

# Adaptive ,Tube-in-Tube‘-Brücken

Berichte der  
Bundesanstalt für Straßenwesen

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 102

**bast**

# Adaptive ,Tube-in-Tube‘-Brücken

von

Martin Empelmann  
Daniel Busse

Technische Universität Braunschweig  
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz,  
Fachgebiet Massivbau

Stephan Hamm  
Thomas Zedler  
Michael Girmscheid

HOCHTIEF Solutions AG  
Consult Infrastructure

**Berichte der  
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 102

**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](http://elba.bast.opus.hbz-nrw.de) zur Verfügung.  
<http://bast.opus.hbz-nrw.de>

## Impressum

**Bericht zum Forschungsprojekten  
88.0104/2010 und 88.0105/2010:  
Adaptive ‚Tube-in-Tube‘ Brücken**

**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](http://www.schuenemann-verlag.de)

ISSN 0943-9293  
ISBN 978-3-95606-085-4

Bergisch Gladbach, Mai 2014

## Kurzfassung – Abstract

### Adaptive Tube-in-Tube Brücken

Im Rahmen des Forschungsprogramms „Innovationsprogramm Straße“ wurden vom Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS) die folgenden drei Projekte zum Thema „Adaptive und intelligente Brücken der Zukunft“ gefördert:

- „Adaptive Tube-in-Tube Brücken“,
- „Roadtraffic Management System“,
- „Adaptive Spannbetonstruktur mit lernfähigem Fuzzy-Regelungssystem“.

Bei dem hier beschriebenen Projekt „Adaptive Tube-in-Tube Brücken“ werden Lösungen für künftige Brückenneubauten vorgestellt, bei denen eine bestehende Brücke zu einem späteren Zeitpunkt adaptiv an sich ändernde Randbedingungen angepasst werden kann. Die grundsätzliche Idee ist, eine primäre Struktur (Hohlkasten) durch eine nachträgliche Ergänzung von sekundären Strukturen (z. B. Streben, vorgespanntes Fachwerk) zu ergänzen und so durch eine Kombination der Tragmechanismen eine Steigerung der Gesamtragfähigkeit sowohl für lokale als auch für globale Lasten zu erreichen. Im Forschungsprojekt wurden die Grundlagen für eine adaptive Brückengestaltung und ein ganzheitliches Verstärkungskonzept entwickelt sowie in einem zweiten Schritt die Wirkung der vorgeschlagenen Verstärkung anhand eines praxisnahen Beispiels untersucht.

### Adaptive Tube-in-Tube Bridges

Within the research program „innovation program roads“ the Federal Ministry of Transport, Building and Urban development has financed the following three projects on the topic of „Adaptive and intelligent bridges for the future“:

- „Adaptive Tube-in-Tube Bridges“,
- „Roadtraffic Management System“,
- „Adaptive Fuzzy Controlled Pre-stressed Concrete Structure“.

Within the research project „adaptive tube-in-tube bridges“ alternative concepts are being developed for future bridges where the bridge can react flexible on varying boundary conditions. It is the main idea to add a modular system of secondary structures (e.g. struts, trusses) to the primary system (e.g. box girder) under the premise of minimizing the impact on traffic. The basic requirements of an adaptive bridge design are explained and a comprehensive strengthening concept is developed. The proposed adaption concepts are studied in detail using a typical box girder bridge.





## Inhalt

<b>1</b>	<b>Einleitung</b> .....	7	3.3	Einsatz von Hochleistungsbeton .....	20
1.1	Motivation – Entwicklung des Brückenbestandes .....	7	3.3.1	Allgemeines .....	20
1.2	Ziel des Forschungsvorhabens .....	7	3.3.2	Aktuelle Entwicklungstendenzen .....	20
1.3	Vorgehen .....	8	3.3.3	Zusammenfassung .....	22
<b>2</b>	<b>Definition und Abgrenzung</b> .....	8	3.4	Stahlverbundstrukturen .....	22
2.1	Begriffsdefinition „adaptiv“ .....	8	3.4.1	Allgemeines .....	22
2.1.1	Adaptive Strukturen in Natur und Technik. ....	8	3.4.2	Aktuelle Entwicklungstendenzen .....	22
2.1.2	Adaptivität im Bauwesen .....	9	3.4.3	Zusammenfassung .....	24
2.1.3	Adaptive Brücken .....	10	3.5	Beton-Beton-Verbund .....	24
2.2	Adaptionskonzept .....	10	3.5.1	Allgemeines .....	24
2.2.1	Tube-in-Tube-Konzept .....	10	3.5.2	Tragverhalten .....	25
2.2.2	Übertragung auf Brücken .....	11	3.5.3	Bemessungsmodelle .....	25
2.3	Anforderungsprofil .....	11	3.5.4	Ausführungsempfehlungen .....	27
<b>3</b>	<b>Stand der Technik</b> .....	13	3.5.5	Umlagerungen und zeit- abhängiges Materialverhalten .....	27
3.1	Nachträgliche Verstärkungs- maßnahmen .....	13	3.5.6	Zusammenfassung .....	28
3.1.1	Allgemeines .....	13	3.6	Verbindungsmittel .....	28
3.1.2	Verstärken mit Betonergänzungen .....	13	3.6.1	Stahlverbundbau .....	28
3.1.3	Verstärken durch nachträgliche Vorspannung .....	14	3.6.2	Stahlbau .....	29
3.1.4	Verstärken mit geklebter Bewehrung .....	16	3.6.3	Stahlbetonbau .....	30
3.1.5	Verstärken durch Bewehrungs- zulagen .....	17	3.6.4	Stahlbetonfertigteiltbau .....	32
3.1.6	Verstärken durch ergänzende Bauteile .....	17	3.6.5	Zusammenfassung .....	34
3.1.7	Zusammenfassung .....	18	<b>4</b>	<b>Entwicklung adaptiver Hohlkastenbrücken</b> .....	35
3.2	Stahlbetonfachwerke .....	18	4.1	Allgemeines .....	35
3.2.1	Allgemeines .....	18	4.2	Adaptive Gestaltung von Hohlkastenbrücken .....	35
3.2.2	Grundsätzliche Konstruktionsformen im Brückenbau .....	18	4.3	Adaptionsmaßnahmenkatalog .....	38
3.2.3	Aktuelle Entwicklungstendenzen .....	19	4.3.1	Allgemeines .....	38
3.2.4	Zusammenfassung .....	20	4.3.2	Struktur des Katalogs .....	38
			4.3.3	Exemplarische Bewertung der Adaptionsmaßnahmen .....	41
			4.3.4	Zusammenfassung .....	42
			4.4	Unterstützende Streben .....	42

4.4.1	Allgemeines . . . . .	42	5.4	Adaption in Längsrichtung . . . . .	68
4.4.2	Variante A – Einsatz von Stahlbetonfertigteilen . . . . .	42	5.4.1	Untersuchte Varianten . . . . .	68
4.4.3	Variante B – Einsatz von Stahlbauanschlüssen . . . . .	45	5.4.2	Rechnerische Bewertung . . . . .	74
4.4.4	Zusammenfassung . . . . .	46	5.4.3	Ausführung, Bauverfahrenstechnik und Bewertung . . . . .	82
4.5	Verstärkungsrippen . . . . .	46	5.4.4	Zusammenfassung . . . . .	83
4.5.1	Allgemeines . . . . .	46	5.5	Kombination von Längs- und Querrichtung . . . . .	83
4.5.2	Variante A – Einsatz von Ortbeton . . . . .	46	5.5.1	Allgemeines . . . . .	83
4.5.3	Variante B – Einsatz von Fertigteilen . . . . .	47	5.5.2	Adaptionsvarianten . . . . .	83
4.5.4	Variante C – Einsatz von Bewehrungsankern . . . . .	48	5.5.3	Umsetzung an der Modellbrücke . . . . .	84
4.5.5	Zusammenfassung . . . . .	48	5.5.4	Zusammenfassung . . . . .	84
4.6	Fachwerkstrukturen . . . . .	49	5.6	Zusammenfassung . . . . .	85
4.6.1	Allgemeines . . . . .	49	<b>6</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick . . . . .</b>	<b>86</b>
4.6.2	Randbedingungen für adaptive Fachwerkstrukturen . . . . .	49	6.1	Zusammenfassung . . . . .	86
4.6.3	Bemessungsmodelle und konstruktive Durchbildung . . . . .	51	6.2	Ausblick . . . . .	87
4.6.4	Anschluss der Fachwerke an den adaptiven Überbau . . . . .	52	<b>Literatur . . . . .</b>	<b>89</b>	
4.6.5	Zusammenfassung . . . . .	53			
<b>5</b>	<b>Exemplarische planerische Umsetzung an einer Modell- brücke . . . . .</b>	<b>53</b>			
5.1	Allgemeines . . . . .	53			
5.2	Modellbrücke . . . . .	54			
5.2.1	Auswahl und Beschreibung des Ursprungsbauwerks . . . . .	54			
5.2.2	Wahl von repräsentativen Adaptionsszenarien . . . . .	54			
5.2.3	Identifikation kritischer Strukturpunkte . . . . .	55			
5.3	Adaption in Querrichtung . . . . .	57			
5.3.1	Untersuchte Varianten . . . . .	57			
5.3.2	Rechnerische Bewertung . . . . .	60			
5.3.3	Ausführung, Bauverfahrenstechnik und Bewertung . . . . .	65			
5.3.4	Zusammenfassung . . . . .	67			

# 1 Einleitung

## 1.1 Motivation – Entwicklung des Brückenbestandes

Brücken sind hochbeanspruchte Bauwerke der Infrastruktur, die in der Regel durch ihre „verbindende und überbrückende“ Wirkung eine große Bedeutung in den Verkehrsnetzen haben. Dementsprechend werden sie für eine relativ lange Lebensdauer (von üblicherweise 100 Jahren oder mehr) konzipiert. Dabei wird das neu zu erstellende Brückentragwerk so ausgelegt, dass es mit annehmbarer Wahrscheinlichkeit die zum Zeitpunkt der Erstellung geforderten Trag- und Gebrauchseigenschaften behält und mit angemessener Zuverlässigkeit den gegenwärtig bekannten Einwirkungen und Einflüssen standhält, die während seiner Herstellung und Nutzung auftreten können. Dies setzt eine hinreichend genaue Einschätzung dieser Randbedingungen (Verkehrsentwicklung, Umweltbedingungen etc.) voraus.

Im Rahmen aktueller Überprüfungen bestehender Brücken auf Basis der Nachrechnungsrichtlinie (BMVBS, 2011) zeigen Teile des deutschen Brückenbestandes Defizite im Hinblick auf die derzeitigen Anforderungen in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit und der Tragfähigkeit (HAVERESCH, 2011). Darüber hinaus haben sich sowohl die Verkehrszahlen insgesamt als auch der Anteil des Schwerverkehrs sowie die zulässigen Gesamtgewichte in den letzten Jahren deutlich stärker erhöht als in den seinerzeit angesetzten Lastmodellen prognostiziert (NAUMANN, 2010). Dadurch werden in zunehmendem Maße Verstärkungs- und Instandsetzungsmaßnahmen oder, im Extremfall, ein Rückbau und die Erstellung eines Ersatzbauwerks erforderlich.

Obgleich eine genaue Vorhersage der Verkehrsentwicklung über die gesamte Lebensdauer eines Brückenbauwerks sehr schwierig ist, gehen aktuelle Prognosen von einem weiteren Anstieg der Verkehrszahlen aus. Das würde bedeuten, dass sich die Defizite im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit und Standsicherheit der Brücken in Zukunft weiter verstärken werden. Vor dem Hintergrund, dass zum einen das Gesamtanlagevolumen der Brücken mit etwa 50 Mrd. € sehr hoch und damit schützens- und erhaltenswert ist und dass zum anderen ohne eine deutliche Aufstockung der jährlichen Investitionen in die Brückenertüchtigung (in 2010 etwa 500 Mio. €) zukünftig von einem erheblichen Stau bei der In-

standsetzung auszugehen ist, sind Überlegungen zu neuartigen und innovativen Konzepten bei Brückenbauwerken erforderlich (NAUMANN, 2006; COLDITZ, 2011).

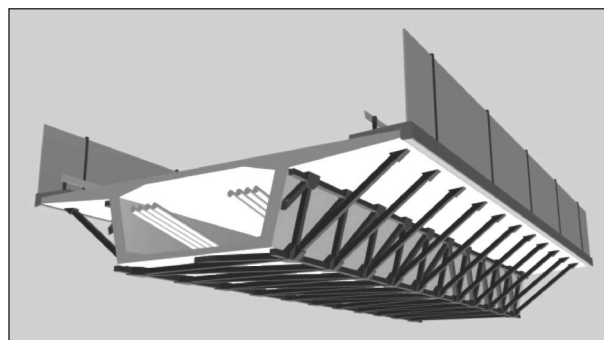
## 1.2 Ziel des Forschungsvorhabens

Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens sollen innovative Konzepte untersucht werden, die eine spätere flexible Anpassung von heutigen Neubauten nach einer gewissen Nutzungsdauer ermöglichen. Durch eine flexible und präventive Gestaltung des Ursprungsbauwerks soll der Einbau von Ergänzungselementen zu einem beliebigen späteren Zeitpunkt relativ schnell und einfach sowie ohne größere Beeinflussung des Verkehrs ermöglicht werden.

Hierzu ist die Entwicklung eines modularen Adaptionskonzeptes zur Verbesserung der Brückeneigenschaften erforderlich. Durch eine Kombination der einzelnen Elemente des modularen Systems sind sowohl eine ganzheitliche Adaption als auch eine Verstärkung von spezifischen Trag- und Gebrauchsanforderungen möglich. Ferner soll die Adaption der bestehenden Brücke mit zusätzlichen Tragelementen nach dem Prinzip „Form follows Force“ erfolgen und so einen effizienten Material- und Kosteneinsatz durch einen möglichst direkten Lastabtrag sicherstellen (Bild 1).

Zusammenfassend soll das vorgestellte Konzept eine einfache und effiziente Adaption sowohl für geometrische als auch für statische Veränderungen und erhöhte Verkehrsbelastungen sowie veränderte Brückenausstattungen (z. B. spätere verbesserte Lärmschutzmaßnahmen) ermöglichen.

Bei Betrachtung der Wirtschaftlichkeit des Konzepts ergibt sich zwangsläufig, dass zunächst eine



**Bild 1:** Prinzipstudie: Adaption einer Hohlkastenbrücke mit externen Verstärkungselementen

erhöhte Anfangsinvestition zum Zeitpunkt der Errichtung erforderlich wird. Allerdings werden durch die Vorwegnahme von später notwendigen Arbeiten der Gesamtaufwand und die Lebenszykluskosten eines Brückenbauwerks gesenkt. In diesem Zusammenhang muss auch die baupraktische Umsetzung beachtet werden. Eine einfache und modulare Konzeption soll den ausführenden Bauunternehmen den späteren Einbau mit typischen vorhandenen Bauverfahren ermöglichen. Bauherr und Betreiber sollen beim Start eines Projekts eine genügende Entscheidungsgrundlage für den Einbau von zusätzlichen Vorkehrungen für eine spätere Adaption haben, wodurch Kosten optimiert und sicherer prognostiziert werden können. Zudem sollen die Adaptionmaßnahmen eine möglichst geringe Beeinträchtigung des Verkehrs hervorrufen, um für den Betreiber sowie den Nutzer die entstehenden Ausfallzeiten zu minimieren.

### 1.3 Vorgehen

Nach dieser Einleitung werden im zweiten Kapitel die wesentlichen Begriffe und Abgrenzungen des Forschungsvorhabens aufgeführt und das modulare Adaptionkonzept weitergehend erläutert. Des Weiteren wird aus den Definitionen ein Anforderungsprofil abgeleitet, das eine Bewertung der erarbeiteten Ergebnisse ermöglicht.

Im dritten Kapitel wird der aktuelle Stand der Technik in den Bereichen

- Verstärkungsmaßnahmen im Brückenbau,
- aktuelle Entwicklungen im Neubau und
- Verbindungen und Verbindungsmittel

als Grundlage der weiteren Untersuchungen zusammengestellt.

Im vierten Kapitel werden zuerst die prinzipiellen Ansätze zur Entwicklung adaptiver Brücken beschrieben. Es werden Vorschläge entwickelt, wie Brücken bei der Planung im Hinblick auf eine spätere Adaption vorbereitet werden können. Danach wird auf der Grundlage der Ergebnisse des dritten Kapitels ein Maßnahmenkatalog zur Klassifizierung und Bewertung von Adaptionmaßnahmen erarbeitet. Anschließend wird anhand ausgewählter Maßnahmen exemplarisch die Entwicklung von Anschlussvarianten beschrieben.

Im fünften Kapitel werden anhand einer Modellbrücke umfangreiche Vergleichsberechnungen für

unterschiedliche Adaptionsszenarien beschrieben und die Effektivität der Maßnahmen quantifiziert. Es werden dabei sowohl die Quer- und Längsrichtung der Brücke als auch eine Kombination der Maßnahmen betrachtet.

Ergänzend zum vorliegenden Bericht sind Anlagen verfügbar, die nicht abgedruckt wurden, auf die jedoch im Text verwiesen wird. Die Anlagen sind bei der BAST sowie den Projektpartnern hinterlegt und können auf Anfrage ausgehändigt werden.

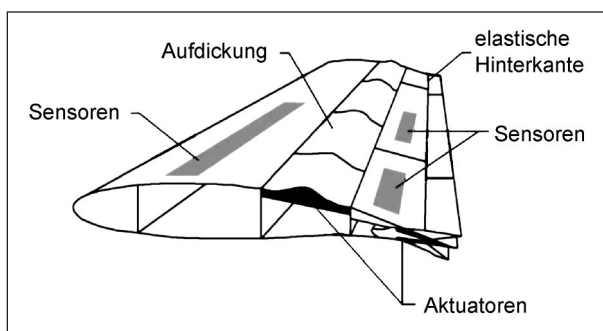
## 2 Definition und Abgrenzung

### 2.1 Begriffsdefinition „adaptiv“

#### 2.1.1 Adaptive Strukturen in Natur und Technik

Der Begriff „adaptiv“ leitet sich vom lateinischen „adaptare“ ab und bedeutet anpassungs- oder wandlungsfähig. Eine „Adaption“ ist ein Vorgang, bei dem sich eine Struktur auf eine Veränderung einstellt oder eine gewünschte Zuordnung hergestellt wird. Adaptive Systeme sind Systeme, die in Wechselwirkung mit ihrer Umgebung stehen und auf äußere Einwirkungen reagieren können.

In der Natur ist „Adaption“ ein nahezu selbstverständliches Phänomen. Die Anpassung vollzieht sich im Zuge der Evolution über Generationen, deren aktueller Stand zwar entsprechend ausgereift ist, dennoch aber noch kein Ende der Entwicklung darstellt. So können z. B. Chamäleons ihre Farbe verändern, um mit der Umgebung zu verschmelzen, oder Bäume bilden ihre Struktur und ihren Schichtenaufbau genau so aus, wie es die äußeren Randbedingungen und Beanspruchungen, z. B. die Windrichtung und -intensität, für die Standsicherheit erfordern. In vielen Bereichen des Ingenieurwesens, beispielsweise dem Maschinenbau, kommen zunehmend adaptive Systeme zum Einsatz. Eine Anwendung des adaptiven Prinzips ist z. B. in der Luftfahrttechnik zu finden (Bild 2). Der Treibstoffverbrauch von Flugzeugen wird maßgeblich durch ihren Luftwiderstand bestimmt. Durch eine adaptive Ausbildung der Flügel können die Tragflächen auf die Belastung reagieren, ihre Geometrie und ihren Widerstand anpassen (PAWLOWSKI, 2006).



**Bild 2:** Adaptive Ausbildung einer Tragfläche mit piezoelektrischen Stellelementen (PAWLOWSKI, 2006)

### 2.1.2 Adaptivität im Bauwesen

Wird die Definition adaptiver Systeme auf Bauwerke übertragen, können nach TEUFFEL (2004) die Ziele bei der Entwicklung adaptiver Systeme wie folgt beschrieben werden:

- Optimierung des Schwingungsverhaltens,
- Verringerung von Bauwerksverformungen,
- Optimierung der Lastangriffsfläche,
- Optimierung und Homogenisierung der Kraftzustände im Tragwerk.

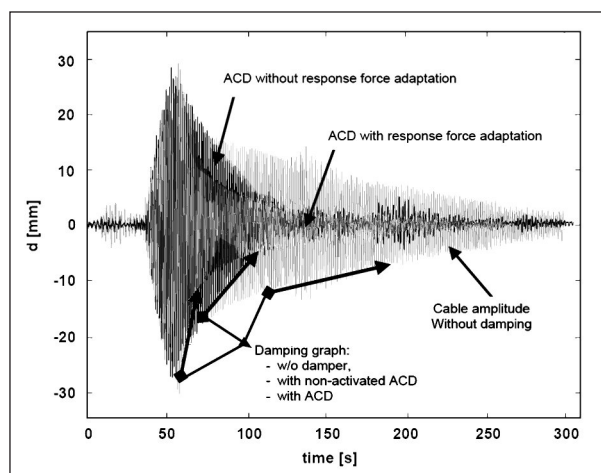
Die adaptive Gestaltung von Bauwerken kann durch unterschiedliche Maßnahmen, z. B. durch

- Anpassung der Bauteilsteifigkeit,
- Änderungen in der Bauteilgeometrie oder
- das Einprägen von Kräften

erzeugt werden.

Um diese Maßnahmen umzusetzen, werden verschiedene Ansätze verfolgt, die wiederum zu unterschiedlichen Definitionen der Adaptivität im Bauwesen führen. Dabei wird in der Literatur unterschieden zwischen einer „strukturellen“ und einer „funktionalen Adaption“.

Die ersten adaptiven Strukturen wurden entwickelt, um wind- und erdbebeninduzierte Schwingungen kontrollieren zu können und die Leistungsfähigkeit und Sicherheit zu erhöhen. Das Ziel der Adaption kann folglich direkt nach TEUFFEL (2004) als Optimierung des Schwingungsverhaltens und der damit verbundenen Verringerung der Bauwerksverformungen definiert werden. Die Optimierung erfolgt durch den Einsatz von Dämpferelementen, die das Schwingungsverhalten der Struktur steuern.



**Bild 3:** Vergleich der Wirksamkeit aktiver und passiver Dämpfungssysteme anhand der Schwingungsamplituden von Schrägseilen (MAURER SÖHNE, 2005)

Dieser Typus einer Adaption kann mit dem Begriff „strukturelle Adaption“ erfasst werden.

Ein Beispiel für die Anwendung struktureller adaptiver Dämpfungssysteme sind Schrägseilbrücken. Aufgrund ihrer schlanken Ausführung können bei diesen Bauwerken infolge einer kombinierten Wirkung von Wind, Regen und Verkehr Schwingungen mit großen Amplituden entstehen. Um diese Schwingungen zu kontrollieren, wurden zunächst „passive“ Dämpfer eingesetzt. Da die Dämpfer nicht in der Lage sind, sich auf unterschiedliche Schwingungsamplituden einzustellen, war die Entwicklung „aktiver“ Dämpfer ein logischer Fortschritt. Adaptive aktive Dämpfer können ihre Steifigkeit an die jeweilige Seilkraft anpassen und so eine optimierte Dämpfung gewährleisten (Bild 3). Bereits seit 2002 werden weltweit Schrägseilbrücken mit aktiven Dämpfungssystemen ausgestattet. Als Beispiele können hier die IJsselbrücke bei Kampen, Niederlande (MAURER SÖHNE, 2005), oder die Franjo-Tudjman-Brücke bei Dubrovnik in Kroatien (MAURER SÖHNE, 2007) genannt werden.

In Japan werden vergleichbare aktive Dämpfer im Hochbau zur Aufnahme von erdbebeninduzierten Schwingungen eingesetzt (SCHLAICH, 2004; TEUFFEL, 2004; PAWLOWSKI, 2006).

Wie bereits erwähnt, gibt es neben der strukturellen auch die „funktionale Adaption“. Hierunter wird allgemein eine Anpassung an eine veränderte Nutzung oder veränderte Umweltbedingungen verstanden (SCHLAICH, 2004; GÖPPERT, 2005). Dabei sind die „funktionalen Adaptionssysteme“ meist „passive Systeme“. Es ist aber leicht vorstellbar,



dass sie durch „aktive Elemente“ aufgewertet werden können und dadurch in der Lage sind, sich nach einem bestimmten Regelungsprinzip eigenständig anzupassen (TEUFFEL, 2004).

Beispiele für die „funktionale Adaption“ an die gewünschte Nutzung sind Klapp- oder Hubbrücken (Bild 4), die ihre Form und Struktur je nachdem, ob sie durch Schiffs- oder Straßenverkehr genutzt werden, anpassen können. Ferner können für eine „funktionale Adaption“ an Umweltbedingungen exemplarisch die Dachkonstruktionen moderner Stadien angeführt werden, die in der Lage sind, sich den jeweiligen Witterungsbedingungen durch Öffnen und Schließen anzupassen.

Für eine strukturelle oder funktionale Adaption wurde von einer sich selbst steuernden bzw. mechanisch gesteuerten Anpassung ausgegangen. Mit Blick auf die Zielsetzung des Forschungsprojektes „adaptive Brückenbauwerke“, deren strukturelle Eigenschaften durch die Ergänzung zusätzlicher Elemente adaptiert werden sollen, ist der Einbau einer Steuerung nicht möglich. Vielmehr müssen eine Bewertung der Notwendigkeit und die konstruktive Umsetzung der Maßnahme durch einen fachkundigen Ingenieur erfolgen. Dabei sind der Zustand und die Beanspruchung des Bauwerks zu bestimmen sowie der Adaptionzeitpunkt und die erforderlichen konstruktiven Maßnahmen festzulegen. Im Rahmen dieser Vorgehensweise wurde der Begriff der „konstruktiven Adaption“ gewählt, der wie folgt definiert werden kann:

Eine konstruktive Adaption ist die Anpassung einer Struktur an sich verändernde äußere und innere Beanspruchungen durch eine Ergänzung lastabtragender Elemente.

Durch eine „konstruktive Adaption“ wird zum einen der Kraftfluss beeinflusst, zum anderen das Verformungsverhalten gesteuert. Eine „konstruktive Adaption“ sollte bei der Planung des Ursprungsbauwerks berücksichtigt und vorbereitet werden, um den Einfluss der späteren Anpassungsarbeiten auf die Nutzung beziehungsweise auf den Eingriff in den Bestand zu minimieren.

Als einführendes Beispiel für eine „konstruktive Adaption“ können die beiden Stahlbetonfachwerkbrücken Viaduc des Glacières und Viaduc de Sylans dienen (vgl. Kapitel 3.2). Bei deren Erstellung wurden bereits zusätzliche Anker- und Umlenkstellen für eine spätere externe Vorspannung



**Bild 4:** Funktionale Adaptivität – Klappbrücke im Hafen von Kiel (SCHLAICH, 2004)

vorgesehen. Dieses Vorgehen ist mittlerweile im DIN-Fachbericht 102 (DIN, 2009) für Hohlkastenbrücken aus Beton vorgeschrieben. Dadurch können die Brücken bei Überschreitung einer festgelegten Beanspruchung ohne wesentliche Beeinflussung des Verkehrs oder einen Eingriff in das bestehende Brückenbauwerk verstärkt werden.

### 2.1.3 Adaptive Brücken

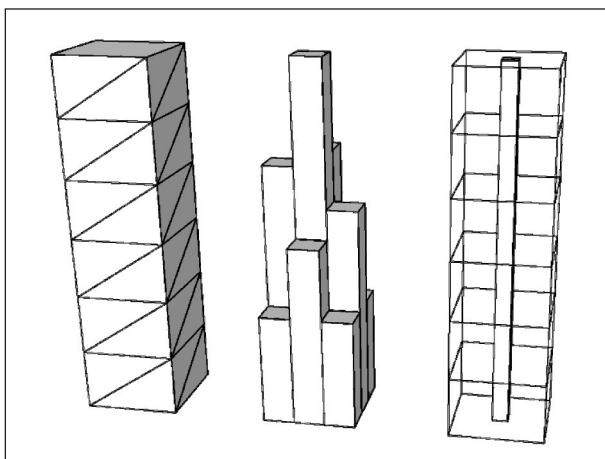
Im Rahmen der Projektbearbeitung wurde die konstruktive Adaption von Straßenbrücken für die folgenden Adaptionsziele untersucht:

- Adaption an erhöhte Beanspruchungen (infolge Verkehrs, Temperatur etc.),
- Adaption an erhöhte Anforderungen (Änderungen der Regelwerke),
- Adaption der Verkehrsfläche (zusätzlicher Fahrstreifen, Verbreiterung des Überbaus),
- Adaption der Brückenausstattung (Lärmschutzwände, Schutzeinrichtung etc.),
- Adaption der Geometrie (neue Gradienten),
- Adaption des Bauwerkzustandes (Instandhaltung bzw. Instandsetzung).

## 2.2 Adaptionskonzept

### 2.2.1 Tube-in-Tube-Konzept

Das Grundprinzip einer Tube-Konstruktion besteht darin, dass die Hülle eines Tragwerks als tragender Rohr- oder Kastenquerschnitt ausgebildet wird. Im Hochhausbau werden unterschiedliche Varianten der Tube-Konstruktionen verwendet (Bild 5).



**Bild 5:** Aussteifungssysteme im Hochhausbau (Braced Tube, Bundled Tube und Tube-in-Tube)

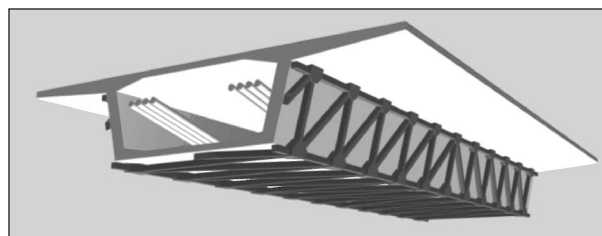
Bei einer Tube-in-Tube-Konstruktion werden Lasten sowohl durch einen inneren Kern als auch durch eine äußere Konstruktion abgetragen.

Zur Optimierung des Lastabtrags werden die innere und die äußere Tragstruktur miteinander gekoppelt (z. B. durch Deckenscheiben) und sind so in der Lage, gemeinsam und sehr materialeffizient die Lasten abzutragen. Ein bewährtes Beispiel für die Anwendung von Tube-in-Tube-Konstruktionen ist die horizontale Aussteifung von Hochhäusern. Bei diesen Tube-in-Tube-Aussteifungen verteilt sich die Horizontalbelastung durch die Deckenscheiben entsprechend den Steifigkeiten von innerem Stahlbetonkern und äußerer Lochfassade. Aufgrund des nicht affinen Verformungsverhaltens von „Lochfassade“ und „Kern“ kommt es zu einer ausgeprägten Wechselwirkung zwischen den beiden Bauteilen, die aber mit den heutigen fortgeschrittenen Berechnungsmethoden gut abgebildet werden kann (KÖNIG, 2003b).

## 2.2.2 Übertragung auf Brücken

Im Rahmen des Forschungsprojektes wird die Übertragung dieses Tube-in-Tube-Prinzips auf die Anpassung von Stahlbeton- und Spannbetonbrücken untersucht.

Ansatzpunkt für diese Überlegungen sind die zahlreichen Defizite im Hinblick auf die Querkraft- und Torsionstragfähigkeit bei bestehenden Brückenbauwerken. Aus den Fachwerkmodellen zur Abbildung des Querkraft- und Torsionstragverhaltens wird die Ergänzung von vorhandenen Überbauten durch zusätzliche stabförmige Tragelemente innerhalb oder außerhalb des



**Bild 6:** Exemplarische Anpassung des Brückenüberbaus an eine globale Lasterhöhung

Querschnitts sowie unter den Kragarmen abgeleitet.

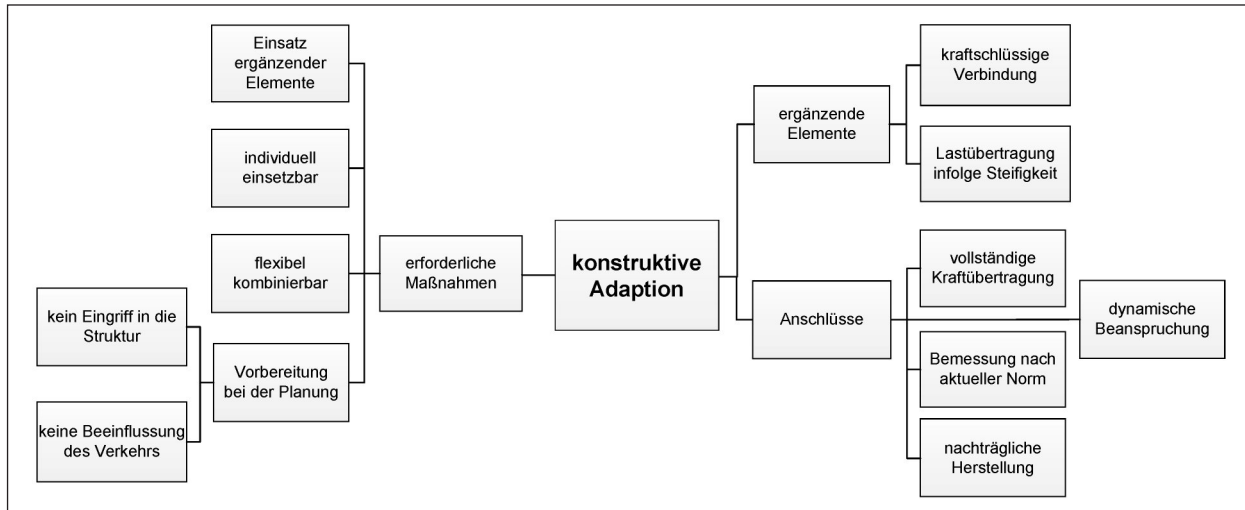
Die vorhandene Brückenstruktur dient hierbei als primärer „Tube“, der durch zusätzliche, sekundäre Tube-Elemente ergänzt wird. Bild 6 zeigt exemplarisch eine mögliche Variante des angedachten Adaptioniskonzepts. Durch die Kombination des vorhandenen Hohlkastens mit einem ergänzten Fachwerk kann das Gesamttragwerk eine erhöhte globale Belastung in Längs- und auch in Querrichtung aufnehmen.

Grundsätzlich sollen durch das beabsichtigte „Adaptioniskonzept“ umfangreiche statische und geometrische Anpassungen an einem Bestandsbauwerk ermöglicht werden. Die Anpassungsmaßnahmen sollen flexibel, individuell sowie untereinander kombinierbar eingesetzt werden können. Hierzu ist ein modulares Konzept erforderlich. Die Effizienz der verwendeten Module wird maßgeblich dadurch bestimmt, dass sie sowohl statischen als auch bauverfahrenstechnischen Gesichtspunkten gerecht werden. Die Konstruktionen sowie die Anschlüsse an den zu unterstützenden Punkten (z. B. Kragarm, Fahrbahnplatte, Längssystem) sollten sich durch einen klaren Kraftfluss auszeichnen. Daneben ist es auch wichtig, dass die modularen Elemente ggf. auch für sich isoliert, aber zielgerichtet auf sich verändernde Anforderungen angepasst werden können.

## 2.3 Anforderungsprofil

Aus der Definition des Adaptioniskonzepts kann direkt das Anforderungsprofil für modulare adaptive Maßnahmen abgeleitet werden. Neben einer klassischen Verstärkung soll eine Systemverbesserung im Sinne einer Erhöhung der Tragfähigkeit und der Steifigkeit des Überbaus erzielt werden. Ferner soll eine geometrische Anpassung oder eine Anpassung der Brückenausstattung ermöglicht werden. Das bedeutet, dass die erforderlichen Maßnahmen





**Bild 7:** Anforderungsprofil für modulare adaptive Maßnahmen

sowohl individuell einsetzbar als auch flexibel untereinander kombinierbar sein müssen. Zudem soll durch eine Vorbereitung der späteren Adaption im Rahmen der Planung eine Ergänzung schnell und einfach, ohne wesentliche Eingriffe in die vorhandene Struktur sowie ohne eine Beeinflussung der Nutzung möglich sein. Gemäß der Definition des Adaptionskonzeptes sollen die Anpassungen durch ergänzende Bauteile ermöglicht werden, die einen kombinierten Lastabtrag sicherstellen. Die ergänzenden Bauteile müssen folglich kraftschlüssig mit der vorhandenen Struktur verbunden werden und zudem in der Lage sein, aufgrund ihrer Steifigkeit Lasten aufnehmen zu können.

Ein besonderes Augenmerk ist somit auf die Anschlüsse zur Verbindung der ergänzenden Elemente mit der vorhandenen Struktur zu legen. Diese müssen sowohl für eine statische als auch für eine dynamische Beanspruchung eine vollständige Kraftübertragung sicherstellen können. Die Bemessung der Anschlüsse soll nach aktueller Norm möglich sein.

Das bedeutet, dass alle eingesetzten Bauteile entweder genormt oder typengeprüft, zumindest jedoch bauaufsichtlich zugelassen sein müssen. Neben diesen konstruktiven Anforderungen sind weitere Randbedingungen zu beachten:

- Die Dauerhaftigkeit der Konstruktion ist sowohl vor als auch nach der Anpassung sicherzustellen.
- Die Anforderungen an die Ausführungsgenauigkeit sind besonders hoch anzusetzen, damit nachträgliche Ergänzungen problemlos abgeschlossen werden können.

- Zeitabhängige Veränderungen der Geometrie sind im Rahmen der Berechnung zu berücksichtigen.

Das beschriebene Anforderungsprofil wird in Bild 7 nochmals zusammenfassend dargestellt.

Das beschriebene Adaptionskonzept wurde zunächst frei von eventuellen Randbedingungen formuliert und kann folglich auf unterschiedliche Brückentypen angewandt werden:

- Balkenbrücken,
- Bogenbrücken,
- Rahmenbrücken etc.

Zudem können unterschiedliche Überbauten betrachtet werden:

- Platten,
- Plattenbalken,
- Hohlkästen etc.

Zur Bearbeitung im Rahmen dieses Forschungsprojekts wurden Spannbetonbalkenbrücken mit Hohlkastenquerschnitt ausgewählt.

Die Ziele, die durch eine Adaption erreicht werden können, wurden bereits im Kapitel 2.2.2 genannt. Im Rahmen der Projektbearbeitung wurden exemplarisch folgende Möglichkeiten zur flexiblen Anpassung von Brücken analysiert:

- Erhöhung der Verkehrslasten,
- Umordnung der Verkehrslasten,
- Anpassung der Brückenausstattung.

Die Adaption erfolgt durch eine Ergänzung zusätzlicher Elemente. Hierbei sind folgende Elementtypen einsetzbar:

- stabförmige Elemente,
- flächige Elemente.

Zudem kann die Verbindung zwischen den ergänzenden Elementen und dem Überbau durch verschiedene Verbindungen realisiert werden:

- punktförmige Verbindung (Ausbildung eines Knotens),
- linienförmige Verbindung,
- flächige Verbindung.

Im Rahmen der Bearbeitung wurden aufgrund des geringeren zusätzlichen Eigengewichts stabförmige Elemente betrachtet, die durch punktuelle oder linienförmige Anschlüsse mit dem Brückenüberbau verbunden werden. Flächige Elemente und flächige Verbindungen wurden nicht betrachtet.

Die Grundlage der Bemessung bildet der zum Zeitpunkt der Projektbearbeitung gültige DIN-Fachbericht 102 (DIN, 2009).

### 3 Stand der Technik

#### 3.1 Nachträgliche Verstärkungsmaßnahmen

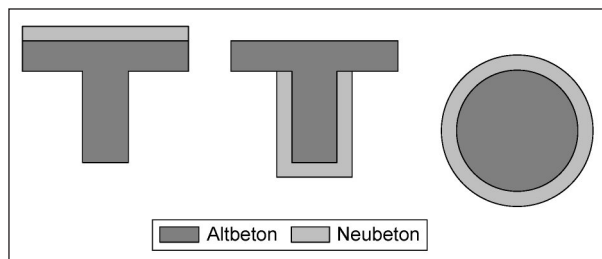
##### 3.1.1 Allgemeines

In diesem Kapitel wird ein Überblick über den aktuellen Stand der Technik von lokalen und globalen Verstärkungsmaßnahmen zur Erhöhung der Biege- sowie Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbrücken gegeben.

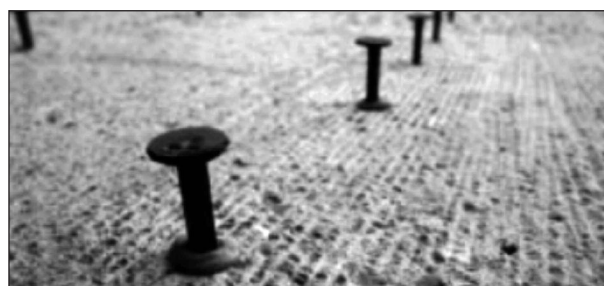
Anlage 1 enthält eine Auflistung von bereits ausgeführten Verstärkungsmaßnahmen im Brückenbau, die im Rahmen der Projektbearbeitung analysiert und ausgewertet wurden.

##### 3.1.2 Verstärken mit Betonergänzungen

Bei einer Verstärkung von Bauteilen durch eine nachträglich aufgebraute Ortbetonschicht wird einem bestehenden Bauteil ein bewehrter Neubeton hinzugefügt. Hierfür kommen im Brückenbau folgende Verstärkungstechniken zum Einsatz:



**Bild 8:** Verstärkung durch Betonergänzung



**Bild 9:** Punktueller Verbundelemente im vorhandenen Beton (SIPPEL, 2012)

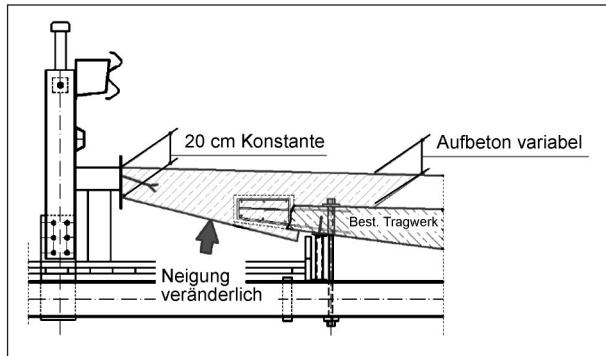
- Verstärkung von Überbauten durch bewehrten Aufbeton (Bild 8, links),
- Verstärkung von Überbauten durch bewehrten Spritzbeton (Bild 8, Mitte),
- Verstärkung von Unterbauten durch bewehrten Spritzbeton oder eine Betonergänzung (Bild 8, rechts).

Die seitliche und unterseitige Verstärkung von Überbauten wird dabei in der Regel mit Spritzbeton ausgeführt. Detaillierte Informationen zur Verstärkung durch Spritzbeton enthält z. B. SCHÄFER (1996).

Ein wesentlicher Aspekt bei der Verstärkung mit Betonergänzungen ist die Herstellung eines wirksamen Verbundes zwischen dem vorhandenen und dem neuen Querschnitt, um ein Zusammenwirken als Gesamtquerschnitt zu erzielen.

Hierfür ist z. B. eine geeignete Vorbehandlung der Betonoberfläche (Aufrauen durch Hochdruckwasserstrahlen o. Ä.) erforderlich. Alternativ können auch flächige Verbundelemente (z. B. Haftbrücken) oder punktuelle Verbundelemente (z. B. nachträglich eingebaute Bewehrungsstäbe oder Dübel, Bild 9) zur Übertragung der Verbundkräfte in der Fuge zum Aufbeton verwendet werden (RANDL, 2008).

Eine Verstärkung durch nachträglichen Aufbeton (Bild 10) bietet sich an, wenn die vorhandene Brückenfahrbahn ohnehin instand gesetzt werden



**Bild 10:** Mauthbrücke, Aufbetonverstärkung und Ersatz der Kappen (DAVID, 2011)

muss und gleichzeitig der Bedarf nach einer erhöhten Tragfähigkeit gegeben ist. Durch eine Aufbetonschicht kann sowohl die Biegedruck- als auch die Biegezugzone verstärkt werden. Die Ergänzung mit Normalbetonen bringt allerdings eine oft nicht unerhebliche Steigerung des Eigengewichts mit sich. Zudem ist die Brücke während der Ausführung zumindest einseitig zu sperren.

Gewichtssparender sind innovative Sonderbetone mit hoher Druckfestigkeit und Dichtigkeit, wie z. B. hoch- und ultrahochfeste Betone, für die derzeit allerdings nur wenige Untersuchungen im Rahmen einer nachträglichen Verstärkung vorliegen. Die sehr gute Fließfähigkeit hochfester und ultrahochfester Betone sorgt für eine verbesserte mechanische Verzahnung der Oberflächen und kann folglich bei entsprechender Oberflächenrauigkeit zu einer erhöhten Schubfugentragfähigkeit beitragen. Dies gilt analog für den Einsatz von selbstverdichtendem Beton als Aufbeton (REINECKE, 2004; FINGERLOOS, 2005; MÜLLER, 2005; GIRHAMMAR, 2008; EMPELMANN, 2009).

In der Schweiz sowie den Niederlanden wurden erste Aufbetonverstärkungen mit hochfesten Betonen erfolgreich ausgeführt (BRÜHWILER, 2008; SPASOJEVIC, 2008a). In diesem Zusammenhang wurde auch der Einsatz von hochleistungsfähigem Faserbeton für die Instandsetzung von Brücken betrachtet (BRÜHWILER, 2007). Ferner wurden Untersuchungen zur Anwendung von Kappen aus ultrahochfestem Beton durchgeführt (HABEL, 2004).

In jüngsten Veröffentlichungen wird das Potenzial einer Verstärkung mit Textilbeton aufgezeigt. Die eingearbeiteten nicht korrosionsgefährdeten Fasergelege zeigen ein vergleichbares Tragverhalten wie Stahlbeton. Die geringere Betondeckung ermöglicht die Ausführung von sehr dünnen Schicht-

dicken, die dennoch gute Verstärkungseigenschaften aufweisen (SCHLADITZ, 2009; SCHLADITZ, 2011).

### 3.1.3 Verstärken durch nachträgliche Vorspannung

Zur nachträglichen Verstärkung von Brücken durch eine vorgespannte Bewehrung bietet sich eine externe Vorspannung an. Externe Vorspannglieder wurden ursprünglich zur Verstärkung defizitärer Koppelfugenbereiche entwickelt. Sie stellen heute das Standardverfahren zur Verstärkung von Brücken in Längsrichtung dar (HAVERESCH, 2011) und werden sowohl bei Hohlkastenquerschnitten als auch bei Plattenbalken eingesetzt (Bild 11).

Die Verankerung und Umlenkung der nachträglichen Spannglieder an einem bestehenden Tragwerk stellen oft die schwierigste Aufgabe in der Planung und der Ausführung dar (NEUSER, 2003). Dies ist auch der Grund, warum häufig die Anzahl der Verankerungs- und Umlenkpunkte minimiert und eine geradlinige Spanngliedführung mit Verankerungen an den Brückenenden gewählt wird. Bild 12 zeigt zwei Möglichkeiten zur Herstellung der Umlenkstellen, wobei neben Stahlbetonelementen auch reine Stahllösungen eingesetzt werden. In beiden Fällen werden die ergänzten Stellen über kurze Stabspannglieder mit dem Bestandsbauwerk verbunden. Für die Endverankerung der externen Spannglieder werden, wenn möglich, vorhandene Endquerträger genutzt (Bild 13, oben). Die Exzentrizität zwischen dem Steg des Bestandsquerschnitts und dem nachträglichem Spannglied sollte minimiert werden, um die zusätzliche Querbiegung zu begrenzen.

Mit nachträglich ergänzten Spanngliedern werden zusätzliche Druckkräfte und – bei nicht geradlinigem Verlauf – auch Umlenkkkräfte in den Querschnitt eingeleitet.

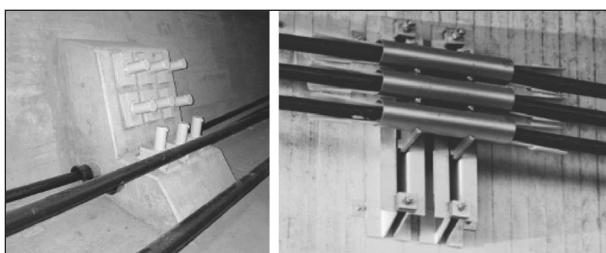
Damit ergibt sich eine Verbesserung der folgenden Nachweise:

- Biegetragfähigkeit,
- Ermüdungsfestigkeit,
- Dekompression unter Gebrauchslasten,
- Mindestbewehrung.

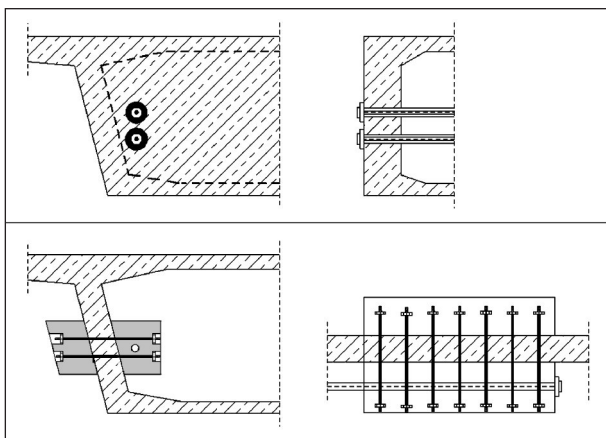
Bei umgelenkten Spanngliedern ergibt sich infolge der Umlenkkkräfte auch eine Verringerung der ein-



**Bild 11:** Brücke im Rostocker Hafen, Verstärkung eines Plattenbalkens durch externe Vorspannung (ALEX, 2011)



**Bild 12:** Ausführung einer Umlenkstelle in Stahlbeton (links, HAVERESCH, 2011), Umlenkung der Spannglieder durch ein Stahlelement (rechts, PONZEL, 2005)

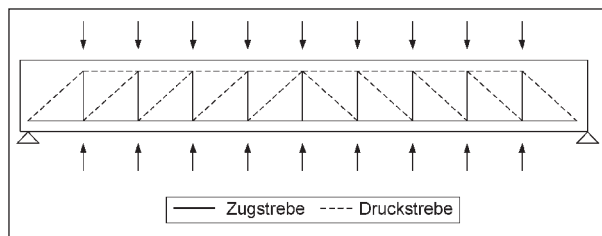


**Bild 13:** Verankerung externer Spannglieder an vorhandenen Endquerträgern (oben) und an nachträglich anbetonierten Ankerblöcken (unten)

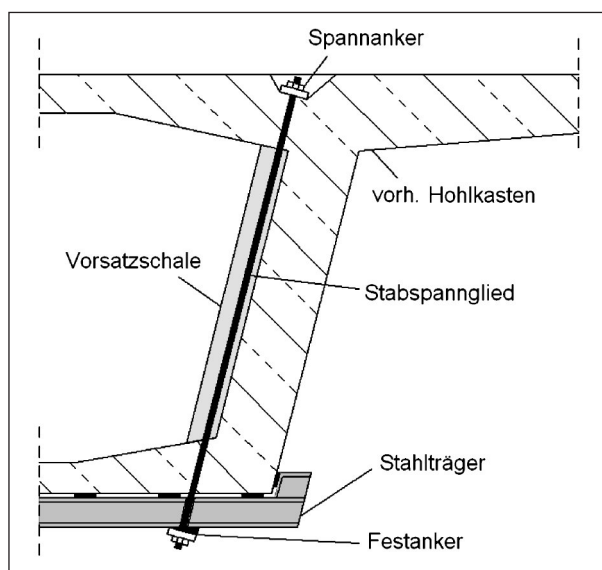
wirkenden Querkraft. Die Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit ist vom Vorspanngrad und dem Umlenkwinkel abhängig, meist aber durch die beschränkte zur Verfügung stehende Querschnittshöhe nur gering.

Nachträglich ergänzte Stabspannglieder können auch vertikal, d. h. parallel zum Steg, angeordnet werden und so die Querkrafttragfähigkeit von Plattenbalken und Hohlkastenbrücken erhöhen (Bild 14).

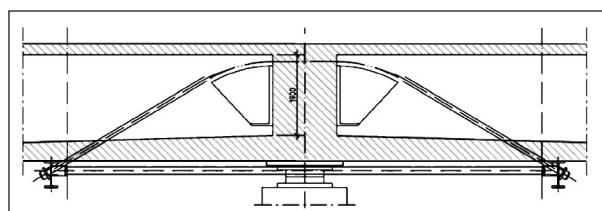
Bild 15 zeigt ein Beispiel, wo die Verankerung in der Fahrbahnplatte mittels Kopfplatte und an der unteren



**Bild 14:** Modellskizze – Erhöhung der Zugstreben­tragfähigkeit durch Vorspannung der Stege



**Bild 15:** Schubverstärkung durch nachträglich ergänzte Vorspannung, nach GRÄB (2011)

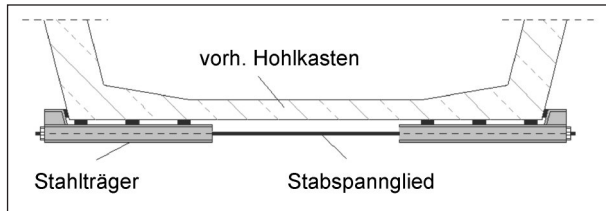


**Bild 16:** Rheinbrücke A 50, Querkraftverstärkung durch kurze, stark gekrümmte Spannglieder im Auflagerbereich (de BOER, 2011)

ren Gurtplatte durch einen Stahlträger erfolgt, der quer unter dem vorhandenen Überbau angeordnet wird. Diese Art der Verstärkung erforderte erhebliche Eingriffe in die Betonfahrbahnplatte sowie eine Durchdringung der Abdichtung. Des Weiteren war die Brücke während der Verstärkung zumindest einseitig für den Verkehr zu sperren.

Eine weitere Möglichkeit zur Querkraftverstärkung durch externe Vorspannung zeigt Bild 16. Im Bereich der Stützquerträger werden kurze über der Stütze umgelenkte Spannglieder eingebaut, die eine Umlenkkraft entgegen der Auflagerkraft erzeugen.





**Bild 17:** Torsionsverstärkung durch nachträgliche Vorspannung der unteren Gurtplatte, nach GRÄB (2011)

Extern geführte Spannglieder können auch zur Erhöhung der Torsionstragfähigkeit genutzt werden. Bild 17 zeigt beispielhaft die Vorspannung einer unteren Gurtplatte. Die Kraftübertragung und Verankerung werden durch Stahlträger sichergestellt.

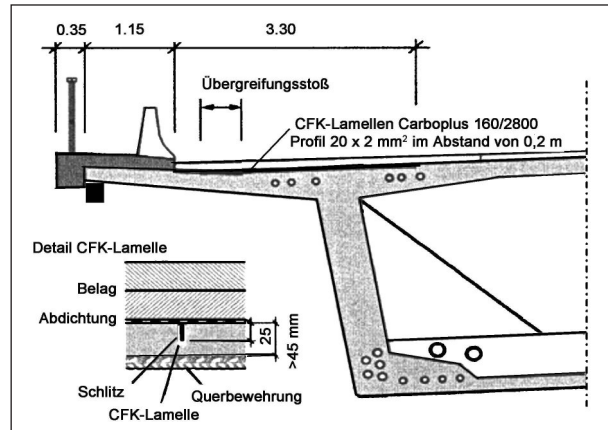
### 3.1.4 Verstärken mit geklebter Bewehrung

Bei der Verstärkung von Bauteilen mit geklebter Bewehrung wird ein Bewehrungselement aus Stahl, carbonfaserverstärktem Kunststoff (CFK) oder ein Carbonfaser(CF)-Gelege mit der Betonoberfläche verklebt und so mit dem Bauteil schubfest verbunden. Im Regelfall werden Klebstoffe auf Epoxidharzbasis eingesetzt. Folgende Ausführungen existieren:

- geklebte Lamellen aus Stahl oder CF-Gelege zur Querkraftverstärkung,
- geklebte Lamellen aus Stahl, CFK- oder CF-Gelege zur Verstärkung der Biegezugzone,
- in Schlitze verklebte CFK-Lamellen,
- vorgespannte geklebte Lamellen aus CFK zur Verstärkung der Biegezugzone,
- CF-Gelege zur Verstärkung von Einzelbauteilen (z. B. Stützen oder Lagersockel).

Bei aufgeklebten CFK-Lamellen werden üblicherweise Lamellen mit Dicken von 1,2 oder 1,4 mm und Breiten zwischen 50 und 150 mm verwendet. Bei in Schlitzen verklebten CFK-Lamellen werden 2-3 mm dicke und nur 15-20 mm breite Lamellen verwendet, da diese innerhalb der Betondeckung liegen müssen.

Bei Lamellen aus Stahl handelt es sich üblicherweise um längliche Flachstähle, die entweder gerade oder gebogen (U-Form) ausgeführt sind. Die Stahlflaschen werden vor Applikation gesandstrahlt und mit einem Voranstrich versehen. Stahlflaschen sind aber weniger handlich als CFK-Lamellen und werden üblicherweise nicht zur Biegeverstärkung verwendet (ZILCH, 2011a).



**Bild 18:** Rösentalbrücke, Kragarmverstärkung mit eingeschlitzten CFK-Lamellen (ZILCH, 2004)

Bei einer Verstärkung mit geklebter Bewehrung sind stets auch die Anforderungen an die Umgebungsbedingungen für die Verwendung der Klebstoffe auf Epoxidharzbasis zu beachten.

Bisher sind Anforderungen an Bemessung und Konstruktion, Produktspezifikationen und Bauausführung von nachträglich aufgeklebter Bewehrung in den bauaufsichtlichen Zulassungen geregelt. Diese schließen die Verwendung bei vorwiegend nicht ruhender Beanspruchung aus. Daher ist diese Verstärkungstechnik im Brückenbau bisher von untergeordneter Bedeutung. Erste Pilotprojekte wurden dennoch mit Hilfe von Zulassungen im Einzelfall umgesetzt (Bild 18, ZILCH, 2004).

Seit Mitte 2011 liegt die neue Richtlinie des DAfStb „Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung“ im Gelbdruck vor. Mit ihr sollen in Zukunft, unter Zugrundlegung der DIN EN 1992-1-1 (DIN, 2011) und des nationalen Anhangs, die Bemessung, Ausführung sowie Planung von Verstärkungsmaßnahmen einfacher geregelt werden. Die Richtlinie beinhaltet auch Regelungen für vorwiegend nicht ruhende Beanspruchung (ZILCH, 2011b).

