



**TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN**

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



26. DRESDNER BRÜCKENBAUSYMPOSIUM

**PLANUNG, BAUAUSFÜHRUNG, INSTANDSETZUNG
UND ERTÜCHTIGUNG VON BRÜCKEN**

14./15. MÄRZ 2016



**TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN**

Institut für Massivbau <http://massivbau.tu-dresden.de>

Tagungsband

26. Dresdner Brückenbausymposium

Institut für Massivbau

Freunde des Bauingenieurwesens e.V.

14. und 15. März 2016

© 2016 Technische Universität Dresden

Alle Rechte vorbehalten.

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

Die Wiedergabe von Warenbezeichnungen, Handelsnamen oder sonstigen Kennzeichnungen in diesem Buch berechtigt nicht zu der Annahme, dass diese von jedermann frei benutzt werden dürfen.

Vielmehr kann es sich auch dann um eingetragene Warenzeichen oder sonstige gesetzlich geschützte Kennzeichen handeln, wenn sie als solche nicht eigens markiert sind.

Herausgeber: Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach
Technische Universität Dresden
Institut für Massivbau
01062 Dresden

Redaktion: Silke Scheerer, Angela Heller

Layout: Ulrich van Stipriaan

Anzeigen: Harald Michler

Titelbild: Fußgängerbrücke Schierstein. Foto: Cengiz Dicleli

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

ISSN 1613-1169
ISBN 978-3-86780-467-7

Inhalt

Herzlich willkommen zum 26. Dresdner Brückenbausymposium	13
<i>Prof. Dr.-Ing. habil. DEng/Auckland Hans Müller-Steinhagen</i>	
Außer Konkurrenz	15
<i>Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach</i>	
Realisierungswettbewerb zum Ersatzneubau der Eisenbahnüberführungen über die Oder und die Odervorflut bei Küstrin-Kietz	23
<i>Auszug aus der Broschüre der DB Netz AG 2016, Redaktion: Dipl.-Ing. Hartmut Schreiter</i>	
Zur Gestaltung von Brücken der Bundesfernstraßen – Die Suche nach der besten Lösung ...	37
<i>Dr.-Ing. Gero Marzahn, Dr.-Ing. Heinz-Hubert Benning</i>	
Search for the true structural solution	47
<i>Prof. Jiri Strasky, DSc.</i>	
Der Ersatzneubau der Lahntalbrücke Limburg	67
<i>Dipl.-Ing. Annett Nusch, Dr.-Ing. Stefan Franz</i>	
Wirtschaftliche Selbstkletterschalung für Europas aktuell größtes Brückenbauprojekt „Hochmoselbrücke	85
<i>Dipl.-Ing. Sebastian Riegel</i>	
Verstärkung von Brücken mit externer Vorspannung – Einsatzbereiche und Randbedingungen	103
<i>Dipl.-Ing. Michael Buschlinger, Dipl.-Ing., MBA Annette Jarosch</i>	
Ulrich Finsterwalder (1897–1988) – Doyen des Brückenbaus	119
<i>Prof. Cengiz Dicleli</i>	
Gestaltungskonzept für die Brückenbauwerke im Zuge der BAB A 3 zwischen AK Biebelried und AK Fürth/Erlangen	153
<i>LBD Dipl.-Ing. Bernd Endres, Dipl.-Ing. Rolf Jung</i>	
Reparatur der Autobahnbrücke über die Süderelbbrücke nach schwerem Schiffsanprall – Nachrechnung, Planung, Ausführung, Analyse	165
<i>Dipl.-Ing. Dirk Seipelt, Dipl.-Ing. Stefan Eschweiler, Dipl.-Ing. Thomas Neysters, Brinja Coors M.Sc., Dipl.-Ing. Martin Grassl</i>	
Langzeitverhalten von geokunststoffbewehrten Stützkonstruktionen – zukünftig eine Standardbauweise auch für Brückenwiderlager?	177
<i>Dipl.-Ing. Hartmut Hangen, M.Sc. July Ellen Jaramillo Castro</i>	
Die Herausforderungen und Möglichkeiten einer umfassenden Grundlagenanalyse am Beispiel des Hovenringes in Eindhoven (NL)	193
<i>Dipl.-Ing. Adriaan Kok, Dipl.-Des. Marion Kresken</i>	
Die Butterfly-Bridge in Kopenhagen	211
<i>Dr.-Ing. Karl Morgen, Dipl.-Ing. Jan Lüdders</i>	
Militärischer Einfluss auf Konstruktion und Architektur von Eisenbahnbrücken im Deutschen Reich	221
<i>Volker Mende M.A.</i>	

Verstärken mit Carbonbeton im Brückenbau	235
<i>Dr.-Ing. Harald Michler</i>	
Zur Anwendung von Szenario-Spektren beim seismischen Nachweis von Brücken	249
<i>Dr.-Ing. habil. Dirk Proske</i>	
Brücken bauen mit Eisenbeton – Gedanken zum denkmalgerechten Umgang	263
<i>Dipl.-Ing. Oliver Steinbock</i>	
Brückenbauexkursion 2015 – Infrastrukturprojekte in Tschechien, Österreich und Deutschland	273
<i>Dipl.-Ing. Sebastian Wilhelm, Dipl.-Ing. Robert Zobel</i>	
Chronik des Brückenbaus	283
<i>Zusammenstellung: Dipl.-Ing. (FH) Sabine Wellner</i>	
Inserentenverzeichnis	311

Im gedruckten Tagungsband stand hier eine Anzeige. Sie wurde für die Online-Fassung entfernt.

Verstärkung von Brücken mit externer Vorspannung – Einsatzbereiche und Randbedingungen

Dipl.-Ing. Michael Buschlinger, Dipl.-Ing., MBA Annette Jarosch
BBV Systems GmbH, Bobenheim-Roxheim

Zusammenfassung

Im Zuge der Nachrechnungen von Brücken zeigt sich, dass die Anforderungen der DIN-Fachberichte viel zu oft nicht eingehalten werden können. Eine effektive, schnelle und kostengünstige Steigerung der Trag- und Gebrauchsfähigkeit von Brücken ist durch eine Ertüchtigung mit externer Vorspannung möglich. Hierbei kann zusätzlich die Nutzungsdauer durch die Verstärkung deutlich erhöht werden. Die Spannverfahren der BBV Systems GmbH ermöglichen eine effiziente, flexible und wirtschaftliche Lösung der geplanten Verstärkungsmaßnahmen. Nach Ausführung der Maßnahme genügt das Bauwerk den Anforderungen der DIN-Fachberichte.

Das Bauwerk setzt sich aus zwei getrennten Überbauten (Ost und West) zusammen, welche sich jeweils in Längsrichtung in vier Durchlaufträgersysteme unterteilen (Teilbauwerke A bis D).

Der Brückenüberbau ist in Längs- und Querrichtung vorgespannt und wurde ursprünglich für die Lasten der Brückenklasse 60/30 nach DIN 1072 [1] nachgewiesen [2]. Das Bauwerk wurde im Zuge einer Nachrechnung überprüft. Die Untersuchung hat ergeben, dass die zulässigen Schwingbreiten der Spanngliedkopplung überschritten sind. Es wurde entschieden, eine grundlegende Instandsetzung und Verstärkung mit zusätzlichen, externen Spanngliedern zur Erhöhung der Nutzungsdauer durchzuführen.

1 Talbrücke Pfeddersheim

1.1 Bauwerkskonstruktion

Die Talbrücke Pfeddersheim im Zuge der BAB A 61 befindet sich in der Nähe der Ortschaft Pfeddersheim, westlich von Worms (Bild 1). Sie wurde von Polensky & Zöllner zwischen 1972 und 1975 in vier Teilbauwerken und 34 Bauabschnitten mit freitragender Vorschubrüstung hergestellt (siehe Bild 2).

1.2 Verkehrsbelastung

Die Verkehrsbelastung liegt bei ca. 52.500 Fahrzeugen pro Tag (DTV 2000) mit einem außergewöhnlich hohen Schwerlastanteil von etwa 23 % [3]. Eine Umfahrung der Brücke ist für PKW leicht möglich, die große Anzahl an LKW ist jedoch im Falle einer Umfahrung in der ländlichen Region kaum vertretbar und mit einem Umweg von mehr als 5 km verbunden.



