändert [10].

Zusammenfassung: Zur Ermittlung des Verbundverhaltens von Rippenstäben unter wiederholter Schwellbelastung wurden 308 Ausziehkörper geprüft. Sie waren so konzipiert, daß der Verbundbruch durch Ausziehen der Stäbe erfolgte. Variiert wurden außer der Belastungshöhe und der Schwingbreite: der Stabdurchmesser, die Betonfestigkeit und die Verbundlänge. Zusätzlich wurden einige Vergleichsversuche unter ruhender Dauerlast durchgeführt. Eine wiederholte Belastung beeinflusst den Verbund in ähnlicher Weise wie das Verformungs- und Bruchverhalten von unbewehrtem Beton; sie bewirkt gleichzeitig in bezug auf die Verformungen eine Zeitraffung gegenüber einer ruhenden Dauerlast. Die in DIN 1045 angegebenen zulässigen Verbundspannungen können ohne Abminderung auch bei nicht vorwiegend ruhender Belastung angesetzt werden.

Influence of repeated loads on the Bond of Ribbed Bars

Summary: A total of 308 pull-out specimens were tested to study the bond behaviour of ribbed bars under repeated loads. They were designed in such a way that the bond failure was caused by pulling out the bars. The following parameters were varied: maximum load and load amplitude, bar diameter, concrete strength and bond length. A number of comparative tests were also made with a sustained load. Repeated loads affect the bond in similar way as the deformation and failure behaviour of unreinforced concrete; they also accelerates the deformations compared with a sustained load. The allowable bond stresses given in DIN 1045 can also be applied without reduction in the case of not primarily stationary loads.

L'influence d'une charge répétée sur l'adhérence de barres à nervures

Résumé: Pour étudier le comportement d'adhérence de barres nervurées sous charge répétée, on a fait 308 essais par traction. Ils étaient conçus de telle façon, que la cause pour la rupture d'adhérence était l'étirement des barres.

Les paramètres suivants furent variés: hauteur et amplitude de la charge, diamètre des barres, résistance du béton et la

longueur d'adhérence. En outre, on a exécuté quelques essais de comparaison sous charge constante de longue durée. Une charge répétée a la même influence sur le comportement d'adhérence que sur le comportement du béton non armé, elle accélère le glissement en comparaison avec une charge constante de longue durée. Les contraintes d'adhérences admises par DIN 1045 peuvent être utilisées sans diminution aussi pour des charges non constantes.

Literaturverzeichnis

- [1] DIN 1045, Beton- und Stahlbetonbau, Bemessung und Ausführung, Ausgabe Januar 1972
- [2] ACI Committee 215 „Considerations for Design of Concrete Structures Subjected to Fatigue Loading“, ACI-Journal, Proceedings Band 71, No. 3, März 1974, Seite 97—121
- [3] Mühlenbruch, C. W., „The Effect of Repeated Loading on the Bond Strength of Concrete“, American Society for Testing Materials, Proceedings Band 45, 1945, Seite 824—845
- [4] Verna, I. R., und Stelson, T. E., „Failure of Small Reinforced Concrete Beams Under Repeated Loads“, ACI-Journal, Proceedings Band 59, No. 10, Okt. 1962, Seite 1489—1504
- [5] Perry, E. S., und Jundi, N., „Pullout Bond Stress Distribution Under Static and Dynamic Repeated Loadings“, ACI-Journal, Proceedings Band 66, No. 5, Mai 1969, Seite 377—380
- [6] Tefers, R., „A Theory of Bond Applied to Overlapped Tensile Reinforcement Splices for Deformed Bars“, Chalmers University of Technology, Göteborg, Schweden, Division of Concrete Structures, Publication 73 : 2, 1973, Seite 244—308
- [7] Freitag, W., „Das Ermüdungsverhalten des Betons, Stand der Kenntnisse und der Forschung“, beton, Heft 5, 1970, Seite 192—194, und Heft 6, 1970, Seite 247—252
- [8] Rehm, G., und Eligehausen, R., „Untersuchungen über das Tragverhalten von Übergreifungsstößen geschweißter Betonstahlmatten aus Betonrippenstahl unter Schwelllast“, Beton + Fertigteiltechnik, Heft 10, 1974, Seite 660—670
- [9] Rehm, G., und Eligehausen, R., „Übergreifungsstöße von Rippenstäben unter nicht ruhender Belastung“, Beton- u. Stahlbetonbau, Heft 7, 1977
- [10] Ergänzende Bestimmungen zur DIN 1045, Fassung April 1975
- [11] Rehm, G., und Eligehausen, R., „Verbundverhalten gerippter Betonstähle mit kurzer Einbettungslänge bei nicht ruhender Belastung“, Untersuchungsbericht Nr. 75/2 des Lehrstuhls für Werkstoffe im Bauwesen an der Universität Stuttgart vom Februar 1975
- [12] Rehm, G., und Eligehausen, R., „Verbundverhalten gerippter Betonstähle mit langer Einbettungslänge bei nicht ruhender Belastung“, Untersuchungsbericht Nr. 75/17 des Lehrstuhls für Werkstoffe im Bauwesen an der Universität Stuttgart vom Dezember 1975
- [13] DIN 488, Betonstahl, Blatt 2, Ausgabe April 1972
- [14] Mains, R. M., „Measurement of the Distribution of Tensile and Bond Stress along Reinforcing Bars“, ACI-Journal, Proceedings Band 48, No. 3, Nov. 1951, Seite 225—252
- [15] Gaede, K., „Versuche über die Festigkeit und die Verformung von Beton bei Druckschwellbeanspruchung“, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 144, Berlin 1962
- [16] Franke, L., „Einfluß der Belastungsdauer auf das Verbundverhalten von Stahl in Beton (Verbundkriechen)“, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 268, Berlin 1976
- [17] Rehm, G., „Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton“, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 138, Berlin 1961
- [18] Aas-Jacobsen, K., „Fatigue of Concrete Beams and Columns“, University of Trondheim, Norway, Division of Concrete Structures, Bulletin No. 70-1, Sept. 1970
- [19] Whaley, C. P., und Neville, A. M., „Non-elastic Deformation of Concrete under Cyclic Compression“, Magazine of Concrete Research, Band 25, No. 84, Sept. 1973