# Hochfrequente Ermüdungsversuche zur Schubkraftübertragung in unbewehrten Fugen

J. Berger, P. Huber, J. Feix, J. Kollegger

Zusammenfassung Der Beitrag beschäftigt sich mit experimentellen Untersuchungen zur Ermüdung von Betonverbundfugen. Die kritische Betrachtung des Haftverbundes in Hinblick auf Ermüdung durch die Norm war Motivation für die Durchführung von Ermüdungsversuchen an großformatigen Versuchskörpern. Für die Durchführung von experimentellen Untersuchungen kam eine an der TU Wien entwickelte Methode zur Anwendung welche hohe Prüffrequenzen an großen Prüfkörpern zulässt. Bei dieser Methode wird der Versuchskörper in der ersten Eigenfrequenz angeregt und die Ermüdungsbeanspruchung durch dynamisch generierte Kräfte erzeugt. Die Effizienz liegt im geringen Zeitbedarf sowie dem geringen Energieverbrauch gegenüber anderen Methoden. Es wurden zwei Versuchsserien an Großversuchskörpern mit Zug- und Druckzonenergänzung zur Untersuchung der Schubkraftübertragung in der Fuge durchgeführt. Darüber hinaus werden die Erkenntnisse von bereits durchgeführten experimentellen Ermüdungsversuchen zum Haftverbund betrachtet und gegenübergestellt. Die Anforderungen der RVS 15.02.34 [1] an die Betonverbundfuge und die Betrachtung des Ermüdungsnachweises werden aufgegriffen und vorgestellt. Die Thematik dieser Forschungsarbeit findet Anwendung beim Einsatz von Aufbeton im Brückenbau als Verstärkungsbeton oder als Betonfahrbahnbelag in direkter Verbindung mit Brückenfahrbahnplatten aus Beton.

# High-frequency fatigue tests on the shear strength at the unreinforced interface between concretes cast at different times

**Abstract** This article deals with experimental studies concerning fatigue of the interface between concrete cast at different times. The critical view on the adhesive bond in terms of fatigue by the design standards was the motivation for performing fatigue tests on large-scale specimens. For the experimental investigations a method developed at TU Wien was used, which allows high testing frequencies for large specimens. In this method, the specimen is excited in its natural frequency and the fatigue stress is generated by the dynamic forces. The efficiency of this method is based on the minimal time requirement and the low energy consumption com-

Dipl.-Ing. Dr. Johannes Berger

#### Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jürgen Feix

Universität Innsbruck

Institut für Konstruktion und Materialwissenschaften Arbeitsbereich Massivbau und Brückenbau Technikerstraße 13, 6020 Innsbruck, Österreich Massivbau-und-Brueckenbau@uibk.ac.at

### Dipl.-Ing. Dr. Patrick Huber

#### o.Univ.-Prof. Dr.-Ing. Johann Kollegger

Technische Universität Wien Institut für Tragkonstruktionen- Betonbau Karlsplatz 13/212, 1040 Wien, Österreich betonbau@tuwien.ac.at pared to the currently applied methods. Two series of experiments were carried out at large-scale test bodies. The results of other performed experimental fatigue tests to bonding between old and new concrete are presented and compared. The requirements of the RVS 15.02.34 [1] to concrete bonding joints and the fatigue analysis for concrete overlays are presented. The subject of this research is used for concrete overlays or concrete road surfaces on bridges.

## 1 Einleitung

Die statische Neubeurteilung der Tragfähigkeit von Brücken gewinnt aufgrund des mittlerweile hohen Durchschnittsalters der Bauwerke und des stetigen Anstiegs der Verkehrsbelastung zunehmend an Bedeutung [2], [3], [4], [5], [6]. Um das in den aktuellen Normenwerken geforderte Sicherheitsniveau [7], [8] zu erreichen, lassen sich Verstärkungs- und Sanierungsmaßnahmen vielfach nicht vermeiden [9]. Der Einsatz von Aufbeton zur Steigerung der Tragfähigkeit ist ein mittlerweile oft verwendetes Verfahren. Der aufgebrachte Neubeton und die Altbetonschicht müssen zur Erreichung einer schubfesten Verbindung über die gesamte Fläche kraftschlüssig miteinander verbunden werden. Durch das unterschiedliche Alter der Betone entsteht eine Fuge - die Grenzfläche zwischen Alt- und Neubeton. Die Übertragung der Schubspannungen in der Schubfuge durch Adhäsion bietet großes Potenzial und in der Regel sind die Verbundspannungen zwischen Alt- und Neubeton wesentlich kleiner als die Verbundfestigkeit aus reiner Adhäsion [10]. Im Brückenbau wird das Ermüdungstragverhalten für den Traganteil aus Adhäsion durch die Norm kritisch bewertet. Rechnerisch wird die Ermüdungsfestigkeit von Betonkonstruktionen mittels den Bruchbedingungen für Bewehrung, Betondruck und Betonschub nachgewiesen.

Zur Erlangung von praktischen Aussagen über das Ermüdungsverhalten der Verbundfuge von Betonen unterschiedlichen Alters wurden experimentelle Dauerschwingversuche durchgeführt. Zur Anwendung gelang eine neue Methode durch welche eine hochfrequente Ermüdungsbeanspruchung auf großmaßstäbliche Versuchskörper aufgebracht werden kann. Dadurch verringert sich die Versuchszeit im Vergleich zu konventionellen Methoden erheblich. In diesem Beitrag wird zu Beginn auf die Bemessung der Verbundfuge eingegangen, anschließend werden Forschungsergebnisse aus der Literatur vorgestellt. Es folgt die Beschreibung der Prüfvorrichtung für hochfrequente Dauerschwingversuche an Biegeträgern und die Präsentation der Ergebnisse der experimentellen dynamischen und statischen Untersuchungen welche für vorgespannte Plattenstreifen mit Druck- und Zugzonenverstärkung durchgeführt wurden.

245

### 2 Tragverhalten der Schubfuge

#### 2.1 Allgemeines

246

Als Schubfuge wird eine Grenzfläche zwischen Betonen unterschiedlichen Alters bezeichnet, die im Wesentlichen durch Schubspannungen in der Fugenebene beansprucht wird [11].

Die Schubkraftübertragung in der Verbundfuge zwischen neuem und altem Beton setzt sich aus mehreren Traganteilen zusammen, welche zu verschiedenen Belastungs- und Verschiebungszeitpunkten wirken. Sie stehen dabei teilweise in indirekter Abhängigkeit zueinander. Nach dem Aufbringen der Neubetonschicht entwickelt sich der Haftverbund als stoffliche Komponente im Gesamttragverhalten. Durch die Rissbildung in der Verbundfuge in Interaktion mit einer Fugennormalkraft bildet sich nach verschiedenen Modellvorstellungen der maßgebende Traganteil aus, die sogenannte Rissreibung oder Rissverzahnung. Dieser Mechanismus kann jedoch erst aktiviert werden, wenn die Haftverbundfestigkeit überschritten wurde. Der durch Überschreiten des Haftverbunds entstandene Riss führt zu einer Rissverschiebung und zugleich, infolge der unebenen Rissoberfläche, zu einer Rissöffnung. Der zu übertragende Schub wird einerseits durch Reibung über die Zahnflanken geleitet, andererseits bewirkt die stets fortschreitende Rissuferverschiebung Scherbeanspruchungen der Verbundbewehrung, wodurch Zugkräfte im Bewehrungsstab senkrecht zur Fuge entstehen [12].

#### 2.2 Unbewehrte Fuge - Haftverbund

Der Haftverbund stellt bei unbewehrten Verbundfugen den maßgebenden Traganteil dar. Er resultiert aus Adhäsion zwischen altem und neuem Beton, welche die Haftwirkung an der Grenzschicht zwischen einer festen Fläche und einem anderen Stoff aufgrund von atomaren und molekularen Kräften beschreibt [12]. Nach Bischof [13] kann zwischen spezifischer und mechanischer Adhäsion unterschieden werden. Während die spezifischen Adhäsionsmodelle auf chemischen und physikalischen Wechselwirkungen in der Haftzone basieren, versteht man unter mechanischer Adhäsion Verzahnungseffekte im mikroskopischen Bereich.