Bild 1: Talbrücke Pfeddersheim, Brückenansicht

(Foto: Michael Buschlinger, BBV)

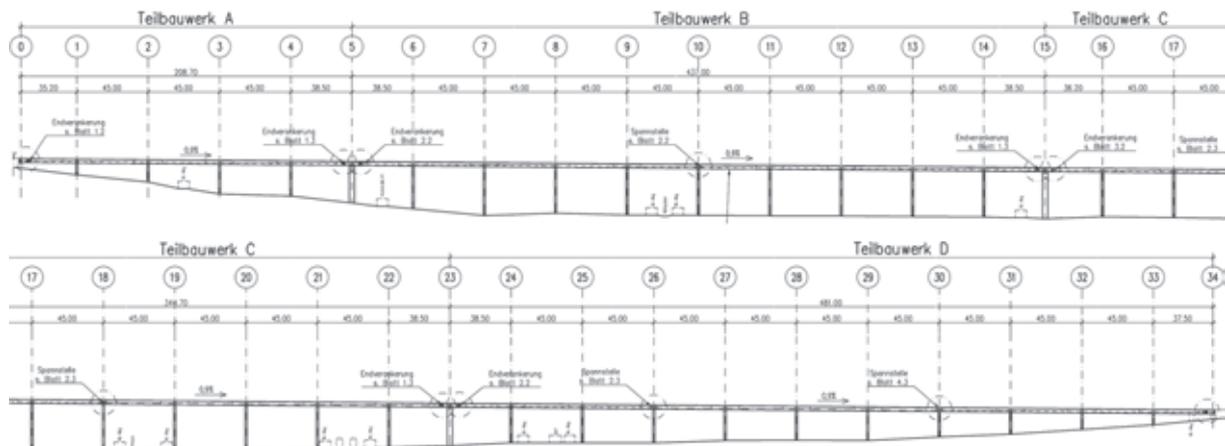


Bild 2: Talbrücke Pfeddersheim, Längsschnitt mit Teilbauwerken A bis D (Zeichnung: Büro KuH, Frankfurt)

Die vier Teilbauwerke besitzen aufsummiert eine Gesamtlänge von ca. 1.470 m, einen minimalen Krümmungsradius im Grundriss von $R = 4.000$ m, eine Längsneigung von max. 0,9 % und eine Querneigung der Fahrbahnplatte von max. 2,5 %. Die beiden voneinander getrennten Überbauten bestehen jeweils aus einem zweizeiligen Hohlkastenquerschnitt mit einer Querschnittshöhe von 2,70 m und einer Fahrbahnplattenbreite von 15,75 m (siehe Bild 3). Die Außenabmessungen bleiben beim Übergang vom Feld- zum Stützquerschnitt konstant, so dass die Veränderungen der Bauteilabmessungen durch Variation der Innenabmessungen erfolgen.

- ❑ Quervorspannung der Fahrbahnplatte: Spannglieder Typ Polensky & Zöllner PZ A40, Sigma Oval 40 (St 145/160)
- ❑ Bauart: zweizeiliger Hohlkasten als Spannbetondurchlaufträger
- ❑ Brückenklasse: DIN 1072: 60/30 [1]
- ❑ Breite zw. Geländern: 31,00 m bis 34,00 m im Aufweitungsbereich
- ❑ Fahrbahnbreite: 11,75 m bis 13,25 m im Aufweitungsbereich
- ❑ Brückenfläche: ca. 45.700 m²
- ❑ Gründung: Flachgründung auf Betonfundamenten
- ❑ Unterbauten: begehbare Hohl Pfeiler, begehbare Trennpfeiler, kastenförmige Widerlager

1.3 Baustoffe

- ❑ Überbau: Beton B450, Betonstahl III, in Teilbereichen auch Betonstahl I
- ❑ Längsvorspannung: Spannglieder Typ Polensky & Zöllner PZ A100, Sigma Oval 40 (St 145/160)

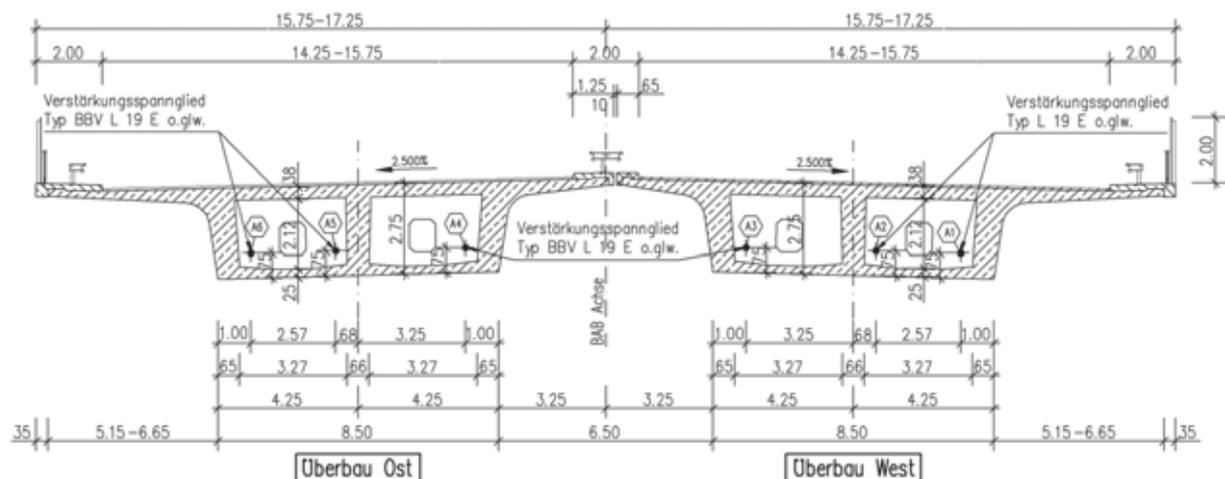


Bild 3: Talbrücke Pfeddersheim, Brückenquerschnitt (Zeichnung: Büro KuH, Frankfurt)

1.4 Bisherige Erhaltungsmaßnahmen und Umbauten

- 1985: Errichtung der Lärmschutzwände auf den Außenkappen
- 1988: Austausch sämtlicher Rollenlager durch Kalottenlager
- 2005: Instandsetzung der Übergangskonstruktionen
- 2005: Erneuerung des Fahrbahnbelags einschließlich der Abdichtung, Erneuerung der Innenkappen, Betoninstandsetzung der Außenkappen
- 2012: Erneuerung der Schutzplanken auf den Außenkappen

1.5 Zustand des Bauwerks

Der Zustand der Teilbauwerke wurde wegen der bei der letzten Bauwerksprüfung festgestellten Schäden mit Zustandsnoten zwischen 3,0 und 3,3 bewertet. Für das Bauwerk typische Schäden sind u. a.:

- Risse an den Koppelfugen,
- korrodierte und teilweise freiliegende Oberflächenbewehrung,
- lokale Betonschäden infolge von Herstellungsfehlern,
- Bewehrungskorrosion sowie Durchfeuchtungen mit Aussinterungen an den Teilbauwerken.

Die Mehrzahl der festgestellten Schäden hat nur lokalen Einfluss.

Das Bauwerk wurde im Zuge einer Nachrechnung überprüft. Die Untersuchung der Spanngliedkopplung hat ergeben, dass die zulässigen Schwingbreiten überschritten sind. Vom LBM ABA Montabaur wurde daher entschieden, eine grundlegende Instandsetzung und Verstärkung mit zusätzlichen externen Spanngliedern zur Erhöhung der Nutzungsdauer durchzuführen. Die aktuell geplante Verstärkung des Überbaus mit externen Spanngliedern genügt nach Ausführung der

Maßnahme den Anforderungen der DIN-Fachberichte [4]

1.6 Verstärkungsmaßnahmen und Ertüchtigung der Pfeddersheimer Talbrücke

Die Planung wurde vom Ing.-Büro König und Heunisch Planungsgesellschaft mbH und Co.KG, Frankfurt/Main, auf Grundlage der Bestandspläne durchgeführt. Die ausführungsbereifen Entwurfspläne werden dem AN für die Bauausführung zur Verfügung gestellt.

