

Zuverlässigkeitstheoretisch begründete Dauerfestigkeit des Schubverbundes mit Kopfbolzendübeln bei einachsiger Ermüdungsbeanspruchung

M.Eng. Stephan Voß¹, Prof. Dr.-Ing. Karsten Geißler² und Prof. Dr.-Ing. Martin Mensinger³

¹ Entwerfen und Konstruieren - Stahlbau, Gustav-Meyer-Allee 25, 13355 Berlin, TU Berlin
E-Mail: s.voss@tu-berlin.de, ² karsten.geissler@tu-berlin.de

³ Lehrstuhl für Metallbau, Arcisstraße 21, 80333 München, TU München
E-Mail: mensinger@tum.de

Zusammenfassung

Das Bundesfernstraßennetz weist derzeit eine große Anzahl von Brücken auf, die ersetzt werden müssen. Hierfür werden häufig Stahlverbundkonstruktionen verwendet. Die Verbundfugen werden in der Regel mit Kopfbolzendübeln (KBD) ausgeführt. Der Abstand zwischen den Quertragwerken beträgt dabei ca. 4 m. Die Lastwechselzahl für den Ermüdungsnachweis in Querrichtung muss sich daher eher an der Anzahl der Achsen als an der Anzahl der LKW orientieren. Daraus ergeben sich ca. $N \approx 8 \times 10^8$ bis 10×10^8 Lastwechsel über die Nutzungsdauer [1, 2].

Experimentelle Untersuchungen zur Ableitung einer Dauerfestigkeitsgrenze bei einer hohen Lastwechselzahl für KBD fehlen derzeit. Hohe Lastamplituden führen zu einer lokalen Schädigung des Betons im Bereich des KBD-Fußes. Durch die kontinuierliche Ausdehnung des geschädigten Bereichs wandern die Längsschubkräfte am Schaft des KBD hoch, was zusätzliche Biegespannungen am Fuß verursacht. Die Kerbe am Fuß wird nun nicht nur durch Scher-, sondern auch durch Biegespannungen beansprucht. Das Forschungsziel ist die wissenschaftliche Begründung eines Grenzwertes, bei dem eine Betonzerstörung am Dübelfuß ausgeschlossen und die Spannungssituation auf einen rein schubbeanspruchten Kerbfall reduziert werden kann.

Zur Untersuchung des Problems wurden an der TU-Berlin 3 Push-Out-Tests mit abnehmenden Lastamplituden durchgeführt. Mit Dehnungsmessstreifen auf einem Bleiring wurde die Betondehnung kontinuierlich im Nahbereich des Dübelfußes aufgezeichnet. Nach der Versuchsdurchführung wurde der umgebende Beton vom Stahl getrennt und visuell auf Ermüdungsschäden untersucht.

1 Einleitung und theoretische Grundlagen

Die Zeitfestigkeit für schubbeanspruchte Kopfbolzendübel wird derzeit durch eine lineare Ermüdungsfestigkeitskurve (Miner-Elementar) mit einer konstanten Neigung $m = 8$ und dem charakteristischen 2-Mio-Kennwert $\Delta\tau_c = 90$ MPa beschrieben (Abb. 1).

Der Ermüdungsnachweis für Kopfbolzendübel im Brückenbau gestaltet sich häufig schwierig, da in den meisten Fällen die genauen Beanspruchungskollektive nicht bekannt sind. Liegen alle Spannungsschwingspiele unterhalb einer wissenschaftlich begründeten Dauerfestigkeit, reduziert sich die Komplexität deutlich und die genaue Kenntnis eines Beanspruchungskollektives ist nicht mehr notwendig.

