

Verstärkung von Stahlbrücken mit hochfestem Beton

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 137

bast

Verstärkung von Stahlbrücken mit hochfestem Beton

von

Tobias Mansperger
Thomas Lehmann
Max Hofmann

Leonhardt, Andrä und Partner
Beratende Ingenieure VBI AG
Stuttgart/ Dresden

Markus Krüger
Frank Lehmann

Materialprüfungsanstalt
Universität Stuttgart

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 137

bast

Die Bundesanstalt für Straßenwesen veröffentlicht ihre Arbeits- und Forschungsergebnisse in der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen**. Die Reihe besteht aus folgenden Unterreihen:

A - Allgemeines
B - Brücken- und Ingenieurbau
F - Fahrzeugtechnik
M - Mensch und Sicherheit
S - Straßenbau
V - Verkehrstechnik

Es wird darauf hingewiesen, dass die unter dem Namen der Verfasser veröffentlichten Berichte nicht in jedem Fall die Ansicht des Herausgebers wiedergeben.

Nachdruck und photomechanische Wiedergabe, auch auszugsweise, nur mit Genehmigung der Bundesanstalt für Straßenwesen, Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit.

Die Hefte der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen** können direkt bei der Carl Schünemann Verlag GmbH, Zweite Schlachtpforte 7, D-28195 Bremen, Telefon: (04 21) 3 69 03 - 53, bezogen werden.

Über die Forschungsergebnisse und ihre Veröffentlichungen wird in der Regel in Kurzform im Informationsdienst **Forschung kompakt** berichtet. Dieser Dienst wird kostenlos angeboten; Interessenten wenden sich bitte an die Bundesanstalt für Straßenwesen, Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit.

Ab dem Jahrgang 2003 stehen die **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt)** zum Teil als kostenfreier Download im elektronischen BASt-Archiv ELBA zur Verfügung.
<http://bast.opus.hbz-nrw.de>

Impressum

Bericht zum Forschungsprojekt FE 15.0566/2012/CRB:
Instandsetzung und Verstärkung von orthotropen Platten mit hochfestem Beton

Fachbetreuung:
Heinz Friedrich

Herausgeber
Bundesanstalt für Straßenwesen
Brüderstraße 53, D-51427 Bergisch Gladbach
Telefon: (0 22 04) 43 - 0
Telefax: (0 22 04) 43 - 674

Redaktion
Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit

Druck und Verlag
Fachverlag NW in der
Carl Schünemann Verlag GmbH
Zweite Schlachtpforte 7, D-28195 Bremen
Telefon: (04 21) 3 69 03 - 53
Telefax: (04 21) 3 69 03 - 48
www.schuenemann-verlag.de

ISSN 0943-9293
ISBN 978-3-95606-314-5

Bergisch Gladbach, Mai 2017

Kurzfassung – Abstract

Verstärkung von Stahlbrücken mit hochfestem Beton

Bei der Brücke Beimerstetten erfolgt als Pilotprojekt in Deutschland eine Verstärkung einer orthotropen Platte mit stabstahlbewehrtem hochfestem Stahlfaserbeton, dessen Verbund mit dem Deckblech über eine zuvor verklebte Splittschicht hergestellt wird. Diese Verstärkungsmethode wurde in den Niederlanden entwickelt und bei Pilotprojekten eingesetzt.

Die Brücke Beimerstetten ist als Einfeldträger mit einer Spannweite von 40,35 m als einzelliger, stählerner Hohlkasten ausgebildet. Die Aussteifung erfolgt durch Querrahmen im Regelabstand von 2,00 m. Die orthotrope Fahrbahnplatte besteht aus einem 12 mm dicken Deckblech und Wulstflachstählen als Längsrippen im Abstand von ca. 250 bis 300 mm.

Vor dem Einbau des Betons wurden Probepplatten hergestellt, die zur versuchstechnischen Untersuchung der Methode unter Baustellenbedingungen durch das Karlsruher Institut für Technologie (KIT) herangezogen wurden. Nach zwei fehlerhaften Versuchen konnte bei der dritten Probepplatte durch den Einsatz einer druckluftbetriebenen Rüttelbohle, unterstützt durch Flaschenrüttler ein vollflächiger Verbund des hochfesten Betons mit dem geklebten Split nachgewiesen werden.

Der Einbau des stabstahlbewehrten hochfesten Stahlfaserbetons ist sehr anspruchsvoll und benötigt unter erschwerten Bedingungen in einer Einhausung eine große Anzahl gut geschultes Personal.

Am Bauwerk durchgeführte Verformungs- und Dehnungsmessungen konnten im laufenden Baustellenbetrieb nur eingeschränkt durchgeführt werden. Über numerische Berechnungen wurde das Tragverhalten der orthotropen Fahrbahnplatte ohne Belag, mit Asphaltbelag bei unterschiedlichen klimatischen Bedingungen und mit dem Aufbeton ermittelt. Der Abgleich von Mess- und Rechenergebnissen lässt auf einen vollen Verbund zur Zeitpunkt der Messungen schließen.

Im Vergleich mit alternativen Verstärkungsmethoden zeigt das Pilotprojekt Beimerstetten gute Verstärkungseigenschaften und eine deutliche Verbes-

serung des Ermüdungswiderstandes der orthotropen Platte. Hinsichtlich der Dauerhaftigkeit des Verstärkungsverfahrens liegen unzureichende Erkenntnisse vor.

Strengthening of steel bridges with high performance concrete

The Beimerstetten Bridge is a pilot project for the strengthening method of orthotropic steel decks by connecting a layer of high performance fiber reinforced concrete with previously epoxy-glued grit. This Method was developed in the Netherlands and has been used on several pilot projects.

The Beimerstetten Bridge is a single-span beam with a total length of 40.35 m, built as a steel hollow box girder. Lateral bracing is done by cross-fames with a longitudinal distance of 2.00 m. The orthotropic steel deck consists of a 12 mm deck plate supported by bulb stiffeners with a lateral spacing of 250 to 300 mm.

Prior to the casting of the concrete on the bridge, specimen slabs were built and tested under site conditions by the Karlsruhe Institute of Technology (KIT). After two slabs were defective, the third specimen showed the required continuous bond of concrete and pre-glued grit by using a vibrating slab powered by compressed air and supported by internal spud vibrators.

The casting of the high performance fiber reinforced concrete is very challenging and requires a large number of well trained personnel working in difficult conditions in an enclosure.

On site performed measurements of strain and deflections were restricted due to the ongoing construction process. Numeric calculations of the load bearing behavior of the orthotropic steel deck without wearing surface, with wearing surface in different temperature conditions and with the concrete layer have been carried out. Comparisons of the results of measurements and computed results show stiff composite conditions at the time when measuring took place.

Compared to other strengthening methods, the pilot project Beimerstetten shows good reinforcing effects and a significant reduction of fatigue resistance of the orthotropic steel deck. Knowledge regarding durability of the strengthening method is currently inadequate.

Summary

Strengthening of steel bridges with high performance concrete

Beimerstetten Bridge

The Beimerstetten Bridge, build in 1963, is located on road L1239 and crosses the railway line Stuttgart – Ulm. The bridge is designed as a single span beam 40,35 m long and 11,00 m wide. The single-cell steel box girder is 1,75 m high and 5,44 m wide. The lateral bracing is provided by cross frames spaced at two meters. Those frames consist of robust crossbars on the top flanges, which are bolted together in the middle. Haunched cantilevers with a length of 2,78 m are attached to the crossbars with bolted connections as well.

The Beimerstetten Bridge is the typical orthotropic deck bridge currently used. Cross frames are 2,00 m apart, the deck plate is 12 mm thick and is supported by bulb stiffeners every 250-300 mm. Due to the low traffic volume and amount of heavy traffic, no fatigue damage is noticeable. Thus, the bridge is very well suited to test the strengthening measure.

A downside of the structure is the design as single span girder. Therefore, no regions of the longitudinal structure with hogging moments can be examined and hence the analysis of the influence of tensile stress on the concrete plate is severely limited. Although the calculations imply that the additional stiffness added by the strengthening to the main structure is not negligible and therefore high tensile stresses are expected due to the high Young's modulus of the concrete.

Strengthening Method

At the Beimerstetten bridge, a strengthening method for orthotropic decks with high performance concrete shall be applied, as a pilot project for the Federal Republic of Germany in general, and the Maxau Rhine Bridge in particular. This strengthening method was developed in the Netherlands and has already been used in several projects [1]. The execution of the strengthening method is based upon the requirements of large bridges. For example, there was no need for a structural joint in the longitudinal direction, since the bridge was closed for traffic during the whole time of the construction works anyway.

The strengthening of the deck plate consists of a layer of epoxy resin, into where bauxite grit is scattered. This layer is specified as "Boligrip W/MB" by the manufacturer. A 6 cm thick layer of high performance fiber reinforced concrete is applied onto the resin afterwards. On top of the concrete a thin deck pavement is added, consisting of epoxy resin and scattered grit too [2].

On the north side, the walkway is widened to a foot and cycle path. Furthermore, the superstructure has a crossfall of 3%. Therefore, a gutter out of mastic asphalt with five drains is provided on that side.

For the construction of the concrete layer, the pavement needed to be completely enclosed after the removal of the old mastic asphalt. Therefore a protective tent was erected, which was shifted transversely after the first construction phase.

Observations during construction

Prior to the installation, specimen slabs were built. In conjunction with examinations of the Karlsruher Institute of Technology (KIT) and the Material Testing and Research Institute Stuttgart (MPA), problems regarding the installation and compacting of the concrete became obvious [3]. By using a vibrating slab powered by compressed air, supported by internal spud vibrators, the required continuous bond between concrete and pre-glued grit was obtained.

The mixture of the high performance concrete on site and the installation in the protective tent, proved to be labor intensive and demanded high quality requirements regarding the proper processing of the green concrete.

With the knowledge from the specimen slabs, the installation of the strengthening with high performance concrete was successfully carried out according to plan in two construction phases. No anomalies were found after the visual inspection of the concrete surface.

Measurements on the structure

Because of the construction progress at the beginning of the project, it was not possible to carry out measurements on the existing mastic asphalt pavement. It wasn't possible to apply defined loads on to the measuring points due to the limited space under the protective tent, after the removal of the asphalt.

The strain gauges, applied prior to the method, were highly damaged by the high energy compacting of the concrete. Therefore, the value of the strain measurements was far below the expectations.

The deformation measurements at the bottom of the orthotropic deck were used to monitor the bonding conditions and thereby, the success of the strengthening method.

Comparing the results of the measurement with the numerical data indicates stiff composite conditions and a successful hardening of the concrete.

Numerical Investigations

On one hand, the numerical calculations allowed to comprehend the influence of the strengthening method on the different parts and structural systems of the Beimerstetten Bridge. Due to the construction progress at the beginning of the project, the only way to obtain data about the loads prior to the strengthening method for the existing mastic asphalt pavement in the numerical simulations, was by using material models from the literature.

On the other hand, it was possible to control the bonding conditions in the measurement points by comparing results from the measurement with the numerical data.

The results demonstrate a significant reduction of the stresses in the deck plate due to the substantial higher stiffness. With a higher span of the single structural elements considering the mechanical properties of cross-section, this effect diminishes. Due to the better lateral distribution of the loads, more stiffeners are mobilized for load transfer and therefore, the demand on a single stiffener is reduced.

For trapezoidal hollow stiffeners and other members with hollow sections – like V- or champagne glass profiles – a significant reduction of the cross section profile deformations is expected, so that the robustness of the cross frame intersections and connecting welds is improved.

Accompanying Research MPA/KIT

At the request of the owner, the strengthening method was accompanied by the Karlsruher

Institute of Technology (KIT) and the Material Testing and Research Institute Karlsruhe (MPA). During this process, detailed investigations of the used high performance concrete were carried out, as well as tests on the specimen slabs and cores from the first construction phase.

With the extraction of the first cores from the specimen slabs, the aforementioned problems with the consolidation of the interconnecting joint appeared. As already mentioned, the required continuous bond was obtained by using a vibrating slab powered by compressed air supported by internal spud vibrators. The minimum requirements regarding the failure of the concrete in adhesive tensile testing were achieved.

The report of the KIT explicitly notes that, the installation is highly challenging, and experienced and specially trained expert staff and a high personnel intensity is necessary [3]. Furthermore, it's recommended to demand a proof of experience regarding the workmanship with this manufacturer-specific concrete of the brand "Ferroplan" from the executing company. From a concrete technology point of view, it's a reasonable measure, but it is delimitating substantially the competition in means of awarding future contracts.

Further research regarding the concrete technology showed that most concrete properties were up to the mark. The requirements in terms of shrinkage behavior were not met, but widely exceeded.

The experimental examination of two deck strips by the MPA Karlsruhe showed a bridge failure of the composite joint between steel and epoxy resin at a shear stress around 3,2 N/mm². The tests were stopped immediately at the moment the critical load was reached. Anyways, it can be expected that a sufficient residual capacity and ductile behavior of the two, now separated plates remains, regardless the bridge failure of the adhesive joint. Therefore, even with a failure of the composite joint, there is no risk that the structure fails completely. A growth in fatigue stress is expected instead, comparable to a good bonding of the deck plate with normal mastic asphalt. Thus, the strengthening method and the improvement of the lifespan would disappear.

Furthermore, the lack of knowledge about the durability of the composite system is pointed out and frequent and intensive inspections of the concrete is advised.

Further Aspects

The thermal expansion coefficient of epoxy resin is normally about 6 or 7 times higher than the coefficient of concrete or steel. Therefore it is likely that, with a resin layer thick enough, considerable residual stresses need to be transferred by the composite joint. In this context, it is possible that, especially with longer periods of low temperatures, the composite joint delaminates.

Even though there is limited information about the fatigue of the adhesive joint, a quite good durability of the epoxy resin is assumed. (Although not necessarily in the lifetime range of structures). Anyways, it is known that epoxy resins have a distinctive creeping potential. Due to the fact, that the composite joint is predominantly stressed by traffic loads, it is expected that creeping will not have a negative consequence on the strengthening method.

Alternative Methods

Pre Cast UHPFRC Elements

[4] Describes an alternative to the strengthening method with high performance cast in place concrete used in the Netherlands. High performance fiber reinforced pre cast concrete elements with a combination of stud shear connectors and injection mortar are used. The areas where the shear studs are located and the joints need to be filled with cast in place concrete. By using pre cast elements a lot of problems during manufacture of the cast in place concrete are avoided. Furthermore the negative influence of shrinkage is reduced. By using welded shear studs and verify the composite behavior just with those studs, further welding actions on the bottom of the deck plate are not damaging the composite joint. Thus further repair measures, which could be necessary through rising fatigue loads, can be carried out without damaging the composite joint with the concrete layer.

Sandwich-Plate-System

The so called Sandwich-Plate-System (SPS) consist of an additional deck plate, which is welded to the existing deck plate using spacers, to increase the STEINER ratio. A cavity is created between the two plates, which is infilled with polyurethane under

pressure. The core out of polyurethane allows a load-carrying shear connection between the plates, creating a 2 point cross section [5] due to a low YOUNG'S Modulus.

This system spans up to 3 m without additional stiffeners. This fact makes the method interesting for means of replacing reinforced concrete slabs in composite bridges with short distances between the cross frames in order to save additional weight. Due to the benefit of the reduction of dead weight, the Mettlach Bridge across the Saar was strengthened with the SPS method [6].

The method is under patent protection, whereby considerable obstacles regarding the public procurement law. Producing pre cast panels at a factory would be the ideal use of this method, because of the high requirements regarding the execution of the labor. On site the method is highly laborious and needs both a well-trained staff as well as intensive supervision.

Conventional Bond

Instead of using glued grit, conventional mechanical composite joints are used. One example is the motorway bridge crossing the Deutsche Bahn near DURLACH [7]. They applied a 15 cm thick layer of normal concrete on top of the existing orthotropic deck, using normal welded shear studs as composite joints. Due to the increased self-weight in conjunction with the improve capacity of the structure it was necessary to add additional columns. This option is obviously just for exceptions. Research during the new construction of the Wittenberge Bridge across the Elbe in the course of the motorway BAB 14, indicates that this construction method has a high potential for optimization and a further reduction of the thickness of the concrete layer may be possible. By using normal strength concrete or standardized high strength concrete, it is possible to craft this strengthening method under on-site conditions.

Fiber reinforced concrete without composite joint

In Denmark, a method to reinforce orthotropic decks by adding a layer of fiber reinforced concrete on top of the sandblasted deck plate [8] is currently being researched. This method, verified by both numerical calculations and as well as tests, results

in a quite good strengthening of the deck plate and thus a reduction of the fatigue load.

