

# **Erfahrungen mit selbstverdichtendem und hochfestem Beton im Brücken- und Ingenieurbau an Bundesfernstraßen**

**Berichte der  
Bundesanstalt für Straßenwesen**

**Brücken- und Ingenieurbau Heft B 95**



**bast**

# **Erfahrungen mit selbstverdichtendem und hochfestem Beton im Brücken- und Ingenieurbau an Bundesfernstraßen**

von

Franka Tauscher

Bundesanstalt für Straßenwesen  
Bergisch Gladbach

**Berichte der  
Bundesanstalt für Straßenwesen**

**Brücken- und Ingenieurbau Heft B 95**

**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 BAST zum Teil als kostenfreier Download im elektronischen BAST-Archiv ELBA zur Verfügung.  
<http://bast.opus.hbz-nrw.de/benutzung>

## Impressum

**Bericht zum Forschungsprojekt: F1100.2107008**  
Erfahrungen mit selbstverdichtendem und hochfestem Beton im Brücken- und Ingenieurbau an Bundesfernstraßen

### 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 978-3-95606-043-4

Bergisch Gladbach, August 2013



## Kurzfassung – Abstract

### Erfahrungen mit hochfestem und selbstverdichtendem Beton im Brückenbau

Die Erfahrungen zeigen, dass auch im Brücken- und Ingenieurbau an Bundesfernstraßen die Vorteile von hochfestem und selbstverdichtendem Beton genutzt werden können.

Unter den Randbedingungen des Brückenbaus sind insbesondere Vollplattenquerschnitte mit beidseitigen Kragarmen, die ohne Versprung im Querschnitt an die Platte angegliedert sind, für die Ausführung mit hochfestem Beton geeignet. Mit dieser Bauweise wurden Spannweiten bis zu 40 m realisiert. Der Schlankheit der Querschnitte ist jedoch durch die zusätzlichen Kosten für Beton- und Spannstahlbewehrung eine wirtschaftliche Grenze gesetzt.

Für die Ausführung von Brückenüberbauten an Bundesfernstraßen in Ortbetonbauweise ist selbstverdichtender Beton aufgrund der üblichen Abmessungen und der konstruktiven Durchbildung von Brücken nicht geeignet. Direkt befahrene Fahrbahntafeln aus hochfestem Ortbeton ohne zusätzliche Abdichtung sind für Brücken an Bundesfernstraßen mit den heute üblichen Verfahren nicht realisierbar.

Die Gebrauchseigenschaften von Bauteilen aus hochfestem und/oder selbstverdichtendem Beton, wie z. B. Verformung und Dauerhaftigkeit, haben sich mindestens als vergleichbar mit normalfestem Beton dargestellt. Die Dauerhaftigkeit von hochfestem Beton stellt sich unter der Frost-Tausalz- und Wettereinwirkung an Bundesfernstraßen sogar besser dar, als für normalfesten Rüttelbeton oder selbstverdichtenden Beton. Chlorideindringwiderstand und Karbonatisierungswiderstand des hochfesten Betons sind höher. Selbst dann, wenn infolge von Oberflächenrissen das optische Erscheinungsbild eines Brückenpfeilers beeinträchtigt ist, sind Chlorideindring- und Karbonatisierungstiefe geringer als für normalfesten Beton unter den gleichen Einwirkungen.

Die Erfahrungen haben gezeigt, dass bis einschließlich der Festigkeitsklasse C70/85 hochfeste Betone zielsicher hergestellt und eingebaut werden können. Mit abnehmender Festigkeitsklasse werden jedoch die typischen Schwierigkeiten bei der Ausführung der Bauteile geringer.

Voraussetzung für die zielsichere Herstellung von hochfestem Beton und/oder selbstverdichtendem Beton ist jedoch die Umsetzung der zwischen Betonhersteller und bauausführendem Unternehmen vorab projektbezogenen, abgestimmten und qualitätssichernden Maßnahmen, die in QS-Plänen, z. B. für Betonherstellung, Transport und Baustelle, niedergelegt werden. Die notwendigen Maßnahmen zur Sicherstellung der geforderten Frischbetoneigenschaften, Hydratationswärmeentwicklung, Festigkeitsentwicklung, Einbauverfahren, Nachbehandlung und Festbetoneigenschaften gehen über das für normalfesten Rüttelbeton Bekannte hinaus. Der Aufwand für selbstverdichtenden Beton geht dabei noch über die für hochfesten Beton hinaus.