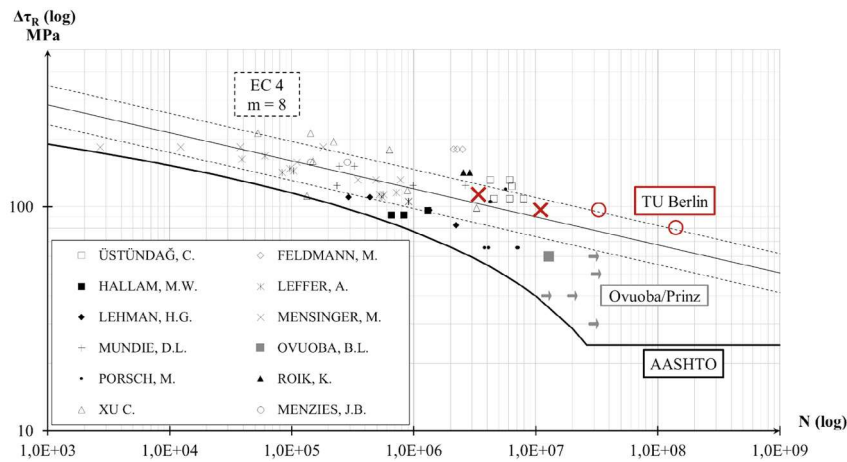


Abb. 1. Wöhlerlinien: Eurocode 4 und AASHTO

Hinsichtlich der Zeitfestigkeit von schubbeanspruchten Kopfbolzendübeln liegen zahlreiche Versuchsergebnisse vor, die die Zulässigkeit einer mit $m = 8$ sehr flachen Wöhlerkurve belegen. Die Phänomene bei sehr hohen Oberlasten sind wegen der örtlichen Betonerstörung komplex, sodass in [3] wie auch schon in [4] eine Begrenzung der Oberlast auf 60% der Dübeltragfähigkeit vorgeschrieben wird, die gleichzeitig auch die sonst reduzierte statische Resttragfähigkeit bei zuvor erfolgter Ermüdungsbeanspruchung berücksichtigt. Ungeklärt ist die Existenz und Verteilungsfunktion einer Dauerfestigkeit, die für niedrige Beanspruchungen gerade des Straßenbrückenbaus mit vielen Hundert Millionen Lastwechseln eine große Bedeutung hat. Letzteres trifft sowohl auf den reinen Dauerfestigkeitsnachweis als auch auf den Betriebsfestigkeitsnachweis zu.

2 Ermüdungsversuche TU Berlin

2.1 Versuchskörper

Zur messtechnischen Überprüfung des Modells der örtlichen Schubkraftübertragung wurden anhand mehrerer Versuche an der TU Berlin (Abb. 2) unterschiedliche Varianten untersucht. Das Ziel ist die messtechnische Erfassung der am Dübelfuß sehr konzentrierten Hauptspannungen auf Gebrauchslastniveau. Die Schwierigkeit hierbei ist, dass die interessierenden Beanspruchungen im Beton am Dübelfuß nicht maßgeblich durch die im Verbund zum Beton befindlichen Einbauteile gestört werden. Untersucht wurden daher verschiedene Varianten auf denen ein Dehnmessstreifen (DMS) in den Beton eingebracht werden kann, ohne das Betongefüge zu stören.

Gleichzeitig sollten durch eine versuchsweise Beanspruchungsminderung weitere Erkenntnisse über das Verhalten der Verbundfuge im hochzyklischen Bereich gewonnen werden.

Es wurden drei Push-Out-Tests unter Ermüdungsbeanspruchung gemäß Eurocode 4 [5] erstellt.

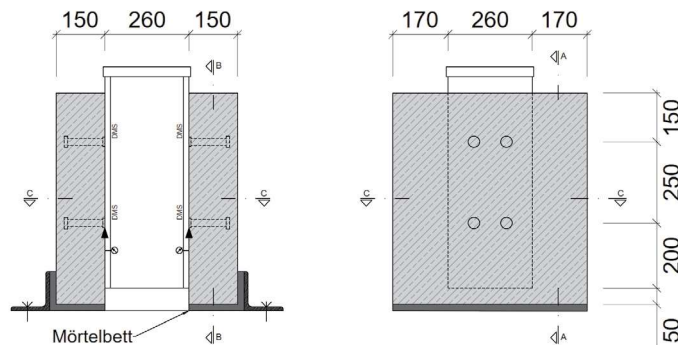

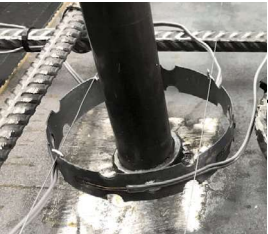
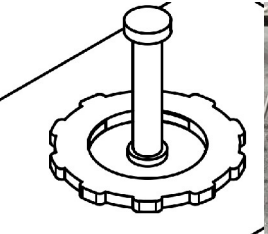
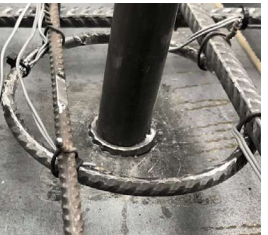


