



Technische
Universität
Dresden

FAKULTÄT BAUINGENIEURWESEN Institut für Massivbau www.massivbau.tu-dresden.de



35. DRESDNER BRÜCKENBAUSYMPIOSIUM

PLANUNG, BAUAUSFÜHRUNG, INSTANDSETZUNG
UND ERTÜCHTIGUNG VON BRÜCKEN

18. UND 19. MÄRZ 2026

© 2026 Technische Universität Dresden

Alle Rechte vorbehalten.

Nachdruck, auch auszugsweise, nur mit schriftlicher Genehmigung des Herausgebers.

Die Wiedergabe von Warenbezeichnungen, Handelsnamen oder sonstigen Kennzeichnungen in diesem Buch berechtigt nicht zu der Annahme, dass diese von Dritten frei benutzt werden dürfen. Vielmehr kann es sich auch dann um eingetragene Warenzeichen oder sonstige gesetzlich geschützte Kennzeichen handeln, wenn sie als solche nicht eigens markiert sind.

Herausgeber: Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx
Technische Universität Dresden
Institut für Massivbau
01062 Dresden

Redaktion: Silke Scheerer

Layout: Ulrich van Stipriaan

Anzeigen: Harald Michler

Tagungsorganisation:

Ausstellungsorganisation:

IT:

Social Media:

Jana Müller-Strauch

Harald Michler, David Sandmann

Matthias Zagermann

Stefan Gröschel, Jana Müller-Strauch

Titelbild: Gerüst für die Gueuroz-Brücke, errichtet von dem Gerüstbauer Richard Coray. Foto: Büro A. Sarrasin (Archiv Philippe Mivelaz)

Druck: addprint AG, Am Spitzberg 8a, 01728 Bannewitz / Possendorf

Tagungsband 35. Dresdner Brückenbausymposium

**Institut für Massivbau
Freunde des Bauingenieurwesens e.V.
TUDIAS GmbH**

18. und 19. März 2026

Inhaltsverzeichnis

Grußwort.....	9
<i>Regina Kraushaar Sächsische Staatsministerin für Infrastruktur und Landesentwicklung</i>	
Nationale Ergänzung des Brückenregelwerks – Hintergründe und Umsetzung	11
<i>Prof. Dr.-Ing. Gero Marzahn</i>	
Mehr Tempo für die Brückenmodernisierung durch funktionale Ausschreibungen, Schnellbauverfahren und serielles Bauen	21
<i>Dr.-Ing. Karlheinz Haveresch, Dipl.-Ing. Manuela Poschau</i>	
Brückenverstärkungen mit CFK-Lamellen – Bemessung und Überbau mit Asphalt	29
<i>Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Finckh, Dipl.-Ing. (FH) Florian Eberth</i>	
Weiternutzung historischer Eisenbahngewölbebrücken – eine nachhaltige Alternative zum Neubau	39
<i>Conrad Pelka M.Sc., Dipl.-Ing. Jenny Keßler, Prof.-Dr.-Ing. Steffen Marx</i>	
Spannungsrissskorrosion und sicherer Weiterbetrieb – ein ganzheitlicher Ansatz für die Elbebrücke Bad Schandau ...	51
<i>Dr.-Ing. Steffen Müller, Dr.-Ing. Oliver Mosig, Dipl.-Ing. Andreas Gruner, Christina Fritsch, M.Sc., Dr.-Ing. Gregor Schacht, Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx</i>	
Entwicklung, Umsetzung und Betrieb des geodätischen und faseroptischen Monitoringsystems der S-Bahn-Überbrückung am Bahnhof Stuttgart S21	61
<i>Prof. Dr.techn. Werner Lienhart, Dr.techn. Christoph M. Monsberger, Dipl.-Ing. Fabian Buchmayer, Dr.techn. Peter Bauer, Prof. Dr.-Ing. Christian Sodeikat, M.Sc. Sonja Gepperth, Prof. Dr.-Ing. Manfred Keuser</i>	
AR- und KI-gestützte Analyse von Schadensentwicklungen in der Bauwerksprüfung.....	73
<i>B. Eng. Jessica Steinjan, Dipl.-Ing. Jan-Derrick Braun, M. Sc. Lisa Freifrau von Rössing, M. Sc. Patrick Herbers, M. Eng. Bernhard Braun, M. Eng. Regina Panzer, Prof. Dr.-Ing. Markus König</i>	
Alexandre Sarrasin (1895–1976) – Stahlbetonbrücken in den Schweizer Alpen	81
<i>Dr. Philippe Mivelaz</i>	
Stabbogenbrücke Wustermark – altes Eisen mutig, radikal und nachhaltig neu verbaut	93
<i>Dipl.-Ing. Jörg Titel</i>	
A 45 Talbrücke Rinsdorf – innovativer Querverschub mit Pfeilern	103
<i>Dipl.-Ing. Ralf Schubart, Dipl.-Ing. Holger Klein, Dipl.-Ing. Wolfgang Schlensorg</i>	
Holz im Brückenbau – auf zu neuen Dimensionen im Straßenbrückenbau	113
<i>Dipl.-Ing. (FH) Frank Miebach</i>	
Zwischen Industriekultur und Natur – der „Sprung über die Emscher“	121
<i>Dipl.-Ing. Peter Sprinke, Jan Berwing, M.Sc., Asc. Prof. Dipl.-Ing. Arch Dirk Krolkowski, Dipl.-Ing. Arch Falko Schmitt, Dipl.-Ing., M.Sc. (Wirtsch.) Simone Kern</i>	
Friesenbrücke Weener – Europas größte Hub-Drehbrücke	131
<i>Dipl.-Ing. Stefan Schwede, Dipl.-Ing. Lorenz Haspel, Dr. ès sc. Jan Brütting, M.Eng. Lukas Hornberger, MSc. ETH Povilas Ambrasas, Dipl.-Ing. Andreas Menzel, Dipl.-Ing. Alexander Krölls, Dipl.-Ing. Jens Kögel, Dr.-Ing. Lutz Vogt, Dr.-Ing. Gregor Schacht</i>	
Krämerbrücke in Erfurt – 700 Jahre steinerne Brücke	143
<i>Dr.-Ing. Hans-Jörg Vockrodt</i>	
Vier Länder, viele Brücken, alles unter einem DACH – Brückenbauexkursion 2025.....	153
<i>Dipl.-Ing. Cedric Eisermann, Max Götze, M.Sc., Dipl.-Ing. Jakob Vogt</i>	
Neue Berliner Brücke in Duisburg auf der BAB 59	165
<i>Dipl.-Ing. Moritz Menge</i>	