- Die Teilbauwerke A bis D werden jeweils mit drei externen Spanngliedern mit einer Spannkraft von $P_{m,0} = 3.876 \text{ kN}$ (BBV L19, Typ E) verstärkt. Die Vorspannung wird stufenweise aufgebracht.
- Die Spannglieder werden so angeordnet, dass neben jedem Längsträger bzw. Steg ein Spannglied verläuft (in der äußeren Hohlkas-

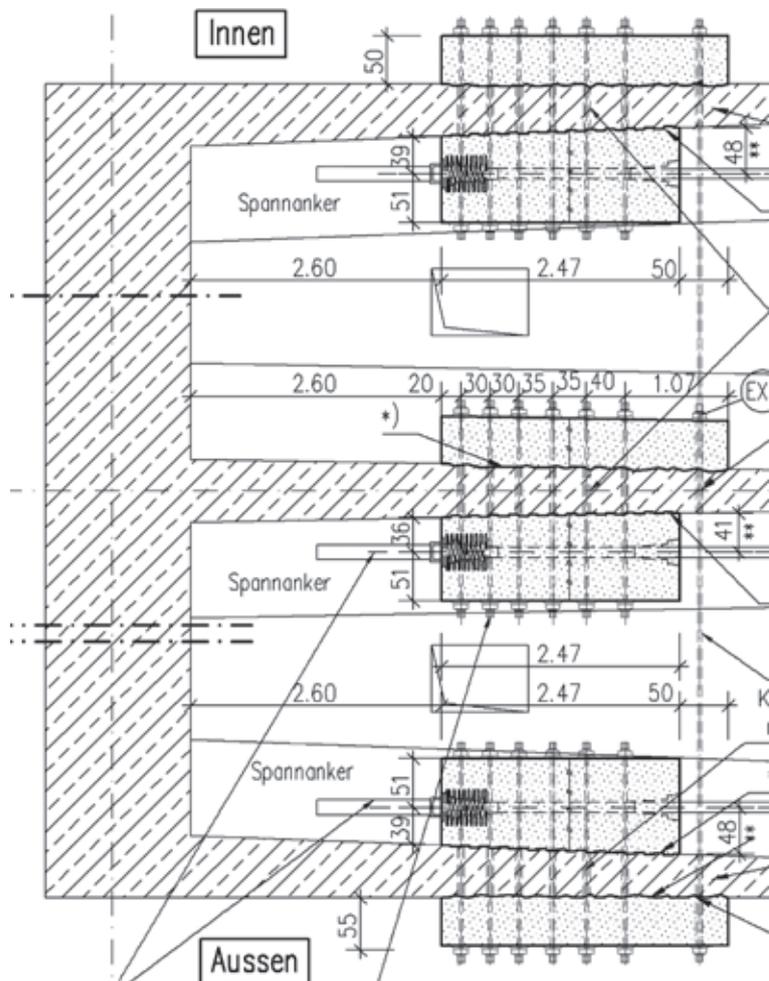


Bild 4: Grundriss Lasteinleitungsblöcke

(Zeichnung: Büro KuH, Frankfurt)

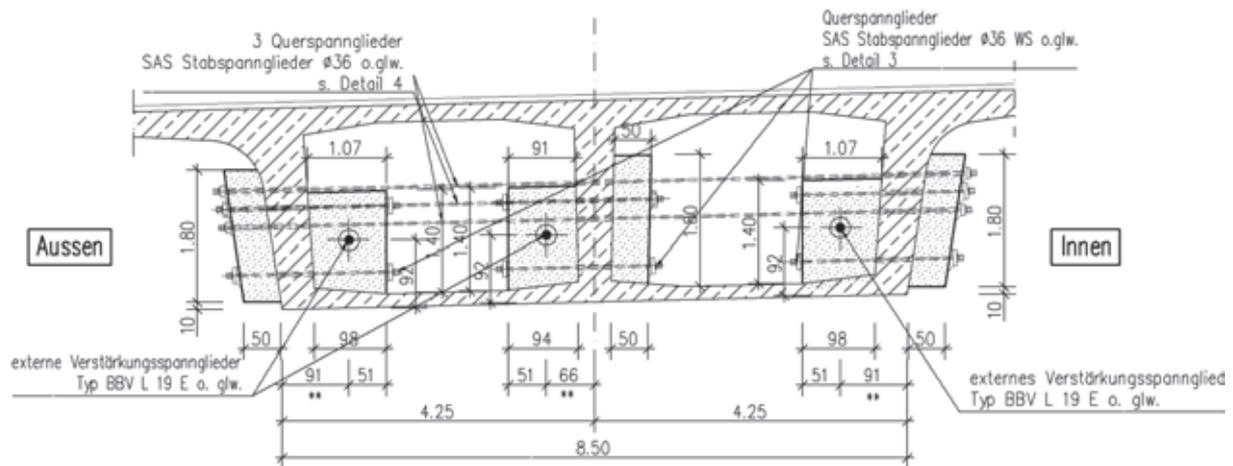


Bild 5: Querschnitt Lasteinleitungsblöcke

(Zeichnung: Büro KuH, Frankfurt)

tenzelle zwei Spannglieder, in der inneren Zelle ein Spannglied – siehe Bilder 4 und 5). Bestehende Treppenzugänge (Öffnungen für ausfahrbare Treppen zu den Pfeilerpodesten) können damit weiterhin genutzt werden.

- ❑ In den Teilbauwerken B, C und D werden die Spannglieder aufgrund der Bauwerkslängen in den Stützachsen gestoßen. Durch die Anordnung dieser Übergreifungsstellen werden Spanngliedlängen von ca. 200 m eingehalten.
- ❑ In den Achsen der Übergreifungsstellen sind günstige Platzverhältnisse vorhanden, so dass die Spannglieder von diesen Achsen aus vorgespannt werden.
- ❑ Im Teilbauwerk A sind keine Übergreifungsstellen notwendig. Hier wird von Achse 0 aus vorgespannt.



Bild 6: Unterseite der Schwelme-Brücke vor den Ertüchtigungsmaßnahmen 2015 (Foto: Annette Jarosch, BBV)

2 Schwelme-Talbrücke

Die Schwelme-Talbrücke ist Teil der A 1 und befindet sich an den Anschlussstellen Wuppertal-Langerfeld und Wuppertal-Ronsdorf. Die Brücke überführt die Bundesstraße B 7, eine Gemeindestraße (Dieselstraße), fünf elektrifizierte Gleisanlagen der Deutschen Bahn und einen Fluss, die Schwelme. Das Brückenbauwerk wurde in den Jahren 1959 bis 1960 von der Firma Hochtief erbaut und im Jahr 2006 mit zwei außen liegenden Stahlverbundbrücken ergänzt [5].

2.1 Bauwerkskonstruktion der Spannbetonbrücke

Die Schwelme-Talbrücke besteht aus vier parallel nebeneinander liegenden getrennten Überbauten. Die beiden inneren Überbauten – Teilbauwerke 2 und 3 – stellen das ursprüngliche Bauwerk aus dem Jahr 1960 dar. Im Zuge eines sechsstreifigen Ausbaus der A 1 im Jahr 2006 wurde die Brücke durch zwei weitere Hohlkästen in Stahlverbundbauweise – Teilbauwerke 1 und 4 – verbreitert (siehe Bild 6).

Die ursprüngliche Brücke besteht jeweils aus zwei einzelligen Spannbetonhohlkästen, die in Längs- und Querrichtung vorgespannt sind. Die Hohlkästen haben eine Konstruktionshöhe von ca. 3 m und sind begehrbar (siehe Bild 7). Jedes Teilbauwerk hat eine Breite von 15,45 m und die Brücke eine Gesamtlänge von 207,5 m, die sich in drei Felder aufteilt. Die Stützweiten der Randfelder betragen 60 m und

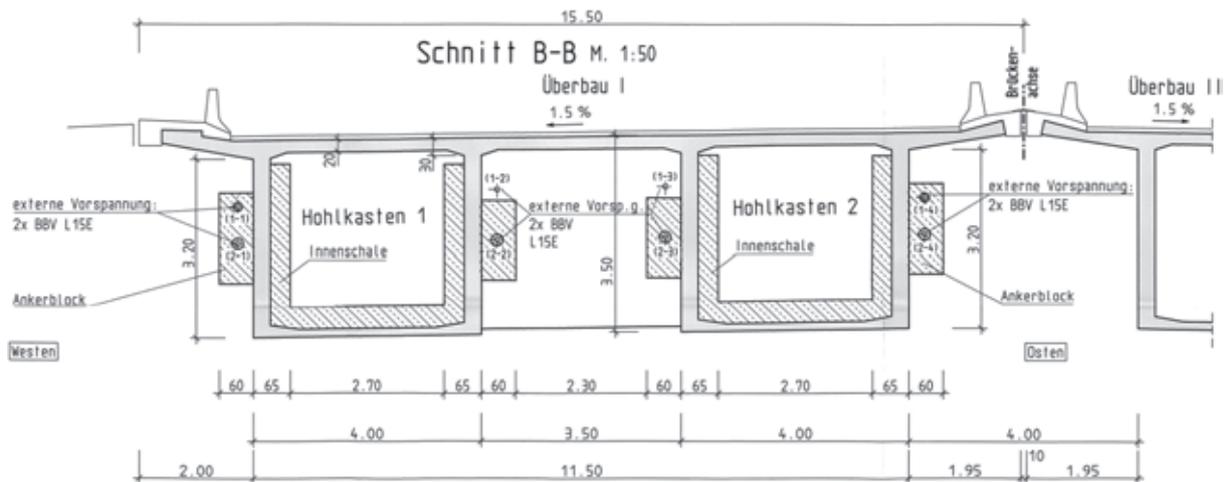


Bild 7: Schwelme-Brücke, Querschnitt Teilbauwerk 3, Fahrtrichtung Köln (Zeichnung: Ing.-Gesellschaft Thomas und Bökamp, Münster)

die des Mittelfeldes 87 m (siehe Bild 8). An den Widerlager- und Pfeilerachsen und in den Viertelpunkten der einzelnen Felder sind die Hohlkästen eines Teilbauwerks über Querwände miteinander verbunden.