Abb. 2. Push-Out Probekörper (DIN EN 1994-1-1 Anhang B)

2.2 Messtechnik

Während der Versuchsdurchführungen wurde neben der Aufnahme der Lastwechselzahlen sowie der Kraft- und Wegwerte der Prüfmaschine auch eine kontinuierliche Messung des Schlupfes in der Verbundfuge aufgezeichnet. Für die Schlupfmessung wurden vier induktive Wegaufnehmer (IWA) verwendet, die am unteren Ende der Verbundfuge montiert wurden. Zur Messung der Betonspannungen im Betongefüge selbst wurden vier verschiedene Varianten verfolgt (Tab. 1). Bei zwei Varianten wurde Bewehrungsstahl und bei je einer weiteren Variante Blei bzw. ein Zementring als Trägermaterial für die DMS verwendet.

Tab. 1. Varianten zur Dehnungsmessung im Beton

Variante 1	Variante 2	Variante 3	Variante 4
			
DMS auf geradem Bewehrungsstahl Ø6mm	DMS auf Bleiband ($E_{cm} \approx E_{pb}$)	DMS auf Zementring (nicht ausgeführt)	DMS auf Bewehrungsring

Dabei zeigte sich, dass die Varianten 1 und 2 bezüglich Herstellbarkeit und Handhabbarkeit beim Einbau am besten abschnitten. Die qualitativ besten Messergebnisse stellten sich bei Variante 2 ein. Die Variante 3 wurde nicht ausgeführt, da für den Betonring kein Mischungsentwurf, mit dem annähernd gleiche Betoneigenschaften wie für einen C35/45 üblich, entwickelt werden konnte. Variante 4 erwies sich als besonders ungeeignet um DMS zu applizieren, weshalb die zugehörigen Ergebnisse aus Sicht der Verfasser nicht immer plausibel sind. Alle DMS wurden vor dem alkalischen Milieu des Betons lediglich durch einen Schutzlack geschützt, um die Störung im Betongefüge auf ein Minimum zu reduzieren.

2.3 Versuchsdurchführung

Die Versuche wurden so lange einer Ermüdungsbelastung ausgesetzt (7,5 - 10 Hz), bis das Versagen einer Schubfuge festgestellt werden konnte. Die drei Versuche wurden jeweils mit unterschiedlichen Spannungsschwingbreiten gefahren, beginnend mit der höchsten. Grundsätzlich ist der Versuchsablauf entsprechend eines Wöhlerversuches als Einstufenkollektiv angelegt. Wurde jedoch nach Erreichen des Lastwechselmedians gemäß Eurocode keine wesentliche Schädigung der Verbundfuge (Schlupf) festgestellt, erfolgte eine Erhöhung der Spannungsamplitude (Zweistufenkollektiv). Über die lineare Schadensakkumulationshypothese und der Annahme der bekannten Zeitfestigkeitskurve (EC4) kann rechnerisch festgestellt werden, ob unter den vorangegangenen Spannungsamplituden bereits Vorschädigungen eingetreten sind.

3 Auswertung der Ermüdungsversuche

3.1 Lebensdauer

Die Versuche V-DSK_I und V-DSK_II (X in Abb. 1) wurden bis zum Versagen der Schubfuge zyklisch belastet. Die Abbruchkriterien waren dabei entweder eine starke Schlupfzunahme oder ein vollständiges Versagen (Gewalt- bzw. Restbruch) der Verbundfuge.

Bei V-DSK_III (O in Abb. 1) konnte nach $2,62 \times 10^7$ Lastwechseln keine wesentliche Schädigung in der Verbundfuge festgestellt werden. Deshalb wurde die Spannungsschwingbreite erhöht und nach weiteren $2,67 \times 10^7$ Lastwechseln der Versuch abgebrochen. Allein für die zweite Spannungsschwingbreite wurde noch eine Lastwechselzahl erreicht, die über der Zeitfestigkeitskurve des EC4 liegt (50 %-Quantil). Es kann daher angenommen werden, dass der erste Amplitudenblock zu keiner wirksamen Vor-/ Teilschädigung geführt hat.