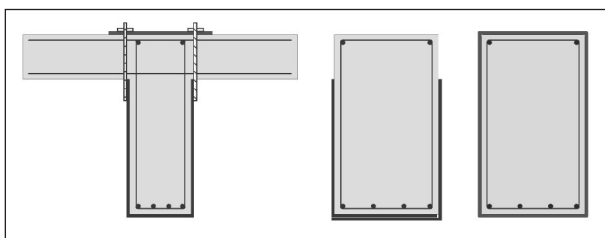
Für eine Biegeverstärkung ist die oberflächige Anordnung von CFK-Lamellen relativ einfach auszuführen. Allerdings kann die hohe Zugfestigkeit der CFK-Lamellen oft wegen einer zu geringen Verbundtragfähigkeit nicht vollständig genutzt werden. Etwas günstiger verhalten sich CF-Gelege, die flächig an der Bauteiloberfläche angeordnet werden und damit ein besseres Verhältnis von Verbundfläche zu CF-Querschnitt aufweisen. Eine höhere Ausnutzung gelingt auch durch die Anordnung in Schlitzen (ZILCH, 2011b). Soll die aufzunehmende Zugspannung im Fall der oberflächig applizier-

ten CFK-Lamellen gesteigert werden, so sind zusätzliche Verankerungselemente erforderlich.

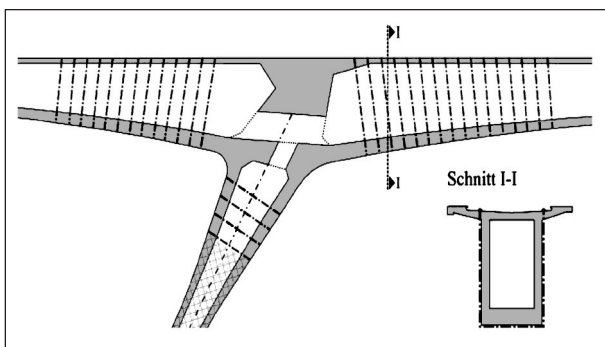
Vorgespannte CFK-Lamellen kombinieren die Vorteile der konventionellen Vorspannung mit denen von geklebten CFK-Lamellen. Durch die Vorspannung wird das Dehnvermögen der CFK-Lamelle genutzt und gleichzeitig die Verstärkung für Eigengewichtslasten aktiviert.

Zur Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit sind geschlossene, bei Rechteckquerschnitten auch zusammengesetzte Bügel aus Stahl oder CF-Gelege möglich (ZILCH, 2011b, Bild 19).

Bild 20 und Bild 21 zeigen die Verstärkung einer Rahmenbrücke mit Stahllamellen. Besonders deutlich wird der durch den Bügelschluss erforderliche Eingriff in den Bestand.



**Bild 19:** Querkraftverstärkung mit Stahlaschen (links), CFK-L-Winkeln (Mitte) und CF-Gelege (rechts)



**Bild 20:** Anwendung von Stahllamellen zur Verstärkung der Rahmenecke einer Eisenbahnbrücke (ROESER, 2010)



**Bild 21:** Anschluss der Stahllamellen zur Verstärkung der Rahmenecke einer Eisenbahnbrücke (ROESER, 2010)

Die beschriebenen Verfahren zur Querkraftverstärkung können auch zur Erhöhung der Torsionstragfähigkeit eingesetzt werden. Zu beachten ist, dass hierbei eine Umschließung des Querschnitts besonders effizient wirken kann (ZILCH, 2011a).

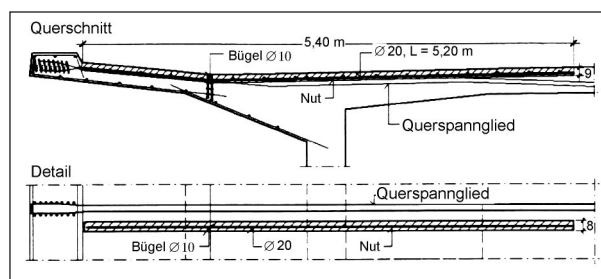
### 3.1.5 Verstärken durch Bewehrungszulagen

Bewehrungsergänzungen können zur lokalen Verstärkung von zugbeanspruchten Bereichen eingesetzt werden. Dabei wird Betonstahl in Bohrungen oder in Schlitzen, die mit Hochdruckwasserstrahlen (HDW) gefräst werden, durch geeignete Mörtel schubfest mit dem umgebenden Beton verbunden.

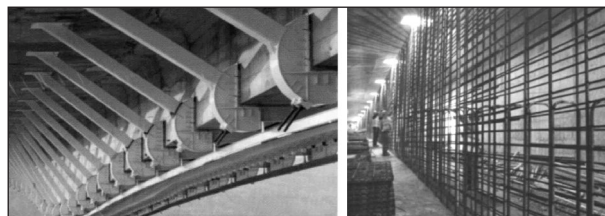
Besonders bei gefrästen Schlitzen ist ein beträchtlicher Eingriff in den Bestand notwendig und auch das Einfädeln der neuen Bewehrung in das vorhandene Bewehrungsraster ist schwierig (Bild 22).

### 3.1.6 Verstärken durch ergänzende Bauteile

Bei geeigneten geometrischen Verhältnissen besteht die Möglichkeit, nachträglich komplette Bauelemente, wie z. B. Stützen oder Unterzüge, zu ergänzen. Aufgrund der einfacheren Anschlussmöglichkeiten werden für diese Bauteilergänzungen häufig Stahlbauteile verwendet. In der Regel sind für den Anschluss der neuen Elemente ein massiver Eingriff in den Bestand sowie die Anordnung weiterer Verstärkungselemente erforderlich (Bild 23).



**Bild 22:** Ausführungsbeispiel – Verstärkung einer Fahrbahnplatte durch zusätzliche Bewehrung (BUSCHMEYER, 2009)



**Bild 23:** Viaduc San Pedro, Verstärkung mit stützenden Stahlstreben unter den Kragarmen (links) und Ergänzung eines Stahlbetonsteges im Hohlkasten (rechts) (TORROJA, 2011)

### 3.1.7 Zusammenfassung

Bei Brücken liegen umfangreiche Erfahrungen mit nachträglichen Verstärkungsmaßnahmen vor, die zum Teil auch für eine adaptive Brücke genutzt werden können. So konnten mit einer externen Vorspannung, trotz hoher Anforderungen an die Konstruktion von Anker- und Umlenkstellen, gute Ergebnisse bei globalen Biegeverstärkungen erzielt werden. Bei lokalen Verstärkungen wurden Bewehrungszulagen und geklebte Lamellen erfolgreich eingesetzt. Im Bereich der Querkraftverstärkung fehlt es bisher an einer Standardlösung. Aktuell sind meist aufwändige Konstruktionen (z. B. Stegvorspannung, Stahllaschen) unumgänglich, die mit massiven Eingriffen in den Bestand verbunden sind. Insbesondere die Verankerung in der Druckzone und die Öffnung der Brückenoberseite verursachen eine erhebliche Beeinträchtigung.

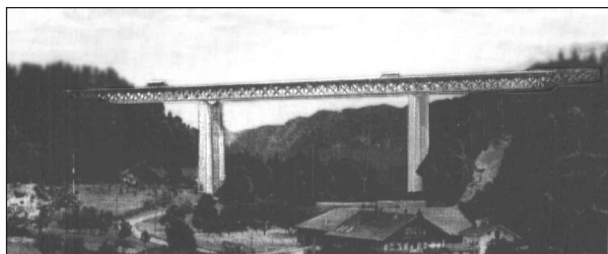
## 3.2 Stahlbetonfachwerke

### 3.2.1 Allgemeines

Die Ausführung von Fachwerkbrücken wird heutzutage durch die Baustoffe Stahl und Holz dominiert. Für Betonfachwerkbrücken gibt es nur wenige Ausführungsbeispiele, die, mit Ausnahme der Mangfallbrücke, allesamt nicht in Deutschland errichtet wurden. Anlage 2 enthält eine Liste der betrachteten Stahlbetonfachwerkbrücken, an denen die grundsätzlichen Konstruktionsformen dargestellt werden.

### 3.2.2 Grundsätzliche Konstruktionsformen im Brückenbau

Die Mangfallbrücke wurde 1958 als Ersatz für eine im 2. Weltkrieg zerstörte Brücke errichtet. Um dem Wunsch nach einem leichten architektonisch anspruchsvollen Brückenbauwerk nachzukommen, wurde ein Fachwerk mit gekreuzten Diagonalen (Bild 24) ausgeführt, wobei Erfahrungen aus der Herstellung von Fachwerkträgern im Hallen-



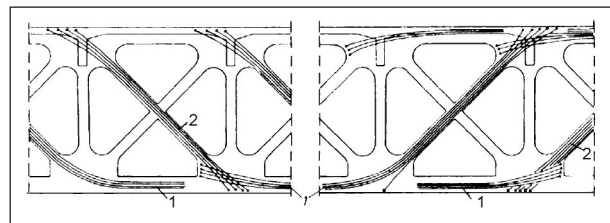
**Bild 24:** Mangfallbrücke, Ansicht der fertig gestellten Brücke (FINSTERWALDER, 1959)

bau genutzt wurden (FINSTERWALDER, 1938, 1959).

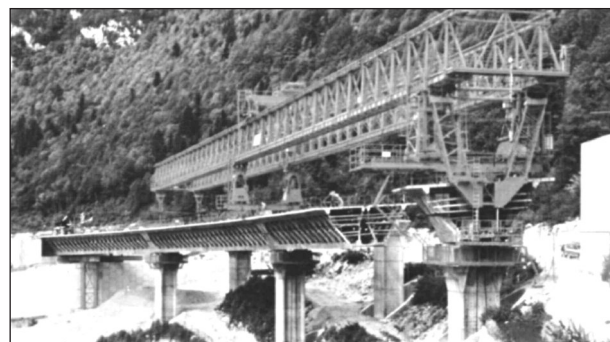
Die Fachwerkträger wurden mit einer Vorspannung der Zugstreben versehen (Bild 25), um die Steifigkeit der Zugstreben zu erhöhen.

Die Überbauerstellung erfolgte im Freivorbauverfahren mit Abschnitten von je 6 m, was dem Abstand zweier Fachwerkpfosten bzw. einem Fachwerkfeld entspricht.

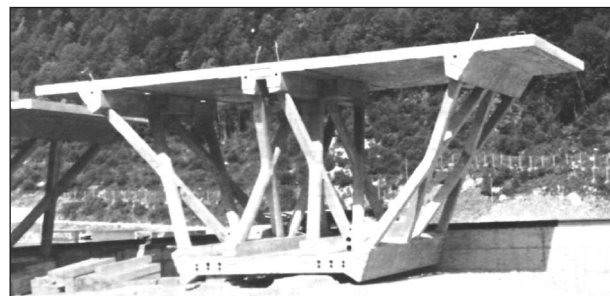
Die beiden Autobahnbrücken Viaduc des Glacières (1988, 214 m Länge) und Viaduc de Sylans (1989, 1.266 m Länge) entlang der Autobahn A 40 im Osten Frankreichs sind eine Weiterentwicklung der Fachwerkträger des iranischen Nationalstadions in Teheran sowie der Pont de Bubiyan, die 1983 in Kuwait errichtet wurde (SETRA, 1991; BENAIM,



**Bild 25:** Mangfallbrücke, Anordnung der Spannglieder in Auf lagernähe und im Stützbereich (FINSTERWALDER, 1959)



**Bild 26:** Viaduc de Sylans, Einbau eines Segmentes (SETRA, 1991)



**Bild 27:** Viaduc de Sylans, Ansicht eines Segmentes (SETRA, 1991)



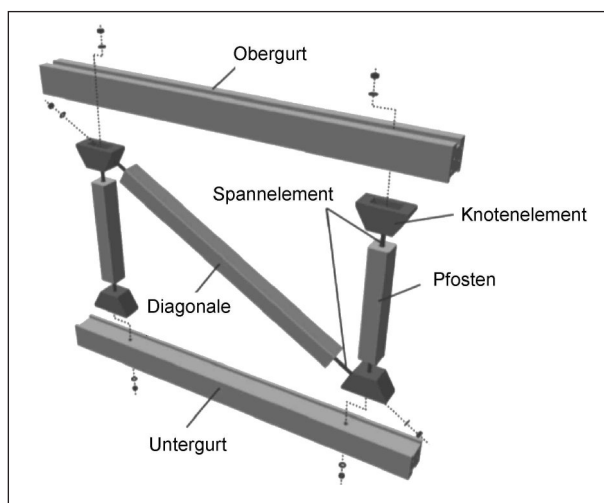
2008). Die Segmentbrücken (Bild 26) bestehen aus vorgefertigten Segmenten, die 10,75 m breit, 4,17 m hoch und 4,66 m lang sind. Für die Errichtung der beiden Brücken waren über 300 vorgefertigte Segmente erforderlich.

Die Stege der Segmente (Bild 27) sind aufgelöst und bestehen aus jeweils vier Streben, von denen je zwei ein „X“ bilden. Diese „X-Elemente“ wurden vorgefertigt und dann mit Ortbetongurten ergänzt.

Die Vorspannung beider Brücken erfolgte sowohl intern in den Gurten und in den „X-Elementen“, wobei eine besondere Schwierigkeit in der Verankerung in den „X-Elementen“ bestand, als auch in Längsrichtung durch eine externe Vorspannung. Zudem wurden bei der Errichtung bereits Anker- und Umlenkstellen für eine spätere Verstärkung durch zusätzliche Spannglieder installiert.

### 3.2.3 Aktuelle Entwicklungstendenzen

In jüngster Zeit wurden Betonfachwerke für Hallenbauten auf Basis von Fertigteilen weiterentwickelt. Ziel der modularen Fachwerkkonstruktion (HENZE, 2009) war eine quasi-momentfreie Gelenkverbindung, um die bei monolithisch ausgebildeten Knoten auftretenden Eckmomente zu verringern (vgl. Kapitel 4.6.3). Die Konstruktion besteht aus Gurten und Füllstäben sowie speziellen Knotenelementen (Bild 28). Im Knotenelement werden die Druckkräfte direkt über Kontakt aufgenommen. Zur Übertragung von Zug- und Schubkräften werden Spannelemente durch die Diagonalen und Pfosten hindurchgeführt und in den Knotenelementen bzw. den Gurten verankert.

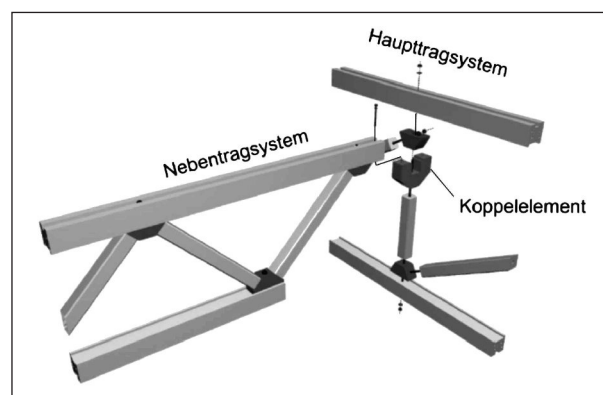


**Bild 28:** Konstruktionsprinzip der modularen Fachwerkkonstruktion (HENZE, 2009)

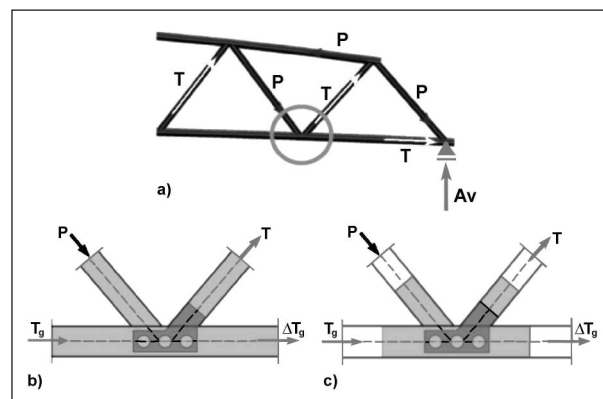
Alle üblichen Ausfachungsarten lassen sich leicht mit Hilfe variabler Knotenelemente und durch Hinzufügen bzw. Weglassen von Füllstäben ausbilden. Zudem ist die Ausbildung dreidimensionaler Strukturen möglich (Bild 29). Aufgrund der hohen lokalen Beanspruchungen wurde das Trag- und Bruchverhalten der Knotenelemente in Versuchen getestet. Durch die Anordnung einer Kombination aus Betonstahlbewehrung und Stahlfasern konnte die zunächst starke Streuung der Traglast minimiert werden (HENZE, 2009).

Bei einer hybriden Fachwerkkonstruktion werden die Tragfähigkeit und Wirtschaftlichkeit von Stahlrohrfachwerken durch die Füllung mit ultrahochfesten Betonen gesteigert (KÜCHLER, 2009). Die hierzu notwendige Knotenlösung basiert auf dem Prinzip eines umschnürten Betondübelns und ist in Bild 30 für einen typischen Druck-Zug-Knoten dargestellt.

Das Stahlrohrfachwerk ist für den Bauzustand zu dimensionieren. Die Lasten aus dem Endzustand werden dann dem Verbundsystem der gefüllten

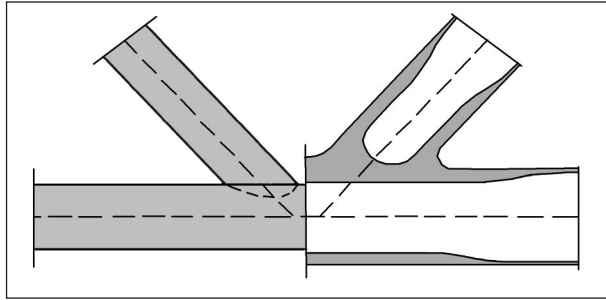


**Bild 29:** Anschluss eines Nebentragsystems an die modulare Fachwerkkonstruktion (HENZE, 2009)



**Bild 30:** Kraftverlauf am ebenen Fachwerk (a), Knotengestaltung UHPC gefüllter Rohre (b), vorgefertigter UHPC-Knoten (c) (VIET TUE, 2006)





**Bild 31:** Vergleich des mit UHPC gefüllten Knotens mit einem Gussknoten (VIET TUE, 2006)

Stahlrohre zugewiesen. Bild 30b) zeigt ein nachträglich komplett verfülltes Fachwerk, Bild 30c) ein vorgefertigtes nur lokal verfülltes Knotenelement. Das durch den Beton erhöhte Eigengewicht kann durch eine verbundlose Vorspannung des Untergrurts aufgenommen werden (KÜCHLER, 2009).

Das Knotengleichgewicht wird durch das gelochte Einstellblech hergestellt, das durch Schweißnähte mit der Zugstrebe verbunden und vollständig mit dem ultrahochfesten Beton (UHPC) umschlossen wird. Die Betondübel leiten die einwirkende Zugkraft über die Umschnürungswirkung und Reibung weiter (SCHNEIDER, 2006). Durch die Umschnürungswirkung der Stahlrohre kann auf eine Querbewehrung der Betondübel verzichtet werden (Bild 31).

Durch umfangreiche Versuche konnten die Tragwirkung, ein ausreichender Ermüdungswiderstand sowie ein robuster Versagensmechanismus bestätigt werden. Für die Absicherung des Nachweis-konzeptes der passiv umschnürten Betondübel sind noch weitere Untersuchungen erforderlich (KÜCHLER, 2009).

### 3.2.4 Zusammenfassung

Die bisher ausgeführten Betonfachwerkbrücken zeigen eine leichte architektonisch ansprechende Gestaltung, waren allerdings vergleichsweise aufwändig herzustellen. Die Verwendung von Fertigteilen sowie die Herstellung in Segmentbauweise bei französischen Brücken deuten ein Anwendungspotenzial für adaptive Brücken an.

Jüngste Entwicklungen im Industriebau zeigen innovative Möglichkeiten für modulare Fachwerk-konstruktionen auf, bei denen vorgefertigte Betonstäbe durch Spannelemente und flexible Knotenelemente miteinander verbunden werden und auch wieder lösbar sind.

Bei hybriden Fachwerkstrukturen werden die Stahlrohrfachwerke mit Hochleistungsbetonen verfüllt. Spezielle Einstellbleche sichern zusammen mit dem Stahlrohr, ohne weitere bewehrungstechnische Maßnahmen, eine Umschnürungswirkung und die Zugkraftübertragung.

In beiden Fällen konnten die Tragfähigkeit sowie ein robuster Versagensmechanismus im Versuch nachgewiesen werden.

## 3.3 Einsatz von Hochleistungsbeton

### 3.3.1 Allgemeines

Im vorangegangenen Kapitel wurde das Innovationspotenzial von Hochleistungsbetonen bereits angedeutet. Im Folgenden soll eine weitergehende Betrachtung für ultrahochfeste Betone (UHPC) und deren Einsatz im Brückenbau erfolgen. Bei UHPC ist die Packungsdichte des Betons im Vergleich mit Normalbeton deutlich erhöht. Dies führt zu Druckfestigkeiten von 150 N/mm<sup>2</sup> und mehr. Mit der erhöhten Festigkeit geht auch eine Steigerung der Verbundfestigkeit einher, wodurch die Verankerungs- und Lasteinleitungslängen bei UHPC günstiger sind als bei Normalbeton. Zudem ist der Beton aufgrund der erhöhten Packungsdichte bzw. des sehr geringen Porenraums sehr dauerhaft, da Schadstoffe und Feuchtigkeit deutlich langsamer eindringen können. Mit UHPC können sehr schlanke Bauteile mit geringem Eigengewicht und größeren Spannweiten hergestellt werden, wobei die Materialeinsparung in Interaktion mit der erforderlichen Bauteilsteifigkeit betrachtet werden muss (SPASOJEVIC, 2008a; REICHEL, 2010).

In Anlage 2 sind die im Rahmen des Forschungsprojektes analysierten UHPC-Brücken aufgeführt.

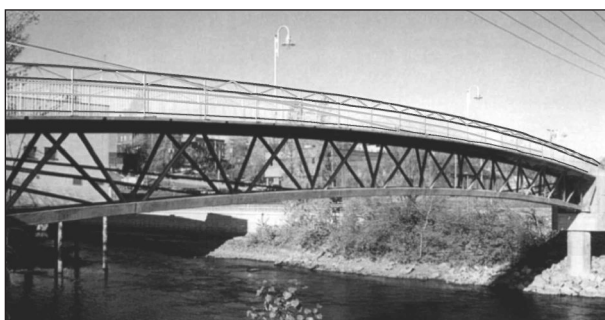
### 3.3.2 Aktuelle Entwicklungstendenzen

1997 wurde in Kanada die Sherbrooke Footbridge errichtet, die die weltweit erste Brücke unter Einsatz von UHPC ist. Haupttragelement der Brücke ist eine 3 m hohe räumliche Fachwerk-konstruktion (Bild 32), die in sechs Segmenten mit jeweils 10 m Länge im Match-Cast-Verfahren vorgefertigt und bauseits zusammengesetzt wurde (BLAIS, 1999).

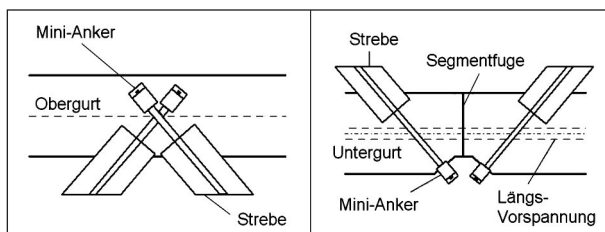
Die Fahrbahnplatte ist nur 30 mm dick und wird in Abständen von 1,25 m durch eine vorgespannte Querrippe verstärkt. Sie ist, ebenso wie der untere

Gurt, aus UHPC mit einer Druckfestigkeit von  $200 \text{ N/mm}^2$  hergestellt. Die Längsvorspannung der Fahrbahnplatte ist in den beiden Längsrippen untergebracht, die zugleich der Aufnahme der Verankerungen der Fachwerkdiagonalen dienen. Die Diagonalen bestehen aus Edelstahlrohren, die mit UHPC verfüllt und mit je zwei Monolitzen vorgespannt werden. Aufgrund der Umschnürungswirkung der Edelstahlrohre wird in den Diagonalen eine Druckfestigkeit von  $350 \text{ N/mm}^2$  erreicht. Der Diagonalenanschluss an den Ober- und Untergurt erfolgt mit Mini-Verankerungen, die für dieses Bauvorhaben entwickelt wurden (Bild 33). Diese Verankerungen können direkt, ohne den Einsatz zusätzlicher Ankerplatten oder Wendelbewehrungen, Kräfte auf den UHPC übertragen. In der gesamten Brücke wurde keine konventionelle Betonstahlbewehrung verwendet (BLAIS, 1999).

Bei Straßenbrücken wurden zunächst Plattenbalcken,  $\pi$ -Platten und I-Querschnitte aus UHPC ausgeführt (Bild 34). Hierbei sind Materialeinsparungen nur sehr eingeschränkt möglich, weil die Abmessungen der Untergurte durch die Vorspannung im sofortigen Verbund bestimmt werden, der Obergurt ein seitliches Ausweichen der Träger im Bauzustand verhindern muss und die Bauhöhe durch die erforderliche Bauteilsteifigkeit bestimmt wird. Größere Materialeinsparungen sind nur bei Ersatz der Schubbewehrung durch Fasern möglich (REICHEL, 2010; SPASOJEVIC, 2008a; SPASOJEVIC, 2008b).



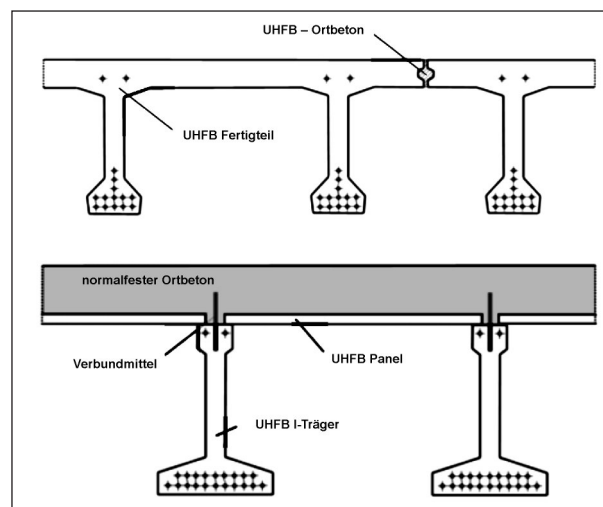
**Bild 32:** Sherbrooke Footbridge, Ansicht mit 3-D-Fachwerk und externer Vorspannung (BLAIS, 1999)



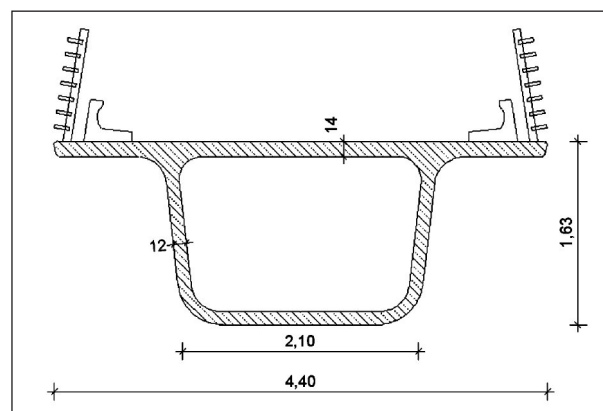
**Bild 33:** Mini-Verankerungen im Ober- (links) und Untergurt (rechts) (BLAIS, 1999)

In Frankreich wurde bei der Autobahnüberführung PS34 ein einzelliger UHPC-Hohlkasten mit 120 mm Stegdicke ausgeführt und mit innerhalb des Hohlkastens geführten externen Spanngliedern vorgespannt. Eine Betonstahlbewehrung war nur für lokale Verstärkungen notwendig. Die 140 mm dicke Fahrbahnplatte wurde gänzlich ohne Abdichtung und Belag ausgeführt (Bild 35, RESPLENDINO, 2008; DELAUZUN, 2008).

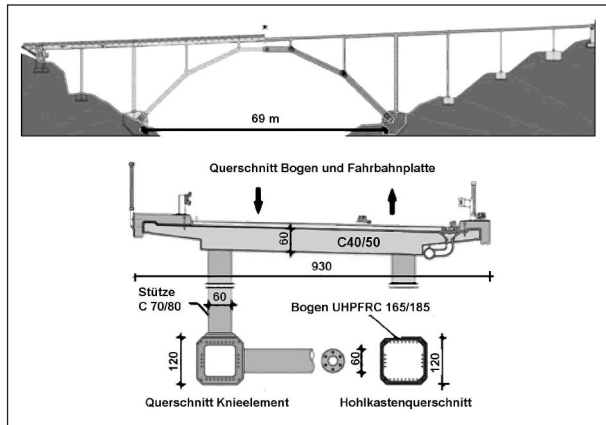
In Österreich wurde 2010 die WILD-Brücke errichtet (Bild 36), die als Haupttragelemente zwei polygonale Stabbögen aus UHPC-Fertigteilen mit 69 m Spannweite hat. Die Bogenelemente wurden durch CNC-Fräsen mit einer Toleranz von 0,2 mm vorgefertigt und mit externen Spanngliedern zusammengespannt. In den Knoten werden die Bögen mit den aufgehenden Stützen und Querstreben verbunden sowie die externen Spannglieder umgelenkt und verankert. Die weitere Konstruktion wurde aus Normalbeton ausgeführt (FREYTAG, 2009; REICHEL, 2011a, 2011b).



**Bild 34:** Querschnitte bereits errichteter UHPC-Straßenbrücken (REICHEL, 2010)



**Bild 35:** Querschnitt der PS34



**Bild 36:** WILD-Brücke, schematische Darstellung der Bauelemente (FREYTAG, 2009)

### 3.3.3 Zusammenfassung

Mit der Verwendung von UHPC ergeben sich Bauweisen, die sich zwischen Stahl- und Betonkonstruktionen einordnen. Mit der erhöhten Druckfestigkeit sind filigrane Konstruktionen möglich, deren Schlankheit durch die erforderliche Steifigkeit begrenzt wird. Aufgrund des dichten Betongefüges ist der Wartungsaufwand deutlich verringert und die Lebensdauer erhöht.

Bei UHPC-Bauteilen ist im Allgemeinen eine Vorfertigung notwendig. Durch die Verwendung von Segmenten und die Nutzung von CNC-Fräsen ergeben sich stahlbauähnliche Toleranzverhältnisse. Da die UHPC-Segmente sehr leicht sind und einzeln von Kränen in Position gehoben und zusammengefügt werden können, wird auch der Einsatz für geringere Spannweiten attraktiv (SPASOJEVIC, 2008a; REICHEL, 2010; GOEDECKE, 2010).

## 3.4 Stahlverbundstrukturen

### 3.4.1 Allgemeines

In Deutschland wurden bereits zu Beginn des 20. Jahrhunderts die ersten Verbundbrücken in Form von WIB-Brücken (Walzträger in Beton) für den Eisenbahnverkehr errichtet. In der weiteren Entwicklung entstanden verschiedene Varianten, denen ein gemeinsames Prinzip zu Grunde liegt. Die Zugkräfte werden durch einen Untergurt aus Stahl, in Form von Walzträgern, offenen Hohlkästen oder Fachwerken aufgenommen. Zur Aufnahme der Druckkräfte werden Stahlbetonplatten ergänzt. Begrenzt wird die Tragfähigkeit entweder durch ein Versagen der Verbundfuge oder die Mo-

mententragfähigkeit des Gesamtbauteils. Seit den 1980er Jahren gewinnen Verbundbrücken zunehmend an Bedeutung. Insbesondere im Zuge des Ausbaus des innerdeutschen Autobahnnetzes wurden innovative Verbundbrücken errichtet (NAUMANN, 2006).

Anlage 2 enthält eine Auflistung der im Rahmen des Forschungsprojektes betrachteten Verbundbrücken.

### 3.4.2 Aktuelle Entwicklungstendenzen

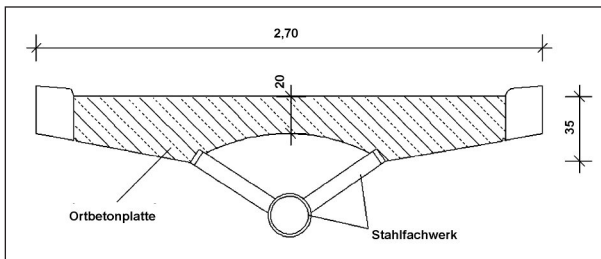
1993 wurde im Zuge der internationalen Gartenbauausstellung in Stuttgart ein Fußgängersteg in Verbundbauweise errichtet (BORNSCHEUER, 1993). Gewählt wurde ein räumliches Fachwerk aus Stahl, kombiniert mit einer profilierten Stahlbetonplatte (Bild 37). Der Anschluss erfolgt über durchgehende Stahlleisten, die mit aufgeschweißten Kopfbolzendübeln und Schlaufen versehen wurden.

Bei der 1999 fertig gestellten Brücke über das Nesenbachtal in Stuttgart ist die 318 m lange Betonfahrbahnplatte über punktuelle konzentrierte Anschlüsse mit dem Stahlrohrfachwerk, den Stützen und den Widerlagern verbunden (Bild 38) (SCHLAICH, 2000).

Bei der Nesenbachtalbrücke werden Zahnleisten eingesetzt, mit denen die Kräfte aus dem Fachwerk genau dort eingetragen werden können, wo die resultierende Gurtkraft der Platte angreift (Bild 39). So wird eine Exzentrizität bzw. lokale Biegung vermieden. Wo dies nicht möglich ist, wird die Schubkraft über Bügel zurückgehängt (SCHLAICH, 2000; SCHLAICH, 2002).

Ein vergleichbares Prinzip wurde 1996 und 1997 in Frankreich für drei große Mehrfeldbrücken mit einer Gesamtlänge von etwa 2 km angewandt. Die Besonderheit dieser Brücken besteht in der Kombination aus Stahlbetonobergurt und -untergurt, die über Stahlstreben verbunden wurden (Bilder 40 und 41).

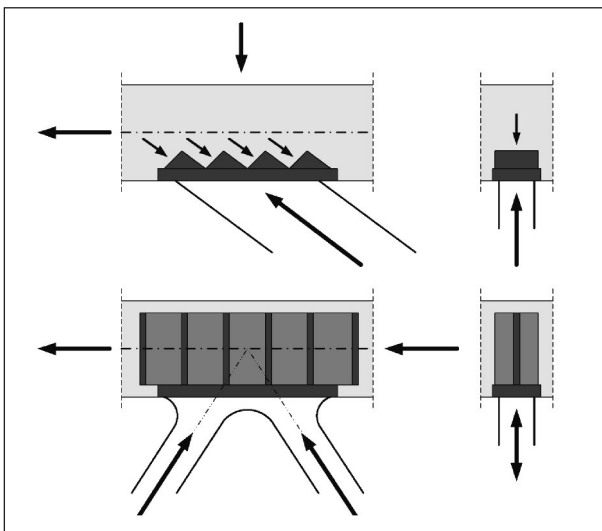
Die Brücken wurden in Segmentbauweise errichtet, wobei die Anschlüsse der Stahlstreben an die Gurte punktuell mit Hilfe von Bewehrungsstäben hergestellt wurden, die an die Kopfplatten der Stahlstreben geschraubt wurden. Vorteile dieser Bauweise sind ein geringes Eigengewicht, eine effektive Vorspannung sowie die Transparenz des Überbaus; nachteilig sind der erhöhte Unterhaltungsaufwand



**Bild 37:** Fußgängersteg Heilbronner Straße, Querschnitt



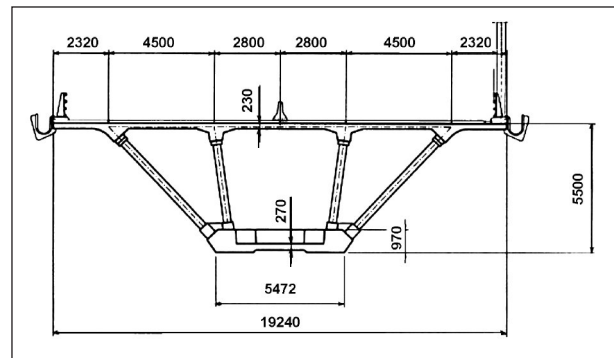
**Bild 38:** Nesenbachtalbrücke 1, Ansicht mit Lärmschutzverkleidung und Stahlrohrfachwerk (SCHLAICH, 2002)



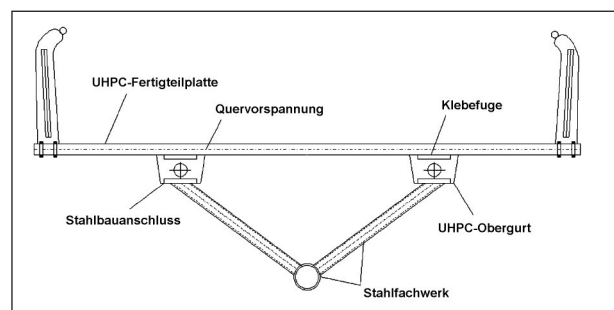
**Bild 39:** Prinzip der Zahnleiste, Druckanschluss mit liegender Leiste (oben) und Fachwerkanschluss mit stehender Leiste (unten), nach SCHMID (2011a)



**Bild 40:** Boulonnaise Brücken, Ansicht mit Stahlfachwerkstreben und Betongurten (GOEDECKE, 2010)



**Bild 41:** Boulonnaise-Brücken, Querschnitt des Überbaus (GOEDECKE, 2010)



**Bild 42:** Gärtnerplatzbrücke, Querschnitt mit UHPC-Platte und -Gurten sowie Stahlfachwerk (SCHMIDT, 2007)

(Korrosionsschutz), die aufwändige Verbindung der Streben mit den Gurten sowie die ungeschützte Lage der externen Spannglieder im Vergleich zu einem geschlossenen Hohlkasten (GOEDECKE, 2010).

Weitere Beispiele für die lokale Verbindung eines Stahlfachwerks mit einer Betonplatte unter Einsatz von Kopfbolzen oder Anschlussbewehrung sind in SCHLAICH (1999), SEIFRIED (1999), BERNHARDT (2003) zu finden.

2007 wurde in Kassel die Gärtnerplatzbrücke errichtet. Die Brücke besteht aus einem räumlichen Stahlrohrfachwerk, das mit den durchgehenden Obergurten durch vorgespannte Schraubverbindungen verbunden wurde. Die Obergurte wurden aus 12 bis 36 m langen Fertigteilen aus UHPC hergestellt und nachträglich zusammengespannt. Auf diese Gurte wurde die Fahrbahnplatte, die aus 2 m langen und 5 m breiten, quer vorgespannten UHPC-Fertigteilen besteht aufgeklebt (Bild 42, SCHMIDT, 2006). Die Verbindung tragender Bauteile mit Hilfe eines Epoxidharzklebers wurde bei dieser Konstruktion weltweit erstmalig eingesetzt. Bild 43 zeigt eine frische Klebefuge zwischen dem Obergurt und der Fahrbahnplatte.





**Bild 43:** Gärtnersplatzbrücke, Ansicht im Bauzustand mit frischer Klebefuge (SCHMIDT, 2007)



**Bild 44:** Nesenbachtalbrücke 2, Stahlfachwerk zur Stützung der Kragarme, bvs-bw.com

In Versuchen erreichte der für die Gärtnersplatzbrücke vorgesehene UHPC in Kombination mit dem eingesetzten Epoxidharzkleber Biegezugfestigkeiten von mindestens  $10 \text{ N/mm}^2$  sowie Zugfestigkeiten von mindestens  $6 \text{ N/mm}^2$ . Die Klebung musste im Endzustand eine Schubkraft von  $2 \text{ N/mm}^2$  permanent übertragen. Mit Normalbetonen ist dies aufgrund deren geringer Oberflächenzugfestigkeit nicht möglich. Die hohe Oberflächenzugfestigkeit des UHPC von  $6\text{-}8 \text{ N/mm}^2$  ermöglicht die Übertragung der Schubbelastung infolge Last, Zwang sowie Vorspannung (SCHMIDT, 2007).

Eine konstruktive Lösung bei Verbundbrücken mit weit auskragenden Kragarmen zeigt die im Jahr 2000 fertig gestellte zweite Nesenbachtalbrücke in Stuttgart. Der Überbau besteht aus einem geschweißten Hohlkasten mit geringem Stegabstand. Zur Stützung der auskragenden Fahrbahnplatte wurden Fachwerkdiagonalen aus Stahlrohren an den Hohlkasten angeschweißt, die alle  $4 \text{ m}$  an in Querrichtung verlaufende Stahlprofile angekoppelt sind (Bild 44). Der Schubverbund zwischen den

Stahlprofilen und der Betonplatte wurde durch Kopfbolzendübel und Bügelbewehrung sichergestellt (BORNSCHEUER, 1998).

Als Alternative zur Ausbildung von Fachwerkstegen wurden in Frankreich und Japan auch Trapezbleche eingesetzt. Diese weisen eine vergleichsweise hohe Steifigkeit bei geringem Eigengewicht auf. In Deutschland wurde die Talbrücke Altwipfergrund als Pilotprojekt mit Trapezblechstegen ausgeführt (NAUMANN, 2006).

### 3.4.3 Zusammenfassung

Die betrachteten Verbundbrücken zeigen die Vielfalt der Anschlussmöglichkeiten der Stahlkonstruktion an den Beton. Die am häufigsten angewendeten Varianten sind die Herstellung des Verbundes über Kopfbolzendübel, Dübelleisten oder angeschweißte Schlaufen (BORNSCHEUER, 1993, 1998). Der Nachteil dieser Varianten ist, dass der Betonobergurt durch die Dübelleisten über die gesamte Länge praktisch eingespannt und eine Schwindverformung behindert wird (SCHLAICH, 2000). Eine Alternative ist eine punktuelle Einbindung des Stahlträgers in den Beton durch Zahnleisten (SCHLAICH, 2002) oder eine Verbindung über Gewindemuffen (GOEDECKE, 2010). Die aktuellste Entwicklung in der Verbindungstechnik stellt die Verbindung über eine Klebefuge dar, die jedoch nur bei UHPC möglich ist, da dieser die erforderlichen Oberflächenzugfestigkeiten erreichen kann (SCHMIDT, 2007).

## 3.5 Beton-Beton-Verbund

### 3.5.1 Allgemeines

Fugen sind im Stahlbetonbau häufig unvermeidbar und treten planmäßig in Arbeitsfugen sowie bei der Ergänzung von Halbfertigteilen oder bei Verstärkungsmaßnahmen auf (vgl. Kapitel 3.1.2). Übergeordnetes Ziel ist das Zusammenfügen der Einzelbauteile zu einer monolithischen Tragwirkung.

Während bei geplanten Fugen eine Anschlussbewehrung vorgesehen wird, ist diese bei einer (nicht eingeplanten) Verstärkung nachträglich in die Struktur einzubringen. Ebenso kann die Oberflächenprofilierung bei einer geplanten Ergänzung direkt und sicher hergestellt werden, wohingegen dies bei Verstärkungen nachträglich z. B. durch Sand- oder Hochdruckwasserstrahlen erfolgen muss.

Die Güte und Ausbildung sind Fuge ist entscheidend für die Tragfähigkeit des gesamten Bauteils. Daher ist in Fugen immer ein Nachweis der ausreichenden Schubkraftübertragung zu führen.

### 3.5.2 Tragverhalten

Grundsätzlich wird beim Beton-Beton-Verbund zwischen „starrer“ und „verschieblichem“ Verbund unterschieden.

Starrer Verbund (steifer Verbund) bedeutet, dass keine Relativverschiebungen in der Verbundfuge auftreten und ein vollständiges Zusammenwirken der Querschnittsteile vorhanden ist (Bild 45a). Der Gesamtquerschnitt wirkt als quasi-monolithischer Querschnitt, obwohl infolge der Festigkeitsentwicklung und des zeitabhängigen Betonverhaltens innere Zwangsschnittgrößen unvermeidbar sind.

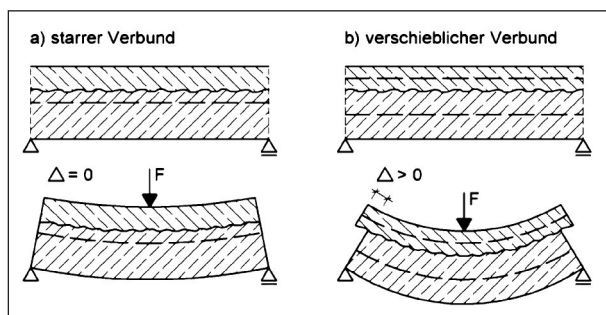


Bild 45: Starrer und nachgiebiger Verbund

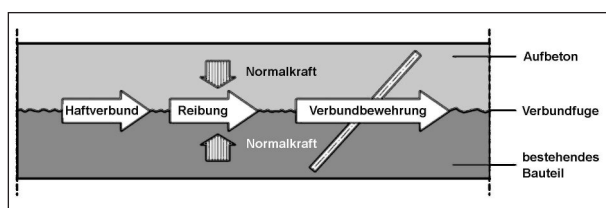


Bild 46: Anteile der Betonfugentragfähigkeit

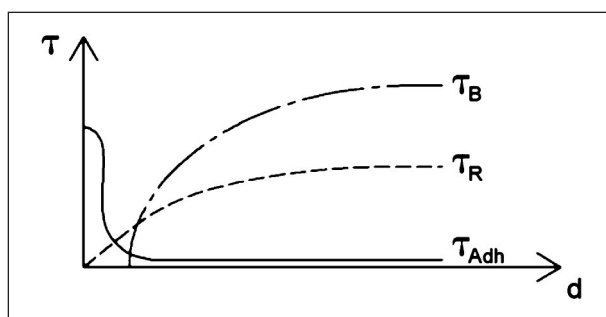


Bild 47: Schubspannungsverlauf  $\tau$  in Abhängigkeit der Fugenrelativverschiebung  $d$  ( $\tau_{Adh}$ : Schubspannungen infolge Adhäsion;  $\tau_R$ : Schubspannungen infolge Reibung;  $\tau_B$ : Schubspannungen infolge Bewehrung)

Verschieblicher Verbund liegt vor, wenn die Querschnittsteile nicht vollständig zusammenwirken (Bild 45b).

Auftretende Zugspannungen senkrecht zur Fuge führen zu einem großflächigen Entfestigen des Haftverbunds. Erst durch die damit verbundene Rissöffnung und Rissuferverschiebung werden die ggf. vorhandenen mechanischen Verbindungsmittel aktiviert.

Auf der Grundlage experimenteller Beobachtungen setzt sich die Schubfugentragfähigkeit aus drei fugenparallelen Anteilen (Bild 46) zusammen:

- dem Haftverbund (Adhäsion),
- der Reibung,
- der Verbundbewehrung.

Die aufnehmbaren Schubspannungen aus dem Haftverbund (Adhäsion), der Reibung und der Dübel- bzw. Klemmwirkung der Verbundbewehrung sind schematisch in Abhängigkeit der gegenseitigen Fugenverschiebung in Bild 47 dargestellt. Daraus wird deutlich, dass die einzelnen Traganteile teilweise nicht gleichzeitig wirken und das unabhängige Betrachten sowie die Superposition der Maximalwerte der einzelnen Anteile zur Ermittlung einer Schubfugentragfähigkeit eigentlich nicht zulässig ist. Bisher existiert kein allgemein anerkanntes mechanisches Modell, das die Anteile und ihr Zusammenwirken korrekt erfasst. In der Normung wird daher mit empirischen Modellen gearbeitet (ACKERMANN, 1992; RANDL, 2008).

In früheren Konzepten wurde teilweise mit einem „leicht verschieblichen“ Verbund gearbeitet (RANDL, 1997). Die Rauigkeit der Fuge wird in diesen Fällen berücksichtigt, die Adhäsion nicht.

Nach DIN-Fachbericht 102 (DIN, 2009) sind „verschiebliche“ Betonfugen für den Brückenbau nicht zugelassen, da sich eine bewegende Fuge nur schwer kontrollieren lässt und die Gefahr von Schäden deutlich erhöht wird (HARTL, 2011).

### 3.5.3 Bemessungsmodelle

Die Berechnung der Schubtragfähigkeit nachträglich hergestellter Verbundfugen erfolgt bislang mit den Berechnungsverfahren für planmäßig ergänzte Bauteile. Bei einer nachträglichen Verstärkung können unter Umständen einige Annahmen, z. B. eine vorhandene Verbundfugenbewehrung oder eine

definierte Oberflächeneigenschaft der Verbundfuge, nicht ohne weiteres übertragen werden und müssen differenziert betrachtet werden.

Der DIN-Fachbericht 102 (DIN, 2009) regelt im Kapitel 4.5.3 die Kraftübertragung in Schubfugen zwischen zwei zu unterschiedlichen Zeitpunkten hergestellten Betonierabschnitten.

Für den Bemessungswert des Schubkraftwiderstands in der Fuge gilt:

$$v_{Rdj} = [c_j \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n] \cdot b + v_{Rdj, sy} \quad \text{Gl. 3.1}$$

Der Haftverbund zwischen den unterschiedlich alten Betonen wird aus dem Produkt des von der Fugenrauigkeit abhängigen Beiwerts  $c_j$  und dem Bemessungswert der Betonzugfestigkeit  $f_{ctd}$  gebildet.

$$v_{Rdj, Adh} = c_j \cdot f_{ctd} \cdot b \quad \text{Gl. 3.2}$$

Bei dynamischer oder Ermüdungsbeanspruchung darf der Adhäsionstraganteil des Betonverbundes nicht berücksichtigt werden und es ist  $c_j = 0$  zu setzen. Dies gilt auch für Fugen, die unter Zug stehen, sowie für nebeneinanderliegende Fertigteile, die nicht mit Mörtel oder Epoxidharz verbunden sind.

Der Tragfähigkeitsanteil der Reibung infolge einer auf die Verbundfuge wirkenden Druckspannung

$$v_{Rdj, R} = \mu \cdot \sigma_n \cdot b \quad \text{Gl. 3.3}$$

hängt entscheidend vom Verformungsverhalten unter Schubbeanspruchung ab. Hierbei kann die Normalspannung senkrecht zur Fuge  $\sigma_n$  entweder durch eine äußere Last oder durch die Klemmwirkung der Bewehrung hervorgerufen werden. Auch in diesem Fall ist der anzusetzende Beiwert  $\mu$  von der Oberflächenausbildung der Fuge abhängig.

Zudem kann der Traganteil einer möglichen vorhandenen Verbundfugubewehrung über

$$v_{Rdj, sy} = a_s \cdot f_{yd} \cdot (1,2 \cdot \mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \quad \text{Gl. 3.4}$$

berücksichtigt werden.

Alle drei Anteile des Schubkraftwiderstands der Fuge (Gleichungen 3.2 bis 3.4) werden unabhängig von den Verschiebungen der Fugenufer additiv berücksichtigt.

Der Bemessungswert des Schubkraftwiderstands in der Fuge wird auf

$$v_{Rdj, max} = 0,5 \cdot \vartheta \cdot f_{cd} \cdot b \quad \text{Gl. 3.5}$$

Oberflächenkategorie	$c_j$	$\mu$	$v$
verzahnt	0,5	0,9	0,7
rau	0,4	0,7	0,5
glatt	0,2	0,6	0,2
sehr glatt	0,0	0,5	0,0

Tab. 1: Rauigkeits- und Festigkeitsabminderungsbeiwerte nach DIN-FB 102 (DIN, 2009) in Abhängigkeit der Oberflächenkategorie

begrenzt und stellt die Obergrenze der maximal aufnehmbaren Längsschubspannung dar. Die Einführung dieser Obergrenze wurde notwendig, um ein Versagen der Betondruckstrebe zu vermeiden.

Die Rauigkeits- und Festigkeitsabminderungsbeiwerte sowie der Abminderungswert  $v$  für die Betondruckfestigkeit bei Schubrissen sind in Tabelle 1 zusammengestellt.

Um den spezifischen Anforderungen an eine Aufbetonverstärkung im Brückenbau Rechnung zu tragen, wurde 2011 die Richtlinie RVS 15.02.34 der Österreichischen Forschungsgesellschaft Straße, Schiene Verkehr (FSV, 2011) veröffentlicht, die in Ergänzung zum Eurocode 2 die Verstärkung von Brückenfahrbahnplatten regelt. Die Richtlinie enthält Anweisungen

- zur Fugenvorbereitung (freigelegtes Korngerüst durch HDW-Strahlen),
- zur Rezeptur (möglichst fließfähig und schwindarm),
- zum Einbau des Aufbetons und
- zur zugehörigen Interpretation der Schubfugubemessung.

Die Anforderungen an die Herstellung sind gegenüber der Normung verschärft und erlauben eine Abminderung des Verdübelungsgrades durch Berücksichtigung der Adhäsion trotz dynamischer Beanspruchung. Sind die Anforderungen der RVS an die Fugenvorbereitung sowie den Aufbeton erfüllt, kann die Fuge als verzahnte Fuge bemessen werden (HARTL, 2011; FSV, 2011).

Der Nachweis für eine Ermüdungsbeanspruchung muss nach RVS 15.02.34 nur durch den Beton, ohne den Ansatz von Verbindungsmitteln, erfüllt sein. Für den Nachweis ist davon auszugehen, dass sich das Bauteil monolithisch verhält. Ein genauer Nachweis, mit Bestimmung des Spannungszustandes auf der Einwirkungsseite sowie den er-

müdungswirksamen Besonderheiten der Fuge auf der Widerstandsseite, wird nicht gefordert, da kein ausreichend erforschtes Modell vorliegt und in den Versuchen keine ermüdungswirksame Vorschädigung der Fuge nachgewiesen werden konnte.

Aufgrund des durch Schwinden entstehenden Zwangs ist für die Rissbreite nicht nur der Nachweis unter Lastbeanspruchung, sondern auch unter Zwangsbeanspruchung zu führen. Beim Lastfall Schwinden sind ein konstantes autogenes Schwinden und ein von der Oberfläche ausgehendes Trocknungsschwinden zu beachten. Speziell an den Plattenrändern entstehen infolge von Zwang hohe Schubspannungen.

Weiterer Forschungsbedarf besteht nach HARTL (2011) vor allem im Bereich der Schubspannungen aus Zwang in den Endbereichen sowie im Bereich von Mittelstützen in Brückenlängsrichtung, da nachträglich eingebrachte Verbindungsmittel dort mit der oberen Bewehrung bzw. einer Vorspannung interagieren.

Das Bemessungsmodell nach RANDL (2000, 2005) wurde speziell für eine nachträgliche Verstärkung im Brückenbau entwickelt und enthält auch Hinweise zur Kontrolle der Rissbildung infolge Zwangs sowie für den Nachweis gegen Ermüdung, sodass es besser als die Ansätze der deutschen Normen für eine nachträgliche Verstärkung geeignet erscheint.

### 3.5.4 Ausführungsempfehlungen

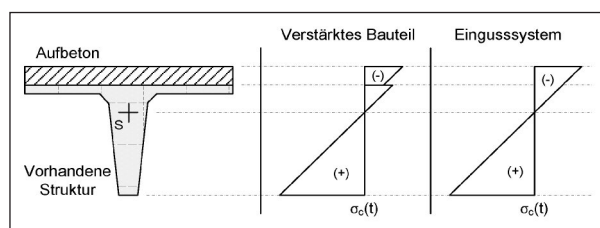
In den Normen werden nur wenige Empfehlungen für die nachträgliche Herstellung des Verbundes zweier Betonschichten gegeben. Die Rauigkeit der Oberflächen soll zumindest durch Sandstrahlen erzeugt werden, wodurch eine Rautiefe von wenigstens 3 mm bei freiliegendem und fest verankertem Korngerüst hergestellt werden soll. Die Betonrezeptur ist ebenfalls anzupassen. Um die Oberflächen möglichst gut miteinander zu verbinden, soll ein fließfähiger Beton verwendet werden, der aufgrund seines geringen Schwindvermögens (RSS-Beton) geringe zeitabhängige Spannungen in die Fuge einträgt. Es ist zu beachten, dass der Beton nicht beliebig fließfähig sein kann, wenn die Fahrbahnplatte mit einem Quergefälle hergestellt wird (MÜLLER, 2009). Im Zuge der Betonage werden eine gute Verdichtung sowie eine gute Nachbehandlung verlangt, um den Formschluss und die Dauerhaftigkeit weiter zu verbessern.

### 3.5.5 Umlagerungen und zeitabhängiges Materialverhalten

Durch das kraftschlüssige Zusammenfügen eines bestehenden alten Bauteils mit einem neuen Querschnitt entstehen Umlagerungsschnittgrößen. Das ergänzte System ist grundsätzlich bestrebt, den idealen Spannungszustand eines in einem Guss hergestellten Systems zu erreichen. Aufgrund der begrenzten Größe des Kriechmaßes sowie der starren Verbindung in der Fuge gelingt dies jedoch nur bedingt und in der Fuge zwischen vorhandener Struktur und Betonergänzung entstehen Zwangsspannungen (Bild 48, ALBERT, 2008; ZILCH, 2010).

Im Gegensatz zum üblichen Hochbau, beispielsweise bei Halbfertigteilen für Deckenplatten, die innerhalb sehr kurzer Zeiträume ergänzt werden und im Allgemeinen große Umlagerungsmöglichkeiten aufweisen, ist im Spannbetonbau und auch bei einer nachträglichen Verstärkung im Brückenbau eine explizite Betrachtung der zeitabhängigen Spannungsverteilung erforderlich (ALBERT, 2008).

Aufgrund des zum Teil erheblich unterschiedlichen Alters zwischen vorhandener Struktur und Betonergänzung kommt es zu einem relativen Kriechen und Schwinden zwischen den Bauteilen. Aufgrund der höheren Kriechfähigkeit der nachträglich ergänzten Betonelemente reduziert sich der effektive Elastizitätsmodul. Durch die verringerte Steifigkeit werden geringere Teilschnittgrößen in die Ergänzung umgelagert bzw. die Schnittgrößen verbleiben in der Ursprungsstruktur, sodass sich die Effektivität der Verstärkung verringert. Die Mechanismen sind noch nicht vollständig geklärt. Neben den vorhandenen Materialparametern haben auch die Eigenschaften des Systemquerschnitts und der Belastung Einfluss auf die Umlagerungsschnittgrößen (BEUSHAUSEN, 2006; HARTL, 2011).



**Bild 48:** Spannungen im verstärkten Querschnitt sowie im Eingussystem



### 3.5.6 Zusammenfassung

Das Gesamttragverhalten eines nachträglich verstärkten Betonbauteils wird entscheidend durch das Tragverhalten der Fuge über die drei Anteile „Adhäsion“, „Reibung“ und „Verbundbewehrung“ bestimmt. Die drei Anteile wirken in Abhängigkeit der relativen Verschiebung der Fugenoberflächen. Ein mechanisches Modell, das das gemeinsame Tragverhalten erfasst, existiert zurzeit noch nicht. Nach DIN-Fachbericht 102 (DIN, 2009) wird bei der Bemessung nicht zwischen einer planmäßigen Ergänzung und einer nachträglichen Verstärkung unterschieden. In beiden Fällen werden alle drei Anteile zugleich angesetzt, wobei bei dynamischer Belastung die Adhäsion nicht angesetzt werden darf. Folglich kann aufgrund der dynamischen Verkehrsbelastung ein Beton-Beton-Verbund bei adaptiven Brücken nur durch die Anteile Verbundbewehrung und Reibung hergestellt werden.

Spezifische Anforderungen an die Herstellung und Bemessung von Aufbeton im Brückenbau werden in Österreich durch die RVS 15.02.34 (FSV, 2011) gegeben. Eine vergleichbare deutsche Regelung existiert derzeit nicht.