#### 2.3 Schubkraftübertragung in Fugen nach Eurocode 2

Die Bemessung der Schubkraftübertragung in Fugen zwischen Betonen unterschiedlichen Alters nach ÖNORM EN 1992–1–1 [7] wird nachstehend beschrieben. Es muss der Nachweis erbracht werden, dass der Bemessungswert der einwirkenden Schubkraft  $v_{Edi}$  kleiner als der Bemessungswert des Schubwiderstands  $v_{Rdi}$  ist:

$$v_{Edi} \le v_{Rdi} \tag{1}$$

 $v_{Rdi}$  ist der Bemessungswert des Schubwiderstands in der Fuge und ist für senkrecht zur Fuge angeordnete Verbindungselemente gegeben durch:

$$v_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{\gamma d} \cdot \mu \le 0, 5 \cdot \nu \cdot f_{cd}$$
<sup>(2)</sup>

mit

f<sub>ctd</sub> Bemessungswert der zentrischen Betonzugfestigkeit

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{0.7 \cdot f_{ctm}}{\gamma_c}$$
 mit  $\alpha_{ct} = 1.0$ ;  $\gamma_c = 1.5$ 

c, μ Beiwerte, die von der Rauigkeit (sehr glatt, glatt, rau, verzahnt) der Fuge abhängen

- $\begin{array}{ll} \sigma_n & \mbox{Spannung infolge der kleinsten Normalkraft senkrecht zur Fuge die gleichzeitig mit der Schubbeanspruchung wirken kann (positiv für Druck, sodass \\ \sigma_n < 0,6 \ f_{cd} \ und negativ \ für Zug). Ist \\ \sigma_n \ eine Zugspannung, ist in der Regel \\ c \cdot f_{ctd} \ mit \ 0 \ anzusetzen \end{array}$
- ρ geometrischer Bewehrungsgrad der Verbundbewehrung (Bewehrungsmenge im Verhältnis zur Fugenfläche A<sub>s</sub>/A<sub>i</sub>)
- $v \cdot f_{cd}$  Bemessungswert der Druckfestigkeit für unter Querzug gerissenem Beton empfohlener Wert:

$$\nu = 0, 6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$

Der Tragwiderstand einer Schubfuge setzt sich somit aus den in **Gleichung (2)** angeführten Traganteilen – Haftverbund, Reibung und Traganteil der Bewehrung – zusammen [14].

Die Haftfestigkeit  $v_{Rj,ad}$  beträgt nach ÖNORM EN 1992–1–1 [7]:

$$\mathbf{v}_{\mathrm{Rj,ad}} = c \cdot f_{ct} \tag{3}$$

Für  $f_{ctd}$  ist bei unterschiedlichen Festigkeiten von Alt- und Neubeton der kleinere Wert der Zugfestigkeit maßgebend. Die neben der Zugfestigkeit der Betone maßgebenden Einflussgrößen wie die Rauigkeit der Altbetonoberfläche werden durch den Koeffizienten c erfasst [11].

Eine Fugenmindestbewehrung sowie nähere Informationen zur Ausbildung von Randbereichen werden im Grunddokument des Eurocode 2 nicht behandelt. Im nationalen Anwendungsdokument von Österreich (ÖNORM B 1992–1–1 [15]) wird diese Thematik näher behandelt. Aufgrund der darin umfangreichen Beschreibung wird an dieser Stelle lediglich auf die nationalen Festlegungen verwiesen.

#### 2.4 Ermüdungsbeanspruchung von Verbundfugen

Dynamische Beanspruchungen können dazu beitragen, dass sich das Tragverhalten von nachträglich ergänzten Bauteilen im Laufe der Zeit verschlechtert [16].

Ein separater Ermüdungsnachweis für unbewehrte Fugen wird nach ÖNORM EN 1992–1–1 [11] bisher nicht gefordert. Aussagen zur Dauerschwingfestigkeit sind bei Bauteilen aus Beton ohnehin schwierig, da Beton im Gegensatz zu Metallen keine "echte" Dauerschwingfestigkeit aufweist oder bisher noch keine Dauerschwingfestigkeit nachgewiesen werden konnte [17]. Nach ÖNORM EN 1992–1–1 6.2.5 (5) sind bei dynamischer oder Ermüdungsbeanspruchung in der Regel die Werte für c (Haftverbund) zu halbieren.

Gemäß dem Brückenteil ÖNORM EN 1992–2 [8] darf bei der Schubkraftübertragung in Fugen im Falle dynamischer oder ermüdungsrelevanter Belastungen überhaupt keine Kohäsion in Rechnung gestellt werden, das heißt die Beiwerte c sind mit null anzunehmen.

#### 2.5 Festlegungen gemäß RVS 15.02.34 [1]

Die Österreichische Forschungsgesellschaft Straße – Schiene – Verkehr hat im Zusammenwirken mit dem Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie, der AS-FINAG und den Landesbaudirektionen der Bundesländer die "RVS 15.02.34: Bemessung und Ausführung von Aufbeton auf Fahrbahnplatten" ausgearbeitet [1]. Die RVS ist für Straßenbrücken im Zuge von Straßen mit öffentlichem Verkehr anzuwenden. Sie regelt wie die Bemessung in Anlehnung an ÖNORM EN 1992-x erfolgt und zielt auf technisch optimierte, sichere und nachhaltige Verkehrsinfrastrukturanlagen hin unter Einhaltung der in dieser RVS definierten Randbedingungen für die Ausführung.

In dieser Richtlinie sind Anweisungen bezüglich der Fugenvorbereitung, der Betonrezeptur und des Einbaus des Neubetons für die Ausführung von Aufbeton auf Fahrbahnplatten zu finden sowie ein zur Norm alternativer Ansatz für den Ermüdungsnachweis der Verbundfuge.

#### 2.5.1 Bemessung der Fuge

Es wird davon ausgegangen, dass die hohen Anforderungen, welche diese RVS an die Fuge stellt, außerhalb der Regel sind, welche der Eurocode annimmt, aber nicht genauer spezifiziert. Diese Annahme wird mit den Ergebnissen der in Punkt 8 in der RVS [1] angeführten nationalen Versuchen begründet.

#### 2.5.2 Ermüdung

Der Nachweis ist gemäß ÖNORM EN 1992–2, Punkt 6.8.7, zu führen, wenn das Ermüdungslastmodell 3 gemäß ÖNORM EN 1991–2 anzusetzen ist. Dabei wird monolithisches Tragverhalten des Gesamtquerschnitts vorausgesetzt, welches auf den besonderen Anforderungen an die Fuge gemäß dieser RVS gründet. Es wird davon ausgegangen, dass in der Fuge dieselben Gesetzmäßigkeiten für die Ermüdung gelten wie generell für Beton. Kann der Ermüdungsnachweis ohne Verbundmittel nicht erbracht werden, so ist diese RVS generell nicht anzuwenden und der Nachweis ist für die betroffenen Bereiche ausschließlich gemäß ÖNORM EN 1992–2 und ONR CEN/TS 1992–4, Teile 1 bis 5 zu führen.

#### 2.6 Bemessung einer ermüdungsbeanspruchten Verbundfuge nach Model Code 2010 [30]

In Abhängigkeit der Haftfestigkeit, der Rauheit der Oberfläche und dem Bewehrungsgrad dominiert entweder die Haftverbundfestigkeit oder der andere Anteil aus Schubreibung und Dübelwirkung das Gesamttragverhalten. Daher können zwei Situationen unterschieden werden:

Starke Haftverbundfestigkeit "starrer" Verbund Haftverbund ist der wichtigste Traglastanteil beim Schubwiderstand.

Schwache Haftverbundfestigkeit "schwacher" Verbund Reibung und Dübelwirkung liefern den wichtigsten Traglastanteil beim Schubwiderstand.

Die Empfehlung für die Bemessung einer ermüdungsbeanspruchten Verbundfuge nach Model Code 2010 [30] berücksichtigt ob unter Ermüdungsbeanspruchung Risse in der Fuge zu erwarten sind oder nicht. Als einfacher Bemessungsansatz für starren Verbund (z.B.: ungerissene Ver-

#### 3 Überblick über bisher durchgeführte Ermüdungsversuche an Verbundfugen

Ermüdungsversuche zum Tragverhalten unbewehrter Betonschubfugen, welche an anderen Universitäten durchgeführt wurden, werden nachstehend kurz beschrieben. **Tabelle 1** liefert Informationen zu den Ermüdungsversuchen sowie zu den anschließend durchgeführten Traglastversuchen der Versuchsserie mit der jeweils höchsten Beanspruchung.

#### 3.1 ETH Zürich

Das Ziel der Forschungsarbeit bestand darin, das Verbundverhalten zwischen Alt- und Neubeton unter Berücksichtigung verschiedener Parameter empirisch zu untersuchen [10]. Mit dynamischen Versuchen wurde die Ermüdungsfestigkeit der Verbundzone überprüft. Es wurden Ermüdungsversuche an zwei Trägern mit den Abmessungen  $l/b/h = 4,5 \ge 0,4 \le 0,25 + 0,08 m$  durchgeführt.