Although the durability of this method is widely unknown, the research shows that a sufficient amount of shear stress can be transferred by the friction between concrete and steel.

Adhesive Bonding of Additional Plates

By attaching additional thin steel plates (5 mm or 6 mm) with a layer of adhesive glue (2-3 mm) [9, 10] to the existing deck plate, a 40 to 50% reduction of the stresses in the deck plate is possible, depending on the considered detail. This thin additional layer combined with a slightly thinner pavement results in a nearly unchanged self weight as well as an unmodified gradient. Tests show that the glued plates have a similar stiffness than simple plates with the cumulative thickness. Therefore, it is reasonable to assume an equivalent increase in plate thickness of the deck plate.

Although the method is tested extensively in Germany [10] and the Netherlands [9] by both numerical and laboratory means, no pilot project is known. Therefore no knowledge about the implementation is given.

Conclusion

As a summary of the research performed in-house, the tests done by the KIT as well as the knowledge from the relevant literature, it appears that a significant improvement in robustness of the Beimerstetten Bridge has been achieved. At the time and at the considered locations of the measurements, a success of the method can be concluded.

As long as there is full continuous bond between steel and high performance fiber reinforced concrete and no cracking has occurred, a reduction of the fatigue stress under the threshold for fatigue strength is detected. That leads to a significant improvement of the lifespan of the orthotropic deck.

If cracking occurs or the composite bond is lost, the load carrying capacity is not gone but the strengthening effect is restricted and further damage through heavy traffic has to be considered.

The method of strengthening an orthotropic steel deck with a layer of high performance concrete,

used at the pilot project, establishes high requirements regarding:

- the concrete mix,
- the mixing of the concrete,
- properties of the green concrete,
- installation and compaction of the concrete,
- means of quality assurance,
- quality and quantity of the personnel on site.

Using manufacturer-specific materials and the requirement of personnel familiar with the material and method, creates procurement-related obstacles.

Knowledge regarding the durability of concrete and the adhesive joint is currently inadequate. Further research needs to be done as well as regular detailed inspections of the concrete layer. The time interval for inspections should be shorter than the usual for bridge inspections.

All craftsmanship that includes welding on the orthotropic deck needs to be carried out before the strengthening; otherwise the adhesive joint will be damaged.

From a technical point of view, the method is appropriate for the application at large bridges as it doesn't increase the dead weight and significant improvement in fatigue resistance is provided. The named high requirements regarding the concrete and the executing companies limit the bidding tender, so that the cost-effectiveness needs to be checked thoroughly. Logistic problems need to be taken into account in the preliminary planning stages. Specific problems that could not be analyzed at the Beimerstetten Bridge, need to be considered before the application on larger projects. This includes especially the area of hogging moments on the superstructure and the effect of moving traffic next to young concrete.

It is proposed to execute further research on alternative, low fatigue composite joints and low shrinking concrete to obtain similar strengthening effects with conventional building materials.

Bibliography

- [1] DENKINGER, M. D.; BUITELAAR, P.: Ertüchtigung orthotroper Fahrbahnplatten von Stahlbrücken. Stahlbau, Bd. 75, Nr. 7, S. 602-604, Juli 2006.
- [2] Ausführungsplanung Verstärkung Brücke Beimerstetten. Ingenieurgruppe Bauen, Karlsruhe, 2014
- [3] HAIST, M.; BREINER, R.: Ertüchtigung der orthotropen Fahrbahnplatte einer Brücke über die Bahn bei 89179 Beimerstetten mit einer Schicht hochfestem Beton (unveröffentlicht). MPA Karlsruhe, Karlsruhe, Schlussbericht, Nov. 2015
- [4] GIBSON, R.; RUS, L.; GRATON, D.; VONK, E.; HAJAR, Z.; NAGTEGAAL, G.: Prefabricated UHPFRC Slabs as a Strengthening Alternative for Erwijk Bridge. In: IABSE Madrid Symposium Report, Madrid, Spain, 2014, Bd. 102, S. 2207-2214
- [5] MINTEN, J.; SEDLACEK, G.; PASCHEN, M.; FELDMANN, M.; GEßLER, A.: SPS – ein neues Verfahren zur Instandsetzung und Ertüchtigung von stählernen orthotropen Fahrbahnplatten. Stahlbau, Bd. 76, Nr. 7, S. 438-454, Juli 2007
- [6] STIHL, T.; CHASSARD, C.; FELDMANN, M.; BILD, S.: Neue Technologie für die Hängebrücke über die Saar in Mettlach – Brückenfahrbahn aus Sandwich Plate System (SPS). Stahlbau, Bd. 82, Nr. 3, S. 179-187, März 2013
- [7] STEINER, J.; LAIER, R.; WÜRFEL, T.; BUCAK, Ö.; SCHERER, M.: Instandsetzung einer „müden“ Straßenbrücke mit orthotroper Fahrbahn. Stahlbau, Bd. 75, Nr. 2, S. 161-169, Feb. 2006
- [8] WALTER, R.; OLESEN, J. F.; VEJRUM, T.; STANG, H.; GIMSING, N. J.: Cement based overlay for orthotropic steel bridge decks: A Multi-Scale Modeling Approach, Technical University of Denmark, Danmarks Tekniske Universitet, Department of Structural Engineering and Materials Institut for Bærende Konstruktioner og Materialer, 2005
- [9] de FREITAS, S. T.; KOLSTEIN, H.; BIJLAARD, F.: Lightweight Reinforcement Systems for Fatigue-Cracked Orthotropic Bridge Decks. Structural Engineering International, Bd. 23, Nr. 4, S. 458-467, Nov. 2013
- [10] FRIEDRICH, H.: Instandsetzung orthotroper Fahrbahnplatten durch Aufkleben von Stahlplatten. Bauingenieur, Bd. 81, S. 289-292, Juni 2006

Inhalt

1	Beschreibung der Maßnahme	11	6	Zusammenfassung	25
1.1	Hintergrund	11	6.1	Erkenntnisse am Pilotprojekt	25
1.2	Die Brücke Beimerstetten	11	6.1.1	Projektbedingte Einschränkungen	25
1.3	Verstärkungsmaßnahme	12	6.1.2	Beobachtungen beim Einbau	25
2	Messkonzept	14	6.1.3	Durchgeführte Messungen	26
2.1	Ziel der Messungen	14	6.1.4	Numerische Berechnungen	26
2.2	Messstellen	14	6.2	Begleitende Untersuchungen MPA bzw. KIT	26
2.3	Belastung	15	6.3	Weitere Aspekte	27
3	Durchgeführte Messungen	15	6.4	Alternative Methoden	27
3.1	Vorbereitung der Messungen	15	6.4.1	UHPFRC-Fertigteile	27
3.2	Messungen am Stahl	16	6.4.2	Sandwich-Plate-System	28
3.3	Messungen an der Verbundplatte	16	6.4.3	Konventioneller Verbund	28
4	Überwachung Einbau	16	6.4.4	Faserverstärkter Aufbeton ohne Verbundmittel	29
5	Numerische Untersuchungen	19	6.4.5	Aufkleben zusätzlicher Bleche	29
5.1	Allgemeines	19	6.5	Fazit	30
5.2	Materialien	19	7	Literatur	31
5.3	Untersuchte Modelle	20			
5.3.1	Modellierung der Verbundfuge	20			
5.3.2	Steifigkeitsverhalten des Verbundsystems	20			
5.3.3	Lokale Tragmodelle	20			
5.3.4	Globales Tragmodell	21			
5.4	Ergebnisse	22			
5.4.1	Allgemeines	22			
5.4.2	Plattenversuch KIT	22			
5.4.3	Lokale Tragmodelle	22			
5.4.4	Globales Tragmodell	24			
5.4.5	Vergleich: Mess- und numerische Ergebnisse	24			
5.5	Schlussfolgerungen	24			

Anlagen

Die Anlagen A bis C zum Bericht sind im elektronischen BAST-Archiv ELBA unter:
<http://bast.opus.hbz-nrw.de> abrufbar.

1 Beschreibung der Maßnahme

1.1 Hintergrund

Bei stählernen Brücken, vor allem bei hoch beanspruchten Großbrücken mit orthotropen Fahrbahnplatten kommt es verstärkt zu Ermüdungsschäden, die zu großen Problemen führen und umfassende Instandsetzungsmaßnahmen oder gar Ersatzneubauten erfordern. Da sich die Bauweise in den 60er und 70er Jahren großer Beliebtheit erfreute und die Beanspruchungen durch den Schwerverkehr seither stark zugenommen haben, zeigt sich, dass die ursprünglich angenommene Lebensdauer dieser Fahrbahnplatten nicht erreicht werden kann. Hinzu kommen strukturelle Schwächen dieser Bauweise, die auf unzureichende Erfahrungen hinsichtlich ermüdungsarmer Detailsausbildung zum Zeitpunkt des Neubaus der Brücken zurückzuführen sind. Auch bei nach Eurocode 3 zeitgemäß ausgeführten orthotropen Platten lässt sich die rechnerische Lebensdauer unter Berücksichtigung des Verbundes mit dem Belag auf lediglich 30-50 Jahre prognostizieren [1]. Der dafür erforderliche Heißeinbau von Gussasphalt führt zu hohen Zwangsbeanspruchungen in der Stahlplatte, die oft gar nicht, oder nur unzureichend in der Nachweisführung erfasst werden [2, 3].

Ursächlich für die Ermüdungsschäden sind zumeist die relativ großen, schwerlastbedingten Verformungen sowohl in den Schweißverbindungen der Stahlrippen zum Deckblech als auch an den Durchdringungen der Längsrippen durch die Querträger. Aus wirtschaftlichen Gründen wurden die Schweißnähte zumeist als Kehlnähte ausgeführt, die bei lokaler Biegung besonders ermüdungsanfällig sind. Bei den üblicherweise verwendeten Deckblechen mit einer Dicke von 10-15 mm können diese Verformungen aufgrund der geringen Steifigkeit (EI) in einer reinen Stahlbaulösung unter ökonomischen Aspekten i. d. R. nicht ausreichend minimiert werden. Durch eine Erhöhung der Steifigkeit ist es möglich, die Spannungsschwingspiele in den Schweißnähten auf Werte unterhalb der Dauerfestigkeit des jeweiligen Kerbdetails zu reduzieren. Daher wurden in den letzten Jahren Verstärkungsmethoden entwickelt, bei denen die Steifigkeit und Tragfähigkeit des Brückendecks über eine Verbundkonstruktion bei gleichbleibendem Eigengewicht und gleichbleibender Bauhöhe des Belagsaufbaus wesentlich verbessert werden. Als besonders Vorteilhaft haben sich dabei Bauweisen erwiesen, die direkt befahren werden können oder durch



Bild 1: Rheinbrücke Maxau [4]

die Applikation von Dünnbelägen dauerhaft für entsprechende Oberflächenbeschaffenheit sorgen.

Die im Jahr 1966 eröffnete Rheinbrücke Maxau (Bild 1) überführt die Bundesstraße B 10 in Wörth am Rhein bzw. Karlsruhe den Rhein und verbindet die Bundesautobahnen A 5 und A 65 als sogenannte Südtangente. Dementsprechend ist sie mit ca. 80.000 Kfz am Tag sehr stark befahren und gilt bereits ohne Verkehrseinschränkung als Engpass. Die Schrägseilbrücke hat eine Gesamtlänge von 292 m bei einer Hauptspannweite von 175 m und einer Breite von 36,30 m. Die Fahrbahn ist als orthotrope Platte ausgebildet.

Aufgrund der enormen Bedeutung der Brücke für die Region und die zu erwartenden enormen volkswirtschaftlichen Folgen bei einer Einschränkung oder gar Sperrung der Brücke, wird eine Möglichkeit gesucht die Fahrbahn so zu verstärken, dass diese in den nächsten Jahrzehnten dem Verkehrsaufkommen gewachsen ist. Hierfür wird die Verstärkungsmethode mit hochfestem Aufbeton in Betracht gezogen. Da dieses Verfahren in Deutschland bisher noch nie durchgeführt wurde, wurde ein kleines Bauwerk als Pilotprojekt gesucht und mit der Brücke Beimerstetten gefunden.

1.2 Die Brücke Beimerstetten

Die Brücke Beimerstetten aus dem Jahr 1963 überführt die L 1239 bei Beimerstetten über die Bahnstrecke Stuttgart – Ulm. Die Brücke ist als Einfeldträger mit einer Spannweite von 40,35 m und einer Breite von 11,00 m ausgebildet (Bild 2 und 3). Der einzellige, stählerne und geschweißte Hohlkasten hat eine Bauhöhe von 1,75 m und eine Breite von 5,44 m. Die Aussteifung des Querrahmens erfolgt durch Querrahmen im Regelabstand von 2,00 m. Die Rahmen bestehen aus sehr kräftigen Riegeln am Obergurt, die jeweils in der Mitte mit Schraub-

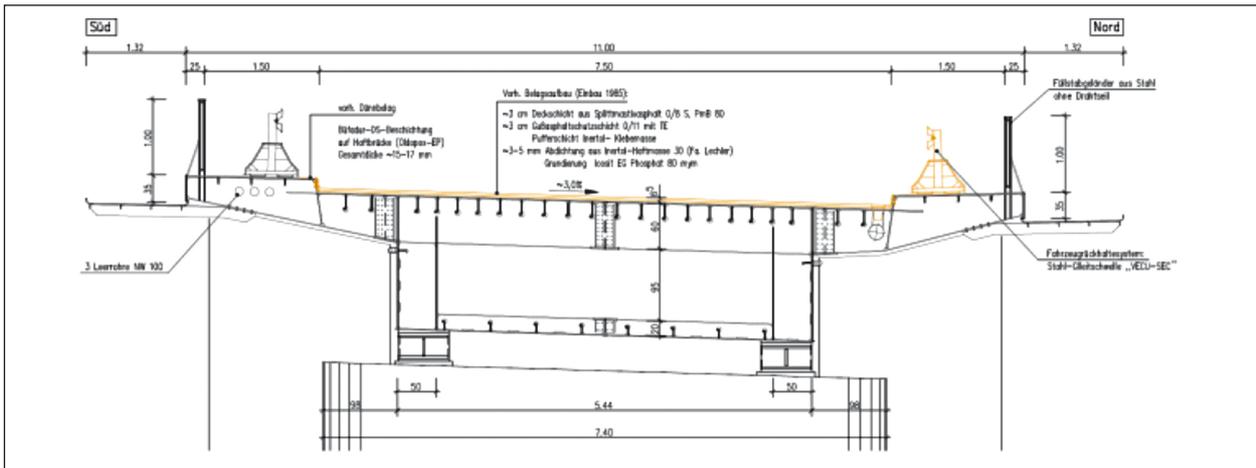


Bild 2: Regelquerschnitt Brücke Beimerstetten (Bestand) [5]

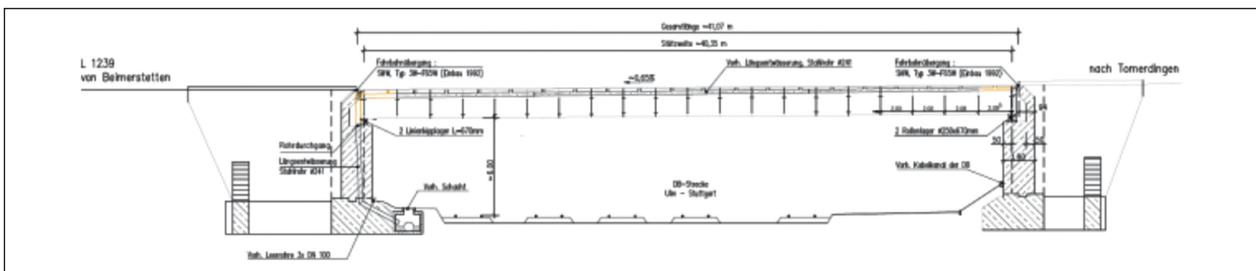


Bild 3: Längsschnitt Brücke Beimerstetten [5]

verbindung gestoßen sind. An den Riegeln sind geventete Kragarme mit einer Länge von 2,78 m ebenfalls durch Schraubstöße angeschlossen.

Die orthotrope Platte ist vollständig verschweißt und besteht aus einem 12 mm dicken Deckblech mit gewalzten Wulstflachstähen (Profil 200 x 9 mm) als Längssteifen im Querabstand von 250 bis 300 mm. Auf der orthotropen Platte befand sich vor der Verstärkungsmaßnahme ein 1985 eingebauter Gussasphaltbelag.

Die Brücke wies zum Beginn der Maßnahme keine bekannten Ermüdungsschäden auf.