Besonderes Augenmerk ist bei nachträglichen Verstärkungen auf die Berücksichtigung von Schnittgrößenumlagerungen zu legen. Dabei sind sowohl Umlagerungen infolge der Steifigkeitserhöhung durch die Betongergänzung als auch Umlagerungen infolge des zeitabhängigen Materialverhaltens zu beachten.

## 3.6 Verbindungsmittel

### 3.6.1 Stahlverbundbau

Im Verbundbau wird die möglichst ideale Nutzung der Trageigenschaften der Baustoffe Stahl und Beton angestrebt (vgl. Kapitel 3.4). Entscheidend für das Zusammenwirken von Stahlverbundkonstruktionen ist die Kraftübertragung zwischen den einzelnen Bauteilen. Hierfür werden bevorzugt Kopfbolzen eingesetzt. In der Literatur sind entsprechende mechanische Modelle und Bemessungsvorschriften zu finden, z. B. HOFMANN (2004), SCHMID (2010).

Für den Nachweis eines Anschlusses mit Kopfbolzen sind für eine Zug- bzw. Querbeanspruchung folgende Punkte nachzuweisen:

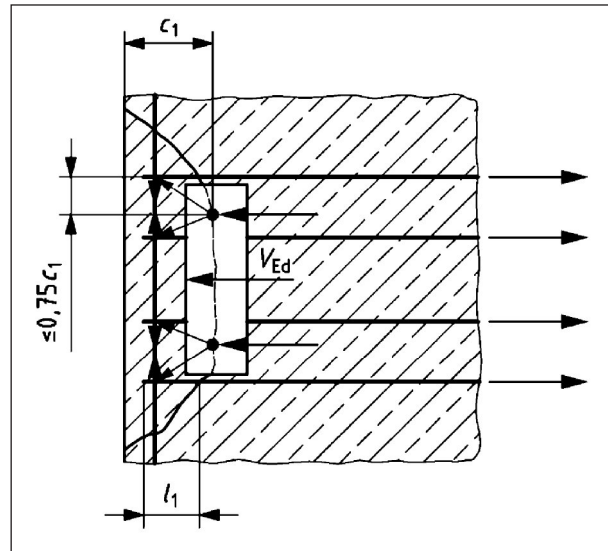


Bild 49: Oberflächenbewehrung zur Übertragung von Querlasten aus dem Befestigungsmittel (CEN/TS 1992-4)

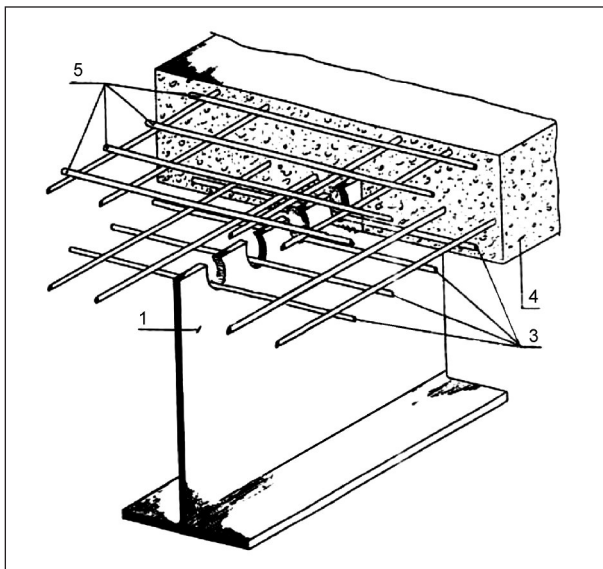
- Stahlversagen,
- Verbundversagen (Herausziehen),
- Betonversagen (Betonausbruch, Spalten).

Druckkräfte werden durch die Ankerplatte auf den Beton übertragen, Ermüdungsnachweise können über zulässige Schwingbreiten geführt werden. Zur Erhöhung der Zug- und Schubtragfähigkeit der Bolzen können Zusatzbewehrungen angeordnet werden (EOTA, 2007).

Der Widerstand bei Zug- sowie Querbeanspruchung ist getrennt zu untersuchen. Die erforderlichen Teilsicherheitsbeiwerte können den Zulassungen entnommen werden.

Eine Zusatzbewehrung für Querlasten kann in Form einer Oberflächenbewehrung (Bild 49) oder mit Bügeln und Schlaufen ausgebildet werden. Dabei muss die Bewehrung außerhalb des Betonkantenabsturzes verankert werden. Die Stäbe der Zusatzbewehrung sollten mit direktem Kontakt zum Bolzen und möglichst nah an der Ankerplatte angeordnet sein.

Neben den klassischen Verbindungsmitteln werden im Brückenbau zunehmend innovative Verbindungsmittel, z. B. Zahnleisten (Bild 39), eingesetzt (SCHLAICH, 2002, SCHMID, 2011b, 2011a). Eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung wurde noch nicht erteilt, sodass für die Anwendung eine Zulassung im Einzelfall erforderlich ist. Versuche wurden bisher nur für statische Belastungen durchgeführt. Eine Ausweitung der Untersuchungen auf



**Bild 50:** Ausbildung einer Dübel- oder Puzzleleiste (KÜCHLER, 2009)

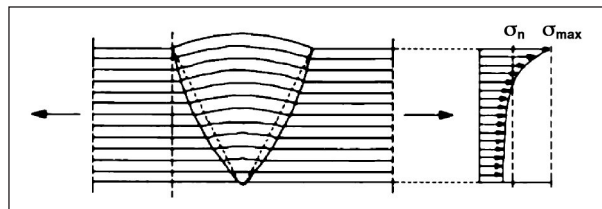
Wechsel- und Schwellbeanspruchungen sowie Aussagen zur Duktilität stehen noch aus (SCHMID, 2011b).

Im Hochbau wurden bereits leistenförmige Verbindungsmittel (Dübel- oder Puzzleleisten) eingesetzt (Bild 50). Durch die Einbindung der Puzzleleiste in den Betonobergurt werden die Öffnungen mit Beton gefüllt. Es bilden sich Betondübel aus, die zur Übertragung von Schubspannungen genutzt werden können (FELDMANN, 2007; WAGNER, 2011). Auch für Puzzleleisten gibt es noch keine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung. Sie weisen ein vergleichsweise geringes Verformungsvermögen sowie eine geringe plastische Momententragfähigkeit auf (KÜCHLER, 2009). Erste Untersuchungsergebnisse zur Kombination der Puzzleleisten mit ultrahochfestem Beton zeigen eine positive Tendenz (HEGGER, 2008), sind aber noch nicht ausreichend erforscht.

### 3.6.2 Stahlbau

Stahlbauverbindungen können bei adaptiven Brücken zum einen für den Anschluss von Stahlbauteilen an die Verbindungsmittel des Verbundbaus (z. B. Ankerplatten mit Kopfbolzendübeln) und zum anderen für die Verbindung von Stahlbauteilen untereinander (z. B. in ergänzenden Elementen) angewandt werden. Im Stahlbau werden in der Regel zwei Verbindungstypen eingesetzt:

- Schweißverbindungen,
- Schraubenverbindungen.



**Bild 51:** Spannungsverteilungen an einer Kerbe (WAGENKNECHT, 2009)

Schweißverbindungen werden bevorzugt im Werk hergestellt. Auf der Baustelle besteht die Gefahr, dass die Qualität der Schweißnaht durch Umwelteinflüsse negativ beeinflusst wird. Des Weiteren kann es erforderlich sein, in ungünstigen Schweißpositionen zu arbeiten, wohingegen im Werk in Normallage (horizontale Naht) geschweißt werden kann. Entscheidend für die Tragfähigkeit einer Schweißverbindung ist insbesondere die Qualität der Schweißnahtwurzel. Bei Stumpfnähten ist daher eine Vorbereitung der Nahtkante durch Abfasen erforderlich. Dicke Nähte sind in mehreren Lagen herzustellen (WAGENKNECHT, 2009). Insgesamt entsteht durch Schweißen eine vollständig kraftschlüssige Verbindung, die statisch sowie dynamisch belastet werden kann.

Die Grenztragfähigkeit einer Schweißverbindung wird durch die folgenden Parameter bestimmt:

- Baustahlsorte,
- Nahtart,
- Nahtgüte,
- Beanspruchung.

Die Grenztragfähigkeit sowie die Beanspruchung der Naht können nach DIN 18800-1 (DIN, 2008) bestimmt werden.

Die Ermüdungsfestigkeit einer Schweißverbindung wird durch deren Ausbildung (Kerbfall) beeinflusst. Durch die Störung des Kraftflusses an der Naht entstehen Spannungsspitzen, die die aufnehmbare Schwingbreite herabsetzen (Bild 51). Die Größe der aufnehmbaren Schwingbreite kann in Abhängigkeit des vorhandenen Kerbfalls aus entsprechenden Tabellen der Norm entnommen werden. Alternativ kann die Ermüdungsfestigkeit auch über Spannungskollektive oder Schadensakkumulationen bestimmt werden.

Schraubenverbindungen sind die wichtigsten lösbaren Verbindungen im Stahlbau. Sie dienen meist dazu, transportfähige Einzelbauteile auf der Bau-

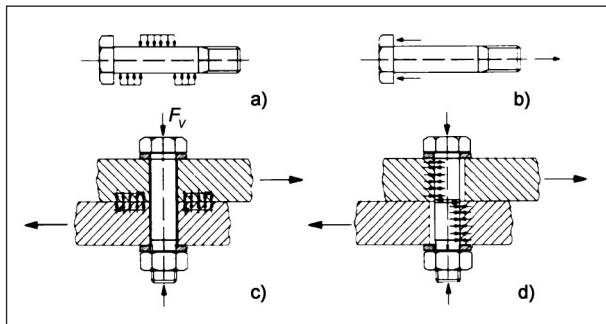
stelle zu verbinden. Schraubenverbindungen ermöglichen die Ausbildung gelenkiger sowie biege-steifer Anschlüsse.

Wichtige Einflussgrößen sind:

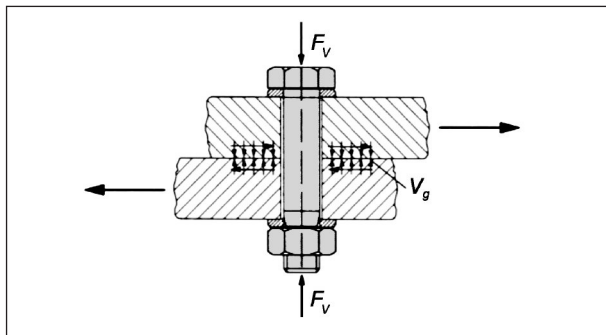
- Schraubenwerkstoff,
- Schraubenform,
- Art der Vorspannung,
- Art der Beanspruchung (Bild 52),
- Wirkungsweise der Verbindung.

Die Wirkungsweise der Schraubenverbindung wird maßgeblich durch deren Ausführung bestimmt. Während Scher-Lochleibungs(SL)- und planmäßig vorgespannte Scher-Lochleibungs(SLV)-Verbindungen aufgrund der Wirtschaftlichkeit am häufigsten ausgeführt werden, sind für Tragwerke mit Ermüdungsbeanspruchung gleitfest planmäßig vorgespannte (GV)- und gleitfest planmäßig vorgespannte Pass (GVP)-Verbindungen (Bild 53) zu verwenden.

Die Bestimmung der Grenztragfähigkeit einer Schraubenverbindung erfolgt nach DIN 18800-1 (DIN, 2008).



**Bild 52:** Beanspruchungsarten der Schrauben im Stahlbau, Schraubenschaft auf Biegung (a), Schraube auf Zug (b), gleitfeste Verbindung (c) und Lochleibung (d) (WAGENKNECHT, 2009)



**Bild 53:** Gleitfest vorgespannte Schraubenverbindung (WAGENKNECHT, 2009)

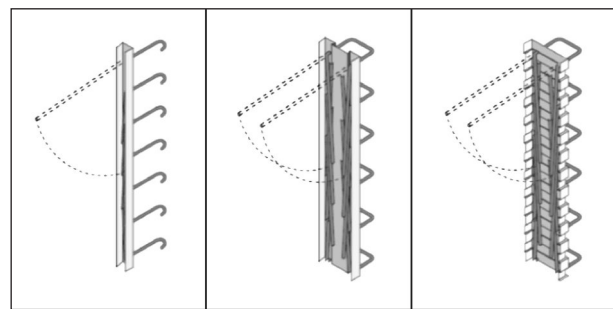
In jüngster Zeit wurden im Stahlbau auch erfolgreich Klebverbindungen eingesetzt (WIßLING, 2004; FELDMANN, 2006). Aufgrund der geringen Erfahrungswerte wird diese Verbindungsart im Rahmen des Forschungsprojektes nicht weiter verfolgt.

### 3.6.3 Stahlbetonbau

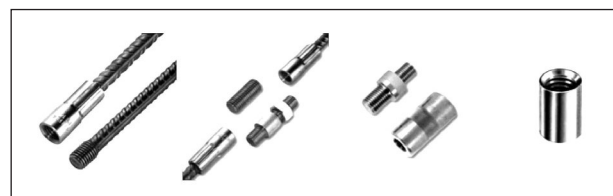
Für eine spätere Adaption eines Brückenbauwerks ist ggf. bereits beim Neubau eine Anschlussbewehrung vorzusehen, die vor Umwelteinflüssen zu schützen ist.

Verwahrkästen (Bild 54) werden inklusive der abgebogenen Anschlussbewehrung direkt bei Herstellung des ersten Betonierabschnitts an der Schalung befestigt und in den vorhandenen Bewehrungskorb eingebunden. Nach dem Ausschalen des ersten Abschnitts kann der Verwahrkasten geöffnet und die Bewehrung in die endgültige Lage zurückgebogen werden. Die Profilierung der Fuge kann direkt durch die entsprechende Ausbildung des Verwahrkastens hergestellt werden (SIPPEL, 2012). Die Dauerhaftigkeit der Anschlüsse wird durch Profile und Deckel aus verzinktem Stahlblech sichergestellt. Zudem ist eine Ausführung mit korrosionsfreien Edelstahlstäben möglich.

Durch Muffen können Bewehrungsseisen gekoppelt und über Arbeitsfugen verlängert werden (Bild 55). Neben der regulären Koppelmuffe zur Verbindung



**Bild 54:** Rückbiegeanschlüsse mit Verwahrkästen, unterschiedliche Ausführungsvarianten



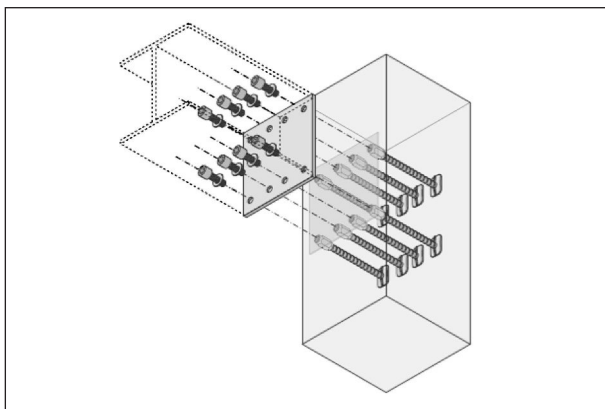
**Bild 55:** Muffenverbindungen für Bewehrungsstäbe mit zylindrischem Gewinde (SIPPEL, 2012)

von zwei gleichartigen Stäben stehen weitere unterschiedliche Muffentypen zur Verfügung:

- Rechts-Links-Muffen zum Verspannen starrer Stäbe,
- Reduziermuffen zur Verbindung unterschiedlicher Durchmesser,
- Plattenverankerungen zur Verkürzung der Verankerungslänge,
- Übergangsmuffen für den Anschluss von Stahlbauteilen.

Beim Einbau werden die Muffen mit Positionsplatten an der Schalung befestigt und die Anschlussbewehrung durch die Verbindung mit dem vorhandenen Bewehrungskorb in ihrer Lage fixiert. Muffenanschlüsse werden über bauaufsichtliche Zulassungen geregelt. Im Regelfall dürfen Bewehrungsstäbe, die durch Muffen gestoßen werden, wie ein durchgängiger Stab betrachtet werden. Bezüglich der Dauerhaftigkeit ist zu beachten, dass die Muffen zwar aus rostfreien Materialien (z. B. Edelstahl) hergestellt werden können, jedoch nur für relativ kurze Zeiträume bis zur weiteren Nutzung vorgesehen sind. Für eine längere Verweildauer im Bauwerk sind zusätzliche Schutzmaßnahmen erforderlich.

Muffenverbindungen können auch durch Stäbe mit aufgeschmiedeten Ankerköpfen erfolgen (DIBt, 2009). Sie wurden zur Verankerung von Zugkräften in räumlich beschränkten Konsolen oder Rahmenecken entwickelt, können aber auch für eine abschnittsweise Herstellung verwendet werden. Alternativ können mit den Muffen beliebige Stahlbauteile angeschlossen werden (Bild 56, DIBt, 2010a).



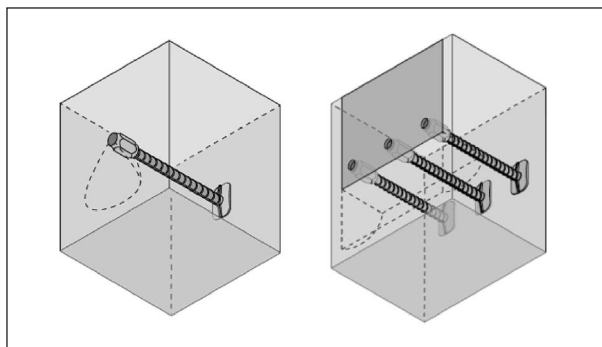
**Bild 56:** Ausführungsbeispiel für den Anschluss von Stahlbauteilen (HALFEN, 2010)

Der Einsatz von Bewehrungsstäben mit aufgeschmiedeten Ankerköpfen wird durch bauaufsichtliche Zulassungen geregelt. Beim Anschluss von Stahlbauteilen sind die Nachweise für die Schraubverbindung sowie die Muffen nach DIN 18800-1 (DIN, 2008) zu führen.

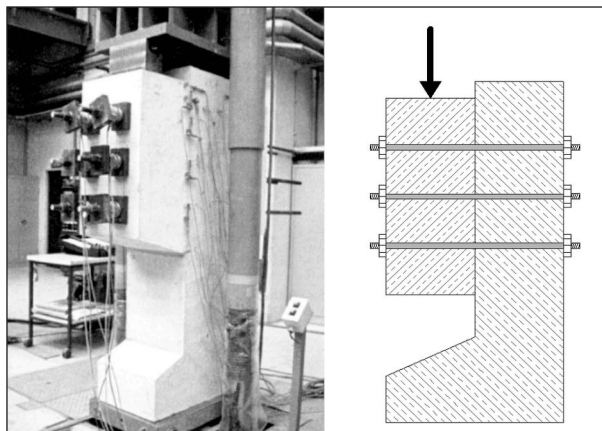
Die maximale Querkrafttragfähigkeit des Stahlbauteils wird auch durch die Tragfähigkeit des Betons bestimmt. Neben dem Widerstand gegen lokalen Betonausbruch ist der Widerstand gegen Betonkantenbruch zu bestimmen (Bild 57).

Eine weitere Möglichkeit zur Verbindung zweier Stahlbetonbauteile besteht in der Verwendung kurzer Stabspannglieder. Diese finden hauptsächlich Anwendung in der Bauwerksinstandsetzung sowie für Brückenverstärkungen und als Verbindungselemente. Konkrete Beispiele sind angespannte Konsolen (Bild 58) sowie nachträglich eingebaute Umlenk- und Ankerpunkte für externe Spannglieder (Bild 12).

Wie bei Spanngliedern üblich sind die Stabspannglieder mit einem Fest- sowie einem Spannanker



**Bild 57:** Lokaler Betonausbruch (links) und Betonkantenbruch (rechts) (HALFEN, 2010)



**Bild 58:** Angespannte Konsole im Versuch (IVÁNYI, 2003)



versehen. Zudem ist eine Ausführung mit Verbund sowie ohne Verbund zulässig. Die Vorspannung wird durch eine Kugelbundmutter, die auf den Spannstab aufgeschraubt wird, auf eine Ankerplatte und von dieser auf die Bauteile übertragen.

Die Bemessung von Stabspanngliedern wird im DIN-Fachbericht 102 (DIN, 2009) geregelt. Ergänzende Angaben, wie z. B. die Abmessungen der Stabspannglieder, die maximal zulässige Vorspannkraft sowie zulässige Krümmungsradien, sind in der aktuell gültigen Zulassung zu finden. Durch die eingepprägten Vorspannkraften können Zugkräfte direkt ausgeglichen werden. Schubkräfte können über Reibung abgetragen werden. Druckkräfte werden durch den Beton abgetragen.

Die Vorbereitung des nachträglichen Anschlusses von ergänzenden Bauteilen mit Stabspanngliedern erfordert den vorbereitenden Einbau von Hüllrohren und eine ausreichende Oberflächenfestigkeit im Bereich der späteren Fuge, die eine Schubkraftübertragung durch Reibung zulässt. Durch eine Anpassung der Brückenschalung können beliebige verzahnte Oberflächen ausgebildet werden. Die Herstellung einer rauen Oberfläche ist nachträglich mit üblichen Verfahren möglich.

Die Dauerhaftigkeit der Stabspannglieder ist bei intaktem Korrosionsschutz unproblematisch. Durch die Austauschbarkeit von Spanngliedern ohne Verbund wird die Sicherheit zusätzlich erhöht.

Zum Anschluss von zwei Betonbauteilen können auch Bewehrungsstäbe nachträglich eingebohrt oder eingeschlitzt werden. Den verschiedenen bauaufsichtlich zugelassenen Systemen liegt ein gemeinsames Prinzip zu Grunde. Ein nachträglich hergestelltes Bohrloch wird in ausreichendem Maß mit Mörtel oder Kunstharz verfüllt und die Anschlussbewehrung eingedrückt oder eingeschlagen. Die Verankerung der Anschlussbewehrung erfolgt durch Verbund bzw. Übergreifung. Aufgrund des erforderlichen Eingriffs in die vorhandene Struktur wird diese Form des Bewehrungsanschlusses für die adaptiven Brücken nicht weiter betrachtet.

Neueste Forschungen zeigen, dass der Einsatz von Klebeverbindungen auch im Betonbau möglich ist. Nach der Verbindung von Stahl- und CFK-Lamellen mit Stahlbetonkonstruktionen wurden zuletzt auch Stahlbetonbauteile untereinander mit Klebefugen verbunden (vgl. Gärtnerplatzbrücke, Bild 42 und Bild 43). Die Tragfähigkeit dieser Verbindun-

gen wird durch die Oberflächenzugfestigkeit der angrenzenden Betonschichten bestimmt und ist derzeit nur bei ultrahochfesten Betonen sinnvoll. Entscheidend für die zukünftige Anwendung dieser Technik werden weitere Untersuchungsergebnisse zur allgemeinen Tragfähigkeit sowie zur Dauerhaftigkeit und Betriebsbeanspruchung sein (FREISINGER, 2008; KRELAUS, 2008).

### 3.6.4 Stahlbetonfertigteilebau

Die Vorteile von Stahlbetonfertigteilen können zielgerecht im Rahmen der adaptiven Brückengestaltung genutzt werden. Dies sind vor allen Dingen:

- hohe Ausführungsqualität,
- verkürzte Bauzeit,
- vereinfachte Baustelleneinrichtung.

Im Fertigteilebau werden planmäßig die einzelnen Bauteile nachträglich miteinander verbunden. Die Fugen müssen folglich kraftschlüssig ausgebildet werden und je nach Notwendigkeit Normalkraft-, Querkraft- und Momentenbelastungen aufnehmen können. Daher wurden innovative Verbindungsmittel entwickelt, die eine schnelle und einfache Verbindung auch großformatiger Bauteile ermöglichen. Diese wurden überwiegend für den Hochbau entwickelt.

Im Rahmen dieses Forschungsprojektes wurden folgende Verbindungstypen untersucht:

- Stützenverbindungen,
- Wandverbinder,
- Konsolensysteme,
- Querkraftdorne.

Bei Stützenverbindungen ist zunächst davon auszugehen, dass die Hauptbelastung der Anschlüsse in Stützenrichtung erfolgt. Dennoch sind zwei Anschlusstypen zu unterscheiden:

- reiner Druckstoß (Stumpfstoß),
- biegesteifer Stoß.

Für reine Druckstöße sind nach DIN-Fachbericht 102 (DIN, 2009) hart- oder weichgebettete Fugen zulässig, wobei eine Fuge als hartgebetet eingeordnet wird, wenn der Elastizitätsmodul des Fugenmaterials mindestens 70 % des Elastizitätsmoduls des Betons erreicht. Der Kraftfluss im Stoßbereich

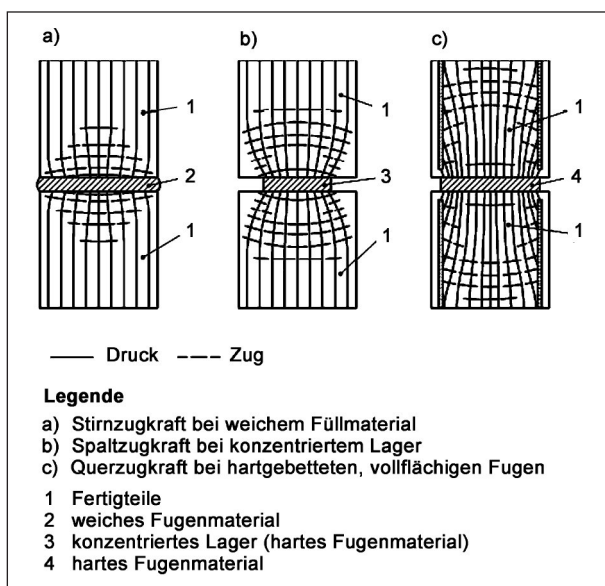


Bild 59: Querspannungen in Druckfugen (DIN-FB 102)

bildet sich in Abhängigkeit der Fugenausbildung aus (Bild 59).

Die Querspannungen infolge des Kraftflusses sind zu bestimmen und die angrenzenden Bauteile entsprechend zu bewehren. Im Regelfall wird entweder eine Stirnflächenbewehrung oder eine Stahlplatte eingebaut (MINNERT, 2000; BACHMANN, 2009).

Biegesteife Stöße nach DIN-Fachbericht 102 sind aufwändiger. Hierfür gibt es folgende Ausführungsmöglichkeiten:

- Übergreifungsstöße,
- geschweißte Verbindungen,
- Schraub- und Vergussmuffen,
- Zusammenspannen mit Rechts-Links-Muffen.

Muffenverbindungen und nachträglich hergestellte Übergreifungsstöße wurden bereits erwähnt. Neben diesen klassischen Verbindungen stehen Balken- oder Stützenschuhe zur Ausbildung biege-steifer Rahmenecken zur Verfügung. Sie werden im anzuschließenden Bauteil eingebaut und über Anschlussbewehrung verankert (Bild 60).

Balken- und Stützenschuhe sind typengeprüfte Bauteile und benötigen keine bauaufsichtliche Zulassung. Die Bemessung im Hochbau ist geregelt und erfolgt nach DIN 18800-1 (DIN, 2008) sowie DIN EN 1992 (DIN, 2011) für die Verankerung im Stahlbetonbauteil. Druck- und Zugkräfte können

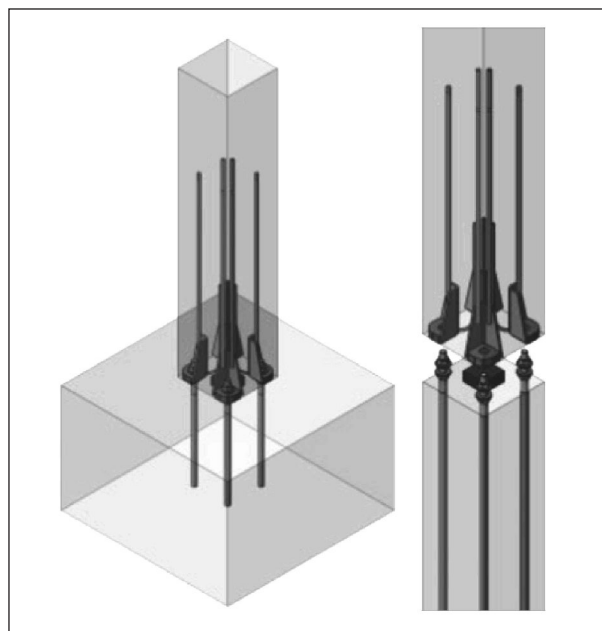


Bild 60: Einsatz von Stützenschuhen (SIPPEL, 2012)

über die Balkenschuhe übertragen werden. Momente infolge des inneren Hebelarms können so ebenfalls übertragen werden. Für die Übertragung von Schubkräften ist die Fuge entsprechend zu verzahnen oder eine Konsole auszubilden. Die zugehörigen Ankerbolzen benötigen eine bauaufsichtliche Zulassung. Die untersuchten Zulassungen erlauben jedoch keine dynamische Beanspruchung der Ankerbolzen, sodass eine Anwendung für adaptive Brücken derzeit nicht möglich ist.

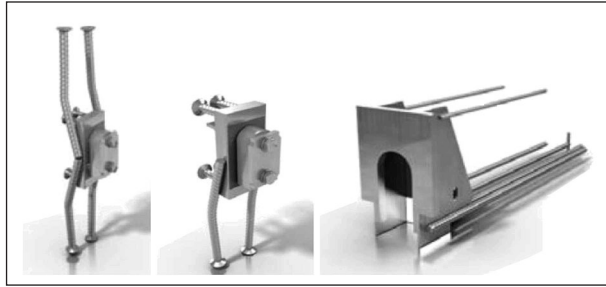
Des Weiteren werden im Fertigteilbau verschiedene Verbindungsmittel zur Verbindung von Wandelementen eingesetzt:

- flexible Rückbiegeanschlüsse,
- Universal-Verbinder,
- Spannschlösser.

Die Kraftübertragung wird bei den flexiblen Rückbiegeanschlüssen (z. B. DIBt, 2010b) durch nachträglich eingestellte Bewehrungsstäbe und Vergießen der Fuge sichergestellt.

Die Universal-Verbinder (z. B. H-Bau, 2010) bestehen aus zwei Teilen, die so ausgebildet sind, dass sie sich ineinander verhaken können und anschließend Kräfte übertragen.

Spannschlösser (z. B. DIBt, 2010c) werden eingesetzt, um zwei Bauteile zu verbinden, in denen Muffenstäbe verankert sind. Die Bauteile werden anschließend durch Schrauben verspannt.



**Bild 61:** Versteckte Konsolen, Einbauteile mit Stahlknaggen und Trägerschuh (PEIKKO, 2012)

Die untersuchten Wandverbinder sind bauaufsichtlich zugelassen. Die Kraftübertragung für Zug- und Querkkräfte parallel oder senkrecht zur Fuge wird durch die Verbinder sichergestellt. Druckkräfte werden durch die Betonfertigteile übertragen. Eine dynamische Beanspruchung ist derzeit bei keinem der untersuchten Verbinder zulässig.

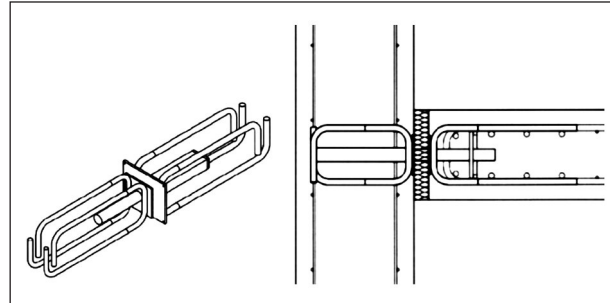
Für Konsolanschlüsse können im Fertigteilbau Stahlösungen genutzt werden (Bild 61). Hierbei werden Einbauteile bündig mit der Schalung verbaut, die nach dem Ausschalen mit einer Stahlknagge vervollständigt werden. Es entsteht eine vollständig verdeckte Konsole zur gelenkigen Lagerung von Stahlbeton- und Stahlträgern, die mit den passenden Trägerschuhen ausgestattet sind. Die Konsolsysteme sind für eine sehr große Vertikalbelastung ausgelegt, können aber nur geringe Horizontalkräfte aufnehmen.

Derartige Konsolsysteme sind bisher in Deutschland nicht zugelassen.

Eine europäische Zulassung auf Basis der DIN EN 1992 (DIN, 2011) ist in Vorbereitung. Eine Betriebsbeanspruchung ist nach Angaben des Herstellers gesondert nachzuweisen. Dabei wird empfohlen, die Sicherheitsbeiwerte anzupassen.

Querkraftdorne wurden entwickelt, um große Querkkräfte ohne aufwändige Konstruktionen über Kontaktfugen übertragen zu können. Es sind Dornsysteme verfügbar, die aus zwei Teilen bestehen und durch die vorhandene Anschlussbewehrung verankert werden (Bild 62). Die Dauerhaftigkeit des vorbereitend eingebauten Hülseanteils kann durch die Verwendung rostfreier Materialien (z. B. Edelstahl) sichergestellt werden.

Querkraftdorne sind bauaufsichtlich zugelassen, können allerdings ausschließlich Querkkräfte übertragen. Sie können folglich nur Teil einer Gesamtverbindungsstruktur sein. Eine dynamische Beanspruchung ist nicht zulässig.



**Bild 62:** Querkraftdorn, Bauteil (links) und Anwendung (rechts) (DIBt, 2011)

### 3.6.5 Zusammenfassung

Die Anschlussvarianten des Verbundbaus wurden für Brückenbauwerke bereits vielfach erfolgreich eingesetzt (vgl. Kapitel 3.4). Im Hinblick auf adaptive Brücken können die vorgestellten Anschlüsse vorbereitend eingebaut werden und später direkt mit stahlbaumäßigen Anschlüssen versehen werden (vgl. Kapitel 3.6.2). Eine vollständige Kraftübertragung ist auf kleiner Fläche möglich. Durch den Einsatz von Stahlteilen wird ein relativ geringes zusätzliches Eigengewicht eingebracht. Negativ zu bewerten ist, dass Maßnahmen zum Korrosionsschutz aufzubringen sind. Zurzeit sind ausschließlich Kopfbolzen zugelassen. Für den Einsatz von Zahnleisten und leistenförmigen Verbundmitteln (Puzzle-Leisten) fehlen bauaufsichtliche Zulassungen.

Die Verbindungen des Stahlbaus (Schrauben- und Schweißverbindungen) können in jeder Hinsicht (statisch und dynamisch) unter Berücksichtigung der normativen Regelungen der DIN 18800-1 (DIN, 2008) für adaptive Anschlüsse genutzt werden. Bei Schweißverbindungen sind geschützte Herstellbedingungen zu gewährleisten.

Die im Stahlbetonbau üblichen Verbindungsmittel, wie z. B. Rückbiegeanschlüsse, Bewehrungsmuffen, Bewehrungsanker mit Muffenverbindungen, Stabspannglieder, können bei Herstellung eines entsprechenden Korrosionsschutzes für einen längeren Zeitraum im Bauwerk verbleiben und für die Herstellung adaptiver Brücken eingesetzt werden. Der Einsatz nachträglich eingemörtelter Bewehrungsstäbe erfordert nachträgliche Bohrungen und wird nicht weiter untersucht. Die Bemessung der vorgenannten Stahlbetonverbindungen orientiert sich an den jeweiligen bauaufsichtlichen Zulassungen und DIN-FB 102 (DIN, 2009).

Verbindungen des Stahlbetonfertigteilbaus erfüllen das Anforderungsprofil von adaptiven Brücken

(z. B. vorbereitender Einbau, schnelle und einfache Verbindung) sehr gut (vgl. Kapitel 2.3). Allerdings verfügen die Anschlüsse derzeit im Allgemeinen nicht über eine Zulassung für dynamische Beanspruchungen und werden daher nicht für die weiteren Untersuchungen betrachtet. Eine Ausnahme stellen in diesem Zusammenhang die klassischen Stützenverbindungen dar. Diese können sowohl für reine Druckstöße als auch biegesteife Stöße im adaptiven Brückenbau eingesetzt werden.

Eine Übersicht der im Rahmen des Forschungsprojektes untersuchten Verbindungsmittel kann Anlage 3 entnommen werden.

## 4 Entwicklung adaptiver Hohlkastenbrücken

### 4.1 Allgemeines

Im vierten Kapitel sollen die Grundlagen für die exemplarischen Berechnungen im fünften Kapitel geschaffen werden. Zugleich werden durch die Untersuchungen in diesem Kapitel die Grundlagen für eine Anwendung in der Praxis geschaffen bzw. die erforderlichen Arbeitsschritte erläutert. Der in Kapitel 3 beschriebene Stand der Technik kann als Basis der Entwicklungen angesehen werden und wird als bekannt vorausgesetzt.

Die Entwicklung der Grundlagen für die exemplarischen Berechnungen gliedert sich in drei Schritte:

- adaptive Gestaltung von Hohlkastenbrücken,
- Entwicklung von Adaptionmaßnahmen,
- Detaillierung ausgewählter Maßnahmen.

Der erste Punkt beinhaltet die exemplarische Darstellung unterschiedlicher Ansatzpunkte zur perspektivischen Anpassung von Hohlkästen an eine spätere flexible Adaption.

Der zweite Schritt ist die Entwicklung eines Katalogs von Adaptionmaßnahmen. Durch diesen Katalog wird zum einen der aktuelle Stand der Technik zusammengefasst, zum anderen wird eine exemplarische Bewertung entsprechend dem Anforderungsprofil ermöglicht. Anhand der Bewertung können anschließend Maßnahmen für eine grundlegende Detaillierung ausgewählt werden. Der Katalog ist offen gestaltet, stellt eine Arbeitsgrundlage dar und kann von einem Anwender flexibel einge-

setzt, angepasst und ergänzt werden. Der exemplarisch im Rahmen des Forschungsprojekts ausgearbeitete Maßnahmenkatalog kann der Anlage 4 entnommen werden.

Im Anschluss erfolgt die Detaillierung ausgewählter Maßnahmen:

- stützende Streben,
- Verstärkungsrippen,
- Fachwerkstrukturen.

Neben der grundlegenden Entwicklung der ergänzenden Elemente liegt der Fokus, mit Blick auf einen gemeinsamen Lastabtrag, auf hochtragfähigen Verbindungen mit geringem Einbauaufwand. Die Untersuchungen werden zunächst losgelöst von der globalen Tragwirkung durchgeführt. Die kombinierte Wirkung von Adaptionmaßnahme und Überbau wird im Kapitel 5 anhand von umfangreichen Berechnungen untersucht.

Da Betonfachwerkstrukturen in jüngster Zeit nur selten und als Verstärkungsmaßnahme im Brückenbau bisher nicht angewandt wurden, werden im Kapitel 4.6 grundlegende Betrachtungen zu den Randbedingungen der Anwendung gegeben.

Für die Ausbildung der ergänzenden Elemente wird im Rahmen dieses Heftes schwerpunktmäßig der Einsatz von Beton betrachtet, da dieser sich durch eine hohe Tragfähigkeit und Steifigkeit sowie Dauerhaftigkeit auszeichnet. Außerdem sollten die Potenziale dieses im Rahmen von Verstärkungen bisher noch wenig eingesetzten Baustoffes untersucht werden. Für einen schnellen und einfachen Baufortschritt werden vorwiegend Fertigteillösungen betrachtet.

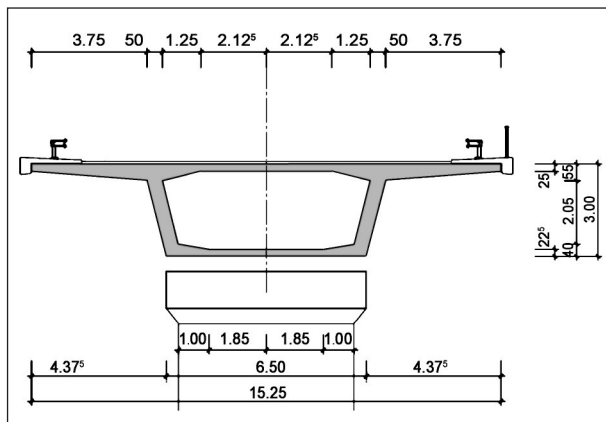
### 4.2 Adaptive Gestaltung von Hohlkastenbrücken

Im Folgenden sollen unterschiedliche Ansatzpunkte zur Gestaltung von adaptiven Brückenüberbauten im Sinne der Definition in Kapitel 2 erläutert werden. Dabei können im Rahmen dieses Heftes nur exemplarische Grundgedanken und Varianten aufgezeigt werden, um das Prinzip der adaptiven Brücke darzulegen. So gilt dieses Prinzip generell für alle üblichen Querschnittsformen, d. h. Platte, Plattenbalken und Hohlkasten. Exemplarisch wurde eine Modellbrücke mit Hohlkastenquerschnitt gewählt (Bild 63).

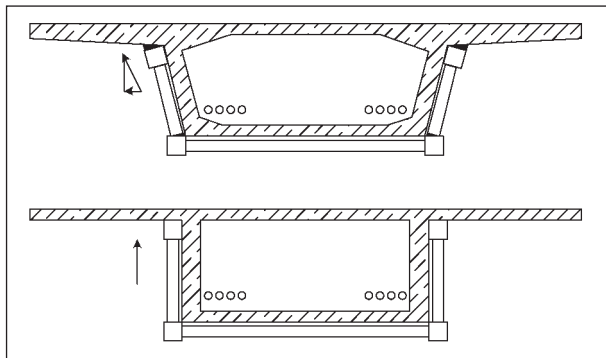


Bei der Wahl der Hohlkastenform zeigte sich, dass ein „gebräuchlicher Querschnitt“ mit schrägen Stegen und gevouteten Platten einige Probleme bei der Ergänzung aufwirft. Sämtliche Anschlüsse treffen auf schräge Ebenen und erzeugen zusätzliche Kraftkomponenten, die durch das Ursprungsbauwerk aufgenommen werden müssen. Abhilfe könnte ein Querschnitt mit senkrechten Stegen schaffen, wo die waagerechten und senkrechten ergänzenden Bauteile im 90°-Winkel angeschlossen werden. In Bild 64 ist dies anhand einer umschließenden Fachwerkverstärkung dargestellt. Um architektonischen und statisch-konstruktiven Belangen Rechnung zu tragen, wurde im Rahmen der weiteren Bearbeitung dennoch die Ausführung in Bild 63 gewählt, wobei aber festgehalten werden soll, dass bei „neuen Brückentypen“ ggf. auch ein Umdenken in „gebräuchlichen Ausführungsmustern“ erforderlich ist.

Die Vorbereitung der Anschlusspunkte für die späteren, nachträglichen Verstärkungen ist ein weiterer Entwurfspunkt. Zum einen können lokale Bereiche für einen späteren Anschluss bzw. die Einleitung einer Einzelkraft vorbereitet werden, zum anderen



**Bild 63:** Modellbrücke – Hohlkasten mit schrägen Stegen und gevouteten Platten



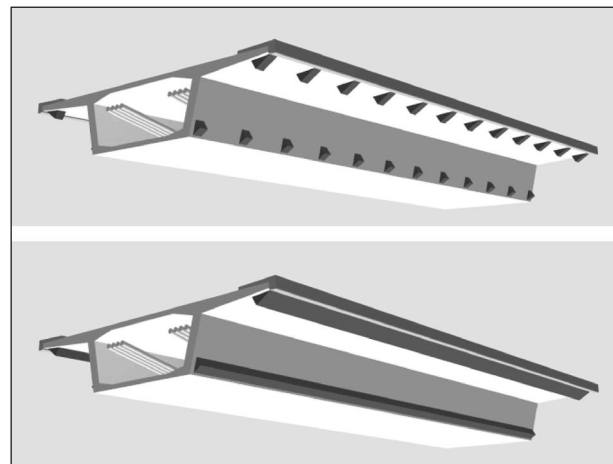
**Bild 64:** Anpassung der Geometrie – Ursprungsbauwerk mit Ergänzungsfachwerk (oben) und rechtwinklige Ausführung (unten)

können Anschlusselemente, wie z. B. Konsolen oder Aussparungen, direkt in den Überbau integriert werden. Hierbei sind u. a. folgende Punkte zu betrachten:

- Einbau von Verbindungselementen in das Ursprungsbauwerk (z. B. Bewehrungselemente, Ankerplatten mit Kopfbolzen),
- Anpassung der Oberflächenstruktur des Ursprungsbauwerks (z. B. Einbau einer Verzahnung oder Konsole),
- Verstärkung der Anschlussbereiche (z. B. vergrößerte Abmessungen oder zusätzliche Bewehrung),
- Vorkehrungen für die Weiterleitung der später eingeleiteten Kraft (z. B. Erhöhung der Tragkapazität des Ursprungsbauwerks).

In Bild 65 ist exemplarisch der direkte Einbau von monolithisch mit dem Ursprungsbauwerk verbundenen Konsolen gezeigt, die als einzelne oder als durchgängige Konsolen ausgeführt werden können. Die Einzelkonsolen lassen sich architektonisch besser in das Bauwerk integrieren; der Vorteil der durchgängigen Konsolen ist die erhöhte Flexibilität im Hinblick auf eine spätere Adaption. Während Einzelkonsolen sich primär für den Einsatz stützender Streben eignen, kann bei durchgängigen Konsolen zwischen stützenden Streben und Fachwerkelementen gewählt werden (Bild 66).

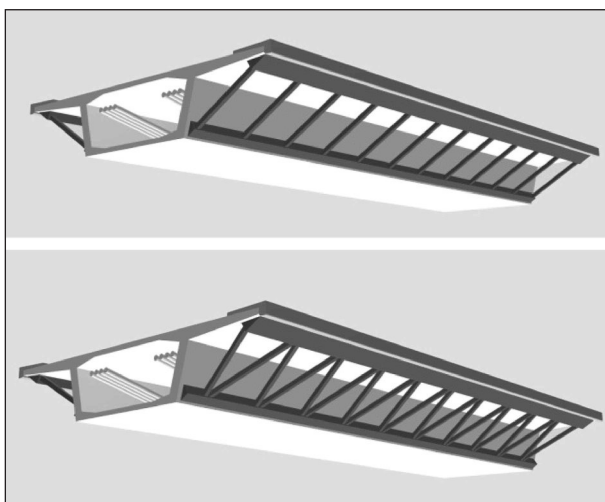
In diesem Zusammenhang sei darauf hingewiesen, dass solche Anschlusspunkte z. B. auch mit „versteckten Ankerplatten“ hergestellt werden können, die sowohl einzeln als auch durchgängig angeord-



**Bild 65:** Vorbereitung von Anschlusspunkten – Einbau von Einzelkonsolen (oben) und durchgängigen Konsolen (unten)

net werden können, oder mit Stabspanngliedern, die durch vorab installierte Leerrohre eingezogen werden und die ergänzenden Bauteile an die vorhandene Struktur anspannen. Eine weitere Möglichkeit besteht in der Integration einzelner Bauelemente der späteren Adaptionsmaßnahmen in die Neubaustuktur, z. B. Vorbereitung der vorhandenen Fahrbahnplatte als Obergurt einer ergänzenden Fachwerkstruktur.

Aus gebräuchlichen Brückenverstärkungen leitet sich die externe Längsvorspannung als Adaptionsmaßnahme unmittelbar ab. Durch den vorgehenden Einbau von Anker- und Stützstellen ist ein spä-

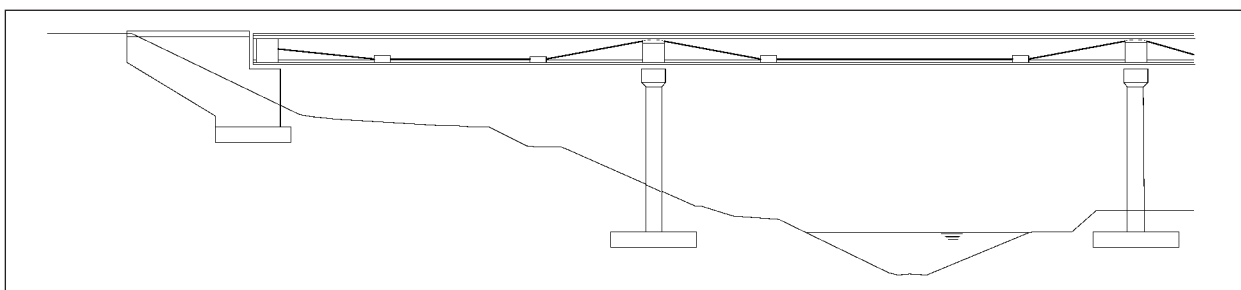


**Bild 66:** Anschluss durchgängiger Konsolen – Verstärkung mit stützenden Streben (oben) und schrägen Fachwerk-elementen (unten)

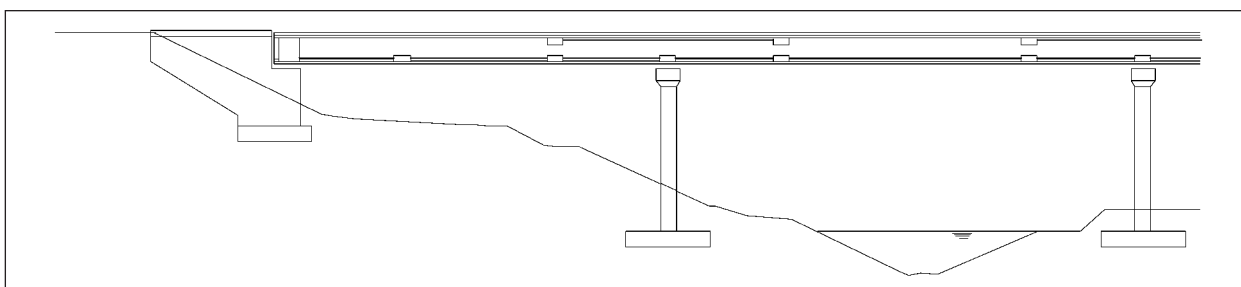
terer Einbau zusätzlicher Spannglieder schnell und problemlos möglich. Alternativ könnten die ursprünglichen Spannglieder durch größere Einheiten ausgetauscht werden. Die Anker- und Stützstellen wären in diesem Fall direkt für die spätere höhere Vorspannkraft zu dimensionieren, was natürlich auch für die anderen Bauteile des Ursprungbauwerkes gilt. Untersuchungen in der Literatur zeigen, dass der Ansatz eines Spanngliedaustausches zum Zwecke einer nachträglichen Spannkrafterhöhung auch bei intern verbundlos geführten Spanngliedern möglich ist (GLÄSER, 2010; FRITSCH, 2011).

Im Rahmen späterer Adaptionsmaßnahmen sind die Spanngliederführung in Längsrichtung und die Interaktion mit späteren adaptiven Maßnahmen im Inneren des Hohlkastens zu beachten. Externe Spannglieder werden entweder geradlinig oder polygonal geführt. Damit ist der Zugang zu den Stegen durch die externen Spannglieder eingeschränkt bzw. ein Eingriff in die Stege aufgrund „schleifender Schnitte“ mit den Spanngliedern nicht möglich.

Bild 67 zeigt exemplarisch eine polygonale externe Spanngliederführung bei einem Hohlkasten, bei der die Spannglieder je Feld zweimal umgelenkt werden. Durch die Umlenkkräfte resultiert auch eine Querkraftverstärkung, die durch die geringen verfügbaren Bauhöhen jedoch beschränkt ist. Durch eine geradlinige Spanngliederführung (Bild 68) werden im Innenraum Stegbereiche geschaffen, die



**Bild 67:** Anpassung der Spanngliederführung – polygonale Spanngliederführung



**Bild 68:** Anpassung der Spanngliederführung – geradlinige Spanngliederführung

frei von Spanngliedern sind und flexibler genutzt werden können. Allerdings entfallen die einer Querkraftbeanspruchung entgegenwirkenden Umlenkkräfte und nur die zusätzliche Normalkraft kann für eine Querkraftverstärkung genutzt werden. Außerdem erfordert die geradlinige Führung einen Mehraufwand an Spannstahl.

### 4.3 Adaptionenmaßnahmenkatalog

#### 4.3.1 Allgemeines

Die im Stand der Technik aufgeführten Maßnahmen für eine Brückenertüchtigung sowie die dargelegten innovativen Techniken für Brückenneubauten bilden die Grundlage für die Entwicklung von Maßnahmen zur Adaption von Hohlkastenbrücken. Zur besseren Strukturierung und Eingrenzung der vielfältigen Möglichkeiten, die ggf. auch untereinander kombiniert werden können, wurde ein Katalog von Adaptionenmaßnahmen entwickelt.

Der Katalog enthält drei Ebenen und ermöglicht eine strukturierte Zusammenstellung der Maßnahmen. Zudem können die Anforderungen, die an die Maßnahmen gestellt werden, kategorisiert, abgefragt und bewertet werden.

Der Katalog kann als Instrument bzw. Werkzeug eingesetzt und leicht an veränderte Randbedingungen angepasst werden. Zum einen können die vorliegenden Datenblätter abgewandelt werden, um zusätzliche Aspekte zu berücksichtigen, zum anderen können die Bewertungen durch den Anwender an selbstständig festgelegte Randbedingungen angepasst werden.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass der erarbeitete Katalog sowohl eine Sammlung aktueller Adaptionenmöglichkeiten für Spannbetonhohlkastenbrücken als auch ein Arbeitstool für die Anwendung im Rahmen weiterer Projekte darstellt.

#### 4.3.2 Struktur des Katalogs

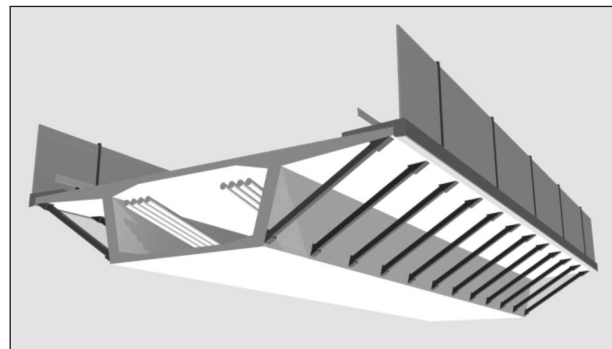
Zurzeit sind im Bereich der Verstärkung von Stahlbeton- und Spannbetonbrücken vielfältige Möglichkeiten im Einsatz, die bereits im Kapitel 3 anhand ihres Verstärkungsprinzips kategorisiert wurden. Aus der Betrachtung der jüngsten Entwicklungen im Brückenbau ergeben sich zudem Varianten zur Ergänzung des Maßnahmenkatalogs. Angelehnt an das Adaptionenkonzept wurde

der Ansatz der Verstärkung mit ergänzenden Elementen aufgegriffen.

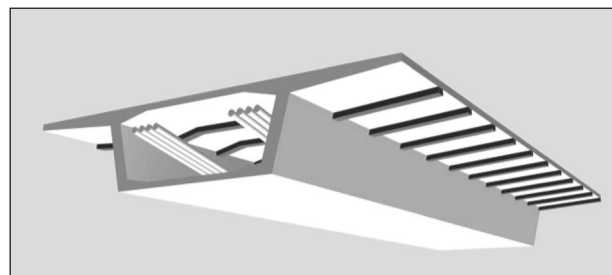
Aus den Untersuchungen zu Verbundbrücken konnte die Variante der „stützenden Streben unterhalb der Kragarme“ abgeleitet werden. Diese verspricht ein großes Potenzial hinsichtlich einer Verstärkung bei zusätzlichen Kragarmlasten oder zusätzlicher Brückenausstattung (z. B. Lärmschutzwände, Bild 69).

Der Einsatz ultrahochfester Betone im Brückenbau zeichnet sich durch die Annäherung der klassischen Massivbaukonstruktionen an die Konstruktionen des Stahlbaus aus. In diesem Zusammenhang wird der Ansatz, die zunehmend schlankeren Bauteile durch lokale Verstärkungen, meist in Form von Rippen, steif und tragfähig zu gestalten, auf die Verstärkung von Brücken übertragen. So ist sowohl im Bereich der Platten (Bild 70) als auch der Stege aktueller Konstruktionen eine Verstärkung durch Rippen möglich.

Die geringe Anzahl ausgeführter Betonfachwerkbrücken zeigt die hohe Komplexität dieser Konstruktionsform. Trotz zunehmender Vorfertigung konnten die unterschiedlichen Konstruktionen nicht mit regulären Spannbetonstrukturen konkurrieren. Dennoch erscheinen Fachwerke, speziell bei Ein-



**Bild 69:** Exemplarische Verstärkung der Kragarme eines Hohlkastenüberbaus durch stützende Streben

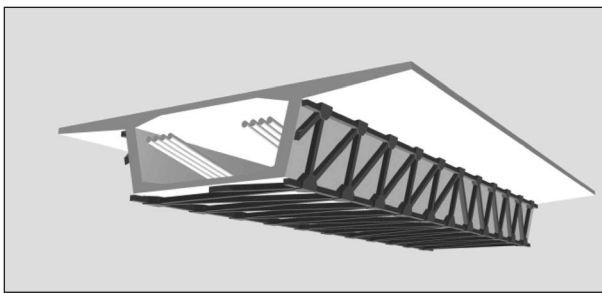


**Bild 70:** Exemplarische Verstärkung der Fahrbahnplatte eines Hohlkastenüberbaus durch Rippen

satz moderner Hochleistungsmaterialien, als geeignetes Element zur Verstärkung von Brückenstrukturen (Bild 71). Das Potenzial dieser Variante liegt insbesondere in der bisher vergleichsweise aufwändigen Querkraft- und Torsionsverstärkung der Längsrichtung.

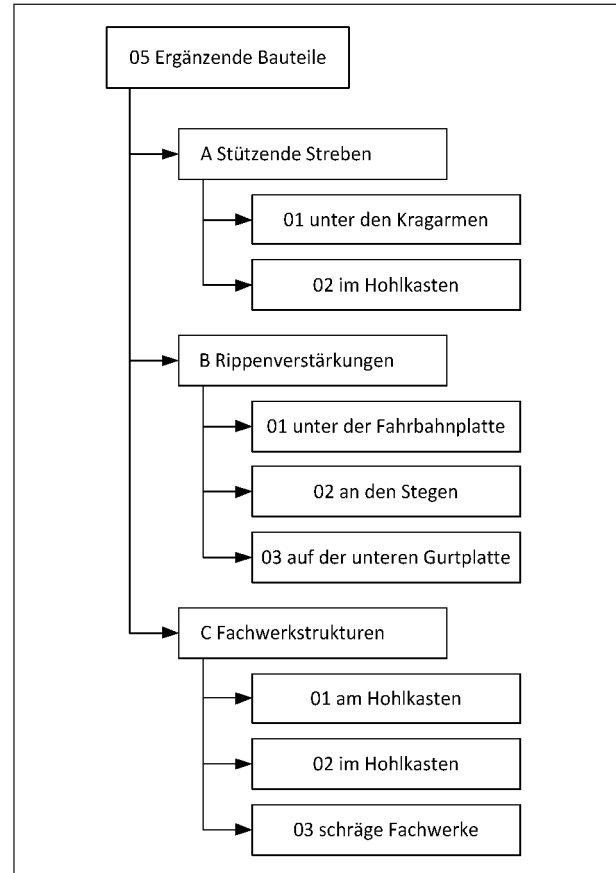
Aus der Kombination des aktuellen Stands der Verstärkungsmaßnahmen sowie der ergänzenden Ansätze aus dem Brückenneubau ergibt sich der Maßnahmenkatalog, dessen erste und zweite Ebene in Bild 72 dargestellt werden. Zugleich wird die Struktur durch eine Nummerierung ergänzt, die eine Zuordnung der einzelnen Maßnahmen zu einer Kategorie sowie zu einem Prinzip ermöglicht.