Aus diesen Gründen wird die Begleitung solcher Baumaßnahmen durch nicht in das Baugeschehen involvierte, kompetente und erfahrene Betoningenieure weiterhin für erforderlich gehalten. Dies wird heute schon mit der Forderung einer Zustimmung im Einzelfall für Bauwerke und Bauteile aus hochfestem oder selbstverdichtendem Beton in den ZTV-ING in die Praxis umgesetzt.

Mit zunehmender Verwendung hochfester und/oder selbstverdichtender Betone, auch außerhalb des Brückenbaus, werden die Erfahrung und die Sicherheit im Umgang mit diesen Betonen zunehmen, sodass das Instrument der Zustimmung im Einzelfall dann verzichtbar werden kann.

### Experience with high-strength and self-compacting concrete on federal trunk roads

Experience shows that use can also be made of the benefits provided by high-strength and self-compacting concrete in bridge and civil engineering work on German federal trunk roads.

When taking the limiting conditions that exist when constructing bridges into account, solid slab cross-sections with cantilevers on both sides, that are attached to the slab without an offset, are suitable for executions with high-strength concrete. With this method of construction, it is possible to achieve bearing distances of up to 40 m. The leanness of the cross-section is however economically restricted by the additional

costs that are incurred for concrete and prestressing steel reinforcement.

Self-compacting concrete is not suitable for in-situ concrete bridge superstructures due to the customary dimensions and the constructive design of bridges on federal highways. Deck slabs made of high-strength in-situ concrete that are directly driven on but which do not have any additional sealing, are not feasible for bridges on federal highways when adopting customary procedures.

The serviceability of constructional elements made of high-strength and/or self-compacting concrete, e.g. deformation and durability, have proven themselves to be at least comparable to those of normal strength concrete. The durability of high-strength concrete even proves to be better when subjected to the effects of frost, deicing salt and weather conditions, when compared with normal strength vibrated concrete or self-compacting concrete. High-strength concrete has a higher chloride penetration resistance and carbonatisation resistance. Even if the appearance of a bridge pillar is impaired by alligator cracking, the chloride penetration and carbonatisation depths are lower than is the case for normal strength concrete when subjected to the same effects.

Experience has shown that high-strength concrete can be purposefully manufactured and used up to strength class C70/85 inclusive. The lower the strength class, the fewer the typical difficulties that occur when executing the constructional elements.

A requirement for the purposeful manufacturing of high-strength and/or self-compacting concrete is however the implementation of the project-related quality assurance measures that are agreed to between the concrete manufacturer and the construction company in advance, these then being recorded in QA-plans, e.g. for the manufacturing of the concrete, the transportation and the construction site. The measures required to ensure the fresh concrete properties, the development of heat of hydration, strength development, casting procedure, curing and properties of the hardened concrete go further than those known for normal strength vibrated concrete. The expenditure for self-compacting concrete is also higher than that for high-strength concrete.

For this reason, the accompanying of such construction measures by competent and experienced concrete engineers that are not

involved in the construction project is still deemed to be necessary. It is already put into practice nowadays with the demand in the ZTV-ING (Additional Technical Contract Conditions and Guidelines for Engineering Structures) upon approval by trunk roads authority for structures and constructional elements made of high-strength or self-compacting concrete.

The more experience that is gained with the use of high-strength and/or self-compacting types of concrete, including uses other than in bridge construction, the experience and confidence in handling these types of concrete shall improve so that the instrument of the approval can then be dispensed with.