Bei den dynamischen Versuchen konnten trotz des sehr ungünstigen Verhältnisses von Verbundspannung zu Stahlspannung (im Neubeton) keine Verbundrisse festgestellt werden. Auch beim abschließenden Bruchversuch ergab die vorgängige dynamische Beanspruchung keine Abminderung der Verbundfestigkeit.

#### 3.2 Technische Universität München

Das Ermüdungstragverhalten von unbewehrten Schubfugen wurde an nachträglich ergänzten Betonprüfkörpern experimentell untersucht. Dabei kamen Kleinkörper (3 x 10/15/50 cm) mit einer Fugenfläche von  $A_j = 750 \text{ cm}^2$ zwischen Alt- und Neubeton (normal- und hochfester Beton) zur Anwendung. Es zeigte sich, dass in der Verbundfuge kaum Schädigungen zu beobachten waren, wenn die wiederholt aufgebrachte Oberspannung nur etwa 50 % der Bruchschubspannung betrug. Die Auswertung der Versuche bestätigte, dass die Haftverbindung zwischen Alt- und Neubeton keiner stärkeren Ermüdungsgefahr unterliegt als äquivalent beanspruchte monolithische Bauteile. Die Zugabe von grenzflächenaktiven Fließmitteln beeinflusst die Verbindung zwischen Alt- und Neubeton positiv [17], [18].

### 3.3 Technische Universität Graz

Es wurden experimentelle Untersuchungen zum Tragverhalten nachträglich ergänzter Stahlbetonplatten durchgeführt. Ziel dieser Untersuchungen war es, den experimentellen Nachweis zu erbringen, dass die Schubfugen nachträglich ergänzter Fahrbahnplatten aus Stahlbeton den dynamischen Beanspruchungen durch Radlasten auch dann noch gewachsen sind, wenn Schubdübel nur in den Randbereichen angeordnet werden [19]. Es wurden vier Ver-

bundfuge) soll bei zyklischer Belastung die Haftverbundfestigkeit auf 50 % reduziert werden, und bei einer nicht starren Verbindung soll die Ermüdungsfestigkeit mit 40% des statischen Schubfugenwiderstandes der Verbundfuge angesetzt werden [31].

Tabelle 1.Kennwerte der Ermüdungsversuche von anderen UniversitätenTable 1.Characteristics of fatigue tests from other universities					
Universität	Lastwechsel	v <sub>fat,max</sub>	$\Delta v_{fat}$	ν <sub>u</sub>	Versagensform
ETH Zürich	2,0 Mio.	1,30 N/mm <sup>2</sup>	1,00 N/mm <sup>2</sup>	2,20 N/mm <sup>2</sup>	Biegebruch - Ermüdung der Bewehrung
TU München	2,0 Mio.	1,47 N/mm <sup>2</sup>	0,98 N/mm <sup>2</sup>	2,71 N/mm <sup>2</sup>	Kleinkörper - Schubversagen
TU Graz	2,15 Mio.	0,25 N/mm <sup>2</sup>	0,06 N/mm <sup>2</sup>	0,67 N/mm <sup>2</sup>	Biegedruckversagen
UNI Innsbruck	2,0 Mio.	0,20 N/mm <sup>2</sup>	0,14 N/mm <sup>2</sup>	0,52 N/mm <sup>2</sup>	Schubbruch Grundplatte

247

# Hauptaufsatz

suchskörper mit den Abmessungen l/b/h = 300/200/30 + 10 cm hergestellt.

Es konnte gezeigt werden, dass Betonschubfugen ohne Verdübelung imstande sind, große statische und dynamische Beanspruchungen ohne erfassbare Veränderungen des Tragverhaltens zu ertragen.

#### 3.4 Universität Innsbruck

Im Zuge eines Forschungsvorhabens wurden nachgebildete Brückenkragplatten getestet, bei denen die Oberflächenrauigkeit der Grundplatte, die Bewehrungsmenge in der Aufbetonschicht und die wirksame Verbundfläche in der Schubfuge variiert wurde [20], [21]. Die Oberflächen der Versuchsgrundplatten wurden mittels Hochdruckwasserstrahlen unterschiedlich rau hergestellt. Die Abmessungen der Versuchskörper betrugen l/b/h = 510/100/6 - 20 + 6 cm mit einem Versuchsaufbau in Form eines 1m Streifens einer Brückenplatte unter Randlasten. Bei diesen Versuchen wurde erstmals auch der Einfluss von Temperaturgradienten über die Querschnittshöhe als Vorbelastung berücksichtigt.

Ein negativer Einfluss der dynamischen Beanspruchung auf die Festigkeit der Betonschubfugen konnte aus den Ergebnissen der durchgeführten Versuche nicht abgelesen werden.

#### 4 Prüfvorrichtung für hochfrequente Dauerschwingversuche an Biegeträgern

An der Technischen Universität Wien wurde am Institut für Tragkonstruktionen- Betonbau ein neues Prüfverfahren entwickelt [22], mit welchem hohe Prüffrequenzen für Dauerschwingversuche möglich sind. Die Nutzung des Resonanzeffekts ermöglicht im Gegensatz zu servohydraulischen Versuchsdurchführungen deutlich schnellere Versuchsabläufe bei wesentlich geringerem Energieeinsatz.

Bei der Ermittlung der Ermüdungsfestigkeit von Beton wurde festgestellt, dass die Belastungsfrequenz eine nicht zu vernachlässigende Rolle spielt [32]. In Versuchen wurde festgestellt, dass eine höhere Belastungsfrequenz zu einer



Bild 1. Versuchsaufbau [23] Fig. 1. Test setup [23]



**Bild 2. Dynamische Grundlagen: (a) Ungedämpfter Einmassenschwinger; (b) Grundschwingung Einfeldträger** Fig. 2. Dynamic fundamentals: (a) Undamped single degree-of-freedom system;

(b) Fundamentals: (a) Undamped single degree-of-freedom system;(b) Fundamental frequency simply supported beam

erhöhten Bruchlastwechselzahl führt. Es hat sich auch gezeigt, dass im Bereich von hohen Oberspannungen größer werdende Frequenzen auch größere Bruchlastwechselzahlen bewirken. Erkenntnisse zum Einfluss der Dehnungsgeschwindigkeit bei Ermüdungsversuchen zur Schubkraftübertragung liegen nicht vor, es wird aber angenommen, dass der Einfluss ähnlich ist wie bei Untersuchungen zur Ermüdungsfestigkeit der Betondruckfestigkeit. Aus diesem Grund wurden Versuche mit bis zu vier Millionen Lastwechsel durchgeführt.

#### 4.1 Versuchsaufbau

Die Ermüdungsversuche wurden im Labor des Instituts für Tragkonstruktionen- Betonbau der Technischen Universität Wien durchgeführt. Ein für hochfrequente Schwingversuche angefertigter Prüfrahmen bildet dabei die Unterkonstruktion sowie die Auflagerfläche (Bild 1). Das trogförmige 16 m lange Spannbetonbauteil ist auf Federpaketen gelagert und weist im Abstand von einem Meter Aufspannpunkte auf. Der Versuchskörper wurde auf drei selbstzentrierenden Pendelstützen gelagert. Diese leiten die Kräfte über Stahlprofile in die Seitenstege des Betontrogs ab. Ein weiteres Querhaupt, welches über Gewindestangen mit dem Prüfrahmen verbunden wird, dient zur Lasteinleitung und zum Aufbringen der Grundkraft. Durch Vorspannen der Gewindestangen mit Spannpressen wird das Mittellastniveau auf den Prüfkörper aufgebracht. Zur Gewährleistung der Schwingungsfähigkeit des Systems werden die Gewindestangen durch Federn mit dem Prüfrahmen elastisch gekoppelt.

Am lasteinleitenden Querhaupt wird der Unwuchterreger mit Antriebsmotor zum Aufbringen der dynamischen Belastung montiert. Der in der Mitte des Prüfkörpers positionierte Unwuchterreger versetzt den Prüfkörper in die gewünschte Schwingung, mit dem Ziel den Versuchskörper in der Eigenfrequenz anzuregen. Der Resonanzeffekt bringt den Vorteil, dass mit relativ geringem Kraftaufwand hohe Schwingungsamplituden erzeugt werden können. Die Steuerung des Unwuchterregers erfolgt mittels einem Niederspannungsumrichter und Abgleichgerät (optische Lichtschranke) für den Signalabgleich. Das Signal des Erregers wurde mit einem am Versuchskörper montierten Beschleunigungssensor synchronisiert.