Analyse und Reduzierung von Treibhausgasemissionen im Brückenbau	169
<i>Prof. Dr.-Ing. Stephan Görtz, Thi Kim Dung Pham, M.Sc., Prof. Dr.-Ing. Udo Wiens, Dr.-Ing. Bianca Kern</i>	
Sydney Harbour Bridge Cycleway – eine außergewöhnliche Fahrradbrücke	173
<i>Dipl.-Ing. Peter Boesch, M.Sc. Long Bai, M.Sc. Angus Murray</i>	
Nachhaltige Fuß- und Radwegbrücken aus vorgespanntem Carbonbeton (CPC).....	179
<i>Dipl.-Ing. Simon Liebl</i>	
Wirtschaftliche und ökologische Bewertung chloridbelasteter Brückenbauteile	183
<i>Dr.-Ing. Angelika Schießl-Pecka, Dipl.-Ing. Dipl.-Ing. Anne Rausch, Paul Steinmetz, M. Sc., Dr.-Ing. Marc Zintel</i>	
Ermüdung alter Bahnbrücken am Beispiel der Sihlbrücken im HB Zürich	187
<i>Daniel Grüter, Felix Gisler, Christian Uhlig</i>	
Verschub der gevouteten Cölvebrücke über aktiven Schienenverkehr	193
<i>Josef Teupe</i>	
Potenziale von Suffizienzstrategien im Umgang mit denkmalgeschützten, stählernen Bahnbrücken	197
<i>Dr.-Ing. Clara Jiva Schulte</i>	
EcoBuild Evaluator – ganzheitliche Nachhaltigkeit im Ingenieurbau am Beispiel Rheinbrücke Schierstein	203
<i>Dipl.-Ing. Sebastian Schultheis, Dipl.-Ing. Martin Ludwig</i>	
CFK-Spannlitzen für Betonbauteile im Brückenbau.....	207
<i>Dipl.-Ing. Johannes Schleiss, Dr.-Ing. André Seidel, Dr.-Ing. Danny Friese, Dr.-Ing. Paul Penzel, Prof. Dr.-Ing. Chokri Cherif</i>	
The new city bridge of Drammen (Norway)	213
<i>Birger Opgård, MSc Sivilingeniør, Mario Rando Campos, MSc ETSIIM, Architect Bartłomiej Halaczek, Architect Thor Olav Solbjør</i>	
Inserentenverzeichnis	220

Brückenverstärkungen mit CFK-Lamellen – Bemessung und Überbau mit Asphalt

Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Finckh | Ostbayerische Technische Hochschule Regensburg
Dipl.-Ing. (FH) Florian Eberth | Simpson Strong-Tie GmbH, Bad Nauheim

Kurzfassung

Brückenbauwerke stehen zunehmend unter Instandhaltungsdruck – Ersatzneubauten sind oft weder kurzfristig realisierbar noch wirtschaftlich sinnvoll. Die Verstärkung mit geklebter Bewehrung, insbesondere CFK-Lamellen, bietet eine etablierte und nachhaltige Lösung. Während die Bemessung und Nachweisverfahren u. a. in einer Richtlinie des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb) gut beschrieben sind, beziehen sich viele Ausführungen primär auf den Hochbau. Im Brückenbau sind aufgrund zusätzlicher Einflüsse wie Ermüdung, Spannungsrissskorrosion etc. weitere Kriterien relevant und die Bemessung der Verstärkung oft komplex. Wir möchten einen Beitrag leisten, Brückenverstärkungen mit geklebter Bewehrung praxisnah berechnen zu können und Anwendern ein Werkzeug an die Hand geben. Besonders kritisch ist das Verhalten des Klebstoffs bei hohen Temperaturen. Bei einer Kragarmverstärkung werden die CFK-Lamellen anschließend häufig mit Asphalt überbaut. Zu den statischen Nachweisen gesellen sich somit zwei Fragestellungen: Wie verhält sich der Verbund im Zusammenspiel von Klebstoff und dem heißen Gussasphalt? Und wie verhält sich das Verbundsystem im Hinblick auf die jahreszeitlichen Temperaturschwankungen?

1 Brückenverstärkung

1.1 Grundlagen geklebte Bewehrung

Mit geklebter Bewehrung kann jegliche Art von fehlender Bewehrung ergänzt werden. Im nachfolgenden Kapitel wie auch in den Regelwerken wird zwischen eingeklebter und aufgeklebter Bewehrung unterschieden. Mit der eingeklebten Bewehrung können mit den in Deutschland gültigen Regelwerken derzeit fehlende Biegebewehrung und fehlende Gurtbewehrung ergänzt werden. Mit der aufgeklebten Bewehrung ist es theoretisch möglich, jegliche Art von fehlender Bewehrung zu ergänzen beziehungsweise zu ersetzen, vorausgesetzt die entsprechenden Nachweise funktionieren.

Die Verstärkung von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung wird durch die Richtlinie „Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung“ (kurz RiLi VBgB) des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb) (Ausgabe März 2012) [1] geregelt. Diese Richtlinie regelt sowohl die Bemessung wie auch die Ausführung. In der Bemessung wird die DIN EN 1992-1-1 (2011) [2] in Verbindung mit der DIN EN 1992-1-1/NA (2013) [3] durch die DAfStb-RiLi VBgB (2012) um verstärkungsspezifische Regelungen ergänzt. Derzeit ist aufgrund der zweiten Generation der Eurocodes eine Neufassung der Richtlinie im Gelbdruckverfahren [4].

Zusätzlich zur Richtlinie ist für das Verstärkungssystem, welches im Wesentlichen aus Klebstoff und Bewehrungselement besteht, eine bauaufsichtliche Zulassung (abZ) bzw. eine allgemeine Bauartgenehmigung (aBG) erforderlich. Diese sind von mehreren Herstellern vorhanden.

Zur Erläuterung und Veranschaulichung der Richtlinie enthält das DAfStb-Heft 595 [5] auch eine Hintergrunddokumentation und eine Bemessungsbeispielsammlung. Jedoch enthält diese keine Beispiele zu Brücken oder zur Ermüdung.

Aufgrund der fehlenden Beispiele und den oft gestellten Fragen zum Vorgehen bei Brückenverstärkung wurde das Fachbuch „Brückenverstärkung mit geklebter Bewehrung“ [6] erstellt. In diesem sind zahlreiche Hintergründe, Bemessungsbeispiele und Hinweise zur Verwendung des EDV-Programmes SOFiSTiK bei Brückenverstärkungen gegeben. Das Buch setzt jedoch ein Grundwissen der geklebten Bewehrung voraus. Aus diesem Grund wird als Vorlektüre [7] empfohlen, wo alle Verstärkungsverfahren der geklebten Bewehrung sowie zahlreiche Grundlagen zum Bauen im Bestand dargestellt, erläutert und mit Beispielen veranschaulicht sind.