## Inhalt

<b>1</b>	<b>Einleitung</b> .....	7	2.5.9	Fertigteilbrücke bei Pfungstadt .....	40
<b>2</b>	<b>Hochfester Beton</b> .....	7	2.6 -	Weitere Brückenbauwerke mit hochfestem Beton .....	42
2.1	Definition .....	7	2.6.1	Einleitung .....	42
2.2	Eigenschaften .....	7	2.6.2	Betriebsbrücke über die Weißeritz ....	42
2.2.1	Festigkeit .....	7	2.6.3	Überführung eines Wirtschaftswegs bei Bad Griesbach .....	44
2.2.2	Spannungs-Dehnungslinie .....	8	2.6.4	Pylon der Rheinbrücke Wesel .....	45
2.2.3	Elastizitätsmodul und Querdehnzahl .....	9	2.6.5	Luckenberger Brücke über die Havel .....	47
2.2.4	Hydratationswärme .....	9	2.6.6	Streben an der Flughafenbrücke Düsseldorf .....	47
2.2.5	Frühschwinden (Kapillares Schwinden) .....	10	2.6.7	Innbrücke Gars bei Rosenheim .....	48
2.2.6	Schwinden von hochfestem Beton ....	10	2.7 -	Brücken im Freivorbau oder Taktchiebeverfahren .....	48
2.2.7	Kriechen von hochfestem Beton ....	11	2.7.1	Brücke Stichtse (NL) .....	48
2.2.8	Dauerhaftigkeit .....	11	2.7.2	Brücke Altenheim-Eschau (F/D) .....	48
2.3	Aspekte des hochfesten Betons im Brückenbau .....	13	2.8	Brücken mit direkt befahrener Fahrbahntafel aus hochfestem Beton .....	49
2.3.1	Entwurf .....	13	2.9	Zusammenfassung der Erfahrungen .....	50
2.3.2	Tragwerksplanung .....	14	2.9.1	Bauverfahren und Querschnittwahl für Brücken aus hochfestem Beton ...	50
2.3.3	Herstellung und Bauausführung .....	14	2.9.2	Zielsichere Herstellung der Bauteile .....	51
2.3.4	Qualitätssicherung .....	15	2.9.3	Gute Gebrauchseigenschaften .....	52
2.4 -	Offene Fragen .....	16	2.9.4	Direkt befahrene Oberflächen .....	53
2.5 -	Beobachtete Bauwerke .....	16	2.9.5	Gute optische Qualität .....	53
2.5.1	Einleitung .....	16	2.9.6	Erforderlicher Aufwand .....	54
2.5.2	Überführung eines Wirtschaftswegs bei Sasbach .....	17	2.9.7	Erforderliche Maßnahmen zur zielsicheren Herstellung der Bauteile .....	55
2.5.3	Überführung eines Wirtschaftswegs bei Buchloe .....	20	<b>3</b>	<b>Selbstverdichtender Beton</b> .....	56
2.5.4	Brücke über die Zwickauer Mulde bei Glauchau .....	24	3.1	Eigenschaften .....	56
2.5.5	Überführung der Freihammer Allee bei Germering .....	28	3.2	Aspekte des selbstverdichtenden Betons im Brückenbau .....	57
2.5.6	Überführung eines Wirtschaftswegs bei Wölkau .....	29	3.2.1	Herstellung und Bauausführung .....	57
2.5.7	Überführung von zwei Wirtschafts- wegen bei Leipzig .....	33			
2.5.8	Überführung eines Wirtschaftswegs bei Leipzig Gaschwitz .....	37			

3.2.2	Qualitätssicherung	58
3.3	- Offene Fragen	58
3.4	- Beobachtete Bauwerke	59
3.4.1	Einleitung	59
3.4.2	Widerlagerwand UF Radweg bei Germering	60
3.4.3	Rasterdecke Kappler Tunnel	61
3.4.4	Schrägstiele der ÜF Wirtschaftsweg bei Wölkau	64
3.4.5	Pfeilerköpfe der 2. Strelasundquerung	66
3.4.6	Rettungsstollen im Tunnel Dillenburg	68
3.4.7	Entrauchungsschacht Jagdbergtunnel	70
3.5	- Zusammenfassung der Erfahrungen	71
<b>4</b>	<b>Schlussfolgerungen</b>	<b>73</b>
<b>5</b>	<b>Literatur</b>	<b>76</b>