#### 4.2 Grundlagen der Dynamischen Berechnung

Die Grundidee der Prüfmethode ist es, die Erregerfrequenz so zu wählen, dass der Versuchskörper in seiner Eigenfrequenz angeregt wird. Um die Erregerfrequenz entsprechend wählen zu können, muss zuvor die Eigenfrequenz bestimmt werden. Als dynamisches Modell für die Prüfeinrichtung wird vereinfacht ein ungedämpfter Einmassenschwinger mit einem Freiheitsgrad angenommen (**Bild 2**a). Der ungedämpfte lineare Einmassenschwinger wird durch folgende lineare Differenzialgleichung 2. Ordnung beschrieben:

$$m \cdot \frac{\partial^2 x_{(t)}}{\partial t^2} + c \cdot x_{(t)} = 0 \tag{4}$$

Diese lineare homogene Differenzialgleichung lässt sich mit folgendem Ansatz lösen:

$$(c - \omega_0^2 \cdot m) \cdot \sin(\omega_0 \cdot t) = 0 \tag{5}$$

Obige Gleichung nach der Eigenkreisfrequenz  $\omega_0$  ausgedrückt ergibt:

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{c}{m}} \tag{6}$$

Die Eigenfrequenz  $f_0$  ergibt sich zu:

$$f_0 = \frac{\omega_0}{2 \cdot \pi} \tag{7}$$

#### 4.3 Ritz'scher Ansatz für die generalisierten Werte

Für die dynamische Verformung des Betonträgers wird der eingliedrige Ritz´sche Ansatz  $w_{(x,t)} = q_{(t)} \cdot \phi_{(x)}$  des Einfeldträgers gewählt.

Die Verlaufsfunktion  $\varphi_{(x)}$  wird affin zur statischen Biegelinie eines Einfeldträgers in Form einer sinusförmigen Halbwelle als Ansatz gewählt (Bild 2b).

$$\varphi_{(x)} = \sin \frac{\pi \cdot x}{l} \tag{8}$$

Die generalisierte Masse $\tilde{m}$ des Versuchskörpers ergibt sich somit zu

$$\tilde{m} = \int_0^l \rho \cdot A_{(x)} \cdot \varphi_{(x)}^2 dx = \rho \cdot A \cdot \frac{l}{2}$$
(9)

und die generalisierte Steifigkeit  $\tilde{k}$  zu



**Bild 3. Federmodell der Prüfanlage** Fig. 3. Spring model of the test setup

$$\tilde{k} = \int_0^l E \cdot I \cdot \left(\frac{\partial^2 \varphi_{(x)}}{\partial x^2}\right)^2 dx = \frac{E \cdot I \cdot \pi^4}{2 \cdot l^5}$$
(10)

#### 4.4 Federmodell der Prüfanlage

Das Federmodell der Prüfanlage, **Bild 3**, wird in die Steifigkeiten eines Primär- und Sekundärsystems unterteilt [24], [25]. Das Primärsystem besteht aus dem Prüfkörper mit der Länge 1, das Sekundärsystem aus der Konstruktionshilfsmaßnahme mit einem Querhaupt, zwei Zuggliedern und zwei Federpaketen. Die Federsteifigkeiten des Primär- und Sekundärsystems sind parallel zueinander geschalten. Die somit ermittelte Steifigkeit wird für das Modell des Einmassenschwingers verwendet.

Die Federsteifigkeit des Versuchskörpers (Primärstruktur) ergibt sich nach **Gleichung (10)** zu:

$$c_{\Pr im\ddot{a}r} = \frac{E \cdot I \cdot \pi^4}{2 \cdot l^5} \tag{11}$$

Die Federsteifigkeit der Sekundärstruktur setzt sich aus mehreren Teilen zusammen. Für die Berechnung der Gesamtsteifigkeit der Hilfskonstruktion bedarf es vorab der Ermittlung der Federsteifigkeit der einzelnen Komponenten:

Das Querhaupt besteht aus zusammengeschweißten U-Profilen (U320):

$$c_{Querhaupt} = 5 \cdot \frac{E \cdot I}{l^3} \tag{12}$$

Als Zugglied wurden Gewindestangen M36 verwendet.

$$c_{Zugglied} = \frac{E \cdot A}{l} \tag{15}$$

Die Federsteifigkeit des Federelements kann dem Produktblatt entnommen werden. Es wurde für jedes Zugglied ein Federelement angeordnet um die Verschiebungen zufolge der dynamischen Beanspruchung aufnehmen zu können. Die Tragelemente der Sekundärstruktur sind miteinander in Serie geschalten und ergeben sich zu:

$$\frac{1}{c_{Sekundär}} = \frac{1}{c_{Querhaupt}} + \frac{1}{c_{Zugglied}} + \frac{1}{c_{Federelement}}$$
(14)

#### 4.5 Dynamische Belastung

Die durch den Unwuchterreger erzeugte Schwingung wird affin zur Biegelinie des Versuchskörpers in Form einer sinusförmig verteilten Linienlast angenommen, **Bild 4**. Die durch die Beschleunigung des Versuchskörpers resultierenden Schnittgrößen (Biegemoment in Feldmitte  $M_m$  und Querkraftkraft am Auflager  $V_a$ ) ergeben sich wie folgt [26]:

$$M_m = q_0 \cdot \left(\frac{l}{\pi}\right)^2 \tag{15}$$



Fig. 4. Sinusoidal load

ıd

249



250

$$V_a = q_0 \cdot \frac{l}{\pi} \tag{16}$$

## 5 Ermüdungsversuche an Plattenstreifen

Durch Versuche an Plattenstreifen lassen sich die real auftretenden Beanspruchungen im Brückenbau ausreichend genau simulieren. Umfangreiche Parameterstudien zur Untersuchung des Ermüdungsverhaltens an großmaßstäblichen Versuchskörpern sind wegen des großen Herstellungs- und Prüfaufwands leider oft nicht möglich. Die Auswertung der Ergebnisse wird durch das Vorhandensein von messtechnisch schwer erfassbaren Zwangsbeanspruchungen infolge eines unterschiedlichen Schwindverhaltens des neuen und alten Betons erschwert. Ohne eine realitätsnahe Abschätzung der durch ungleiches Schwinden und den Abfluss der Hydratationswärme hervorgerufenen Spannungen lassen sich die nachfolgend gezeigten Ergebnisse nur sehr vage auf andere Betone und andere Bauteilgeometrien übertragen.

Bei den nachstehend angeführten Versuchsbeschreibungen handelte es sich um die von der Österreichischen Forschungsförderungsgesellschaft (FFG) geförderten Projekte, "Vorgespannte Betonbrücken ohne Abdichtung und Fahrbahnbelag" und "Technologie zur Aufbringung eines Fahrbahnaufbaus für bestehende Brücken mit einer Fahrbahnplatte aus Beton".

# 5.1 Versuche zum Ermüdungsverhalten der Verbundfuge von Betonbrücken mit integriertem Fahrbahnbelag

Bei dem ersten oben angeführten Forschungsprojekt wurde der Ansatz verfolgt, dass Betonbrücken ohne Abdichtung und Fahrbahnbelag so ausgeführt werden, dass die gesamte Bewehrung aus korrosionsgefährdetem Material in Hüllrohren aus Kunststoff angeordnet ist und die Betonoberfläche des Überbaus frei von Isolations- und Abdichtschichten ist. Der Querschnitt soll in zwei Schichten betoniert werden, um eine Fahrbahn zu erhalten, welche die Anforderungen an Ebenflächigkeit, Lagegenauigkeit und Griffigkeit erfüllt. Hierfür wurden experimentelle Untersuchungen an vorgespannten Prüfkörpern bezüglich des Verbundverhaltens zwischen Betonfahrbahnbelag und Tragwerksbeton ohne Verwendung von mechanischen Verbindungsmitteln durchgeführt.

Im Zuge des Projekts wurden vier Versuchskörper hergestellt, wobei die geometrische Auslegung in Anlehnung an die Egg-Graben Brücke [27] erfolgte, welche nach dem beschriebenen Ansatz entworfen und errichtet wurde. Insgesamt wurden vier Ermüdungsversuche mit vier Millionen Lastwechseln und einer Prüffrequenz zwischen 8Hz und



10

aus Versuchsserie 1

Bild 5. Längsansicht der Versuchskörper

Fig. 5. Longitudinal view of the specimen

63

Aufbeton Bild 6. Querschnitt der Versuchskörper aus Versuchsserie 1

Fig. 6. Cross section of the specimen of test series 1

63

5cm

15 Hz durchgeführt. Anschließend wurden sie statisch bis zum Erreichen der Traglast belastet.

Im Rahmen der Versuche wurden folgende Paramater untersucht:

- Beanspruchung des Oberbetons durch Biegung auf Druck (Druckzonenergänzung) und Zug (Zugzonenergänzung),
- Verbundfugenrauigkeit: Rüttel- und Rechenrau und Hochdruckwasserstrahlen.