bahnplatte sind ebenfalls in Querrichtung vorgespannt. Die Spannglieder verlaufen im Bereich des Stützmomentes in der oberen Fahrbahnplatte und im Bereich des Feldmomentes in der Bodenplatte. Die Überlappung dieser Spannglieder ist bei der Schwelme-Brücke sehr gering. Zusätzlich fehlt eine Rückhängebewehrung bzw. erhöhte Schubbewehrung in den Stegen und führt somit zu starker lokaler Schubbeanspruchung der Stege.

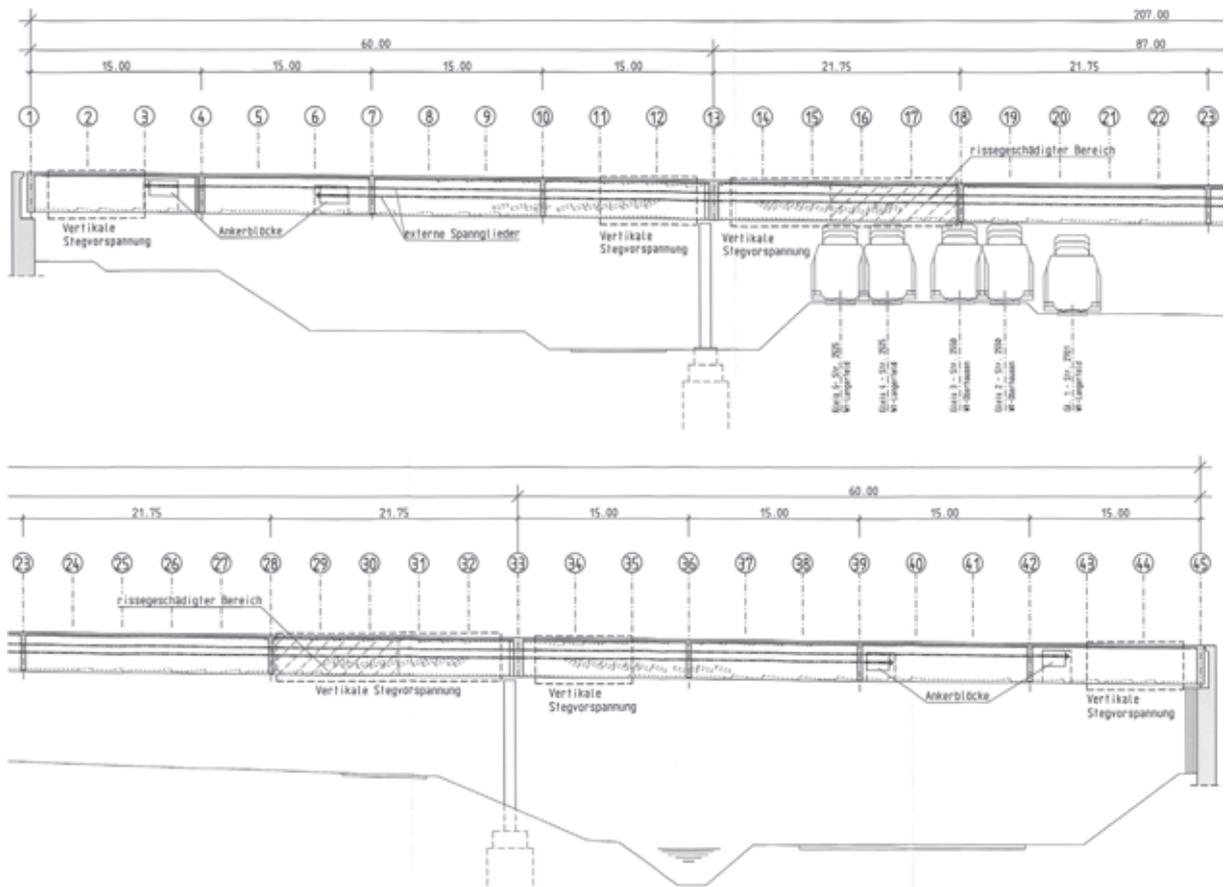


Bild 8: Längsschnitt Schwelme-Brücke (Zeichnung: Ing.-Gesellschaft Thomas und Bökamp, Münster)

2.2 Baustoffe der Spannbetonbrücke (Teilbauwerke 3 und 4)

- ❑ Hohlkasten: Beton B450, schlaffe Bewehrung Betonstahl II
- ❑ Längs- und Quervorspannung: Holzmann KA (und Interspann), Sigma-Spannstahl, rund, Ø 8 mm, 12 Drähte je Spannglied, St 135/150
- ❑ Bauart: zwei einzellige Hohlkästen mit Querträgern als Spannbetondurchlaufträger
- ❑ Brückenklasse: nicht nachweisbar
- ❑ Gesamtlänge: 207 m
- ❑ Gesamtbreite: 2 × 15,45 m
- ❑ Brückenfläche: 2 × 3.208 m²
- ❑ Lichte Höhe: mindestens 7,64 m

2.3 Zustand des Bauwerks und Verkehrssituation

Die Schwelme-Brücke weist eine ausgeprägte Rissbildung in den Stegen und der Bodenplatte der Hohlkästen auf:

- ❑ Schrägrisse in den Stegen im Stütz- und Widerlagerbereich – Rissbreite bis 0,75 mm,
- ❑ halbrunde Risse in der Bodenplatte in den Mittelfeldern – Rissbreite bis 0,9 mm.

Die Nachrechnung des Bauwerks wurde von dem Ingenieurbüro Thomas & Bökamp durchgeführt und ergab deutliche Defizite der vorhandenen Schubbewehrung der Spannbeton-Teilbauwerke 2 und 3. Die Nachweise nach DIN 4227 (1988) [6] ergaben ebenfalls, dass die Hauptzugspannungen nicht eingehalten werden können:

- ❑ Es sind Defizite der vorhandenen Schubbewehrung im Bereich der Zwischenstützen und der Widerlager festgestellt worden.
- ❑ Der Nachweis der Hauptzugspannungen nach DIN 4227 (1988) im Bruchzustand zeigt, dass die vorhandene Bewehrung auf Basis des Normenstandes vor Einführung der DIN-Fachberichte im Jahr 2003 nicht ausreicht (Stufe 2 der Nachrechnung entsprechend [7]).

Aufgrund der Ergebnisse wurde der Verkehr der Schwelme-Brücke stark eingeschränkt. Die Kompensationsmaßnahme beinhaltet, dass die Fahr-

spuren der Teilbauwerke 2 und 3 ausschließlich für PKW zugelassen sind. Fahrzeuge schwerer als 3,5 t müssen über die beiden äußeren Stahlverbundbrücken (Teilbauwerke 1 und 4) geleitet werden. Zusätzlich wurde eine stetige Überwachung angeordnet, die ein Rissmonitoring und eine kontinuierliche Messung der Verkehrsbelastung beinhaltet.

2.4 Bisherige Erhaltungsmaßnahmen und Umbauten

- 1960: Bau der Spannbeton-Hohlkastenbrücke – Teilbauwerke 2 und 3,
- 2006: Erweiterung der Brückenbreite mit zwei außen liegenden Stahlverbundbrücken – Teilbauwerke 1 und 4,
- 2013: Verkehrsbegrenzung: Sperrung der Teilbauwerke 2 und 3 für Fahrzeuge > 3,5 t und Brücken-Monitoring,
- 2015: Notinstandsetzung und Ertüchtigung des Teilbauwerks 3,
- ab 2016: Geplanter Ersatzneubau von Teilbauwerk 4 und anschließend von 3.