## 1 Einleitung

In den vergangenen Jahren sind einige Straßenbrücken mit hochfestem Beton und/oder selbstverdichtendem Beton hergestellt worden. Diese Baumaßnahmen wurden durch unabhängige Institute oder Ingenieurbüros, die mit diesen Hochleistungsbetonen vertraut waren, begleitet. Aufgrund der zu Beginn der ersten Baumaßnahmen mit hochfestem Beton und der Baumaßnahmen mit selbstverdichtendem Beton fehlenden normativen Vorgaben sowie der anfangs geringen Erfahrung mit diesen Baustoffen im Brücken- und Ingenieurbau wurden die Bauwerke mit einer bauaufsichtlichen Zustimmung im Einzelfall oder einer besonderen Genehmigung des Bauherrn (Zustimmung des Bauherrn) ausgeführt. Die erforderlichen Vorgaben zu Bemessung, Konstruktion, Beton, Bauausführung und Qualitätssicherung wurden jeweils projektbezogen formuliert und deren Umsetzung auf der Baustelle kontrolliert. Heute stellt sich die Frage, ob solche Vorgaben noch erforderlich sind oder ob sie gegebenenfalls projektunabhängig formuliert werden können. Dies würde den Aufwand für eine Zustimmung des Bundes, bauaufsichtlich begründet oder aufgrund gesamtwirtschaftlicher Überlegungen, erheblich reduzieren.

Ziel der vorliegenden Untersuchung ist, die technisch erforderlichen Randbedingungen für die ziel-sichere Ausführung von Brücken und Ingenieurbauwerken mit hochfestem Beton und/oder selbstverdichtendem Beton im Zuge von Bundesfernstraßen aufgrund der bisher gesammelten Erfahrungen zusammenzustellen. Daraus soll eine Empfehlung in Hinblick auf das Erfordernis einer Begleitung der Baumaßnahmen durch erfahrene unabhängige Gutachter, die mit der Zustimmung des Bundes verbunden ist, abgeleitet werden.

Auch sollen aus den Erfahrungen Empfehlungen für die wirtschaftliche Verwendung von hochfestem und selbstverdichtendem Beton abgeleitet werden.

Dazu werden die Beobachtungen bei der Ausführung von 11 Brücken mit hochfestem Beton und 6 Bauwerken mit selbstverdichtendem Beton, bei denen entweder einzelne Bauteile von Brücken und Tunneln oder Blöcke einer Tunnelinnenschale mit selbstverdichtendem Beton ausgeführt wurden, ausgewertet. Die Ergebnisse werden durch veröffentlichte Erfahrungen mit Brücken aus anderen Geschäftsbereichen ergänzt und gemeinsam bewertet.

Die Untersuchung konzentriert sich vorwiegend auf Erfahrungen mit dem Bau von Straßenbrücken in Deutschland. In anderen Ländern weichen die Regeln bzw. die gut eingeführten Gewohnheiten bei Bemessung, Bauausführung und Qualitätssicherung von den hiesigen ab, sodass zwar spezifische Erfahrungen übernommen werden können. Eine Darstellung der einzelnen Bauwerke würde jedoch den Rahmen der vorliegenden Untersuchung sprengen.

## 2 Hochfester Beton

### 2.1 Definition

Hochfester Beton zählt zu den Hochleistungsbetonen, die erst durch Weiterentwicklung von Fließmitteln möglich wurden. Die hohe Druckfestigkeit resultiert aus niedrigem w/z-Wert ( $< 0,40$ ), hohem Zementgehalt und in der Regel aus einer Zugabe von Silikastaub. Der hohe Zementgehalt, die hohe Feinheit des Zement und der nochmals feinere Silikastaub erfordern bei gleichzeitig geringem Wassergehalt hochwirksame Fließmittel zur Herstellung von Beton mit guter Verarbeitbarkeit.

Hochfester Beton ist durch seine Druckfestigkeit gekennzeichnet. Beginnend mit der Festigkeitsklasse C55/67 zählt ein Beton zum hochfesten Normalbeton bzw. Schwerbeton, je nach Art der Gesteinskörnung. Hochfester Leichtbeton beginnt mit der Festigkeitsklasse LC55/60. Baupraktische Erfahrungen gibt es in Deutschland im Hochbau bis einschließlich der Druckfestigkeitsklasse C80/95 bzw. LC60/66. Diese Betone können im Rahmen der Normen, zusammengefasst im DIN-Fachbericht Beton [1], hergestellt werden. Betone mit darüber hinausgehender Festigkeitsklasse, C90/105 und C100/115 bzw. LC70/77 und LC80/88, werden mit der Norm zwar nominal erfasst, bedürfen jedoch auch im allgemeinen Ingenieurbau einer bauaufsichtlichen Zulassung oder der Zustimmung im Einzelfall [1].