### 5.1.1 Versuchskörperabmessungen und Betonkennwerte

**Bild 5** zeigt die Längsansicht der unterschiedlichen Versuchskörper inklusive der Spannglied- und Bewehrungsführung. Die Querschnittsabmessungen für die Versuchsserie 1 betrugen 0,63m Breite und 0,50m Höhe, **Bild 6**. Anschließend wurde noch 0,05m unbewehrter Oberbeton auf das Tragwerk aufgebracht. Für die Länge des Versuchskörpers war die angestrebte Eigenfrequenz des Versuchsaufbaus maßgebend, wodurch sich eine Länge von 7,7m ergab. Die verwendeten Betone wiesen folgende Eigenschaften auf:

Tragwerksbeton	C 30/37/GK16/I	F45/B3/CEMI-52,5R
	(W/B=0,5)	$f_{cm, 28d} = 49 \text{ N/mm}^2$
Oberbeton	OB/GK11/F52 (	W/B =0,42)
	$f_{cm} = 57 \text{ N/m}$	1m <sup>2</sup>

Die Oberflächenrauigkeit wurde mit der Sandfleckmethode ermittelt und betrug für die rüttelrauen Oberflächen 1,6 mm bis 3,2 mm und für die rechenrauen 4,4 mm bis 5,0 mm.

#### 5.1.2 Auslegung der Ermüdungsbeanspruchung

Vorgaben für Lastniveaus für Ermüdungsbeanspruchung von Betonfugen sind durch Richtlinien oder Normenwerke nicht gegeben. Aus diesem Grund wurde die Beanspruchung des Versuchskörpers auf Gebrauchslastniveau ausgelegt, und zwar so, dass unter Oberlast der Querschnitt des vorgespannten Versuchskörpers gerade noch überdrückt bleibt. Die Zugfestigkeit des Betons wurde dabei

# Hauptaufsatz

251



**Bild 7. Frequenzverläufe: (a) Versuchsserie 1; (b) Versuchsserie 2** Fig. 7. Frequency gradients: (a) test series 1; (b) test series 2

Tabelle 2.Schubspannungen Ermüdungsversuch: Versuchsserie 1Table 2.Interface shear stress: Test series 1

	VK1 und VK3	VK2	VK4
v <sub>fat,max</sub>	Keine Schubkraft-	0,13 N/mm <sup>2</sup>	0,15 N/mm <sup>2</sup>
$\Delta v_{fat}$	beanspruchung der Fuge	$\pm 0,065  N/mm^2$	$\pm 0,075  N/mm^2$

nicht in Rechnung gestellt. Dadurch ergab sich folgendes Beanspruchungsniveau:

#### 5.1.3 Ermüdungsversuche Druckzonenergänzung

Die erforderliche Mittellast wurde statisch aufgebracht und anschließend wurde der Versuchskörper vier Millionen mal dynamisch belastet. Die Belastungsfrequenzen für die Plattenstreifen lagen zwischen 14,5 Hz und 16,5 Hz und verliefen annähernd konstant, siehe **Bild 7**a. Somit ist von einer gleichbleibenden Steifigkeit während des Versuches auszugehen. Die maximale Beschleunigung in Feldmitte wurde mit  $a_m = 11 \text{ m/s}^2$  gemessen. Die resultierenden Schubspannungen in der Verbundfuge sind in **Tabelle 2** dargestellt.

Während des Versuchs kam es zu einer konstanten Zunahme der Verformung in Trägermitte infolge Kriechen. Die Versuchsdauer betrug zwischen 77 Stunden und 95 Stunden.

Im Bereich der Verbundfuge wurden Messungen der Relativverschiebungen in vertikaler und horizontaler Richtung mittels induktiver Wegaufnehmer durchgeführt. **Bild 8** zeigt eine exemplarische Auswertung der Gleitung der Verbundfuge für den Versuchskörper 4 (VK4). Es ist ersichtlich, dass am Trägerrand die größten und in Trägermitte die kleinsten Wege gemessen wurden. Die Werte sind auf die Verformung durch Biegebeanspruchung zurückzuführen. Mit zunehmender Versuchsdauer kam es zu einem geringen Ansteigen der horizontalen Relativverschiebung der Fuge, welche konstant über die Trägerlänge stattgefunden hat und circa 0,005 mm bei vier Millionen Lastwechseln betrug.

Die Messung der vertikalen Relativverschiebungen im Bereich des Interfaces ergaben sehr kleine Werte, welche mit circa 0,001 mm im Bereich der Messgenauigkeit der Wegaufnehmer lagen. Ein Ablösen der Aufbetonschicht konnte somit bei den Prüfkörpern mit Druckzonenergänzung nicht beobachtet werden. Des Weiteren konnte bezüglich der unterschiedlichen Ausbildung der Oberflächenrauigkeit kein unterschiedliches Ermüdungstragverhalten ausgemacht werden.



#### 5.1.4 Ermüdungsversuche Zugzonenergänzung

Bei zwei Probekörpern erfolgte eine Ermüdungsbeanspruchung des Fahrbahnbetons durch Biegung auf Zug. Dadurch sollte die Situation im Stützbereich von mehrfeldrigen Brückentragwerken simuliert werden. Da der Fahrbahnbeton unbewehrt war kam es zu keiner Schubkraftbeanspruchung der Verbundfuge. Auch bei dieser Versuchsserie fand lediglich eine kontinuierliche Zunahme der Vertikalverformung infolge Kriechen statt. Dies stellt ein deutliches Kennzeichen für ein monolithisches Zusammenwirken der unterschiedlichen Betone dar. Die horizontalen und vertikalen Relativverschiebungen im Bereich der Verbundfuge zeigten ein ähnliches Verhalten auf wie bei der Versuchsserie mit Druckzonenergänzung. Es konnte somit sowohl für die unterschiedlichen Rauigkeiten, als auch für die verschiedenen Beanspruchungsarten der Verbundfuge kein Einfluss ausgemacht werden.

#### 5.2 Versuche zum Ermüdungsverhalten der Verbundfuge zwischen altem und neuem Beton

Im Rahmen des zweiten unter Abschnitt 4 beschriebenen Forschungsprojekts wurde der Ansatz zur Verstärkung bestehender Brückentragwerke mit einem Schichtenaufbau ohne Abdichtungsebene untersucht. Die durch den Schichtenaufbau entstehenden Verbundfugen wurden experimentell bezüglich des Ermüdungsverhaltens der Verbundfuge untersucht. Diese Versuchsserie wurde durchgeführt, um bei Ermüdungsversuchen die zeitlich abhängigen mechanischen Eigenschaften von Beton, vor allem in Hinblick auf Schwinden, zu berücksichtigen. Hierfür wurde auf Stahlbetonplatten, welche aus einer 50 Jahre alten Fahrbahnplatte





herausgeschnitten wurden, neuer Verstärkungsbeton aufgebracht. Dadurch konnte das Ermüdungsverhalten der Verbundfuge unter Berücksichtigung der Auswirkung des unterschiedlichen Kriech- und Schwindverhaltens des neuen und alten Betons bei Beanspruchung des Verstärkungsbetons durch Biegung auf Zug untersucht werden. Dies soll die Situation einer Platte als Haupttragwerk sowie einer Fahrbahnplatte im Bereich negativer Biegemomente widerspiegeln.

#### 252

#### 5.2.1 Versuchskörperabmessungen und Betonkennwerte

Es wurden vier Versuchskörper mit den Querschnittsabmessungen b/h = 0,5 m/0,25 + 0,16 m hergestellt, **Bild 9**. Auf den Grundkörpern (h = 25 cm) wurde der Verstärkungsbeton (h = 16 cm, C 35/45/B4/F45/GK16) aufgebracht, wobei zwei Versuchskörper (VK 1 und VK 2) mit Edelstahl bewehrt (BSt  $550 \ 10 \ 0 \ 16$ ) und zwei Versuchskörper (VK 3 und VK 4) vorgespannt wurden (4 Litzen à  $150 \text{ mm}^2$ ), **Bild 10**. Bei sämtlichen Versuchskörpern war keine Querkraftbewehrung vorhanden. Zur Erzeugung einer höheren Schubspannung in der Verbundfuge wurde bei einem Versuchskörper (VK 2) die Verbundfugenbreite durch Einschneiden von 50 cm auf 32 cm reduziert. Vor dem Aufbringen des Verstärkungsbetons wurde die Oberfläche der Grundkörper gefräst, mittels Hochdruckwasserstrahlung aufgeraut und feucht gehalten.