Die dritte Ebene des Katalogs enthält die einzelnen Maßnahmen, die einem Prinzip zugeordnet wer-

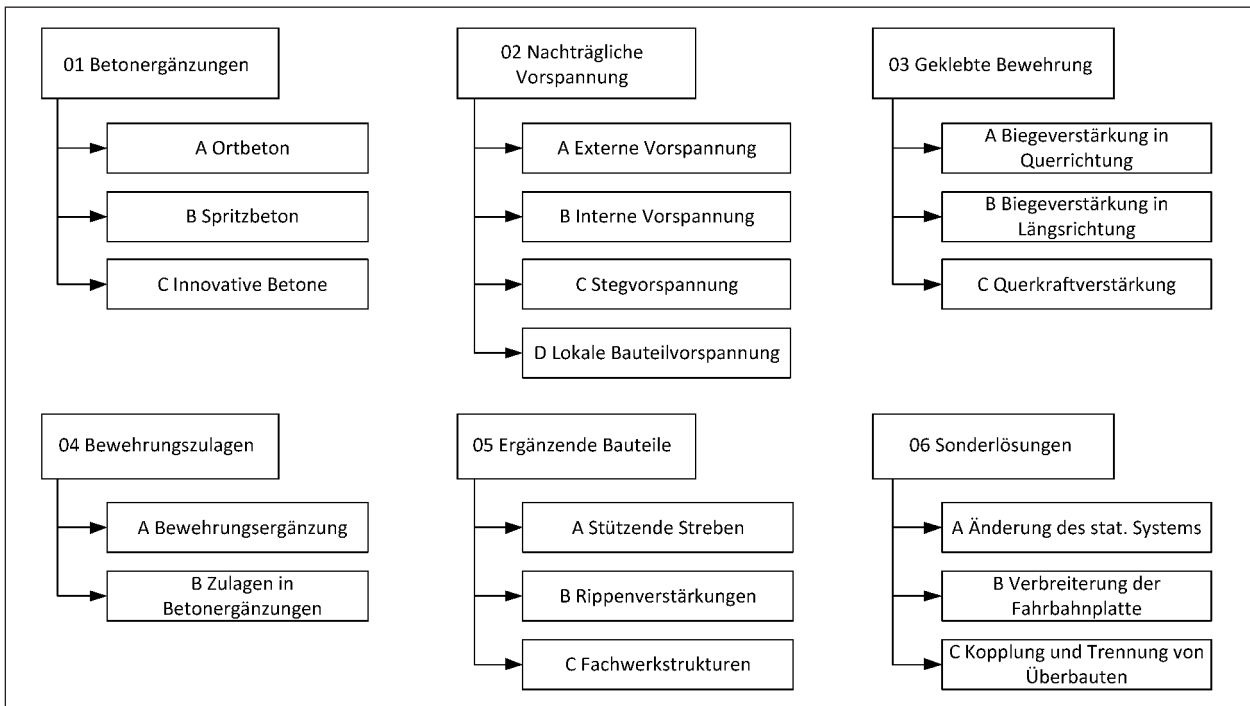


**Bild 71:** Exemplarische Verstärkung der Längsrichtung eines Hohlkastenüberbaus durch ein umschließendes Ergänzungsfachwerk

den. Bild 73 zeigt dies exemplarisch für die Kategorie 05: Adaption durch ergänzende Bauteile.



**Bild 73:** Maßnahmenkatalog, Kategorie 05: Ergänzende Bauteile, Darstellung der untersuchten Varianten



**Bild 72:** Maßnahmenkatalog – Übersicht über Ebene 1 und 2

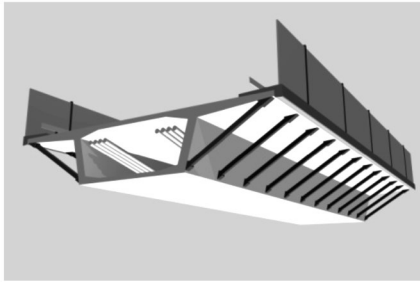
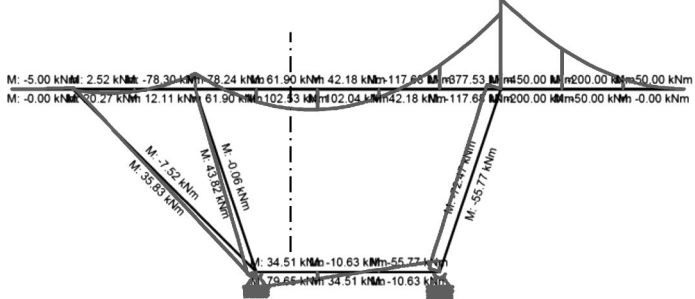
	<b>Bezeichnung der Maßnahme</b>			
	05-a-01	Stützende Streben unter den Kragarmen	Bewertung insgesamt:	+8
1	<b>Beschreibung und statische Wirkung</b>			
	<p>Unterhalb der Kragarme werden Druckstreben eingebaut, die zusätzliche Kragarmlasten abfangen und in den Hohlkastensteg einleiten.</p> <p>Durch das zusätzliche Auflager des Kragarms werden die Momente am Anschnitt verringert. Die zusätzliche Kraftkomponente am Übergang Steg-Bodenplatte ist zu berücksichtigen.</p>			
				
		Bewertung	++	
2	<b>Konstruktive Durchbildung</b>			
	Druckstreben aus:	Stahlbeton Hochleistungsbeton Stahl	Anschlusspunkte aus:	Stahlbeton Fertigteilen Edelstahl
	Verbindung durch:	Anspannen Anschlüsse mit Kopfbolzen oder Bewehrungsankern	Maßnahme ist reaktiv, Vorspannen gegen die Struktur kann die Effektivität erhöhen.	
		Bewertung	+	
3	<b>Anwendungsgrundlagen</b>			
	<p>Maßnahme ist bekannt, anerkannt und geregelt.</p> <p>Bemessung nach DIN-Fachbericht 102 möglich.</p> <p>Nicht ruhende Belastung wird durch den Ermüdungslastfall nach DIN-Fachbericht 101 abgedeckt.</p> <p>Dimensionierung des Anschlusses ist untersucht und in unterschiedlichen Ausführungen möglich.</p>			
			Bewertung	++
4	<b>Kombinationsmöglichkeiten</b>			
	<p>Kombination mit praktisch allen weiteren Maßnahmen möglich, Zugänglichkeit des Hohlkastens durch die Anschlusspunkte minimal eingeschränkt.</p> <p>Kombinierte Anschlusspunkte für unterschiedliche Maßnahmen sind möglich.</p>			
			Bewertung	+
5	<b>Bauverfahrenstechnik und Betrieb</b>			
	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Vorbereiten der Anschlusspunkte (bei Errichtung des Ursprungsbauwerks)</li> <li>2. Einbau von Anschlusselementen (Konsolen)</li> <li>3. Einbau der Streben</li> </ol> <p>Einsatz von Fertigteilen wird bevorzugt, Ortbetoneinsatz ist mit deutlich höherem Aufwand verbunden.</p> <p>Arbeiten unterhalb der Fahrbahnplatte können mit geringer Beeinflussung des Verkehrs erfolgen.</p>			
			Bewertung	+
6	<b>Erforderliche Untersuchungen</b>			
	<p>Detaillierte Ausbildung der Anschlusspunkte bzw. der Streben. Einleitung der lokalen Lasten in das Bestandsbauwerk.</p> <p>Kraftübertragung in die Streben und Verteilung der Belastung zwischen Streben und Hohlkasten.</p>			
			Bewertung	+

Bild 74: Exemplarische Darstellung eines Maßnahmenblattes (05-A-01: Stützende Streben unter den Kragarmen)



Die einzelnen Adaptionsmaßnahmen werden auf Maßnahmenblättern erfasst und hinsichtlich

- statischer Wirkung,
- konstruktiver Durchbildung,
- Anwendungsgrundlagen,
- Kombinationsmöglichkeiten,
- Bauverfahrenstechnik und Betrieb sowie
- erforderlicher Untersuchungen

grundsätzlich beschrieben. Bild 74 zeigt exemplarisch das Blatt 05-A-01: Stützende Streben unter den Kragarmen.

Neben der Wirksamkeit der Elemente ist deren konstruktive Durchbildung zu betrachten. Das bedeutet, dass sowohl zum Anschluss an den vorhandenen Überbau als auch zu dessen adaptiver Gestaltung erste Überlegungen angestellt wurden. Zudem sind der aktuelle Stand der Normung bzw. die aktuellen technischen Regelungen sowie vorhandene Bemessungsmodelle als Anwendungsgrundlage beschrieben. Kombinationsmöglichkeiten sowie bauverfahrens- und betriebstechnische Aspekte, wie z. B. eine mögliche Beeinflussung des Verkehrs, sind vermerkt. Abschließend sind die Detailpunkte, deren weitere Untersuchung erforderlich ist, aufgeführt.

### 4.3.3 Exemplarische Bewertung der Adaptionsmaßnahmen

Um aus der Vielzahl an Möglichkeiten die Adaptionsmaßnahmen für weitere Untersuchungen auszuwählen, ist eine Bewertung der Maßnahmen erforderlich. Im Rahmen des Forschungsprojektes wurde exemplarisch eine Bewertung im Abgleich mit einem gewählten Anforderungsprofil

	05-A-01	05-A-02	05-B-01	05-B-02	05-B-03	05-C-01	05-C-02	05-C-03
Stat. Wirkung	++	0	++	++	+	+	+	++
Konstruktion	+	+	+	+	+	+	+	+
Anwendung	++	+	+	+	+	+	+	+
Kombination	+	+	++	++	+	++	+	++
BVT Betrieb	+	0	0	0	0	+	+	+
Offene Fragen	+	0	+	+	+	+	+	0
Summe	+8	+3	+7	+7	+5	+7	+6	+7

Tab. 2: Auswertung der exemplarischen Beurteilung der Maßnahmen in Kategorie 05: Ergänzende Bauteile

durchgeführt. Die Bewertungen können folglich nicht als allgemeingültig betrachtet werden, sondern sind in Abhängigkeit eines individuellen Anforderungsprofils im Einzelfall zu prüfen und neu festzulegen.

Tabelle 2 zeigt exemplarisch die Auswertung, die im Rahmen der Projektbearbeitung für die Kategorie 05 (Bild 73) erstellt wurde.

Die Skala der Bewertung geht von sehr gut (++) über gut (+), mittel (0) und weniger gut (-) bis zu problematisch (--). Anhand dieser Bewertungen wurde eine Durchschnittsnote für jede Maßnahme ermittelt und dadurch eine Sortierung erreicht. Die Bewertung eines Punktes mit problematisch (--) wurde dabei als Ausschlusskriterium angesehen.

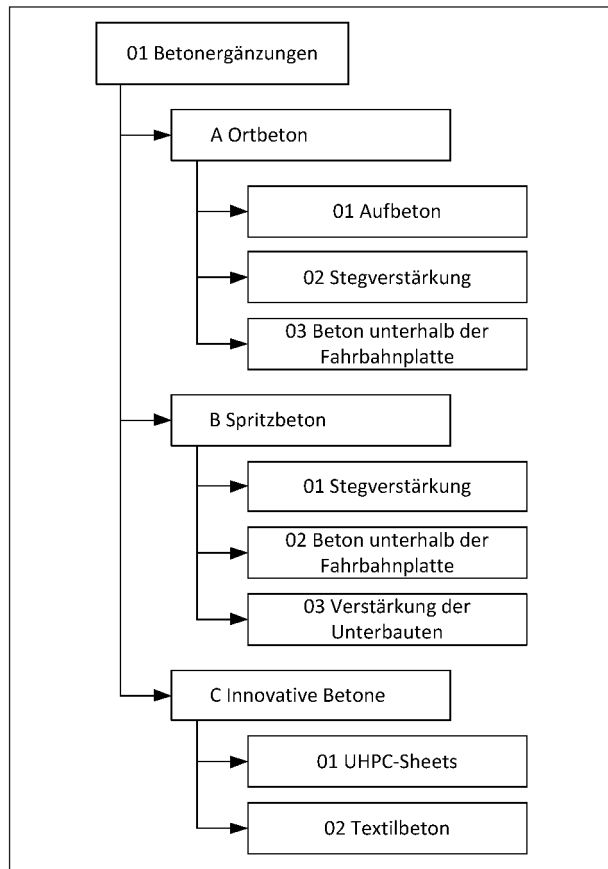
Zum Vergleich wird in Tabelle 3 die Bewertung der Maßnahmen der Kategorie 01: Betonergänzungen (Bild 75) dargestellt.

Es kann festgehalten werden, dass nur eine Stegverstärkung mit Ortbeton (Bewertung +5) in der Lage ist, die positiven Bewertungen der Maßnahmen der Kategorie 05 zu erreichen. Insbesondere der Bereich der Bauverfahrenstechnik beziehungsweise des Betriebs wird aufgrund der Beeinflussung des Verkehrs negativ bewertet.

Die exemplarische Auswertung des Maßnahmenkatalogs zeigt, dass auch die Maßnahmen der weiteren Kategorien (02 bis 04 und 06, Bild 72), mit Ausnahme einer nachträglichen externen Vorspannung, nicht an die positiven Bewertungen der Kategorie 05 heranreichen. In der Folge bildet Kategorie 05 (Ergänzende Bauteile) die bevorzugte Variante für die weiteren Untersuchungen. Eine nachträgliche externe Vorspannung wird im Kapitel 5 als Referenz für den aktuellen Stand der Technik genutzt.

	01-A-01	01-A-02	01-A-03	01-B-01	01-B-02	01-B-03	01-C-01	01-C-02
Stat. Wirkung	+	+	0	+	0	+	+	+
Konstruktion	+	+	+	+	+	+	+	+
Anwendung	+	+	+	+	+	+	-	-
Kombination	++	0	0	0	0	0	+	+
BVT Betrieb	--	+	-	-	-	0	+	+
Offene Fragen	0	+	0	0	0	+	-	-
Summe	/	+5	+1	+2	+1	+4	+2	+2

Tab. 3: Auswertung der exemplarischen Beurteilung der Maßnahmen in Kategorie 01: Betonergänzungen



**Bild 75:** Maßnahmenkatalog, Kategorie 01: Betonergänzung, Darstellung der untersuchten Varianten

Für die Adaption der Querrichtung wurden stützende Streben sowie Rippen unterhalb der Fahrbahnplatte gewählt. Die Streben dienen der Verstärkung des Kragarmanschnitts und verringern durch das zusätzliche Auflager das Stützmoment im Kragarmanschnitt. Die Rippen dienen der Biegeverstärkung der Fahrbahnplatte und wirken praktisch wie Unterzüge.

Fachwerkstrukturen wurden für die Adaption der Längsrichtung positiv beurteilt. Im Vergleich mit einer externen Vorspannung versprechen diese neben einer Biegeverstärkung zusätzlich ein hohes Potenzial hinsichtlich einer Erhöhung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit.

#### 4.3.4 Zusammenfassung

Das dargestellte Vorgehen ermöglicht die bewertete Auswahl im Weiteren zu untersuchender Adaptionsmaßnahmen. Mit Hilfe des erstellten Maßnahmenkatalogs wurden diese zunächst kategorisiert und im Anschluss exemplarisch (unter Berücksichtigung der im Rahmen des Forschungsprojektes vorgegebenen Randbedingungen) beurteilt.

Aufgrund der positiven Bewertungen werden folgende Maßnahmen in den weiteren Kapiteln genauer untersucht:

- stützende Streben zur Verstärkung des Kragarmanschnitts,
- Rippen zur Erhöhung der Biegetragfähigkeit der oberen Gurtplatte,
- Fachwerkstrukturen zur Verstärkung der Längsrichtung.

Die ausgewählten Maßnahmen wurden aus folgenden Gründen positiv bewertet:

- hohe statische Wirksamkeit aufgrund der hohen Steifigkeit der ergänzenden Elemente,
- Regelung der Bauteile durch aktuelle Normen,
- minimale Beeinflussung des Verkehrs durch Einbau unterhalb der Fahrbahnplatte.

## 4.4 Unterstützende Streben

### 4.4.1 Allgemeines

Bei unter den Kragarmen angebrachten unterstützenden Streben sind folgende Punkte besonders zu beachten:

- Vorbereitung des Ursprungsbauwerks,
- Wahl der Baustoffe,
- geometrische Randbedingungen,
- Anschluss der ergänzenden Elemente und Verbindung der Bauteile.

Grundsätzlich sind für den Anschluss der unterstützenden Streben am Ursprungsbauwerk zwei Verbindungspunkte erforderlich (Bild 76):

- Anschluss des Strebenkopfes am Kragarm,
- Anschluss des Strebenfußes an der unteren Hohlkastenecke.

### 4.4.2 Variante A – Einsatz von Stahlbetonfertigteilen

Für die Stahlbetonlösung werden exemplarisch zwei nachträglich anzubringende Stahlbetonkonsolen und eine zwischen den Konsolen eingesetzte Stahlbetonstrebe gewählt (Bild 77).

Die Stahlbetonkonsolen werden mit Stabspanngliedern an den vorhandenen Überbau gespannt.

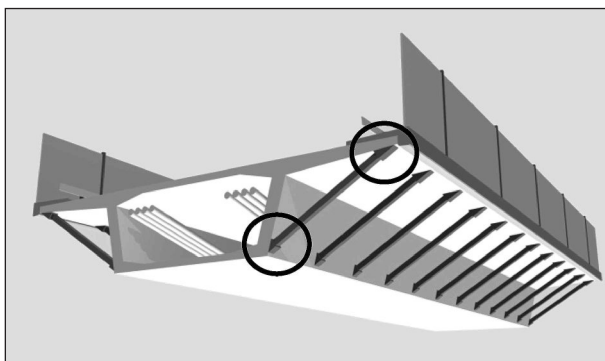


Daher sind bei der Planung der Brücke die entsprechenden Leerrohre ebenso wie die nach Zulassung der Spannglieder erforderliche Zusatzbewehrung zu berücksichtigen. Dabei kann der Anschluss der oberen Konsole nicht ohne einen Rückbau der Kappe erfolgen.

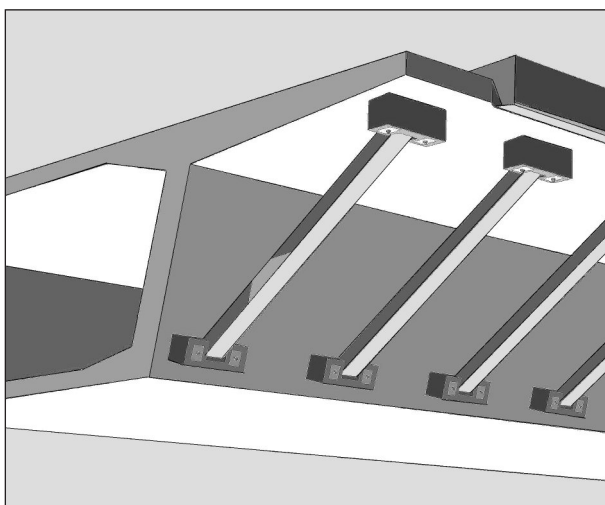
Die Stahlbetonstreben können z. B. über Muffen mit den Konsolen verbunden werden. Für die Verbindung der in den Fertigteilen starr eingebundenen Bewehrungsstäbe sind Muffen mit Rechts-Links-Gewinde erforderlich. Zugkräfte können so durch die Bewehrung, Druckkräfte durch eine ausgleichende Mörtelschicht übertragen werden. Die Anschlusstaschen für die Muffen sind zur Gewährleistung des Korrosionsschutzes mit Mörtel zu vergießen.

Die Bemessung der Stahlbetonkonstruktion gliedert sich in

- Bemessung der Streben,
- Bemessung der Anschlüsse der Streben an die Konsolen,



**Bild 76:** Erforderliche Anschlusspunkte zur Verbindung der stützenden Streben mit dem Überbau



**Bild 77:** Exemplarische Ausführung der stützenden Streben in Stahlbeton und Anschluss über angespannte Stahlbetonkonsolen

- Anschluss der Konsolen an den Überbau,
- Ausbildung der Konsole.

Die Streben können als Pendelstützen betrachtet werden. Die Druck- und Zugkräfte werden durch den Beton und Betonstahl sowie die Knickstabilität entsprechend den normativen Bemessungsvorgaben im DIN-Fachbericht 102 (DIN, 2009) nachgewiesen. Für Stabspannglieder und Bewehrungsmuffen mit Rechts-Links-Gewinde gelten die bauaufsichtlichen Zulassungen.

Bei der Ermittlung der Druckstrebenkräfte ist zu beachten, dass sich infolge des zeitabhängigen Materialverhaltens eine Umlagerung der ständig wirkenden Lastanteile ergibt. Nach ZILCH (2010) kann dieser Effekt durch eine Verringerung des Elastizitätsmoduls des Betons berücksichtigt werden. Bei Normalbeton und einer Kriechzahl  $\varphi$  von 2 ergibt sich so im Laufe der Zeit eine Verminderung auf:

$$E_{c\infty} \approx \frac{E_{c0}}{1 + \varphi} \approx \frac{E_{c0}}{1 + 2} \approx 0,33 \cdot E_{c0} \quad \text{Gl. 4.1}$$

Mit:

$E_{c\infty}$  Elastizitätsmodul des Betons zum Zeitpunkt  $t = \infty$

$E_{c0}$  Elastizitätsmodul des Betons zum Zeitpunkt  $t = 0$

$\varphi$  Kriechzahl des Betons

Um die Auswirkungen des zeitabhängigen Verhaltens zu reduzieren, können hoch- oder ultrahochfeste Betone eingesetzt werden, deren Kriechzahlen durch eine Wärmebehandlung auf Werte von bis zu 0,2 gesenkt werden können. Die Verminderung des effektiven Elastizitätsmoduls würde sich folglich auf 17 % reduzieren lassen (KÖNIG, 2003a; SCHMIDT, 2008).

$$E_{c\infty} \approx \frac{E_{c0}}{1 + \varphi} \approx \frac{E_{c0}}{1 + 0,2} \approx 0,83 \cdot E_{c0} \quad \text{Gl. 4.2}$$

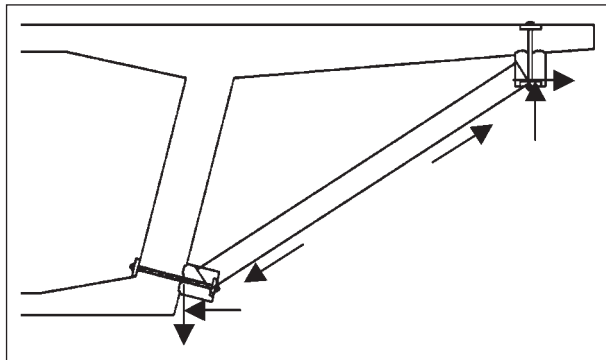
Eine ermüdungswirksame Zugschwellbeanspruchung ist durch die Bewehrung aufzunehmen, wobei für den Nachweis zu beachten ist, dass die Muffen im Anschluss an die Konsole eine Schwachstelle mit geringerer Ermüdungsfestigkeit darstellen. Eine Druckschwellbeanspruchung wird direkt durch den Beton aufgenommen.

Der Anschluss der Streben an die Konsolen wird als Stoß zwischen Fertigteilstützen ausgeführt. Die

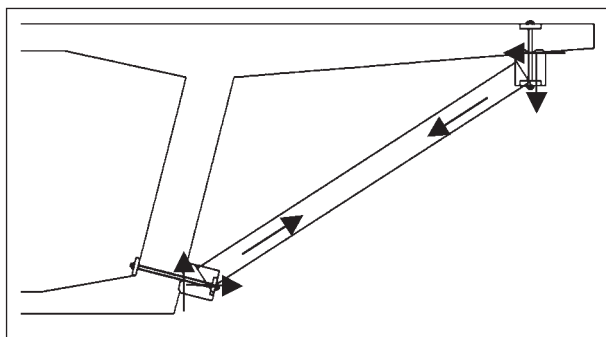
Übertragung der Druckkräfte wird durch die Betonfläche, die Übertragung der Zugkräfte wird durch die gekoppelte Bewehrung, die in beiden Bauteilen zu verankern ist, sichergestellt. Die Verankerung in der Strebe ist unproblematisch und kann mit geraden Stäben ausgeführt werden. Zur Verankerung in der Konsole sind aufgrund der geringen Konsolabmessungen Schlaufen oder Haken einzusetzen.

Zur Bemessung des Anschlusses der Konsolen an den Überbau sind die Strebenkräfte aufzuteilen. Aus einer Druckkraft in der Strebe resultiert eine Druck- und Schubbeanspruchung in der Fuge zwischen Konsole und Überbau. Aus einer Zugbeanspruchung resultiert eine Zug- und Schubbeanspruchung (Bilder 78 und 79).

Im ersten Fall werden die Druckkräfte durch den Beton über die Fuge übertragen. Die Schubkraftübertragung wird durch Reibung sichergestellt. Der Nachweis der Kraftübertragung kann nach Gleichung 3.3 erfolgen. Die Tragfähigkeit wird durch die Kombination aus Normalspannung und Oberflächenbeschaffenheit erzeugt. Die Normalspannung wird durch die Stabspannglieder eingepreßt. Die beste Ausnutzung der Normalkraft ergibt sich bei Herstellung einer verzahnten Fuge, die durch eine



**Bild 78:** Aufteilung der Strebenkräfte in der Fuge infolge einer Druckkraft in der Strebe



**Bild 79:** Aufteilung der Strebenkräfte in der Fuge infolge einer Zugkraft in der Strebe

Anpassung der Brückenschalung direkt bei der Errichtung der Brücke vorgesehen werden kann.

Im zweiten Fall, der Zugbeanspruchung der Strebe, werden die Zugspannungen in der Fuge durch die Stabspannglieder überdrückt, die Schubbeanspruchung wird durch Reibung übertragen. Dabei ist zu beachten, dass sich aufgrund des relativ kleinen Winkels zwischen Strebe und Kragarm am oberen Anschlusspunkt ein ungünstiges Verhältnis von Schub zu Zug ergeben kann. Dies kann durch eine lokale Anpassung der Kragarmneigung, eine waagerechte Ausführung des Anschlusspunktes, ausgeglichen werden (Bild 80).

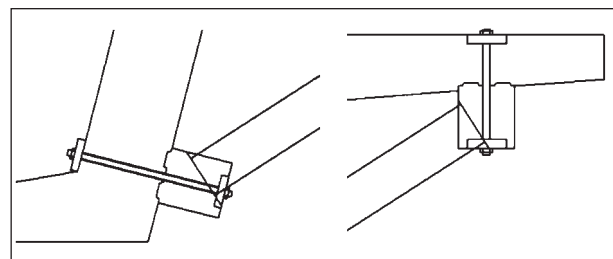
Die Vorspannung ist so zu dimensionieren, dass die Fuge für alle Lastfälle voll überdrückt wird und zu keinem Zeitpunkt eine Öffnung der Fuge auftritt, die die Dauerhaftigkeit der Konstruktion gefährden könnte. Zur Sicherstellung des Korrosionsschutzes der Stabspannglieder sollte die Fuge nachträglich verpresst werden.

Die Mindestabmessungen der Konsole müssen drei Randbedingungen genügen:

- Ausbreitung der Vorspannung unter  $35^\circ$ ,
- erforderliche Rand- und Achsabstände der Stabspannglieder,
- Anschluss der Strebe zwischen den Ankerplatten.

Die Nachweise für die Teilflächen- und die Spaltzugbeanspruchung sind erfüllt, wenn die Ankerplatten der Stabspannglieder sowie die Zusatzbewehrung die Anforderungen der Zulassung erfüllen.

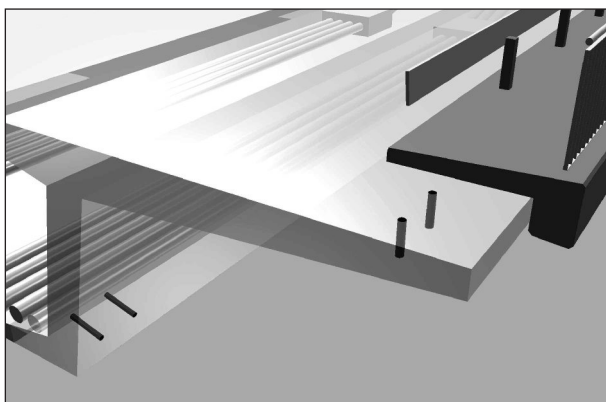
Die Skizzen (Bild 81 bis Bild 83) zeigen den exemplarischen Ablauf des Einbaus der Stahlbetonvariante. Bild 81 stellt die erforderliche adaptive Gestaltung der Hohlkastenbrücke dar. Neben den Hüllrohren im Kragarm unter der Kappe sowie am Fußpunkt des Steges werden im Bereich der An-



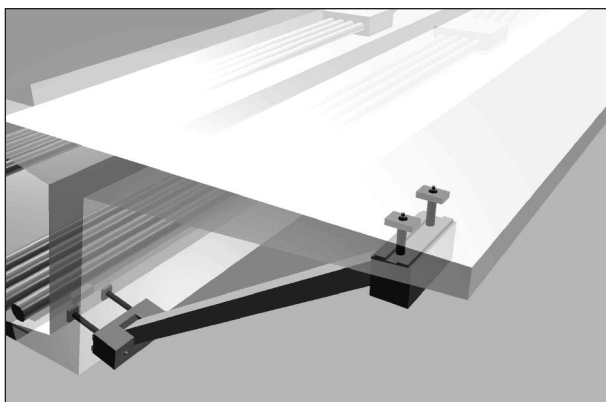
**Bild 80:** Exemplarische Ausbildung der Konsolen am unteren (links) und oberen Anschlusspunkt (rechts)

schlüsse verzahnte Oberflächen vorgesehen. Der Austausch der Kappe sichert die Zugänglichkeit des oberen Anschlusses.

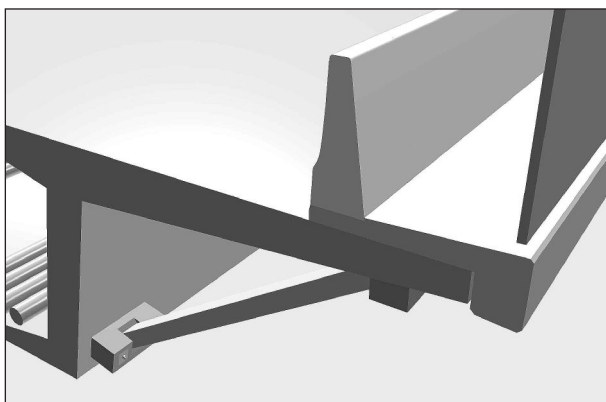
Bild 82 zeigt den Anschluss der Konsolen durch je zwei Stabspannglieder sowie die eingefügte Strebe, Bild 83 den möglichen Zustand nach Adaption inklusive neuer Kappe, Schutzeinrichtung und Lärmschutzwand.



**Bild 81:** Exemplarische adaptive Gestaltung des Brückenneubaus, Einbau von Hüllrohren



**Bild 82:** Exemplarischer nachträglicher Einbau der Konsolen und der Streben



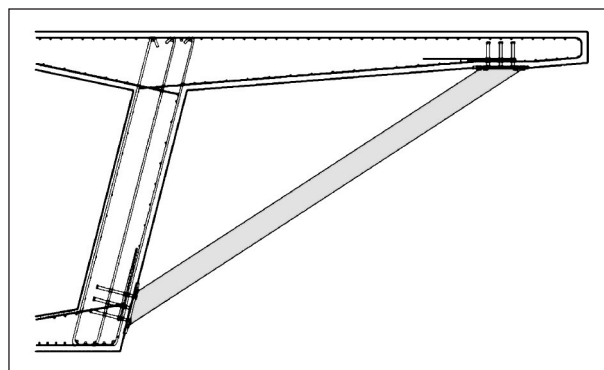
**Bild 83:** Exemplarische Ausbildung der adaptierten Brücke

#### 4.4.3 Variante B – Einsatz von Stahlbauanschlüssen

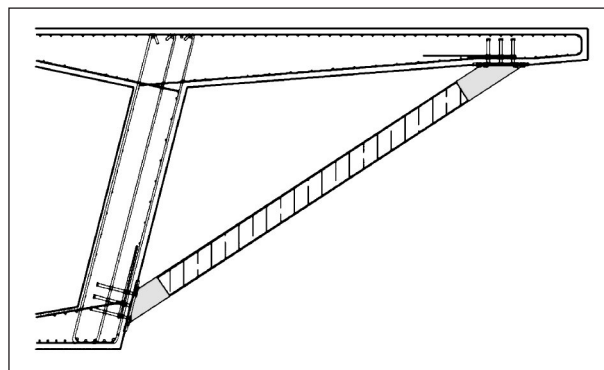
Der Anschluss der unterstützenden Streben an den Hohlkasten erfolgt bei dieser exemplarischen Variante über Ankerplatten mit Kopfbolzendübeln. Die Anschlüsse werden bei Herstellung des Brückenüberbaus integriert, sodass im Falle der Verstärkung kein Rückbau der Kappe erforderlich ist.

Zur Ausbildung der Streben stehen zwei Möglichkeiten zur Verfügung. Reine Stahlstreben werden mit angeschweißten Anschlussplatten versehen und über Schraubenverbindungen an die vorhandenen Ankerplatten angeschlossen (Bild 84). Die Gewinde sollten erst im Zuge der Adaption eingeschnitten werden, um die Platte möglichst gut vor Korrosion schützen zu können.

Eine alternative Ausbildung nutzt eine Stahlbetonstrebe, die zwischen zwei Stahlkonsolen eingefügt wird (Bild 85). Die Stahlkonsolen werden über Schweißnähte mit der vorhandenen Ankerplatte verbunden. Der Anschluss der Stahlbetonstrebe erfolgt über den bereits für die Stahlbetonfertigteile-



**Bild 84:** Exemplarische Ausführung der stützenden Streben in Stahl und Anschluss über Ankerplatten mit Kopfbolzen (mit Rückhängebewehrung)



**Bild 85:** Exemplarische Ausführung der stützenden Streben in Stahlbeton und Anschluss über Ankerplatten mit Kopfbolzen (mit Rückhängebewehrung)

konstruktion beschriebenen Bewehrungsanschluss. Die erforderlichen Muffen können in diesem Fall direkt mit der Stahlkonsole verschweißt werden.

Die Bemessung erfolgt für statische sowie dynamische Lasten nach DIN 18800-1 (DIN, 2008). Für eine Schraubenverbindung zwischen Anker- und Anschlussplatte ist zu beachten, dass bei dynamischer Beanspruchung nur gleitfest vorgespannte Verbindungen zulässig sind. Die Ermüdungsnachweise sind mit den zulässigen Schwingbreiten in Abhängigkeit der jeweiligen Kerbgruppe zu führen.

Die Druckkräfte aus den Streben werden durch die Ankerplatten auf den Beton übertragen. Die Zug- und Schubbeanspruchungen werden durch die Kopfbolzen sowie eine entsprechende zusätzlich einzulegende Rückhängebewehrung aufgenommen.

#### 4.4.4 Zusammenfassung

Für die Ausführung der Adaption mit stützenden Streben wurden zwei exemplarische Varianten untersucht:

- Einsatz von Stahlbetonfertigteilen,
- Einsatz von Stahlbauanschlüssen.

Für die Stahlbetonfertigteilkonstruktionen werden Konsolen mit Stabspanngliedern an den vorhandenen Hohlkasten gespannt. Die Hüllrohre für die Spannglieder werden ebenso wie eine Verzahnung der Anschlussbereiche direkt im Brückenüberbau vorgesehen. Die Vorteile dieser Variante liegen in der hohen Steifigkeit und Dauerhaftigkeit der Stahlbetonbauteile. Durch den Einsatz von Fertigteilen kann die Adaption zudem schnell und einfach ausgeführt werden. Nachteilig sind das vergleichsweise hohe zusätzliche Eigengewicht der ergänzenden Elemente und der erforderliche Rückbau der vorhandenen Kappe und die damit verbundene Einschränkung des Verkehrs.

Die Ausführung mit Stahlbauanschlüssen erfordert den vorbereitenden Einbau von Ankerplatten mit Kopfbolzen. Für die weiteren Bauteile können dann direkt die Anschlüsse des Stahlbaus genutzt werden. Die Vorteile dieser Variante liegen im vergleichsweise geringen Eigengewicht der ergänzenden Bauteile sowie der einfachen Anpassung des Ursprungsbauwerks. Zudem sind die Anschlusspunkte jederzeit zugänglich. Nachteilig sind die ge-

ringe Steifigkeit von Stahlstreben und die Korrosionsschutzmaßnahmen zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit.

## 4.5 Verstärkungsrippen

### 4.5.1 Allgemeines

Bei unter der Fahrbahnplatte nachträglich angebrachten Verstärkungsrippen (Unterzügen) sind folgende Punkte zu beachten:

- Vorbereitung des Ursprungsbauwerks,
- Wahl der Baustoffe,
- geometrische Randbedingungen,
- Anschluss der ergänzenden Elemente.

Für den Anschluss der Rippen an die vorhandene Brücke sind prinzipiell

- linienförmige oder
- punktuelle Verbindungen

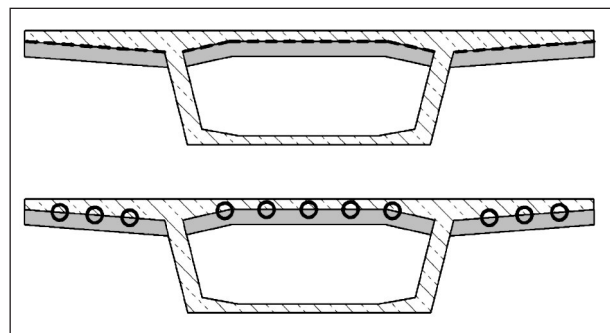
möglich (Bild 86).

Linienförmige Verbindungen erfordern die Herstellung eines vollwertigen Beton-Beton-Verbunds, punktuelle Verbindungen werden durch Verbindungsmittel hergestellt.

### 4.5.2 Variante A – Einsatz von Ortbeton

Bei der exemplarischen Ausbildung eines linienförmigen Anschlusses für Stahlbetonverstärkungsrippen können zwei Traganteile genutzt werden:

- Kraftübertragung durch Verbundbewehrung,
- Kraftübertragung durch Reibung.



**Bild 86:** Erforderliche Anschlüsse zur Verbindung der Rippen mit der oberen Platte – linienförmige Anschlüsse (oben) und punktuelle Anschlüsse (unten)



Da die Ergänzungen nachträglich anbetoniert werden müssen, sind entsprechende raumsparende Schalungen oder Halbfertigteile unter der Fahrbahnplatte zu verwenden.

Grundsätzlich werden ein starrer Verbund und ein monolithisches Tragverhalten für die Ergänzung unterhalb des vorhandenen Querschnitts angestrebt. Im Vergleich zu den im Kapitel 3 beschriebenen Betonverstärkungen sind jedoch veränderte Randbedingungen zu beachten. So wird die Qualität der Fuge maßgeblich durch die Beschaffenheit der Oberfläche bestimmt. Da im Rahmen der adaptiven Brücken ein wesentlicher nachträglicher Eingriff in die vorhandene Substanz nicht gewünscht wird, sollten verzahnte Fugen im Ursprungsbauwerk (Bild 87) eingearbeitet werden. Dies gilt analog für eine Verbundbewehrung, die auch schon bei Errichtung des Ursprungsbauwerks vorgesehen werden sollte, z. B. in Form von Rückbiegeanschlüssen oder Muffen. Besonders zu beachten ist die Qualität der obersten anbetonierten Schicht. Hier wirken sich das Setzen des Frischbetons, die Absonderung von Betonschlempe und das Absinken schwerer Zuschläge negativ aus. Auch ist die Entlüftung des Betons sicherzustellen. Der Formschluss wird nicht durch das Eigengewicht eines Aufbetons sichergestellt, sondern ist künstlich, beispielsweise durch einen hydrostatischen Druck aus der Betonagehöhe oder ein frühzeitiges Vorspannen, zu erzeugen.

Die Bemessung der Kraftübertragung durch Verbundbewehrung erfolgt nach DIN-Fachbericht 102 (DIN, 2009) Die Berechnung des vorhandenen Schubwiderstands ist nach Gleichung 3.4 möglich. Zur nachträglichen Herstellung der Verbundbewehrung können Bewehrungsmuffen oder Rückbiegeanschlüsse eingesetzt werden.

#### 4.5.3 Variante B – Einsatz von Fertigteilen

Wenn die oben beschriebenen Maßnahmen nicht möglich sind, sollten statt einer örtlichen Betonage Stahlbetonfertigteile eingesetzt werden. Aus ausführungstechnischen Gründen sollte, analog zum Segmentbau, nur der Traganteil der Reibung genutzt werden, die durch den Normalkraftanteil von senkrecht zur Fuge wirkenden Stabspanngliedern erzeugt wird (Bild 87). Die Vorspannkraft ist so zu dimensionieren, dass die Fuge permanent überdrückt wird.

Die Anzahl der erforderlichen Stabspannglieder wird folglich durch zwei Faktoren bestimmt:

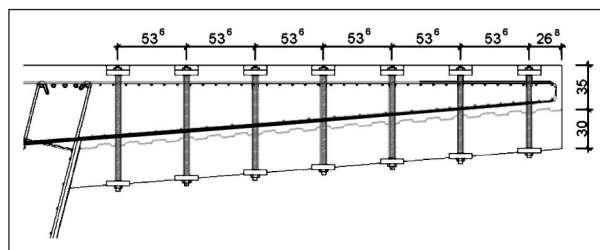
- Mindestabstand zur Herstellung einer vollständig überdrückten Fuge,
- Aufbringen der erforderlichen Normalspannung senkrecht zur Fuge.

Für die Kraftübertragung durch Reibung kann der Tragwiderstand nach Gleichung 3.3 bestimmt werden. Die Nachweise für Teilflächen- und Spaltzugbeanspruchung sind erfüllt, wenn die Forderungen der Zulassung der Stabspannglieder bezüglich Ausbildung der Ankerplatte und Zusatzbewehrung erfüllt sind.

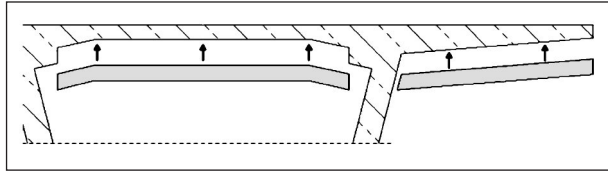
Da die Oberseite der Brücke nicht ohne einen Rückbau des Belags und der Kappe zugänglich ist, sollten die Stabspannglieder sowie die oberen Ankerplatten schon bei der Errichtung vorgesehen werden. Im Zuge der Adaption werden die Spannglieder in der Fuge über Muffen gekoppelt. In der Regel wird mit dieser Lösung eine Erhöhung der Bauhöhe der Kragarme verbunden sein, um Raum für die Ankerplatten im Betonkörper zu schaffen.

Eine verzahnte Oberfläche kann, wie oben beschrieben, durch eine Anpassung der Schalung hergestellt werden, wobei diese z. B. nach einer Richtzeichnung (Schablone) gefertigt werden und eine sehr hohe Ausführungsgenauigkeit aufweisen muss. Die ergänzenden Bauteile müssen auch nach einem u. U. langen Zeitraum passgenau in die vorhandene Verzahnung greifen. Aufgrund des zeitabhängigen Betonverhaltens wird im Allgemeinen eine Ausgleichsschicht aus Mörtel oder Kleber zwischen den Bauteilen vorzusehen sein.

Der Einbau von Fertigteilen zur Ausbildung der Rippen unter den Kragarmen ist unproblematisch (Bild 87). Für den Abschnitt zwischen den Stegen gilt dies nicht uneingeschränkt. Aufgrund der unter der Fahrbahnplatte nach außen geneigten Stege ist es nicht möglich, ein Fertigteil mit voller Länge



**Bild 87:** Exemplarisches Anspannen von Rippen unterhalb der Kragarme



**Bild 88:** Exemplarische Anformung des Kragarmanschnitts für den Einbau von Fertigteilen im Inneren des Hohlkastens (Anschlussbewehrung und Verbindungsmittel nicht dargestellt)

einzuheben. Eine Anformung des Anschlusspunktes, exemplarisch in Bild 88 dargestellt, ist erforderlich.

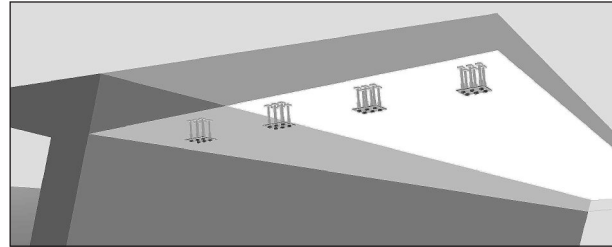
#### 4.5.4 Variante C – Einsatz von Bewehrungsankern

Um den Aufwand für die adaptive Gestaltung des Hohlkastens zu verringern, wurde exemplarisch eine dritte Variante untersucht, die ebenfalls den Einsatz von Stahlbetonfertigteilen ermöglicht. Hierbei werden Bewehrungsanker mit Ankerköpfen benutzt. Da diese Bewehrungsstäbe planmäßig für die Verbindung von Konsolen mit Stützen verwendet werden, eignen sie sich zur Aufnahme großer Vertikal- und Schubkräfte. Aufgrund ihrer kurzen Verankerungslänge können die Anker gut im Kragarm verankert werden. Eine Kopplung der Bewehrungsanker ist mit Hilfe von Muffen möglich.

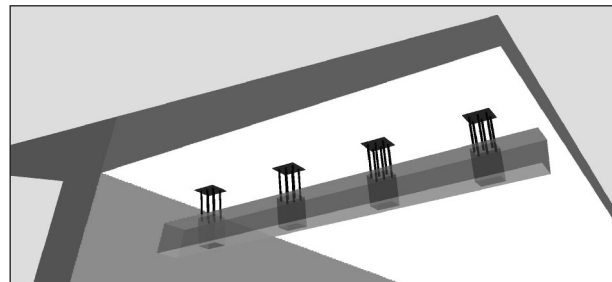
In diesem Fall erfolgt die Adaption in vier Schritten:

- Das Ursprungsbauwerk ist mit den Anschlusspunkten zu versehen. Die obere Hälfte der Bewehrungsanker ist, bereits mit Muffen versehen, im Kragarm verbaut. Positionsplatten aus Edelstahl erleichtern die Positionierung an der Schalung. Schutzschrauben sichern den Korrosionsschutz (Bild 89).
- Gewindestangen werden in die Muffen eingeschraubt (Bild 90).
- Stahlbetonfertigteile werden auf die Gewindestangen aufgeschoben (Bild 90) und mit Positionsplatten in ihrer Lage fixiert (Bild 91). Durch die Größe der Anschlussöffnungen können Herstellungsungenauigkeiten ausgeglichen werden.
- Die Öffnungen in den Rippen werden mit hochfestem Mörtel verfüllt (vergroutet), der den Verbund und die Kraftübertragung sicherstellt.

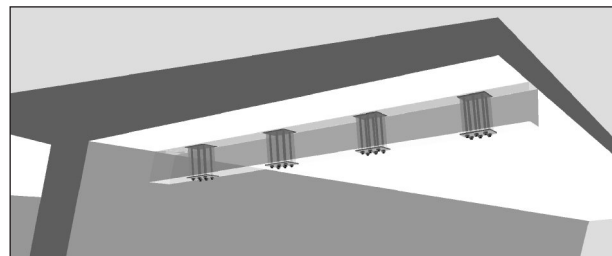
Die Bemessung der Anker sowie der Muffenverbindungen erfolgt nach den jeweiligen Zulassungen.



**Bild 89:** Exemplarische Gestaltung des Kragarms durch Einbau von Bewehrungsankern sowie Ankerplatten (zusätzlich erforderliche Bewehrung ist nicht dargestellt)



**Bild 90:** Exemplarisches Einschrauben der Gewindestangen und Aufschieben der Fertigteile



**Bild 91:** Exemplarisches Anbringen der Stahlplatten zur Lage-sicherung

Die erforderliche Spaltzugbewehrung kann ebenfalls nach den Angaben der Zulassung der Anker bestimmt werden.

#### 4.5.5 Zusammenfassung

Für den Anschluss der Rippen unterhalb der Kragarme wurden Ortbeton- und Fertigteilösungen hinsichtlich der Anforderungen an das Ursprungsbauwerk sowie des Anschlusses der ergänzenden Elemente exemplarisch untersucht.

Für den Beton-Beton-Verbund stehen im Brückenbau die zwei Traganteile „Verbundbewehrung“ und „Reibung“ zur Verfügung. Die Bemessung kann nach DIN-Fachbericht 102 (DIN, 2009) erfolgen.

Die Kraftübertragung durch Verbundbewehrung erfordert eine örtliche Betonage der Rippen. Im Vergleich zu der Verstärkung mit Aufbeton sind verän-

derte Randbedingungen zu beachten. Insbesondere die Qualität der obersten anbetonierten Schicht sowie das Entlüften und Verdichten sind zu beachten. Die nachträgliche Herstellung der Verbundbewehrung kann durch Muffen oder Rückbiegeanschlüsse vorbereitet werden.

Die Kraftübertragung über Reibung ermöglicht den Einsatz von Fertigteilen oder Halbfertigteilen, wobei der vollwertige Formschluss durch eine Ausgleichsschicht hergestellt werden sollte. Zudem ist eine profilierte Gestaltung der Brückenfläche erforderlich. Es ist zu beachten, dass durch die Spannlieder sowohl die erforderliche Normalspannung als auch die vollständige Überdrückung der Fuge sicherzustellen sind.

Für beide exemplarisch untersuchten Varianten konnte gezeigt werden, dass sie unter den gestellten Anforderungen nur mit gewissem Aufwand umgesetzt werden können.

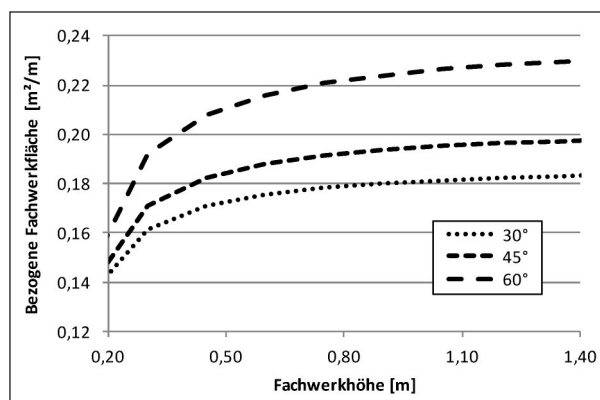
Daher wurde ergänzend ein adaptives Anschlussdetail unter Verwendung von Gruppenbefestigungen mit Bewehrungsankern untersucht. Der Anschluss der Fertigteile erfolgt dann über Gewindestangen, die die Schubkräfte aus den Rippen in die Bewehrungsanker übertragen. Insbesondere aufgrund des einfachen Anschlusses der Rippen sowie der Möglichkeit, Fertigteile einzusetzen, wird diese Variante im Vergleich mit einer Ortbetonlösung positiver bewertet.

## 4.6 Fachwerkstrukturen

### 4.6.1 Allgemeines

Neben einer Verstärkung in Brückenlängsrichtung durch eine zusätzliche externe Vorspannung wurde im Rahmen des Forschungsprojektes die nachträgliche Ergänzung durch ein Längsfachwerk betrachtet.

Fachwerkstrukturen eignen sich aus statischen sowie strukturellen Gesichtspunkten potenziell sehr gut für Adaptionsmaßnahmen, da sie einen klaren Kraftfluss und eine hohe Steifigkeit im Verhältnis zum Eigengewicht aufweisen. Wie Bild 92 zeigt, steigen die bezogene Fläche und damit das Eigengewicht einer Fachwerkstruktur, im Gegensatz zu einer Vollwandvariante, nicht proportional zur Bauhöhe an. Bei einer Ergänzung mit einer Fachwerkstruktur kann so die zusätzliche Belastung der Brücke minimiert werden.



**Bild 92:** Vergleich der bezogenen Fachwerkfläche (Ansichtsfläche zu Umrissfläche) mit der vorhandenen Fachwerkhöhe für ein Strebenfachwerk mit variabler Strebenneigung

Es ist zu beachten, dass die Betrachtungen zur Tragwirkung der Fachwerkstrukturen in diesem Kapitel losgelöst von der Kopplung mit einem Brückenüberbau erfolgen. Die Wechselwirkungen, die durch die Kopplung entstehen, können die Ausbildung der Fachwerkstrukturen maßgeblich beeinflussen und werden im Kapitel 5 detailliert untersucht.

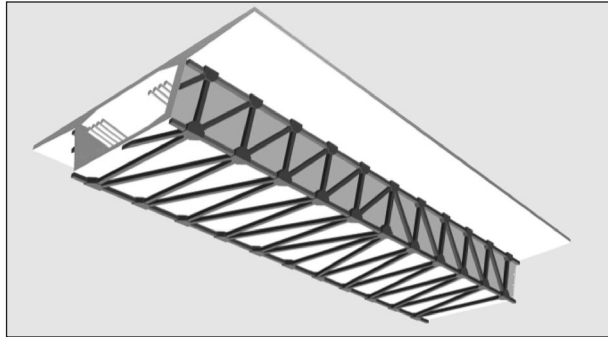
### 4.6.2 Randbedingungen für adaptive Fachwerkstrukturen

Der Vorteil des nur unterproportional ansteigenden Eigengewichts bei Fachwerken kommt, sowohl im Stahl- als auch im Stahlbetonbau, nur bei großen Spannweiten über 20 m bis 25 m voll zum Tragen (PETERSEN, 1993; REICHEL, 2010). Für eine Anwendung bei adaptiven Brücken bedeutet dies aufgrund der betrachteten Spannweiten von 30 m bis 50 m je Feld keine Einschränkung.

Nach PETERSEN (1993) sind Stahlfachwerke in einem Schlankheitsbereich  $L/H = 8-12$  effektiv einsetzbar. Nach KONCZ (1975) sind diese Grenzwerte auch auf Stahlbetonkonstruktionen übertragbar.

Eine Überschreitung des oberen Grenzwerts von  $L/H = 12$  führt zu einer unwirtschaftlichen Konstruktion, denn je schlanker das Fachwerk, desto größer werden die Kräfte in den einzelnen Stäben und desto größer werden die Durchbiegungen bzw. desto geringer wird die Steifigkeit des Fachwerksystems.

Der Vergleich der empfohlenen Fachwerk-Schlankheiten mit den Überbau-Schlankheiten von Hohlkastenbrücken offenbart eine Diskrepanz, denn für



**Bild 93:** Exemplarische Adaption durch ein umschließendes Parallelfachwerk

Hohlkastenüberbauten sind Schlankheiten bis zu 30 nicht unüblich (MEHLHORN, 2010).

Daraus folgt, dass eine adaptive Hohlkastenbrücke eine vergleichsweise geringe Schlankheit aufweisen sollte. Außerdem steht für die Ergänzung des Querschnitts mit Fachwerken nur der Bereich unterhalb der Fahrbahnplatte zur Verfügung (Bild 93). Dies kann etwas entspannt werden, wenn die Fahrbahnplatte zugleich als Obergurt des Fachwerks genutzt wird.

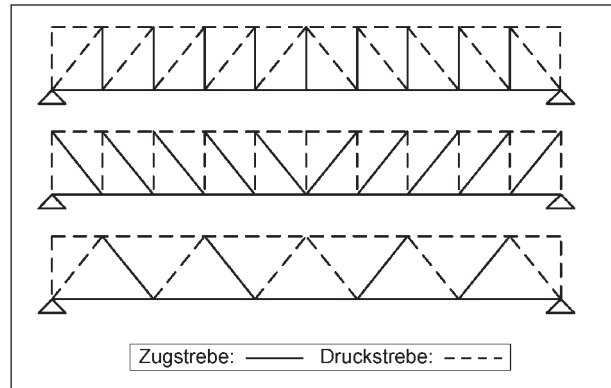
Die grundlegende Konstruktionsform des Fachwerks wird durch den vorhandenen Überbau bestimmt, da das Lichtraumprofil sowie die architektonische Erscheinungsform beachtet werden müssen. Bei konstanter Konstruktionshöhe des Überbaus sollte ein Fachwerk mit parallel geführten Gurten ausgeführt werden (Bild 93), bei einer gevouteten Ausführung kann die Bauhöhe des Fachwerks über die Länge angepasst werden.

Für die Ausbildung des Fachwerks stehen drei Varianten zur Verfügung:

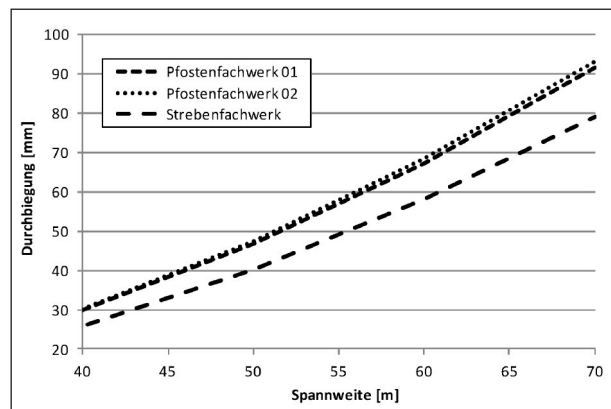
- Pfostenfachwerke mit zur Mitte steigenden Diagonalen (Bild 94 oben),
- Pfostenfachwerke mit zur Mitte fallenden Diagonalen (Bild 94 Mitte),
- Strebenfachwerke mit geneigten Druck- und Zugstreben (Bild 94 unten).

Alternative Ausbildungen, z. B. als Kreuz-, K- oder Rautenfachwerke, werden aufgrund der höheren Knotenanzahl und komplizierteren Knotenausbildung im Rahmen des Forschungsprojektes nicht weiter betrachtet.