### 2.2 Eigenschaften

#### 2.2.1 Festigkeit

Die Druckfestigkeit von Beton wird geprägt von der Druckfestigkeit des Zementsteins, des Zuschlags (Gesteinskörnung) und der Druckfestigkeit der Kontaktzone. Die Druckfestigkeit von Zementstein wird

geprägt von der Kapillarporosität und ggf. von Betonzusatzmitteln. Die Kapillarporosität nimmt ab mit abnehmendem  $w/z$ -Wert (bzw.  $(w/z)_{eq}$ -Wert bei Verwendung reaktiver Betonzusatzstoffe des Typ II), zunehmendem Hydratationsgrad, zunehmender Feinheit von Zement und Zusatzstoffen und mit besser dispergierten Feinanteilen durch Hochleistungsfließmittel. Der angestrebte Hydratationsgrad wird bei dünnen Bauteilen und in der Randzone dicker Bauteile nur bei guter Nachbehandlung erreicht. Wärme beschleunigt die Hydratation, Kälte verlangsamt sie.

Für Beton höherer Festigkeit wird auch Zuschlag mit höherer Festigkeit erforderlich, wenn die Druckfestigkeit des Zementsteins die Festigkeit des Zuschlags überschreitet. Von Vorteil ist auch ein Zuschlag mit hohem E-Modul. Mit steigendem E-Modul des Zuschlags nimmt der E-Modul des Betons zu und die Schwind- und Kriechverformung ab.

In der Kontaktzone Zuschlag/Zementstein ist die Porosität häufig größer als im reinen Zementstein. Dies resultiert aus der Packungsdichte der Zementkörner am Gesteinskorn, den Hydratationsbedingungen, wie z. B. dem an der Oberfläche des Gesteinskorns haftenden Wasserfilm, und der Art der Hydratationsprodukte. Im normalfesten Beton stellt die Kontaktzone die schwächste Stelle dar. Überschreiten die Spannungen im Beton die aufnehmbare Spannung der Kontaktzone, bilden sich dort Mikrorisse aus. Dabei ist es unerheblich, ob die Spannungen aus behinderter Verformung oder äußerer Last resultieren. Für hochfesten Beton wird die Kontaktzone verbessert durch den Einsatz feinerer Zemente, i. d. R. höherer Zementfestigkeitsklasse, und gut dispergierender Fließmittel. Auch ist es üblich, Silikastaub zuzugeben, dessen Korngröße weit kleiner ist als die von Zement, Gesteismehl oder Flugasche. Nach [2] ist es nicht möglich, Beton ab der Festigkeitsklasse C75/90 ohne Silikastaub zielsicher herzustellen. Aufgrund seiner Feinheit füllt Silikastaub den Platz zwischen den Zementkörnern aus und reagiert mit der alkalischen Porenlösung zu festigkeitsbildenden Calciumsilikathydraten. Sowohl die Kontaktzone als auch der Zementstein werden dichter und fester.

### 2.2.2 Spannungs-Dehnungslinie

Die Spannungs-Dehnungslinie stellt den Zusammenhang zwischen kurzzeitiger axialer Druckbelastung und Verformung dar. Mit zunehmender Belastung steigt die Dehnung (Stauchung) des Betons.

Oberhalb der Druckfestigkeit versagt der Beton jedoch nicht schlagartig, sondern die Dehnung nimmt zuerst zu, bis der Probekörper zu versagen beginnt. Dieser Bereich kennzeichnet das Nachbruchverhalten. Die Spannungs-Dehnungslinie spiegelt das Bruchverhalten wider: Der nahezu lineare Verlauf bis ca. 40 % der mittleren Druckfestigkeit stellt den quasi-elastischen Bereich dar. Bis zu dieser Belastung wachsen schon vor der Belastung vorhandenen Risse in der Kontaktzone zwischen Zementstein und groben Gesteinskörnern. Bei weiter steigender Last bilden sich Risse in der Mörtelmatrix, die bis ca. 80 % der mittleren Druckfestigkeit jedoch noch lokal begrenzt sind. Dies ist der Bereich des stabilen Risswachstums, die Krümmung der Spannungs-Dehnungslinie nimmt zu. Bei weiterhin steigender Last nimmt die Länge der Risse zu. Es bildet sich ein System feiner Mikrorisse aus, die sich zu durchgehenden Rissen vereinen. Dies ist der Bereich des instabilen Risswachstums. Für einen im Alter von 28 Tagen belasteten Beton beträgt die Dauerstandfestigkeit ca. 80 % der Kurzzeitfestigkeit (s. auch [3]).