In den nachfolgenden Abschnitten werden auf einige Besonderheiten bei Brückenverstärkungen mit geklebter Bewehrung eingegangen und Quellen zur Lösungsmöglichkeit angegeben.

1.2 Sinnvolle Anwendungsgebiete

1.2.1 Allgemeines

Die Vorteile einer geklebten Bewehrung sind im Allgemeinen die kurze Bauzeit und die relativ einfache Ausführung auf der Baustelle im Vergleich zu anderen Verfahren. Ein weiterer großer Vorteil ist, dass sowohl das Eigengewicht wie auch die Querschnittsabmessungen nicht bzw. kaum vergrößert werden.

Allerdings können mit geklebter Bewehrung im Allgemeinen nur moderate Defizite kompensiert werden. Bei sehr großen Defiziten, wie dies z. B. bei großen Talbrücken in Längsrichtung der Fall sein kann, sind Verstärkungen mit externen Spanngliedern meist besser geeignet. Diese können je nach Erfordernis in Kombination mit einer Verstärkung mit geklebter Bewehrung in Querrichtung eingesetzt werden.

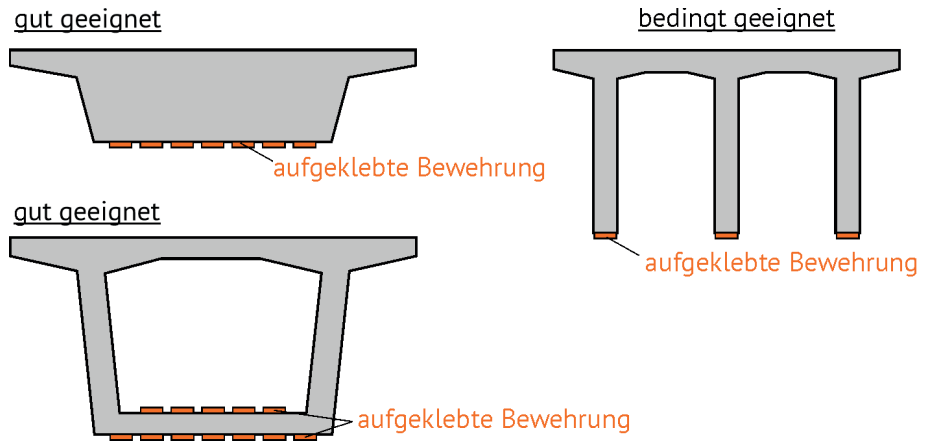


Bild 1: Gut und bedingt geeignete Querschnitte für eine Feldmomentenverstärkung mit aufgeklebter Bewehrung, aus [6]

Nachfolgend werden einige sinnvolle Anwendungsgebiete bei Brückenverstärkungen mit geklebter Bewehrung behandelt.

1.2.2 Ergänzung fehlender Feldbewehrung mit aufgeklebter Bewehrung

Kleinere bis mittlere Defizite von Feldlängsbewehrung können gut durch aufgeklebte Bewehrung ergänzt werden, wenn eine ausreichend große Klebefläche zur Verfügung steht. In Bild 1 sind einige Querschnitte dargestellt, welche sich gut für eine Biegeverstärkung in Längsrichtung mit aufgeklebter Bewehrung für Feldmomente eignen. Der ebenfalls in Bild 1 dargestellte Plattenbalkenquerschnitt mit hohen dünnen Stegen, wie er gerne Mitte der 1960er Jahre gebaut worden ist, eignet sich nur sehr bedingt für eine Feldmomentenverstärkung mit aufgeklebter Bewehrung. Von größeren Verstärkungen an den Seitenflächen der Stege ist hier aufgrund der geringeren Hebelarme abzuraten, außerdem sollten bei einer Verstärkung an den Seitenflächen der Stege beim Verbundnachweis bestimmte Effekte wie die Bauteilkrümmung nicht in Rechnung gestellt werden.

Für eine Stützmomentenverstärkung ist die aufgeklebte Bewehrung nur sehr bedingt geeignet, da diese zu einer leichten Vergrößerung des Querschnittes unter der Asphaltdecke führt. Hinweise zur Temperaturstabilität sind im Abschnitt 2 enthalten.

1.2.3 Ergänzung fehlender Stütz- und Feldbewehrung mit eingeklebter Bewehrung

Für eine Biegeverstärkung in Brückenlängsrichtung im Stützmomentenbereich ist die eingeklebte Bewehrung deutlich geeigneter. Hier steht im Regelfall, wie Bild 2 zeigt, eine große Fläche zur Verfügung, um die eingeklebte Bewehrung in parallelen Schlitzen innerhalb der Betondeckung anzuordnen. Üblicherweise angewende-

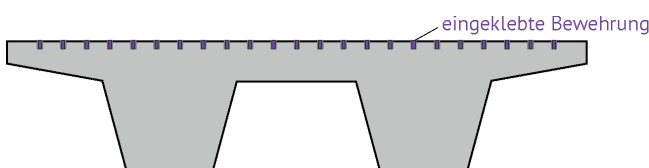


Bild 2: Anordnung der eingeklebten Bewehrung im Stützmomentenbereich, aus [6]

te Schlitzlamellen sind zwischen 10 mm und 20 mm hoch und 1,4 mm bis 3 mm breit.

Auch eine Feldmomentenverstärkung in Brückenlängsrichtung kann mit eingeklebter Bewehrung erfolgen. Auch hier sind die Querschnitte mit großen unterseitigen Flächen deutlich geeigneter als schmale Plattenbalkenquerschnitte. Eine unterseitige Verstärkung mit eingeklebter Bewehrung ist im Vergleich zu einer oberseitigen Ausführung mit deutlich höheren Aufwendungen verbunden, da das Einschneiden der Schlitze für die eingeklebte Bewehrung von unten deutlich aufwändiger ist.

1.2.4 Ergänzung von fehlender Querbewehrung

Häufig ist aufgrund der heute höheren Achslasten oder aufgrund von unzureichenden Berechnungsmodellen zur Bauzeit die Bewehrung in Brückenquerrichtung unzureichend. Diese kann oberseitig gut mit eingeklebter Bewehrung ergänzt werden, wie Bild 3 zeigt. Falls für die Feldmomente in Brückenquerrichtung Bewehrung fehlt, kann diese auch gut unterseitig mit aufgeklebter Bewehrung ergänzt werden.

1.2.5 Querkraftverstärkungen mit Laschenbügeln

Neben einem Defizit in der Biegelängsbewehrung ist bei Brücken sehr häufig die Querkraftbewehrung im Bestand nicht ausreichend. Für diesen Fall bieten außen aufgeklebte Stahllaschenbügel eine gute Verstärkungsmöglichkeit. Da jedoch Brücken immer eine oberseitige Fahrbahnplatte haben, welche im Regelfall nicht vergrößert bzw. verdickt wird, und die Stahllaschenbügel nach DAfStb-RiLi VBgB [1] in der Druckzone verankert werden müssen, sind hier einige Gedanken erforderlich.