Bild 95 zeigt, dass die Durchbiegungen von Strebenfachwerken (Einfeldträger mit Belastung in den Obergurtknoten) aufgrund der geringeren Steifig-



**Bild 94:** Ausgewählte Ausbildungsvarianten eines parallelgurtigen Fachwerks



**Bild 95:** Vergleich der Durchbiegung eines Pfostenfachwerks mit steigenden Streben (01), mit fallenden Streben (02) und eines Strebenfachwerks

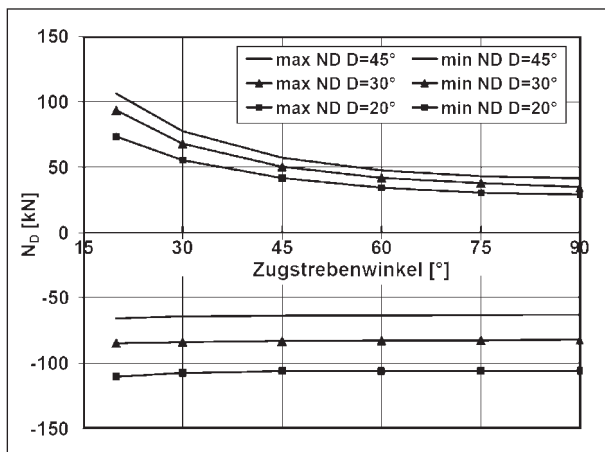
keit im Vergleich mit den Durchbiegungen von Pfostenfachwerken geringer ausfallen

In REICHEL (2010) wurden anhand eines fiktiven Strebenfachwerks die Schnittgrößen in Abhängigkeit der Strebenneigungen ausgewertet. Es zeigt sich, dass mit abnehmendem Zugstrebenwinkel größere Zugstrebenkräfte und mit abnehmendem Druckstrebenwinkel größere Druckstrebenkräfte resultieren (Bild 96). Des Weiteren verringern sich infolge größerer Druck- sowie Zugstrebenwinkel die Nebenspannungen und damit die Biegemomente in den Streben (Bild 97).

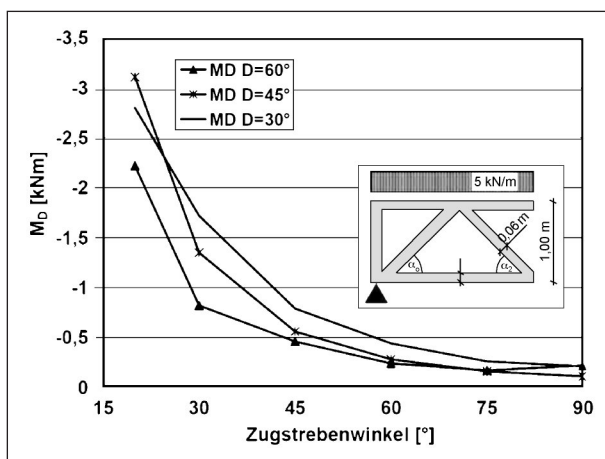
Werden die Neigungen zu gering gewählt und die Abstände zwischen den Unterstützungspunkten des Obergurts zu groß, übersteigen die Momentenbelastungen des Obergurts sinnvolle Grenzen.

Bei großen Neigungswinkeln ( $\varphi > 45^\circ$ ) steigen die bezogene Fachwerkfläche und damit das Eigengewicht überproportional an (Bild 92). Das bedeutet, dass weder zu steile noch zu flache Strebenneigungen gewählt werden sollten. Tendenziell soll-





**Bild 96:** Schnittkräfte im Fachwerk in Abhängigkeit der Strebenwinkel – Kräfte in den Zug- und Druckdiagonalen (REICHEL, 2010)



**Bild 97:** Schnittkräfte im Fachwerk in Abhängigkeit der Zugstrebenwinkel – Biegemomente in den Druckstreben (REICHEL, 2010)

ten die Druckstreben jedoch steiler ausgebildet werden als die Zugstreben. Diese Feststellung wird in der Literatur bestätigt (LEWICKI, 1957; KONCZ, 1975).

Neben dem Einfluss der Schlankheit sowie der Strebenneigung wird die Wirksamkeit der Fachwerkverstärkung wesentlich dadurch bestimmt, inwieweit das Fachwerk in der Lage ist, Lasten vom Ursprungsbauwerk zu übernehmen. Hierzu ist in Tabelle 4 ein Vergleich der Steifigkeiten aufgeführt. Ausgangsbasis bildet der Hohlkastenüberbau in Bild 63, dessen Steifigkeit mit einem 3 m hohen Stahlbetonfachwerk mit Gurtquerschnitten von 40/40 [cm] verglichen wird. Trotz des vergleichsweise hohen Verhältniswertes  $I/A$  des Fachwerkes wird die Gesamtsteifigkeit des Hohlkastens durch das Stahlbetonfachwerk nur um etwa 4,5 erhöht.

	Betonfachwerk	Hohlkasten
Betonfläche (A)	0,32 m <sup>2</sup>	10,0 m <sup>2</sup>
Flächenträgheitsmoment (I)	0,55 m <sup>4</sup>	12,1 m <sup>4</sup>
Verhältniswert (I/A)	1,71	1,21

**Tab. 4:** Vergleich der Querschnittswerte eines Hohlkastenüberbaus sowie eines Stahlbetonfachwerkes

#### 4.6.3 Bemessungsmodelle und konstruktive Durchbildung

Fachwerke sind Tragwerke, die aus einzelnen Stäben zusammengesetzt und in Knoten verbunden werden. Ein innerlich statisch bestimmtes Fachwerk, dessen Auflager- und Stabkräfte aus den Gleichgewichtsbedingungen bestimmt werden können, liegt vor, wenn gilt:

$$s = 2 \cdot k + a \quad \text{Gl. 4.3}$$

Mit:

- s Anzahl der Stäbe
- k Anzahl der Knoten
- a Auflagerreaktionen

Durch den Einbau weiterer Stäbe wird das Fachwerk innerlich statisch unbestimmt. Unter der Annahme, dass

- die Stäbe durch reibungsfreie Gelenke verbunden sind,
- jeder Stab durch zwei Gelenke gehalten wird und
- äußere Kräfte ausschließlich in den Knoten angreifen,

kann idealisiert davon ausgegangen werden, dass in den Stäben des betrachteten Fachwerkes nur Normalkräfte auftreten.

Die idealisierten Annahmen treffen für Stahlbetonfachwerke jedoch nur bedingt zu, weil vernachlässigt wird, dass infolge

- des Eigengewichts des Fachwerkes,
- verteilter Lasten und
- biegesteifer Einspannung der Knoten

Nebenspannungen und daher Biegemomente auftreten, die durch die Stäbe und Knoten aufgenommen werden müssen.

Nach KONCZ (1975) treten die größten Nebenbeanspruchungen im Druckgurt auf. Sie können bis zu 110 % der Normalspannungen betragen. In den Druckstreben sind die Werte mit bis zu 60 % geringer. In den Zugstreben sowie im Zuggurt sind sie vernachlässigbar klein.

Eine Reduzierung der Nebenspannungen kann durch geschickte Konstruktion des Fachwerks erreicht werden. In der Literatur (FINSTERWALDER, 1938; LEWICKI, 1957; MÄKELT, 1962; KONCZ, 1975; SCHMALHOFER, 1987) werden, zusätzlich zur bereits beschriebenen Ausbildung der Strebenneigungen, zwei Ansätze zur Reduktion der Nebenspannungen angegeben:

- Werden die Streben in Binderebene mit einer im Vergleich zur Breite geringen Dicke und damit einem in Binderebene geringen Trägheitsmoment ausgeführt, verbessert sich das Verformungsverhalten und die Nebenspannungen werden reduziert.
- Wird das Fachwerk im Untergurt oder in den Zugstreben vorgespannt, werden die Durchbiegung des Systems und damit die Längenänderung der Stäbe sowie die Verdrehung der Knoten und dementsprechend die Nebenspannungen reduziert.

Bei der konstruktiven Durchbildung der Fachwerke ist zu beachten, dass sich der Beton insbesondere für Druckstreben oder Druckgurte eignet. Zugkräfte sollten vorwiegend durch Bewehrung oder Spannungsglieder aufgenommen werden. Um eine weitere Reduktion des Eigengewichts zu erreichen, kann der Einsatz von Beton in diesen Elementen auf die zur Sicherung der Dauerhaftigkeit erforderlichen Abmessungen reduziert werden.

Der Druckgurt sollte mit einem durchgängig gleichen Querschnitt ausgeführt werden, damit keine Stabilitätsgefährdung und keine Exzentrizitäten infolge unterschiedlicher Bauhöhen auftreten. Durch den Einsatz hoch- und ultrahochfester Betone können schlanke und leichte Druckglieder erzeugt werden, die speziell bei Fachwerken, aufgrund der planmäßigen Normalkraftbelastung, zu einer Reduktion des Eigengewichts führen. Zudem ist der Elastizitätsmodul von ultrahochfestem Beton mit ca. 50.000 MN/m<sup>2</sup> im Vergleich mit normalfesten Betonen um etwa 2/3 höher, wodurch sich wiederum die Steifigkeit des Gesamtsystems erhöht (SCHMIDT, 2008; HENZE, 2009).

Die Abmessungen der Knoten sind angepasst an den Kraftfluss und den notwendigen Raum für die Bewehrungsführung festzulegen.

#### 4.6.4 Anschluss der Fachwerke an den adaptiven Überbau

Bei der Betrachtung des Anschlusses eines ergänzenden Fachwerks an einen bestehenden Überbau ist zwischen vorgespannten und nicht vorgespannten Ergänzungsfachwerken zu unterscheiden. Während nicht vorgespannte Fachwerke direkt fest mit dem vorhandenen Überbau verbunden werden können, ist bei vorgespannten Fachwerken zumindest eine temporäre Lagerung sinnvoll.

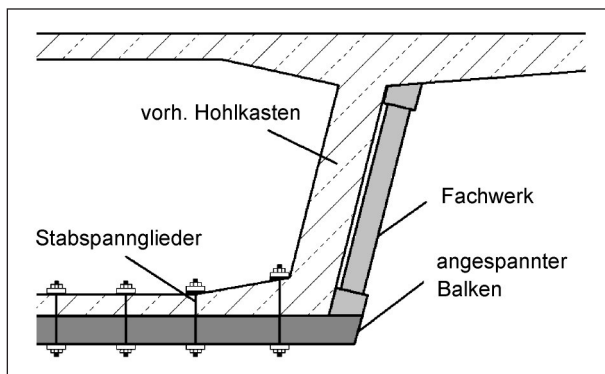
Für die Lagerung können zum einen die vorhandenen Pfeiler bzw. Unterbauten genutzt werden, indem durch Aufweitung des Stützenkopfes Lagerpunkte für die Ergänzungsfachwerke geschaffen werden (Bild 98). Zum anderen können die Fachwerke auf Querträgern aufgelegt werden, die mit der bestehenden Struktur verbunden werden (Bild 99).

Sind die beschriebenen stützennahen Lagerungen in den Auflagerpunkten im Bauzustand für das Fachwerk nicht ausreichend, sind zusätzliche Lagerpunkte über die Fachwerkklänge anzuordnen. Hierzu können ebenfalls zusätzliche angespannte Querträger (Bild 99) verwendet werden.

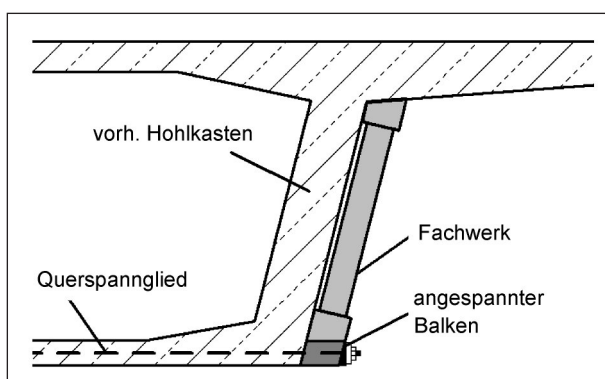
Ferner kann ein Balken in Längsrichtung an die Brücke gespannt werden, auf den das Fachwerk aufgelegt wird (Bild 100). Hierbei verliert das Fachwerk an Effektivität, da durch den zusätzlichen Balken die ohnehin geringe Bauhöhe weiter eingeschränkt wird und die untere Gurtplatte für die nachträgliche Quervorspannung zu verstärken ist.



**Bild 98:** Exemplarische Lagerung des Ergänzungsfachwerks auf aufgeweiteten Stützenköpfen



**Bild 99:** Exemplarische Lagerung des Ergänzungsfachwerks auf angespannten Balken in Querrichtung



**Bild 100:** Exemplarische Lagerung des Ergänzungsfachwerks auf einem angespannten Balken in Längsrichtung

#### 4.6.5 Zusammenfassung

Fachwerkstrukturen eignen sich prinzipiell sehr gut für eine Adaption der Brückenlängsrichtung. Für die Umsetzung sind folgende Randbedingungen zu beachten, die einen effektiven Einsatz der Fachwerke ermöglichen:

- Die Schlankheit des Brückenüberbaus darf einen effektiven Einsatz des Fachwerks nicht einschränken.
- Die Fachwerkform ist an den Überbau anzupassen.
- Ausbildungen mit geringen Knotenzahlen sind zu bevorzugen.
- Tendenziell sind die Druckstreben steiler auszubilden als die Zugstreben.

Bei der Bemessung der Fachwerke ist zu beachten, dass infolge des Eigengewichts sowie der biegesteifen Knotenausbildung Nebenspannungen auftreten. Durch in Binderebene geringe Trägheitsmomente sowie Vorspannung des Untergurts oder der

Zugstreben können die Nebenspannungen konstruktiv reduziert werden. Ferner sind bei der Bemessung die Betonspannungen in den Knoten sowie die Stabilität des Fachwerks nachzuweisen.

Im Zuge der konstruktiven Durchbildung ist zu beachten, dass Druckgurt und Druckstreben mit einem durchgängigen Querschnitt und nach Möglichkeit breiter als hoch ausgeführt werden. Zugstreben können ausschließlich aus Stahl bestehen. Beton ist hier nur zur Sicherung der Dauerhaftigkeit erforderlich. Knoten sind zu verstärken und ggf. auszurunden, wodurch die Bewehrungsführung erleichtert und Spannungsspitzen vermieden werden.

Die Lagerung der Fachwerke sollte bevorzugt auf den vorhandenen Stützen erfolgen, da in diesem Fall keine zusätzlichen Elemente am Hohlkasten zu befestigen sind und das Lichtraumprofil nicht beeinträchtigt wird. Die Verbindung zwischen Hohlkasten und Ergänzungsfachwerk ist punktuell in den Knoten herzustellen.

## 5 Exemplarische planerische Umsetzung an einer Modellbrücke

### 5.1 Allgemeines

Nachdem in den vorherigen Kapiteln die wesentlichen Aspekte für eine adaptive Brückenverstärkung dargestellt wurden, sollen nun in einem zweiten Schritt die Umsetzungsmöglichkeiten anhand einer praxisnahen Referenzbrücke untersucht werden. Dabei sollen im Rahmen von Parameterstudien zum einen die statische Wirkung der Adaptionen- bzw. Verstärkungsmaßnahmen aufgezeigt und zum anderen die Anforderungen an das Ursprungsbauwerk dargestellt werden.

Das Referenzbrückenbauwerk („Modellbrücke“) wird zunächst nach den DIN-Fachberichten bemessen und durchkonstruiert. Anschließend werden zwei Adaptionsszenarien gewählt und die Auswirkungen auf die Modellbrücke beschrieben. Danach werden Adaptionen- bzw. Verstärkungsmaßnahmen gewählt und deren Effektivität durch Vergleich der Rechenergebnisse quantifiziert.

Bild 101 zeigt den schematischen Ablauf der Berechnungen, die nur für den Endzustand ohne Berücksichtigung temporärer Bauzustände erfolgen.

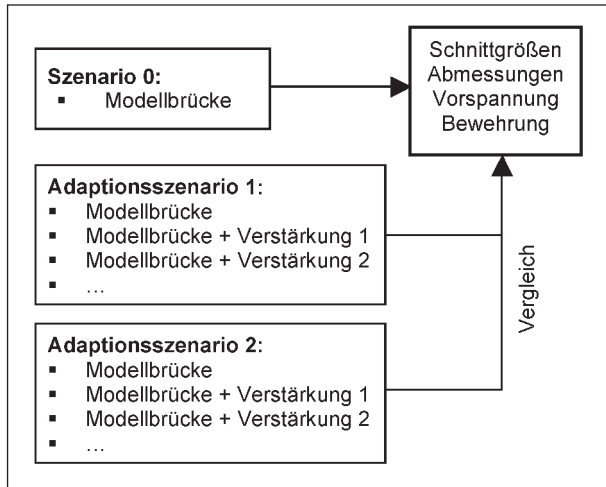


Bild 101: Schematischer Ablauf der Umsetzungsstudie

## 5.2 Modellbrücke

### 5.2.1 Auswahl und Beschreibung des Ursprungsbauwerks

Für die Modellbrücke wird eine Spannbetonbrücke gewählt. Die grundsätzlichen Abmessungen werden im Folgenden kurz erläutert:

Die Gesamtlänge der 4-feldrigen Talbrücke beträgt 162 m mit Stützweiten von 36 m – 45 m – 45 m und 36 m. Als Ausbauquerschnitt wird der vierstreifige Regelquerschnitt RQ 31 B vorgesehen. Für jede Fahrtrichtung wird ein in Brückenlängsrichtung vorgespannter Hohlkastenquerschnitt gewählt. Daraus ergibt sich eine Breite der Hohlkästen von je 16 m. Die Höhe des Hohlkastens beträgt 3 m, woraus sich eine maximale Schlankheit von 15 ergibt. Die Vorspannung des Querschnitts erfolgt ausschließ-

lich mit externer Vorspannung im Inneren des Hohlkastens. In Querrichtung sind die Abmessungen so gewählt, dass auf eine Quervorspannung verzichtet werden kann. Die Lagerung erfolgt schwimmend auf Elastomerlagern. Die Geometrie ist in Bild 102 in Längs- und Querschnitt dargestellt.

Die im Szenario 0 auf Grundlage der DIN-Fachberichte 101 und 102 (DIN, 2009) ermittelten Abmessungen, die erforderliche Vorspannung und Bewehrung in Längs- und Querrichtung der Brücke bilden die Grundlage für die Vergleichsbetrachtungen zur Effektivität der Verstärkungsmaßnahmen bei den gewählten Adaptionsszenarien.

### 5.2.2 Wahl von repräsentativen Adaptionsszenarien

Für die nachfolgenden Untersuchungen werden die folgenden zwei Adaptionsszenarien gewählt:

#### Szenario 1

In diesem Szenario wird ein zusätzlicher Fahrstreifen ergänzt. Dies geschieht durch eine Verbreiterung der Fahrbahn von 12 m auf 12,8 m in Verbindung mit einem Rückbau der Kappen und einem Ersatz der Schutteinrichtung aus Stahl durch eine Schutteinrichtung aus Stahlbeton. Des Weiteren wird eine 4 m hohe Lärmschutzwand einseitig ergänzt (Bild 103).

Szenario 1 führt in Längsrichtung der Brücke zu einer größeren Exzentrizität der Verkehrslasten und damit zu einer Vergrößerung des Torsionsmomentes ( $M_T$ ). Weiterhin kommt es aufgrund des höheren Ei-

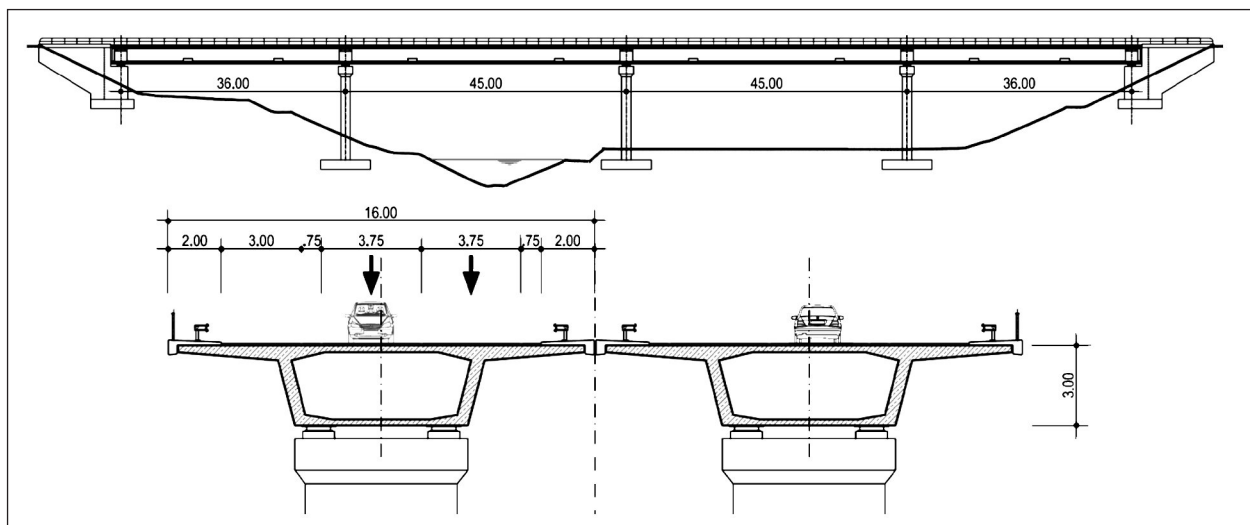


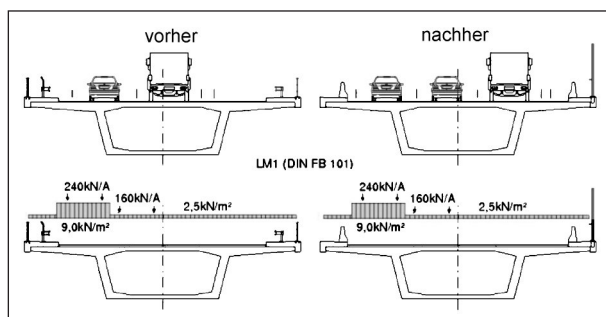
Bild 102: Basis der Umsetzungsstudie – Modellbrücke: Längsschnitt und Querschnitt



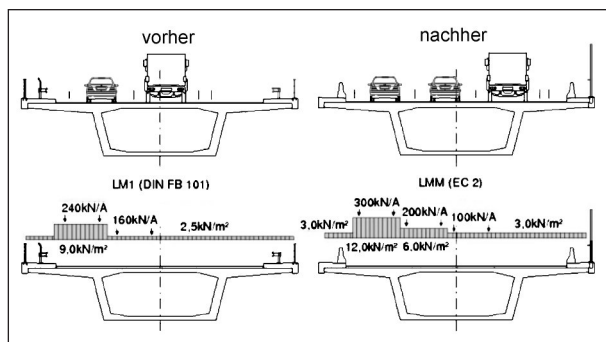
gengewichts (Betonschutzeinrichtung, Lärmschutzwand) zu einer Vergrößerung der Querkräfte ( $V_z$ ) und der Biegemomente ( $M_y$ ). In Querrichtung führt das Szenario 1 im Wesentlichen zu einer Vergrößerung der Biegemomente im Kragarm des Hohlkastens.

### Szenario 2

Szenario 2 beinhaltet das Szenario 1 und zusätzlich eine Erhöhung der Verkehrslasten auf das Verkehrslastmodell (LMM) des Eurocodes (Bild 104). Da zum Zeitpunkt der Arbeiten der nationale Anhang zum Eurocode noch nicht erschienen war, wird in Anlehnung an Heft 79 der BASt (MAURER, 2011) mit den in Tabelle 5 dargestellten Verkehrslasten und Teilsicherheitsbeiwerten gerechnet.



**Bild 103:** Basis der Umsetzungsstudie – Modellbrücke: Längsschnitt und Querschnitt



**Bild 104:** Szenario 2 – Szenario 1 mit angepasstem Verkehrslastmodell

Szenario 2 führt zu einer Vergrößerung der Belastung in Quer- und Längsrichtung sowohl aus dem größeren Eigengewicht als auch durch das angepasste Verkehrslastmodell.

### 5.2.3 Identifikation kritischer Strukturpunkte

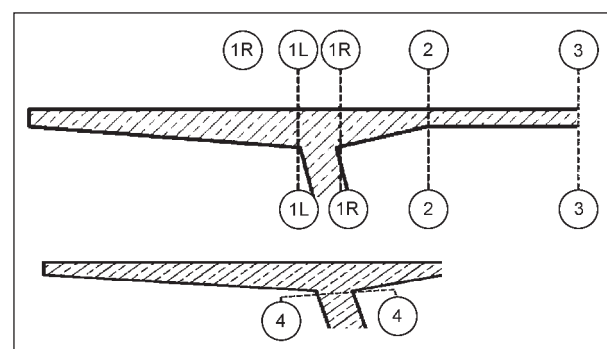
Zur Identifikation kritischer Strukturpunkte werden Vergleichsrechnungen an der Modellbrücke mit den drei beschriebenen Lastszenarien durchgeführt.

Die Berechnung erfolgt getrennt in Längsrichtung (Stabsystem) und in Querrichtung (Faltwerk) der Brücke. Es werden alle nach DIN-Fachbericht 102 (DIN, 2009) erforderlichen Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit geführt und die erforderliche Bewehrungsquerschnitte ermittelt. Im Folgenden werden die wesentlichen Ergebnisse (Schnittgrößen, Längsbewehrung, Schubbewehrung) in den kritischen Nachweisschnitten gegenübergestellt.

### Quersystem

Der Ergebnisvergleich erfolgt exemplarisch in den in Bild 105 dargestellten Nachweisschnitten.

Im Folgenden sind einige ausgewählte Ergebnisse tabellarisch zusammengefasst (Tabelle 6 bis 8).



**Bild 105:** Nachweisschnitte des Quersystems

Stellung	Modellbrücke/Szenario 1		Szenario 2	
	$\alpha_{Qi} \cdot Q_{ik}$ [kN]	$\alpha_{qi} \cdot q_{ik}$ [kN]	$\alpha_{Qi} \cdot Q_{ik}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\alpha_{qi} \cdot q_{ik}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Fahrstreifen 1	240	9,0	300	12,0
Fahrstreifen 2	160	2,5	200	6,0
Fahrstreifen 3	0	2,5	100	3,0
Andere Fahrstreifen	0	2,5	0	3,0
Restfläche (qrk)	0	2,5	0	3,0
Teilsicherheitsbeiwert ULS $\gamma_Q$	1,5		1,35	

**Tab. 5:** Definition der Verkehrslasten (angepasste Grundwerte) für Modellbrücke und Adaptionsszenarien

Der Vergleich der Biegemomente im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) ergibt für das Szenario 1 einen maximalen Erhöhungsfaktor von 1,27 und für das Szenario 2 von 1,36. Ein ähnliches Bild zeigt sich für die erforderliche Biegebewehrung mit Erhöhungsfaktoren von 1,27 für Szenario 1 und 1,37 für Szenario 2. Beim Nachweis der Querkraft ergeben sich noch deutlich darüberliegende Erhöhungsfaktoren von maximal 1,64 für Szenario 1 und 3,40 für Szenario 2.

Modell	Bemessungsschnittgröße im Schnitt (GZT; Biegemoment [kNm/m])			
	1L	1R	2	3
Modellbrücke	-407	-369	-74	118
	100 %	100 %	100 %	100 %
Szenario 1 ohne Adaption	-518	-393	-89	113
	127 %	106 %	121 %	96 %
Szenario 2 ohne Adaption	-552	-456	-97	127
	136 %	124 %	131 %	108 %

Tab. 6: Änderung der Schnittgrößen im GZT – Quersystem

Modell	Erf. Längsbewehrung im Schnitt (GZT u. GZG [cm <sup>2</sup> /m])				
	1L	1R	2	3	4
Modellbrücke	19,6	18,4	14,2	14,3	20,8
	100 %	100 %	100 %	100 %	100 %
Szenario 1 ohne Adaption	24,8	21,3	16,6	15,4	24,9
	127 %	116 %	117 %	108 %	120 %
Szenario 2 ohne Adaption	26,8	23,3	19,1	17,4	28,1
	137 %	127 %	135 %	122 %	135 %

Tab. 7: Erforderliche Längsbewehrung in den kritischen Strukturpunkten

Modell	Erf. Querkraftbewehrung im Schnitt (GZT; Querkraft [cm <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> ])			
	1L	1R	2	3
Modellbrücke	4,7	4,7	21,6	0
	100 %	100 %	100 %	-
Szenario 1 ohne Adaption	7,7	7,7	22,7	0
	164 %	164 %	106 %	-
Szenario 2 ohne Adaption	8,3	16	25,6	0
	177 %	340 %	118 %	-

Tab. 8: Erforderliche Querkraftbewehrung in den kritischen Strukturpunkten

### Längssystem

Der Ergebnisvergleich erfolgt in den in Bild 106 dargestellten Nachweisschnitten. Die Nachweisschnitte 1 (Feld) und 2 (Stütze) beziehen sich auf die Nachweise der Längsbewehrung und Vorspannung. Der Nachweisschnitt 3 befindet sich im Abstand d vom Auflagerrand für den Querkraftnachweis.

Die Darstellung der in der jeweiligen Lastfallkombination maßgebenden Bemessungsschnittgröße im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) ergibt für das Biegemoment Szenario 1 einen maximalen Erhöhungsfaktor von 1,11 und für das Szenario 2 von 1,28 (Tabelle 9). Für Torsionsmoment und Querkraft ist im Szenario 1 eine Erhöhung von bis zu 1,17 und im Szenario 2 ebenfalls von 1,28 festzustellen. Das Ergebnis der Bemessung im Sinne der erforderlichen Längs- und Schubbewehrung in den Nachweisschnitten ist in Tabelle 10 zusammenfassend dargestellt. Für die Längsbewehrung aus dem Nachweis Biegung mit Längskraft plus Torsion ergeben sich im Feld die maximalen Erhöhungsfaktoren von 1,16 für Szenario 1 und 1,46 für Szenario 2.

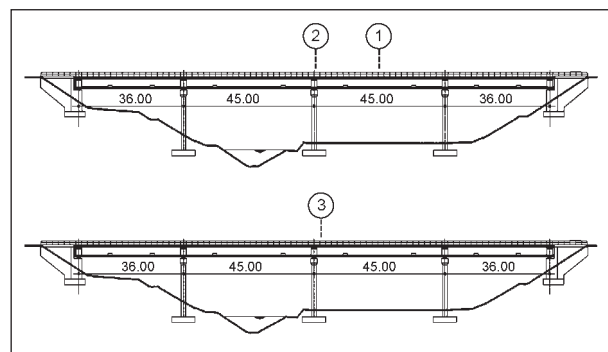


Bild 106: Nachweisschnitte des Längssystems

Schnitt	1		2		3
	M <sub>y,Ed</sub>	M <sub>t,Ed</sub>	M <sub>y,Ed</sub>	M <sub>t,Ed</sub>	V <sub>z,Ed</sub>
Modell	[MNm]		[MNm]		[MN]
Modellbrücke	57,1	5,6	-41,4	-8,2	5,9
	100 %	100 %	100 %	100 %	100 %
Szenario 1 ohne Adaption	59,5	6,6	-45,7	-9,5	6,4
	104 %	117 %	111 %	116 %	110 %
Szenario 2 ohne Adaption	66,9	7,1	-52,7	-10,3	7,5
	117 %	126 %	128 %	126 %	128 %

Tab. 9: Änderung der Bemessungsschnittgrößen im GZT in der jeweiligen Lastfallkombination (max. M<sub>y</sub>; max. M<sub>T</sub>, max. V<sub>z</sub>) – Längssystem

Modell	Längsbewehrung		Schub- bewehrung
	[cm <sup>2</sup> ]		[cm <sup>2</sup> /m/Steg]
	1 (unten)	2 (oben)	3
Modellbrücke	172	94	16,3
	100 %	100 %	100 %
Szenario 1 ohne Adaption	199	98	17,5
	116 %	105 %	108 %
Szenario 2 ohne Adaption	251	112	20,6
	146 %	119 %	126 %

Tab. 10: Erforderliche Längs- und Schubbewehrung – Längssystem

Die Erhöhungsfaktoren für die Schubbewehrung aus dem Nachweis der Querkraft plus Torsion betragen 1,08 für Szenario 1 und 1,26 für Szenario 2.

### Bewertung der Adaptionsszenarien

Die Erhöhung der Belastungen im Szenario 1 und im Szenario 2 wirken sich unmittelbar auf die Schnittgrößen und die Bemessungsergebnisse aus.

Beim Szenario 1 steigen die Anforderungen insbesondere in Querrichtung. Die Erhöhungsfaktoren in Längsrichtung sind vergleichsweise niedrig.

Die Erhöhung der Verkehrslasten im Szenario 2 wirkt sich dagegen unmittelbar auf alle Bemessungsergebnisse in Längs- und Querrichtung aus.

## 5.3 Adaption in Querrichtung

### 5.3.1 Untersuchte Varianten

Die im Folgenden vorgestellten Adaptionsvarianten für das Quersystem Q1-Q7 basieren auf dem in Kapitel 4 dargestellten Maßnahmenkatalog und stellen exemplarische Umsetzungsbeispiele für die Kategorie 05 (Ergänzende Bauteile) dar.

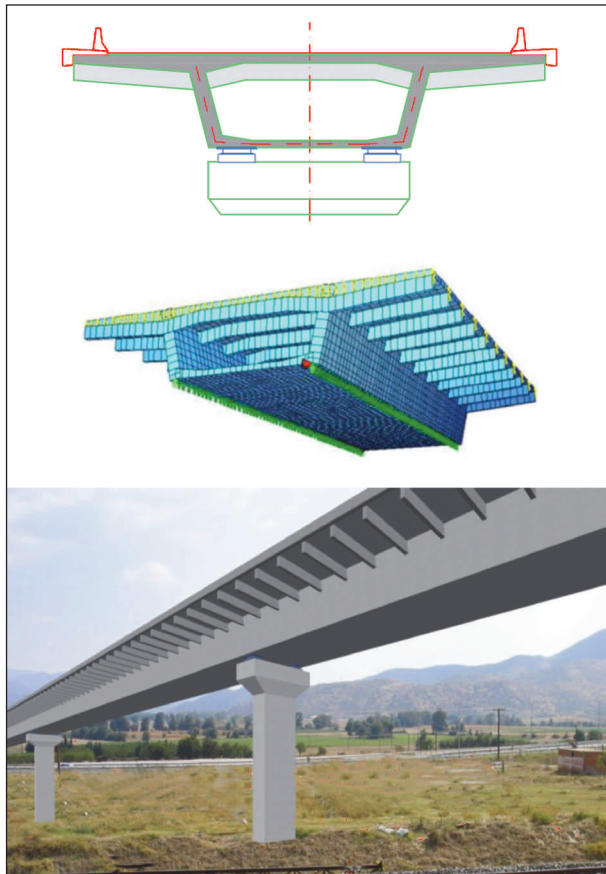
Auf dem Katalog von Verstärkungskonzepten aufbauend findet im zweiten Schritt die zielgerichtete Verbesserung der im vorherigen Kapitel identifizierten Tragfähigkeitsdefizite in den Adaptionsszenarien durch die gewählten Verstärkungsmaßnahmen statt. Die Untersuchungen dienen dem Zweck, die Konfiguration der einzelnen Verstärkungsmaßnahme unter den Randbedingungen der Modellbrücke und der betrachteten Adaptionsszenarien zu optimieren. So konnten über die durchgeführten Para-

Modell	Charakteristik
Variante Q1	Stahlbeton-Unterzüge (20/55 cm; Ortbeton oder Halbfertigteil); Abstand in Längsrichtung: 2,0 m Gewicht (Zusatz in Längsrichtung): 2,2 to/m
Variante Q2	Schräge Druckstreben (25/25 cm; Stahlbeton-Fertigteil; vorgespannt: 45 kN/Strebe (Szenario 1)); Abstand in Längsrichtung: 2,0 m Gewicht (Zusatz in Längsrichtung): 0,4 to/m
Variante Q3	Stahlbeton-Unterzüge (20/30 cm; Stahlbeton) – plus schräge Druckstreben (25/25 cm; Fertigteil; vorgespannt: 90 kN/Strebe (Sz.1) bzw. 135 kN/Strebe (Szenario 2)); Abstand in Längsrichtung: 3,0 m Gewicht (Zusatz in Längsrichtung): 1,1 to/m
Variante Q4	Quer- und längsverlaufende Unterzüge (20/30 cm; Ortbeton oder Halbfertigteil) – plus schräge Druckstreben (25/25 cm; Fertigteil; vorgespannt: 100 kN/Strebe (Sz.1) bzw. 150 kN/Strebe (Sz.2)); Abstand in Längsrichtung: 4,0 m Gewicht (Zusatz in Längsrichtung.): 1,15 to/m
Variante Q5	wie Variante Q3 – ergänzt um Unterspannung der Fahrbahnplatte zwischen den Stegen Gewicht (Zusatz in Längsrichtung): 1,4 to/m
Variante Q6	wie Variante Q4 – ergänzt um Unterspannung der Fahrbahnplatte zwischen den Stegen Gewicht (Zusatz in Längsrichtung): 1,45 to/m
Variante Q7	wie Variante Q5 – jedoch ohne die Stahlbeton-Unterzüge im Bereich des Kragarms Gewicht (Zusatz in Längsrichtung): 1,0 to/m
Variante Q8	<b>(Referenzvariante)</b> Quervorspannung der Fahrbahnplatte mit 2 Litzen á 150 mm <sup>2</sup> ; Abstand in Längsrichtung: 0,50 m; Vorspannkraft = 0,86 MN/m Gewicht (Zusatz in Längsrichtung): ~0 to/m

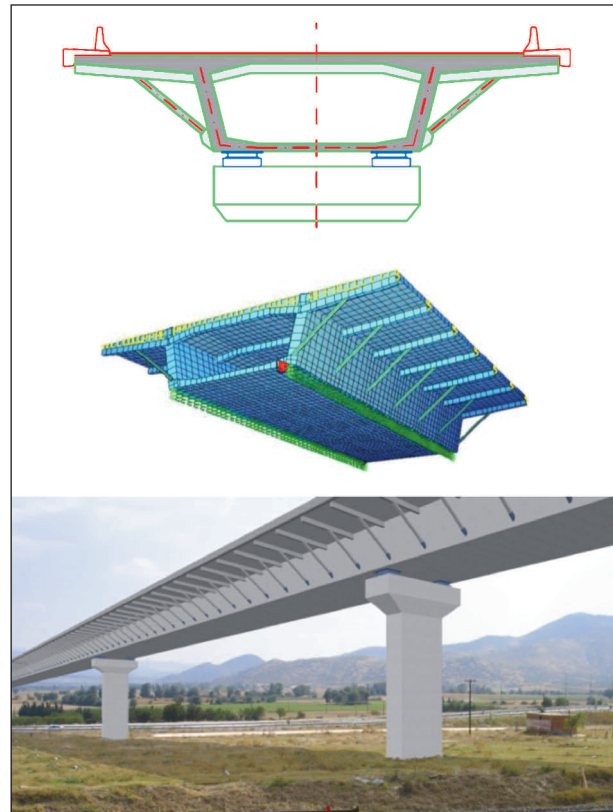
Tab. 11: Übersicht der untersuchten Adaptionsvarianten für das Quersystem

meterstudien die erforderlichen Abmessungen der gewählten Unterzüge und Druckstreben sowie insbesondere deren Abstand in Längsrichtung in Bezug zum eingesetzten Aufwand (Material, Bauverfahrenstechnik etc.) und der Verstärkungswirkung festgelegt werden.

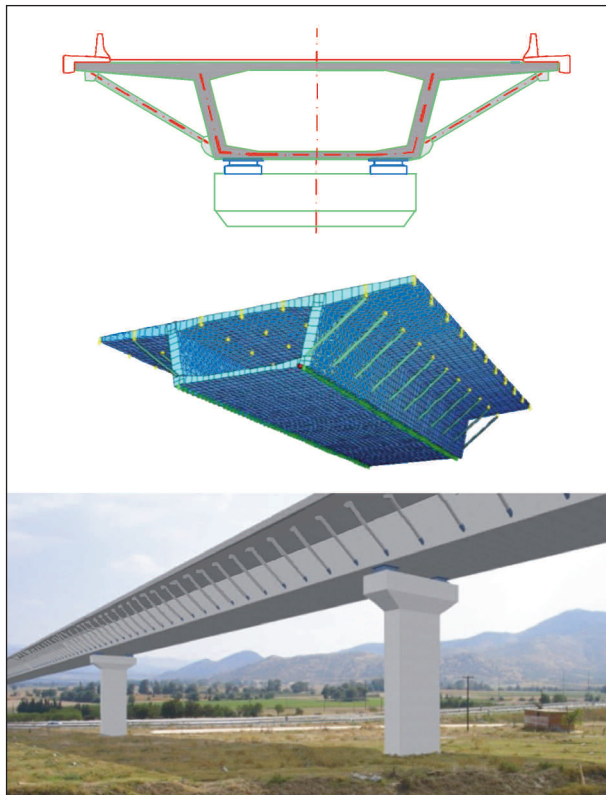
In Tabelle 11 sowie den Bildern 107 bis 114 sind die untersuchten Varianten schematisch zusammengefasst.



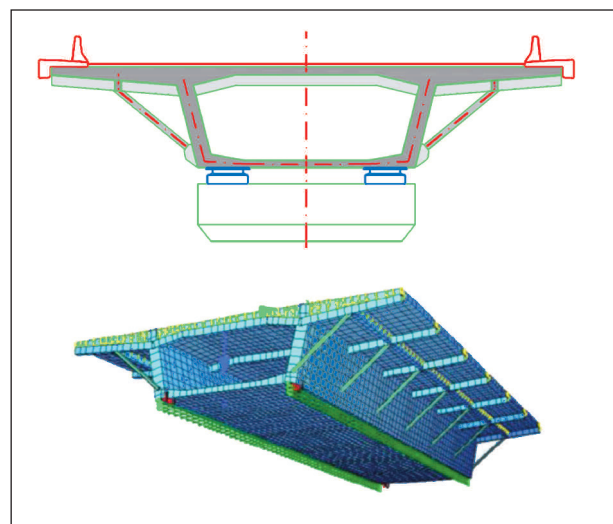
**Bild 107:** Adaptionvariante Q1: querverlaufende Unterzüge



**Bild 109:** Adaptionvariante Q3: querverlaufende Unterzüge mit schrägen Druckstreben



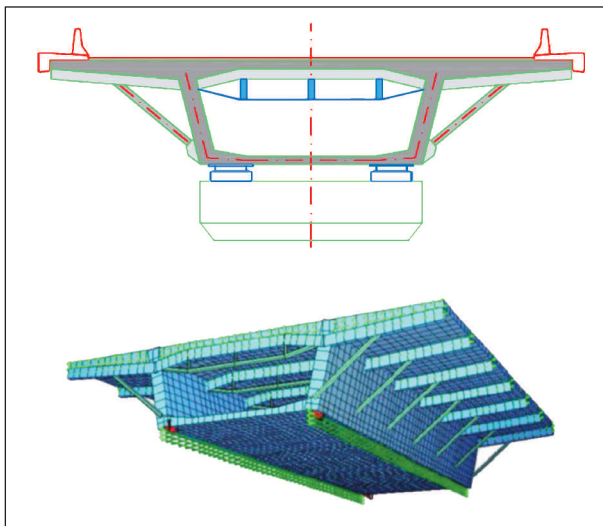
**Bild 108:** Adaptionvariante Q2: schräge Druckstreben unter dem Kragarm



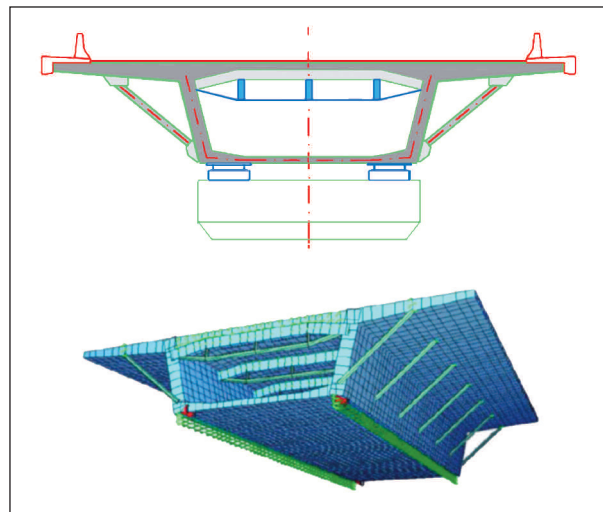
**Bild 110:** Adaptionvariante Q4: längs- und querverlaufende Unterzüge mit schrägen Druckstreben

Sowohl unter Szenario 1 als auch unter Szenario 2 ergibt sich ein Defizit in der Biegetragfähigkeit des Kragarmanschnitts (Schnitt 1L, Bild 105, Tabelle 7). Mit den Varianten Q1 und Q2 werden die beiden Basiskonzepte zur Kompensation dieses Defizits untersucht. Für die Variante Q2 zeigte sich, dass schlaff eingebaute Druckstreben nicht den erforderlichen Effekt zur Verstärkung des Kragarms haben.

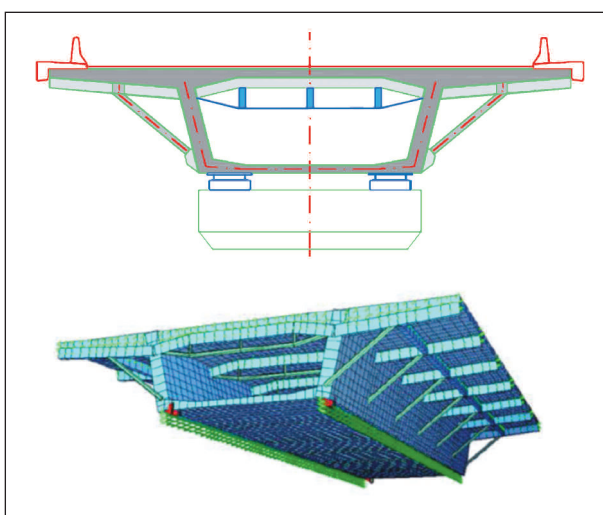




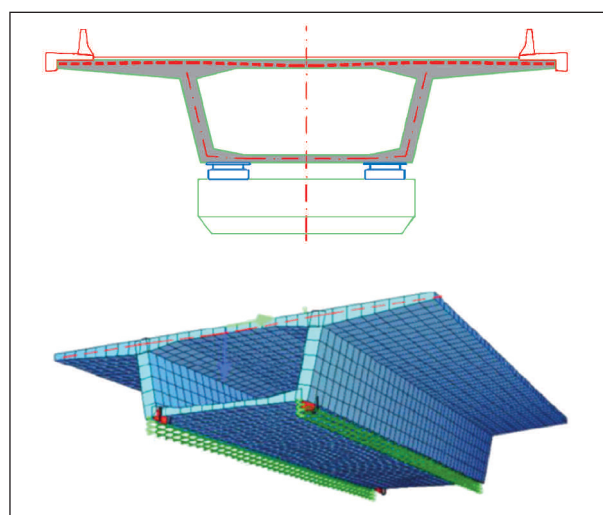
**Bild 111:** Adaptionvariante Q5: wie Q3 mit zusätzlicher Unter-  
spannung der Fahrbahnplatte im Hohlkasteninneren



**Bild 113:** Adaptionvariante Q7: wie Q5, jedoch ohne querver-  
laufende Unterzüge im Kragarmbereich



**Bild 112:** Adaptionvariante Q6: wie Q4 mit zusätzlicher Unter-  
spannung der Fahrbahnplatte im Hohlkasteninneren



**Bild 114:** Adaptionvariante Q8: Querverspannung der Fahr-  
bahnplatte

Durch vorgespannte Streben ergab sich eine deutliche Verbesserung der Verstärkungsvariante Q2. Diese kann mittels Kapselpressen eingetragen werden.

Variante Q3 stellt die Verbindung beider Basisvarianten (Q1 und Q2) dar. Die Detailausführung wurde hier vornehmlich mit dem Ziel definiert, den zusätzlichen Eigengewichtseintrag auf das Längssystem zu verringern. Die Abmessungen des Unterzuges als auch der Längsabstand und Querschnitt der schrägen Druckstreben wurden unter dieser Prämisse und in Abstimmung aufeinander optimiert. Hierbei zeigte sich für Variante Q3, dass die Kragarmplatte nur bis zu einem maximalen Achsabstand von 3,0 m in Längsrichtung in der Lage ist, eine ausreichende Lastverteilung sicher-

zustellen. Für größere Längsabstände der querverlaufenden Unterzüge und schrägen Druckstreben werden längsverlaufende Unterzüge erforderlich.

Dies führt dann zu Variante Q4, wo ein Längsabstand von 4,0 m definiert und die Abmessungen der Unterzüge und schrägen Druckstreben darauf abgestimmt wurden.

Beim Szenario 2 ergeben sich durch die erhöhte Verkehrslast zusätzlich deutliche Defizite in der Fahrbahnplatte zwischen den Stegen (Schnitte 1R, 2 und 3) (siehe Tabelle 7). Da eine Ausweitung der Verstärkung durch die Anordnung von querverlaufenden Unterzügen wie bei Variante Q1 aufgrund des eingeschränkten Platzangebots im Hohlkasteninneren und des komplexen Einbaus nicht infrage

kommt, wurde eine Unterspannung der Fahrbahnplatte zwischen den Stegen in den Varianten Q5, Q6 und Q7 untersucht. Hinsichtlich Bauart und Platzbedarfs sind für die Ausführung der Unterspannung als Stahlbaukonstruktion mehrere Alternativen denkbar, sodass dieser Konzeptbaustein flexibel einsetzbar ist. In den durchgeführten Berechnungen wurden die Vertikalstempel der Unterspannung in allen drei Varianten mit einer Kraft von rund 15 kN beaufschlagt.

Die Wirkung der Unterspannung als direkte Ergänzung zu Variante Q3 wurde mit Variante Q5 untersucht. Variante Q6 stellt die analoge Erweiterung der Variante Q4 dar. Mit Variante Q7 wurde im Hinblick auf eine Kombination der Verstärkung des Quersystems mit den in Kapitel 5.4 vorgestellten Konzepten zur Verstärkung des Längssystems untersucht, inwieweit auch ein Verzicht des Unterzuges im Bereich der Kragarme möglich ist. Der Abstand der Verstärkungsstruktur wurde dabei bei 3,0 m belassen, sodass eine direkte Vergleichbarkeit zu Variante Q3 bzw. Q5 gegeben ist.

Mit der Variante Q8 wird schließlich die Verstärkungswirkung einer Quervorspannung der Fahrbahnplatte gegenüber den definierten Adaptionsszenarien untersucht. Diese Variante erfüllt nur eingeschränkt und unter der Voraussetzung, dass bereits beim Neubau entsprechende Leerrohre vorgesehen werden, das Anforderungsprofil der adaptiven Brücken. Variante Q8 wird daher in erster Linie als Referenz zur Bewertung der Verstärkungswirkung der Varianten Q1-Q7 herangezogen.

### 5.3.2 Rechnerische Bewertung

Das Ergebnis der durchgeführten Berechnungen des Quersystems ist in den Tabellen 12 bis 14 für das Adaptionsszenario 1 sowie den Tabellen 15 bis 17 für das Adaptionsszenario 2 zusammenfassend dargestellt. Die dargestellte Bewehrung stellt das Maximum der Nachweise im GZT (inklusive Ermüdung) und GZG dar. Weitere Ergebnisse (z. B. Betonspannungen) werden hier aus Gründen der Übersichtlichkeit nicht dargestellt.

In der aus Kapitel 5.2.3 bekannten Form sind die erforderlichen Bewehrungsmengen zur Sicherstellung einer ausreichenden Biege- und Querkrafttragfähigkeit in den kritischen Strukturpunkten den erforderlichen Bewehrungsmengen der Modellbrücke unter Ausgangsbelastung (Szenario 0) gegenübergestellt.

Modell	Erf. Bewehrung im Schnitt (GZT u. GZG; [cm <sup>2</sup> /m])				
	1L	1R	2	3	4
Modellbrücke	19,6	18,4	14,2	14,3	20,8
	100 %	100 %	100 %	100 %	100 %
Szenario 1 ohne Adaption	24,8	21,3	16,6	15,4	24,9
	127 %	116 %	117 %	108 %	120 %
Variante Q1	23,3	20,4	13,2	7,4	24,2
	119 %	111 %	93 %	52 %	116 %
Variante Q2	19,0	19,1	16,5	14,0	15,3
	97 %	104 %	116 %	98 %	74 %
Variante Q3	19,0	19,0	15,7	8,5	10,4
	97 %	103 %	111 %	59 %	50 %
Variante Q4	19,5	19,0	12,9	7,4	11,1
	99 %	103 %	91 %	52 %	53 %
Variante Q8	9,1	9,1	7,1	5,7	32,3
	46 %	49 %	50 %	40 %	155 %

Tab. 12: Zusammenfassung der Bemessungsergebnisse in den kritischen Strukturpunkten; Biegung mit Längskraft – Szenario 1

Modell	Erf. Bewehrung im Schnitt (GZT; Querkraft [cm <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> ])			
	1L	1R	2	3
Modellbrücke	4,7	4,7	21,6	0
	100 %	100 %	100 %	-
Szenario 1 ohne Adaption	7,7	7,7	22,7	0
	164 %	164 %	105 %	-
Variante Q1	7,5	7,5	19,6	0
	159 %	159 %	91 %	-
Variante Q2	4,8	5,3	22,6	0
	102 %	113 %	105 %	-
Variante Q3	4,7	4,7	20,9	0
	100 %	100 %	97 %	-
Variante Q4	4,7	4,7	19,7	0
	100 %	100 %	92 %	-
Variante Q8	6,2	6,2	0	0
	132 %	132 %	0 %	-

Tab. 13: Zusammenfassung der Bemessungsergebnisse in den kritischen Strukturpunkten; Querkraft – Szenario 1

Die Adaptionvarianten Q2-Q7 beinhalten als wesentlichen Baustein schräge Druckstreben, die einen Großteil der durch die Szenarien 1 und 2 zu-

Modell	Erf. Bewehrung im Schnitt 0	
	Biegung mit Längskraft (GZT u. GZG; [cm <sup>2</sup> /m])	Querkraft (GZT; [cm <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> ])
Modellbrücke	μ12,6 (100 %)	0 (-)
Szenario 1 ohne Adaption	12,8 (102 %)	0 (-)
Variante Q1	12,2 (97 %)	0 (-)
Variante Q2	10,9 (87 %)	9,8 (-)
Variante Q3	11,6 (92 %)	13,8 (-)
Variante Q4	11,7 (93 %)	9,7 (-)
Variante Q8	7,1 (56 %)	0 (-)

Tab. 14: Zusammenfassung der Bemessungsergebnisse im Strukturpunkt 0 – Szenario 1

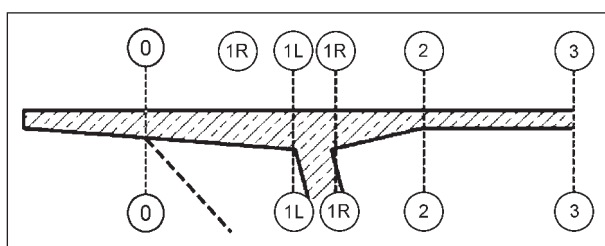


Bild 115: Nachweisschnitte des Quersystems mit zusätzlichem Schnitt 0

sätzlich aufgebracht Last direkt an die Hohlkastenstege ableiten. Während der untere Anschlusspunkt aufgrund der massiven Struktur der Hohlkastenecke in der Regel für die lokale Lasteinleitung unkritisch ist, bedarf der obere Anschlusspunkt an dem schlanken Kragarm einer genaueren Betrachtung. Aus diesem Grund wurde der kritische Strukturpunkt 0 nach Bild 115 definiert und in die Bewertung einbezogen.

### Adaptionsmodell Q1

Die Bemessungsergebnisse lassen für die Basisvariante Q1 im Szenario 1 eine Verbesserung des Biegetragvermögens gegenüber der Berechnung ohne Verstärkungsmaßnahmen in allen Schnitten erkennen. Im Bereich der Kragarme wird die Vergrößerung des Biegetragvermögens durch die Unterzüge teilweise durch deren Eigengewichtsbeitrag („schlaffer Einbau“), vor allem aber durch den nur geringen Steifigkeitszuwachs in Relation zur unverstärkten Kragarmplatte im Schnitt 1L in ihrer Effektivität herabgesetzt (maximale Relation: 1,19). Einen nur sehr geringen positiven Effekt zeigt die Basisvariante Q1 auf das Biegetragvermögen im Schnitt 4 (1,16). Mit den unter der Fahrbahn angeordneten Unterzügen ist die Steifigkeit der Fahr-

bahnplatte nicht in ausreichendem Maße zu erhöhen, um den Anschnitt zum Hohlkastensteg gegenüber der durch Szenario 1 eingetragenen Zusatzbelastung entsprechend zu entlasten. Schließlich ist festzustellen, dass Variante Q1 ungeeignet ist, die Überschreitung des Querkrafttragvermögens in den Fahrbahnanschnitten (1,59) zu beheben (Tabelle 13). Im Hinblick auf Szenario 2 kann zusammenfassend geurteilt werden, dass der Anstieg des Lastniveaus insbesondere infolge einer gesteigerten Querkraftbelastung im Anschnitt der Fahrbahnplatte (Schnitt 1R) eine weitere Verschlechterung der Ergebnisse für die Basisvariante Q1 erwarten lässt und damit auf eine rechnerische Untersuchung verzichtet werden kann.

### Adaptionsmodell Q2

In Bezug auf die Querkrafttragfähigkeit zeigt Basisvariante Q2 eine deutlich verbesserte Verstärkungswirkung als Variante Q1, wenn auch das Niveau der Vergleichsbasis insbesondere im Schnitt 1R nicht gänzlich erreicht wurde (1,13) und im Schnitt 0 nun eine Schubbewehrung erforderlich wird. Die nach der Ursprungssituation im Schnitt 0 erforderliche Biegebewehrung reicht dagegen auch zur Aufnahme der Belastung aus der oberen Auflagerkraft der schrägen Druckstreben aus. Davon abgesehen ist im Hinblick auf das Biegetragvermögen festzustellen, dass der Anschnitt des Hohlkastensteges eine signifikante Entlastung erfahren hat (0,74). Unzureichend ist unter alleinigem Einsatz von schrägen Druckstreben im Bereich der Kragarme allerdings das Biegetragvermögen in der Fahrbahnplatte zwischen den Stegen (1,16). Da sich Szenario 2 gegenüber Szenario 1 durch einen deutlichen Belastungsanstieg insbesondere in diesen Schnitten auszeichnet, kann auch auf eine Untersuchung der Basisvariante Q2 für Szenario 2 in begründeter Form verzichtet werden.