1.3 Verstärkungsmaßnahme

Bei der Brücke Beimerstetten soll als Pilotprojekt für die Bundesrepublik Deutschland im Allgemeinen und für einen möglichen Einsatz bei der Rheinbrücke Maxau im Besonderen eine Verstärkung der orthotropen Platte mit hochfestem Beton erfolgen. Diese Verstärkungsmethode wurde in den Niederlanden entwickelt und inzwischen bei mehreren Projekten eingesetzt [6]. Die Ausführung der Maßnahme richtet sich daher nach den Anforderungen für einen Einsatz bei Großbrücken. So wäre bei-

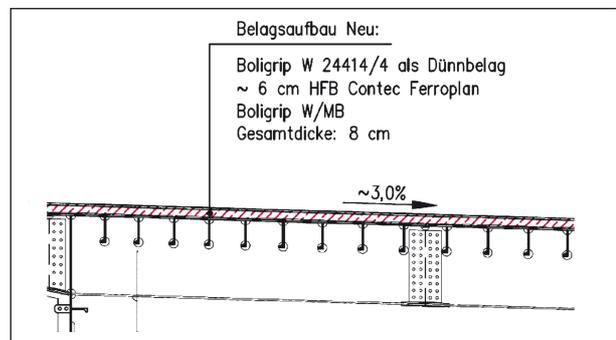


Bild 4: Regelaufbau Verstärkung mit hochfestem Beton [5]

spielsweise die Arbeitsfuge in Längsrichtung bei der Brücke Beimerstetten nicht erforderlich, da für die Maßnahme ohnehin das gesamte Bauwerk für den Verkehr gesperrt werden musste.

Die Verstärkung der Fahrbahnplatte besteht aus einer Schicht Epoxidharz, in das Bauxitsplitt eingestreut wird. Diese Schicht wird vom Hersteller als „Boli grip W/MB“ bezeichnet. Auf die Splittschicht wird eine 6 cm dicke Schicht hochfester Stahlfaserbeton aufgebracht, der mit konventionellem Betonstahl in Längs- und Querrichtung bewehrt ist. Auf dem Beton wird ein Dünnbelag aufgebracht, der ebenfalls aus Epoxidharz mit eingestreutem Splitt besteht (Bild 4).

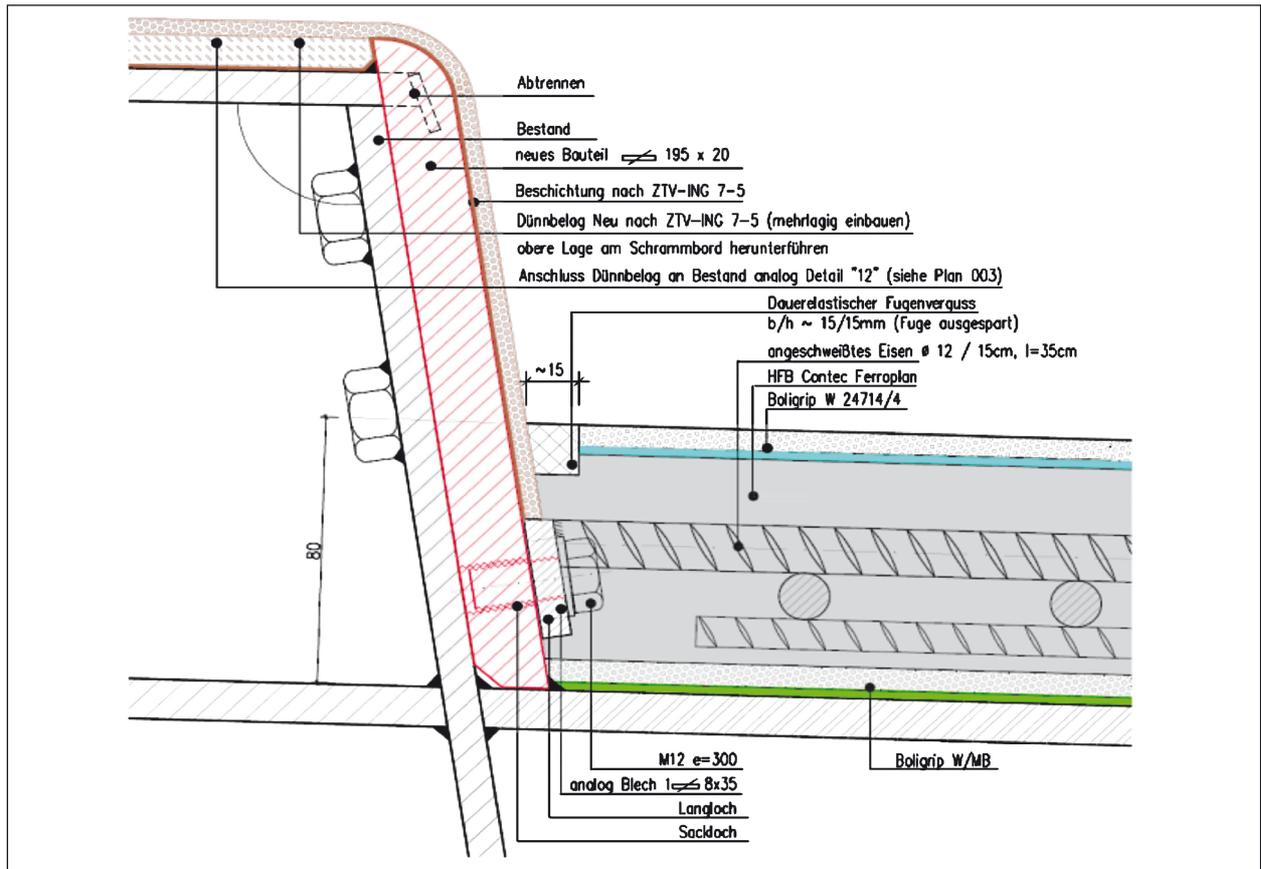


Bild 5: Detail Anschluss Betonschicht

Auf der Nordseite wird im Zuge der Verstärkungsmaßnahme der Gehweg zu einem Geh- und Radweg verbreitert. Zudem weist der Überbau ein von Nord nach Süd geneigtes Gefälle von 3 % auf. Auf der Nordseite ist daher eine Gussasphaltrinne mit insgesamt 5 Abläufen vorgesehen.

Besonders anspruchsvoll sind die Details am Anschluss der Fahrbahn an das stählerne Schrammbord, der Übergang zu seitlichen Gussasphaltrinne, die Arbeitsfuge in Längsrichtung zwischen den Bauabschnitten, sowie die Anschlüsse an die Übergangskonstruktionen.

Für den Anschluss der Betonschicht an das Schrammbord wird die Querbewehrung an ein Kammblech angeschweißt, welches zur Aufnahme von Herstellungstoleranzen mit Langlöchern versehen ist. An das Schrammbord wird ein 20 mm dickes Blech mit passenden Sacklöchern mit Innengewinde angeschweißt. Schließlich wird das Kammblech mit der Querbewehrung an das Schrammbord angeschlossen (Bild 5).

Der Anschluss der Fahrbahn an die Gussasphaltrinne ist, ähnlich wie der Anschluss an das Schrammbord, mit einem angeschraubten Kamm-

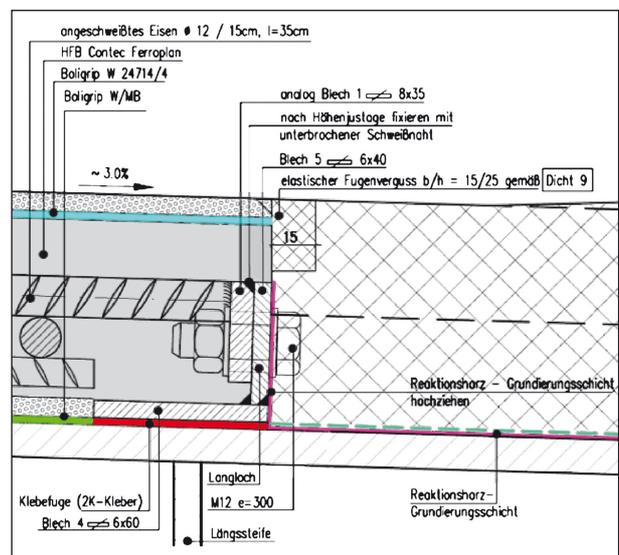


Bild 6: Detail Anschluss Gussasphaltrinne [5]

blech gelöst. Anstelle eines angeschweißten Blechs mit Sackloch wird ein Winkel mit Zweikomponentenkleber auf das Deckblech der orthotropen Platte aufgeklebt (Bild 6).

Für die Anschlüsse des Betonbelages an die Übergangskonstruktionen wird ein zusätzliches Blech

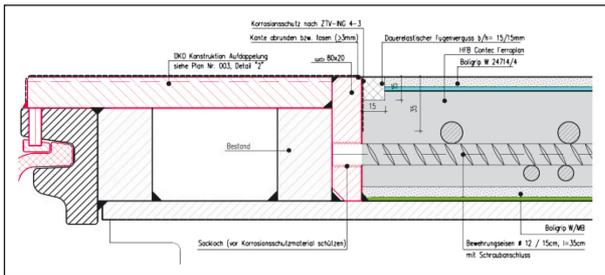


Bild 7: Detail Anschluss Üko [5]

mit Sackloch angeschweißt, in das die Längsbewehrung direkt eingeschraubt wird (Bild 7).

An der Arbeitsfuge zwischen den Bauabschnitten wird ein T-Stummel aufgeklebt, der wiederum mit den mit der Querbewehrung verschweißten Kammblechen verschraubt wird.

Für die Herstellung der Aufbetonschicht muss die Fahrbahn nach der Entfernung des alten Gussasphaltbelages eingehaust werden. Dafür wurde ein Schutzzelt errichtet, das nach Beendigung des 1. Bauabschnittes quer verschoben wurde.

2 Messkonzept

2.1 Ziel der Messungen

Wesentliches Ziel der Messung ist die Erfolgskontrolle der Verstärkungsmaßnahme. Es sollen Messdaten erhoben werden, anhand derer der Erfolg der Maßnahme nachvollzogen werden kann bzw. mit denen ein numerisches Modell kalibriert wird, das zur rechnerischen Erfolgskontrolle verwendet wird. Die Messungen liefern primär Aufschlüsse über die Steifigkeit und die Spannungen des Brückendecks. Damit werden Rückschlüsse auf das Verbundverhalten des Aufbetons mit der orthotropen Platte möglich.

Die Schädigung orthotroper Fahrbahnplatten erfolgt durch große Rad- bzw. Achslasten, also hohe punktuelle Beanspruchungen, die Zwischenbiegung des Deckblechs von Rippe zu Rippe verursachen, welche Ermüdungsschäden an den Schweißnähten der orthotroper Platte nach sich ziehen.

Mit den Messungen sollen möglichst viele Bereiche des Brückendecks mit unterschiedlichen Beanspruchungen aus globaler Tragwirkung erfasst werden. Stützbereiche aus globaler Beanspruchung können aufgrund der Bauweise des Überbaus als Einfeldträger nicht erfasst

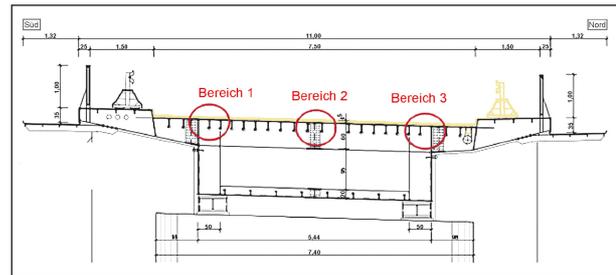


Bild 8: Messbereiche in Längsrichtung

werden. Daher gilt der Fokus lokalen Stützstellen im Bereich der Hauptträgerstege und der Querträger.

Durch den Fortschritt der laufenden Verstärkungsmaßnahme waren Messungen an der orthotropen Platte mit Gussasphaltbelag nicht mehr möglich. Der Vorher-Nachher-Vergleich der Verstärkungsmaßnahme kann damit nicht mehr durch Messungen nachvollzogen werden, sondern muss durch Berechnungen mit Steifigkeitsannahmen des Asphaltbelages erfolgen.

2.2 Messstellen

Für die Definition der Messstellen werden zunächst in Brückenlängsrichtung zwei Bereiche mit unterschiedlichen globalen Beanspruchungen des Decks festgelegt. In Feldmitte ist die Fahrbahnplatte globalen Druckbeanspruchungen ausgesetzt. Im Auflagerbereich herrschen keine nennenswerten globalen Beanspruchungen vor (Bild 8).

An den beiden Stellen in Feldmitte und im Auflagerbereich werden je 3 Stellen in Querrichtung untersucht. Diese befinden sich im Bereich des Hauptträgersteges, in der Mitte des Querschnittes, sowie im Randbereich am Übergang der Verstärkung zur Gussasphaltrinne.

Die Messstellen wurden so gewählt, dass durch die Unterschiede der Steifigkeit eventuelle Rückschlüsse auf eine Rissentwicklung im Aufbeton oder Fehler in der Verbundwirkung detektiert werden können (Bild 9).

An den Messstellen sind jeweils Dehnmessstreifen (DMS) bzw. DMS-Rosetten so angebracht, dass sowohl die Zwischenbiegung des Deckblechs zwischen den Steifen, als auch die Biegung der Steife zwischen den Querträgern ermittelt werden kann. Zusätzlich sind Wegaufnehmer an den Unterseiten der Steifen und der Unterseite des Deckblechs plat-

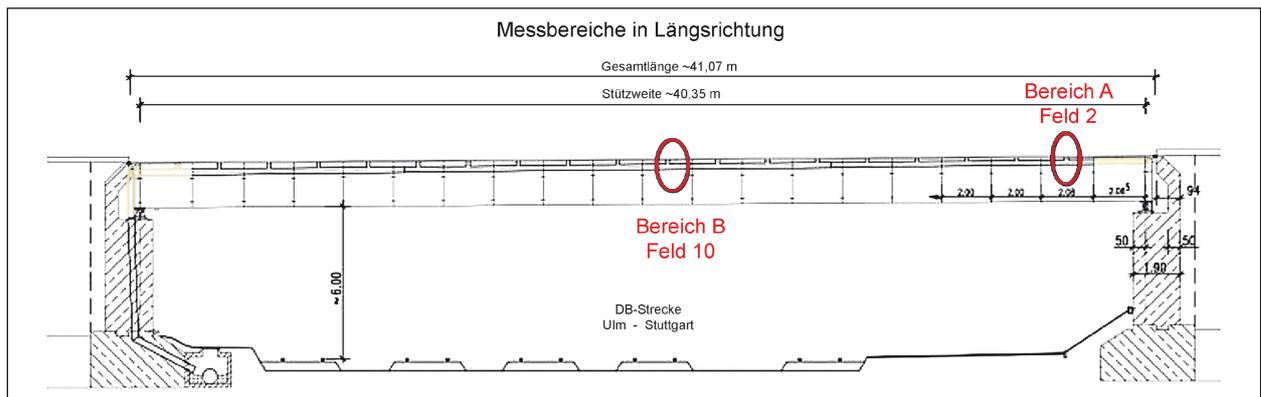


Bild 9: Skizze Messbereiche in Querrichtung

ziert. Die einzelnen Messstellen sind in den Anlagen A und B detailliert beschrieben.

2.3 Belastung

Als Belastung wurde eine möglichst große Einzelast mit definierter Aufstandsfläche gesucht, da dieses Lastbild für die orthotrope Fahrbahnplatte die typische ermüdungswirksame Beanspruchung durch ein einzelnes Lkw-Rad darstellt.

Die erste Messung musste aufgrund des Fortschrittes der Verstärkungsmaßnahme auf der Stahlplatte ohne den bereits entfernten Belag vorgenommen werden. Erschwerend kam hinzu, dass die Einhausung des Überbaus installiert war und die Fahrbahnplatte nicht direkt von einem Lkw mit entsprechend hoher Radlast befahren werden konnte. Es wurde daher auf einen Radlader zurückgegriffen, der als Gegengewicht für eine Hydraulikpresse mit definierter Aufstandsfläche verwendet wurde (Bild 10). Es konnte so eine lokale Einzellast von maximal 47 kN auf die jeweils zu untersuchenden Stellen aufgebracht werden (siehe Anlage A).

Die zweite Messung wurde nach Fertigstellung der Maßnahme auf der verstärkten Fahrbahnplatte durchgeführt. Aufgrund des Baufortschritts war die Messung vor Verkehrsfreigabe nicht mehr möglich. Stattdessen wurde mithilfe einer wechselseitigen halbseitigen Sperrung die Beanspruchung durch einen beladenen, 2-achsigen Lkw des Typs MAN TGA 18.310 mit einem Gesamtgewicht von 17.120 kg durchgeführt (Bild 11). Der Lkw wurde jeweils im Bereich der Messstelle platziert um die größtmögliche Beanspruchung hervorzurufen (siehe Anlage B).