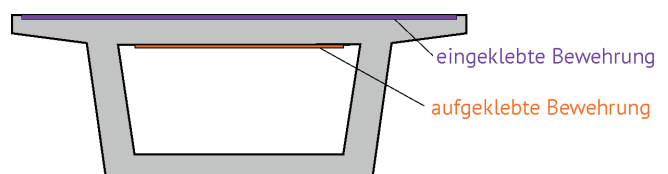


Bild 3: Mögliche Verstärkung eines Hohlkastenquerschnittes in Brückenquerrichtung mit auf- und eingeklebter Bewehrung, aus [6]

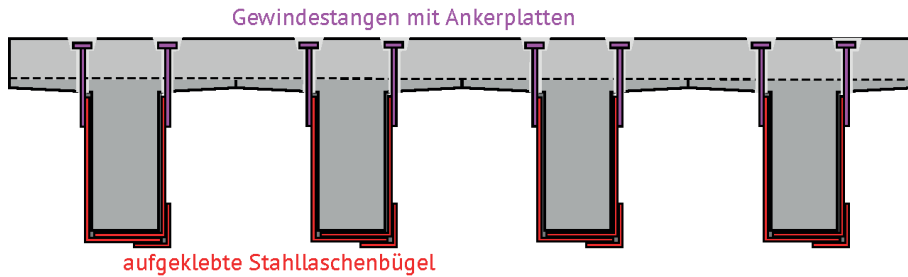


Bild 4: Ausführung einer Querkraftverstärkung mit aufgeklebten Stahllaschenbügeln, aus [6]

So kann z. B. die oberseitige Verankerung über Ankerplatten erfolgen, welche in der Betondeckung der Fahrbahnplatte angeordnet werden. Beispielhaft ist so eine Verstärkung in Bild 4 dargestellt. Wünschenswert wäre hier eine Ausführung mit Edelstahllaschen. Diese sind derzeit jedoch noch nicht mit allgemeinen Bauartgenehmigungen bzw. Zulassungen abgedeckt. Es bestehen andererseits weder bemessungstechnisch noch materialtechnisch Bedenken, vorausgesetzt, es werden geeignete Edelstahlsorten gewählt. Für eine Anwendung muss allerdings eine vorhabenbezogene Bauartgenehmigung beantragt werden, in welcher die Verträglichkeit der Edelstahlsorte mit der Verklebung geprüft und bescheinigt wird.

1.2.6 Herstellung des Ankündigungsverhaltens bei Spannungsrissskorrosion

Einige Spannbetonbrücken haben das Problem der sogenannten Spannungsrissskorrosion (Bsp. Carolabrücke Dresden). Um ein plötzliches Versagen der Brücke zu verhindern, sollte ein ausreichendes Ankündigungsverhalten vorhanden sein. Dies bedeutet im Regelfall, dass es vor dem Kollaps zu einem ausgeprägten Biege- riss kommt, welcher ein Bauteilversagen ankündigt. Dieses Verhalten kann durch die Anordnung einer ausreichenden Robustheitsbewehrung erreicht werden. Da diese im Bestand jedoch meist nicht vorhanden ist, kann auch hier eine Verstärkung mit geklebter Bewehrung sinnvoll sein mit dem Zweck, die fehlende Robustheitsbewehrung zu ergänzen. Grundsätzlich kann eine solche Verstärkung sowohl mit eingeklebter als auch mit aufgeklebter Bewehrung erfolgen. Wichtig beim Ankündigungsverhalten ist, dass die Risse ausreichend groß werden, um sie bei der Bauwerksprüfung auch zu erkennen. Dieses Ziel kann gut mit aufgeklebter Bewehrung erreicht werden, wenn diese in bestimmten Abständen mit Laschenbügeln umschlossen wird, wie dies Bild 5 zeigt.

Bei dieser Ausführungsvariante, welche in [6] in Kapitel 10 genauer zusammen mit einem Bemessungsbeispiel beschrieben wird, tritt bei einem kritischen Spanndrahtbruch eine Entkopplung der Lamelle zwischen den Laschenbügeln auf. Beim Spanndrahtbruch entsteht zunächst ein Einzelriss, wodurch die kom-

plette Zugkraftdifferenz von der Verstärkung aufgenommen werden muss. Diese sehr hohe Zugkraft lässt sich jedoch im Beton i. d. R. nicht verankern. Es kommt zum Verbundversagen des Betons zwischen den Stahllaschenbügeln, wodurch die Lamelle in diesem Bereich mit der Betondeckung abreißt und eine große freie Dehnlänge entsteht. Es kommt somit zu einer größeren

Rissbildung in der Betonstruktur.

1.3 Allgemeine Herausforderungen

1.3.1 Verstärkungsmaßnahmen im Brückenbau

Verstärkungsmaßnahmen bei Brücken haben im Allgemeinen zahlreiche Herausforderungen. Zum einen muss für die Bauzeit meist der Verkehr reduziert oder ganz vom Brückenbauwerk ferngehalten werden. Des Weiteren sind Brückenbauwerke immer klimatischen Einflüssen ausgesetzt. Ggf. müssen aufgrund des Wetters Arbeiten ruhen beziehungsweise verschoben werden.

Bei größeren Verstärkungsmaßnahmen, insbesondere wenn diese einen oberseitigen bzw. fahrbahnseitigen Eingriff verlangen, ist die Durchführung einer solchen Verstärkungsmaßnahme nur sinnvoll, wenn gleichzeitig bzw. nachfolgend Abdichtung und Kappen der Brücke erneuert werden. Eine Verstärkungsmaßnahme sollte somit mit einer weiterreichenden Instandsetzungsmaßnahme der Brücke verbunden werden.