2.5 Verstärkungsmaßnahmen und Ertüchtigung der Schwelme-Talbrücke

Die Verstärkungsmaßnahmen der Brücke wurden für eine Flächenlast von 2,5 kN/m² über die gesamte Brückenbreite und ein Tandemsystem mit zwei Achsen à 240 kN bemessen. Eine Ertüchtigung der Brücke, die zukünftig auch LKW-Verkehr aufnehmen kann, ist nicht möglich, da die Querschnitte der Brücke zu filigran sind und eine externe Vorspannung durch die hohen Beanspruchungen durch die konzentrierte Lasteinleitung im Verankerungsbereich nicht möglich ist. Eine Ertüchtigung, die den Anforderungen des Lastmodells 1 nach DIN-Fachbericht [8] gerecht wird, ist somit nicht möglich.

Die Verstärkung des Teilbauwerks 3 (Fahrtrichtung Köln) dient als Vorbereitungsmaßnahme für den anschließenden Ersatzneubau der beiden Stahlbeton-Teilbauwerke. Ziel ist eine Notinstandsetzung des Teilbauwerks 3, um die aktuellen Defizite aus der unzureichenden Schubbewehrung aufzunehmen, und zusätzlich eine Ertüchtigung, um den erhöhten Verkehr aufzunehmen, der durch die Verkehrsumleitung (4+0-Verkehrsführung)

während des Ersatzneubaus des Teilbauwerks 2 auftreten wird. Das Teilbauwerk 3 wurde für die Ertüchtigungsmaßnahmen ausgewählt, da hier ein größerer Lichtraum über den Bahngleisen vorhanden ist.

Die geplanten Verstärkungsmaßnahmen beinhalten:

1. lokale Rissverstärkung:

- Rissverpressung in Stegen und Bodenplatte
- Verpressung mit Epoxidharz

2. externe Vorspannung in Längsrichtung (siehe Bild 9):

- zentrische Vorspannkraft
- außen an Hohlkastenstegen geführte Spannglieder mit einer Spannkraft von je $P_{m,0} = 3.060 \text{ kN}$ (BBV L15, Typ E)
- acht externe Spannglieder mit einer Gesamtvorspannkraft von 24 MN
- Lasteinleitung mit Hilfe von Aussteifungsrahmen und Ankerblöcken
- Spanngliedverlauf im Grundriss gerade, Umlenkungen der externen Vorspannung nur in vertikaler Richtung
- Kernbohrungen in den Querwänden für die Durchführung oder Umlenkung der Spannglieder
- Überdrückung der Risse, Aufnahme der Hauptzugspannungen

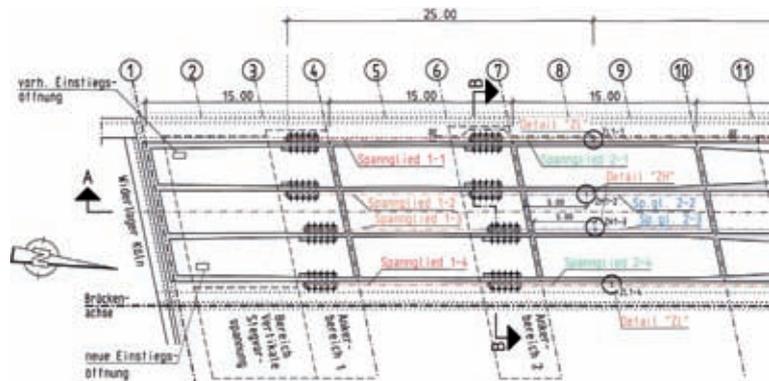


Bild 9: Grundriss Lasteinleitungsblöcke bei der Ertüchtigung der Schwelme-Talbrücke (Zeichnung: Ing.-Gesellschaft Thomas und Bökamp, Münster)

3. vertikale Stegvorspannung im Bereich der Widerlager und der Stützen (siehe Bild 10):

- seitlich an den Stegaußenseiten des Hohlkastens angeordnete vertikale Spannstäbe
- Überdrückung der Risse, Aufnahme der Hauptzugspannungen

3 Verfahren der Brückenertüchtigung

Das stetig zunehmende Verkehrsaufkommen und die weiterhin prognostizierte zukünftige Zunahme des Schwerlastverkehrs führen zu einer stärkeren Auslastung des Verkehrsnetzes und somit zur erhöhten Beanspruchung der Brückenbauwerke. Viele bestehende Brücken können diesen Anforderungen nicht mehr standhalten und es zeigen sich starke Abnutzungserscheinungen und gravierende Schäden. Eine effektive, schnelle und kostengünstige Steigerung der Trag- und Gebrauchsfähigkeit von Brücken ist durch eine Ertüchtigung mit Vorspannsystemen möglich. Hierbei kann die

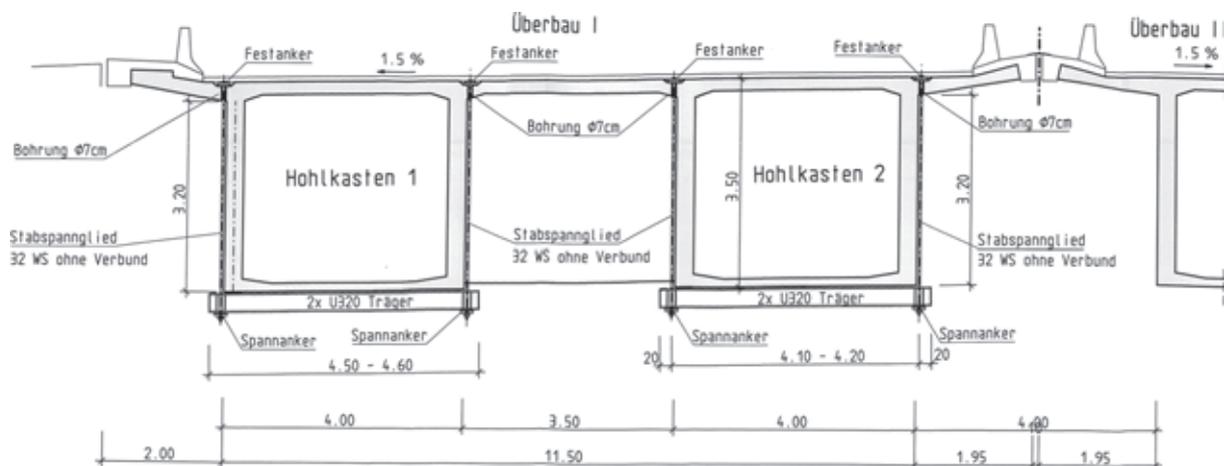


Bild 10: Querschnitt Schubverstärkung, Schwelme-Talbrücke (Zeichnung: Ing.-Gesellschaft Thomas und Bökamp, Münster)

SPANNSTAHLGÜTE; NENNQUERSCHNITT:		ST 1570/1770 140 mm ²	ST 1570/1770 150 mm ²	ST 1660/1860 140 mm ²	ST 1660/1860 150 mm ²
SPANNGLIED		P _{0,MAX} [KN]	P _{0,MAX} [KN]	P _{0,MAX} [KN]	P _{0,MAX} [KN]
BBV	L3E	567	608	605	648
BBV	L4E	756	810	806	864
BBV	L5E	945	1.013	1.008	1.080
BBV	L7E	1.323	1.418	1.411	1.512
BBV	L9E	1.701	1.823	1.814	1.944
BBV	L12E	2.268	2.430	2.419	2.592
BBV	L15E	2.835	3.038	3.024	3.240
BBV	L19E	3.591	3.848	3.830	4.104
BBV	L22E	4.158	4.455	4.435	4.752
BBV	L27E	5.103	5.468	5.443	5.832
BBV	L31E	5.859	6.278	6.250	6.696

Werte basieren auf $f_{p0,tk} = 1.500 \text{ N/mm}$ (St 1570/1770), bzw. 1.600 N/mm (St 1660/1860)
mit $P_{0,max} = 0,90 \times f_{p0,tk} \times A_p$

Bild 11: Übersicht der BBV-Typ-E-Spannglieder [9]

Nutzungsdauer durch die Verstärkung deutlich erhöht werden.