Tab. 2. Lebensdauer

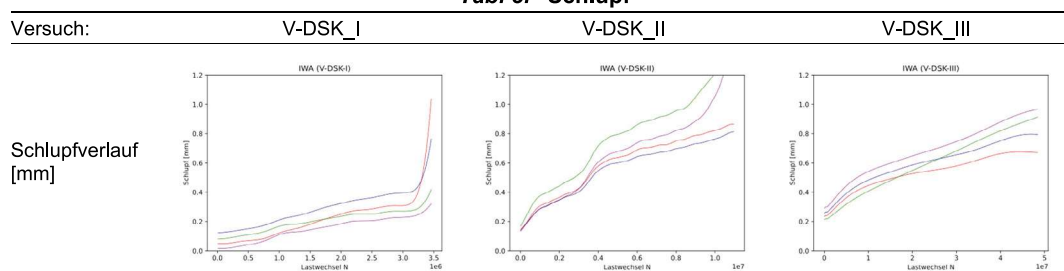
Versuch:	V-DSK_I	V-DSK_II	V-DSK_III
Oberlast [MPa]:	116	161	161
Unterlast [MPa]:	2	65	80 + 65
Schwingbreite [MPa]:	114	96	81 + 96
Lastzyklen [-]:	3.450.000 (Versagen)	10.960.000 (Versagen)	26.242.000 + 26.721.000 (Durchläufer)

3.2 Schlupf in der Verbundfuge

Bei V-DSK_I wurden auf der rechten Versuchsseite alle 4 KBD durchtrennt. Der Ermüdungsrisse breitete sich dabei jeweils unterhalb des Schweißwulstes in den Trägerflansch aus. Die Längenausdehnung der Ermüdungsrisse nahm dabei ca. 85 % des Dübeldurchmessers ein.

V-DSK_II hingegen wurde abgebrochen als sich überproportionale Schlupfbewegungen in der linken Verbundfuge abzeichneten. Bei der späteren Freilegung der Dübel konnten in der linken Verbundfuge Dübelanrisse festgestellt werden, wohingegen in der rechten Verbundfuge keinerlei Anrisse sichtbar waren. Daraus kann geschlossen werden, dass der bis dahin aufgetretene Schlupf (rechts) allein aus der Degradation des Betons am Dübelfuß resultiert. Die Dübelanrisse treten scheinbar erst zu einem späteren Zeitpunkt auf. Der Versuch V-DSK_III zeigte keinerlei Dübelanrisse.

Tab. 3. Schlupf



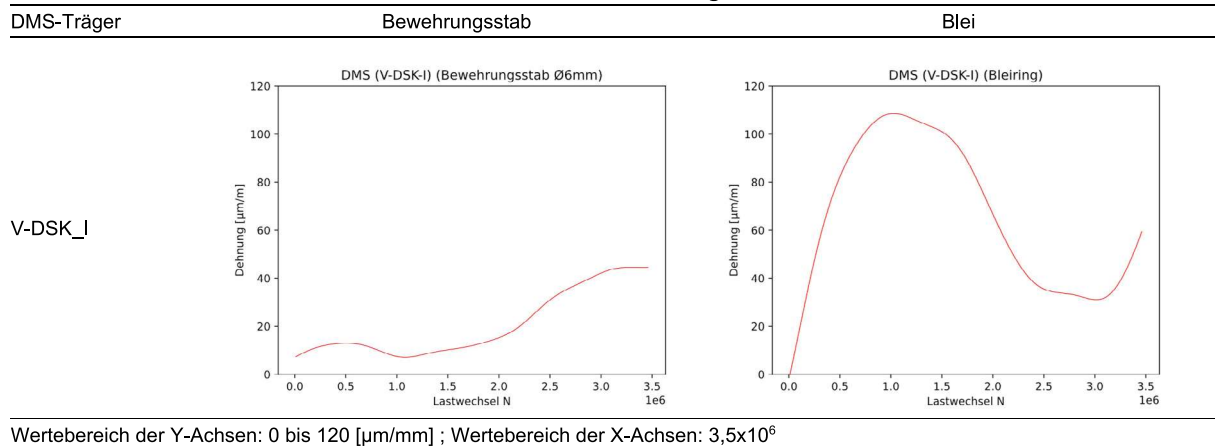
Wertebereich der Y-Achsen: 0 bis 1,2 [mm] ; Wertebereich der X-Achsen: in Abhängigkeit der Lebensdauer