1.3.2 Bestandskennwerte

Bei einer Verstärkung, insbesondere bei der aufgeklebten Bewehrung, werden als Eingangsgröße für verschiedene Nachweise die tatsächlichen Betonfestigkeiten benötigt. Aus diesem Grund sollte vor der detaillierten Verstärkungsplanung immer eine Prüfung der Betonfestigkeiten am Bestand erfolgen. Insbesondere die Oberflächenzugfestigkeit sollte vorab gründlich geprüft werden, da diese die Nachweise erheblich beeinflusst. Hierbei sei angemerkt, dass je nach Nachweis eine größere Oberflächenzugfestigkeit positiv, aber auch negativ sein kann. So wirkt beim Verbundnachweis eine größere Oberflächenzugfestigkeit zunächst positiv, da höhere Verbundspannungen aufgenommen werden können. Allerdings bewirkt eine größere Oberflächenzugfestig-

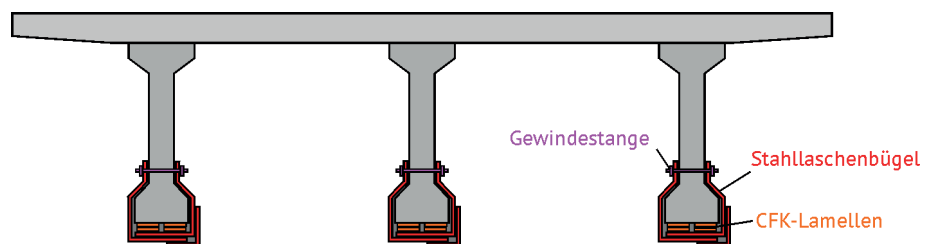


Bild 5: Mögliche Verstärkungen mit aufgeklebter Bewehrung und zusätzlichen Stahllaschenbügeln zur Herstellung eines Ankündigungsverhaltens bei spannungsrissskorrosionsgefährdeten Bauteilen, aus [6]

keit auch eine Vergrößerung des Rissmomentes, was zu größeren Rissabständen und zu höheren einwirkenden Lamellenkräften bei der Erstrissbildung führt.

Auch bei der eingeklebten Bewehrung ist häufig eine zusätzliche Verbügelung mit Stahllaschen erforderlich, für welche ebenfalls diese Kennwerte benötigt werden. Hinzu kommt bei der eingeklebten Bewehrung, dass eine ausreichende Betondeckung vorhanden sein muss, um die Schlitzlöcher für die Lamellen ohne eine Beschädigung der vorhandenen Bewehrung herstellen zu können. Auch dies sollte vor der detaillierten Verstärkungsplanung geprüft werden, da sonst in der Ausführung möglicherweise das gesamte Verstärkungsprojekt scheitern kann.

1.3.3 Temperatur bei der Verklebung

Der für die geklebte Bewehrung benötigte Epoxidharzklebstoff darf nur bei Bauteiltemperaturen oberhalb von circa 10 °C verarbeitet werden. Da diese Temperaturen insbesondere im Winter nicht gesichert erreicht werden, sollte die Bauzeit für eine Verstärkungsmaßnahme möglichst in den wärmeren Jahreszeiten liegen. Falls dies nicht möglich ist, müssen während den Verstärkungsarbeiten die Brücken in Teilen eingehaust und beheizt werden.

Im Sommer ist zusätzlich zu beachten, dass die Epoxidharze bei sehr warmen Temperaturen deutlich schneller aushärten und somit die Verarbeitungszeit der Klebstoffe abnimmt.

1.3.4 Tragwerksplanung

Eine Brückennachrechnung ist aufgrund der zahlreichen Lasten, der möglicherweise geometrischen Komplexität und der Randbedingungen aus der bestehenden Spann- und Betonstahlbewehrung bereits ein komplexes Planungsthema. Da die Verstärkung direkt in den Brückenbestand eingreift, muss als Grundlage zwingend eine Nachrechnung erfolgt sein, bevor die Verstärkungsmaßnahme geplant werden kann. Da die mit der Nachrechnung betrauten Planenden bereits fundierte Kenntnisse über den Bestand erlangt haben, sollten diese im Regelfall auch mit der Planung der Verstärkung betraut werden. Die Planung der Verstärkung sollte zur Ausschreibung der Bauleistung ausführungsfähig und geprüft vorliegen, um die meist knappe Bauzeit nicht zu gefährden. Eine Vergabe der Ausführungsplanung zusammen mit der Ausführung der Baumaßnahme, wie dies im Neubau teilweise üblich ist, kann bei Verstärkungsmaßnahmen aus den genannten Gründen zu erheblichen Problemen führen.

1.4 Besonderheiten bei eingeklebter Bewehrung

1.4.1 Allgemeines

Aufgrund des guten, und steifen Verbundverhaltens der eingeklebten Bewehrung, welches zu sehr geringen Rissbreiten führt, ist die Tragwerksplanung deutlich ein-

facher als für aufgeklebte Bewehrungen und in Grundsätzen mit der Bemessung einer abgestuften, einbetonierten Bewehrung vergleichbar.

Sofern hierbei CFK-Lamellen zum Einsatz kommen, sind deren besondere Eigenschaften zu berücksichtigen. Die CFK-Lamellen verhalten sich bis zum Bruch linear elastisch und besitzen somit kein Fließverhalten. Die Zugfestigkeit von CFK-Lamellen übersteigt die von Betonstahl deutlich und liegt auch meist oberhalb der von Spannstählen. Alle diese Besonderheiten müssen in der Querschnittsbemessung berücksichtigt werden. In den Kapiteln 3 und 6 in [6] wird dies für Spannbeton und Stahlbeton umfangreich beschrieben.

Nachfolgend sind noch einige Besonderheiten der eingeklebten Bewehrung, welche im Brückenbau vorkommen können, angegeben.

1.4.2 Betondeckung

Für die eingeklebte Bewehrung sollte mindestens eine Betondeckung von 15 mm vorhanden sein. So sind auch für den kleinsten Schlitzlamellenquerschnitt von 10 mm Höhe ausreichend Toleranzen vorhanden. Es muss sichergestellt werden, dass durch das Einschneiden der Schlitzlöcher die vorhandene innere Bewehrung nicht zu Schaden kommt. Somit sollte die Betondeckung exakt mittels zerstörungsfreier Prüfung ermittelt und dokumentiert werden.

1.4.3 Neigungswechsel

Insbesondere bei Verstärkungen in Querrichtung kann es sein, dass die Oberfläche, in welche die Bewehrung eingeklebt werden soll, einen Neigungswechsel aufweist. Dieser ist z. B. oberseitig häufig beim Querneigungswechsel am Entwässerungstiefpunkt vorhanden. Die einzuklebenden CFK-Lamellen haben meist eine Höhe von circa 20 mm und sind deshalb in dieser Richtung kaum biegsam. Falls dies doch der Fall wäre, muss ein ausreichender Ausrundungsradius vorhanden sein und in der Bemessung müssen sowohl die Umlenkkräfte wie auch die elastischen Spannungen aufgrund des Biegens berücksichtigt werden.

Im Regelfall ist es besser, an dieser Stelle eine Übergreifung zweier Lamellen vorzusehen, wie dies Bild 6 zeigt. Hierbei werden die Lamellen in einer Ebene nebeneinanderliegend angeordnet. Hierbei ist jedoch zu berücksichtigen, dass im Bereich der Übergreifung möglicherweise eine höhere Betondeckung im Bestand benötigt wird. Falls diese nicht vorhanden ist, kann im Vorfeld ein geringer Aufbeton z. B. durch Instandsetzungsmörtel erstellt werden.