Mit zunehmender Festigkeit von Zementstein und Kontaktzone steigt die Last, bei der Risse in der Mörtelmatrix entstehen. Die Spannungs-Dehnungslinie verläuft unter geringerer Zunahme der Dehnung bis zu einer höheren Belastung linear und steiler. Je höher die Druckfestigkeit wird, desto geringer ist jedoch der Dehnungszuwachs in der Phase des stabilen Risswachstums. Für hochfestem Beton besteht die Proportionalität zwischen bezogener Spannung und Dehnung bis zu rd.  $\sigma = 0,8 f_{cm}$  [2, 4]. Hochfester Beton wird mit zunehmender Festigkeit spröder und versagt bei gleicher Belastungsgeschwindigkeit „plötzlich“, d. h. bei sehr geringem Dehnungszuwachs. Dies Verhalten wird mit den glatteren Bruchflächen in der Mörtelmatrix von hochfestem Beton erklärt [2, 4].

In der Tragwerksbemessung wird die Spannungs-Dehnungslinie zur Querschnittbemessung durch Parabel-Rechteckdiagramme dargestellt. Für normalfesten Beton darf der Dehnungszuwachs bei konstanter Belastung zwischen  $\epsilon = -2,0 ‰$  und  $\epsilon = -3,5 ‰$  (das Rechteck) unabhängig von der Druckfestigkeitsklasse berücksichtigt werden. Für hochfesten Beton ab der Festigkeitsklasse C55/67 nimmt der zulässige Dehnungszuwachs mit steigender Festigkeitsklasse ab. Für hochfesten Beton gibt es deshalb für jede Festigkeitsklasse eine eigene Spannungs-Dehnungslinie [5, 7].

### 2.2.3 Elastizitätsmodul und Querdehnzahl

E-Modul und Querdehnzahl charakterisieren die Kurzzeitfestigkeit von Beton. Wie auch die Druckfestigkeit wird der E-Modul von Beton durch die Eigenschaften von Zementstein, Gesteinskörnung und Kontaktzone bestimmt. Der E-Modul des Zementsteins nimmt mit steigender Festigkeit und fallender Kapillarporosität zu. Entsprechendes gilt für die Kontaktzone. Hochfester Beton wie auch normalfester Beton besteht jedoch zu rd. 70 % der Masse aus Gesteinskörnung. Daher bestimmt der E-Modul der Gesteinskörnung in erster Linie den E-Modul des Betons. Die Verbesserung der Kontaktzone von hochfestem Beton durch feinere Zemente und Zugabe von Silikastaub schlägt sich in der Zunahme des E-Moduls nieder. Wie auch bei der Druckfestigkeit ist die Wirksamkeit von Silikastaub wesentlich größer als von feinerem Zement. Schätzwerte für den E-Modul von hochfestem Beton werden in [5] angegeben. Der Einfluss des E-Moduls der Gesteinskörnung wird in [7] angegeben. Mit zunehmendem E-Modul nehmen elastische Verformung, Schwind- und Kriechverformung des hochfesten Betons ab

Stehen in der Bauphase oder im Gebrauchszustand des Bauwerks die Verformungen im Vordergrund, muss auch für hochfesten Beton der E-Modul experimentell bestimmt werden. Die Abschätzung der Norm und die pauschalen Annahmen zum E-Modul der Gesteinskörnung sind dann nicht genau genug.

Die Querdehnzahl nimmt mit wachsender Druckfestigkeit zu. Für hochfesten Beton beträgt die Querdehnzahl  $\mu = 0,2$  [5, 7].