3.3 Betondehnungen und -schädigung

Im Nahbereich der Dübelfüße wurden die Betondehnungen innerhalb des Betongefüges aufgezeichnet. Dazu wurden verschiedene Messkonzepte nach Abschnitt 2.2 verwendet. Vergleicht man die Dehnungen der verschiedenen Messkonzepte versuchsweise untereinander, ist erkennbar, dass die Dehnungen deutlich geringer ausfallen, wenn als Trägermaterial Stahl anstelle von Blei verwendet worden ist. Daran lässt sich gut die erwartbare, bewehrende Wirkung von Stahl (höherer E-Modul) als Trägermaterial für DMS erkennen. Blei liegt mit einem E-Modul von ca. 20.000 MPa in einer ähnlichen bzw. sogar geringeren Größenordnung als der verwendete Beton. Eine bewehrende Wirkung ist ausgeschlossen. Der Bleiring wird im Verbund liegend vom

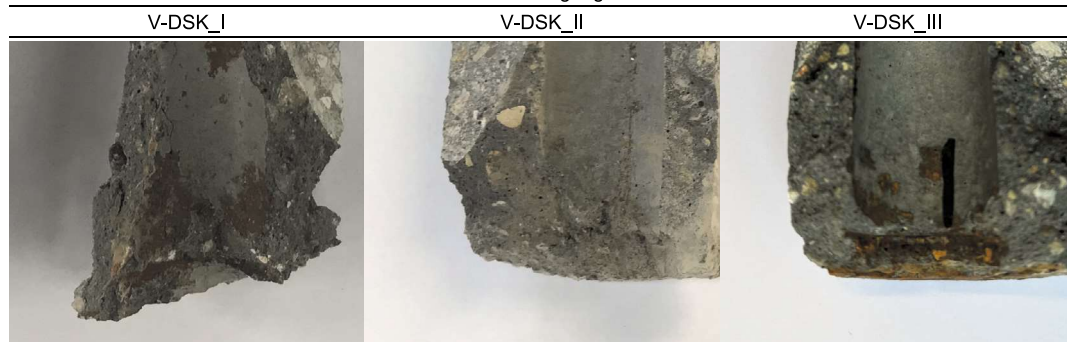
Beton „mitgezogen“, wodurch aussagekräftigere Ergebnisse für die Betondehnung als bei herkömmlichen Messkonzepten erreicht werden.

Tab. 4. Betondehnungen



Im Anschluss an die Versuchsdurchführungen wurde der den KBD umgebenden Beton mit einer Kernbohrung freigelegt. Diese Betonzylinder wurden aufgetrennt, um anschließend die Betonschädigungen am Dübelfuß beurteilen zu können (Tab. 5). Es zeigt sich, dass bei V-DSK_I mit geringer Oberlast und größter Lastamplitude relativ große Betonerstörungen zu erkennen sind. Das abgetragene Material befand sich am Versuchsende als Betonstaub unterhalb der Verbundfuge. Bei V-DSK_II (höhere Oberlast mit geringerer Lastamplitude) zeigte sich ein deutlich niedrigerer, aber teils immer noch erheblicher Betonabrieb. Bei V-DSK_III (gleiche Oberlast, niedrigere Lastamplitude) konnten hingegen keine Betonerstörungen mehr festgestellt werden. Die Kontur des Schweißwulstes am Dübelfuß war nach Versuchsende noch erkennbar.

Tab. 5. Betonschädigung am Dübelfuß



Literatur

- [1] Geißler, K. u. Gebert, G.: Zu Entwurf, Konstruktion und Berechnungsspezifika von aktuellen Großbrücken in Stahlverbundbauweise. Stahlbau 89 (2020) 2, S. 148–163
- [2] Geißler, K., Mager, M. u. Rodemann, J.: Stahlverbundbrücken – Berechnung, Bemessung und Konstruktion. In: Kuhlmann, U. (Hrsg.): Brücken. Neue Eurocode-Generation. Stahlbau-Kalender, 23. Jahrgang (2021). Berlin: Ernst & Sohn 2021, S. 739–928
- [3] DIN EN 1994-2:2010-12, Eurocode_4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton_- Teil_2: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für Brücken; Deutsche Fassung EN_1994-2:2005_+ AC:2008
- [4] Richtlinie:1981. Richtlinien für die Bemessung und Ausführung von Stahlverbundträgern
- [5] DIN EN 1994-1-1:2010-12, Eurocode_4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton_- Teil_1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN_1994-1-1:2004_+ AC:2009