1.5 Besonderheiten bei aufgeklebter Bewehrung

1.5.1 Allgemeines

Bei der Verstärkung mit aufgeklebter Bewehrung werden CFK-Lamellen meist direkt auf die Betonoberfläche ver-

klebt. Da der Verbund maßgeblich von der Zugfestigkeit der oberflächennahen Betonschichten abhängt, müssen für den Verbundnachweis deutlich aufwändigere Verfahren angewendet werden als bei den geschlitzten Lamellen. Aus diesem Grund wird für den Nachweis des Verbundes nach der DAfStb-RiLi VBgB [1] neben dem Endverankerungsnachweis ein kontinuierlicher Verbundnachweis am sogenannten Zwischenrisselement erforderlich, s. a. [7], Kap. 7. Für Brückenverstärkungen ist meist nur der genaue Nachweis am Zwischenrisselement sinnvoll anwendbar [6], da das vereinfachte Verfahren gemäß [1] entweder nicht anwendbar oder unwirtschaftlich ist. Auf den Verbundnachweis haben zahlreiche Randbedingungen einen Einfluss. Neben der Kraft in der Verstärkung sind dies v. a. der Schnittkraftverlauf der Verstärkung über die Bauteillänge sowie die Rissbildung der Bestandstruktur. Im Brückenbau gibt es bezüglich dieser Einflussfaktoren einige Besonderheiten, welche nachfolgend beschrieben werden.

1.5.2 Spannbeton

Betonbrücken sind bei Spannweiten größer 15 m oft vorgespannt. Die zum Zeitpunkt der Verstärkung vorhandene Vorspannung hat einen erheblichen Einfluss auf die mechanisch eindeutig berechenbare Lamellenzugkraft. Die Vorspannung beeinflusst jedoch auch die Rissbildung und das Krümmungsverhalten erheblich. Bei statisch unbestimmten Systemen hat die Vorspannung auch Auswirkungen auf die Schnittgrößenverteilung. Die im Bauteil herrschende Vorspannung zum Zeitpunkt der Verstärkung ist meist nicht vollständig bekannt, da nach dem Vorspannen des Bauteils die Vorspannkraft aufgrund der sofortigen Verluste und der zeitabhängigen Verluste abnimmt. Insbesondere die zeitabhängigen Verluste unterliegen erheblichen Schwankungen.

1.5.3 Rissbildung

Im Hochbau kann beim Nachweis des Zwischenrisselements häufig von einem konstanten Rissbild ausgegangen werden, da sich die Querschnitte über das Bauteil meist weder in der Geometrie noch im Bewehrungsgrad verändern. Die CFK-Lamellen werden meist in optisch rissfreiem Zustand verklebt, da der Beton in der Realität höhere Zugkräfte aufnehmen kann, als es in der Bemessung angesetzt wird. Um die Bewehrung zu aktivieren, muss der Beton reißen. In den Rissen wird die Kraft zwischen Stahlbewehrung und CFK-Lamelle über die Dehnungsebenen aufgeteilt.

Im Brückenbau sind hingegen sehr häufig zahlreiche Querschnittsveränderungen insbesondere im Bewehrungsgrad vorhanden. Zusätzlich sind viele Brücken vorgespannt. Die Vorspannung erhöht das Rissmoment und somit auch den Rissabstand, da dieser gemäß [1] aus der Eintragungslänge der Bewehrung auf Basis des Rissmomentes ermittelt wird. Allerdings hat auch die

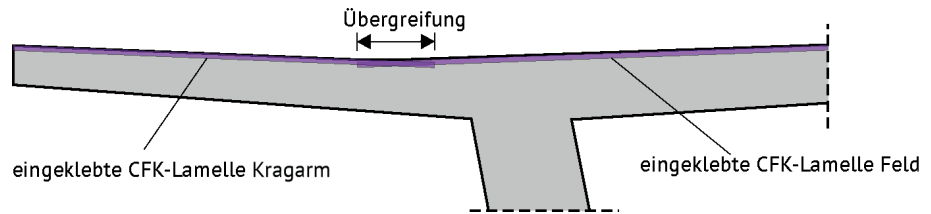


Bild 6: Ausführung von eingeklebter Bewehrung im Bereich eines Querneigungswechsels, aus [6]

Verbundwirkung der Spannglieder einen Einfluss auf den Rissabstand. Es kann vorkommen, dass die Spannglieder girlandenförmig geführt sind. Infolgedessen ist die Vorspannung an jeder Stelle im Bauteil aufgrund der Reibungsverluste anders und auch der Rissabstand variiert. Dies stellt eine komplexe Problemstellung dar und erfordert eine aufwändige Bemessung. Ein Bemessungsbeispiel ist in [6] Kapitel 3 dargestellt.

1.5.4 Wanderlasten und Lastfallkombinationen

Der Nachweis am Zwischenrisselement ist zum einen abhängig von der Kraftdifferenz zwischen den beiden Rissufern und zum anderen vom Grundkraftniveau am Zwischenrisselement. Das Grundkraftniveau ist charakterisiert durch das Biegemoment, die Kraftdifferenz durch die Steigung der Momentenlinie, welche der Querkraft entspricht. Allerdings sind sowohl Kraftdifferenz als auch Grundkraftniveau abhängig vom Krümmungsverhalten des Bauteils. Dies bedeutet insbesondere, dass die Vordehnungen des Bauteils beziehungsweise der Bewehrungen sowie deren Fließgrenze einen erheblichen Einfluss haben.

Da sich der Momentenverlauf insbesondere bei Wanderlasten bei jeder Lastfallkombination unterscheidet, herrschen unter jeder Lastfallkombination sowohl eine andere Kraftdifferenz wie auch ein anderes Grundkraftniveau. Zudem kann sich – abhängig von der jeweiligen Lastfallkombination – die Stelle im Träger verändern, an der der Betonstahl ins Fließen und das bewehrte Betontragwerk also vom Zustand II in den Zustand III übergeht. Somit müssen im Regelfall alle maßgeblichen Lastfallkombination untersucht werden, was insbesondere mit einer Handrechnung kaum möglich ist. Aus diesem Grund werden insbesondere in [6] in Kapitel 9 Verfahren vorgestellt, wie diese verschiedenen Lastfallkombinationen effizient behandelt werden.

1.6 Ermüdung

Bei Brücken im Bestand bestehen im Vergleich zum Neubau einige Besonderheiten bezüglich des Ermüdungsnachweises. Zum einen haben Brücken im Laufe ihrer Lebensdauer meist bereits eine Ermüdungsbeanspruchung erfahren, welche in der Berechnung berücksichtigt werden müssen. Zum anderen wurden bei bestehenden Brücken teilweise andere Materialien verwendet als dies heute im Neubau der Fall ist.