Bild 10: Belastung mit Presse und Radlader als Gegengewicht



Bild 11: Beladener Lkw als Belastungsfahrzeug

3 Durchgeführte Messungen

3.1 Vorbereitung der Messungen

Im Vorfeld der Messungen wurden die verschiedenen Messgeber installiert. Es wurden Traversen im Holkasten eingebaut, auf denen die Wegaufnehmer platziert wurden, um die Relativverformungen der Fahrbahn zum gesamten Überbau zu messen (Bild 12). Die Dehnmessstreifen wurden an den vorgesehenen Stellen angeklebt, mit entsprechenden Schutzelementen versehen und verkabelt.



Bild 12: Dehnungsmesstreifen auf der Oberseite



Bild 13: Messgeber im Inneren des Hohlkastens



Bild 14: Kabelbündelung im Hohlkasten

DMS auf der Oberseite (Bild 12) wurden mit magnetischen Schutzplatten versehen. Bei der Vorbereitung der Stahloberfläche durch mechanisches Strahlen wurden diese Schutzplatten irrtümlicherweise entfernt und die DMS auf der Oberseite zerstört. Dies machte eine kurzfristige, erneute Applikation vor der ersten Betonage erforderlich.

Die Anschlusskabel der DMS wurden sämtlich im Inneren des Hohlkastens geführt (Bild 13). Für die

Kabel der DMS auf der Oberseite wurden daher Löcher mit wenigen Millimetern Durchmesser gebohrt um die Kabellänge auf der Oberseite so kurz wie möglich zu halten (Bild 14).

Für Dehnungsmessungen an der Bewehrung wurden zwei Bewehrungsstäbe im Labor mit DMS versehen. Anschließend wurden die vorbereiteten Bewehrungsstäbe der ausführenden Firma übergeben. Die DMS an den Bewehrungsseisen bzw. deren Verkabelung wurden allerdings im Zuge der Betonage zerstört, sodass keine Messwerte von den Zugspannungen der Bewehrung gewonnen werden konnten.

3.2 Messungen am Stahl

Am 20.08.2014 wurden Messungen an der Brücke Beimerstetten durchgeführt. Dabei erfolgten die Messungen der orthotropen Platte ohne die Gussasphaltschicht, die aufgrund des Baufortschrittes bereits entfernt worden war.

Die Messungen konnten planmäßig, aber unter den erschwerten Bedingungen unter dem Schutzzelt durchgeführt werden. Die Messungen sind ausführlich in Anlage A beschrieben.

3.3 Messungen an der Verbundplatte

Die Messung der Verbundplatte wurde nach Fertigstellung der Maßnahme durchgeführt. Aufgrund der sehr engen Terminalsituation vor Ort, musste dafür abgewartet werden, bis die Bauarbeiten vollständig abgeschlossen waren und die Brücke eigens für die Messung halbseitig gesperrt werden. Nachdem die Messungen auf der einen Seite erfolgt waren, wurde Sperrung und Ampelanlage umgebaut, sodass die Messungen auf der anderen Seite erfolgen konnten. Die Messungen sind ausführlich in Anlage B beschrieben.

4 Überwachung Einbau

Vor der eigentlichen Betonage der Fahrbahnplatte in zwei Abschnitten wurden Probestplatten hergestellt, die zur Erfolgskontrolle des Einbaus des Aufbetons herangezogen wurden (Bild 15). Die 2,50 m breiten und 5 m langen Probestplatten wurden so konzipiert, dass alle wesentlichen Konstruktionsmerkmale der auszuführenden Fahrbahnplatte enthalten sind. Dazu zählt neben den Details am

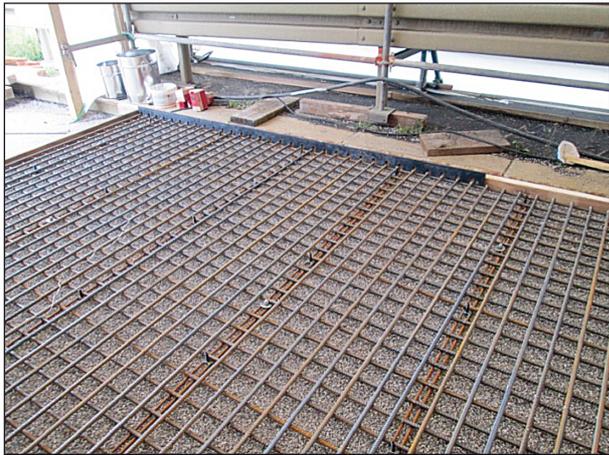


Bild 15: Die zweite Probeplatte vor der Betonage

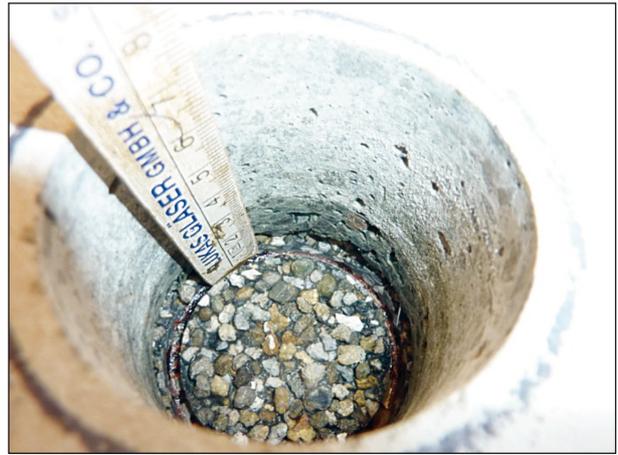


Bild 17: Fehlerhafter Verbund der zweiten Probeplatte



Bild 16: Verdichtung der ersten Probeplatte mit Rüttelflaschen

seitlichen Abschluss der Fahrbahn mit der angeschweißten und verschraubten Bewehrung, eine Abstellung über der Bewehrung, um die Arbeitsfuge in Längsrichtung zu simulieren.

Bei der Betonage der ersten Probeplatte erfolgte die Verdichtung des hochfesten Betons mit Handrüttelflaschen und Rüttelbohle (Bild 16). Bei anschließenden Probebohrungen und Sägeschnitten zeigte sich, dass in großen Bereichen die gewünschte Mischung und Verzahnung des Betons mit der aufgeklebten Bauxitschicht nicht zustande gekommen ist und somit kein Verbund gegeben war.

Daraufhin wurde eine zweite Probeplatte gefertigt und der Beton erneut „von Hand“ eingebaut. Zusätzlich zu den Handrüttelflaschen wurde noch eine leichte Rüttelbohle, welche in der Regel bei Stahlbetonbrückenkappen zum Einsatz kommt, mit eingesetzt. Auch bei dieser Platte kam es jedoch zu großflächigen Fehlstellen und Verbundstörungen des Betons zum Untergrund. Die

Verbundstörung ist auf die unzureichende Betonkonsistenz und ungeeignete Rüttelbohle zurückzuführen.

Bei der Betonage einer dritten Probeplatte wurde ergänzend zu den Rüttelflaschen eine speziell konzipierte, sehr leistungsstarke druckluftbetriebene Rüttelbohle verwendet. Mit diesem Verdichtungsverfahren wurde ein guter Verbund zwischen Beton und dem Untergrund hergestellt, welcher mittels Haftzugversuchen an überbohrten Betonbohrkernen (vgl. Bild 17) und Sägeschnitten nachgewiesen werden konnte.

Nachdem alle Prüfkriterien und Anforderungen erfolgreich erreicht waren, erfolgte die Umsetzung auf der Brücke in zwei Bauabschnitten. Die zu bearbeitende Deckblechoberseite wurde mit einem Schutzzelt überbaut, um die vorgeschriebenen Witterungsbedingungen einzuhalten.

Die Oberflächenvorbereitung der Deckblechoberseite erfolgte mittels Kugelstrahlen und Trockenstrahlen mit festem Strahlmittel bis zum Erreichen des Oberflächenvorbereitungsgrads Sa 2 1/2. Als Verbundschicht zwischen Stahl und Beton wurde eine Epoxidharzbeschichtung mit Bauxitabstreung hergestellt.

Auf der vorbereiteten Stahloberfläche erfolgte die Verlegung der Stabstahlbewehrung. Die Ausrichtung der Bewehrung erforderte einen sehr hohen Aufwand, da der Stababstand und die Betondeckung auf den Millimeter entsprechend den planerischen Vorgaben eingestellt und mit speziellen Abstandshaltern und Niederhaltern fixiert wurde (Bild 18 und 19).

Die Betonage der Platte wurde durchgehend betontechnologisch Umfang betreut [7]. Auch die



Bild 18: Bewehrung der Fahrbahnplatte mit Niederhalter



Bild 20: Vorbereitung der Betonmischung



Bild 19: DMS an der Bauabschnittsfuge in Längsrichtung



Bild 21: Zwangsmischer vor Ort

Vorbereitung der Betonage erforderte bereits Aufwendungen im Voraus (Bild 20). Es wurde eine Vormischung (Compund) verwendet, in der Zement, PP-Fasern, Gesteinskörnung bis 1,5 mm Korngröße und Betonzusatzmittel enthalten waren. Zu dieser Vormischung wurden auf der Baustelle Splitt 2/5 mm, Wasser und Stahlfasern dosiert und mit Zwangsmischern vor Ort (Bild 21) gemischt. Zuvor wurden die einzelnen Bestandteile des Betons bis aufs Gramm abgemessen und mischungsweise zusammengestellt.

Die Herstellung des Betons erfolgte in Zwangsmischern. Dabei wurden die Mischzeiten und Zugabezeiten der einzelnen Bestandteile exakt eingehalten und mittels Stoppuhr erfasst und dokumentiert. Das Ausbreitmaß, die Temperatur und der Luftporengehalt wurden unverzüglich nach dem Mischen ermittelt. Wenn diese Werte den vorgegebenen Anforderungen entsprachen, erfolgte die Freigabe zum Einbau des Betons. Da am Tag der Betonage warmes und sonniges Wetter vor-

herrschte, wurden Eiswürfel in das Anmachwasser gegeben, um den Frischbeton auf die gewünschte Temperatur einzustellen.

Aufgrund der beengten Platzverhältnisse im Zelt wurde der gesamte Beton im Handeinbau eingebracht. Die vorbereitete abgestreute Verbundschicht wurde vor dem Betoneinbau mit einem Zerstäuber leicht mit Wasser befeuchtet. Nachdem der Beton an die Einbaustelle geschafft war (Bild 22), wurde dieser verteilt und mit Rüttelflaschen, welche horizontal auf der Bewehrung aufgelegt waren, verdichtet. Anschließend ist die Betonoberfläche mit der speziell konzipierten druckluftbetriebenen Rüttelbohle abgezogen worden (Bild 23). Durch den Einsatz von zwei Zwangsmischern war ein kontinuierlicher Betoneinbau sichergestellt.

Mit Doppelaufsitzglätter wurde die Betonoberfläche nachverdichtet und geglättet. Das Zeitfenster für das Glätten der Oberfläche war entsprechend der



Bild 22: Einbau des Betons



Bild 25: Schutzzelt



Bild 23: Verdichtung mit Rüttelbohle (druckluftbetrieben)



Bild 24: Glätten der Betonoberfläche

Einbaugeschwindigkeit sehr klein (Bild 24). Beim Erreichen einer geschlossenen Oberflächenstruktur wurde das Glätten unverzüglich beendet.

Die Einhausung stellte eine ausreichende Nachbehandlung unter nahezu konstanten Witterungsbedingungen sicher und hielt Sonne und Wind fern (Bild 25).

5 Numerische Untersuchungen

5.1 Allgemeines

Die gewonnenen Messergebnisse wurden genutzt um die Verstärkungsmethode mittels FE-Modellen zu untersuchen. Dazu wurden mehrere Modelle mit dem Programm SOFiSTiK (Sofistik AG, Oberschleißheim) erzeugt. Zunächst wurden die Spannungen und Verformungen der Versuchslasten nachvollzogen. Anschließend erfolgte der Vergleich mit Fahrbahnplatten mit herkömmlichen Asphaltbelägen unter verschiedenen klimatischen Bedingungen.

5.2 Materialien

Die Stahlgüte der orthotropen Fahrbahnplatte entspricht St37 nach DIN 18800, wobei für den Beton im Rechenmodell die Güte C90/105 gemäß DIN EN 1992 Teil 1-1 [8] angesetzt wurde. Für den Beton ist die wesentliche Kenngröße hinsichtlich der Steifigkeitsverteilung der E-Modul, der entsprechend den Versuchsergebnissen des KIT [7] mit $E_{cm} = 49.000 \text{ N/mm}^2$ modifiziert wurde. Für den Asphalt wurden zwei verschiedene Modelle erstellt, in denen die maßgebenden Materialeigenschaften entsprechend extremer Temperaturzustände bei -10 °C und $+50 \text{ °C}$ angesetzt wurden. Die Steifigkeit (E-Modul) und Querdehnzahl wurden [9] entnommen und sind in Tabelle 1 dargestellt.

T [°C]	E [N/mm ²]	N [-]
-10	12.000	0,3
50	300	0,45

Tab. 1: Asphalteigenschaften nach [8]

5.3 Untersuchte Modelle

5.3.1 Modellierung der Verbundfuge

Die Steifigkeit der Verbundfuge beeinflusst die Wirksamkeit der Verstärkungsmaßnahme maßgeblich. Um die Verbundwirkung in den Modellen abzubilden, werden die Elemente die den Stahl abbilden mit denen die den Beton abbilden mittels horizontalen und vertikalen Federn gekoppelt (siehe Bild 26). Durch Variation der horizontalen Federsteifigkeit ist es möglich, die Berechnungsergebnisse an die der Versuche anzupassen und dadurch die Modelle zu kalibrieren.

5.3.2 Steifigkeitsverhalten des Verbundsystems

Im ersten Schritt wurde die Verbundwirkung zwischen Stahldeckblech und Aufbeton im Hinblick auf die Schubsteifigkeit untersucht. Dazu wurde der Versuch der MPA Karlsruhe (KIT) [7] mit einem aus der dritten Probeströße 40 cm breiten Streifen mit Flächenelementen abgebildet (siehe Bild 27). Die Modellierung der Verbundfuge erfolgte durch eine Kopplung von Stahl- und Betonelementen mit elastischen Federn, deren Eigenschaften so angepasst wurden, dass die numerisch simulierten Ergebnisse denen des Laborversuchs entsprachen. Die Belastung erfolgte mit einer Linienlast in Feldmitte die entsprechend des Versuchs in Schritten von 5 kN unter Aufzeichnung des Last-Verformungs-Pfades bis zu einem Maximum von 165 kN gesteigert wurde.

5.3.3 Lokale Tragmodelle

Die Auswirkung der Aufbetonschicht auf das lokale Tragverhalten wurde mithilfe von jeweils zwei Durchlaufträgermodellen untersucht:

Im ersten Schritt wird in Anlehnung an die klassische Vorgehensweise in der Berechnung orthotroper Platten nach PELIKAN/ESSLINGER [10], das Deckblech als auf den Längsrippen gelagerter Streifenquerschnitt berechnet.

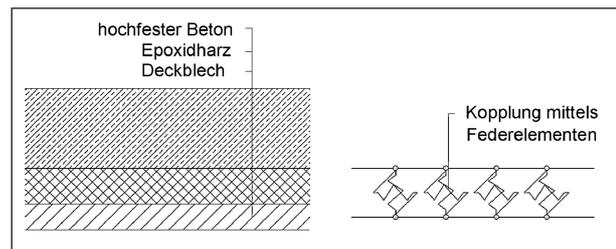


Bild 26: Modellierung der Verbundfuge mit Federelementen

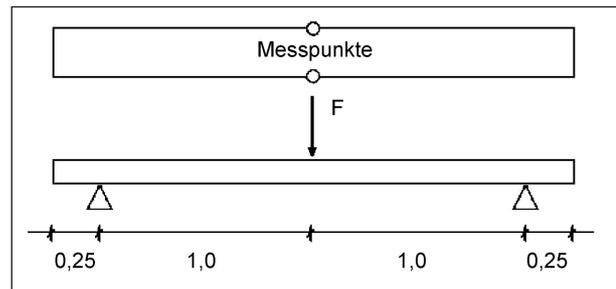


Bild 27: Versuchsaufbau Probeströße KIT [9]

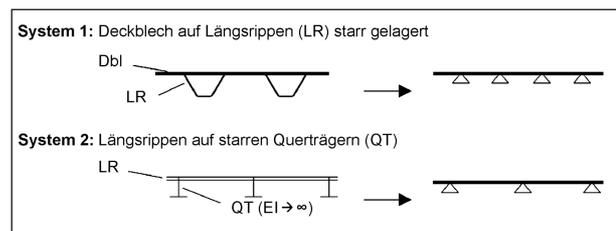


Bild 28: Klassische Berechnungsweise orthotroper Platten [12]

Im zweiten Schritt wurde ein einfaches Stabmodell eines Dreifeldträgers einer Längssteife mit Spannweiten entsprechend der Abstände der Querträger von je 2 m erstellt (siehe Bild 28 aus [11]).