Nach Beendigung der dynamischen Ermüdungsversuche wurden mittels Kernbohrungen Proben bei zwei Versuchskörpern (schlaff und vorgespannt) entnommen, und die Prüfung des Verbundes mittels der Keilspaltmethode nach Tschegg [28] (Haftverbund  $\sigma_{KZ}$ , Bruchenergie G<sub>F</sub>) durchgeführt. Die Ergebnisse sind in **Tabelle 3** dargestellt. Des Weiteren konnten an den Bohrkernen die Druckfestigkeit sowie der Elastizitätsmodul bestimmt werden:

Grundkörper

 $\begin{array}{ll} f_{\rm cm,Alt} = 92\,N/mm^2 & \quad E_{\rm cm,Alt} = 43\;650\,N/mm^2 \\ \mbox{Verstärkungsbeton} & \quad \\ f_{\rm cm,Neu} = 43\,N/mm^2 & \quad E_{\rm cm,Neu} = 34\;000\,N/mm^2 \end{array}$ 



**Bild 9. Querschnitt der Versuchskörper aus Versuchsserie 2** Fig. 9. Cross section of the specimen of test series 2

Tabelle 3.Bruchmechanische Kennwerte der Verbundfuge [29]Table 3.Fracture mechanical properties of the interface [29]

	VK1	VK2
σ <sub>κz</sub>	0,69 N/mm <sup>2</sup>	1,44 N/mm <sup>2</sup>
GF	48 Nm	56 Nm

Tabelle 4.	Schubspannungen Ermüdungsversuch: Versuchs	sserie 2
Table 4.	Interface shear stress: Test series 2	

	VK1	VK2	VK3 und VK4
v <sub>fat,max</sub>	0,32 N/mm <sup>2</sup>	0,49 N/mm <sup>2</sup>	0,10 N/mm <sup>2</sup>
$\Delta v_{fat}$	± 0,113 N/mm <sup>2</sup>	± 0,177 N/mm <sup>2</sup>	$\pm 0,065  \text{N/mm}^2$

#### 5.2.2 Auslegung der Ermüdungsbeanspruchung

Bei den mit Edelstahl bewehrten Versuchskörpern (VK1 und VK2) erfolgte die Auslegung der Belastung für die Ermüdungsbeanspruchung in Anlehnung an den Ermüdungsnachweis für Betonstahl nach ÖNORM EN 1992-1-1 [7]. Es eine wurde Oberspannung im Betonstahl von  $\sigma_{S;max} = 250 \,\text{N/mm}^2$ eine und Schwingbreite von  $\Delta \sigma_{\rm S} = 150 \,\rm N/mm^2$  festgelegt. Bei den vorgespannten Versuchskörpern wurde die Belastung so gewählt, dass bei Oberlast der Querschnitt gerade noch überdrückt bleibt.

#### 5.2.3 Ermüdungsversuche

Nach Aufbringen der Mittellast wurden zwei Millionen Lastwechsel durch kontrolliertes Anregen nahe der Eigenfrequenz aufgebracht. Die Belastungsfrequenz der schlaff bewehrten Versuchskörper betrug circa 8,8 Hz und bei den vorgespannten 9,6 Hz, Bild 7b. Die gemessenen Beschleunigungen lagen zwischen 11,7 m/s<sup>2</sup> und 13,5 m/s<sup>2</sup>. Die resultierenden Schubspannungen in der Verbundfuge sind in **Tabelle 4** dargestellt.

Während des Versuches kam es nur zu einer sehr geringen Zunahme der Verformung. Aufgrund des hohen Alters des Betons der Grundplatte, welcher in der Druckzone angeordnet war, fanden kaum Kriechverformungen statt.

Die horizontalen Relativverschiebungen im Bereich der Verbundfuge sind für den Randbereich (x = 0,7m) in **Bild 11** dargestellt. Grundsätzlich sind die gemessenen Wege im Feldbereich größer als im Randbereich. Dies ist auf die Längsverformung des Betons infolge Biegung zurückzuführen. Die Messergebnisse zeigen, dass es zu einer Relativverschiebung im Bereich der Verbundfuge kommt. Es ist ersichtlich, dass sich das Verhalten des Versuchskörpers 2 deutlich von den anderen Versuchskörpern unterscheidet. Bei VK 2 wurde durch seitliches Einschneiden die Breite der Verbundfuge von 50 cm auf 32 cm reduziert. Die anderen Versuchskörper zeigen ein ähnliches Verhalten auf. Die gemessenen Wege vertikal zur Verbundfuge waren sehr klein (< 0,005 mm) und zeigen bei allen Versuchskörpern die



Bild 10. Längsansicht der Versuchskörper aus Versuchsserie 2 Fig. 10. Longitudinal view of the specimen of test series 2 gleiche Entwicklung. Während der gesamten Versuchsdurchführung konnte optisch keine Schädigung der Verbundfuge festgestellt werden.



Bild 11. Horizontale Relativverschiebungen in der Fuge am Trägerrand (x = 0,7 m)

Fig. 11. Horizontal relative displacements at the interface of the edge of the beam (x = 0,7 m)



**Bild 12. Last- Verformungsverhalten der statischen Versuche bei Versuchsreihe 2** Fig. 12. Load – displacement behavior of static tests of test series 2

#### 5.2.4 Statische Tragfähigkeitsversuche

Die statischen Versuche zur Ermittlung der Traglast wurden unmittelbar nach den Ermüdungsversuchen durchgeführt. Um eine möglichst hohe Querkraftbeanspruchung zu erzeugen, wurde der Versuchsaufbau gegenüber den Ermüdungsversuchen verändert. Die Stützweite wurde von 6,9 m auf 5,0 m reduziert. Die Stelle der Lasteinleitung befand sich 1,45 m vom Auflager entfernt, wodurch eine Ausbildung einer direkten Druckstrebe ausgeschlossen werden kann (Schubschlankheit a/d = 4.03).

**Bild 12** zeigt das Last-Verformungsverhalten aller statischen Versuche. Bei beiden schlaff bewehrten Versuchskörpern kam es aufgrund der fehlenden Schubbewehrung zu einem Biegeschubversagen ohne ausgeprägtes Ankündigungsverhalten, Rissbild in **Bild 13**.

Die beiden vorgespannten Versuchskörper (VK 3 und VK 4) zeigen in der Last Verformungsbeziehung einen linearen Verlauf bis zum ersten Riss, danach ist bis zum Erreichen der Fließgrenze des Zuggurts ein nicht-linearer Verlauf gegeben.

Die Gründe für den nicht-linearen Verlauf der Beziehung im Zustand II können in der Verbundfestigkeit des Spannsystems gesehen werden (Kunststoffhüllrohr, Konzentration der Bewehrung).

Die Grenzwerte der statischen Versuche sind in Tabelle 5 gegenübergestellt. Die errechnete Schubtragfähigkeit der schlaff bewehrten Plattenstreifen gemäß ÖNORM EN 1992–1–1 [7] unter Zugrundelegung der Mittelwerte der Materialkennwerte liefert plausible Ergebnisse. Die experimentell erzielte Traglast liegt dabei zwischen jener, welche auf Basis der Betonkennwerte des Alt- und Neubetons ermittelt wurde. Für den Bemessungsfall sollte somit auf der sicheren Seite liegend mit den geringeren Betonkennwerten gerechnet werden. Gemäß dem semi-empirischen Querkraftmodell nach Eurocode 2 hätten jedoch auch die vorgespannten Prüfkörper (VK3 und 4) eine Querkraftversagen aufweisen sollen. Für die hier durchgeführten Versuche scheint dieser Ansatz eher eine zu konservative Prognose des Schubtragvermögens abzugeben.