Oft kann bereits bei der Nachrechnung das im Neubau häufig verwendete Verfahren der spannungsäquiva-

lenten Schwingbreiten nicht mehr verwendet werden, da die bisherige Ermüdungsbeanspruchung nicht zutreffend in den Nachweis integriert werden kann. Somit muss häufig ein Betriebslastnachweis geführt werden, welcher deutlich aufwändiger ist und in den meisten Softwarelösungen nicht implementiert ist. Da für die Verstärkungsverfahren keine spannungsäquivalenten Schwingbreiten vorliegen bzw. hier teilweise mittelspannungsabhängige Dauerfestigkeiten verwendet werden, muss bei Verstärkungen immer ein Betriebslastnachweis erfolgen. Die spannungsäquivalenten Schwingbreiten beziehen sich auf den derzeitigen bzw. den prognostizierten Verkehr [8], welcher in der Vergangenheit jedoch deutlich geringer war. Für eine aufgeklebte Verstärkung ist zusätzlich der Nachweis der Verbundermüdung zu führen. Weiterführende Informationen, ein umfangreiches Beispiel inbegriffen, enthält [6].

2 Temperaturstabilität von geklebten CFK-Lamellen im Brückenbau

Um die Fragen hinsichtlich des Überbaus mit Asphalt und der Auswirkungen der jahreszeitlichen Temperaturschwankungen zu untersuchen und zu beantworten, wurde ein Forschungsvorhaben [9] an der Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt (Empa) in der Schweiz durchgeführt. Im Bereich der Brücke erfolgt der übliche Aufbau der Fahrbahn in drei Arbeitsschritten: Zuerst erfolgte der Einbau der CFK-Klebelamellen mit dem Epoxidharzklebstoff direkt auf den Rohbeton. Nach drei Tagen Aushärtung des Klebstoffs wurde eine Polymerbitumen-Dichtungsbahn (PBD) aufgebracht. Anschließend wurde der heiße Gussasphalt (ca. 220–240 °C im Fahrmischer) aufgebracht. In einem ersten Teil des Forschungsprojekts wurden in Bauteilversuchen die Temperaturen in der Ebene der Klebstoffuge beim Einbau der PBD (Bild 7) sowie beim Einbau des Gussasphaltes (Bild 8) gemessen. Im Nachgang wurde die Haftzugfestigkeit der verklebten CFK-Lamellen untersucht und mit den Referenzproben verglichen.



Bild 7: Aufbringen der PBD

Aufgrund der hohen Einbautemperatur von Gussasphalt war zu erwarten, dass die Temperaturen im Bereich der CFK-Verstärkung die Glasübergangstemperatur des Klebstoffs (ca. 50 °C) übersteigen.

Die Untersuchungen zur Temperaturentwicklung lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Die Temperaturen während des Aufbringens der PBD sind vernachlässigbar. Zwar ist die Temperatur hoch, jedoch ist die Einwirkungsdauer sehr kurz, so dass sich die Klebstoffuge kaum erwärmt.
- Beim Aufbringen des Gussasphaltes kann die Temperatur in der Epoxidharzschicht bis zu 80 °C betragen. Während des Asphalteinbaus können die CFK-Lamellen also nicht statisch berücksichtigt werden. Die Abkühlphase, bis die Temperatur wieder auf die maximal zulässige Dauerbauteiltemperatur (gemäß Zulassungen und Richtlinien) von 40 °C sinkt, beträgt ca. 3 h. Nach dieser Zeit können die CFK-Lamellen wieder voll angesetzt werden.
- Die anschließend durchgeführte Prüfung der Haftzugfestigkeit zeigt nur eine minimale Beeinflussung des Verbundes. Diese Restfestigkeit ist jedoch höher als die bei der Bemessung ansetzbare Verbundfestigkeit. Die Bemessung bzw. Bemessungsfestigkeiten müssen somit nicht angepasst werden.
- Durch das beschleunigte Erhärten (i. d. R. wird ein Versuchsalter von 28 d für die Glasübergangstemperatur herangezogen) steigt die Glasübergangstemperatur durch Nacherhärteeffekte (vermehrte Querverbindungen der Polymerketten) nachträglich an. Gemäß [8] ist die Aushärtung im Normalfall nach 4 d abgeschlossen, ohne signifikante Zunahme der Festigkeit bei längerem Zeitraum.

Eine untergeordnete Rolle spielt lediglich die Kontaktfläche zwischen CFK-Lamelle und PBD. Aufgrund möglicher Diffusion von Weichmachern aus der CFK-Lamelle konnten hier teilweise kleinflächige Verbundstörungen beobachtet werden. Bei zusätzlichem Asphaltaufbau kann dies aufgrund des Eigengewichts des Asphalts jedoch vernachlässigt werden. Sofern es zu CFK-Verstärkungen und anschließender PBD ohne Auflast durch Asphalt o. ä. kommt, kann auf der sicheren Seite eine dünne Schutz- bzw. Trennschicht (Bodenbeschichtung oder Epoxidharz) auf die CFK-Lamellen aufgebracht werden. Versuche zeigen, dass geringfügige Blasenbildung somit verhindert werden kann.

3 Dauerhaftigkeit geklebter CFK-Lamellen unter Temperatureinfluss

In einem zweiten Teil der Studie wurden Langzeitüberwachungen

Foto: Empa, Zürich

an CFK-verstärkten Kragträgern durchgeführt [10], [11]. Die mit Asphalt überbauten, verstärkten Platten wurden unter Gebrauchslast und jahreszeitlichen Umwelt- und Temperatureinflüssen über vier Jahre beobachtet (Bild 9) [10]. Um den Einfluss der Temperatur auf den Grenzzustand der Tragfähigkeit zu untersuchen, wurden die Probekörper anschließend im Labor zum Versagen unter Bruchlast gebracht [11].

Über den gesamten Versuchszeitraum wurde der Temperaturverlauf in und auf den Probekörpern festgehalten. Die maximale Lufttemperatur betrug ca. 38 °C. Aufgrund der direkten Sonneneinstrahlung auf die Probekörper wurde eine maximale Temperatur in der Klebstoffuge von 42 °C gemessen. Die in den Bemessungsrichtlinien festgesetzte, maximal anzusetzende Temperatur von 40 °C, die als Dauerbauteiltemperatur definiert ist, wurde im Maximum somit leicht überschritten. Dennoch kann diese Grenze aufgrund der nächtlichen Abkühlung als zutreffend angesehen werden.