### 2.2.4 Hydratationswärme

Die Hydratationswärmeentwicklung in hochfestem Beton ist höher als in Beton mit geringerer Festigkeit. Um die Zielfestigkeit sicher zu erreichen, wird der w/z häufig auf Werte unter 0,40 reduziert, Zement höherer Festigkeitsklasse verwendet und Silikastaub zugegeben. Das bedeutet steigender Zementgehalt im Beton, höhere Mahlfeinheit des Zements und damit höhere Wärmemenge und frühe Wärmefreisetzung [3]. Der Silikastaub im Beton erfordert höhere Mengen an Fließmittel für eine gute Verarbeitbarkeit. Fließmittel in der erforderlichen Dosierung können die Wärmemenge und -freisetzungsraten jedoch noch steigern.

Eine zu hohe Betontemperatur, ein zu hoher Temperaturunterschied zwischen Kern- und Randzone des Bauteils und eine über den Bauteilquerschnitt ungleichmäßig abfließende Hydratationswärme führt zu Rissen im Beton. Deshalb wird mit verschiedenen Maßnahmen versucht, die Hydratationswärmeentwicklung im hochfesten Beton zu reduzieren:

- Eine Maßnahme zur Reduzierung der Wärmefreisetzung ist die Verwendung von Zementen mit hohem Sulfatwiderstand. Diese HS-Zemente enthalten nur geringe Mengen an  $C_3A$  und Aluminiumoxid. Die Reaktion von  $C_3A$  mit Wasser setzt von den Klinkerphasen die höchste Wärmemenge frühzeitig und mit der höchsten Geschwindigkeit frei (theoretischer Endwert 1.330 J/g), gefolgt von dem die Frühfestigkeit bestimmenden  $C_3S$  (500 J/g). Auch Schwinden wird durch HS-Zement reduziert [8]. Diese Maßnahme wird allerdings in der Regel im Zusammenhang mit einer Silikastaubzugabe ergriffen, denn durch das diffusionsdichte Gefüge des silikastaubhaltigen Betons kann die fehlende Chloridbindekapazität der aluminiumarmen HS-Zemente [9] kompensiert werden.
- Eine weitere mögliche Maßnahme ist, den Zementklinkergehalt des Bindemittels zu reduzieren, z. B. durch Verwendung von hüttensandhaltigem Zement oder Austausch des Zements durch Flugasche. Hüttensand reagiert langsamer und mit geringerer Wärmemenge (290 J/g) als die Klinkerphasen. Flugasche reagiert auch langsamer als Zement und setzt weniger Hydratationswärme frei. Wird allerdings eine hohe Frühfestigkeit erforderlich, z. B. um innerhalb der ersten 24 Stunden eine Teilvorspannung in vorgespannten Konstruktionen aufbringen zu können, müssen hüttensandhaltige Zemente und Flugasche mit Sorgfalt ausgewählt werden.
- Die Maßnahme, Zementklinker zur Reduzierung der Hydratationswärme durch Silikastaub zu ersetzen, ist kontraproduktiv. Silikastaub ist viel feiner als Zement und Flugasche und reagiert schnell. Mit zunehmendem Silikastaubgehalt steigt die Wärmefreisetzung in den ersten Stunden der Hydratation [10]. Je mehr Silikastaub zugegeben wird, desto mehr leiden Verarbeitbarkeit und Robustheit des Frischbetons (geringer Wasser- und hoher Fließmittelgehalt) und das autogene Schwinden nimmt zu (s. Kapitel Schwinden).

### 2.2.5 Frühschwinden (Kapillares Schwinden)

Als Frühschwinden, Kapillares Schwinden oder plastisches Schwinden wird der Teil des Schwindens bezeichnet, der beim Übergang des Frischbetons in den erstarrten Zustand durch Austrocknung auftritt (s. auch [3]). Zementpartikel und Gesteinskörner sind mit einem Wasserfilm umgeben. Je mehr Wasser verdunstet, desto weiter dringt die Trocknungsfront von der Oberfläche in den Zementleim ein. Je mehr Wasser aus dem jungen Beton zur Oberfläche steigt, desto stärker werden die zwischen den Zementpartikeln wirkenden Kapillarezugkräfte und die Partikel rücken enger zusammen. Der Zementleim entwickelt eine geringe Festigkeit, die „scheinbare Festigkeit“ oder „falsches Ansteifen“ genannt wird. Dort, wo die geringe Zugfestigkeit des plastischen Zementleims überschritten wird, bilden sich netzartige Risse. Diese, auf rein physikalischen Mechanismen beruhende Rissbildung ist von der Austrocknung wasserreicher und feinkörniger Gemische, wie z. B. Schlick oder Schlamm, bekannt.