Beide Durchlaufträgersysteme wurden jeweils mit zwei verschiedenen Querschnitten mit einer Breite von je 30 cm mit und ohne Aufbetonschicht untersucht (siehe Bild 29).

Das Deckblech wurde jeweils sowohl als starr gelagerter Durchlaufträger und mit entsprechend der Steifigkeit der Längsrippen elastisch gelagerter Durchlaufträger generiert. An den starr gelagerten Modellen lassen sich die Einflüsse auf die lokale Zwischenbiegung und auf die elastisch gelagerten Modelle die Einflüsse der Querverteilung untersuchen.

Zu Vergleichszwecken wurden alle Systeme mit einer Radlast von 30 kN im mittleren Feld belastet. Die Stabmodelle dienen vorzugsweise zur Analyse des Verstärkungseffektes auf die verschiedenen Tragrichtungen der orthotropen Platte.

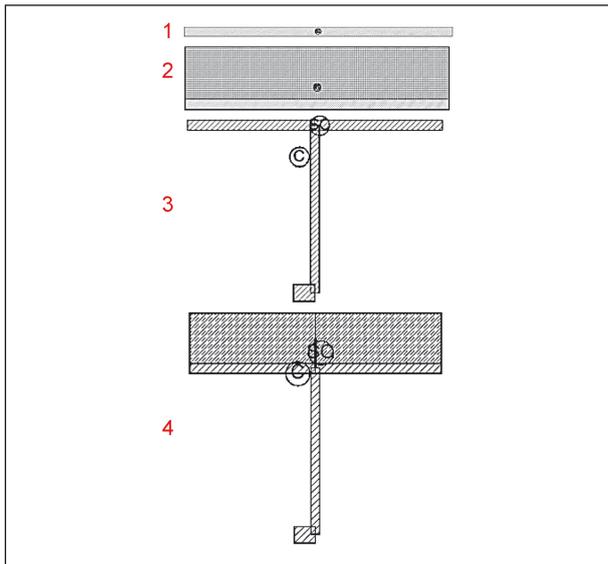


Bild 29: Querschnitte für lokale Stabmodelle

Als moderne Berechnungsmethode wurde ein Faltwerksmodell des Überbaus auf einer Länge von 3 Querträgerfeldern erzeugt (Bild 30). Die Aufbetonschicht wurde mit Volumenelementen modelliert und mittels Federn an das Deckblech gekoppelt. Für die Untersuchung mit der Aufbetonschicht wurde die Kopplung nahezu starr angenommen. Für die Berechnung mit Asphalt wurde abhängig von der Temperatur des Belags bei -10 °C ein starrer Verbund und bei $+50\text{ °C}$ eine sehr nachgiebiger Verbund analog [12] erzeugt.

Die Lasten wurden entsprechend den Versuchen als Flächenlasten entlang der Messachse aufgebracht. Die in den Messungen verwendeten Beanspruchungen in Form des Stempels und des beladenen Lkws wurden nachgebildet (siehe Anlage A und B). Für den Vergleich der verstärkten Platte mit einem herkömmlichen Asphaltbelag, wurde das Modell noch mit einer Doppelachse des Ermüdungslastmodells 3 des Eurocode 1 [13] belastet (Bild 31).

Zur Untersuchung der Spannungen im Lasteinleitungsbereich wurde ein Querschnittsmodell aus Scheibenelementen des Deckblechs mit Aufbeton bzw. Asphaltbelag erstellt (Bild 32). Die Längssteifen der orthotropen Platte wurden in dem Fall als Federn unter dem Deckblech abgebildet. Das Modell ist in den Achsen der Längssteifen elastisch gelagert. Die Steifigkeit der Lagerung wurde entsprechend der Ergebnisse aus dem Stabmodell der Längssteife in Feldmitte definiert. Mit diesem Modell wurden insbesondere die Durchleitung der vertikalen Druckspannungen des Einzelrades und

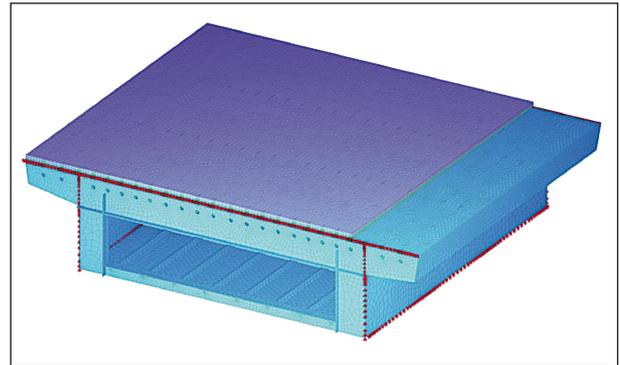


Bild 30: Faltwerkmodell des Hohlkastens

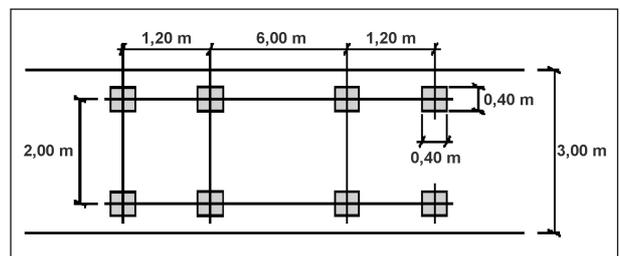


Bild 31: Ermüdungslastmodell 3 nach EC1 Teil 2 [14]

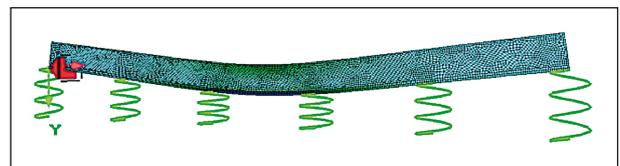


Bild 32: Querschnittsmodell der orthotropen Platte mit Aufbeton

die dabei entstehenden Hauptspannungstrajektorien im D-Bereich des Aufbetons erfasst und analysiert.

Die Beanspruchung des Modells erfolgte in Anlehnung an [13] mit je einer Radlast zwischen und über einer Steife.

5.3.4 Globales Tragmodell

Der Effekt der Betonschicht auf das globale Tragverhalten wurde an zwei Stabmodellen untersucht. Beide bestehen aus einem als Einfeldträger gelagerten Stabzug, mit den Querschnittswerten eines Hauptträgers versehen wurde. Die mittragende Breite wurde hier gemäß Eurocode 3 ermittelt. Im ersten Modell wurde nur der reine Stahlquerschnitt betrachtet, beim zweiten wurde ein zweiter Stabzug mit dem ersten mittels Federn gekoppelt um die Aufbetonschicht zu simulieren.

Die Belastung beider Modelle erfolgt in Anlehnung an das Lastmodell 1 des Eurocode 1 (Doppelachs-

zug), mit einer Linienlast und zwei Einzellasten im Abstand von 2 m in Trägermitte.

5.4 Ergebnisse

5.4.1 Allgemeines

In den Kapiteln 5.4.2 bis 5.4.4 werden die wichtigsten Ergebnisse der numerischen Untersuchungen zusammengefasst und in Kapitel 5.4.5 mit den Messergebnissen verglichen. Die vollständigen Berechnungsergebnisse sind in der Anlage C zu finden

5.4.2 Plattenversuch KIT

Maßgebend für die Untersuchungen des Verbundes ist der Laborversuch des KIT (siehe Kapitel 5.3.2). Dort zeigte sich ein linear-elastisches Verhalten der verstärkten Platte. Dies spricht dafür, dass der Beton durch die Bauxitschicht einen starren Verbund mit dem Stahl eingeht. Auch in den Berechnungen wurde die geringste Abweichung von den Versuchsergebnissen mit einer starren Kopplung von Stahl und Beton erreicht (siehe Bild 33).

Es ist daher davon auszugehen, dass bei planmäßigem Einbau des Betons und guter Verdichtung der Verbundfuge voller Verbund vorliegt.

5.4.3 Lokale Tragmodelle

Die Erhöhung der Steifigkeit der Fahrbahnplatte durch die Aufbetonschicht wurde im ersten Ansatz durch das Stabmodell mit den unterschiedlichen Querschnitten untersucht (siehe Kapitel 5.3.3). Aufgrund der erheblichen größeren Bauhöhe des Verbundquerschnittes gegenüber dem reinen Stahldeckblech und des hohen E-Moduls des hochfesten Betons, nimmt die Steifigkeit des Ersatzquerschnittes der Fahrbahn um über das 100-fache zu. Dieser enorme Steifigkeitszuwachs ist wesentlich für die Reduktion der lokalen Zwischenbiegung des verstärkten Deckblechs und damit der Ermüdungsbeanspruchungen auf das Anschlussdetail der Steife an das Deckblech. Demzufolge wird die Durchbiegung der Verbundplatte um ca. 95 % gegenüber dem reinen Stahl reduziert. In Tabelle 2 sind die Steifigkeiten, Durchbiegungen und die Spannungsreduktion aufgrund des Aufbetons des lokalen Stabmodells zusammengefasst.

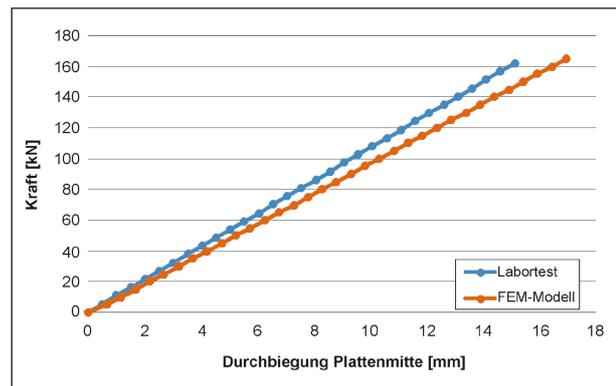


Bild 33: Kraft-Verformungs-Diagramm Versuchsplatte und Fe-Modell

Querschnitt	EI_y [MNm ²]	u_z [mm]	max σ_y [MPa]
Deckblech	0,009	0,575	89,1
Deckblech mit Aufbeton	1,162	0,0061	
Längssteife	7,407	0,521	2,1
Längssteife mit Aufbeton	11,376	0,458	

Tab. 2: Einfluss der Aufbetonschicht auf Biegesteifigkeit und Verformung des Deckblechs zwischen den Steifen

System	u_z [mm]	max σ_y [MPa]
ohne Aufbeton	0,928	97,0
mit Aufbeton	0,188	11,7

Tab. 3: Vergleich Verformungen und Spannungen bei elastischer Lagerung durch die Steifen

Bei Berücksichtigung der elastischen Lagerung des Fahrbahnquerschnittes auf den Steifen wird das lokale Tragverhalten mit der Biegung aus der Querverteilung kombiniert (vgl. Tabelle 3). Der Anteil der Verstärkung wird dadurch etwas geringer, aber es zeigt sich die wesentliche Verbesserung der Querverteilung und die Funktion des Deckblechs als Zugband.

Mit der Modellierung der orthotropen Platte mit Stabsystemen ergibt sich somit für die orthotrope Platte eine Reduktion der Beanspruchungen um ca. den Faktor 8-9 gegenüber der Betrachtung des reinen Stahldeckblechs ohne Berücksichtigung einer Mitwirkung des Belags.

Die verbesserte Lastverteilung durch eine Verbundwirkung von Deckblech mit dem Fahrbahnbelag wird insbesondere bei den verschiedenen räumlichen Finite-Elemente-Modellen sichtbar.

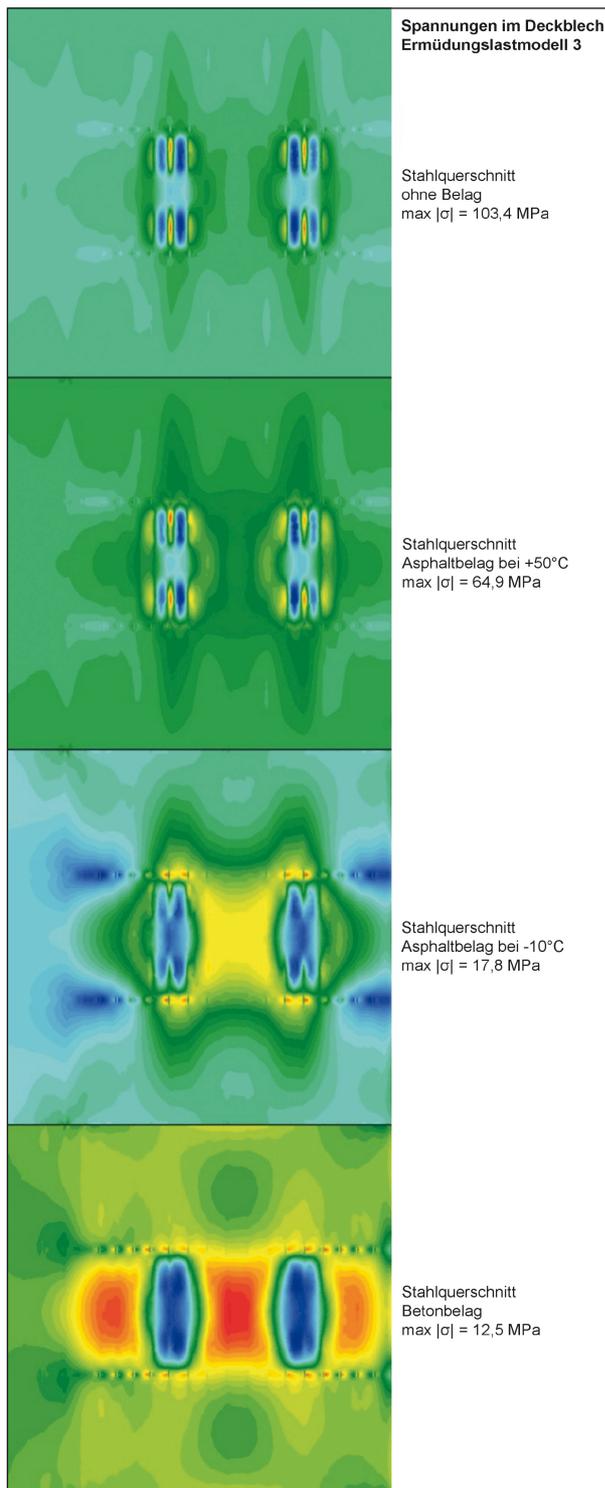


Bild 34: Vergleich der Deckblechspannungen bei verschiedenen Fahrbelägen

Im Vergleich mit Asphaltbelag in Bild 34 und Bild 35 zeigt die starke Temperaturabhängigkeit des Verbundes. Bei warmen Temperaturen in Verbindung mit Sonneneinstrahlung ist diese kaum noch wahrnehmbar, während bei Frost eine gute Zusammenwirkung von Belag und Deckblech erkennbar ist.

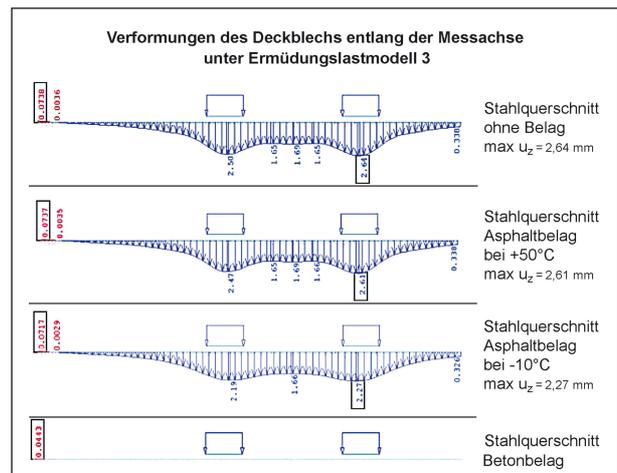


Bild 35: Vergleich der Verformungen bei verschiedenen Fahrbelägen

	max u_z [mm]	max $ \sigma_{\text{quer}} $ Stahl [MPa]	max $ \sigma_{\text{längs}} $ Stahl [MPa]
1) reiner Stahlquerschnitt	2,64	103,4	42,6
2) Asphaltbelag bei +50°C	2,61	64,6	28,7
3) Asphaltbelag bei -10°C	2,27	17,8	19,0
4) mit hochfestem Aufbeton	1,60	12,5	15,1

Tab. 4: Vergleich der verschiedenen Fahrbeläge bei Beanspruchung durch Doppelachse ELM3

Die Verstärkung mit hochfestem Aufbeton zeigt eine weitere signifikante Verbesserung sowohl hinsichtlich der Querverteilung der Lasten, als auch der Beträge und lokalen Konzentration der Spannungen. In Tabelle 4 sind die Extremwerte der Verformungen und Spannungen gegenübergestellt. Die sukzessive Vergrößerung der Steifigkeit der Systeme und die Größenordnungen der Auswirkungen auf das Deckblech in Querrichtung und die Längssteifen wird bei den Stabmodellen deutlich.