Im Laufe der Zeit konnte bei höheren Temperaturen im Probekörper eine größere Dehnung festgestellt werden. Der Anstieg der Dehnungen war im Vergleich zur Bemessungsdehnung jedoch moderat. Bei geringeren Temperaturen war die viskoelastische Verformung des Klebstoffs deutlich verringert [10]. Gleichzeitig war das Verhalten des Klebstoffs zu jeder Zeit stabil, ohne Anzeichen einer Delamination. Ein Zusammenhang zwischen einer Dehnungszunahme der CFK-Lamellen und einem Kriechen des Betons aufgrund des viskoelastischen Klebstoffverhaltens konnte durch eine Mehrebenen-Modellanalyse (multilineare Regression) festgestellt werden [11]. Die Reserve von ca. 10–20 °C von Glasübergangstemperatur zu der in den Richtlinien festgesetzten max. Dauerbauteiltemperatur ist somit eine sinnvolle Vorgabe.

Bei den anschließenden Versuchen im Labor [11], bei welchen die Probekörper zum Bruch gebracht wurden, konnte zunächst eine etwas verringerte Biegesteifigkeit im Vergleich zu den Referenzproben festgestellt werden (Bild 10). Das Versagen der Probekörper erfolgte aufgrund von Betondruckversagen, ohne sichtbares Delaminieren der CFK-Lamellen. Die Biegetragfähigkeit der mit Asphalt überbauten Platten überstieg die der Referenzbauteile ohne Asphalt. Dies wird auf den Asphalteinchluss (Auflast) der CFK-Lamellen zurückgeführt, wodurch höhere Verbundkräfte durch geringen Anpressdruck ermöglicht werden. Bei den Bruchversuchen konnte jedoch bereits ab Gebrauchslastniveau ein deutlicher Schlupf zwischen Asphalt und Beton beobachtet werden. Somit kann auch aufgrund der geringen Steifigkeit des Asphalts ausgeschlossen werden, dass dieser zur Biegetragfähigkeit beiträgt.



Bild 8: Einbau des Gussasphaltes

Foto: Empa, Zürich

4 Fazit

Eine Brückenverstärkung mit geklebter Bewehrung ist eine schnelle und in der Ausführung unkomplizierte Methode, um die Tragfähigkeit zu verbessern. In der Planung müssen jedoch einige Besonderheiten beachtet werden, welche in [6], [7] beschrieben und anhand von Beispielen erläutert werden. Auch haben sich Brückenverstärkungen mit geklebter Bewehrung als langlebig herausge-



Bild 9: Probekörper unter Umwelteinfluss

Foto: Empa, Zürich

stellt. Langzeitversuche zeigen, dass die jahreszeitlichen Temperaturschwankungen oder der Überbau mit Asphalt keinen Einfluss auf die Tragfähigkeit von CFK-verstärkten Bauteilen haben. Die Zunahme der Dehnungen in den CFK-Lamellen betrifft lediglich die Gebrauchstauglichkeit. Die Auswertung der Restfestigkeit von mit Asphalt überbauten und mit CFK-Lamellen verstärkten Platten zeigt, dass die gleichzeitige Beanspruchung bei höheren Temperaturen nicht kritisch im Hinblick auf den Grenzzustand der Tragfähigkeit ist.

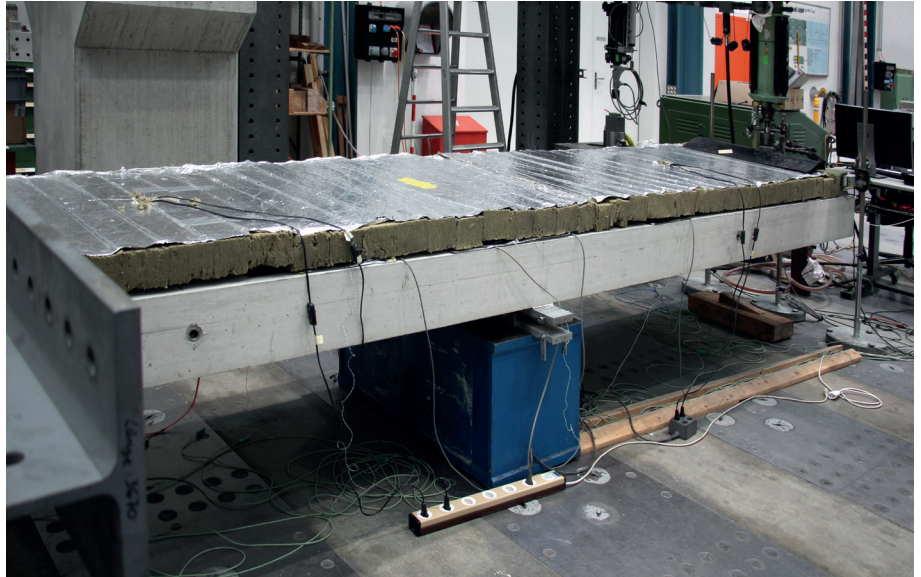


Bild 10: Bruchversuch im Labor

Foto: Empa, Zürich

Dank

Die Autoren danken der Eidgenössischen Materialprüfanstalt für die wertvollen Forschungsarbeiten sowie die Bereitstellung von Bildmaterial, die in diesen Beitrag eingeflossen sind.

Literatur

- [1] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb, Hrsg.): DAfStb-Richtlinie Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung (RiLi VBgB); Ausgabe 03/2012.
- [2] DIN EN 1992-1-1: 2011-01: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010.
- [3] DIN EN 1992-1-1/NA: 2013-04: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010.
- [4] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb, Hrsg.) Gelbdruck DAfStb-Richtlinie Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung (RiLi (E) VBgB). Ausgabe 01/2026.
- [5] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb, Hrsg.): Erläuterungen und Beispiele zur DAfStb-Richtlinie: „Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung“. DAfStb-Heft 595, Berlin: Beuth, 2016.
- [6] Finckh, W.; Kreutz, J.; Eberth, F.: Brückenverstärkung mit geklebter Bewehrung. Wiesbaden: Springer Vieweg, 2025. <https://doi.org/10.1007/978-3-658-49258-8>
- [7] Finckh, W.: Verstärken von Betonbauteilen – Tragwerksplanung im Bestand. Wiesbaden: Springer Vieweg, 2024. <https://doi.org/10.1007/978-3-658-45857-7>
- [8] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (Hrsg.): Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). Ausgabe 05/2011.
- [9] Czaderski, C.; Gallego, J. M.; Michels, J.: Temperature stability and durability of Externally Bonded CFRP strips in bridge construction. Forschungsbericht, Forschungsprojekt AGB 2012/001, Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt (Empa), Zürich, 2017.
- [10] Breveglieri, M.; Czaderski, C.: Reinforced concrete slabs strengthened with externally bonded carbon fibre-reinforced polymer strips under long-term environmental exposure and sustained loading. Part 1: Outdoor experiments. Forschungsbericht, Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt (Empa), Zürich, 2022.
- [11] Breveglieri, M.; Czaderski, C.: RC slabs strengthened with externally bonded CFRP strips under long-term environmental exposure and sustained loading. Part 2: Laboratory experiments. Forschungsbericht, Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt (Empa), Zürich, 2021.