Bei sämtlichen Versuchskörpern war eine Öffnung der Verbundfuge feststellbar (Rissbild in Bild 13). Diese traten im



Bild 13. Rissbilder im Bruchzustand bei Versuchsreihe 2 Fig. 13. Crack pattern after failure of test series 2 Tabelle 5. Grenzwerte der statischen Versuche

Table 5.   Loads of static tests					
	VK1 (BSt)	VK2 (BSt)	VK 3 (PT)	VK4 (PT)	
F <sub>max</sub>	315 kN	301 kN	347 kN	332 kN	
Versagensform	Biegeschubbruch		Biegeversagen		
Querkrafttragfähigkeit					
V <sub>Exp</sub>	224 kN	214 kN	246 kN	236 kN	
V <sub>Rm</sub> (EC2) mit f <sub>cm.Altbeton</sub>	266 kN	266 kN	235 kN	235 kN	
V <sub>Rm</sub> (EC2) mit f <sub>cm,Altbeton</sub>	210kN	210 kN	200 kN	200 kN	
Schubfuge					
ν <sub>Exp</sub>	1,5 N/mm <sup>2</sup>	2,2 N/mm <sup>2</sup>	1,5 N/mm <sup>2</sup>	1,5 N/mm <sup>2</sup>	
v <sub>Rmi</sub>	1,35 N/mm <sup>2</sup>	1,35 N/mm <sup>2</sup>	1,35 N/mm <sup>2</sup>	1,35 N/mm <sup>2</sup>	

Nahbereich der Lasteinleitungsstelle auf, in der Regel resultierend aus der Fortpflanzung der Biegerisse. Diese Beobachtung stimmt auch mit den errechneten Tragvermögen des Haftverbunds gemäß Tabelle 3 überein. Den Versuchskörper als Ganzes betrachtet kann gesagt werden, dass die Risse in der Verbundfuge keinen Einfluss auf die Biegesteifigkeit oder Tragfähigkeit des Versuchskörpers hatten, da die Bewehrung zusätzlich an ihren Enden gut verankert war (Zugband).

### 6 Schlussfolgerung

Es wurden experimentelle Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten von unbewehrten Fugen mit einer neuen Prüfmethode durchgeführt, welche sich durch einen geringen Zeitbedarf und Energieverbrauch auszeichnet.

Bei den Ermüdungsversuchen konnte kein Einfluss der Ermüdungsbeanspruchung, welche sich auf Gebrauchslastniveau befand, auf die Festigkeitseigenschaften der Verbund-

Literatur

- [1] RVS 15.02.34: Bemessung und Ausführung von Aufbeton auf Fahrbahnplatten. 2011.
- [2] Huber, P. et al.: Berechnungsansatz zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit bestehender Spannbetonbrückenträger mit geringem Querkraftbewehrungsgrad. In: Bauingenieur 91 (2016), Heft 6, S. 227–237.
- [3] Feix, J.; Andreatta, A.; Niederegger, C.: Strengthening of Bridge Structures / Verstärken von Brückentragwerken, 7. internationale Fachtagung Verstärken und Instandsetzen von Betonkonstruktionen 2007, Berlin / Strengthening and Repair of Concrete Structures 2007, Berlin, Berichtsband der 7. Internationalen Fachtagung, pp. 19–26, September 2007.
- [4] Lechner, J. Feix, J.: Development of an efficient shear strengthening method for dynamically loaded structures, Proceedings of the 11th fib International PhD Symposium in Civil Engineering. The University of Tokyo, Tokio, 2016.
- [5] Horvatits, J.; Andreatta, A.; Feix, J.: Economic strengthening of bridges by additional concrete layer, Proceedings of the 6<sup>th</sup> Central European Congress on Concrete Engineering (6<sup>th</sup> CCC Congress), Marianske Lazne, Tschechien, 30 September – 1 October 2010, pp. 59–65.
- [6] Feix, J.; Andreatta, A.: Titel: Strengthening of existing bridge decks by additional concrete layers- new research results and design rules. In: Life-Cycle and Sustainable of Civil Infrastructure Systems: Proceedings of

fuge festgestellt werden. Die gewonnenen Erkenntnisse dieser Versuchsserie zeigten gute Eigenschaften einer unbewehrten Betonschubfuge in Hinblick auf das Ermüdungs- und Schubtragverhalten. Die bei den durchgeführten Versuchen in der Verbundfuge entstandene Beanspruchung konnte vom Haftverbund übernommen werden.

Bei den Ermüdungsversuchen mit einer statisch mitwirkenden Aufbetonschicht konnte lediglich eine sehr geringe Relativverschiebung in der Verbundfuge gemessen werden. Eine Beeinflussung des Tragverhaltens, welche sich auf ein Ablösen der Verbundfuge zurückführen ließ, konnte im Rahmen der hier vorgestellten Versuchsreihen nicht festgestellt werden. Für die im Zuge dieses Versuchsprogramms untersuchten Randbedingungen konnte das Tragvermögen des Haftverbunds auch unter Ermüdungsbeanspruchung nachgewiesen werden. Diese Beobachtungen stimmten mit den Ergebnissen anderer Forschungseinrichtungen überein. Inwieweit der Anteil aus der Adhäsion zwischen jungem und altem Beton stets gesichert auftritt, muss durch weitere experimentelle Untersuchungen verifiziert werden.

#### Danksagung

Für die Unterstützung dieses Forschungsvorhabens gebührt folgenden Projektpartnern ein herzlicher Dank:

- Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft mbH (FFG),
- Vereinigung der Österreichischen Zementindustrie (VÖZ),
- Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie (BMVIT),
- Land Salzburg, Abteilung 6, Landesbaudirektion, 6/23 Brückenbau,
- Autobahnen- und Schnellstrassen- Finanzierungs- Aktiengesellschaft (ASFINAG).
- ÖBB Infrastruktur Bau AG, ES- Brückenbau und konstruktiver
- Ingenieurbau, - ALPINE Bau GmbH,
- STRABAG AG, Sparte Hoch und Ingenieurbau,
- Holcim (Wien) GmbH.

the 3<sup>rd</sup> international Symposium on Life-Cycle Civil Engineering (IALCCE 2012) Wien, 03.10 – 06.10.2012.

- [7] ÖNORM EN 1992–1–1, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1–1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau., Österreichisches Normungsinstitut, Wien, Ausgabe 2015.
- [8] ÖNORM EN 1992–2, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken- Bemessung und Konstruktionsregeln., Österreichisches Normungsinstitut, Wien, Ausgabe 2012.
- [9] Feix, J. et al.: Verbundkonstruktionen für Tragwerksverstärkungen und Fahrbahnen auf Brücken. Heft 589 der Schriftenreihe Straßenforschung des Bundesministeriums für Verkehr, Innovation und Technologie, Wien 2010.
- [10] Menn, Ch. et al.: Verbindung von altem und neuem Beton. Birkhäuser Verlag Basel, Boston, Berlin, 1992.
- [11] Zilch, K.; Zehetmaier, G.: Bemessung im konstruktiven Betonbau. Springer-Verlag, Heidelberg, 2010.
- [12] Reinecke, R.: Haftverbund und Rissverzahnung in unbewehrten Betonschubfugen. München, TU München, Fachbereich Bauingenieurwesen, Dissertation, 2004.
- [13] Bischof, C.; Possart, W.: Adhäsion: theoretische und experimentelle Grundlage. Akademie Verlag, 1983.

- [14] Zilch, K.; Fingerloos, F.: Schubkraftübertragung in Verbundfugen nach DIN 1045–1:2008. In: Bauingenieur, 83 (2008), Heft 5, S. 212–219.
- [15] ÖNORM B 1992–1–1, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1–1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau – Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1992–2, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen. Österreichisches Normungsinstitut, Wien, Ausgabe 2015.
- [16] Randl, N.; Zilch, K.; Müller, A.: Bemessung nachträglich ergänzter Betonbauteile mit längsbeanspruchter Fuge. In: Beton- und Stahlbetonbau 103 (2008), Heft 371, S. 482–497.
- [17] Müller, A.: Zum Ermüdungstragverhalten unbewehrter Betonschubfugen. 45. Forschungskolloquium des DAfStb. *In*: Beton- und Stahlbetonbau 100 (2005), Heft S2, S. 145–148.
- [18] Zilch, K.; Müller, A.: Experimentelle Untersuchungen zum Ermüdungstragverhalten von unbewehrten Schubfugen an nachträglich ergänzten Betonbauteilen. Abschlußbericht zum DAfStb- Forschungsvorhaben V422. Lehrstuhl für Massivbau, TU München, 2004.
- [19] Kernbichler, K.: A10 Tauern Autobahn- Brückenverstärkung F8/F8a und F9, Bericht über ergänzende experimentelle Untersuchungen des Tragverhaltens nachträglich ergänzter Stahlbetonplatten, TU, Graz 2002.
- [20] Niederegger, Ch.; Feix, J.; Andreatta, A.: Verstärken von Brückentragwerken; Bericht des Instituts für Konstruktions- und Materialwissenschaften, Universität Innsbruck, 2007.
- [21] Feix, J.; Andreatta, A.; Niederegger, C.: Strengthening of bridges with High Perfomance Concrete (HPC), SEMC 2007, Third International Conference on Structural Engineering, Mechanics and Computation, Cape Town South Africa, September 2007, Proceedings, pp. 743–744.
- [22] Köberl, B.; Kollegger, J. et al.: High frequency testing facility for stay cables and tendons. In: Structural Engineering International 18 (2008), Heft 3, S. 259–264.