Im Scheibenmodell des Querschnitts wird der lokale Lasteintrag deutlich sichtbar. Im Bereich der Radaufstandsfläche stellt sich ein Druckbogen ein, in dem das Deckblech als Zugband fungiert. Durch die zu den Auflagern der Steifen geneigten direkten Druckstreben reduziert sich der tatsächliche Biegeanteil gegenüber den Berechnungen am Stabmodell. Durch die Steifigkeit des Deckblechs sind die Zugspannungen im Beton an der Unterseite moderat und deutlich unterhalb der Biegezugfestigkeit des Betons.

5.4.4 Globales Tragmodell

Durch die Verbundwirkung des hochfesten Betons mit dem Stahltragwerk ist eine merkliche Vergrößerung der Steifigkeit des Überbaus erkennbar. Unter Verkehrsbelastung reduziert sich die Durchbiegung um ca. 30 mm, was einer Reduktion von ca. 25 % entspricht (Bild 36). Dies führt zwar zu einer Entlastung der des Deckblechs infolge Längstragwirkung, bedeutet aber auch, dass der hochfeste Beton nennenswerte Spannungen aus globaler Beanspruchung erhält. Dieser Effekt sollte bei der Verstärkung und Instandsetzung von Großbrücken mit dieser Methode unbedingt untersucht werden. Während bei Balkenbrücken mit großer Bauhöhe der Einfluss vernachlässigbar sein mag, können bei seilverspannten Tragwerken in den Bereichen negativer Momente beachtliche Längszugspannungen auftreten.

5.4.5 Vergleich: Mess- und numerische Ergebnisse

Anhand des Vergleichs der Messergebnisse und der Ergebnisse der numerischen Berechnung werden Rückschlüsse auf das Verbundverhalten von stabstahlbewehrter hochfester Stahlfaserbeton und Stahl gezogen. Dies wird besonders deutlich beim Vergleich der Verformungen.

Aufgrund der schwierigen Platzverhältnisse vor Ort insbesondere bei der ersten Messung am reinen Stahl, konnten nicht alle Messstellen so beansprucht werden, wie dies ursprünglich vorgesehen war.

Im Endzustand konnte mit einem Lkw alle Messstellen erreicht werden. Leider musste festgestellt werden, dass durch die Betonage in Verbindung mit dem extrem energiereichen Verdichtungsvorgang die DMS an einigen Stellen beschädigt worden waren. Daher dienen im Wesentlichen die Verformungsmessungen zur Erfolgskontrolle.

Die gemessenen Verformungswerte stimmen mit den Rechenergebnissen unter der Annahme eines starren Verbundes sehr gut überein. Zumeist sind sogar die Messwerte etwas kleiner, als die rechnerisch ermittelten. Daraus lässt sich schließen, dass zum Zeitpunkt der Messungen voller Verbund zwischen Aufbeton und Deckblech vorherrschte.

Die gemessenen Verformungswerte wurden genutzt um die Genauigkeit der Berechnungen zu kontrollieren. In Bild 37 sieht man die Unterschiede zwischen den Messergebnissen und der Berechnung im

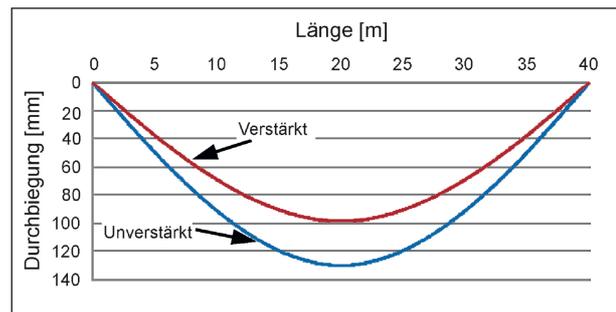


Bild 36: Vergleich der Durchbiegung unverstärkter und verstärkter Träger

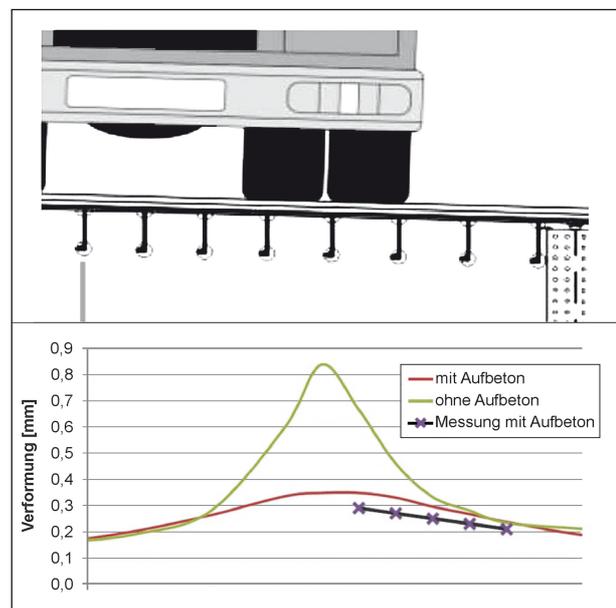


Bild 37: Vergleich der gemessenen und berechneten Verformungen

Detail 1, im Falle der Belastung mit dem Lkw über Detail 1 (vgl. Anlage B). Die Messwerte sind im Vergleich zu den mit starrem Verbund berechneten Werten etwas geringer, was einerseits den Rechenansatz bestätigt, andererseits auf ein gelungenes volleres Verbundverhalten schließen lässt.

5.5 Schlussfolgerungen

Die Ergebnisse der numerischen Berechnungen lassen darauf schließen, dass der Aufbeton einen starren Verbund mit dem Deckblech eingeht. Die gemessenen Verformungen an den Messstellen bestätigen den signifikanten Steifigkeitszuwachs.

Weiterhin zeigt sich, dass die ermüdungswirksame Beanspruchung des Deckblechs stark reduziert wird. Die Querverteilung der Fahrbahnplatte bzw. die Mitwirkung mehrerer Längssteifen wird erheb-

lich verbessert. Dies führt zu einer Entlastung einzelner Steifen im Lasteinleitungsbereich und dadurch zu geringeren Spannungsschwingspielen im Deckblech bzw. in den Schweißanschlüssen des Deckblechs an die Längssteifen, sowie der Längssteifen an die Querträger. Abhängig vom Kerbdetail werden die Spannungsschwingspiele bis zu einem Faktor von 4 reduziert. Bei Fortsetzung der Wöhlerlinie mit $m = 3$ ergibt sich dadurch eine potenzielle Verlängerung der Lebensdauer um das 64-fache. Tatsächlich dürften die Spannungsschwingspiele realer Lkw-Überfahrten unterhalb der Dauerfestigkeit, oder gar des Schwellenwertes der Ermüdungsfestigkeit liegen. Somit wäre keine weitere Schädigung der orthotropen Platte zu erwarten.

Durch den starren Verbund erhält der Aufbeton Spannungsanteile aus den verschiedenen lokalen und globalen Beanspruchungen, die entsprechend durch dessen Festigkeit bzw. durch die Stabstahlbewehrung abgetragen werden müssen.

6 Zusammenfassung

6.1 Erkenntnisse am Pilotprojekt

6.1.1 Projektbedingte Einschränkungen

Aufgrund des zum Zeitpunkt des Beginns des Forschungsprojektes erreichten Baufortschrittes war eine eingehende Betrachtung des Bestandes nicht mehr möglich. Der Zustand vor der Ertüchtigung konnte aufgrund des bereits entfernten Asphaltbelages nicht mehr messtechnisch untersucht werden. Somit beruhen die Einschätzungen des Verstärkungseffektes auf numerischen Berechnungen des Zustandes vor der Maßnahme.

Bei der Brücke Beimerstetten handelt es sich um eine für ihre Bauzeit typische orthotrope Fahrbahnplatte mit einem Querträgerabstand von 2,00 m, einem 12 mm dicken Deckblech und Wulstflach-Stählen als Längsrippen im Abstand von ca. 250 bis 300 mm. Aufgrund des geringen Verkehrsaufkommens mit wenig Schwerverkehr zeigt das Bauwerk keine Ermüdungsschäden und ist somit für die Erprobung einer Verstärkungsmaßnahme im Wesentlichen sehr gut geeignet. Nachteil des Bauwerks ist die Ausführung als Einfeldträger, sodass keine Stützbereiche des Längstragwerks untersucht werden können. Der Einfluss auf Längszugbeanspruchungen in dem Aufbeton aus stabstahlbewehrtem hochfestem

Stahlfaserbeton kann daher nur sehr bedingt analysiert werden, obwohl die Berechnungen zeigen, dass die Verstärkung einen (ungewollten) Beitrag zur Steifigkeit des Haupttragwerks leistet und demzufolge aufgrund des hohen E-Moduls des hochfesten Betons nennenswerte Zugspannungen zu erwarten sind.

Es wird daher dringend angeraten, vor dem Einsatz bei Großbrücken mit Bereichen ausgeprägter negativer Momente eingehende Untersuchungen der Zugbeanspruchung der Fahrbahnplatte vorzunehmen. Im Verbundbau gängige Rechenannahmen hinsichtlich des Ausfalls der Mitwirkung des Betons bei der Schnittgrößenermittlung, sowie der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen sind für Hochleistungsbetone wie sie bei der Brücke Beimerstetten zur Anwendung kommen nicht gültig. Gleiches gilt für Rechenansätze für die Bestimmung von Rissbreiten.

Beim Einsatz des Verfahrens bei Großbrücken ist davon auszugehen, dass der Einbau in Streifen abschnittsweise erfolgt um den Verkehrsfluss auf dem Bauwerk nicht vollständig zu unterbinden. Bei der Brücke Beimerstetten wurde eine Brückenlängsrichtung verlaufende Arbeitsfuge ebenfalls ausgeführt. Aufgrund der geringen Breite des Überbaus war es nicht möglich den Verkehr auf dem nicht im Bau befindlichen Steifen aufrechtzuerhalten. Es konnte daher nicht untersucht werden, inwieweit der fließende Verkehr die Entwicklung des jungen Betons und dessen Verbund mit der verklebten Splittschicht beeinflusst. Störungen des Gefüges durch Verformungen oder gar Vibrationen während der frühen Festigkeitsentwicklung können durchaus nachteilige Folgen für die Entwicklung des Verbundes mit sich bringen.

6.1.2 Beobachtungen beim Einbau

Vor dem Einbau des ersten Bauabschnittes wurde die Betonage der Probeplatten begleitet. Im Zusammenhang mit den Untersuchungen des Karlsruher Instituts für Technologie (KIT) und der Materialprüfungs- und Forschungsanstalt MPA Karlsruhe wurden die hohen Anforderungen beim Einbau und der Verdichtung des Betons bei den ersten beiden Probeplatten offenkundig [7]. Durch die Verwendung einer leistungsstärkeren, druckluftbetriebenen Rüttelbohle in Verbindung mit einer Vorverdichtung mit Flaschenrüttlern konnte bei der dritten Probeplatte ein vollflächiger Verbund hergestellt werden.

Die Mischung des hochfesten Betons vor Ort und der Einbau im Schutzzelt erwiesen sich als sehr personalaufwendig und stellten hohe Qualitätsanforderungen an die sachgerechte Verarbeitung des Frischbetons.

Anhand der Erkenntnisse der Probeplatten erfolgte der Einbau der Verstärkung aus hochfestem Beton planmäßig in zwei Bauabschnitten. Visuelle Kontrollen der Betonoberfläche zeigten keine Auffälligkeiten.

6.1.3 Durchgeführte Messungen

Aufgrund des Baufortschritts bei Projektbeginn, war es nicht mehr möglich, die angedachten Messungen auf dem zuvor bestehenden Gussasphaltbelag durchzuführen. Ebenso war es durch die beengten Platzverhältnisse im Schutzzelt nach Belagsentfernung nicht mehr möglich, definierte Beanspruchungen auf die Messstellen aufzubringen.

Durch die sehr energiereiche Verdichtung des hochfesten Betons wurden die vor Beginn der Maßnahme applizierten Dehnmessstreifen (DMS) in größerem Ausmaß beschädigt. Die Aussagekraft der Dehnungsmessungen lag somit deutlich unter den Erwartungen.

Die Verformungsmessungen an der Unterseite der orthotropen Platte lieferten sehr plausible Werte und konnten zur Kontrolle der Verbundeigenschaften und damit des Erfolgs der Maßnahme herangezogen werden.

Der Vergleich der Messwerte mit den Ergebnissen der numerischen Berechnung bestätigte den Ansatz des vollen Verbundes und lässt an den Messstellen auf ein Gelingen der Verdichtung schließen.

6.1.4 Numerische Berechnungen

In den numerischen Berechnungen konnte zum einen die Wirkung der Verstärkungsmethode auf die verschiedenen Bauteile und Tragsysteme der Stahlbrücke Beimerstetten nachvollzogen werden. Der Vergleich mit den Beanspruchungen der orthotropen Platte vor der Maßnahme konnte aufgrund des Baufortschrittes zu Beginn des Projekts nur durch numerische Berechnungen anhand von Materialgesetzen des Asphaltbelages aus der Literatur nachvollzogen werden.

Zum anderen konnte eine Kontrolle der Verbundwirkung der Aufbetonschicht an den Messbe-

reichen durch den Vergleich der Messwerte und Rechenergebnisse vorgenommen werden.

Die Ergebnisse zeigen eine signifikante Reduktion der Beanspruchung des Deckblechs durch die erhebliche Vergrößerung der Steifigkeit. Mit Zunahme der Spannweiten der einzelnen Tragglieder bzw. deren Querschnittswerte nimmt dieser Effekt ab. Durch die Verbesserung der Querverteilung der Platte werden mehr Längssteifen zum Lastabtrag herangezogen und die Größe der Beanspruchungen auf die einzelne Steife reduziert.

Bei Trapezholsteifen oder anderen Konstruktionen mit Hohlprofilen wie V- oder Sektkelchprofilen ist zudem eine signifikante Verringerung der Profilverformung des Querschnitts und damit eine Verbesserung der Robustheit der Durchdringungen der Querträger Stege und der dort befindlichen Schweißanschlüsse zu erwarten.

6.2 Begleitende Untersuchungen MPA bzw. KIT

Das Karlsruher Institut für Technologie (KIT) in Verbindung mit der Materialprüfungs- und Forschungsanstalt MPA Karlsruhe begleitete die Verstärkungsmaßnahme im Auftrag des Bauherrn, des Regierungspräsidiums Karlsruhe [7]. Im Zuge dessen erfolgten insbesondere eingehende Untersuchungen des eingesetzten hochfesten Stahlfaserbetons, sowie Versuche an Probeplatten und Bohrkernen des ersten Bauabschnitts.

Bei den Untersuchungen wurden bereits bei der Gewinnung der ersten Bohrkern der Probeplatten die bereits geschilderten Probleme bei der Verdichtung ersichtlich. In [7], Seite 16 ist zu lesen: „Die (oben) beschriebenen Probleme waren aufgrund des eingehenden Studiums der durch die niederländische Straßenbauverwaltung Rijkswaterstaat bereitgestellten Unterlagen weitgehend vorhergesehen und bereits durch entsprechende Hinweise, Empfehlungen und Forderungen in der Baubeschreibung berücksichtigt worden.“ Diese Unterlagen liegen den Verfassern nicht vor und es entzieht sich deren Kenntnis, weswegen diese Hinweise, Empfehlungen und Forderung nicht von Anfang an umgesetzt wurden. Es ist jedoch sehr zu begrüßen, dass der Kontakt zu den niederländischen Fachleuten hergestellt ist und auf deren weitreichenden Erfahrungsschatz bereits bei der Planung zurückgegriffen wurde.

So wurde, wie bereits geschildert, durch den Einsatz einer druckluftbetriebenen Rüttelbohle und Vorverdichten mit Rüttelflaschen das gewünschte Verdichtungsergebnis erzielt. Die wesentliche Forderung des Betonversagens bei der Haftzugprüfung konnte erfüllt werden.