### Adaptionsmodell Q3

Für Variante Q3, die Kombination beider Basisvarianten Q1 und Q2 mit vergrößertem Längsabstand der Verstärkungselemente und optimierten Querschnittsabmessungen, lassen die Bemessungsergebnisse für Szenario 1 ein weitgehend zufriedenstellendes Verbesserungsniveau gegenüber der Berechnung ohne Adaptionsmaßnahmen erkennen. Die Variante Q3 kombiniert die Vorteile beider Basisvarianten im Hinblick auf die Tragfähigkeitssteigerung und lässt unter Szenario 1 einzig in der Fahrbahnplatte zwischen den Stegen eine

Modell	Erf. Bewehrung im Schnitt (GZT u. GZG; My+N [cm <sup>2</sup> /m])				
	1L	1R	2	3	4
Modellbrücke	19,6	18,4	14,2	14,3	20,8
	100 %	100 %	100 %	100 %	100 %
Szenario 2 ohne Adaption	26,8	23,3	19,1	17,4	28,1
	137 %	127 %	135 %	122 %	135 %
Variante Q3	20,2	20,6	16,2	7,4	7,0
	103 %	112 %	114 %	52 %	34 %
Variante Q4	20,6	20,7	14,2	7,5	9,8
	105 %	113 %	100 %	52 %	47 %
Variante Q5	19,6	19,8	15,5	8,5	8,2
	100 %	108 %	109 %	59 %	39 %
Variante Q6	20,1	20,1	11,4	7,4	10,7
	103 %	109 %	80 %	52 %	51 %
Variante Q7	19,4	19,8	15,5	7,4	9,8
	99 %	108 %	109 %	52 %	47 %
Variante Q8	10,7	10,7	7,1	5,7	37,0
	55 %	58 %	50 %	40 %	178 %

Tab. 15: Zusammenfassung der Bemessungsergebnisse in den kritischen Strukturpunkten, Biegung mit Längskraft – Szenario 2

Modell	Erf. Bewehrung im Schnitt (GZT; Querkraft [cm <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> ])			
	1L	1R	2	3
Modellbrücke	4,7	4,7	21,6	0
	100 %	100 %	100 %	-
Szenario 2 ohne Adaption	8,3	16	25,6	0
	177 %	340 %	118 %	-
Variante Q3	5,4	13,7	21,5	0
	115 %	291 %	99 %	-
Variante Q4	5,3	13,2	20,9	0
	113 %	281 %	97 %	-
Variante Q5	5,2	13,4	21,8	0
	110 %	285 %	101 %	-
Variante Q6	5,2	12,9	21,1	0
	110 %	274 %	98 %	-
Variante Q7	5,2	13,6	22,1	0
	110 %	289 %	102 %	-
Variante Q8	6,7	16,2	0	0
	143 %	345 %	0 %	-

Tab. 16: Zusammenfassung der Bemessungsergebnisse in den kritischen Strukturpunkten; Querkraft – Szenario 2

Modell	Erf. Bewehrung im Schnitt 0	
	Biegung mit Längskraft (GZT u. GZG; [cm <sup>2</sup> /m])	Querkraft (GZT; [cm <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> ])
Modellbrücke	12,6 (100 %)	0 (-)
Szenario 2 ohne Adaption	13,8 (110 %)	0 (-)
Variante Q3	12,2 (97 %)	12,8 (-)
Variante Q4	11,2 (89 %)	11,4 (-)
Variante Q5	12,0 (95 %)	11,7 (-)
Variante Q6	11,2 (89 %)	11,4 (-)
Variante Q7	13,1 (104 %)	13,9 (-)
Variante Q8	7,1 (56 %)	0 (-)

Tab. 17: Zusammenfassung der Bemessungsergebnisse im Strukturpunkt 0 – Szenario 2

Überschreitung der Biegetragfähigkeit erkennen (maximale Relation: 1,11). Hier tragen die schrägen Druckstreben nicht zur Gewährleistung des Tragvermögens bei. Die weniger effiziente Verstärkungswirkung der in ihren Abmessungen gegenüber Variante Q1 zugunsten eines geringeren Eigengewichts reduzierten Unterzüge verbleibt. Erwartungsgemäß tritt daher unter Ansatz von Szenario 2 insbesondere in der Fahrbahnplatte zwischen den Stegen eine weitere Verschlechterung des Biegetragvermögens (1,14) auf.

Wie schon für Variante Q1 muss auch für Variante Q3 festgestellt werden, dass die Anordnung von Unterzügen alleine nur einen sehr geringen Effekt auf die Verstärkung der Querkrafttragfähigkeit der Fahrbahn hat. Unter dem erhöhten Lastniveau des Szenarios 2 tritt im Anschnitt der Fahrbahnplatte zwischen den Stegen eine Relation von 2,91 auf. Zur Relativierung dieses auf den ersten Blick sehr hohen Wertes sind zwei Aspekte zu bedenken: Zum einen ist es die Charakteristik des im DIN-Fachbericht 102 (DIN, 2009) und Eurocode 2 mit NA (DIN, 2011) verankerten Modells zur Querkraftbemessung, dass dem Belastungsniveau ein direkter Einfluss auf den Druckstrebenwinkel zugewiesen wird und die erforderliche Schubbewehrung somit überproportional zum Belastungsniveau ansteigt. Zum anderen ergeben die Berechnungen für die Vergleichsbasis einen sehr geringen Wert, sodass bei einem Realbauwerk insbesondere bezüglich der Querkraftbewehrung am Fahrbahnanschnitt mit einer aus konstruktiven Gründen deutlich erhöhten Bewehrungsmenge zu rechnen ist. Für Variante Q3 bleibt abschließend festzustellen, dass die im Schnitt 0 nach der Vergleichsbasis vor-



handene Biegebewehrung sowohl unter Ansatz des Szenarios 1 als auch des Szenarios 2 ausreichend ist, um die Beanspruchung aus der oberen Auflagerkraft der schrägen Druckstreben aufzunehmen. Ebenso wie für die Basisvariante Q2 wird im Schnitt 0 allerdings eine Schubbewehrung erforderlich.

Nach der rechnerischen Analyse der bis hier betrachteten Varianten Q1 bis Q3 unter Ansatz der Adaptionsszenarien 1 und 2 ist eine erste Zusammenfassung der Erkenntnisse möglich:

- Die Anordnung von schrägen gegen den Kragarm vorgespannten Druckstreben zeigt eine hohe Effizienz in Bezug auf die Entlastung des Kragarms und der oberen Rahmenecke des Hohlkastenquerschnitts. Durch die direkte Weiterleitung der Zusatzlasten aus den betrachteten Adaptionsszenarien auf dem Kragarm zu den Hohlkastenstegen wird die Biege- und Querkraftbeanspruchung des Kragarms und des oberen Rahmenknotens in den Schnitten 1L, 1R und 4 entscheidend reduziert und das Tragvermögen des Quersystems damit erhöht. Teilweise ist diese Verstärkungswirkung dabei ausreichend, um die Mehrbelastung aus den Adaptionsszenarien vollständig zu kompensieren. Der Vielzahl an positiven Aspekten steht die Notwendigkeit, eine Schubbewehrung am oberen Auflagerpunkt der schrägen Druckstreben vorsehen zu müssen, gegenüber. Durch eine Vergrößerung der oberen Kopfplatte lässt sich dieser Effekt jedoch minimieren.
- Die Anordnung von querverlaufenden Unterzügen ist demgegenüber und insbesondere wenn man den anteiligen Eigengewichtseintrag bei Variante Q3 beachtet (Unterzüge: 0,76 to/m, Druckstreben: 0,41 to/m), von deutlich geringerer Effektivität. Für die Verstärkung der Biege- und Querkrafttragfähigkeit in den Anschnitten der oberen Rahmenecke (Schnitte 1L, 1R und 4) sind sie nur von geringer Wirkung – für die Verstärkung der Biege- und Querkrafttragfähigkeit der Fahrbahnplatte zwischen den Stegen (Schnitte 2 und 3) jedoch auch mangels Alternativen unverzichtbar. Grundsätzlich kann die Anordnung von Unterzügen im Vergleich zu den schrägen Druckstreben als eine indirekte Verstärkungswirkung bezeichnet werden, die entscheidend von dem Steifigkeitszuwachs der Kragarm- oder Fahrbahnplatte abhängt. Lediglich in den Schnitten 2 und 3 ist daher aus dem Vergleich der Varianten Q1 und Q3 ein unmittel-

barer Zusammenhang zwischen Verstärkungswirkung und Konstruktionshöhe sowie Längsabstand der Unterzüge zu erkennen.

- Dem Tragfähigkeitsdefizit bezüglich einer Querkraftbeanspruchung im Schnitt 1R unter Szenario 2 ist durch keine der beiden erläuterten Bausteine der Adaptionvarianten entscheidend zu begegnen.

#### **Adaptionsmodell Q4**

Die der Untersuchung einer möglichen Vergrößerung des Längsabstandes der Verstärkungsmaßnahmen dienende Variante Q4 wurde bewusst so konzipiert, dass über die Betrachtung aller kritischer Strukturpunkte wenigstens eine gleich gute Verstärkungswirkung erreicht wird wie bei Variante Q3. Wie sich im Zuge der Berechnungen zeigte, genügte eine Erhöhung der Druckstrebenvorspannung um 10 % dieser Anforderung (siehe Tabelle 11). Die Querkrafttragfähigkeit im Schnitt 1R ausgenommen, beträgt bei Szenario 2 die maximale relative Überschreitung sowohl der Biege- als auch der Querkrafttragfähigkeit 1,13 gegenüber der Vergleichsbasis. Den längsverlaufenden Unterzügen kommt bei Variante Q4 eine doppelte Bedeutung zu: Neben der planmäßigen Längsverteilung der Lasten auf dem Kragarm gewährleisten sie die mögliche Einleitung der vergrößerten Vorspannkraft aus den schrägen Druckstreben, ohne dass dabei die vorhandene Biegebewehrung im Schnitt 0 im Szenario 2 überschritten würde. Als positiver Nebeneffekt des über die vergrößerte Druckstrebenvorspannung eingetragenen Kragarmmomentes ist ferner für Variante Q4 eine im Vergleich zu Variante Q3 weitergehende Reduktion der Biege- und Querkraftbeanspruchung der Fahrbahnplatte in den Schnitten 2 und 3 festzustellen.

Im Hinblick auf Szenario 1, der vornehmlichen Erhöhung der Lasten auf dem Kragarm, sind mit den Varianten Q3 und Q4 zwei Adaptionmodelle entwickelt worden, die eine zufriedenstellende Verstärkung des Tragvermögens des Quersystems darstellen. Für Szenario 2, mit einer zusätzlichen Vergrößerung der Beanspruchung zwischen den Stegen, verbleiben nach beiden Adaptionmodellen jedoch Traglastdefizite in mehreren kritischen Strukturpunkten.

#### **Adaptionsmodell Q5**

Bei den Varianten Q5 bis Q7 wird eine Unterspannung der Fahrbahnplatte zwischen den Stegen an-

geordnet. Im Vergleich der nur um diese Maßnahme unterschiedlichen Varianten Q3 und Q5 zeigt sich eine Verbesserung des Tragvermögens um 3-6 % in den maßgebenden Schnitten 1L, 1R und 2. Ausgenommen die Querkrafttragfähigkeit im Schnitt 1R verbleibt nach Variante Q5 eine maximale relative Überschreitung der Biege- und Querkrafttragfähigkeit von 1,09 bzw. 1,10.

#### **Adaptionsmodell Q6**

Ein ähnliches Bild zeigt sich im Vergleich der Varianten Q4 und Q6: Auch hier ist eine grundsätzliche Verbesserung der Tragfähigkeit um 3-7 % in den maßgebenden Schnitten 1L und 1R festzustellen. Ausgenommen die Querkrafttragfähigkeit im Schnitt 1R verbleibt eine maximale relative Überschreitung der Biege- und Querkrafttragfähigkeit von 1,09 bzw. 1,10.

Die statische Bewertung der Varianten Q1 bis Q4 lässt erkennen, dass die querverlaufenden Unterzüge im Bereich des Kragarms lediglich der Lastverteilung der angreifenden Druckstrebenvorspannung dienen. Zur Tragfähigkeitserhöhung tragen sie insofern nur im Sinne einer Begrenzung der im Schnitt 0 erforderlichen Biege- und Querkraftbewehrung bei.

#### **Adaptionsmodell Q7**

Variante Q7 im Vergleich zu Q5 dient dazu, diesen Effekt mit Hinblick auf eine mögliche Reduktion der Lasten aus Eigengewicht zu quantifizieren. Bei in allen anderen kritischen Strukturpunkten annähernd identischem Ergebnis zeigen sich im Schnitt 0 ein Tragfähigkeitsdefizit von 4 % bezogen auf die Biegebewehrung und die Vergleichsbasis sowie ein Mehrbedarf hinsichtlich der erforderlichen Schubbewehrung von 18 % gegenüber der Variante Q5.

#### **Adaptionsmodell Q8**

Abschließend wird die als Referenz dienende Variante Q8 mit Anordnung einer Quervorspannung betrachtet: Die in die Kragarm- und Fahrbahnplatte eingetragene Drucknormalkraft hat einen positiven Effekt auf die Biege- und Querkrafttragfähigkeit in den Schnitten 1L, 1R, 2 und 3. Das in die Hohlkastenstege im Schnitt 4 eingetragene Biegemoment wirkt sich jedoch negativ auf die Tragfähigkeitsbewertung des Quersystems aus. Den dargestellten Rechenergebnissen wurde unter Einhal-

tung der zulässigen Betonbeanspruchung in allen relevanten Schnitten eine Quervorspannung von 0,86 MN/m zugrunde gelegt. Diese stellt in der Praxis für Überbauten vergleichbarer Brückenbauwerke eine übliche Größenordnung sowie ein mittleres Niveau in Bezug auf die vorab erläuterten entgegengerichteten Wirkungen der Drucknormalkraft dar. Die Bemessungsergebnisse zeigen für beide Adaptionsvarianten das qualitativ gleiche Bild: Die Biegetragfähigkeit wird durch die Quervorspannung in allen relevanten Schnitten der Kragarm- und Fahrbahnplatte deutlich erhöht und die erforderliche Biegebewehrung der Vergleichsbasis unterschritten (max. Relation im Szenario 2: 0,58). Für eine Verstärkung der Querkrafttragfähigkeit reicht die aufgebrachte Vorspannung mit Ausnahme von Schnitt 2 nicht aus (max. Überschreitung im Szenario 2: 3,45 bzw. 1,43). Die im Anschnitt Steg-Fahrbahnplatte an der Stegaußenseite erforderliche Bewehrung, wird durch die Quervorspannung deutlich vergrößert. Hier liegt ein genereller Schwachpunkt der Quervorspannung der Fahrbahnplatte.

In der Gesamtbetrachtung ist daher festzustellen, dass die als Referenz betrachtete Variante Q8 aus statischer Sicht eine unerwünschte Biegebelastung des Hohlkastensteges im Anschnitt sowie die mit Ausnahme von Variante Q1 schlechteste Verstärkungswirkung bezogen auf die Querkrafttragfähigkeit hat. Außerdem ist der im Bauwerk vorzusehende Hohlraum im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit kritisch zu bewerten.

#### **Zusammenfassung**

Aus der statischen Bewertung gehen zusammenfassend die Varianten Q3 und Q4 als geeignete und nahezu gleichwertige Adaptionsmodelle zur Verstärkung des Quersystems im Hinblick auf das definierte Adaptionszenario 1 hervor.

Im Hinblick auf das Adaptionszenario 2 stehen aus statischer Sicht mit den Varianten Q5 bis Q7 ebenfalls mehrere nahezu gleichwertige Adaptionsmodelle zur Wahl.

Zwei einschränkende Bewertungsaspekte sind all diesen Varianten gemein: Im Kragarm um den Auflagerpunkt der schrägen Druckstrebe (Schnitt 0) ist eine Schubbewehrung vorzusehen sowie im Schnitt 1R die Schubtragfähigkeit grundsätzlich zu erhöhen.

### 5.3.3 Ausführung, Bauverfahrenstechnik und Bewertung

#### Schräge Druckstreben

Eine besondere Bedeutung kommt der über Kapselpressen aufzubringenden Vorspannung der Druckstreben gegen den Kragarm zu. Im Zuge der Berechnungen hatte sich diese als besonders wirkungsvoll gezeigt, um die Traglastdefizite des Ursprungsbauwerks in den kritischen Nachweischnitten zu kompensieren. Zwar wurde die Größe der Druckstrebenvorspannung in erster Linie anhand der erforderlichen Verstärkungs- bzw. Entlastungswirkung dimensioniert, stellt jedoch zugleich eine Überdrückung der Druckstreben und Fugen unter allen auftretenden Lastfallkombinationen sicher. Dadurch kann der Nachweis der Zug- und der Zugschwellbeanspruchung entfallen. Auf die konstruktiv aufwändige Herstellung der Muffenverbindung der Längsbewehrung kann als Folge verzichtet werden (vgl. Kapitel 4.4). Stattdessen können die Druckstreben in taschenförmige Aussparungen der Konsolen eingesetzt werden, in denen auch die Kapselpressen (z. B. Kapselpressen Typ VBT-KP150;  $d = 150$  mm; Nennlast 185 kN; Hubhöhe 25 mm) Platz finden. Nach erfolgter Vorspannung werden diese mit hochfestem schwindarmem Mörtel vergossen.

Detailberechnungen zeigen, dass für die Lasten aus Szenario 1 sowie der Vorspannung reguläre Stahlbetonstützen verwendet werden können. Um die Knickstabilität sicherzustellen, sollten die Querschnittsabmessungen der Streben mindestens 25 cm betragen. Als Längsbewehrung für eine 25/25-cm-Strebe wurden 4 Stäbe  $\varnothing 14$  mm gewählt. Die Bügelbewehrung kann mit Bügeln  $\varnothing 6$  mm alle 15 cm ausgeführt werden. Im Lasteinleitungsbereich sind die Bügelabstände zu verringern. Die Anschlussbereiche der Druckstöße sind zur Aufnahme der Querspannungen mit einer Stirnflächenbewehrung oder einer Stahlplatte auszubilden.

Die Stahlbetonkonsolen werden über Stabspannglieder (z. B. DYWIDAG-Stabspannverfahren nach EOTA (2010)) an den Hohlkasten gespannt. Für die errechneten Strebenkräfte genügen z. B. zwei Stabspannglieder WR 36, um die erforderliche Reibkraft zu erzeugen. Die Abmessungen der Konsole und Dimensionierung der Spannglieder (Bild 77) sind aus den in Kapitel 4.4.2 bereits genannten Randbedingungen abzuleiten:

- vollständig überdrückte Fuge,

- Rand- und Achsabstände der Ankerplatten,
- Anschluss der Strebe zwischen den Ankerplatten.

Mit den Achs- und Randabständen nach Tabelle 18 ergeben sich die exemplarisch dargestellten Abmessungen in Bild 116. Der obere Anschluss ist aufgrund der flacheren Strebenneigung bezogen auf die Unterstüßungsfläche waagrecht auszubilden (Bild 80).

Bei Betrachtung einer reinen Stahlstrebe zeigt sich, dass der maßgebende Nachweis für die Schweiß-

	WR 26	WR 36
Ankerplatte a	130 mm	150 mm
Ankerplatte b	150 mm	220 mm
Achsabstand $A_x$	160 mm	210 mm
Achsabstand $A_y$	190 mm	260 mm
Randabstand R	$0,5 \cdot A_i$	$0,5 \cdot A_i$
Zusatzbewehrung	3 Bügel $\varnothing 12$ mm	4 Bügel $\varnothing 12$ mm

Tab. 18: Stabspannglieder ohne Verbund, Abmessungen für rechteckige Vollplatten mit Zusatzbewehrung (EOTA, 2010)

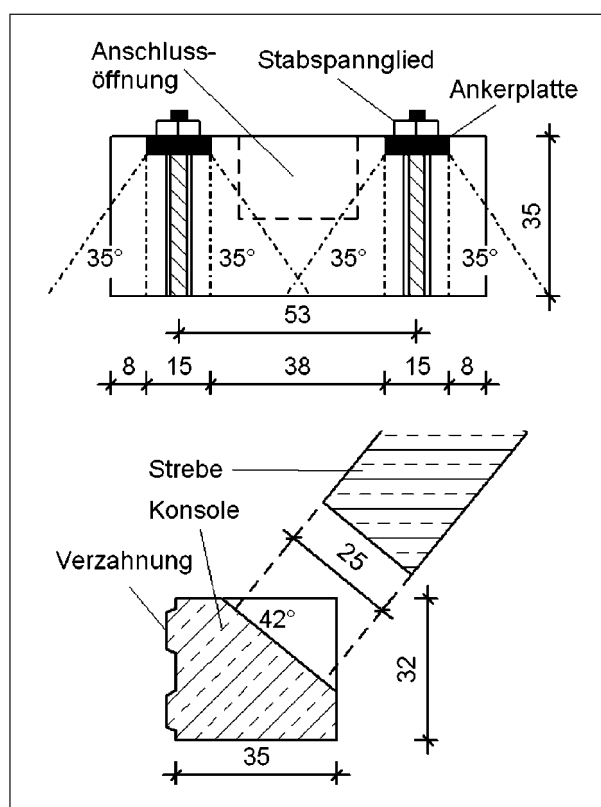


Bild 116: Lastausbreitung in der Konsole (oben) und Mindestabmessungen der Konsole am Stützenfuß mit Schubverzahnung (unten)

Verbindung zwischen Strebe und Anschlussplatte die Schubtragfähigkeit bei Druck-Schub-Bbeanspruchung des Anschlusses ist. Das bedeutet, dass der Nachweis zugleich die erforderlichen Stahlrohrabmessungen bestimmt. Exemplarisch gewählt wurde eine Stahlrohrstrebe 250/15/2750 mm. Die Schraubenverbindung zwischen Anker- und Anschlussplatte kann mit acht gleitfest vorgespannten Schrauben M22 der Festigkeit 10.9 ausgeführt werden.

Die Ergebnisse der Berechnung der erforderlichen Ankerplatten und Kopfbolzen können Tabelle 19 entnommen werden. Bild 117 zeigt die Lage der Anschlüsse im Bauwerk sowie die erforderliche Zusatzbewehrung.

Mit der Verwendung von hybriden Konstruktionen und Stahlprofilen wird das Eigengewicht der Streben stark reduziert (Vergleich Stahlbetonstrebe 25/25/2750 [mm]: 0,43 to, Stahlrohrstrebe 250/15/2750 [mm]: 0,24 to [57 %]). Als Folge ist von einer vereinfachten Installation auszugehen, die von unterhalb oder auch von oberhalb der Brücke geschehen kann. Das Vorspannen gegen den Kragarm sollte in jedem Fall unter kontrollierten Bedingungen und ohne Verkehrslast auf dem Kragarm geschehen.

	Oberer Anschluss	Unterer Anschluss
Anzahl	9 Kopfbolzen	
Durchmesser	25 mm	
Schafflänge	300 mm	350 mm
Randabstand	500 mm	300 mm
Zusatzbewehrung	2 $\varnothing$ 16 je Bolzenreihe	
Ankerplatte	300 x 400 mm	

Tab. 19: Erforderliche Ankerplatten am oberen sowie unteren Anschluss (exemplarisch)

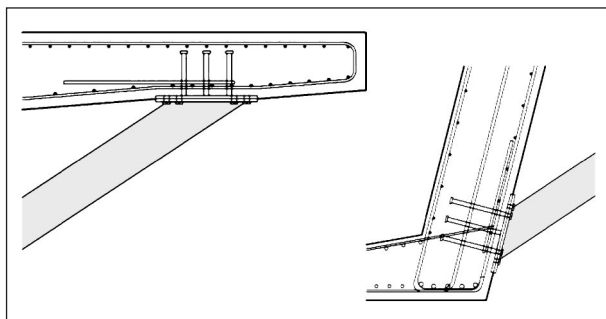


Bild 117: Exemplarische Lage der Ankerplatten im Hohlkasten, oberer (links) und unterer Anschluss (rechts)

Die Vorteile gehen zulasten eines größeren Unterhaltungsaufwands durch den zu prüfenden und zu erneuernden Korrosionsschutzanstrich.

### Unterzüge

Exemplarische Detailberechnungen für die Lasten aus Szenario 1 zeigen, dass alle drei in Kapitel 4.5.2 bis 4.5.4 vorgestellten Varianten (A bis C) umgesetzt werden können.

Die erforderliche Verbundbewehrung für den Betonverbund-Anschluss (Variante A) wurde für eine Rippenbreite von 25 cm berechnet. Die Oberfläche wurde verzahnt und die Verbundbewehrung senkrecht ( $\alpha = 90^\circ$ ) angesetzt. Es ergibt sich eine erforderliche Verbundbewehrung von  $9,9 \text{ cm}^2/\text{m}$ . Dies entspricht einer Bewehrung von  $10 \varnothing 12$  je laufendem Meter. Werden Bewehrungsmuffen zur Kopplung der erforderlichen Bügel eingesetzt, können diese voll als ungestoßene Stäbe angesetzt werden. Die Verzahnung der Fugenoberfläche ist direkt bei Herstellung der Brücke durch eine Anpassung der Schalung herzustellen. Bei der Anwendung von Rückbiegeanschlüssen ist zu beachten, dass sich die erforderliche Bewehrungsmenge, bei Ansatz von 80 % der Betonstahlstreckgrenze (SIPPEL, 2012), um 20 % auf  $12 \varnothing 12$  je m erhöht. Im Gegenzug können mehrere Bügel mit einem Einbauteil eingesetzt werden und die Verzahnung kann durch den Verwahrkasten hergestellt werden.

Die Bemessung des Reibungsanschlusses (Variante B) wurde exemplarisch für DYWIDAG-Stabspannglieder (EOTA, 2010) durchgeführt. Für eine verzahnte Fuge ergibt sich eine erforderliche Normalspannung von  $\sigma_{Nd} = 2,1 \text{ MN/m}^2$ . Diese kann z. B. rein rechnerisch mit sechs Stabspanngliedern WR 26 (Tabelle 18) auf die Fuge aufgebracht werden. Maßgebend wird in diesem Fall jedoch die konstruktive Anforderung, eine komplett überdrückte Fuge herzustellen, welche einen maximalen Abstand der Spannglieder untereinander von 54 cm zulässt. Pro Rippe bzw. pro Fuge ist daher ein zusätzliches Spannglied erforderlich (Bild 87). Die Nachweise für Teilflächen- und Spaltzugbeanspruchung sind erfüllt, wenn die Forderungen der Zulassung erfüllt sind. Mit rechteckigen Ankerplatten und einer zusätzlichen Bewehrung von 3 Bügeln  $\varnothing 12$  kann z. B. die angesetzte Unterzugbreite von 25 cm eingehalten werden. Schub quer zur Rippe wurde auf der sicheren Seite für eine glatte Fuge berechnet. Es ergibt sich eine sehr geringe Ausnutzung der vorhandenen Schubtragfähigkeit von 18 %.



Die Berechnung der Variante C (Einsatz von Bewehrungsankern) für die Lasten aus Szenario 1 ergab, dass, für den Ansatz von z. B. vier Anschlüssen, je Anschluss sechs Bewehrungsanker  $\varnothing 20$  erforderlich sind. Die Anker werden mit Muffen M20 versehen, in die Gewindestangen der Festigkeit 10.9 eingeschraubt werden (Bild 91). Im Anschlussbereich ist eine Verstärkung des Kragarms mit einer primären Spaltzugbewehrung – 4 Bügel  $\varnothing 12$  – direkt unterhalb der Muffen sowie einer sekundären Spaltzugbewehrung – 2 Bügel  $\varnothing 10$  – im Bereich  $2/3 \cdot b$  unterhalb der Muffen erforderlich. Ferner sind 4 konstruktive Stäbe  $\varnothing 12$  erforderlich, die die Bügel und Muffen in ihrer Position sichern.

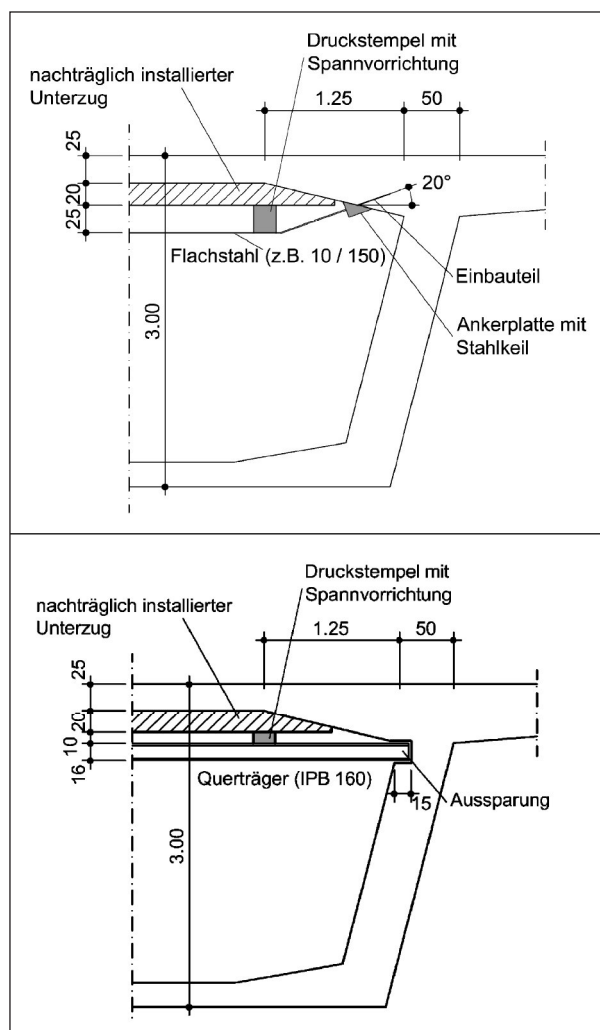
Zusammenfassend stellt die Anschlussform mittels Fertigteilkonstruktionen (Variante C) die am besten geeignete Alternative dar. Die Fugen zwischen der gevouteten Fahrbahnplatte und dem eingesetzten Stahlbetonfertigteile sind dabei mit hochfestem Mörtel zu verpressen.

Grundsätzlich geht mit dem Einbau der nachträglich installierten Unterzüge ein größerer Aufwand einher als mit der Installation der schrägen Druckstreben. Neben der statischen Effektivität sind die schrägen Druckstreben also auch nach diesem Kriterium den nachträglich installierten Unterzügen überlegen. Im Hinblick auf die vergleichend betrachteten Varianten Q3 und Q4 beziehungsweise Q5 und Q6 ist daher im Einzelfall abzuwägen, ob das vergrößerte Raster der Verstärkungsmaßnahmen in Längsrichtung den gestiegenen Aufwand der längsverlaufenden Unterzüge rechtfertigt.

### Unterspannung der Fahrbahnplatte

Für die Unterspannung der Fahrbahnplatte zwischen den Stegen kommen mehrere alternative Ausführungsformen als Stahlbaukonstruktion infrage. Neben dem statischen Grundkonzept des reinen Zuggliedes ist auch die Ausführung als Biegebalken möglich. Beide Grundprinzipien sind in Bild 118 dargestellt.

Die Kraft in der Zuggliedkonstruktion steigt mit der aufgebrachten Spannkraft in den Druckstempeln. Der in der rechnerischen Untersuchung aufgebrachten Kraft von 15 kN je Druckstempel entspricht unter  $20^\circ$  Neigung eine Zugkraft von 44 kN, welche durch ein beim Bau der Brücke vorgesehene Einbauteil in die obere Rahmenecke eingetragen werden kann. Als Spannvorrichtung der Druckstempel kommen kleinere Kapselpressen, die in einer entsprechenden Aussparung der nachträglich



**Bild 118:** Exemplarische Ausführungsalternativen einer Unterspannung der Fahrbahnplatte zwischen den Stegen

installierten Unterzüge Platz finden, oder aber Schraubverbindungen mit Doppelgewinde infrage.

Die alternative Konstruktionsform des Biegebalkens zieht ihren größten Vorteil aus dem sehr einfachen Installationsprozess. Die Aufbringung der Spannkraft in den Druckstempeln unterscheidet sich von der Konstruktionsform des Zuggliedes nicht. Sofern der Auflagerungspunkt im Hohlkastensteg und der querverlaufende Stahlträger darauf bemessen werden, können durch dieses System noch deutlich größere Unterstützungslasten in die Fahrbahn eingetragen werden als über das Zugglied.

### 5.3.4 Zusammenfassung

Zur Verstärkung des Quersystems wurden acht alternative Adaptionenmodelle untersucht und hinsichtlich der Kriterien statische Wirksamkeit, Zusatzbelastung auf das Längssystem, Umfang des

Installationsprozesses und Anforderungen an das Ursprungsbauwerk bewertet. Mit den Varianten Q3 und Q4 konnten zwei alternative Verstärkungskonzepte zur nahezu vollständigen Kompensation der Mehrbelastung aus Szenario 1 entwickelt werden. Die Varianten Q5, Q6 und Q7 genügen nahezu vollständig, jedoch in unterschiedlicher Qualität, auch den sich aus Szenario 2 stellenden Anforderungen. Alle dargestellten Varianten beinhalten nachträglich installierte Unterzüge und den Kragarm stützende Druckstreben als wesentliche Konstruktionsbausteine. Mit den bereits in Kapitel 4.4 und 4.5 aufgezeigten Möglichkeiten eines adaptiven Anschlusses erfüllen die entwickelten Modelle zur Verstärkung des Quersystems damit das definierte Anforderungsprofil der adaptiven Brücken. Diese Feststellung gilt auch für den dritten Konstruktionsbaustein, eine Unterspannung der Fahrbahnplatte, die zur Tragfähigkeitserhöhung der Fahrbahnplatte zwischen den Stegen effektiv einzusetzen ist. Gegenüber einer als Referenz betrachteten nachträglich installierten Vorspannung der Fahrbahnplatte in Querrichtung zeigten sich alle Varianten als in statischer Hinsicht überlegen.

## 5.4 Adaption in Längsrichtung

### 5.4.1 Untersuchte Varianten

Die in Tabelle 20 dargestellten Adaptionenvarianten L1-L4 zeigen die Grundvarianten der Verstärkungsmaßnahme für das Längssystem, die den Parameterstudien zugrunde lagen.

Mit der Variante L1 wird eine reine Ergänzungsvorspannung mittels extern im Hohlkasteninneren geführter Spannglieder betrachtet. Sie dient der Verstärkung des Längssystems über eine Fachwerkstruktur als Referenz.

Wie die Untersuchungen zeigten, ist mit der nachträglichen Installation einer nicht-vorgespannten Fachwerkstruktur eine Tragfähigkeitserhöhung bis auf das durch die definierten Adaptionsszenarien geforderte Niveau nicht zu erreichen. Die Installation einer nicht-vorgespannten Fachwerkstruktur wird mit der Variante L2 daher bereits im Zusammenwirken mit einer zusätzlichen Ergänzungsvorspannung nach Adaptionmodell L1 untersucht.

Mit Adaptionmodell L3 wird eine aus den Erkenntnissen der Untersuchung von Variante L2 hervorgegangene Weiterentwicklung der am Hohlkasten anliegenden Fachwerkstruktur betrachtet. Durch

Modell	Charakteristik
Variante L1 (ext. P)	Ergänzungsvorspannung; extern im Hohlkasteninneren geführte Spannglieder (ext. P; <b>Referenzvariante</b> )
Variante L2 (ext. P + FW)	Außen, an den Hohlkastenstegen angeordnete Fachwerkstruktur (FW; nicht vorgespannt) – in Kombination mit Ergänzungsvorspannung wie bei L1
Variante L3 (FW-P)	Außen, an den Hohlkastenstegen angeordnete, vorgespannte Fachwerkstruktur (FW-P)
Variante L4 (ext. P + FW-P)	Vorgespannte Fachwerkstruktur (FW-P) in Kombination mit Ergänzungsvorspannung wie bei L1

Tab. 20: Übersicht der untersuchten Adaptionmodelle für das Längssystem



Bild 119: Externe Fachwerkstruktur zur Adaption des Längssystems

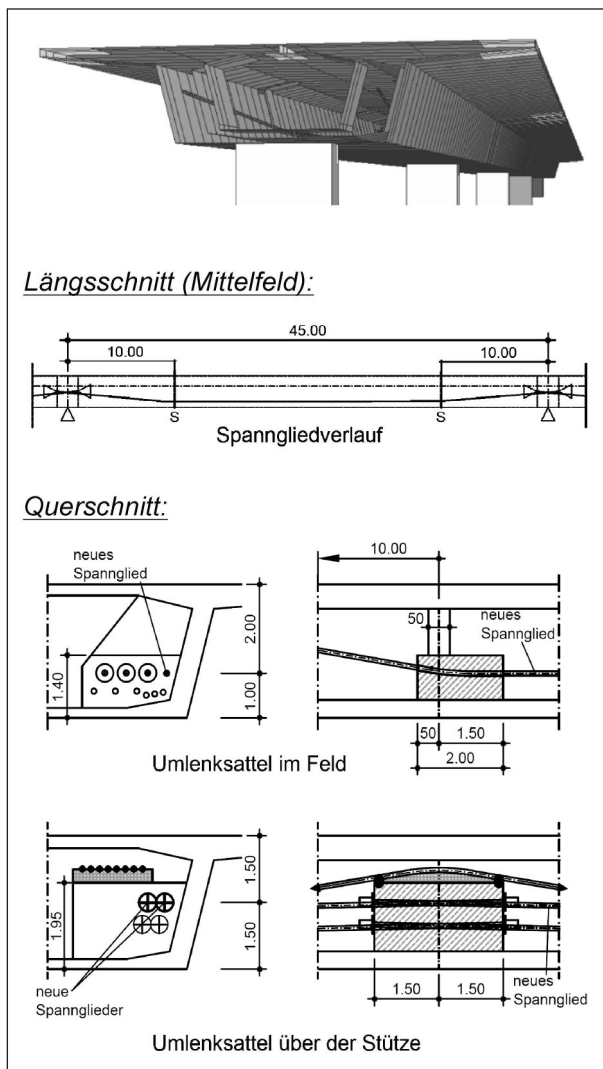
den in diesem Fall vorgespannten Untergurt stellen sich ein verändertes Tragverhalten sowie eine deutliche Entlastungswirkung des Ursprungsbauwerks ein.

Mit Adaptionmodell L4 wird schließlich das Zusammenwirken der Varianten L1 und L3 untersucht und somit ein Größtmaß an Verstärkungswirkung für die Modellbrücke erreicht.

Da ein Einschneiden in den Verkehrsraum unterhalb der Brücke im Allgemeinen nicht akzeptiert wird, wurde die mögliche Konstruktionshöhe der externen Fachwerkstruktur auf den Abstand der Unterkante des Kragarms bis zur Unterkante der Bodenplatte des Hohlkastenquerschnitts beschränkt (Bild 119).

### Adaptionmodell L1

Zur Ertüchtigung des Längssystems von Brückenüberbauten wird, wie in Kapitel 3.1.3 erläutert, häufig eine über externe Spannglieder nachträglich aufgebrachte Vorspannung verwendet.

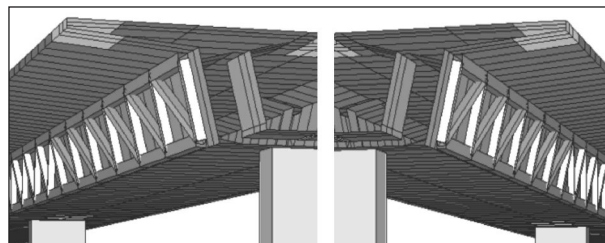


**Bild 120:** Adaptionvariante L1: Ergänzungsvorspannung

Im Inneren des Hohlkastens bietet die Modellbrücke gerade so viel Platz, um an jedem Steg die auch nach DIN-Fachbericht 102 (DIN, 2009) für Betonbrücken mit externen Spanngliedern vorgeschriebenen 3,0 MN Vorspannkraft über je ein externes Spannglied vorzusehen. Bild 120 zeigt den planerisch umgesetzten Spanngliedverlauf in Längs- und Querschnitt. Die Verstärkungswirkung besteht im vorliegenden Fall vornehmlich aus der zusätzlich aufgebrauchten Drucknormalkraft der beiden Spannglieder.

### Adaptionmodelle L2 und L3

Mit den Adaptionmodellen L2 und L3 wird die Verstärkungswirkung einer beidseitig extern des Hohlkastens angeordneten Fachwerkstruktur untersucht (Bild 121). Während das Adaptionmodell L2 eine nicht-vorgespannte Fachwerkstruktur als wesentliches Verstärkungselement beinhaltet, wird mit



**Bild 121:** Beidseitige externe Fachwerkstruktur zur Adaption des Längssystems – Modelle L2, L3 und L4

Adaptionmodell L3 eine im Untergurt vorgespannte Fachwerkstruktur als Weiterentwicklung dessen analysiert.

Für diese beiden grundsätzlichen Entwürfe wurden mehrere Untervarianten mit geänderter Konstruktionsform definiert, von denen jede über umfangreiche Parameterstudien auf das Ziel einer bezüglich Verstärkungswirkung und Materialaufwands optimierten Fachwerkstruktur hin detailliert wurde. Zu den variierten Parametern zählen der Knotenabstand, die Strebenneigung, die Querschnittsabmessungen der Gurte und Streben sowie der verwendete Baustoff.

Die hauptsächlich untersuchten Konstruktionsformen sind als Untervarianten der Adaptionmodelle L2 und L3 in Tabelle 21 und Tabelle 22 zusammengefasst.

Die mit Index A bezeichnete Variante stellt die Grundform einer am Steg anliegenden Fachwerkstruktur dar. Die Diagonalen sind hier entsprechend der Mörsch'schen Form geneigt, sodass sie unter einer abwärts gerichteten Belastung planmäßig eine Druckbeanspruchung erfahren (Druckdiagonalenform; Bild 94, oben). Mit der Untervariante B wurde der zur Ausführungsform A umgekehrte Fall der Diagonalenneigung untersucht (Zugdiagonalenform; Bild 94, Mitte). Entwurfsgedanke dieser Konstruktionsform ist das gegenüber der Variante A umgekehrte Verhältnis der Bauteillänge von Druck- und Zugstrebe, womit eine verringerte Knickgefahr der Druckstrebe und als Folge eine potenzielle Eigengewichtseinsparung im Sinne der reduzierten Querschnittsabmessungen der Streben einhergehen sollten. Die Untervariante C stellt ein Konzept dar, das eine kombinierte Verstärkungswirkung des Längs- und Quersystems des Ursprungsbauwerks durch ein geneigtes Fachwerk zum Ziel hat.

Für das Adaptionmodell L2 wurde mit der Untervariante D auch eine Ausführung als Stahlfachwerk mit dem Vorteil eines deutlich verringerten Eigengewichts untersucht.

Modell	Charakteristik
Variante L2.A = L2 (ext. P + FW)	Basisvariante: Knotenabstand: 3,00 m; geneigte Druckdiagonalen/senkrechte Zugpfosten (Typ ‚Mörsch‘); Stahlbetonfertigteile; Binder-Gewicht : 0,87 to/m
Variante L2.B	Geneigte Zugdiagonalen/senkrechte Druckpfosten – sonst wie L2.A Binder-Gewicht : 0,81 to/m
Variante L2.C	Geneigtes Fachwerk nach Typ L2.A; Binder-Gewicht : 0,93 to/m
Variante L2.D	Stahlfachwerk; Binder-Gewicht: 0,4 to/m – sonst wie L2.A

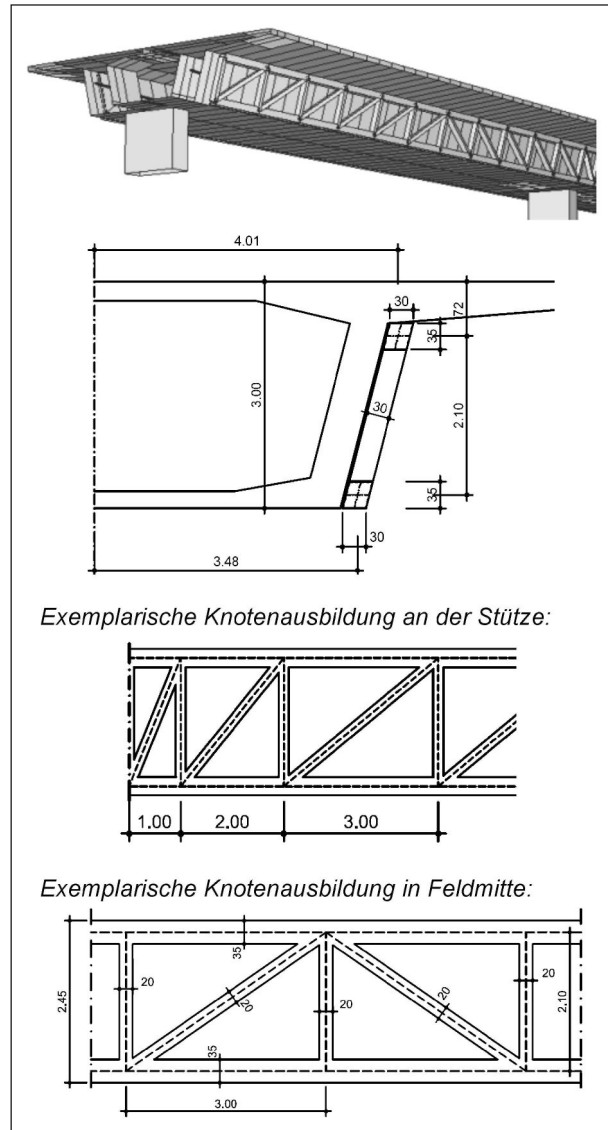
Tab. 21: Vergleichend untersuchte Varianten der nicht vorgespannten Fachwerkstruktur (Adaptionsmodell L2)

Modell	Charakteristik
Variante L3.A = L3 (FW-P)	Basisvariante: Knotenabstand: 3,00 m; geneigte Druckdiagonalen/senkrechte Zugpfosten (Typ ‚Mörsch‘); Stahlbetonfertigteile; Binder-Gewicht : 1,1 to/m
Variante L3.B	Geneigte Zugdiagonalen/senkrechte Druckpfosten – sonst wie L3.A
Variante L3.C	Geneigtes Fachwerk nach Typ L3.A; Binder-Gewicht: 1,18 to/m

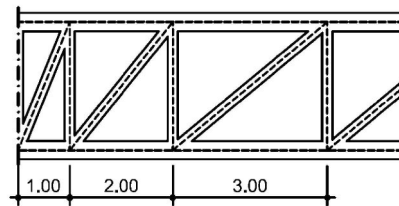
Tab. 22: Vergleichend untersuchte Varianten der vorgespannten Fachwerkstruktur (Adaptionsmodell L3)

**Adaptionsmodell L2 – nicht-vorgespannte Fachwerkstruktur**

Mit den in Bild 122 sowie Tabelle 23 angegebenen Abmessungen der Gurte und Streben liegt für die Grundform des nicht-vorgespannten Fachwerks L2.A eine bezüglich Tragfähigkeit und Materialaufwands optimierte Detaillierung vor. Es verbleibt eine Eigengewichtslast von 0,87 to/m pro Binder. Da die Festlegung der Querschnittsabmessungen von der Bewehrungsführung in den Knoten und zugbeanspruchten Fachwerkelementen dominiert wird, kann hier durch den Einsatz hochfester Betone nur eine mäßige Verbesserung erzielt werden. Um ein zusätzliches Lehrgerüst oder andere externe temporäre Unterstützungsmaßnahmen zu vermeiden, sieht das Installationskonzept eine direkte feste Verbindung der Fachwerkstruktur mit dem Ursprungsbauwerk vor. Das Eigengewicht des Fachwerks wird daher zunächst vollständig dem Ur-



Exemplarische Knotenausbildung an der Stütze:



Exemplarische Knotenausbildung in Feldmitte:

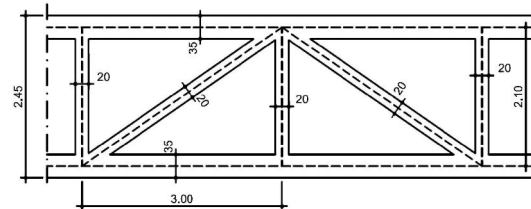


Bild 122: Adaptionsvariante L2.A: externe Fachwerkstruktur (Stahlbeton) plus Ergänzungsvorspannung

Element	Abmessungen (Stahlbeton C40/50)			
	b [m]	h [m]	L [m]	ρ [%]
Obergurt	0,30	0,35	n x 3,00 m	7,77
Untergurt	0,30	0,35	n x 3,00 m	7,77
Diagonalstrebe	0,30	0,20	n x 3,65 m	4,18
Vertikalpfosten	0,30	0,20	n x 1,75 m	4,18

Tab. 23: Abmessungen der Fachwerkelemente – L2.A

sprungsbauwerk aufgeschlagen. Die Entlastungswirkung stellt sich hier erst durch den kombinierten Lastabtrag mit dem Hinzufügen weiterer Ausbaulasten und dem Auftreten weiterer Verformungen ein. Hierfür ist das Verhältnis der Steifigkeiten des Ursprungsbauwerks und der Ergänzungsstruktur des Fachwerks ausschlaggebend.



Modell	Biegesteifigkeit [MN/m]	Relation zum Ursprungsbauwerk
Modellbrücke	357,14	-
Variante L2.A	6,09	1:58,6
Variante L2.B	6,07	1:58,8
Variante L2.C	5,58	1:64,0
Variante L2.D	5,87	1:60,9

Tab. 24: Steifigkeitsunterschied zwischen Ursprungsbauwerk und Adaption: Biegesteifigkeit in Feldmitte des Mittelfeldes – Adaptionsmodell L2

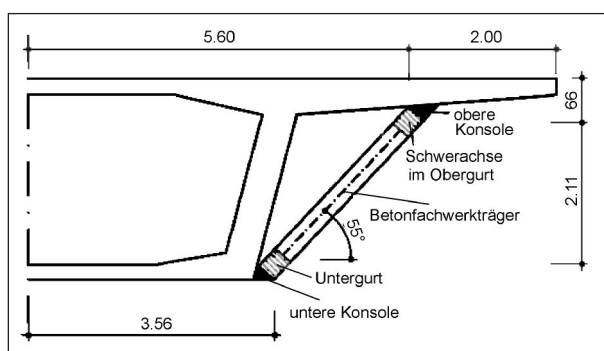


Bild 123: Adaptionvarianten L2.C: externe geneigte Fachwerkstruktur

In Tabelle 24 sind die errechneten Biegesteifigkeiten des Hohlkastenquerschnitts der Modellbrücke sowie der Varianten der nicht-vorgespannten Fachwerkstruktur gegenübergestellt. Es wird deutlich, dass die Steifigkeit des nicht-vorgespannten Fachwerks unter den gegebenen geometrischen Randbedingungen nicht ausreicht, um einen wesentlichen Beitrag insbesondere zur Verbesserung des Biegetragvermögens zu leisten. Aufgrund dieser Erkenntnis wurde das nicht-vorgespannte Fachwerk im Rahmen der nachfolgenden rechnerischen Bewertung direkt im Zusammenwirken mit einer Ergänzungsvorspannung als Adaptionmodell L2 behandelt. Bei dieser Kombination aus zwei für sich zunächst separaten Verstärkungsmaßnahmen ist die Ergänzungsvorspannung vor der Installation des Fachwerks aufzubringen.

Tabelle 24 ist zu entnehmen, dass auch die Varianten L2.B, L2.C (Bild 123) und L2.D der nicht-vorgespannten Fachwerkstruktur über eine nahezu identische Biegesteifigkeit verfügen und sich keine verbesserte

Entlastungswirkung für das Ursprungsbauwerk einstellt. Das unter der Umsetzung von Varianten L2.B und L2.D verringerte Eigengewicht der Adaptionssmaßnahme fällt gegenüber dieser Erkenntnis zurück.

Darüber hinaus konnte für die Variante L2.C auch die gewünschte kombinierte Verstärkungswirkung auf Längs- und Quersystem nicht durch die Berechnungen belegt werden. Zwar lässt sich die in Querrichtung wirkungsvolle Vorspannung gegen den Kragarm noch über auf dem Obergurt platzierte Kapselpressen nachbilden.

Durch die Ankopplung des geneigten Fachwerks im Bereich des Kragarms (Bild 115) wird die Verstärkungswirkung auf das Längssystem jedoch durch die Biegesteifigkeit des Kragarms nachteilig beeinflusst.

### Adaptionsmodell L3 – vorgespannte Fachwerkstruktur

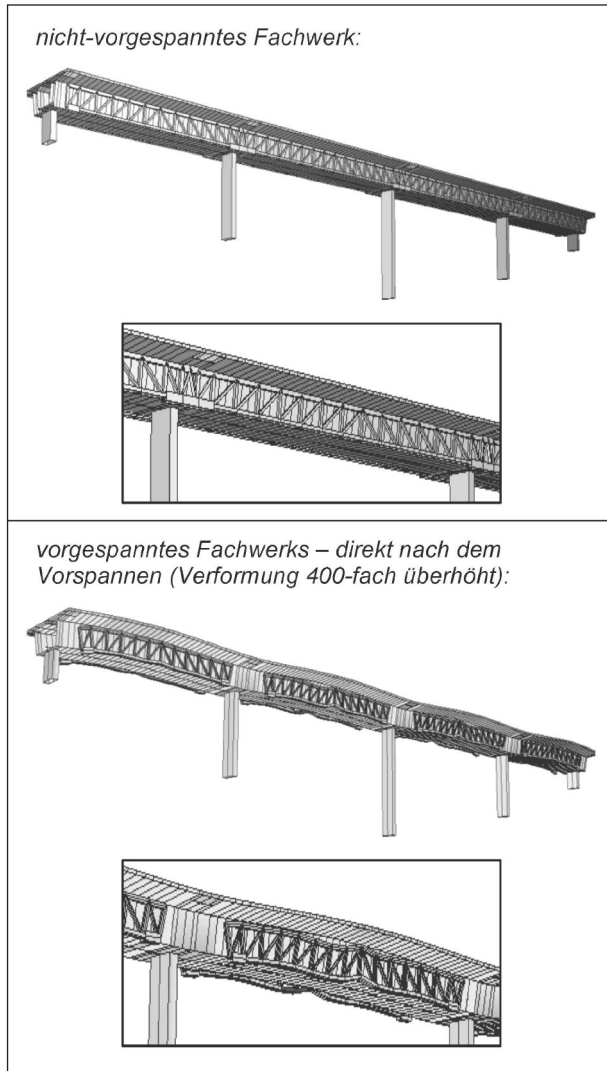
Beim Adaptionsmodell L3 wird die beidseitig des Hohlkastens angeordnete Fachwerkstruktur zunächst feldweise installiert und im Untergurt vorgespannt. Mit Aufbringen der Vorspannung will sich der Fachwerkbinder nach oben verformen. Dies bewirkt eine Entlastung des bestehenden Bauwerks. Die prinzipielle Wirkungsweise des vorgespannten Fachwerks ist in Bild 124 illustriert.

Die Durchlaufwirkung der Fachwerkstruktur wird im Nachgang zum Vorspannen z. B. durch die Installation von Zwischenstücken über den Stützen hergestellt (Bild 125).

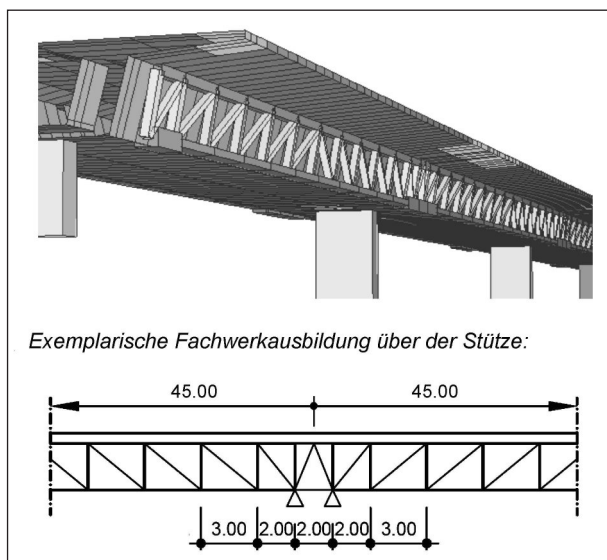
Zur Aufbringung der Vorspannung sind eine zwangsfreie Lagerung der gesamten Fachwerkbinder in Längsrichtung sowie eine vertikal nach oben verschiebbare Lagerung der Untergurte über die komplette Feldlänge zwingende Voraussetzung. Im Gegensatz zu der Variante L2 ist eine eigene Auflagerkonstruktion an den Enden der Fachwerkbinder wenigstens für den Bauzustand erforderlich. Idealerweise ist eine permanente Lagerung der Fachwerkbinder auf eigenständigen Lagern und entsprechend verbreiterten Stützenköpfen nach Bild 119 anzustreben. Für die rechnerische Untersuchung des Adaptionsmodells L3 wurde eine solche Lagerung vorausgesetzt.

Der angestrebte kombinierte Lastabtrag aus Ursprungsbauwerk und Verstärkungsmaßnahme wird bei Umsetzung des Modells L3 allein durch den Druckkontakt am Obergurt der Fachwerkbinder sichergestellt. Punktuell kraftschlüssige Verbindungen der Fachwerkbinder zum Ursprungsbauwerk in der Vertikalen und Querrichtung, wie bei Adaptionsmodell L2, sind bei L3 nicht erforderlich.

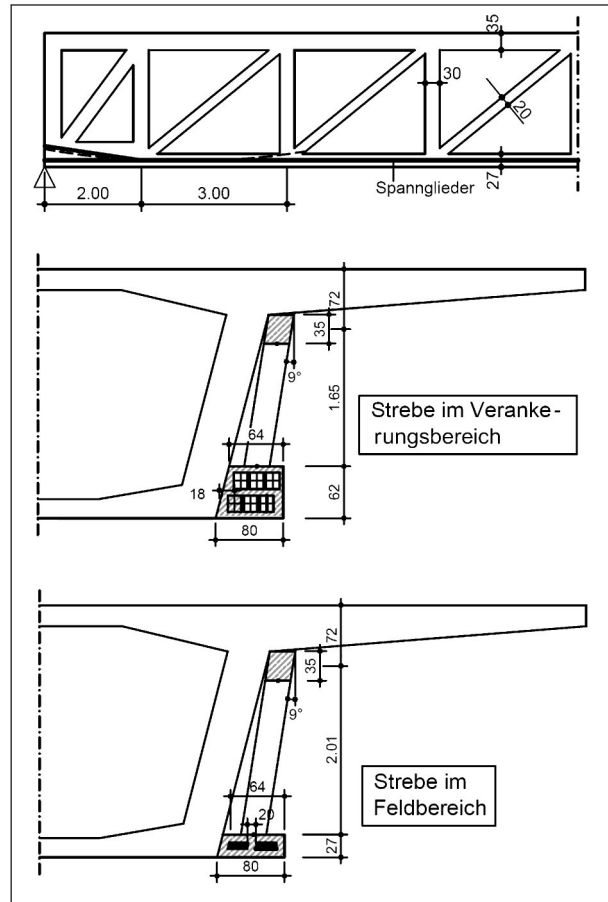




**Bild 124:** Adaptionvariante L3.A: direkte Wirkung des vorgespannten Fachwerks



**Bild 125:** Adaptionvariante L3.A: externe im Untergurt vorgespannte Fachwerkstruktur

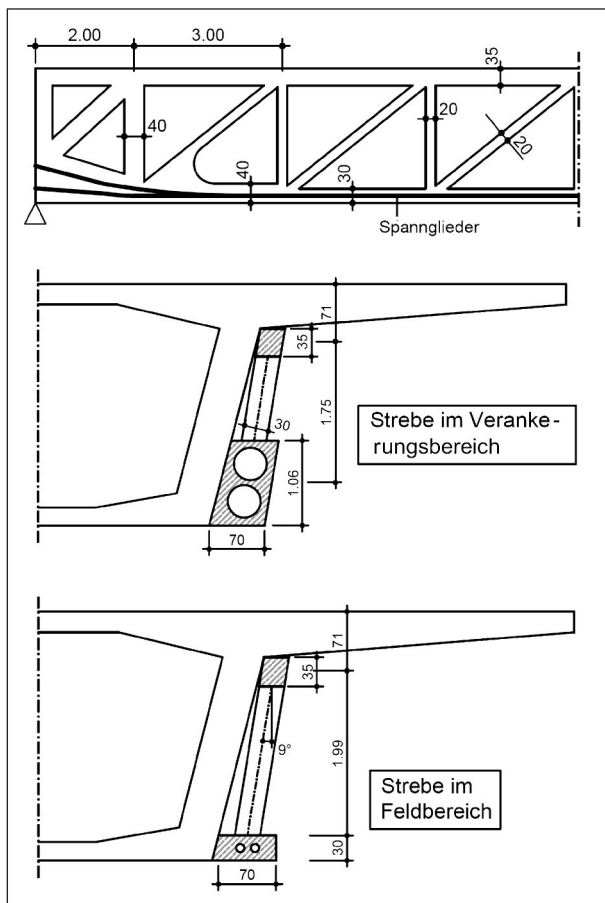


**Bild 126:** Adaptionvariante L3.A: exemplarische Umsetzung mit 6 Spanngliedern à 5 Litzen

Aus der aus architektonischen Gründen gewählten Neigung der Hohlkastenstege und Fachwerkbinder ebene geht eine planmäßige Kraftkomponente in Querrichtung einher. Für den Untergurt der Fachwerkbinder ist diese auf den Hohlkasten der Modellbrücke gerichtet und somit unkritisch. Für den Obergurt ist sie nach außen gerichtet, sodass eine horizontale Auflagerung in Querrichtung erforderlich wird.