- [23] *Novoszel, J.; Träger, W.*: Hochfrequente Dauerschwingversuche für biege- und zugbeanspruchte Bauteile. Wien, TU Wien, Fakultät für Bauingenieurwesen, Diplomarbeit, 2008.
- [24] *Köberl, B. et al.*: Hochfrequente Dauerschwingversuche an großen Bauteilen. *In:* Bauingenieur 83 (2008), Heft 12, S. 513–522.
- [25] Berger, J.: Hochfrequente Dauerschwingversuche an Aufbetonschichten für Brückentragwerke – analytische und numerische Untersuchungen. Wien, TU Wien, Fakultät für Bauingenieurwesen, Diplomarbeit, 2008.
- [26] Mang, H.; Hofstetter, G.: Festigkeitslehre. Springer-Verlag, Wien New York, 2000.
- [27] Berger, J.; Bruschetini-Ambro S. Z.; Kollegger J.: An innovative design concept for improving the durability of concrete bridges. *In:* Structural Concrete 12 (2011), Iss. 3, pp. 155–163.
- [28] Tschegg, E. K.: Prüfeinrichtung zur Ermittlung von bruchmechanischen Kennwerten sowie hierfür geeignete Prüfkörper; Österreichischen Patentamt, Patentschrift Nr. 390328, 1986.
- [29] Peyerl, M.; Berger, J.: Vorgespannte Betonbrücken ohne Abdichtung und Fahrbahnbelag, Heft 599 der Schriftenreihe Straßenforschung des Bundesministeriums für Verkehr, Innovation und Technologie, Wien 2011.
- [30] fib Model Code for Concrete Structures 2010, International Federation for Structural Concrete (fib), Lausanne 2013.
- [31] Randl N.: Design recommendations for interface shear transfer in *fib* Model Code 2010. *In*: Structural Concrete, Vol. 14 (2013), Iss. 3, pp. 230–241.
- [32] Schneider S., Vöcker D., Marx St.: Zum Einfluss der Belastungsfrequenz und der Spannungsgeschwindigkeit auf die Ermüdungsfestigkeit von Beton. In: Beton- und Stahlbetonbau 107 (2012), Heft 12, S. 836–845.

#### Impressum

#### Bauingenieur

ISSN 0005–6650 92. Jahrgang 2017

#### Herausgeber

Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger (Sprecher) Lehrstuhl und Institut für Massivbau, RWTH Aachen Mies-van-der-Rohe-Straße 1 52074 Aachen Tel. 02 41 / 80 25 170 Fax 02 41 / 80 22 335 Jhegger@imb.rwth-aachen.de

#### Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Dietmar Adam

Institut für Geotechnik, TU Wien Karlsplatz 13/220–2, 1040 Wien, Österreich Tel. 00 43 1 58801 / 22100 Mobil 00 43 664 2033381 Fax 00 43 1 58801 / 22199 dietmar.adam@tuwien.ac.at

Prof. Dr.-Ing. Dipl.-Kfm. Shervin Haghsheno Institut für Technologie und Management im Baubetrieb Karlsruher Institut für Technologie Geb. 50.31, Am Fasanengarten, 76131 Karlsruhe Tel. 07 21 608 42646 Fax 07 21 695 245 shervin.haghsheno@kit.edu

**Prof. Dr.-Ing. habil. Hartmut Pasternak** Brandenburgische Universität (BTU) Lehrstuhl für Stahl- und Holzbau

Postfach 10 13 44, 03013 Cottbus Tel. 03 55 / 69 21 07 Fax 03 55 / 69 21 44 hartmut.pasternak@b-tu.de

Prof. Dr.-Ing. Peter Wriggers Institut für Kontinuumsmechanik Leibniz Universität Hannover Appelstr. 11, 30167 Hannover Tel. 05 11 / 7 62–32 20 wriggers@ikm.uni-hannover.de Alle Hauptaufsätze sind durch die Herausgeber begutachtet und rezensiert.

Korrespondierende Herausgeber

Prof. Dr.-Ing. Dr. h. c. J.-D. Wörner Technische Universität Darmstadt Prof. Dr. techn. Dr.-Ing. e. h. M. Wicke

Universität Innsbruck **Prof. Dr.-Ir. J. C. Walraven** Delft University of Technology

Dr.-Ing. D. Bühler Deutsches Museum München

**verantwortlich für** *Hauptaufsätze:* Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger

Produkte & Projekte: Heike Weßel, Redaktion Springer-VDI-Verlag GmbH & Co. KG VDI-Platz 1, 40468 Düsseldorf Tel. 02 11 / 61 03–484 Fax 02 11 / 61 03–148 wessel@springer-vdi-verlag.de

Anne Katrin Breckenkamp, Redaktionssekretariat Tel. 02 11 / 61 03–171 breckenkamp@springer-vdi-verlag.de

Der Bauingenieur ist offizielle Organzeitschrift des VDI-Fachbereichs Bautechnik.

Hinweise für Autoren und Veröffentlichungsgrundlagen finden Sie im Internet unter www.bauingenieur.de (Auswahl: Hinweise für Autoren). Verlag Springer-VDI-Verlag GmbH & Co. KG VDI-Platz 1, 40468 Düsseldorf Postfach 10 10 22, 40001 Düsseldorf Commerzbank AG, BLZ 300 800 00, Kontonummer: 02 121 724 00 SWIFT/BIC-Code: DRES DE FF 300, IBAN: DE69 3008 0000 0212 1724 00

Geschäftsführung Christian W. Scheyko

Layout

Alexander Reiß

Druck KLIEMO printing, Hütte 53, 4700 Eupen, Belgien

#### Copyright

Die Zeitschrift und alle in ihr enthaltenen Beiträge und Abbildungen sind urheberrechtlich geschützt.

Jede Verwertung außerhalb der engen Grenzen des Urheberrechtsgesetzes ist ohne Zustimmung des Verlages unzulässig und strafbar. Das gilt insbesondere für Vervielfältigungen, Übersetzungen, Mikroverfilmungen und die Einspeicherung und Verarbeitung in elektronischen Systemen. Für unverlangt eingesandte Manuskripte kann keine Gewähr übernommen werden.

**Vertrieb und Leserservice** Tel. 02 11 / 61 03–140 Fax 02 11 / 61 03–414 vertrieb@springer-vdi-verlag.de

Vertriebsleitung Christian W. Scheyko

Bezugspreis 11 Ausgaben (davon 7/8 als Doppelheft) Jahresabonnement: € 403,-VDI-Mitglieder: € 362,70 VDI-Bau-Mitglieder: € 201,50 Studenten: € 101,- (gegen Studienbescheinung) Preise Inland inkl. MwSt., Ausland exkl. MwSt. zzgl. Versandkosten (Inland: € 14,-, Ausland: € 34,-, Luftpost auf Anfrage) Einzelheft: € 44,- inkl. MwSt. zzgl. Versandkosten Der Bezugszeitraum beträgt mindestens ein Jahr. Das Abonnement verlängert sich um ein weiteres Jahr, wenn es nicht 6 Wochen vor Ablauf des be-

rechneten Bezugszeitraumes schriftlich gekündigt



Anzeigenleitung Christian W. Scheyko Tel. 0211 / 6103–222 Fax 0211 / 6103–113 scheyko@springer-vdi-verlag.de

#### Anzeigenverkauf

Verlagsbüro Sven Pachinger Tel. 0521 / 977 998–80 Fax 0521 / 977 998–90 E-Mail: sven.pachinger@ verlagsbuero-pachinger.de

Es gilt der Anzeigentarif Nr. 51 vom 1. Januar 2017.

Auslandsvertretungen

#### Österreich Publicitas GmbH

Leondingerstraße 27, 4020 Linz, Österreich Tel. 00 43 / 7 32 / 66 88 76 Fax 00 43 / 7 32 / 61 27 83

Weitere Informationen unter www.bauingenieur.de

https://doi.org/10.37544/0005-6650-2017-06-41 Generiert durch Technische Universität Wien, am 02.06.2022, 09:30:49 Das Erstellen und Weitergeben von Kopien dieses PDFs ist nicht zulässi