3.1 Externes Litzenspannverfahren

Beim externen Litzenspannverfahren BBV Typ E nach Z-13.3-131 [9] oder ETA-11/0123 [10] werden 7-drähtige Spannstahllitzen mit einem Nennquerschnitt von 140 mm² oder 150 mm² verwendet. Als Spannstahlgüten kommen St 1570/1770 oder St 1660/1860 zur Anwendung. Das Spannverfahren beinhaltet Spannglieder von 3 bis 31 Litzen (siehe Bild 11). Die maximale Vorspannkraft beträgt $P_{m0,max} = 6.696 \text{ kN}$. Die schrittweise Abstufung der Vorspannkraft ermöglicht die effiziente Anpassung an den speziellen Anwendungsfall.

Das externe Litzenspannverfahren wurde zur Baustellenfertigung entwickelt und ist im Neubau sowie bei Verstärkungsmaßnahmen anwendbar. Der Zusammenbau der Spannglieder erfolgt auf der Baustelle. Bauseitige Leistungen, wie z. B. die Bereitstellung von geeigneten Hebezeugen, Mobilkränen etc., zum Verlegen der Spannglieder werden nicht benötigt. Das Einpressen der Korrosionsschutzmasse erfolgt nach Verlegung der Spanngliederstränge auf der Baustelle. Die Spannglieder sind durch den Transport (Gewicht und Trommelkapazität) nicht in ihrer maximalen Länge begrenzt. Die exakte Spanngliedlänge wird erst beim Einbau ermittelt. Flexibel können Planungsänderungen und Baustellenimperfectionen abgefangen werden. Um einen zügigen Baufortschritt zu gewährleisten, ermöglicht das externe Litzenspannverfahren das Aufbringen der vollen Vorspannung bereits ab einer Betonfestigkeit von $f_{cmj,cube} = 28 \text{ N/mm}^2$.



Bild 12: Verankerung Vorspannverfahren BBV Typ E [9]

Durch Verwendung von Mehrflächenankern (siehe Bild 12) bei den Spanngliedtypen BBV L12E bis BBV L31E können sehr geringe Achs- und Randabstände realisiert werden. Durch kleine Umlenkradien und große Umlenkwinkel ist die Spanngliedführung in Längsrichtung exakt an den gewünschten Kräfteverlauf anpassbar.

Die Spannglieder sind nachspann- und auswechselbar. Die Korrosionsschutzmasse kann witterungsunabhängig in einem Arbeitsgang

eingbracht werden. Die Baustellenfertigung der Spannglieder garantiert einen reibungslosen und zügigen Ablauf der Vorspannarbeiten. Die variable Ausbildung der Umlenkgeometrien reduziert die Materialkosten der Umlenkstellen und den Arbeitsaufwand beim Einbau.

3.2 Endverankerungen F und S

Die zweiteilige Verankerung mit Ankerplatte/Ankerkörper und Lochscheibe wird üblicherweise als Spannanker S (siehe Bild 13) oder Festanker F eingesetzt.

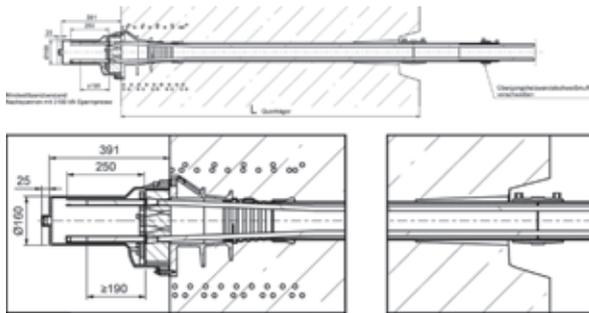


Bild 13: Detail Spannanker S (Zeichnung: BBV)

Als Hüllrohre werden PE-Rohre nach DIN EN 12201-2 [11] verwendet. Im Bereich des Spann- und Festankers geht das Übergangsrohr in das Anschlusshüllrohr über. Am Spannanker bewegt sich das Hüllrohr während des Spannvorgangs in das größere Anschlusshüllrohr (siehe Bild 14).

3.3 Umlenkstellen

Der Übergang des Umlenkbereichs zur freien Spanngliedlänge ist mit einer trompetenartigen Aufweitung so ausgebildet, dass zusätzlich zum planmäßigen Umlenkwinkel α allseitig ein unplanmäßiger Umlenkwinkel von mindestens $\Delta\alpha \geq 3^\circ$ knickfrei aufgenommen werden kann.

Um Umlenkstellen wirtschaftlich ausführen zu können, hat BBV Systems drei Varianten zur kon-



Bild 14: Endverankerungen im Lasteinleitungsblock (Fotos: Michael Buschlinger, BBV)

struktiven Ausbildung der Umlenkgeometrien entwickelt. Bei Neubauten kommen die Typen R und S (siehe Bilder 15 und 16) zur Anwendung. Beim Typ S mit Schalkörpern (Diabolos) wird der planmäßige Umlenkwinkel α und der unplanmäßige Umlenkwinkel $\Delta\alpha \geq 3^\circ$ nach dem Ausbau/Ziehen der Diabolos im Beton als trompetenartige Aussparung abgebildet. BBV liefert die Diabolos zum bauseitigen Einbau auf die Baustelle. Durch mehrfache Verwendung stellt BBV Systems damit eine kostengünstige Variante zur Herstellung der Umlenkstellen zur Verfügung.

Bei Bestandsbauwerken wird der Typ F (siehe Bilder 17 und 18) ausgeführt. Hierbei bietet die Umlenkhalbschale:

- kleine Kernbohrungsdurchmesser und damit geringere Wahrscheinlichkeit, dass vorhandene Spannstahtbewehrung durchtrennt werden muss,
- Baustellenimperfectionen / Bohrungenauigkeiten können beim Einbau in die Kernbohrung in gewissem Maße ausgeglichen werden,
- keine Nachjustierungen der Formteile während des Spannvorgangs, unplanmäßiges Anliegen des Spanngliedes am Austritt aus den Umlenkstellen wird verhindert und
- keine Knicke in der Spanngliedführung über die Umlenkstelle.

Mit einem Stahlumlenkteil mit innenliegenden Umlenkhalbschalen können externe Spannglieder außerhalb des Betonquerschnitts umgelenkt werden (siehe Bild 18).

3.4 Montage der Spannglieder

Einbauteile

Auf der Baustelle werden die Ankerplatten, Ankerkörper, Übergangsrohre, Anschlusshüllrohre, Schalkörper der Verankerungen, Wendeln und Zusatzbewehrung einbetoniert. An den Umlenkstellen werden, je nach Ausführung, Durchdringungsrohre (gerade oder vorgebogen) und ggf. Schalkörper einbetoniert. Es können auch Umlenkstellen nur mit Schalkörpern und bei Bedarf Aussparungsrohren (je nach Länge der Querträger) hergestellt werden. Bei bestehenden Bauwerken können die Aussparungen z. B. durch Kernbohrungen hergestellt werden.

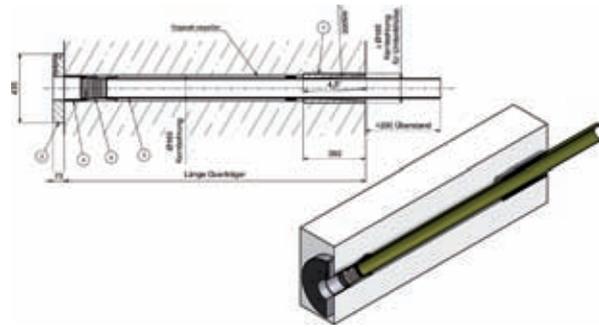
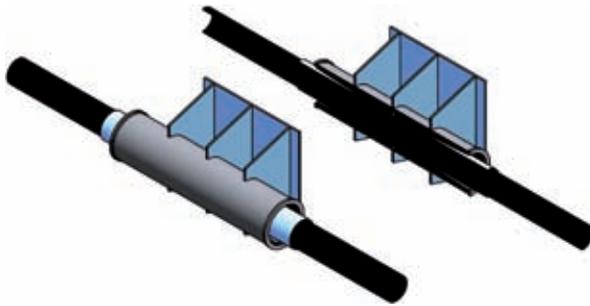


Bild 19: Spanngliedverankerungen im Bestandsbeton wahlweise mit Umlenkhäuse am Betonaustritt (Zeichnung: BBV)



Bild 18: Umlenkung Typ F, Stahlumlenteil mit innenliegenden Hülsen (Zeichnung und Foto: Annette Jarosch, BBV)

Spanngliedkopplungen mittels Einzellitzenkopplungen

Mit den Einzellitzenkopplungen können die Spanngliedlitzen beliebig, einfach und wirtschaftlich gestoßen bzw. gekoppelt werden (siehe Bild 21).