Ob für den Untergurt eine horizontale Festhaltung gegen Ausknicken erforderlich wird, hängt von der Schlankheit des Fachwerks sowie der Neigung der Binderebene beziehungsweise des Hohlkastensteges ab. In den Berechnungen wurde je eine in den Drittelpunkten einer Feldlänge vorgesehen.

Als Ergebnis der durchgeführten Variantenuntersuchungen ist für die Modellbrücke eine größtmögliche Verstärkungswirkung im Verhältnis zum Materialaufwand unter einer installierten Vorspannkraft von 6 MN je Fachwerkbinder zu erreichen. Für die Detaillierung der Fachwerkstruktur sind die in Bild 126 und Bild 127 dargestellten alternativen Ausführungsformen denkbar.



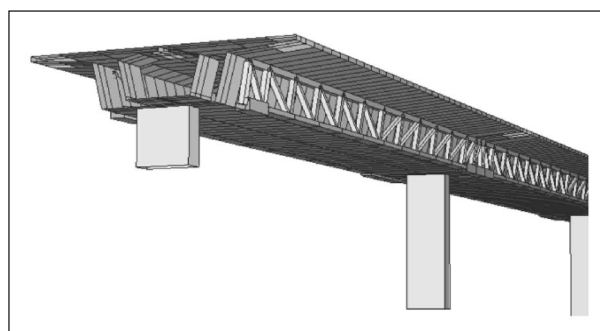
**Bild 127:** Adaptionvarianten L3.A: exemplarische alternative Umsetzung mit 2 Spanngliedern à 15 Litzen

Die Vorspannung des Untergurtes kann dabei durch sechs kleinere Spannglieder ohne Verbund (z. B. Monolitenspannglieder mit 5 Litzen des Typs SUSPA-DSI;  $A_p = 150 \text{ mm}^2/\text{Litze}$ ;  $P_{m0,max} = 1.020 \text{ kN}/\text{Spannglied}$  mit Spann-/Festanker Typ MER/MEF 6-5) oder aber zwei große Spannglieder (z. B. Spannglieder des Typs SUSPA-Draht EX-66;  $P_{m0,max} = 2.970 \text{ kN}/\text{Spannglied}$  in Verbindung mit Spannanker/Festanker Typ C/D EX-66) realisiert werden. Der Vorteil der Alternative mit sechs kleineren Spanngliedern zeigt sich im Zusammenwirken mit der in der Regel gleichzeitig erforderlichen Verstärkung des Quersystems (vgl. Kapitel 5.5). Die Ausführungsform mit sechs kleineren Spanngliedern wird als Grundlage für die Verstärkungsmaßnahme nach Modell L3 betrachtet (Tabelle 25).

Die bis hier gegebenen Darstellungen beziehen sich auf die als Basisvariante bezeichnete Ausführung des Fachwerks als Druckdiagonalenform (Variante L3.A). Daneben wurde mit der Variante L3.B auch eine Fachwerkausführung mit Zugdiagonalenform untersucht (Bild 128).

Element	Abmessungen (Stahlbeton C90/105)		
	b (b <sub>i</sub> ) [m]	h (h <sub>i</sub> ) [m]	ρ [%]
Obergurt	0,30	0,35	7,77
Untergurt	0,80 (0,46)	0,27 (0,10)	7,77
Diagonalstrebe	0,30	0,20	4,18
Vertikalpfosten	0,30 (0,10)	0,30 (0,10)	4,18

**Tab. 25:** Abmessungen der Fachwerkelemente – Typ L3.A, Umsetzung mit 6 Monolitzen



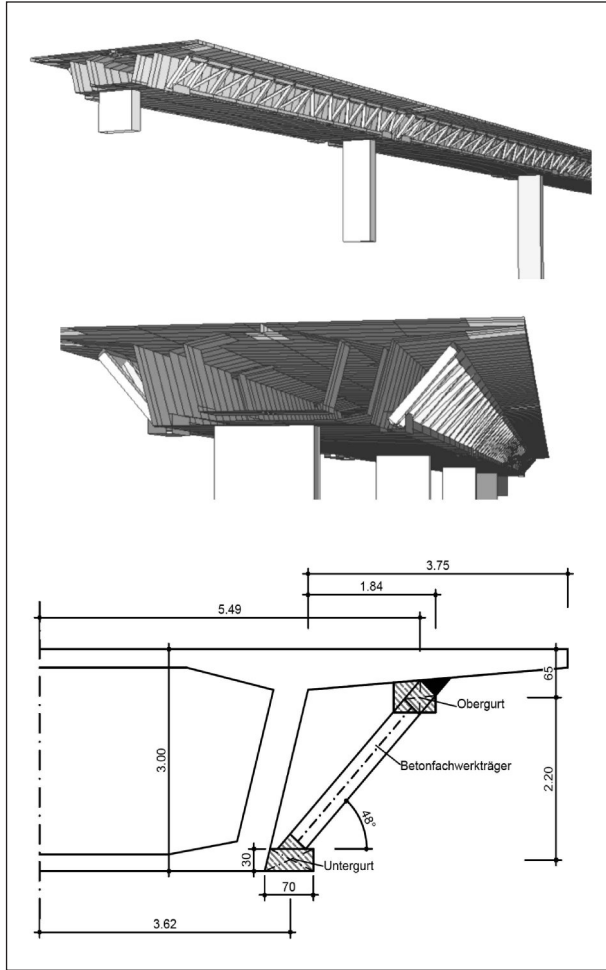
**Bild 128:** Adaptionvarianten L3.B: Prinzipdarstellung

Im Hinblick auf die Verstärkungswirkung durch die vorgespannte Fachwerkstruktur ist die Druckdiagonalenform in der Lage, eine gute Entlastungswirkung auf das Ursprungsbauwerk auszuüben und sich am direkten Lastabtrag nachträglich aufgebracht er Ausbau- und Verkehrslasten zu beteiligen. Die Zugdiagonalenform liefert eine geringere Verstärkungswirkung.

Für das Adaptionmodell L3 wurde mit Variante C auch eine Ausführung als geneigter Fachwerkbinder mit Druckdiagonalenform zur simultanen Verstärkung des Längs- und Quersystems untersucht (Bild 129). Für die Verstärkungswirkung des Längssystems ist diese Form aber nicht von Vorteil, da mit vergrößertem Abstand von Ober- und Untergurt die Steifigkeit des Fachwerks quadratisch wächst, wohingegen das Vorspannmoment lediglich linear zunimmt. Hinzu tritt der bereits für die Variante L2.C festgestellte Einfluss der relativ geringen Biegesteifigkeit des Kragarms, wodurch die geneigt ausgeführte Fachwerkstruktur in ihrer Verstärkungswirkung auf das Längssystem an Effektivität verliert.

Mit den unternommenen Variantenstudien kann zusammenfassend festgestellt werden:

- Die Alternativkonzepte Zugdiagonalenform L3.B und geneigtes Fachwerk L3.C sind gegenüber der Grundform L3.A weniger effektiv.



**Bild 129:** Adaptionsvariante L3.C: vorgespanntes geneigtes Fachwerk

- Für die rechnerische Bewertung wird im Kapitel 5.4.2 nur die als Adaptionsmodell L3 bezeichnete Variante L3.A berücksichtigt.
- Zur besseren Vergleichbarkeit zu Modell L3 wird auch die als Adaptionsmodell L2 bezeichnete Variante L2.A beurteilt.

**Adaptionsmodell L4**

Im Adaptionsmodell L4 wird das Zusammenwirken der Adaptionsmodelle L1 und L3 untersucht. Es gilt insbesondere dem Adaptionsmodell L3 als Referenz. Daher entspricht zur Sicherstellung der Vergleichbarkeit die Konfiguration der einzelnen Bausteine (Vorspanngrad, Geometrie der Fachwerkstruktur etc.) den Adaptionsmodellen L1 und L3.

**5.4.2 Rechnerische Bewertung**

Die Ergebnisse der durchgeführten Berechnungen des Längssystems sind in den Tabellen 26 bis 31

Modell	Dekompression	Max. Druckspannung (häufige LK)
	max. $\sigma_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	min. $\sigma_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]
	Schnitt 1/Schnitt 2	Schnitt 1/Schnitt 2
Modellbrücke	-0,54/-2,58	-9,2/-7,6
Sz.1 o. A.	-0,24/-2,25	-9,6/-6,6
Variante L1	-0,88/-3,09	-9,6/-7,8
Variante L2	-0,75/-2,87	-9,7/-7,6
Variante L3	-0,45/-2,50	-9,1/-7,6
Variante L4	-1,31/-3,31	-8,7/-9,0

**Tab. 26:** Zusammenfassung der Bemessungsergebnisse in den kritischen Strukturpunkten (GZG; Nachweis der Dekompression und Begrenzung der Betondruckspannung; |zul.  $\sigma_c$ | = 24 N/mm<sup>2</sup>) – Szenario 1

Modell	Dekompression	Max. Druckspannung (häufige LK)
	max. $\sigma_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	min. $\sigma_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]
	Schnitt 1/Schnitt 2	Schnitt 1/Schnitt 2
Modellbrücke	-0,54/-2,48	-9,2/-7,6
Sz.2 o. A.	-0,14/-2,30	-10,3/-7,1
Variante L1	-0,77/-3,10	-10,4/-8,2
Variante L2	-0,65/-2,93	-10,5/-7,9
Variante L3	-0,35/-2,50	-9,8/-8,1
Variante L4	-1,20/-3,32	-9,6/-9,4

**Tab. 27:** Zusammenfassung der Bemessungsergebnisse in den kritischen Strukturpunkten (GZG; Nachweis der Dekompression und Begrenzung der Betondruckspannung; |zul.  $\sigma_c$ | = 24 N/mm<sup>2</sup>) – Szenario 2

sowie den Bildern 130 bis 138 dargestellt. Die Ergebnisdarstellung ist gegliedert in

- Nachweise der Dekompression und der maximalen Betondruckspannung (Tabelle 26 und Tabelle 27),
- die erforderlichen Bewehrungsquerschnitte für die Nachweise im GZT und GZG (Tabelle 28 und Tabelle 29) sowie
- Bemessungsschnittgrößen in der maßgebenden Lastfallkombination (Tabelle 30 und Tabelle 31, Bilder 133-138).

Aufgrund der unterschiedlichen Verstärkungswirkung der Adaptionsmodelle wird zu deren Bewertung im unteren Teil der Tabellen 30 und 31 nach dem Anteil der Bemessungsschnittgrößen aus

ständigen (g) oder veränderlichen Lasten (q) unterschieden und in den Bildern 133-134 für das Biegemoment unter der Lastfallkombination ‚max. My‘ beziehungsweise ‚min. My‘ ebenfalls grafisch dargestellt. In den Bildern 135-138 wird der Anteil der ständigen Lasten weiter aufgeschlüsselt und um die Lastanteile bereinigt, die bei allen Varianten und Szenarien in gleicher Größenordnung auftreten (z. B. Eigengewicht des Hohlkastenquerschnitts, Vorspannung der Modellbrücke etc.).

### Dekompression und Begrenzung der maximalen Betondruckspannung

Die Ergebnisse zum Nachweis der Dekompression und maximalen Betonbeanspruchung zeigen, dass die jeweiligen Grenzwerte für alle untersuchten Varianten und unter Betrachtung beider Adaptionsszenarien eingehalten sind. Im Unterschied zu den Berechnungsläufen ohne Adaption ist in der rechnerischen Untersuchung der Varianten L1 bis L4 auch die Zusatzbelastung aus dem Eigengewicht der Verstärkungsmaßnahme des Quersystems berücksichtigt. Einheitlich für alle Berechnungsläufe wurde diese mit 1,4 to/m (charakteristisch; exklusive Teilsicherheitsbeiwert) angesetzt.

### Erforderliche Bewehrung

Die in Tabelle 28 und 29 dargestellten Bemessungsergebnisse lassen für die Variante L1 eine Verbesserung der Tragfähigkeit im Schnitt 1 (Feldmitte) erkennen. Bei Szenario 1 übertrifft die Verstärkungswirkung der Ergänzungsvorspannung die sich aus der Zusatzbelastung ergebende Anforderung (Relation zur Vergleichsbasis: 0,91). Für Szenario 2 ist die Ergänzungsvorspannung von etwa 6 MN nicht ausreichend (Relation: 1,20). Im Bereich der Stütze (Schnitte 2 und 3) ergeben sich keine Veränderungen der erforderlichen Längs- und Schubbewehrung bei Variante L1.

Für Variante L2 zeigt sich ein sehr ähnliches Bild. Die Verstärkungswirkung der zusätzlich zur Ergänzungsvorspannung angeordneten Fachwerkstruktur (nicht vorgespannt) lässt sich direkt aus dem Vergleich der Ergebnisse der Varianten L1 und L2 ableiten. Im Schnitt 1 (Feldmitte) ist die Anordnung des Fachwerks ohne Einfluss (maximale Relation zur Vergleichsbasis: 0,92 bzw. 1,19). Im Schnitt 2 ist eine gegenüber Variante L1 geringfügig verbesserte Tragfähigkeit bezüglich Biegung plus Torsion festzustellen. Im Schnitt 3 tritt sogar eine geringfügige Verschlechterung der Ergebnisse (Tragfähig-

Modell	Längsbewehrung		Schubbewehrung
	[cm <sup>2</sup> ]		[cm <sup>2</sup> /m/Steg]
	Schnitt 1 (unten)	Schnitt 2 (oben)	Schnitt 3
Modellbrücke	172	94	16,3
	100 %	100 %	100 %
Szenario 1 ohne Adaption	199	98	17,5
	116 %	105 %	108 %
Variante L1	156	100	17,6
	91 %	105 %	108 %
Variante L2	158	98	18,6
	92 %	104 %	114 %
Variante L3	180	90	13,9
	105 %	96 %	85 %
Variante L4	128	90	12,6
	74 %	96 %	77 %

Tab. 28: Zusammenfassung der Bemessungsergebnisse in den kritischen Strukturpunkten (GZT und GZG; Biegung mit Längskraft plus Torsion bzw. Querkraft plus Torsion) – Szenario 1

Modell	Längsbewehrung		Schubbewehrung
	[cm <sup>2</sup> ]		[cm <sup>2</sup> /m/Steg]
	Schnitt 1 (unten)	Schnitt 2 (oben)	Schnitt 3
Modellbrücke	172	94	16,3
	100 %	100 %	100 %
Szenario 1 ohne Adaption	251	112	20,6
	146 %	119 %	126 %
Variante L1	207	113	20,6
	120 %	120 %	126 %
Variante L2	205	110	21,5
	119 %	116 %	132 %
Variante L3	231	97	16,2
	134 %	104 %	99 %
Variante L4	174	97	15,3
	101 %	104 %	94 %

Tab. 29: Zusammenfassung der Bemessungsergebnisse in den kritischen Strukturpunkten (GZT und GZG; Biegung mit Längskraft plus Torsion bzw. Querkraft plus Torsion) – Szenario 2

keit gegenüber Querkraft plus Torsion) gegenüber der Variante L1 auf. Alle drei Feststellungen gelten gleichermaßen für Szenario 1 wie Szenario 2.



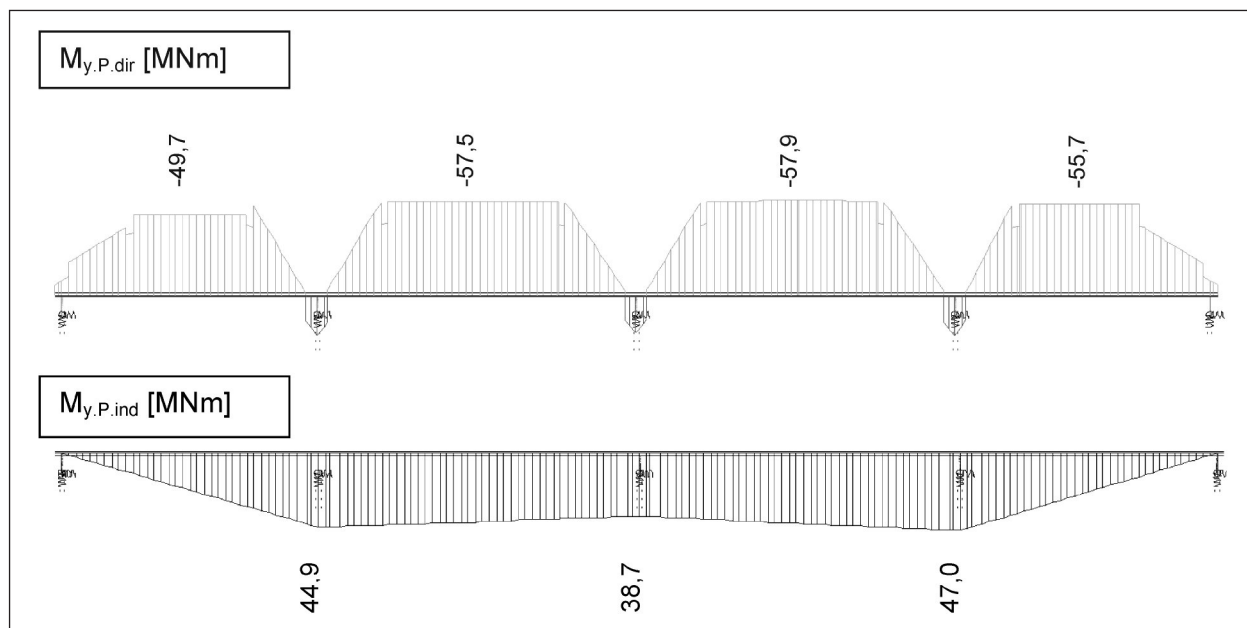
Mit Variante L3 wird eine Verbesserung der Tragfähigkeit in allen drei Schnitten erzielt. In den Schnitten 2 und 3 ist die Verstärkungswirkung der Variante L3 sowohl für Szenario 1 (0,96 bzw. 0,85) als auch Szenario 2 (1,04 bzw. 0,99) ausreichend gegenüber den Anforderungen beziehungsweise übertrifft diese. Auch für den Nachweis der Biegung plus Torsion in Feldmitte (Schnitt 1) ergibt sich eine Verbesserung der Situation im Vergleich zur unverstärkten Modellbrücke. Die resultierende Tragfähigkeit entspricht bei Szenario 1 annähernd der Vergleichsbasis (Relation 1,05); bei Szenario 2 wird diese jedoch verfehlt (1,34). In der Gesamtbetrachtung leistet das vorgespannte Fachwerk damit eine Verstärkungswirkung gegenüber allen drei einwirkenden Schnittgrößenarten, Biegung, Querkraft und Torsion.

Die unterschiedliche Effektivität der Adaptionmodelle L1 und L3 in den Schnitten 1, 2 und 3 macht deutlich, dass die Kombination beider Varianten in dem Modell L4 das Optimum darstellt. Dabei ist die Ergänzungsvorspannung in der Lage, das verbleibende Tragfähigkeitsdefizit der Variante L3 im Schnitt 1 und unter Ansatz von Szenario 2 zu kompensieren (1,01). In den Schnitten 2 und 3 wird die bereits ausreichende Verstärkungswirkung des vorgespannten Fachwerks durch die Ergänzungsvorspannung zum Teil noch verbessert.

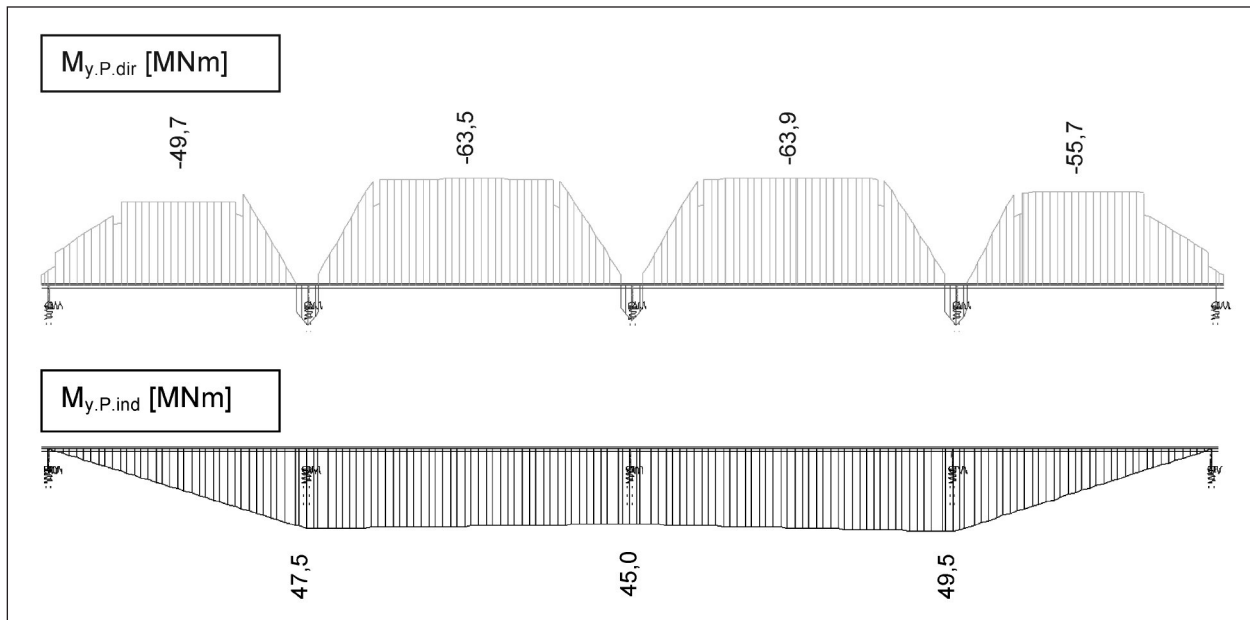
### Schnittgrößen

Exemplarisch sind in den Bildern 130-132 die Zustandslinien des Biegemomentes aus den Lastanteilen statisch bestimmtes (P.dir) und statisch unbestimmtes Vorspannmoment (P.ind) jeweils ohne und mit Berücksichtigung der Ergänzungsvorspannung nach Modell L1 sowie das Biege- und Torsionsmoment infolge der in Szenario 1 berücksichtigten Ausbaulast (dg (Sz1)) dargestellt.

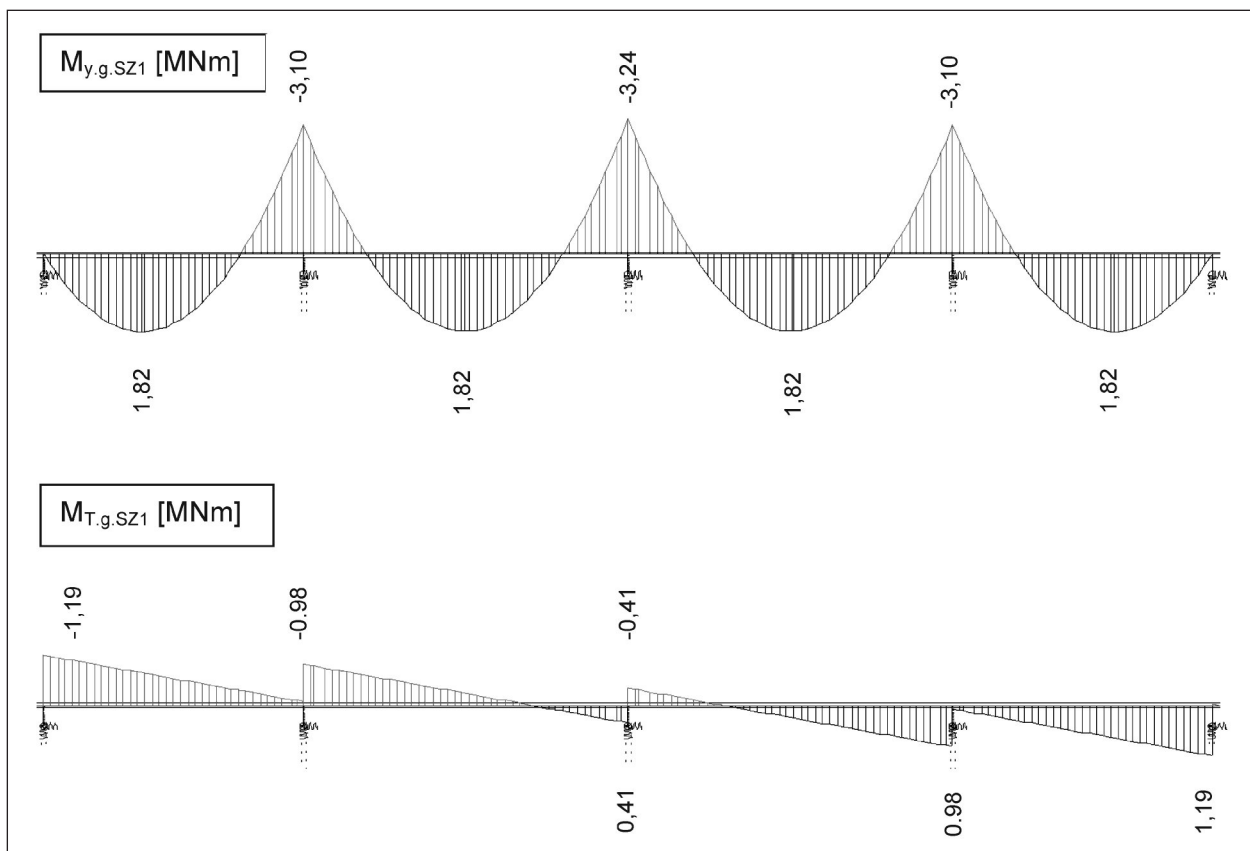
Die Analyse der sich u. a. daraus zusammensetzenden Bemessungsschnittgrößen nach Tabelle 30 und 31 zeigt, dass die zuvor festgestellte Verstärkungswirkung der Variante L1 im Feldquerschnitt (Schnitt 1) allein der zusätzlich aufgebracht Drucknormalkraft aus der Ergänzungsvorspannung zuzuschreiben ist. Für den Bewehrungsquerschnitt ist die Lastfallkombination ‚max. My‘ maßgebend, die durch die angeordnete Ergänzungsvorspannung nach Variante L1 keine Reduktion gegenüber der Berechnung ohne Adaption erfährt. Der Grund hierfür ist, dass die entlastende Wirkung des statisch bestimmten Vorspannmomentes (P.dir: -5,9 MNm) durch den statisch unbestimmten Anteil (P.ind: 4,3 MNm) und das ebenfalls belastende Biegemoment aus der Verstärkung des Quersystems (Adaption Q: 1,7 MNm) vollständig aufgehoben wird (Bild 135).



**Bild 130:** Zustandslinie des Biegemomentes (My) infolge Vorspannung des Ursprungsbauwerks (charakteristisch, ohne zeitabhängige Verluste) – statisch bestimmter (P.dir) und statisch unbestimmter Anteil (P.ind)



**Bild 131:** Zustandslinie des Biegemomentes ( $M_y$ ) infolge Ausgangs-Vorspannung plus Ergänzungsvorspannung nach Modell L1 (charakteristisch, ohne zeitabhängige Verluste) – statisch bestimmter (P.dir) und statisch unbestimmter Anteil (P.ind)



**Bild 132:** Zustandslinie des Biege- ( $M_y$ ) und Torsionsmomentes ( $M_T$ ) infolge der Ausbaulast nach Szenario 1 (dg(SZ1): Betonleitwände und Lärmschutzwand; charakteristisch)

Schnitt	1		2		3
Modell	$M_{y,ed}$	$M_{t,ed}$	$M_{y,ed}$	$M_{t,ed}$	$V_{z,ed}$
	[MNm]		[MNm]		[MN]
Modellbrücke	57,1	5,6	-41,4	-8,2	5,9
	100 %	100 %	100 %	100 %	100 %
Szenario 1 ohne Adaption	59,5	6,6	-45,7	-9,5	6,4
	104 %	117 %	111 %	116 %	110 %
Variante L1	59,6	6,6	-44,5	-9,5	6,5
	104 %	117 %	108 %	116 %	110 %
Variante L2	59,9	6,5	-47,3	-9,2	6,9
	105 %	116 %	114 %	112 %	118 %
Variante L3	57,8	5,6	-39,7	-7,2	5,1
	101 %	100 %	96 %	88 %	86 %
Variante L4	56,2	5,6	-35,3	-7,2	4,7
	99 %	100 %	85 %	88 %	80 %
Schnitt	1		2		3
Modell	$M_{y,ed}(g)$	$M_{t,ed}(g)$	$M_{y,ed}(g)$	$M_{t,ed}(g)$	$V_{z,ed}(g)$
	$M_{y,ed}(q)$	$M_{t,ed}(q)$	$M_{y,ed}(q)$	$M_{t,ed}(q)$	$V_{z,ed}(q)$
Modellbrücke	25,9	0,0	-10,0	0,0	2,4
	31,2	5,6	-31,4	-8,2	3,5
Szenario 1 ohne Adaption	28,3	0,4	-14,3	-0,5	2,9
	31,2	6,2	-31,4	-9,0	3,5
Variante L1	28,4	0,4	-13,1	-0,5	3,0
	31,2	6,2	-31,4	-9,0	3,5
Variante L2	30,1	0,4	-16,4	-0,6	3,4
	29,8	6,1	-30,9	-8,6	3,5
Variante L3	28,1	0,4	-10,0	-0,5	1,6
	29,7	5,2	-29,7	-6,7	3,5
Variante L4	26,5	0,4	-5,6	-0,5	1,2
	29,7	5,2	-29,7	-6,7	3,5

**Tab. 30:** Änderung der maßgebenden Bemessungsschnittgrößen für das Längssystem in der jeweiligen Lastfallkombination (max./min.  $M_{y,ed}$ ; max.  $M_{t,ed}$ ; max.  $V_{z,ed}$ ) und deren Zusammensetzung nach Anteil ständiger (g) und veränderlicher (q) Einwirkungen – Szenario 1

Im Schnitt 2 (Stütze) resultiert aus diesen drei Anteilen eine geringe Reduktion der Leitschnittgröße ‚min.  $M_y'$  (-4,1 MNm, +8,5 MNm, -3,1 MNm). Für den in Tabelle 28 und 29 dargestellten erforderlichen Bewehrungsquerschnitt ist die Lastfallkombination ‚max.  $M_T'$  maßgebend. Auf den Wert der Leitschnittgröße hat die Ergänzungsvorspannung aufgrund des symmetrisch gradlinigen Spanngliedverlaufs keinen Einfluss (Tabelle 30 und 31 sowie

Schnitt	1		2		3
Modell	$M_{y,ed}$	$M_{t,ed}$	$M_{y,ed}$	$M_{t,ed}$	$V_{z,ed}$
	[MNm]		[MNm]		[MN]
Modellbrücke	57,1	5,6	-41,4	-8,2	5,9
	100 %	100 %	100 %	100 %	100 %
Szenario 2 ohne Adaption	66,9	7,1	-52,7	-10,3	7,5
	117 %	126 %	128 %	126 %	128 %
Variante L1	67,1	7,1	-51,5	-10,3	7,6
	118 %	126 %	124 %	126 %	128 %
Variante L2	66,8	7,0	-54,1	-9,9	7,9
	117 %	124 %	131 %	121 %	134 %
Variante L3	64,8	5,9	-46,1	-7,9	6,1
	114 %	105 %	111 %	96 %	103 %
Variante L4	63,1	5,9	-41,7	-7,9	5,7
	111 %	105 %	101 %	96 %	97 %
Schnitt	1		2		3
Modell	$M_{y,ed}(g)$	$M_{t,ed}(g)$	$M_{y,ed}(g)$	$M_{t,ed}(g)$	$V_{z,ed}(g)$
	$M_{y,ed}(q)$	$M_{t,ed}(q)$	$M_{y,ed}(q)$	$M_{t,ed}(q)$	$V_{z,ed}(q)$
Modellbrücke	25,9	0,0	-10,0	0,0	2,4
	31,2	5,6	-31,4	-8,2	3,5
Szenario 2 ohne Adaption	28,3	0,4	-14,3	-0,5	2,9
	38,6	6,7	-38,4	-9,8	4,6
Variante L1	28,4	0,4	-13,1	-0,5	3,0
	38,7	6,7	-38,4	-9,8	4,6
Variante L2	30,0	0,4	-16,4	-0,5	3,4
	36,8	6,6	-37,7	-9,4	4,5
Variante L3	28,2	0,4	-10,0	-0,5	1,6
	36,6	5,5	-36,1	-7,4	4,5
Variante L4	26,5	0,4	-5,6	-0,5	1,2
	36,6	5,5	-36,1	-7,4	4,5

**Tab. 31:** Änderung der maßgebenden Bemessungsschnittgrößen für das Längssystem in der jeweiligen Lastfallkombination (max./min.  $M_{y,ed}$ ; max.  $M_{t,ed}$ ; max.  $V_{z,ed}$ ) und deren Zusammensetzung nach Anteil ständiger (g) und veränderlicher (q) Einwirkungen – Szenario 1

Bild 137). Zudem kann die Ergänzungsvorspannung auf der Widerstandseite nach DIN-Fachbericht 102 (DIN, 2009) nicht zum Abtrag der Torsionsbelastung in Ansatz gebracht werden, sodass durch Variante L1 im Schnitt 2 keine Verstärkungswirkung erzielt werden kann.

In gleicher Weise kann auch die neutrale Verstärkungswirkung der Variante L1 auf die im Schnitt 3

nachzuweisende Schubtragfähigkeit erklärt werden. Für den Bewehrungsquerschnitt ist die Lastfallkombination ‚max. Vz‘ maßgebend. Aufgrund der fehlenden Umlenkwirkung ist die Ergänzungsvorspannung nahezu ohne Einfluss auf den Wert der Bemessungsschnittgröße (Bild 138) und auf der Widerstandseite hat der Druckstrebenwinkel nach der Ausgangsvorspannung der Modellbrücke seinen unteren Grenzwert nach DIN-Fachbericht 102 (DIN, 2009) bereits erreicht, sodass die zusätzliche Drucknormalkraft der Ergänzungsvorspannung nicht mehr zu einer Verringerung der erforderlichen Schubbewehrung beiträgt.

In der Gesamtbetrachtung ist in allen drei Nachweisschnitten eine sehr begrenzte Effizienz der Ergänzungsvorspannung L1 festzustellen. Dies ist auf den durch die geometrischen Randbedingungen vorgegebenen Spanngliedverlauf zurückzuführen, der für durch Biegung belastete Querschnitte noch eine gewisse Effektivität zeigt, aber zur Verstärkung durch Querkraft oder insbesondere Torsion belasteter Querschnitte eigentlich unwirksam ist.

Durch die Analyse der bemessungsrelevanten Schnittgrößen lässt sich auch die Verstärkungswirkung der Variante L2 interpretieren. Anhand des Anstiegs des ständigen Lastanteils der Biegemomente in Feld- und Stützquerschnitt sowie der Querkraft im Schnitt 3 gegenüber Variante L1 lässt sich quantifizieren, dass die Installation der Fachwerkbinder zunächst eine Mehrbelastung des Ursprungsbauwerks nach sich zieht (Adaption L). Dieser Mehrbelastung steht eine entlastende Wirkung im Sinne des anteiligen Lastabtrages über die Fachwerkstruktur der nach deren Installation auftretenden Belastungsanteile gegenüber. Dabei ist die Ausbaulast nach Szenario 1 (dg (Sz1); siehe auch Bild 132) die einzige ständige Einwirkung, an deren Abtrag sich das nicht-vorgespannte Fachwerk beteiligt. Sie ist im Vergleich zur Summe der insgesamt auf das Ursprungsbauwerk wirkenden ständigen Einwirkungen eher gering. Eine größere Entlastungswirkung besitzt das nicht-vorgespannte Fachwerk L2 im Hinblick auf den Lastanteil der veränderlichen Einwirkungen, die nach Installation der Fachwerkstruktur auftreten.

Zusammenfassend wirkt das nicht-vorgespannte Fachwerk gering entlastend auf alle drei einwirkenden Schnittgrößenarten (Biegung, Querkraft und Torsion). Einschränkungen in der Effektivität der Verstärkungswirkung sind auf den vergleichsweise großen Steifigkeitsunterschied zwischen Ur-

sprungsbauwerk und Fachwerkstruktur zurückzuführen (siehe Kapitel 5.4.1). Die größte Effektivität hat das nicht-vorgespannte Fachwerk in einer Verstärkung der Torsionstragfähigkeit, da die feste Koppelung an das Ursprungsbauwerk wie eine extern angeordnete Bewehrung mit gegenüber der Torsionseinwirkung vorteilhaftem innerem Hebelarm wirkt.

Für die Anordnung einer im Untergurt vorgespannten Fachwerkstruktur nach Variante L3 war mit Tabelle 28 und Tabelle 29 eine über alle Nachweisschnitte gleichmäßigere sowie im Gesamtbild deutlich größere Verstärkungswirkung als für die Varianten L1 und L2 festzustellen. Grund sind die durch die Vorspannung des Fachwerks in das Ursprungsbauwerk eingetragenen Umlenkkräfte

Die unmittelbare Wirkung der Umlenkkräfte auf die Bemessungsschnittgrößen im jeweiligen Nachweisschnitt ist in den Bildern 135-138 mit der Bezeichnung ‚fw (Wirkung)‘ gekennzeichnet. Dagegen ist die Mehrbelastung aus dem Eigengewicht der Fachwerkstruktur zu stellen. Hinzu kommt wie zuvor die Mehrbelastung aus dem Eigengewicht der Quersystemverstärkung. In dem Anteil der ständigen Lasten nach Tabelle 30 und 31 sind alle drei Lastkomponenten berücksichtigt.

Mit der Differenz der Ergebnisse für Variante L3 und der Berechnung ohne Adaption lässt sich die resultierende Verstärkungswirkung bezüglich des ständigen Lastanteils des vorgespannten Fachwerks quantifizieren. Für die Nachweisschnitte 1, 2 und 3 macht diese 0,20 MNm, 4,36 MNm und 1,34 MN bezüglich der einwirkenden Biegemomente und einwirkenden Querkraft aus.

Keinen Einfluss haben die Umlenkkräfte des vorgespannten Fachwerks auf die Bemessungswerte des Torsionsmomentes (Bild 137). Die hier zu verzeichnende Entlastungswirkung des Ursprungsbauwerks beruht allein auf dem anteiligen Lastabtrag der veränderlichen Lasten durch die Fachwerkstruktur. Die aus zwei Bindern bestehende Fachwerkstruktur ist nicht in der Lage, eine entsprechende Torsionssteifigkeit zu generieren.

Zusammenfassend wirkt das vorgespannte Fachwerk L3 günstig auf alle drei einwirkenden Schnittgrößenarten (Biegung, Querkraft und Torsion). Die deutlich größere Effektivität im Vergleich zu der nicht-vorgespannten Fachwerkstruktur rührt aus den über die Vorspannung des Fachwerks in das Ursprungsbauwerk eingetragenen Umlenkkräften,



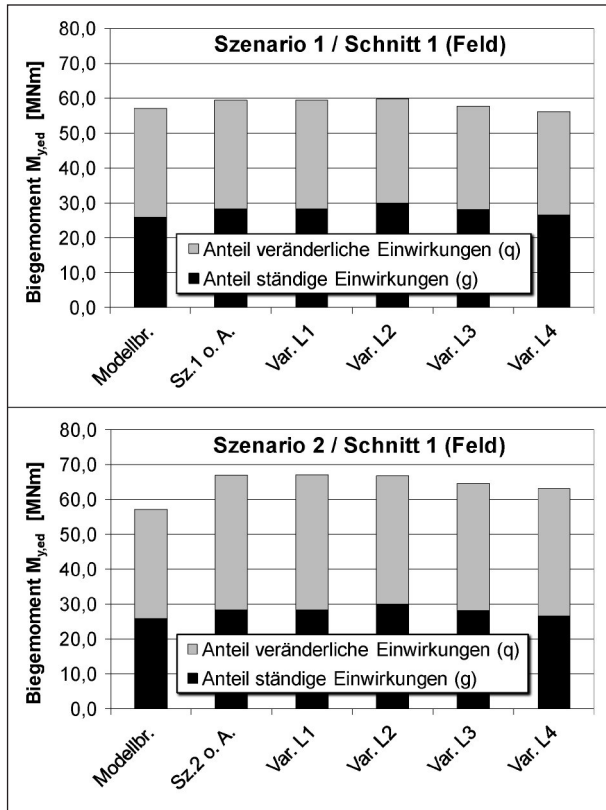


Bild 133: Änderung der Bemessungsschnittgröße  $M_{y,ed}$  unter der Lastfallkombination ‚max. My‘

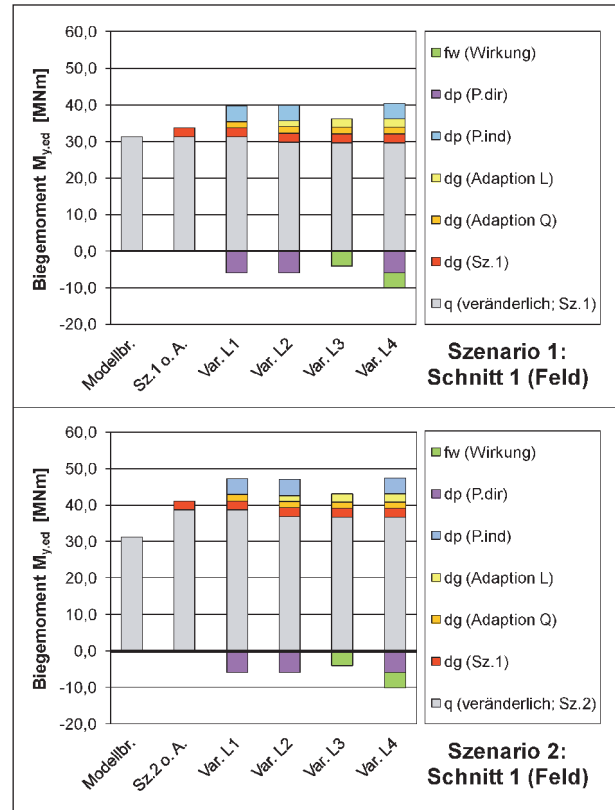


Bild 135: Exemplarische Darstellung der Zusammensetzung der Bemessungsschnittgröße  $M_{y,ed}$  im Schnitt 1 unter der Lastfallkombination ‚max. My‘

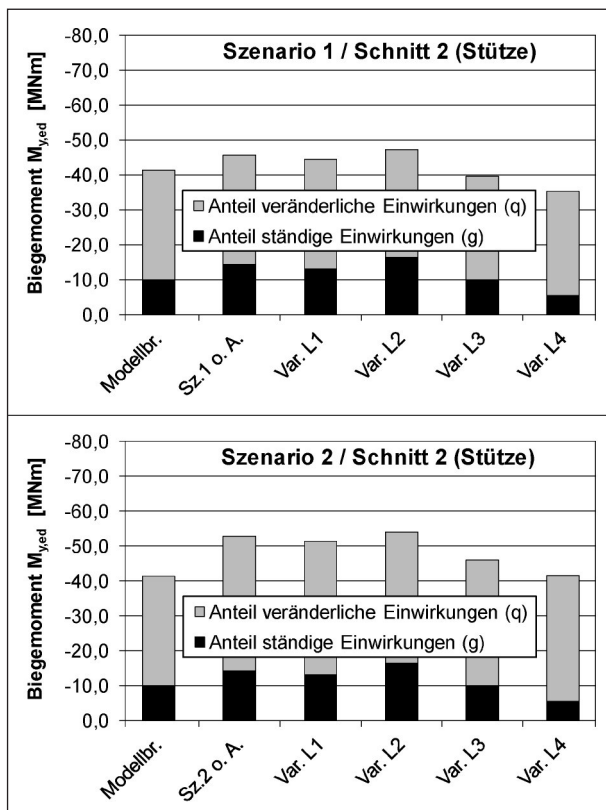


Bild 134: Änderung der Bemessungsschnittgröße  $M_{y,ed}$  unter der Lastfallkombination ‚min. My‘

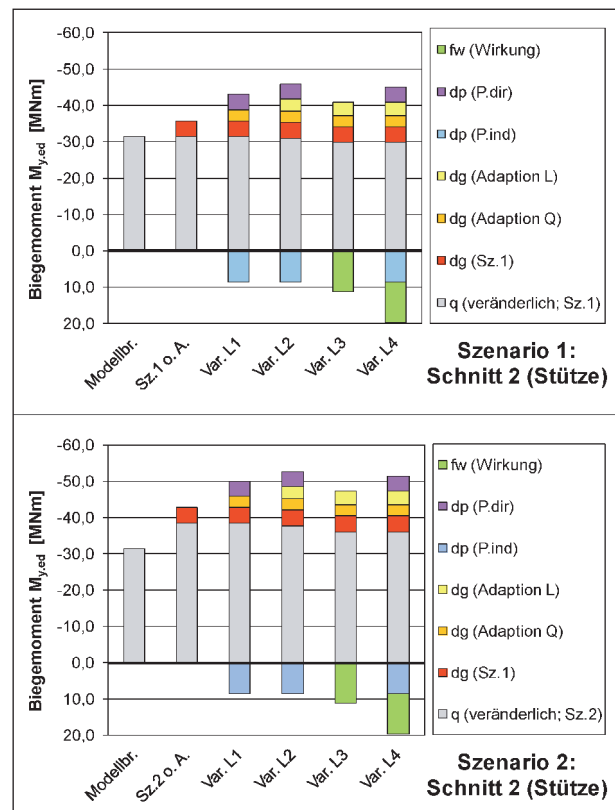
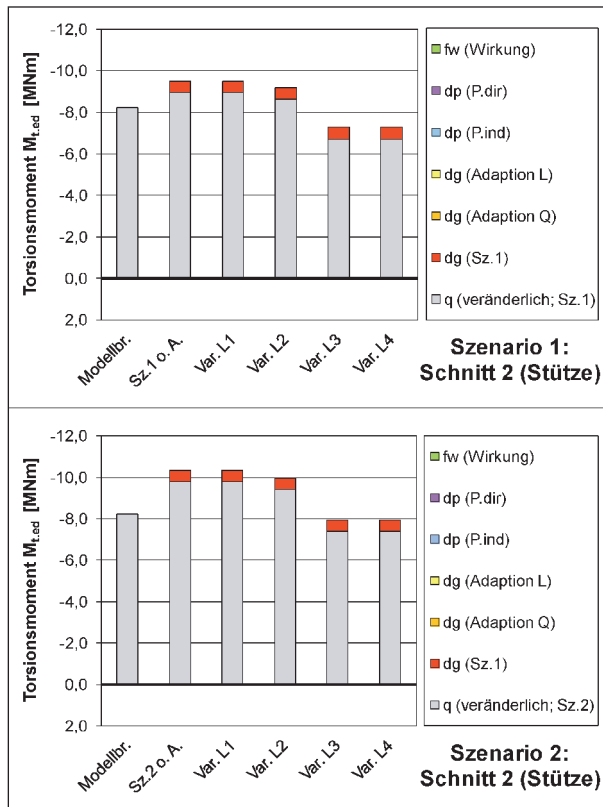
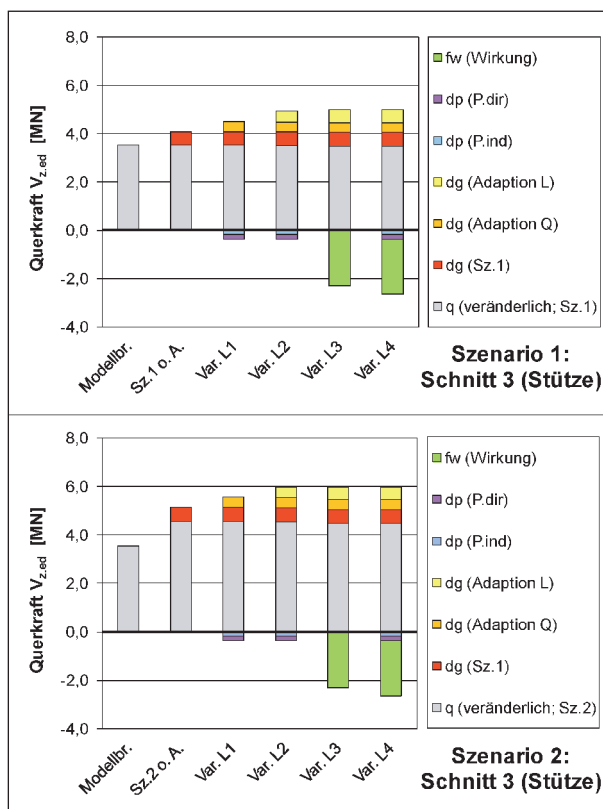


Bild 136: Exemplarische Darstellung der Zusammensetzung der Bemessungsschnittgröße  $M_{y,ed}$  im Schnitt 2 unter der Lastfallkombination ‚min. My‘



**Bild 137:** Exemplarische Darstellung der Zusammensetzung der Bemessungsschnittgröße  $M_{t,ed}$  im Schnitt 2 unter der Lastfallkombination ‚min.  $M_t'$



**Bild 138:** Exemplarische Darstellung der Zusammensetzung der Bemessungsschnittgröße  $V_{z,ed}$  im Schnitt 3 unter der Lastfallkombination ‚max.  $V_z'$

wodurch das vorgespannte Fachwerk eine signifikante Verstärkungswirkung bezüglich Biegung und Querkraft erfährt. Die ebenfalls gute Verstärkungswirkung auf Torsion ist der Lagerung auf eigenständigen Lagern zuzuschreiben. Die allein im Feldquerschnitt beim Szenario 2 nicht ausreichende Verstärkungswirkung ist den geometrischen Randbedingungen der Modellbrücke geschuldet und könnte bei einer geringeren Schlankheit und über optimierte Gurt- und Strebenabmessungen verbessert werden.

Vor dem Hintergrund der vorausgegangenen Erläuterungen zu Modell L3 wurde mit dem Modell L4 eine Verstärkungsmaßnahme für den Fall entworfen, dass die Verstärkung des Biegetragvermögens in Feldmitte nicht ausreicht. Die Ergebnisse der Berechnung zu Modell L4 zeigen die nahezu lineare Superposition der Entlastungswirkungen aus Variante L3 mit denen der Variante L1. Durch die gegenüber Variante L3 zusätzlich angeordnete Ergänzungsvorspannung wird eine Entlastungswirkung bezüglich des ständigen Lastanteils der Biegemomente und in geringem Maße hinsichtlich der Querkraft in den jeweiligen Schnitten erzielt. Diese ist – auch mit dem gewählten niedrigen Niveau der Ergänzungsvorspannung – ausreichend, um die Anforderungen der beiden Szenarien zu erfüllen.

Aus der statischen Untersuchung der Adaptionmodelle L1 bis L4 geht zusammenfassend die folgende Charakterisierung der unterschiedlichen Verstärkungswirkung hervor:

- Die Anordnung einer Ergänzungsvorspannung nach dem Modell L1 ergibt eine nahezu ausschließliche Verstärkung der Biegetragfähigkeit. Ihre Effektivität wächst mit größerem inneren Hebelarm, welcher an der untersuchten Modellbrücke nur im Feldquerschnitt geometrisch zu realisieren ist. Auf die Verstärkung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit ist die Ergänzungsvorspannung von geringem beziehungsweise ohne Einfluss.
- Mit der nicht-vorgespannten Fachwerkstruktur L2 ist eine signifikante Verstärkungswirkung gegenüber einer Torsionseinwirkung zu erzielen, wenn im Stützquerschnitt eine eigenständige Lagerung angeordnet wird. Gegenüber den Schnittgrößenarten Biegung und Querkraft verbleibt eine Mehrbelastung durch das nicht-vorgespannte Fachwerk. Die diesbezüglich gering-

füfige Verstärkungswirkung dessen reicht für sich allein nicht aus, um die Zusatzlast aus dem Eigengewicht des Fachwerks selbst zu kompensieren.

- Die vorgespannte Fachwerkstruktur nach dem Modell L3 ist in der Lage, eine Verstärkungswirkung bezüglich aller drei Schnittgrößenarten zu leisten. Zu der in etwa gleich großen Verstärkungswirkung der nicht-vorgespannten Fachwerkstruktur auf Torsion treten eine ebenfalls signifikante Verstärkungswirkung bezüglich Querkraft und eine in der Regel ausreichende Verstärkungswirkung auf Biegung. Im Fall einer maßgeblichen Biegebelastung kann es daher erforderlich sein, die vorgespannte Fachwerkstruktur mit einer Ergänzungsvorspannung, wie hier mit dem Modell L4 untersucht, zu kombinieren.

#### 5.4.3 Ausführung, Bauverfahrenstechnik und Bewertung

Die Methodik der Installation einer Ergänzungsvorspannung aus extern im Inneren des Hohlkastens geführten Spanngliedern stellt ein bekanntes Bauverfahren dar.

Mit den Adaptionsmodellen L2 und L3 wurden in den vorangegangenen Kapiteln sowohl eine nicht-vorgespannte als auch eine im Untergurt vorgespannte Fachwerkstruktur untersucht. Für beide ist im Hinblick auf die mit der Verstärkungsmaßnahme beabsichtigte Systemverbesserung ein kombinierter Lastabtrag mit dem Ursprungsbauwerk sicherzustellen. Die Verbindung zum Ursprungsbauwerk unterscheidet sich bei beiden Varianten. Als Folge sind auch der Installationsaufwand und -prozess sowie die erforderlichen vorbereitenden Maßnahmen an dem Ursprungsbauwerk nicht identisch.

#### Kombinierter Lastabtrag im Endzustand

Der Anschluss an das Ursprungsbauwerk wird bei dem nicht-vorgespannten Fachwerk durch eine feste Koppelung in Vertikal- und Querrichtung erreicht. Diese soll zur Vermeidung von Nebenspannungen punktförmig in den Knotenpunkten erfolgen. Eine horizontale Lagerung ist insbesondere für den Obergurt des Fachwerks erforderlich, an dem die planmäßige Belastung des Fachwerks eine abtreibende Komponente zur Kragarmaußenseite hin hervorruft.

Für die vorgespannte Fachwerkstruktur wird die kraftschlüssige Verbindung zum Ursprungsbauwerk durch den Kontaktpunkt an der Kragarmunterseite hergestellt. Die durchgeführten Berechnungen zeigen, dass die Aufwölbung des Fachwerks infolge der Vorspannung des Untergurtes groß genug ist, sodass es auch unter einer bedeutsamen Torsionsbeanspruchung der Brücke in keinem Querschnitt zu einem einseitigen Kontaktverlust der Fachwerkbinde zum Ursprungsbauwerk kommt. Eine vertikale Kopplung der Fachwerkstruktur zum Ursprungsbauwerk ist deshalb nicht erforderlich. Die in gewissen Abständen vorzusehende horizontale Lagerung des Obergurtes kann in gleicher Weise erfolgen wie für die nicht-vorgespannte Fachwerkstruktur.

#### Bauzustand und Installationsprozess

Für die Installation der Fachwerkbinde stehen prinzipiell zwei grundsätzliche Vorgehensweisen zur Wahl:

- der modulare Aufbau aus Knoten-, Gurt- und Strebenelementen direkt am Installationsort,
- die Fertigung von Fachwerkbinde-segmenten, die dann als Ganzes installiert werden.

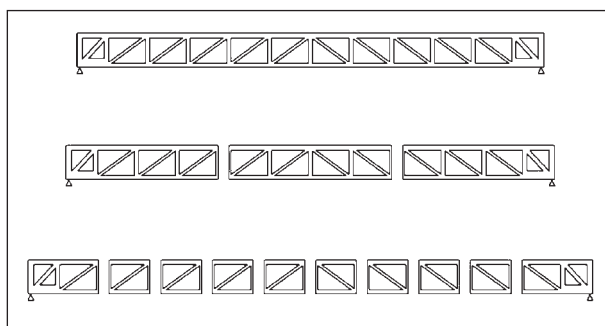
Der Fall des modularen Aufbaus entspricht der Betrachtungsweise nach HENZE (2009) (siehe Kapitel 3.2.3). Zweckmäßig ist die vorbereitende Erstellung von Fachwerksegmenten (Bild 139), von Binderteilen aus Modulen oder die direkte Herstellung eines monolithischen Körpers, der dann mit entsprechendem Hebezeug von unterhalb der Brücke eingebaut wird.

Wenn eine temporäre Auflagerung in Brückenlängsrichtung erforderlich wird, können z. B. in gewissen Abständen am Untergurt angeordnete Stahlträger zur Einsatz kommen, die über Spann-stangen und in der Bodenplatte des Ursprungsbauwerks vorgesehene Hüllrohre an dieses anzuspannen sind. Die Stahlprofile sind durch eine entsprechende Verlängerung und Vorsehung einer Absturzsicherung auch als Arbeitsbühne einsetzbar, von der aus der modulare Aufbau der Fachwerkstruktur erfolgen kann (Bild 140).

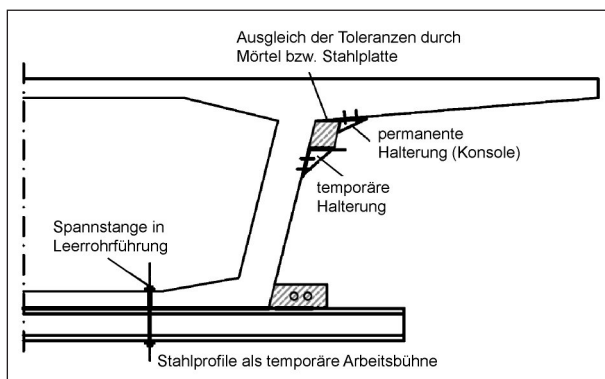
Für die Installation des vorgespannten Fachwerks sind, wie bereits beschrieben, die Fachwerkbinde zunächst feldweise auf eigenständigen Lagern zu installieren und vorzuspannen. Das Fachwerk trägt sich dadurch zum Teil selbst beziehungsweise

übernimmt Eigengewichts- und Ausbaulasten aus dem Ursprungsbauwerk. Dies führt, wie durch die rechnerischen Untersuchungen gezeigt, zu einer primären Entlastung des Feld- und Stützquerschnitts des Ursprungsbauwerks. Im Anschluss wird die Durchlaufwirkung der Fachwerkbinder durch die Installation von Zwischenstücken im Stützquerschnitt erstellt. Durch die sich einstellenden Kriechverformungen wird auch der Stützquerschnitt der Fachwerkbinder aktiviert.