Die Berichtverfasser des KIT weisen nochmal ausdrücklich darauf hin, dass „der Einbauvorgang hoch anspruchsvoll ist“, „erfahrenes und auf die Besonderheiten dieses Betons geschultes Fachpersonal“ erforderlich ist und eine „hohe Personalintensität“ für den Einbau benötigt wird ([7], Seite 16). Weiterhin wird empfohlen bei der Ausschreibung einen Erfahrungsnachweis für die ausführende Firma bei der Verarbeitung des eingesetzten herstellerspezifischen Betons der Marke „Ferroplan“ zu fordern. Die Forderung nach „Ferroplan“ ist aus betontechnologischer Sicht sinnvoll, schränkt jedoch den angestrebten Wettbewerb bei der Vergabe weiterer Maßnahmen erheblich ein.

Die weiteren betontechnologischen Untersuchungen ergaben, dass die meisten Anforderungen an die Betoneigenschaften erfüllt sind. Nicht erfüllt werden konnten die Anforderungen an das Schwindverhalten, welches die Vorgaben erheblich überschritten hat.

Die versuchstechnischen Untersuchungen der MPA Karlsruhe (KIT) zweier Fahrbahnplattenstreifen zeigten ein sprödes Versagen der Verbundfuge zwischen Stahl und Epoxidharz bei einer Verbundschubspannung von ca. $3,2 \text{ N/mm}^2$. Die Versuche wurden unmittelbar bei Erreichen der kritischen Last abgebrochen. Es kann jedoch davon ausgegangen werden, dass trotz des spröden Versagens der Klebefuge eine ausreichende Resttragfähigkeit und duktiles Bauteilverhalten der voneinander getrennten Platten vorhanden ist. Es besteht somit auch bei Verlust des Verbundes keine Gefahr des vollständigen Tragfähigkeitsverlustes. Dafür ist im Falle des Versagens der Verbundfuge mit einer Zunahme der Ermüdungsbeanspruchung im Deckblech auf ein ähnliches Maß wie bei guten Verbundeigenschaften mit Gussasphalt zu rechnen. Der Verstärkungseffekt und dessen Verbesserung der Lebensdauer wären damit nicht mehr gegeben.

Weiterhin wird auf fehlende Kenntnisse über die Dauerhaftigkeit des Verbundsystems unter Verkehr hingewiesen und zu einer regelmäßigen, intensiven Inspektion des Aufbetons geraten.

6.3 Weitere Aspekte

Der Wärmeausdehnungskoeffizient von Epoxidharz ist in der Regel 6- bis 7-mal höher, als der von Beton und Stahl. Bei entsprechend dicker Harzschicht kommt es zu erheblichen Eigenspannungen im Harz, die über die Verbundfuge übertragen werden müssen. In diesem Zusammenhang kann es insbesondere bei langanhaltenden niedrigen Temperaturen zu einem Delaminieren der Verbundfuge kommen.

Während über die Ermüdung der Klebefuge wenig bekannt ist, man im Allgemeinen bei Epoxidharzen von einer guten Dauerhaftigkeit (wenngleich nicht unbedingt im Bereich der Lebensdauer von Bauwerken) ausgeht, ist bekannt, dass diese Harze sehr stark Kriechen. Da bei der Methode ausschließlich vorübergehende Verkehrslasten die Verbundfuge beanspruchen, kann davon ausgegangen werden, dass diese Eigenschaft keine nachteiligen Konsequenzen für die Verstärkung nach sich zieht.

6.4 Alternative Methoden

6.4.1 UHPFRC-Fertigteile

In [14] wird eine Alternative zur in den Niederlanden eingesetzten Verstärkungsmethode mit hochfestem Ortbeton aufgezeigt. Darin werden ultrahochfeste, faserverstärkte Betonfertigteile (UHPFRC) in einer Kombination aus Verdübelung mit Kopfbolzendübeln und Injektionsmörtel, der gewisse Verbundschubkräfte durch Reibung überträgt, verwendet (Bild 38). An den Dübeltaschen und im Bereich der Stöße der Fertigteile sind geringe Ortbetonerfüllungen erforderlich. Durch die Verwendung von Fertigteilen wird den zahlreichen Schwierigkeiten bei der Herstellung des Ortbetons, dessen Einbau und Verdichtung aus dem Weg gegangen. Zudem

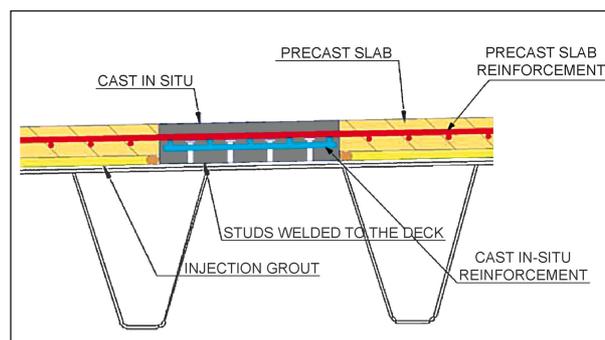


Bild 38: UHPFRC-Fertigteile mit Ortbetontaschen aus [14]

werden die ungünstigen Auswirkungen des Schwindens des Betons reduziert. Ein weiterer Vorteil der Methode ist, dass durch die Verwendung aufgeschweißter Dübel und dem rechnerischen Nachweis des Verbundes ausschließlich über diese Kopfbolzendübel nachträgliches Schweißen an der Unterseite des Deckblechs keine Schädigung des Verbundmittels hervorruft. Eventuelle Reparaturmaßnahmen, die im Zuge der weiteren Lebensdauer z. B. durch einen stetigen Anstieg der ermüdungswirksamen Beanspruchungen erforderlich werden, können somit ausgeführt werden, ohne den Verbund des Aufbetons zu beschädigen.

Die Autoren des Aufsatzes gehen von einer Vergrößerung der Lebensdauer durch die Maßnahme von ca. 30 Jahren aus. Es sei zu erwähnen, dass das Aufschweißen der Kopfbolzendübel mittels Hubzündung erhebliche zusätzliche Kerbspannungen im Deckblech erzeugt, die sich negativ auf die verbesserte Dauerhaftigkeit auswirken. Die Verwendung alternativer, mechanischer Verbundmittel wie Dübelleisten wäre hierzu eine vielversprechende Verbesserung, was jedoch eingehender Untersuchungen bedürfte. Nach Kenntnis der Verfasser ist diese Methode bisher noch nicht zur Ausführung gekommen und es liegen daher noch keine Erfahrungen aus Pilotprojekten vor.

6.4.2 Sandwich-Plate-System

Das sogenannte Sandwich-Plate-System (SPS) besteht aus einem zusätzlichen Deckblech, das mittels Abstandhalter zur Vergrößerung des Steiner-Anteils auf das bestehende Deckblech aufgeschweißt wird. Zwischen den beiden Blechen entsteht damit eine Kavität, die mit Polyurethan unter Druck verfüllt wird. Der Polyurethankern stellt eine kraftschlüssige Schubverbindung zwischen den Blechen her, leistet jedoch aufgrund des geringen E-Moduls keinen nennenswerten Beitrag zur Steifigkeit, sodass ein 2-Punkt-Querschnitt entsteht [15]. Aufgrund des für den kraftschlüssigen Verbund erforderlichen großen Drucks des injizierten Kunststoffes dürfen die Kavitäten nicht zu groß sein und das zusätzliche Deckblech wird, um ein Ausbeulen zu verhindern, mit Ballastgewichten belegt. Ferner muss sichergestellt werden, dass sämtliche Luft aus der Kavität während des Injektionsvorganges entweicht, was bei horizontalen Fahrbahnplatten in situ schwierig ist. Die Sauberkeit der Kavität und die Oberflächenbeschaffenheit der Stahlbleche sind wichtige Voraussetzungen für die



Bild 39: Herstellung der SPS-Paneele für die Saarbrücke Mettlach im Werk

Adhäsion von Kunststoff und Stahl. Verfahrensbedingt können damit Unebenheiten in der Oberfläche ausgeglichen werden. Des Weiteren können Spannweiten im Bereich von bis zu 3 m mit dem Plattensystem ohne Aussteifung ausgeführt werden. Dieser Umstand macht die Bauweise für den gewichtssparenden Ersatz von Stahlbetonplatten von Verbundbrücken mit Querträgern in kurzen Abständen besonders interessant. Bei der Saarbrücke Mettlach war dies der Hauptgrund für die Entscheidung das System anzuwenden [16].

Das Verfahren ist patentrechtlich geschützt, womit erhebliche vergaberechtliche Hürden bestehen. Die hohen Qualitätsanforderungen in der Ausführung führen dazu, dass sich die Methode SPS vornehmlich zur Vorfertigung von Paneelen im Werk eignet (Bild 39). Unter Baustellenbedingungen ist das Verfahren aufwendig und bedarf gut geschultes Personal, sowie intensiver Überwachung.

6.4.3 Konventioneller Verbund

Anstelle einer Verklebung von Splitt als Verbundmittel, gibt es Projekte, bei denen konventionelle, mechanische Verbundmittel ausgeführt wurden. Als Beispiel für eine Sanierung ist die Brücke der BAB A 5 über die Deutsche Bahn bei Durlach [17]. Hierbei wurde eine 15 cm dicke Schicht aus Normalbeton auf die orthotrope Platte aufgebracht. Der Verbund wurde über Kopfbolzendübel hergestellt. Im beschriebenen Beispiel führte die Vergrößerung des Eigengewichts in Verbindung mit der Entscheidung zur Verbesserung der Tragfähigkeit des Bauwerkes dazu, neue, zusätzliche Stützen zu stellen. Dies ist selbstverständlich nur in Ausnahmefällen eine Option. Zudem sind Kopfbolzen-

dübel per se für den Abtrag lokaler ermüdungsrelevanter Lasten wie Radlasten nicht das optimale Verbundmittel.

Untersuchungen im Rahmen des Neubaus der Elbebrücke Wittenberge im Zuge der BAB A 14 zeigen (Bild 40), dass diese Konstruktionsweise sehr großes Optimierungspotenzial birgt und eine weitere Reduktion der Aufbetonstärke durchaus möglich ist [18]. Sofern der Korrosionsschutz der Bewehrung im Aufbeton anderweitig sichergestellt ist, sind Schichtdicken von 8- bis 10 cm in Verbindung mit Dünnbelägen durchaus vorstellbar, wodurch auch diese Variante gewichtsneutral ausgeführt werden kann. Durch den Einsatz von normalen- oder genormten hochfesten Betonen kann die Ausführung unter baustellenüblichen Bedingungen erfolgen. Die Beimengung von Fasern bzw. dichtere Rezepturen erzeugen eine vergleichbare Dauerhaftigkeit wie beim Pilotprojekt Beimerstetten.

6.4.4 Faserverstärkter Aufbeton ohne Verbundmittel

In Dänemark wurde im Rahmen von Forschungsprojekten die Verstärkung orthotroper Platten mit einer Aufbetonschicht aus faserverstärktem Beton ohne Verbundmittel auf das sandgestrahlte Deckblech untersucht (Bild 41) [19]. Die Ergebnisse, die sowohl durch numerische Methoden, als auch in Versuchen ermittelt wurden, zeigen durchaus eine gute Verstärkung des Deckblechs und damit einhergehend eine Reduktion der Ermüdungsbeanspruchung.

Obwohl hinsichtlich der Dauerhaftigkeit der Methode einige Fragen offen sind, lässt sich aus den Untersuchungen schließen, dass durch die Reibung zwischen Beton und Stahl im Druckbereich der Radlast ausreichend Schubspannungen übertragen werden, um ein Zusammenwirken beider Elemente zu erzeugen. Somit ist der Schluss zulässig, dass selbst bei lokalem Versagen einer verklebten Verbundfuge Schubspannungen durch Reibung übertragen werden.

6.4.5 Aufkleben zusätzlicher Bleche

Das Aufkleben relativ dünner Bleche mit einer Dicke von 5 mm und einer ca. 2 mm starken Klebeschicht (Bild 42) [20] bzw. Bleche von 6 mm Dicke und einer mindestens 3 mm dicken Klebeschicht [21] auf das Deckblech reduziert entspre-



Bild 40: Bauteilversuche der Elbebrücke Wittenberge

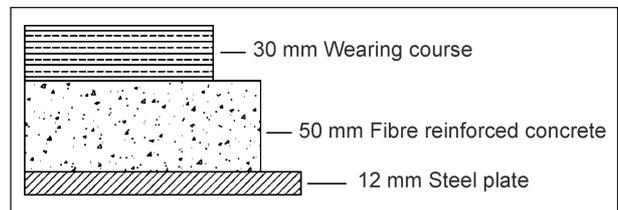


Bild 41: Prinzipskizze faserverstärkter Aufbeton ohne Verbundmittel aus [19]

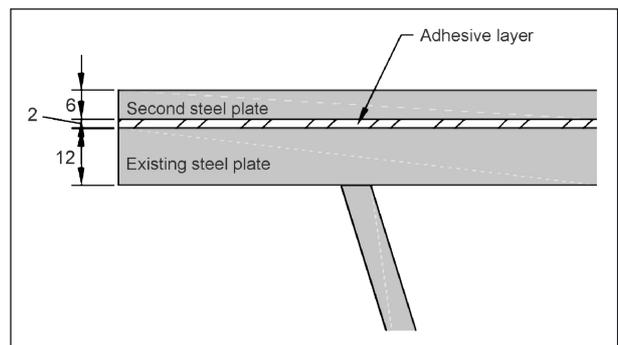


Bild 42: Aufbau Deckblech mit aufgeklebtem Verstärkungsblech aus [20]

chend die Spannungsspiele in der vorhandenen orthotropen Platte um ca. 40 bis 50% abhängig von der betrachteten Stelle. Durch die sehr dünne Verstärkungsschicht in Verbindung mit einem etwas geringeren Belag wird das Eigengewicht nicht bzw. kaum erhöht und die Gradienten bleiben unverändert. Versuche zeigen, dass verklebte Bleche ähnliche Steifigkeitswerte wie einteilige Bleche mit der addierten Dicke aufweisen. Somit kann annähernd von einer äquivalenten Vergrößerung der Blechdicke des Deckblechs ausgegangen werden. Während die Auswirkungen des Heißeinbaus des Belages im Versuch simuliert und als unkritisch eingestuft wurden, sind gegenwärtig keine Aussagen über das Ermüdungsverhalten bekannt.

Das Verfahren scheint grundsätzlich zur Verstärkung orthotroper Platten geeignet und durch die Verarbeitung konventioneller Klebstoffe bestehen keine patentrechtlichen Einschränkungen.

Da für die besonders ermüdungswirksamen Rotationsverformungen der Stege der Trapezsteifen an das Deckblech dessen Steifigkeit wesentlicher Parameter ist, ist die Methode weniger effektiv als die Methoden mit Aufbeton.

Obwohl das Verfahren in Deutschland [21] und in den Niederlanden [20] bereits weitreichenden numerischen und Laboruntersuchungen unterzogen wurde, ist den Verfassern kein Pilotprojekt bekannt. Erfahrungen aus Einbau unter Baustellenbedingungen liegen somit nicht vor.

6.5 Fazit

Grundsätzlich kann anhand der selbst durchgeführten Untersuchungen, der Untersuchungen des KIT, sowie den Erkenntnissen einschlägiger Literatur von einer sehr guten Verbesserung der Robustheit der orthotropen Platte der Brücke Beimerstetten ausgegangen werden. Im Bereich der Messstellen kann von einem Erfolg der Maßnahme zum Zeitpunkt der Messungen ausgegangen werden.

Solange voller Verbund zwischen Stahl und stabstahlbewehrter hochfester Stahlfaserbeton vorherrscht und dieser ungerissen ist, kann von einer Reduktion der ermüdungswirksamen Beanspruchungen bis unter die Dauerfestigkeit bzw. den Schwellenwert der Ermüdungsfestigkeit ausgegangen werden. Dies bedeutet eine erhebliche Verlängerung der Lebensdauer der orthotropen Platte.

Bei Rissbildung und/oder Verlust des Verbundes besteht kein unmittelbarer Verlust der Tragfähigkeit, aber der Verstärkungseffekt ist eingeschränkt bzw. aufgehoben und es ist von einer Fortsetzung der Schädigung durch Schwerverkehr auszugehen.

Das beim Pilotprojekt angewendete Verfahren der Verstärkung der orthotropen Platte mit stabstahlbewehrtem hochfesten Stahlfaserbeton stellt sehr hohe Anforderungen an:

- die Betonrezeptur,
- die Mischung des Betons,
- die Frischbetoneigenschaften,

- den Einbau und Verdichtung des Betons,
- qualitätssichernde Maßnahmen und
- Erfahrung, Schulung und Quantität des Personals auf der Baustelle.