3.6 Stabspannglieder

Zur Verankerung von zusätzlichen Querträgern und Umlenkblöcken der externen Vorspannung in bestehenden Brückenbauwerken werden Macalloy-Stabspannsysteme nach ETA-07/0046 [13] oder nach deutscher Anwendungszulassung Z-13.71-700461 [14] oder Z-13.72-700462 [15] eingesetzt (Tabelle 1). Die Stahlspannstäbe St 835/1030 sind warmgewalzt und gereckt. Das Macalloy-1030-Post-Tensioning-System entspricht den Anforderungen der ETAG 013 [12] und ist für das Vorspannen mit Spanngliedern mit oder ohne Verbund für Beton- und Verbundkonstruktionen geeignet. Die Zugfestigkeit der Spannstahlsorte Y1030-H wird gemäß prEN 10138-4 [16] ausgeführt. Die Gewindestäbe sind in Durchmessern von 25, 26,5, 32, 36, 40 und 50 mm erhältlich. Die Enden der Glatstäbe, welche auf Bestelllänge geschnitten

Ankerplatten, aufgesetzt ohne Zusatzbewehrung

Auf den Bestandsbeton aufgesetzte Ankerplatten, welche die Lastweiterleitung in den Beton ohne Zusatz- bzw. Wendelbewehrung gewährleisten (siehe Bilder 19 und 20).

Spanngliedbezeichnung	Einh	L3 E	L4 E	L5 E	L7 E	L9 E	L12 E	L15 E	L19 E	L22 E
Ankerplatte										
Außendurchmesser	ØD mm	235	250	270	310	345	390	435	480	515
Dicke	T mm	50	50	50	55	60	65	70	75	80
Lochdurchmesser	Lo mm	72	81	83	93	113	131	150	163	183
Anschlussstutzen										
max. Durchmesser, außen	A mm	Kein Anschlussstutzen erforderlich					139,7	152,4	168,3	193,7
Länge	L mm						117	133	152	168
Durchdringungsrohr oder Kernbohrung										
max. Durchmesser	K mm	160	160	160	170	190	200	225	230	250
Verankerungen (S) und (F)										
Achsabstand der Platten*										
$f_{cm,cube} = 38 \text{ N/mm}^2$	mm	285	315	345	405	450	520	580	660	720

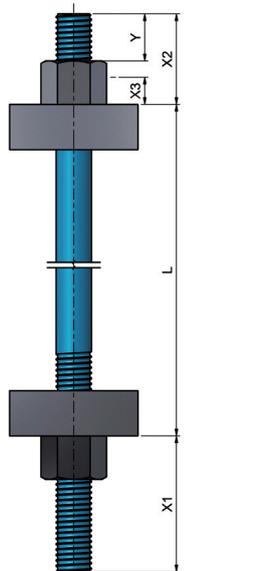
* Randabstand = Achsabstand / 2 – 10mm + Betondeckung

Bild 20: Geometrie der aufgesetzten Ankerplatten

(Quelle: BBV)

Tabelle 1: Vorspannkraften beim Macalloy-Stabspannverfahren für Glatt- und Gewindestäbe, Stahlgüte St 835/1030 intern mit nachträglichem Verbund / ohne Verbund, Kennwerte aus [13]

Kennwert	Nenn-Ø [mm]					
	25	26,5	32	36	40	50
Nennquerschnitt [mm ²]	491	552	804	1018	1256	1964
Nennmasse [kg/m]	3,85	4,33	6,31	7,99	9,86	15,41
Bruchlast [kN]	506	568	828	1048	1294	2022
Max. Vorspannkraft [kN]						
$P_{m0,max} = 0,8 \times \text{Bruchlast}$	405	454	662	834	1035	1618
Max. Vorspannkraft [kN]						
$P_{0,max} = 0,95 \times \text{Bruchlast}$	480	539	786	995	1229	1920



werden, sind mit kaltgerolltem Gewinde versehen. Es besteht ebenfalls die Möglichkeit, die Stäbe mit durchgehendem Gewinde zu bestellen.

Stabspannglieder mit nachträglichem Verbund sind vollständig im Konstruktionsbeton eingebettet. Der Verbund und der Korrosionsschutz werden durch den Einpressmörtel nach EN 447 [17] gewährleistet (siehe Bild 22).

Interne Stabspannglieder Macalloy ohne Verbund und mit freiem Spannkanal

Stabspannglieder ohne Verbund können innerhalb des Bauteilquerschnittes eingebaut werden

(siehe Bild 23). Der Korrosionsschutz wird durch Korrosionsschutzmasse oder durch Schrumpfschläuche gewährleistet. Die Stabspannglieder können jederzeit entspannt, nachgespannt oder ausgetauscht werden.

4 Bauwerksmonitoring

Bauwerksmonitoring umfasst die Überwachung und Analyse von Bauwerken sowie die Entwicklung neuer Systeme und Komponenten der Messtechnik im Rahmen von nationalen und internationalen Forschungsprojekten. Für aussagekräftige

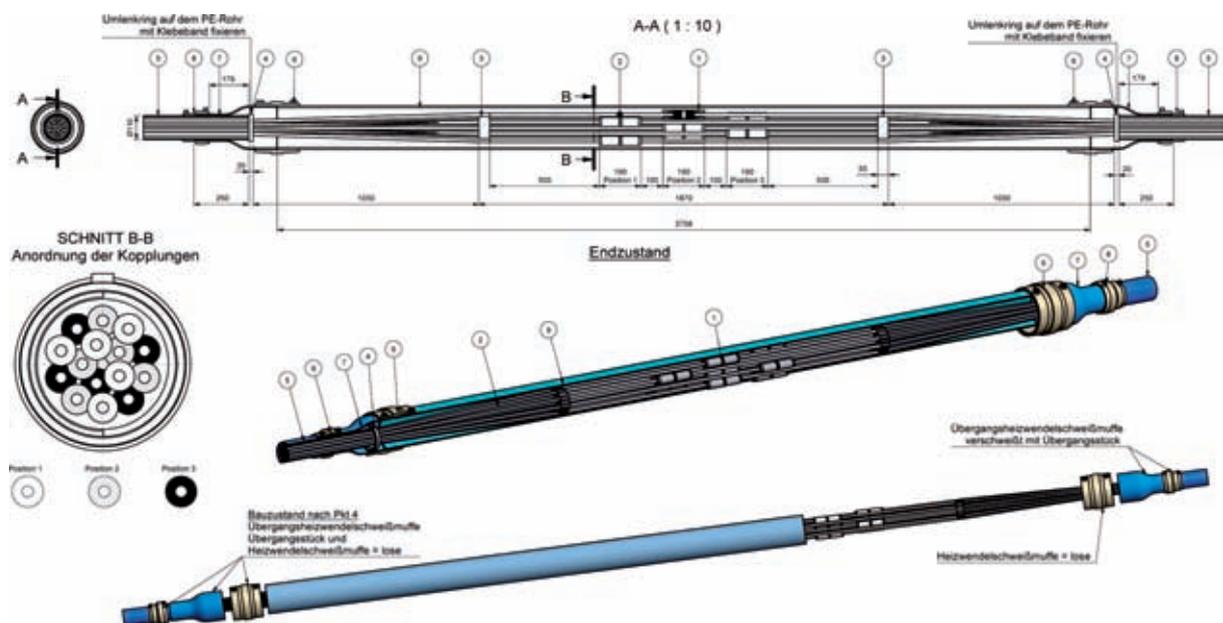


Bild 21: Detailzeichnung der Spanngliedkopplungen

(Zeichnung: BBV)

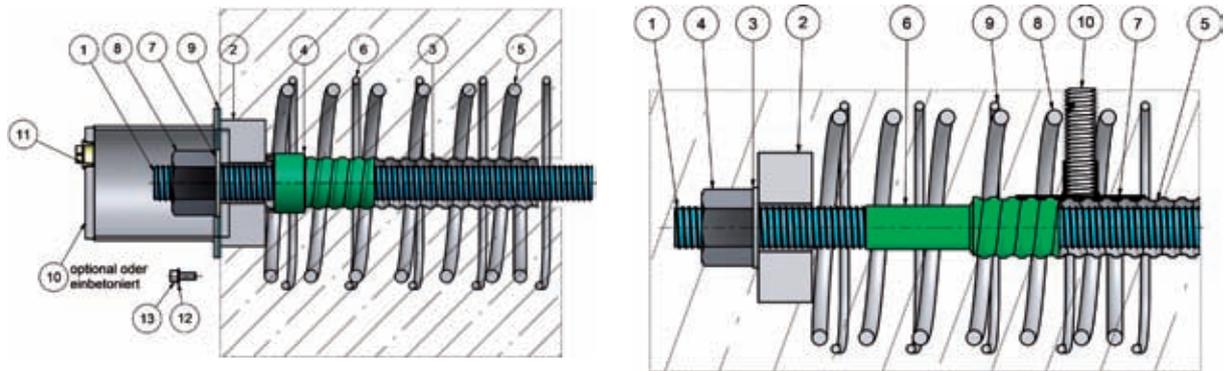


Bild 22: Stabspannglieder mit nachträglichem Verbund (Spannanker und einbetonierter Festanker (Zeichnung: BBV)