Für eine zusammenfassende Bewertung des Installationsaufwandes und des Umfangs der erforderlichen Maßnahmen am Ursprungsbauwerk ist die Installation der Fachwerkstruktur einer alternativen Verstärkungsmaßnahme mit gleicher statischer Wirksamkeit gegenüberzustellen. Dies könnte z. B. eine Ergänzungsvorspannung in Kombination mit aufgeklebten CFK- oder Stahllamellen oder durch Spannanker entsprechend den Bildern 15, 19 und 21 (vgl. Kapitel 3.1) sein. Obgleich die Installation einer Fachwerkstruktur auch einen gewissen Aufwand bedeutet, so zeigen sich Vorteile im Hinblick auf die Oberflächenbehandlung am Bestandsbauwerk, Eingriffe in die Bestandsstruktur und die weitgehende Witterungsunabhängigkeit.



**Bild 139:** Bauzustand – Installation als in Fachwerkfelder segmentierte Struktur



**Bild 140:** Bauzustand – temporäre Installationsebene mittels angehängter Stahlkonstruktion

#### 5.4.4 Zusammenfassung

Zur Verstärkung des Längssystems gegenüber den sich aus den Adaptionsszenarien 1 und 2 stellenden Anforderungen wurden eine nicht-vorgespannte und eine im Untergurt vorgespannte Fachwerkstruktur hinsichtlich der Kriterien statische Wirksamkeit, Umfang des Installationsprozesses und Anforderungen an das Ursprungsbauwerk untersucht und bewertet. Sofern eine eigenständige Lagerung der Fachwerkbinder beidseitig des Ursprungsbauwerks möglich ist, zeichnet beide Arten der Fachwerkstruktur eine effektive Verstärkungswirkung gegenüber einer Torsionseinwirkung aus. Unabhängig davon ist mit einer vorgespannten Fachwerkstruktur auch eine gleichzeitige Biege- und sehr effektive Querkraftverstärkungswirkung zu erreichen. Gegenüber alternativen Maßnahmen mit einer gleich großen statischen Wirksamkeit zeichnet sich die Installation der Fachwerkstruktur durch eine Vielzahl von bauverfahrenstechnischen Vorteilen aus, allen voran den gänzlichen Entfall von nachträglichen Eingriffen in das Bestandsbauwerk. Die exemplarischen Verstärkungsmaßnahmen des vorgespannten und nicht-vorgespannten Fachwerks erfüllen damit das eingangs formulierte Anforderungsprofil der adaptiven Brücken.

### 5.5 Kombination von Längs- und Querrichtung

#### 5.5.1 Allgemeines

Die rechnerische Untersuchung der nach DIN-Fachbericht 102 (DIN, 2009) bemessenen Modellbrücke unter Adaptionsszenario 2 machte eine Verstärkung sowohl des Längs- als auch des Quersystems der Brücke erforderlich. Hierbei spielt die mit den entworfenen und rechnerisch untersuchten Adaptionsmodellen Q1 bis Q7 sowie L1 bis L4 einhergehende Flexibilität in der Detailausführung eine wesentliche Rolle.

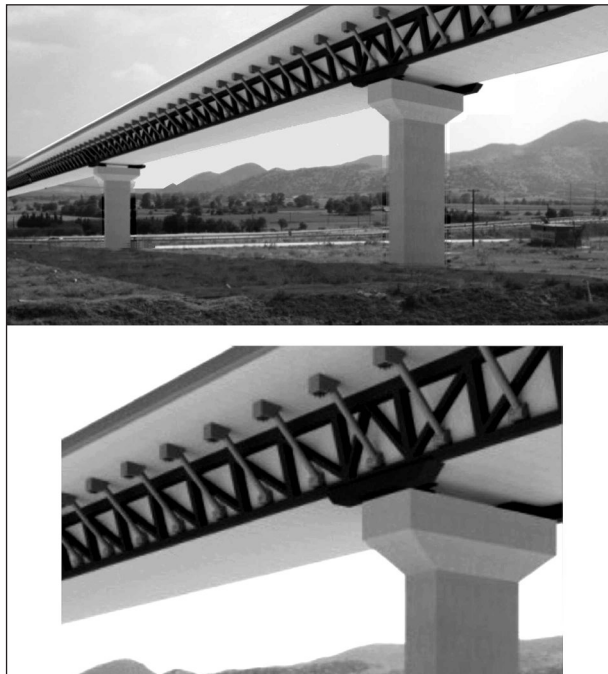
#### 5.5.2 Adaptionsvarianten

Vor den durch die Modellbrücke definierten geometrischen und statischen Randbedingungen hatte die rechnerische Untersuchung der Adaptionsmodelle des Quersystems einen optimierten Längsabstand der Verstärkungsmaßnahmen von 3 m zum Ergebnis. Aus den Untersuchungen des Längssystems ergab sich mit 3 m Knotenabstand der Fachwerkstruktur in Längsrichtung ebenfalls ein sehr sinnvoll-



ler Wert. Die Übereinstimmung beider Abstände bietet gute Optionen für eine simultane Verstärkung des Längs- und Quersystems, z. B. Varianten L2.C bzw. L3.C. Wie in Kapitel 5.4.1 dargelegt, konnte mit der rechnerischen Untersuchung einer geeigneten Fachwerkstruktur jedoch keine gute statische Wirksamkeit nachgewiesen werden.

Da das vorgespannte Fachwerk eine zwängungsfreie Lagerung in Längsrichtung erfordert, sollten zur Vermeidung unerwünschter Nebenspannungen die Verstärkungsmaßnahmen für die Längs- und Querrichtung entkoppelt werden. Für den Untergurt lassen die rechnerischen Untersuchungen nach Kapitel 5.3.2 und 5.4.2 sowie die Ausführungen in Kapitel 4.6.1 erkennen, dass eine Einschränkung in der Konstruktionshöhe der längsverlaufenden Fachwerkbinder mit größeren Einbußen an Verstärkungswirkung einhergeht als eine flachere Neigung der quergerichteten schrägen Druckstreben. Für die entkoppelte Installation beider Verstärkungsmaßnahmen unter Beibehaltung des unter dem Bauwerk vorhandenen Lichtraumes ist der Angriffspunkt der schrägen Druckstreben am Hohlkastesteg danach über dem Untergurt des Längsfachwerks zu positionieren. In Bild 141 ist das architektonische Erscheinungsbild dieser Ausführungsform exemplarisch illustriert.



**Bild 141:** Exemplarische Entkoppelung der Verstärkung des Längs- und Quersystems – Gesamtansicht und Detail

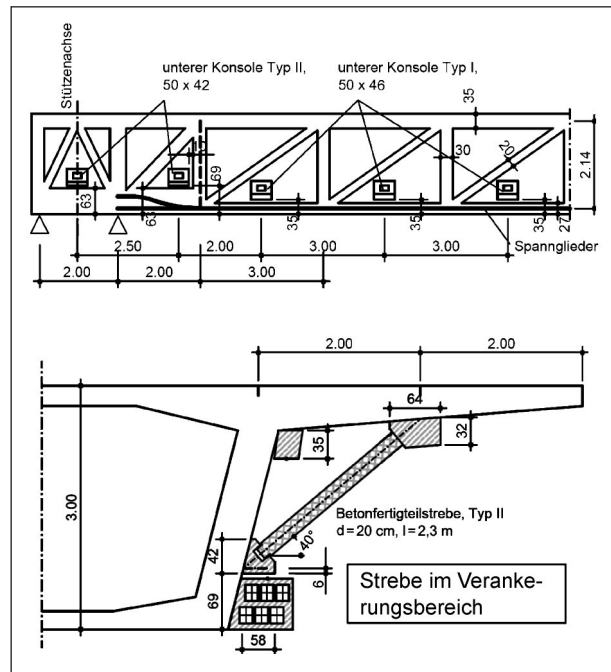
### 5.5.3 Umsetzung an der Modellbrücke

Bild 142 stellt die Detaillierung der entkoppelten Verstärkung für die Modellbrücke unterhalb des Kragarms exemplarisch dar. Die damit erreichte rechnerische Verstärkungswirkung entspricht einer einfachen Überlagerung der Resultate für die Adaptionmodelle L3 und Q7.

Für den Installationsprozess ist es aus statischen und bauverfahrenstechnischen Gründen von Vorteil, das längsverlaufende Fachwerk der Quersystemverstärkung vorauslaufend zu installieren. Aus statischer Sicht wird so ein Teil der Mehrbelastung aus der Quersystemverstärkung dem Fachwerk zugewiesen.

### 5.5.4 Zusammenfassung

Infolge des interagierenden Tragverhaltens der Längs- und Querrichtung, insbesondere bei Umsetzung einer vorgespannten Fachwerkstruktur, ist eine entkoppelte Installation der entwickelten Verstärkungsmaßnahmen die bevorzugte Ausführungsform. Eine vertretbare Umsetzung für die Modellbrücke besteht in der Überlagerung der Adaptionmodelle L3 bzw. L4 und Q7.



**Bild 142:** Exemplarische Detaillierung einer kombinierten Verstärkung des Längs- und Quersystems der Modellbrücke

## 5.6 Zusammenfassung

Die ganzheitliche Bewertung beschränkt sich auf die im Rahmen dieses Forschungsvorhabens vorrangig betrachteten Parameter statische Wirksamkeit, Installationsaufwand und Umfang der notwendigen vorbereitenden Maßnahmen am Ursprungsbauwerk. Eine Kostenanalyse und Wirtschaftlichkeitsbetrachtung, die ebenfalls zu einer ganzheitlichen Bewertung einer Baumaßnahme gehört, wurden im Rahmen dieses Forschungsvorhabens ausgeklammert.

Die statische Wirksamkeit der Verstärkungsvarianten für das Quer- und Längssystem gegenüber den beiden definierten Adaptionsszenarien wurde in den Kapiteln 5.3.2 und 5.4.2 aufgezeigt.

Als effizienteste Verstärkungsmaßnahme für das Quersystem ist die untersuchte Variante Q7 zu betrachten. Der Umfang der vorbereitenden Maßnahmen am Ursprungsbauwerk lässt sich wie folgt beschreiben:

- Anschluss der Konsolen für die stützenden Druckstreben unterhalb des Kragarms nach Kapitel 4.4.2,
- Anschluss der Unterzüge zwischen den Stegen nach Kapitel 4.5.4,
- Einbau der Unterspannung der Fahrbahn zwischen den Stegen nach Kapitel 5.3.3.

Zudem ist im Hinblick auf Szenario 2 die Anordnung einer Bewehrung bzw. die Erhöhung der vorhandenen Bewehrung in den folgenden Schnitten erforderlich (Klammerwerte: Gesamttonnage der Bewehrungsposition für die Modellbrücke):

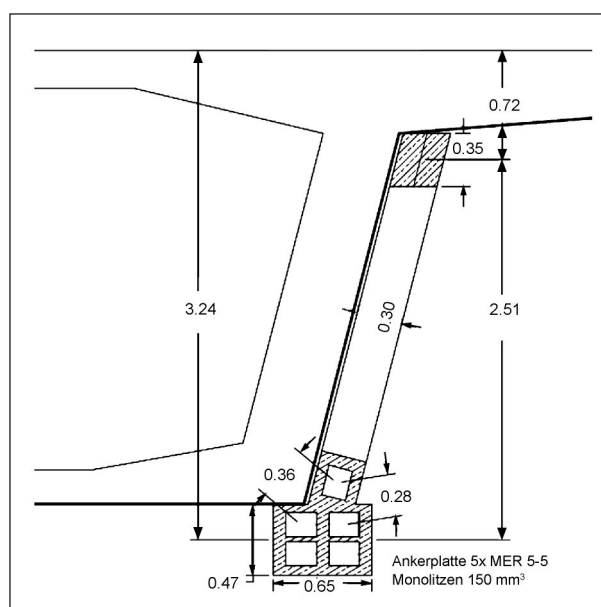
- Erhöhung obere Biegebewehrung in Schnitten 1R und 2 um 9 % bzw.  $\Delta = 1,4 \text{ cm}^2/\text{m}$  (2,14 to),
- Erhöhung obere Biegebewehrung im Schnitt 0 um 4 % bzw.  $\Delta = 0,5 \text{ cm}^2/\text{m}$  (0,51 to),
- Erhöhung Schubbewehrung im Schnitt 1L um 10 % bzw.  $\Delta = 0,5 \text{ cm}^2/\text{m}^2$  (0,16 to),
- Erhöhung Schubbewehrung im Schnitt 1R um 189 % bzw.  $\Delta = 8,9 \text{ cm}^2/\text{m}^2$  (2,12 to),
- Anordnung Schubbewehrung im Schnitt 0:  $\Delta = 13,9 \text{ cm}^2/\text{m}^2$  (1,48 to).

Die Untersuchung der Verstärkungsmaßnahmen für das Längssystem haben gezeigt, dass die vorgespannte Fachwerkstruktur nach Variante L3 den

statischen Anforderungen des Szenarios 2 prinzipiell genügt. Lediglich für die Defizite im Feldquerschnitt wird eine zusätzliche Ergänzungsvorspannung im Inneren des Hohlkastens (Variante L4) erforderlich. Im Hinblick auf den Umfang der vorbereitenden Maßnahmen am Ursprungsbauwerk werden bei L3 folgende Einbauteile etc. benötigt:

- Temporäre Lagerung zur Errichtung der Fachwerkstruktur: Je drei Leerrohre in der Hohlkastenbodenplatte zur Installation der Spannstanzen nach Bild 140.
- Seitliche Lagerung des Fachwerkobergurtes nach Bild 140 über Bewehrungsanker mit Ankerplatten.
- Seitliche Lagerung des Fachwerkuntergurtes gegen Ausknicken im Längsabstand von ca. 12,0 m.
- Wenn ausschließlich Variante L3 eingesetzt und auf L4 verzichtet wird, ist zusätzlich die untere Längsbewehrung im Feldquerschnitt um 34 % ( $\Delta = 59 \text{ cm}^2$ ) zu erhöhen. Für die Modellbrücke (Gesamtlänge: 162 m) bedeutet dies eine Mehrmasse an Bewehrungsstahl von ca. 5,26 to.

Insgesamt bestehen die vorbereitenden Maßnahmen ausschließlich aus der Anordnung von einfachen Anschlusspunkten an für das Bauwerk unkritischen Stellen bzw. der Anordnung einer erhöhten Bewehrung, die in Bezug zur Gesamttonnage einen sehr begrenzten Umfang darstellen.



**Bild 143:** Optimierungspotenzial – externe, vorgespannte Fachwerkstruktur mit verringerter Schlankheit und Koppelkrafteintrag am Untergurt

Wenn für die Verstärkung durch eine externe Fachwerkstruktur ein größerer Lichtraum unterhalb der Brücke zur Verfügung steht, stellt eine Vergrößerung der Fachwerkstruktur durch die Anordnung des Untergurtes unterhalb der Bodenplatte des Hohlkastens eine denkbare Alternative dar. Im Falle einer Ausführung nach Bild 143 werden die entlastenden Umlenkkräfte beim Vorspannen am unteren Rahmenknoten des Hohlkastenquerschnitts abgegeben. Erste rechnerische Untersuchungen haben einen zusätzlichen positiven Einfluss auf die erforderliche Schubbewehrung im Hohlkastensteg erkennen lassen.

## 6 Zusammenfassung und Ausblick

### 6.1 Zusammenfassung

Trotz einer planmäßigen Nutzungsdauer von 100 Jahren zeigen aktuelle Überprüfungen des Brückenbestandes teilweise bei 50 bis 60 Jahre alten Bauten bereits rechnerische Defizite. Ein Grund ist, dass die zum Zeitpunkt der Errichtung dieser Brücken angesetzten Lastmodelle nicht in der Lage sind, die Auswirkungen der aktuellen Verkehrsentwicklung abzudecken. Als Folge werden an Bestandsbrücken in Zukunft zunehmend Instandsetzungs- und Verstärkungsmaßnahmen erforderlich werden.

Um eine vergleichbare Entwicklung für neu zu errichtende Brücken zu vermeiden, wären Konzepte wünschenswert, die eine spätere, leichte und flexible Adaption dieser Brücken an sich verändernde Randbedingungen ermöglichen. Diese Konzepte sollten auf einem modularen Maßnahmenkonzept basieren und sowohl eine ganzheitliche als auch eine individuelle Anpassung von Brückeneigenschaften ermöglichen.

Im Rahmen dieses Forschungsprojektes wurde der Begriff der „konstruktiven Adaptivität“ gewählt, womit eine Anpassung der Brückenstruktur an sich verändernde äußere und innere Beanspruchungen durch den Einbau ergänzender lastabtragender Elemente zu verstehen ist. Hierfür sind die Neubauten schon bei der Erstellung entsprechend vorzubereiten. Die wesentlichen Anforderungen an die Maßnahmen zur Erzielung einer „konstruktiven Adaptivität“ wurden folgendermaßen definiert:

- hohe statische Wirksamkeit durch kombinierten Lastabtrag,
- minimaler Eingriff in den Bestand,
- minimale Beeinflussung der Nutzung.

Zunächst wurde der Stand der Technik in den Bereichen

- Verstärkungsmaßnahmen im Brückenbau,
- aktuelle Tendenzen im Brückenneubau und
- Verbindungen und Verbindungsmittel

umfassend recherchiert und eine mögliche Verwendung bzw. Modifikation bei der adaptiven Gestaltung und Auslegung von Brückenneubauten aus Spannbeton geprüft.

Hieraus wurde ein Adaptionenmaßnahmenkatalog entwickelt, in dem aktuelle Verstärkungsmaßnahmen und der vorbereitende Einbau von Verbindungsmitteln zusammengefasst wurden. Durch die offene katalogisierte Erfassung sind eine übersichtliche Sichtung und Bewertung der einzelnen Maßnahmen im Hinblick auf den angedachten Verwendungszweck möglich. Des Weiteren kann der Katalog beliebig ergänzt und auf andere Brückentypen erweitert werden.

Durch den Abgleich mit dem festgelegten Anforderungsprofil im Rahmen des Forschungsvorhabens wurden

- stützenden Streben,
- Verstärkungsrippen und
- Fachwerkstrukturen

für die weiteren detaillierten Untersuchungen als Hauptelemente ausgewählt.

Zum kraftschlüssigen Anschluss der stützenden Streben und Verstärkungsrippen an den bestehenden Brückenüberbau im Sinne des vorgegebenen Anforderungsprofils wurden der Einsatz von schlanken und leichten Fertigteilen sowie deren Verbindung durch Profilierung des Betons und Anspannen mit Spannankern oder mittels Bewehrungsankern als zielführend herausgearbeitet.

Im Rahmen der Fachwerkstrukturen waren neben der Durchbildung der Verbindungspunkte auch Untersuchungen zur Lagesicherung des Fachwerks im Bauzustand, während des Vorspannens sowie im Endzustand erforderlich.

Nach den mehr theoretischen Arbeiten zu den wesentlichen Aspekten für eine adaptive Brückenverstärkung wurden in einem zweiten Schritt die Umsetzungsmöglichkeiten anhand einer praxisnahen Referenzbrücke untersucht. Hierzu wurde eine 4-feldrige Talbrücke mit 162 m Gesamtlänge mit einem längsvorgespannten Hohlkastenüberbau gewählt. Die Breite der Hohlkästen wurde zu 16 m und die Höhe zu 3 m angenommen. Die Vorspannung erfolgte ausschließlich mit externer Vorspannung im Inneren des Hohlkastens. Der Berechnung lagen die DIN-Fachberichte 101 und 102 (DIN, 2009) zugrunde. Für die Machbarkeitsstudien wurden zwei Adaptionsszenarien gewählt: Szenario 1 (zusätzlicher Fahrstreifen, Ersatz der Schutzeinrichtung, Einbau einer 4 m hohen Lärmschutzwand) und Szenario 2 (Szenario 1 und zusätzlich Verkehrslastmodell LMM des Eurocodes).

Szenario 1 führte im Wesentlichen zu einer Vergrößerung der Belastung in Querrichtung, wohingegen Szenario 2 sowohl in Quer- als auch in Längsrichtung zu einer erheblichen Erhöhung aller Schnittgrößen ( $M$ ,  $V_z$ ,  $M_t$ ) führte.

In umfangreichen Parameterstudien wurde die Wirksamkeit der ausgewählten Adaptionsmaßnahmen untersucht und bewertet. Aufbauend auf den ausgewählten Verstärkungselementen „stützende Streben“ und „Verstärkungsrippen“ wurden insgesamt sieben Varianten zur Verstärkung des Quersystems rechnerisch abgeprüft. Zur Verstärkung des Längssystems wurden vier Ausführungsformen mit mehreren Untervarianten untersucht, die als Haupt-Verstärkungselemente eine an den Stegen angebrachte Betonfachwerkstruktur und ein im Inneren des Hohlkastens angeordnete externe Vorspannung vorsahen.

Für das Szenario 1 ergab die Variante mit „schrägen vorgespannten Druckstreben und querverlaufenden Verstärkungsrippen“ eine geeignete Verstärkung des Quersystems.

Für das Szenario 2 ist aus statischer Sicht zusätzlich eine Unterspannung der Fahrbahnplatte zwischen den Stegen erforderlich, um die Nachweise für das Quersystem zu erfüllen.

Zur Verstärkung des Längssystems gegenüber den sich aus dem Szenario 2 stellenden Anforderungen wurde eine im Untergurt „vorgespannte Fachwerkstruktur“, die beidseitig der Hohlkastenstege angeordnet wird und eigenständig auf den Pfeilerköpfen aufgelagert ist, als sehr effektive Verstärkungsmaß-

nahme für die Erhöhungen der Querkraft- und des Torsionsmomentes bei gleichzeitiger Erhöhung der Biegetragfähigkeit ermittelt.

Gegenüber alternativen, heute üblichen Maßnahmen mit einer gleich großen statischen Wirksamkeit zeichnet sich die Installation der gewählten „schrägen, vorgespannten Druckstreben“, „querverlaufenden Verstärkungsrippen“ und der „vorgespannten Fachwerkstruktur“ in vorbereitete Anschlusspunkte durch eine Vielzahl von bauverfahrenstechnischen Vorteilen aus, allen voran den Entfall von nachträglichen Eingriffen in das Bestandsbauwerk.

Insgesamt konnte im Rahmen des hier beschriebenen Forschungsprojektes die Machbarkeit eines flexiblen und funktionalen Adaptionskonzeptes nachgewiesen werden, das zum einen die vorbereitende Gestaltung zukünftiger Brückenneubauten und zum anderen eine schnelle und einfache nachträgliche Adaption ohne Beeinflussung der Nutzung ermöglicht. Die im Rahmen der Herstellung erforderlichen Mehraufwendungen halten sich sehr in Grenzen und wurden mit etwa 5 % der Überbaukosten abgeschätzt.

In diesem Zuge muss aber ausdrücklich darauf hingewiesen werden, dass eine innovative adaptive Brückengestaltung von den Beteiligten unter Umständen auch eine Abkehr von „gebräuchlichen Ausführungsmustern“ erfordert.

## 6.2 Ausblick

Die durchgeführten Untersuchungen zeigen, dass das Potenzial des Konzeptes infolge der Abgrenzung des Projektrahmens bei weitem noch nicht ausgeschöpft wurde.

Zunächst könnte das Konzept allgemein angewandt und von den bisher betrachteten Spannbetonhohlkastenbrücken auf weitere Brückentypen, wie Bogenbrücken, Rahmenbrücken etc., sowie weitere Querschnittsformen des Überbaus, wie Platten, Plattenbalken etc., übertragen werden. Ferner wäre, neben einer Anwendung im Stahlbeton- und Spannbetonbrückenbau, auch eine Übertragung auf Verbundkonstruktionen denkbar und sehr aussichtsreich.

Da bisher exemplarisch erhöhte bzw. umgeordnete Verkehrslasten und Ergänzungen der Brückenausstattung betrachtet wurden, könnte die Palette der möglichen Adaptionen im Rahmen der in Kapi-



tel 2.2.2 genannten Ansatzpunkte erweitert werden:

- Adaption an erhöhte Zwangbeanspruchungen (infolge Temperatur etc.),
- Adaption an erhöhte Bemessungsmodelle (Regelwerke),
- Adaption an eine Verbreiterung des Überbauquerschnitts,
- Adaption der Geometrie (neue Gradienten).

Daneben könnten die Überlegungen zu einem innovativen Adaptionskonzept auch auf aktuelle Aufgaben im Rahmen der Verstärkung und Instandsetzung des Brückenbestandes übertragen werden, wobei eine Anpassung der Maßnahmen an die jeweiligen durch die bestehenden Brücken vorgegebenen Randbedingungen erfolgen muss, da hier keine vorbereiteten Anschlusspunkte vorliegen.

Schließlich bleibt zu erwähnen, dass im Rahmen der Bearbeitung Punkte erkannt wurden, bei denen unzureichende Erkenntnisse in den derzeitigen normativen Bemessungsmodellen vorliegen. Dies sind:

- Beton-Beton-Verbund

Die in der aktuellen Normung verwendeten empirischen Modelle ergeben nur einen begrenzten Widerstand bei dynamischer Beanspruchung. Zudem wird trotz unterschiedlicher Randbedingungen nicht zwischen einer planmäßigen Ergänzung sowie einer nachträglichen Verstärkung unterschieden.

- Innovative Betone

Der Einsatz innovativer Betone, wie z. B. hoch- und ultrahochfester Beton bzw. Leichtbeton, verspricht hinsichtlich der Schlankheit, des Eigengewichts, der Dauerhaftigkeit sowie des zeitabhängigen Verhaltens im Vergleich mit konventionellem Normalbeton verbesserte Eigenschaften. Da der Einsatz dieser Betone durch die aktuelle Normung nur bedingt bzw. nicht geregelt wird, ist die Anwendung derzeit nur eingeschränkt möglich.

- Verbindungsmittel bzw. Füge-technik

Die Verbindungsmittel des Fertigteilbaus sind speziell für einen vorbereiteten und schnellen

Einsatz ausgelegt und gut für adaptive Brücken geeignet, sie sind jedoch noch nicht für die im Brückenbau auftretenden dynamischen Beanspruchungen untersucht worden. Auch zu den innovativen Verbindungsmitteln des Verbundbaus (z. B. Zahnleisten), die bereits erfolgreich in einzelnen Brückenprojekten eingesetzt wurden, fehlen noch Untersuchungen, um eine entsprechende allgemeine bauaufsichtliche Zulassung zu erwirken.

Neben diesen Gesichtspunkten wäre es sehr wünschenswert, wenn in einem nächsten Schritt eine Pilotanwendung an einem konkreten Bauwerk erfolgen würde.

In diesem Zusammenhang könnten auch eine substantielle Wirtschaftlichkeitsbetrachtung und Lebenszykluskostenanalyse unter Berücksichtigung von

- Baukosten (Neubau mit oder ohne vorbereitende Maßnahmen),
- Erhaltungskosten (u. a. Baukosten für die ggf. mehrmals erforderliche Ertüchtigung während der Lebensdauer) und
- volkswirtschaftlichen Kosten (durch Nutzungsausfall des Verkehrsweges als Ganzes oder in Teilen während einer Ertüchtigungsmaßnahme oder des Ersatzneubaus)

erfolgen.

Dass eine Bewertung nur anhand eines sehr konkreten Beispiels erfolgen kann, wird umso deutlicher, wenn man die Einflussparameter auf die einzelnen Kostenpakete betrachtet. Dazu zählen:

- Zugänglichkeit (z. B. Talbrücke, Flussbrücke etc.),
- Bedeutung im Verkehrsnetz (z. B. DTV, DTV-SV, Vorhandensein von Ausweichrouten),
- Peripherie (Möglichkeit eines Alternativ-Neubaus inklusive Streckenverlegung).

Aus Sicht der an diesem Forschungsprojekt Beteiligten lässt das Konzept der „adaptiven Brücken“ vor allem in dicht besiedelten oder schwer zugänglichen Gebieten sowie bei herausragender Bedeutung des Verkehrsweges einen wesentlichen wirtschaftlichen Vorteil gegenüber alternativen Modellen erwarten.

## Literatur

- ACKERMANN, G.; BURKHARDT, M.: Tragverhalten von bewehrten Verbundfugen bei Fertigteilen und Ortbeton in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit. In: Beton- und Stahlbetonbau 87, Heft 7, S. 165-170, 1992
- ALBERT, A.: Spannbetonbau – Grundlagen und Anwendungsbeispiele. 1. Auflage. Köln: Werner, 2008
- ALEX, J.; BERLIN, M.: Methodik und Beispiel einer Brückenertüchtigung durch externe Vorspannung. In: Beton- und Stahlbetonbau 106, Heft 2, S. 129-136, 2011
- BACHMANN, H.; STEINLE, A.; HAHN, V.: Bauen mit Betonfertigteilen im Hochbau. In: BERGMEISTER, K., FINGERLOOS, F., WÖRNER, J.-D. (Eds.): Betonkalender 2009. Berlin: Ernst & Sohn, 2009
- BENAIM, R.: The Design of Prestressed Concrete Bridges: Concepts and Principles. 1. Auflage. London: Taylor & Francis, 2008
- BERNHARDT, K. et al.: Talbrücke Korntal-Münchingen – Innovativer Brückenentwurf als Rohrfachwerk-Verbundbrücke. Teil 1 – Entwurf. In: Stahlbau 72, Heft 2, S. 61-70, 2003
- BEUSHAUSEN, H.-D.; ALEXANDER, M.: Spannungen durch Verformungsbehinderung in gebundenen Aufbetonen. In: Beton- und Stahlbetonbau 101, Heft 6, S. 394-401, 2006
- BLAIS, Y. P.; COUTURE, M.: Precast, Prestressed Pedestrian Bridge – Worlds First Reactive Powder Concrete Structure. In: PCI Journal, Heft 3, S. 60-71, 1999
- BMVBS: Richtlinie für die Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand. Mai 2011
- BOER, A. de: Strengthening large concrete box-girder bridge on shear. In: VSVI Hessen (Eds.): Ertüchtigung von Großbrücken. Friedberg, 18. Mai 2011
- BORNSCHEUER, B.-F.; EISELE, S.: Fußgängersteg in Stuttgart als Stahlfachwerk-Verbundbrücke. In: Stahlbau 62, Heft 12, S. 349-352, 1993
- BORNSCHEUER, B.-F.; EISELE, S.: Die Nesenbachtalbrücke – Vom Wettbewerb bis zur Ausschreibung. In: Stahlbau 67, Heft 11, S. 827-830, 1998
- BRÜHWILER, E.: Instandsetzung von Brücken mit hochleistungsfähigem Faserbeton. In: DEHN, F., BIEGHOLDT, H.-A. (Eds.): Sanierung und Verstärkung von Massivbauten – Innovationen im Bauwesen. Beiträge der 7. Leipziger Fachtagung „Innovationen im Bauwesen“. Berlin: Bauwerk, 2007
- BRÜHWILER, E.: Rehabilitation of concrete structures using Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete. In: FEHLING, E., SCHMIDT, M. (Eds.): Ultra High Performance Concrete (UHPC). Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete. Kassel, Universität Kassel, Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 10, 05.-07. März 2008
- BAS: Rehabilitation of concrete structures using Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete. In: FEHLING, E., SCHMIDT, M. (Eds.): Ultra High Performance Concrete (UHPC). Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete. Kassel, Universität Kassel, Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 10, 05.-07. März 2008
- BUSCHMEYER, W. et al.: Verstärken von Betonbrücken der Bundesfernstraßen. In: Bauingenieur 84, Heft 4, S. 172-178, 2009
- COLDITZ, B.: Aktuelles zu Brückenbau und Brückenerhaltung im Bundesfernstraßennetz. In: Bundesanstalt für Straßenwesen (Eds.): Expertengespräch Stahlbrückenbau. Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach, 27. September 2011
- CSONKA, P.: Ein Verfahren zur angenäherten Lösung von Stabilitätsproblemen rahmenartiger Fertigbauteile. In: LEWICKI, E. (Eds.): Die Montagebauweise mit Stahlbetonfertigteilen im Industrie- und Wohnungsbau: II. Internationaler Kongress 1957 an der Technischen Hochschule Dresden. Dresden, Berlin: VEB Verlag Technik, 18.-22. Juni 1957
- DAVID, W.: Instandsetzung mit Aufbeton. Anwendungsbeispiel Generalinstandsetzung „Mauthbrücke“ B 311 Pinzgauer Straße. In: Brücken-

- tagung 2011. Wien, Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik, 18.-20. Mai 2011
- DELAUZUN, O.; LINGER, L.; BOUTILLON, L.: Construction du pont de la Chabotte en BFUP sur l'autoroute A51. In: FEHLING, E., SCHMIDT, M. (Eds.): Ultra High Performance Concrete (UHPC). Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete. Kassel, 05.-07. März. Universität Kassel, Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 10, 2008
- DIBt: Halfen Stud Connector HSC. Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-15.6-204, Dezember 2009
- DIBt: Halfen Stud Connector Typ B HSC-B. Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-15.6-284, Januar 2010a
- DIBt: Pfeiffer VS-Schienen-System TZ100. Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-21.8-1847, März 2010b
- DIBt: BT-Spannschlösser M16/M20. Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-14.4-599, April 2010c
- DIBt: Schöck Schwerlastdorn SLD und SLDQ. Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-15.7-236, Juli 2011
- DIN: DIN 18800-1: Stahlbauten. Bemessung und Konstruktion, November 2008
- DIN: DIN-Fachbericht 102: Betonbrücken, März 2009
- DIN: DIN EN 1992, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Deutsche Fassung EN 1992:2004 + AC:2010, Januar 2011
- EMPELMANN, M.; HENKE, V.; SENDER, C.: Sachstandsbericht zur Verstärkung von Biegebauteilen durch eine nachträglich aufgebrachte Aufbetonschicht. Schlussbericht zum DBV-Forschungsvorhaben. Technische Universität Braunschweig, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, 2009
- EOTA: Design of Bonded Anchors. Technical Report TR 029, Juni 2007
- FELDMANN, M. et al.: Kleben im Stahlbau. In: Stahlbau 75, Heft 10, S. 834-846, 2006
- FELDMANN, M. et al.: Neue Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten von Verbundträgern aus hochfesten Werkstoffen mit Kopfbolzendübeln und Puzzleleiste. In: Stahlbau 76, Heft 11, S. 826-844, 2007
- FINGERLOOS, F.: Arbeitsfugen in Bauteilen aus Selbstverdichtendem Beton (SVB). In: Beton- und Stahlbetonbau 100, Heft 6, S. 518-519, 2005
- FINSTERWALDER, U.: Eisenbetonträger mit selbsttätiger Vorspannung. In: Bauingenieur 19, Heft 35/36, S. 495-499, 1938
- FINSTERWALDER, U.: Die neue Mangfallbrücke. In: Deutscher Beton-Verein (Eds.): Vorträge auf dem Betontag. München, 13.-15. Mai 1959
- FREISINGER, S. et al.: Structural and semi-structural adhesive bonding of UHPC by modifying the surface and close to surface layers. In: FEHLING, E., SCHMIDT, M. (Eds.): Ultra High Performance Concrete (UHPC). Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete. Kassel, Universität Kassel, Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 10, 05.-07. März 2008
- FREYTAG, B. et al.: Großversuch WILD-Brücke – versuchsgestützte Bemessung einer UHPC-Bogenbrücke. In: Beton- und Stahlbetonbau 104, Heft 3, S. 134-144, 2009
- FRITSCHKE, T. et al.: Verbundlose Vorspannung bei einer abschnittsweise hergestellten Brücke mit Erkenntnissen zum Spanngliedaustausch am Pilotprojekt Labertalbrücke. In: Bauingenieur, Heft 86, S. 1-9, 2011
- FSV: RVS 15.02.34: Bemessung und Ausführung von Aufbeton auf Fahrbahnplatten. Richtlinie, Österreichische Forschungsgesellschaft Straße, Schiene, Verkehr (FSV), Juli 2011
- GIRHAMMAR, U.; PAJARI, M.: Tests and analysis on shear strength of composite slabs of hollow core units and concrete topping. In: Construction and Building Materials 22, S. 1708-1722, 2008
- GLÄSER, C.; GOJ, K.: Interne verbundlose Spannglieder im Brückenbau. Möglichkeit der Überprüfbarkeit und des Austauschs. In: Brückenbau, Heft 12, S. 16-19, 2010

- GOEDECKE, D.; FISCHER, O.: Segmentfertigteilterbrücken – Optimierungsmöglichkeiten unter Verwendung innovativer Materialien und Konzepte. 14. Münchner Massivbauseminar. München, 5. Oktober 2010
- GÖPPERT, K.: Adaptive Tragwerke – Wandelbare Dachkonstruktionen für Sportbauten. In: Bautechnik 82, Heft 3, S. 257-161, 2005
- GRÄB, M.: Erkenntnisse aus der Baudurchführung an der A 45. VSVI-Seminar – Ertüchtigung von Großbrücken. Friedberg, 18. Mai 2011
- HABEL, K.: Structural behaviour of elements combining Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concretes (UHPC) and Reinforced Concrete. Dissertation. Eidgenössische Technische Hochschule Lausanne (EPFL), Lausanne, 2004
- Halfen: Halfen HUC Universal Connector – Produktinformation Technik. www.halfen.de, 2010, zuletzt geprüft 30.03.2012
- HARTL, H.; FEIX, J.: Bemessungs- und Ausführungshinweise für Aufbeton auf Brückenfahrbahnplatten. In: Beton- und Stahlbetonbau 106, Heft 4, S. 250-259, 2011
- HAVERESCH, K.-H.: Nachrechnen und Verstärken älterer Spannbetonbrücken. In: Beton- und Stahlbetonbau 106, Heft 2, S. 89-102, 2011
- H-Bau: Universelles Schnellverbinder-System für das Bauen mit Fertigteilen. www.h-bau.de, 2010, zuletzt geprüft 30.03.2012
- HEGGER, J.; RAUSCHER, S.: UHPC in Composite Construction. In: FEHLING, E., SCHMIDT, M. (Eds.): Ultra High Performance Concrete (UHPC). Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete. Kassel, 05.-07. März. Universität Kassel, Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 10, 2008
- HENZE, S.: Entwicklung und Beschreibung des Tragverhaltens einer modularen Fachwerkkonstruktion aus Hochleistungsbeton. Dissertation. Universität Leipzig, Leipzig, 2009
- HOFMANN, J. E.: Tragverhalten und Bemessung von Befestigungen unter beliebiger Querbelastung in ungerissenem Beton. Dissertation. Universität Stuttgart, Stuttgart. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, 2004
- IVÁNYI, G.; BUSCHMEYER, W.; ZECH, M.: Zur Verankerung zusätzlicher externer Längsspannglieder an bestehenden Brückenüberbauten. In: Bautechnik 80, Heft 11, S. 777-785, 2003
- KONCZ, T.: Handbuch der Fertigteilmontage. 4. Auflage. Wiesbaden: Bauverlag, 1975
- KÖNIG, G.: Ultrahochfester Beton. 1. Auflage. Berlin: Bauwerk, 2003a
- KÖNIG, G.; LIPHARDT, S.: Hochhäuser aus Stahlbeton. In: BERGMESTER, K., WÖRNER, J.-D. (Eds.): Betonkalender 2003. Berlin: Ernst & Sohn, 2003b
- KRELAUS, R.; FREISINGER, S.; SCHMIDT, M.: Adhesive Bonding of UHPC Structural Members at the Gaertnerplatz Bridge in Kassel. In: FEHLING, E., SCHMIDT, M. (Eds.): Ultra High Performance Concrete (UHPC). Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete. Kassel, Universität Kassel, Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 10, 05.-07. März 2008
- KÜCHLER, M.: Verbundmittel für Hybridkonstruktionen mit Ultrahochleistungsbeton. Dissertation. Universität Leipzig, Leipzig. Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, 2009
- LEWICKI, E. (Hrsg.): Die Montagebauweise mit Stahlbetonfertigteilen im Industrie- und Wohnungsbau: II. Internationaler Kongress 1957 an der Technischen Hochschule Dresden, Berlin: VEB Verlag Technik, 18.-22. Juni 1957
- MÄKELT, H.: Ein Hallenbau mit großen Fertigteilmfachwerkbändern. In: Beton- und Stahlbetonbau 57, Heft 3, S. 49-54, 1962
- MAURER, R.; KIZILTAN, H.; ZILCH, K.; DUNKELBERG, D.; FITIK, B.: Untersuchungen zur Querkraftbemessung von Spannbetonbalken mit girlandenförmiger Spanngliederführung. In: Bundesanstalt für Straßenwesen, Berichte, Heft 79, Bergisch Gladbach, 2011
- MAURER SÖHNE: Ijssel Crossing, Kampen/Netherlands. Project Info. München. [http://www.maurer-soehne.de/files/bauwerk-schutz-systeme/pdf/de/projektinfo/PI\\_IJSSEL-Bruecke\\_eng](http://www.maurer-soehne.de/files/bauwerk-schutz-systeme/pdf/de/projektinfo/PI_IJSSEL-Bruecke_eng)



- lisch.pdf, Februar 2005, zuletzt geprüft 22.03.2012
- MAURER SÖHNE: Dämpfung und Kontrolle von Brückenbewegungen. Die Franjo-Tudjman-Brücke in Dubrovnik als Beispiel. [http://www.maurer-soehne.de/files/bauwerk-schutzsysteme/pdf/de/produktinfo/Veroeffentlichung\\_FRANJO\\_TUDJMAN\\_Bruecke\\_Dubrovnik.pdf](http://www.maurer-soehne.de/files/bauwerk-schutzsysteme/pdf/de/produktinfo/Veroeffentlichung_FRANJO_TUDJMAN_Bruecke_Dubrovnik.pdf), 2007, zuletzt geprüft 27.03.2012
- MEHLHORN, G.: Handbuch Brücken. Entwerfen, Konstruieren, Berechnen, Bauen und Erhalten. 2. Auflage. Berlin: Springer, 2010
- MINNERT, J.: Tragverhalten von stumpf gestoßenen Fertigteilstützen aus hochfestem Beton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 499, Berlin: Beuth, 2000
- MÜLLER, A.: Zum Ermüdungstragverhalten unbewehrter Betonschubfugen. In: Beton- und Stahlbetonbau 100, Heft S 2, S. 145-148, 2005
- MÜLLER, A.: Zum Zug- und Schubtragverhalten von Betonfugen. Dissertation. Technische Universität München, München. Lehrstuhl für Massivbau, Institut für Baustoffe und Konstruktion, 2009
- NAUMANN, J.: Aktuelle Entwicklungen im Straßenbrückenbau. In: Stahlbau 75, Heft 10, S. 779-785, 2006
- NAUMANN, J.: Brücken und Schwerverkehr – Strategie zur Ertüchtigung des Brückenbestands in Bundesfernstraßen. In: Bauingenieur 85, Heft 5, S. 210-216, 2010
- NEUSER, J.-U.: Zur Krafteinleitung bei externer Vorspannung. Dissertation. RWTH Aachen, Aachen, 2003
- PAWLOWSKI, R.: Adaptive Dachtragwerke – Entwicklung eines Entwurfsverfahrens – Betrachtung ausgewählter Aspekte. Dissertation. Technische Universität München, München. Lehrstuhl für Holzbau- und Baukonstruktion, 2006
- PEIKKO: Product Catalogue 2012. [www.peikko.com](http://www.peikko.com), Februar 2012, zuletzt geprüft 30.03.2012
- PETERSEN, C.: Stahlbau – Grundlagen der Berechnung und baulichen Ausbildung von Stahlbauten. 3. Auflage. Braunschweig, Wiesbaden: Vieweg, 1993
- PONZEL, U.; GREBE, B.; EISLER, R.: Verstärken von Spannbetonbrücken mit externen Spanngliedern. Erfahrungen bei der Entwurfs- und Ausführungsplanung. In: Beton- und Stahlbetonbau Spezial, S. 57-61, 2005
- RANDL, N.: Untersuchungen zur Kraftübertragung zwischen Alt- und Neubeton bei unterschiedlichen Fugenrauigkeiten. Dissertation. Universität Innsbruck, Innsbruck, 1997
- RANDL, N.; MÜNGER, F.; WICKE, M.: Verstärkung von Brückentragwerken durch Aufbeton. In: Bauingenieur 80, Heft 4, S. 207-214, 2005
- RANDL, N.; WICKE, M.: Schubkraftübertragung zwischen Alt- und Neubeton. In: Beton- und Stahlbetonbau 95, Heft 8, S. 461-473, 2000
- RANDL, N.; ZILCH, K.; MÜLLER, A.: Bemessung nachträglich ergänzter Betonbauteile mit längsschubbeanspruchter Fuge. Vergleichende Beurteilung aktueller Konzepte für die Baupraxis. In: Beton- und Stahlbetonbau 103, Heft 7, S. 482-497, 2008
- REICHEL, M.: Dünnwandige Segmentfertigteilm Bauweisen im Brückenbau aus gefasertem Ultrahochleistungsbeton (UHFB) – Tragverhalten, Bemessung und Konstruktion. Dissertation. Technische Universität Graz, Graz. Institut für Betonbau, 2010
- REICHEL, M.; SPAROWITZ, L.; FREYTAG, B.: Wildbrücke Völkermarkt – vorgespanntes Bogentragwerk aus UHFB-Segmentfertigteilen. Teil 1 – Entwurf und Bemessung. In: Beton- und Stahlbetonbau 106, Heft 11, S. 760-769, 2011a
- REICHEL, M.; SPAROWITZ, L.; FREYTAG, B.: Wildbrücke Völkermarkt – vorgespanntes Bogentragwerk aus UHFB-Segmentfertigteilen. Teil 2 – Bauausführung, begleitende Forschung und Qualitätssicherung. In: Beton- und Stahlbetonbau 106, Heft 12, S. 827-835, 2011b
- REINECKE, R.: Haftverbund und Rissverzahnung in unbewehrten Betonschubfugen. Dissertation. Technische Universität München, München. Lehrstuhl für Massivbau, 2004
- RESPLENDINO, J.: Ultra-High Performance Concretes: recent realizations and research programs on UHPFRC bridges in France. In: FEHLING, E., SCHMIDT, M. (Eds.): Ultra High Performance Concrete (UHPC). Second

- International Symposium on Ultra High Performance Concrete. Kassel, Universität Kassel, Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 10, 05.-07. März 2008
- ROESER, W.; KERKENI, N.: Ertüchtigung der beiden Eisenbahnbrücken A 13. In: Beton- und Stahlbetonbau 105, Heft 5, S. 324-329, 2010
- SCHÄFER, H.: Verstärken von Betonbauteilen – Sachstandsbericht. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 467, Berlin: Beuth, 1996
- SCHLADITZ, F. et al.: Verstärkung einer denkmalgeschützten Tonnenschale mit Textilbeton. In: Beton- und Stahlbetonbau 104, Heft 7, S. 432-437, 2009
- SCHLADITZ, F.; LORENZ, E.; CURBACH, M.: Biegetragfähigkeit von textilbetonverstärkten Stahlbetonplatten. In: Beton- und Stahlbetonbau 106, Heft 6, S. 377-384, 2011
- SCHLAICH, J. et al.: Brücke über das Nesenbachtal im Zuge der Ostumfahrung Stuttgart-Vaihingen. In: Beton- und Stahlbetonbau 95, Heft 11, S. 678-687, 2000
- SCHLAICH, J.; SCHOBER, H.: Bahnbrücken am Lehrter Bahnhof in Berlin – Die Humboldthafenbrücke. In: Stahlbau 68, Heft 6, S. 448-456, 1999
- SCHLAICH, M.: Aktive und wandelbare Ingenieurbauten. In: Stahlbau 73, Heft 12, S. 1001-1009, 2004
- SCHLAICH, M.; SCHMID, V.; SCHLAICH, J.: Stahlverbundbrücken – neue Erfahrungen. Die Entwicklung von Verbindungen mit der Zahnleiste. In: Bauingenieur 77, Heft 3, S. 95-107, 2002
- SCHMALHOFER, O.: Produktionsgebäude für die Elektroindustrie – Ein Tragwerk aus Betonfertigteilen. In: Betonwerk + Fertigteiltechnik, Heft 6, S. 392-395, 1987
- SCHMID, V.: Hochleistungsverbindungen mit Zahnleisten in hybriden Tragwerken aus Stahl und Beton. Prinzipien der Anwendungsmöglichkeit. Technische Universität Berlin, Berlin. Fachgebiet Entwerfen und Konstruieren – Verbundstrukturen, 2010
- SCHMID, V.; FALLER, G.; KOPPITZ, J.-P.: Metropol Parasol in Sevilla. In: Bautechnik 88, Heft 10, S. 715-722, 2011a
- SCHMID, V.; TANDLER, J.: Konzentrierte Tangentialkrafteinleitung von Stahl in Beton – Versuche zur Geometrie von Zahnleisten. In: Stahlbau 80, Heft 7, S. 540-547, 2011b
- SCHMIDT, M.: Sachstandsbericht – Ultrahochfester Beton. 1. Auflage. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 561, Berlin: Beuth, 2008
- SCHMIDT, M. et al.: Brückenfamilie aus ultrahochfestem Beton in Niestetal und Kassel. In: Beton- und Stahlbetonbau 101, Heft 3, S. 198-204, 2006
- SCHMIDT, M. et al.: Fügen von Bauteilen aus UHPC durch Kleben. Voruntersuchungen und Anwendung bei der Gärtnerplatzbrücke in Kassel. In: Beton- und Stahlbetonbau 102, Heft 10, S. 681-690, 2007
- SCHNEIDER, H.: Kurze umschnürte Druckglieder aus ultrahochfestem Beton. Dissertation. Universität Leipzig, Leipzig. Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, 2006
- SEIFRIED, G. et al.: Eisenbahnbrücke über den Humboldthafen in Berlin. In: Stahlbau 68, Heft 7, S. 511-519, 1999
- SETRA: La Précontrainte Extérieure. Bagneux (France): SETRA, 1991
- SIPPEL, T. M.: Verankerungs- und Bewehrungstechnik. In: BERGMESTER, K., FINGERLOOS, F., WÖRNER, J.-D. (Eds.): Betonkalender 2012. Berlin: Ernst & Sohn, 2012
- SPASOJEVIC, A.: Structural Implications of UHPFRC in Bridge Design. Dissertation. Eidgenössische Technische Hochschule Lausanne (EPFL), Lausanne, 2008a
- SPASOJEVIC, A.; BURDET, O.; MUTTONI, A.: Anwendungen von Ultra-Hochleistung-Faserbeton im Brückenbau. Eidgenössische Technische Hochschule Lausanne (EPFL), Lausanne, Institut für Massivbau, 2008b
- TEUFFEL, P.: Entwerfen adaptiver Strukturen. Lastpfadmanagement zur Optimierung tragender Leichtbaustrukturen. Dissertation. Universität Stuttgart, Stuttgart. Institut für Leichtbau Entwerfen und Konstruieren, 2004
- TORROJA, J. A. et al.: Widening of the San Pedro de la Ribera Viaduct. In: Hormigón y Acero 62, Heft 2, S. 11-45, 2011

- VIET TUE, N.; KÜCHLER, M.: Knotengestaltung hybrider Fachwerkkonstruktionen – Entwicklung neuartiger Tragwerkskonzepte unter Verwendung von Ultrahochleistungsbeton (UHFB). In: Bautechnik 83, Heft 5, S. 315-324, 2006
- WAGENKNECHT, G.: Stahlbau-Praxis nach DIN 18800. 2. Auflage. Berlin: Bauwerk, 2009
- WAGNER, R.: Untersuchungen zum Verbundverhalten von Betondübeln in vorwiegend ruhend und nicht ruhend beanspruchten Konstruktionen. In: Stahlbau 80, Heft 4, S. 250-255, 2011
- WIßLING, M.: Kleben von Stahl mit Stahl und Glas mit Stahl-FE-Simulationen, Anwendungen, Perspektiven. In: Stahlbau 73, Heft 6, S. 438-440, 2004
- ZILCH, K.: Bemessung im konstruktiven Betonbau. 2. Auflage. Berlin: Springer, 2010
- ZILCH, K.: Sachstandbericht – Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 591, Berlin: Beuth, 2011a
- ZILCH, K. et al.: Die Röslautalbrücke bei Schirnding – Innovative Verfahren zur Verstärkung einer Spannbetonbrücke. In: Bauingenieur 79, Heft 12, S. 589, 2004
- ZILCH, K. et al.: DAfStb-Richtlinie: Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung. – Teil 1: Bemessung und Konstruktion. In: Bauingenieur 86, Heft 5, S. 197-206, 2011b

## Schriftenreihe

### Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen

#### Unterreihe „Brücken- und Ingenieurbau“

### 2007

B 55: Überprüfung des Georadarverfahrens in Kombination mit magnetischen Verfahren zur Zustandsbewertung von Brückenfahrbahnplatten aus Beton mit Belagsaufbau

Krause, Rath, Sawade, Dumat

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden. € 14,50

B 56: Entwicklung eines Prüfverfahrens für Beton in der Expositionsklasse XF2

Setzer, Keck, Palecki, Schießl, Brandes

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden. € 19,50

B 57: Brandversuche in Straßentunneln – Vereinheitlichung der Durchführung und Auswertung

Steinauer, Mayer, Kündig

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden. € 26,50

B 58: Quantitative Risikoanalysen für Straßentunnel

Sistenich

€ 14,50

### 2008

B 59: Bandverzinkte Schutzplankenholme

Schröder

€ 12,50

B 60: Instandhaltung des Korrosionsschutzes durch Teilerneuerung – Bewehrung

Schröder

€ 13,50

B 61: Untersuchung von Korrosion an Fußplatten von Schutzplankenpfosten

Schröder, Staeck

€ 13,00

B 62: Bewährungsnachweis von Fugenfüllungen ohne Unterfüllstoff

Eilers

€ 12,00

B 63: Selbstverdichtender Beton (SVB) im Straßentunnelbau

Heunisch, Hoepfner, Pierson (†), Dehn, Orgass, Sint

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden. € 17,50

B 64: Tiefenabhängige Feuchte- und Temperaturmessung an einer Brückenkappe der Expositionsklasse XF4

Bramshuber, Spörel, Warkus

€ 12,50

### 2009

B 65: Zerstörungsfreie Untersuchungen am Brückenbauwerk A1 Hagen/Schwerte

Friese, Taffe, Wöstmann, Zoega

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden. € 14,50

B 66: Bewertung der Sicherheit von Straßentunneln

Zulauf, Locher, Steinauer, Mayer, Zimmermann,

Baltzer, Riepe, Kündig

€ 14,00

B 67: Brandkurven für den baulichen Brandschutz von Straßentunneln

Blosfeld

€ 17,50

B 68: Auswirkungen des Schwerlastverkehrs auf die Brücken der Bundesfernstraßen – Teile 1-4

Kaschner, Buschmeyer, Schnellenbach-Held, Lubasch, Grünberg, Hansen, Liebig, Geißler

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden. € 29,50

B 69: Berücksichtigung der Belange behinderter Personen bei Ausstattung und Betrieb von Straßentunneln

Wagener, Grossmann, Hintzke, Sieger

€ 18,50

B 70: Frost-Tausalz-Widerstand von Beton in Brücken und Ingenieurbauwerken an Bundesfernstraßen

Tauscher

€ 14,50

### 2010

B 71: Empfehlungen für geschweißte KK-Knoten im Straßenbrückenbau

Kuhlmann, Euler

€ 22,50

B 72: Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit von permanenten Anti-Graffiti-Systemen

Weschpennig, Kropf, von Witzhausen

€ 13,50

B 73: Brand- und Abplatzverhalten von Faserbeton in Straßentunneln

Dehn, Nause, Juknat, Orgass, König

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden. € 21,00

B 74: Verwendung von Anti-Graffiti-Systemen auf Mauerwerk

Müller

€ 14,00

B 75: Sachstand Verstärkungsverfahren – Verstärken von Betonbrücken im Bestand

Schnellenbach-Held, Peeters, Scherbaum

€ 13,50

### 2011

B 76: Instandsetzung und Verstärkung von Stahlbrücken unter Berücksichtigung des Belagssystems

Sedlacek, Paschen, Feldmann, Geßler, Möller,

Steinauer, Scharnigg

€ 17,00

B 77: Anpassung von DIN-Fachberichten „Brücken“ an Eurocodes

Teil 1: DIN-FB 101 „Einwirkung auf Brücken“

Teil 2: DIN-FB 102 „Betonbrücken“

Teil 3: DIN-FB 103 „Stahlbrücken“

Teil 4: DIN-FB 104 „Verbundbrücken“

Freundt, Böning, Maurer, Arnold, Gedwien, Müller,

Schrick, Tappe, Kuhlmann, Rasche, Froschmeier,

Euler, Hanswille, Brauer, Bergmann

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden. € 29,50

B 78: Bemessung von Wellstahlbauwerken – Vergleich nach den bisherigen und den neuen Richtlinien

Kuhlmann, Günther, Krauss

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden. € 18,50

B 79: Untersuchungen zur Querkraftbemessung von Spannbetonbalken mit girlandenförmiger Spanngliedführung

Maurer, Kiziltan, Zilch, Dunkelberg, Fitik

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden. € 15,50

B 80: Lautsprecheranlagen und akustische Signalisierung in Straßentunneln

Mayer, Reimann, Löwer, Brettschneider, Los

€ 16,00

B 81: Quantifizierung der Lebensdauer von Betonbrücken mit den Methoden der Systemanalyse

Müller, Vogel, Neumann

€ 14,50



B 82: Verkehrslastmodelle für die Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand  
Freundt, Böning € 16,00

B 83: Konzeption zur Nachrechnung bestehender Straßenbrücken  
Maurer, Kolodziejczyk, Zilch, Dunkelberg € 16,00

B 84: Prüfung des Frost-Tausalz-Widerstandes von Beton mit dem modifizierten CDF-Verfahren (XF2)  
Gehlen, Lowke, Milachowski € 15,00

B 85: Entwicklung von Verfahren einer zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksprüfung  
Zilch, Straub, Dier, Fischer € 19,50

B 86: Untersuchungen an Bauwerken aus hochfesten Beton  
Nguyen, Freitag € 13,50

## 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, Staeck € 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 in Vorbereitung

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

---

Alle Berichte sind zu beziehen im:

Carl Schünemann Verlag GmbH  
Zweite Schlachtpforte 7  
28195 Bremen  
Tel. (0421) 3 69 03-53  
Fax (0421) 3 69 03-48  
[www.schuenemann-verlag.de](http://www.schuenemann-verlag.de)

Dort ist auch ein Kompletverzeichnis erhältlich.