Die Verwendung herstellerepezifischer Werkstoffe und die Forderung nach Material und Methode vertrautem Personal stellen eine vergaberechtliche Hürde dar und ist womöglich mit hohen Kosten verbunden.

Über die Dauerhaftigkeit der Klebefuge sowie die Dauerhaftigkeit des Betons gibt es wenige Erkenntnisse. Hierfür sind weitere Untersuchungen, sowie regelmäßige eingehende Inspektionen der Ortbetonergänzung empfohlen. Die Inspektionsintervalle sollten dabei kürzer gewählt werden, als für Bauwerksprüfungen üblich.

Eventuelle schweißtechnische Instandsetzungen der orthotropen Platte müssen vor der Maßnahme erfolgen. Nachträgliche Schweißarbeiten beschädigen die Klebefuge.

Aufgrund der Gewichtsneutralität und der sehr guten Verbesserung des Ermüdungswiderstandes ist die Methode in technischer Hinsicht für den Einsatz bei ermüdungsgefährdeten Großbrücken geeignet. Die benannten hohen Anforderungen an den Beton und die ausführenden Firmen erlauben nur in sehr geringem Maße einen freien Bieterwettbewerb, sodass die Wirtschaftlichkeit der Maßnahme sehr sorgfältig untersucht werden sollte. Ebenso sind bereits in frühen Planungsphasen logistische Problemstellungen einzubeziehen. Problemstellungen, die am Pilotprojekt Beimerstetten nicht untersucht werden konnten, sind im Vorfeld von Großprojekten eingehend zu betrachten. Hierzu zählen insbesondere die Untersuchung von Bereichen mit negativen Momenten und Auswirkungen von rollendem Verkehr neben dem jungen Aufbeton.

Parallel sollten alternative, ermüdungsarme mechanische Verbundmittel für die Verstärkung mit Normalbeton oder schwindarmen höher festen Beton untersucht werden, um mit konventionellen Baustoffen ähnliche Verstärkungsergebnisse zu erzielen.

7 Literatur

- [1] SEDLACEK, G.; PASCHEN, M.: Untersuchung zur nachhaltigen Instandsetzung von orthotropen Fahrbahnplatten. In: Expertengespräch Instandsetzung orthotroper Fahrbahnplatten, 2005, S. 18-35
- [2] HUMPF, K.; WALSER, P.: Steel decks under temperature loads due to road surfacing. In: IABSE Symposium Report, 2009, Bd. 96, S. 38-44
- [3] MANGERIG, I.; BEUCHER, S.; LICHTER, U.: Temperatureinwirkungen beim Heißeinbau von Fahrbahnbelag auf Straßenbrücken. In: DIN Fachberichte im Brückenbau – Stahlbrücken und Verbundbrücken, München, 2003, S. 1-6
- [4] Regierungspräsidium Karlsruhe
- [5] Ingenieurgruppe Bauen: Ausführungsplanung Verstärkung Brücke Beimerstetten. Karlsruhe, 2014
- [6] DENKINGER, M.-D.; BUITELAAR, P.: Ertüchtigung orthotroper Fahrbahnplatten von Stahlbrücken, Stahlbau, Bd. 75, Nr. 7, +S. 602-604, Juli 2006
- [7] HAIST, M.; BREINER, R.: Ertüchtigung der orthotropen Fahrbahnplatte einer Brücke über die Bahn bei 89179 Beimerstetten mit einer Schicht hochfestem Beton, (unveröffentlicht), MPA Karlsruhe, Karlsruhe, Schlussbericht, Nov. 2015
- [8] Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. 2011
- [9] SEDLACEK, G.; PASCHEN, M.; FELDMANN, M.; GEßLER, A.; MÖLLER, S.; STEINAUER, B.; SCHARNIGG, K.: Nachhaltige Instandsetzung und Verstärkung von orthotropen Fahrbahnplatten von Stahlbrücken unter Berücksichtigung des Belagsystems – Anhang A: Berechnungsansätze zur Erfassung der Verbundwirkung zwischen Stahl und Fahrbahnbelag bei stählernen Fahrbahnplatten, Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach, Forschungsbericht FE 15.405/ 2004/CRB, Mai 2010
- [10] PELIKAN, W.; ESSLINGER, M.: MAN Forschungsheft Nr. 7/1957: Die Stahlfahrbahn-Berechnung und Konstruktion. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg AG, 1957
- [11] ALBRECHT, G.: Entwicklungsgeschichte der orthotropen Fahrbahnplatte. In: Expertengespräch – Instandsetzung orthotroper Fahrbahnplatten, 2005, S. 3-9
- [12] SEDLACEK, G.; PASCHEN, M.; FELDMANN, M.; GEßLER, A.; STEINAUER, B.; SCHARNIGG, K.: Instandsetzung und Verstärkung von Stahlbrücken unter Berücksichtigung des Belagsystems. Bremerhaven: Wirtschaftsverlag NW, Verlag für Neue Wiss., 2011
- [13] Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken. 2010
- [14] GIBSON, R.; RUS, L.; GRATON, D.; VONK, E.; HAJAR, Z.; NAGTEGAAL, G.: Prefabricated UHPFRC Slabs as a Strengthening Alternative for Erwijk Bridge. In: IABSE Madrid Symposium Report, Madrid, Spain, 2014, Bd. 102, S. 2207-2214
- [15] MINTEN, J.; SEDLACEK, G.; PASCHEN, M.; FELDMANN, M.; GEßLER, A.: SPS – ein neues Verfahren zur Instandsetzung und Ertüchtigung von stählernen orthotropen Fahrbahnplatten, Stahlbau, Bd. 76, Nr. 7, S. 438-454, Juli 2007
- [16] STIHL, T.; CHASSARD, C.; FELDMANN, M.; BILD, S.: Neue Technologie für die Hängebrücke über die Saar in Mettlach – Brückenfahrbahn aus Sandwich Plate System (SPS), Stahlbau, Bd. 82, Nr. 3, S. 179-187, März 2013
- [17] STEINER, J.; LAIER, R.; WÜRFEL, T.; BUCAK, Ö.; SCHERER, M.: Instandsetzung einer „müden“ Straßenbrücke mit orthotroper Fahrbahn, Stahlbau, Bd. 75, Nr. 2, S. 161-169, Feb. 2006
- [18] JUNG, R.; MANSPERGER, T.: The Ortho-Composite-Slab of the Elbebridge Wittenberge. In: Engineering for progress, nature and people: IABSE symposium, Madrid 2014, Zürich, 2014, Bd. 102, S. 328-329

- [19] WALTER, R.; OLESEN, J. F.; VEJRUM, T.; STANG, H.; GIMSING, N. J.: Cement based overlay for orthotropic steel bridge decks: A Multi-Scale Modeling Approach, Technical University of Denmark, Danmarks Tekniske Universitet, Department of Structural Engineering and MaterialsInstitut for Bærende Konstruktioner og Materialer, 2005
- [20] de FREITAS, S. T.; KOLSTEIN, H.; BIJLAARD, F.: Lightweight Reinforcement Systems for Fatigue-Cracked Orthotropic Bridge Decks, Structural Engineering International, Bd. 23, Nr. 4, S. 458-467, Nov. 2013
- [21] FRIEDRICH, H.: Instandsetzung orthotroper Fahrbahnplatten durch Aufkleben von Stahlplatten, Bauingenieur, Bd. 81, S. 289-292, Juni 2006

Schriftenreihe

Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen

Unterreihe „Brücken- und Ingenieurbau“

2012

B 87: Vermeidung von Glättebildung auf Brücken durch die Nutzung von Geothermie
Feldmann, Döring, Hellberg, Kuhnhenne, Pak, Mangerig, Beucher, Hess, Steinauer, Kemper, Scharnigg € 17,00

B 88: Anpralllasten an Schutzeinrichtungen auf Brücken – Anpassung der DIN-Fachberichte „Stahlbrücken“ und „Verbundbrücken“ an endgültige Eurocodes und nationale Anhänge einschließlich Vergleichsrechnungen
Kuhlmann, Zizza, Günther € 15,50

B 89: Nachrechnung von Betonbrücken zur Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Bauwerke
Maurer, Heeke, Kiziltan, Kolodziejczyk, Zilch, Dunkelberg, Fitik € 19,50

B 90: Fugenbewegung an der Ruhrtalbrücke Mintard
Eilers, Quaas, Staack € 14,00

2013

B 91: Priorisierung und Nachrechnung von Brücken im Bereich der Bundesfernstraßen – Einfluss der Einwirkungen aus Verkehr unter besonderer Berücksichtigung von Restnutzungsdauer und Verkehrsentwicklung
Freundt, Böning € 15,00

B 92: Kriterien für die Anwendung von unbewehrten Innenschalen für Straßentunnel
Kaundinya € 14,00

B 93: Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten – Anpassung des DIN-Fachberichtes „Betonbrücken“ an die endgültige Eurocodes und nationale Anhänge einschließlich Vergleichsrechnungen
Hegger, Reiß € 17,50

B 94: Baulicher Brandschutz für Tunnel in offener Bauweise – Rechnerischer Nachweis
Peter, Knief, Schreyer, Piazzola
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 95: Erfahrungen mit selbstverdichtendem und hochfestem Beton im Brücken- und Ingenieurbau an Bundesfernstraßen
Tauscher € 17,00

B 96: Geothermischen Anlagen bei Grund- und Tunnelbauwerken
Adam € 17,00

B 97: Einfluss der veränderten Verkehrsführung bei Ertüchtigungsmaßnahmen auf die Bauwerksbeanspruchungen
Freundt, Böning € 15,00

2014

B 98: Brückenseile – Gegenüberstellung von vollverschlossenen Seilen und Litzenbündelseilen
Friedrich
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 99: Intelligente Brücke – Zuverlässigkeitsbasierte Bewertung von Brückenbauwerken unter Berücksichtigung von Inspektions- und Überwachungsergebnissen
Fischer, Schneider, Thöns, Rücker, Straub
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 100: Roadtraffic Management System (RTMS)
Freundt, Vogt, Böning, Pierson, Ehrle € 15,00

B 101: Adaptive Spannbetonstruktur mit lernfähigem Fuzzy-Regelungssystem
Schnellenbach-Held, Fakhouri, Steiner, Kühn € 18,50

B 102: Adaptive ‚Tube-in-Tube‘-Brücken
Empelmann, Busse, Hamm, Zedler, Girmscheid € 18,00

B 103: Umsetzung des Eurocode 7 bei der Bemessung von Grund- und Tunnelbauwerken
Briebrecher, Städing € 14,00

B 104: Intelligente Brücke – Konzeption eines modular aufgebauten Brückenmodells und Systemanalyse
Borrmann, Fischer, Dori, Wild
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 105: Intelligente Brücke – Machbarkeitsstudie für ein System zur Informationsbereitstellung und ganzheitlichen Bewertung in Echtzeit für Brückenbauwerke
Schnellenbach-Held, Karczewski, Kühn
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 106: Einsatz von Monitoringsystemen zur Bewertung des Schädigungszustands von Brückenbauwerken
Freundt, Vogt, Böning, Michael, Könke, Beinersdorf € 17,00

B 107: Materialeigenschaften von Kunststoffdichtungsbahnen bestehender Straßentunnel
Robertson, Bronstein, Brummermann € 16,00

B 108: Fahrzeug-Rückhaltesysteme auf Brücken
Neumann, Rauert € 18,50

B 109: Querkrafttragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken
Hegger, Herbrand € 17,00

B 110: Intelligente Brücke – Schädigungsrelevante Einwirkungen und Schädigungspotenziale von Brückenbauwerken aus Beton
Schnellenbach-Held, Peeters, Miedzinski
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 111: Erarbeitung von Modellen zur Bestimmung der Schadensumfangsentwicklung an Brücken
Müller € 15,00

2015

B 112: Nachhaltigkeitsberechnung von feuerverzinkten Stahlbrücken
Kuhlmann, Maier, Ummenhofer, Zinke, Fischer, Schneider € 14,00

B 113: Versagen eines Einzelelementes bei Stützkonstruktionen aus Gabionen
Placzek, Pohl
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 114: Auswirkungen von Lang-Lkw auf die sicherheitstechnische Ausstattung und den Brandschutz von Straßentunneln
Mayer, Brennerberger, Großmann
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 115: Auswirkungen von Lang-Lkw auf die sicherheitstechnische Ausstattung und den Brandschutz von Straßentunneln
Mayer, Brenninger, Großmann

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 116: Überwachungskonzepte im Rahmen der tragfähigkeitsrelevanten Verstärkung von Brückenbauwerken aus Beton

Schnellenbach-Held, Peeters, Brylka, Fickler, Schmidt
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 117: Intelligente Bauwerke – Prototyp zur Ermittlung der Schadens- und Zustandsentwicklung für Elemente des Brückenmodells
Thöns, Borrmann, Straub, Schneider, Fischer, Bügler

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 118: Überwachungskonzepte für Bestandsbauwerke aus Beton als Kompensationsmaßnahme zur Sicherstellung von Stand- sicherheit und Gebrauchstauglichkeit

Siegert, Holst, Empelmann, Budelmann
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 119: Untersuchungen zum Brandüberschlag in Straßentunneln
Schmidt, Simon, Guder, Juknat,

Hegemann, Dehn € 16,00

B 120: Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit an einem vorgespannten Zweifeldträger

Maurer, Gleich, Heeke, Zilch, Dunkelberg
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 121: Zerstorungsfreie Detailuntersuchungen von vorgespannten Brückenplatten unter Verkehr bei der objektbezogenen Schadensanalyse

Diersch, Taffe, Wöstmann, Kurz, Moryson
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 122: Gussasphalt mit integrierten Rohrregistern zur Temperierung von Brücken

Eilers, Friedrich, Quaas, Rogalski, Staeck
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

2016

B 123: Nachrechnung bestehender Stahl- und Verbundbrücken – Restnutzung

Geißler, Krohn € 15,50

B 124: Nachrechnung von Betonbrücken – Systematische Datenauswertung nachgerechneter Bauwerke

Fischer, Lechner, Wild, Müller, Kessner
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 125: Entwicklung einheitlicher Bewertungskriterien für Infrastrukturbauwerke im Hinblick auf Nachhaltigkeit

Mielecke, Kistner, Graubner, Knauf, Fischer, Schmidt-Thró
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 126: Konzeptionelle Ansätze zur Nachhaltigkeitsbewertung im Lebenszyklus von Elementen der Straßeninfrastruktur

Mielecke, Graubner, Roth
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 127: Verstärkung von Stahlbrücken mit Kategorie-2-Schäden

Kuhlmann, Hubmann € 21,50

B 128: Verstärkung von Stahlbrücken mit Kategorie-3-Schäden

Ungermann, Brune, Giese € 21,00

B 129: Weiterentwicklung von Verfahren zur Bewertung der Nachhaltigkeit von Verkehrsinfrastrukturen

Schmellekamp
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 130: Intelligente Straßenverkehrsinfrastruktur durch 3D-Modelle und RFID-Tags

Tulke, Schäfer, Brakowski, Braun
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 132: Pre-Check der Nachhaltigkeitsbewertung für Brückenbauwerke

Graubner, Ramge, Hess, Ditter, Lohmeier
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 133: Anforderungen an Baustoffe, Bauwerke und Realisierungsprozesse der Straßeninfrastrukturen im Hinblick auf Nachhaltigkeit

Mielecke, Graubner, Ramge, Hess, Pola, Caspari
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 134: Nachhaltigkeitsbewertung für Erhaltungs- und Ertüchtigungskonzepte von Straßenbrücken

Gehrlein, Lingemann, Jungwirth
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

2017

B 135: Wirksamkeit automatischer Brandbekämpfungsanlagen in Straßentunneln

Kohl, Kammerer, Leucker, Leismann, Mühlberger, Gast
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 136: HANV als Verstärkung von Stahlbrücken mit Kategorie-1-Schäden

Stranghöner, Lorenz, Raake, Straube †, Knauff
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 137: Verstärkung von Stahlbrücken mit hochfestem Beton

Mansperger, Lehmann, Hofmann, Krüger, Lehmann € 14,50

Fordern Sie auch unser kostenloses Gesamtverzeichnis aller lieferbaren Titel an! Dieses sowie alle Titel der Schriftenreihe können Sie unter der folgenden Adresse bestellen:

Fachverlag NW in der Carl Schünemann Verlag GmbH
Zweite Schlachtpforte 7 · 28195 Bremen
Tel. +(0)421/3 69 03-53 · Fax +(0)421/3 69 03-63

Alternativ können Sie alle lieferbaren Titel auch auf unserer Website finden und bestellen.

www.schuenemann-verlag.de