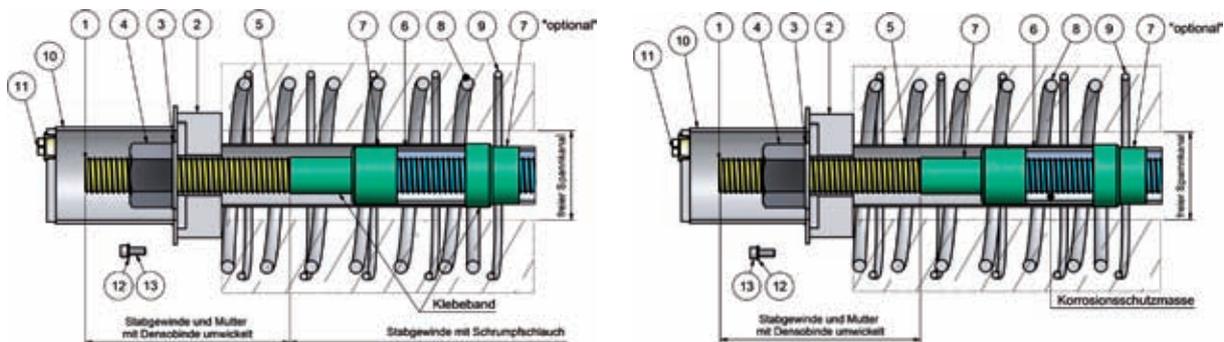


Bild 23: Stabspannglied ohne Verbund mit freiem Spannkanal, aufgesetzter Ankerplatte (mit Schrumpfschlauch oder Korrosionsschutzmasse (Zeichnung: BBV)

Untersuchungen ist ein Ambient-Vibration-Monitoring empfehlenswert. Hier wird das dynamische Schwingungsverhalten eines Bauwerks analysiert und abgebildet. Die BRIMOS®-Technologie basiert auf dem Prinzip des Ambient-Vibration-Monitorings und findet seit vielen Jahren Anwendung im Bereich der Bauwerksdiagnose (Structural-Health-Monitoring).

Schrägseilen jederzeit einfach und leicht überprüfen (siehe Bild 24). Grundsätzlich besteht in der Praxis ein großer Bedarf, die wirksame Spannkraft bzw. deren zeitliche Entwicklung technisch und wirtschaftlich sinnvoll zu überprüfen. Insbesondere ist auch die Begleitung des Spannvorganges durch dynamische Messungen während den Bauphasen von Bedeutung, um die aktuelle Kabelkraft mit den geforderten Werten vergleichen sowie eine Qualitätskontrolle durchführen zu können.

4.1 Messung von Spannkräften

Mit dem BRIMOS® Recorder, unter Verwendung eines separaten Sensors, lassen sich die Vorspannkraften von externen Spanngliedern und

Die Kontrolle der Spannkraft ist durch ein neuerliches Ansetzen der Spannpresse möglich, jedoch ist mit dieser Prüfung ein großer logistischer, zeit-



Bild 24: Messungen der Seilkräfte an der Strelasundbrücke mit dem BRIMOS® Recorder (Fotos: M. Buschlinger, BBV)

licher und damit finanzieller Aufwand verbunden. Es besteht die Gefahr, dass ungewollt Schäden am Kabel oder der Verankerung verursacht werden. Vorteile bietet das BRIMOS®-Verfahren – ein modernes, zerstörungsfreies Verfahren, das auf der Analyse der dynamischen Charakteristik basiert.

BBV Systems GmbH war Technologiepartner beim Forschungsvorhaben zum Heft 1025 [18] und hat mit dem BRIMOS®-Verfahren an mehreren Brückenbauwerken Referenzmessungen an externen Spanngliedern durchgeführt. Die Beurteilung der Untersuchung war eindeutig: „Das Ergebnis der Schwingungsmessung mit BRIMOS® zeigte eine Abweichung von ca. 6 % zur mittels Kraftmessdose gemessenen Spannkraft. Die Vorbereitungen und die anschließende Auswertung waren nach ca. 30 Minuten abgeschlossen. Das Verfahren kann selbst bei beengten Platzverhältnissen zügig und mit guter Genauigkeit eingesetzt werden und erkennt deutliche Spannkraftverluste zuverlässig.“ (Abschn. 8.3.6 in [18])

4.2 Prüfung von Brückenbauwerken

Ein besonderer Vorteil des entwickelten Verfahrens ist auch, dass ganze Brückenfelder schwingungsanalytisch gemessen werden können. Dadurch ist eine globale Beurteilung von Brückenkonstruktionen möglich. Das Verfahren nutzt die Tatsache, dass viele Bauwerke, vornehmlich Brücken, ein ausgeprägtes Schwingungsverhalten aufweisen, das durch Eigenfrequenzen, Eigenformen, Dämpfungswerte und Schwingungsintensitäten gekennzeichnet ist. Messwertaufnehmer registrieren die Beschleunigung der schwingenden Konstruktion oder einzelner Bauteile in dreidimensionaler Richtung.

4.3 Permanent-Monitoring

Für eine geschädigte Brücke, die großen Verkehrsbelastungen ausgesetzt ist, kann eine Alternative zum Ersatzneubau ein permanentes Brückenmonitoring darstellen. Für solche Einsätze ist ein Monitoringkonzept für eine Zustandsüberwachung notwendig, das Planung, Installation und Dauerbetrieb des permanenten Messsystems beinhaltet. Wichtig ist hier ein gut funktionierendes Datenmanagement, das eine sinnvolle Datenbereitstellung für eine laufende Messdatenanalyse, Interpretation und Beurteilung der Ergebnisse liefert.

Das permanente Monitoring kann eine Zustandsüberwachung von Bauwerken über die gesamte Nutzungsdauer bieten. Eine kontinuierliche



Bild 25: Permanentes Brückenmonitoring bei der Kocherbrücke Untergröningen
(Foto: J. Buchmann, BBV)

Überwachung des dynamischen und statischen Verhaltens der Kocherbrücke Untergröningen einschließlich einer Verkehrsüberwachung ist somit möglich (siehe Bild 25).

Literatur

- [1] DIN 1072: Straßen- und Wegbrücken; Lastannahmen.
- [2] Quelle zur Talbrücke Pfeddersheim
- [3] Quelle Verkehrsdaten Pfeddersheim
- [4] DIN-Fachberichte
- [5] Daten Schwelmebrücke
- [6] DIN 4227: Spannbeton – Teil 1: Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung. 1988
- [7] Nachrechnungsrichtlinie
- [8] DIN-Fachbericht
- [9] Zulassung Z-13.3-131: Litzenspannverfahren extern, Typ BBV L 3 E – L31E.
- [10] ETA-11/0123: BBV Externes Spannverfahren Typ E. BBV Spannverfahren mit 3 bis 31 Litzen (140 und 150 mm²) zur externen Vorspannung. 04/2011
- [11] DIN EN 12201-2: Kunststoff-Rohrleitungssysteme für die Wasserversorgung und für Entwässerungs- und Abwasserdruckleitungen – Polyethylen (PE) – Teil 2: Rohre.
- [12] ETAG 013: Guideline for European technical approval of post-tensioning kits for prestressing of structures. Brussels: EOTA
- [13] ETA-07/0046: Macalloy 1030 Post Tensioning System.
- [14] Z-13.71-700461
- [15] Z-13.72-700462
- [16] prEN 10138-4: Spannstähle – Teil 4: Stäbe.
- [17] EN 447
- [18] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (Hrsg.): Verfahren zur Prüfung des Zustands von externen Spanngliedern und Schrägseilen. Heft 1025, 2009

Im gedruckten Tagungsband stand hier eine Anzeige. Sie wurde für die Online-Fassung entfernt.

Im gedruckten Tagungsband stand hier eine Anzeige. Sie wurde für die Online-Fassung entfernt.