Bei hochfestem Beton tritt das Kapillarschwinden schon kurze Zeit nach dem Verdichten des Frischbetons auf. Aufgrund des geringen  $w/z$ -Wertes und des hohen Zement- und Zusatzstoffgehalts gibt es wenig Überschusswasser und die Trocknungsfront schreitet schnell in den Zementleim fort. Die Gefahr der Rissbildung durch plastisches Schwinden steigt mit der Feinheit des Bindemittels, insbesondere bei silikastaubhaltigen Betonen. Wird die wasserrückhaltende Nachbehandlung nicht rechtzeitig begonnen, können tiefe Risse im Frischbeton entstehen.

Eine Folge des falschen Ansteifens und kapillaren Schwindens des hochfesten Frischbetons ist die Ausbildung der so genannten Elefantenhaut. Das ist die zunächst nur wenige Millimeter starke, matt aussehende und nur scheinbar feste Schicht aus plastischem Beton. Der darunterliegende Beton ist flüssig. Trocknet diese Schicht weiter aus, bilden sich die beschriebenen netzartigen Risse und erinnern mit der grauen Farbe des Frischbetons an die Haut von Elefanten. Diese so genannte Elefantenhaut verleitet zu der irrigen Annahme, dass der darunterliegende Frischbeton schon erhärtet ist.

### 2.2.6 Schwinden von hochfestem Beton

Als Schwinden wird die Volumenabnahme des Festbetons ohne Belastung als Folge von Trocknungsvorgängen bezeichnet. Quellen ist die Volu-

menzunahme durch Wasseraufnahme. Schwinden ist die Summe aus chemischem Schwinden, autogenem Schwinden und Trocknungsschwinden (s. auch [3]). Chemisches Schwinden resultiert aus der Hydratation des Zements. Durch die Volumenabnahme des Anmachwassers im Verlauf der Hydratation entstehen im versiegelten Zementstein luftgefüllte Schrumpfporen. Autogenes Schwinden tritt auf, wenn nicht ausreichend Wasser für die Hydratation zur Verfügung steht. Es entsteht ein Unterdruck im Porengefüge des Zementsteins, der mit einer Volumenabnahme des Betons verbunden ist. Zum autogenen Schwinden wird auch ein Teil des chemischen Schwindens gerechnet, wenn dieses im erhärteten Beton auftritt [3]. Für die Tragwerksbemessung wird das Schrumpfen definiert als Summe von chemischem Schwinden und autogenem Schwinden [6, 8].

Trocknungsschwinden ist die Folge der Austrocknung des Zementsteins im Beton. Je höher der  $w/z$ -Wert ist, desto größer ist der Kapillarporenraum und desto höher ist das Trocknungsschwinden. Mit zunehmendem Zementgehalt nimmt das Schwinden (bei gleichem  $w/z$ -Wert) zu. Je dichter die Porenstruktur, desto geringer ist das Trocknungsschwinden. Mit zunehmender Dichtheit nimmt der Diffusionskoeffizient ab und das Trocknungsschwinden verläuft langsamer. Der Beton trocknet von außen nach innen aus, sodass die Abmessungen des Betonkörpers einen Einfluss auf die Schwindverformung haben. Die Schwindverformung ist nicht gleichmäßig über den Querschnitt verteilt.

Im normalfesten Beton mit  $w/z$  oberhalb von 0,40 und ohne Silikastaub dominiert das Trocknungsschwinden. Das Schrumpfen kann vernachlässigt werden [3, 8].

Im hochfesten Beton ist das Trocknungsschwinden aufgrund der geringen Kapillarporosität und der dichten Porenstruktur äußerst gering und verläuft langsam. Das Schrumpfen dominiert und nimmt mit abnehmendem  $w/z$ -Wert (d. h. mit zunehmendem Zementgehalt) zu. Die größten Schwindverformungen treten viel früher auf als in normalfestem Beton. Die Schwindrate erreicht in der Frühphase (bis zu 24 h) die größten Werte [8]. Silikastaub verstärkt das autogene Schwinden insbesondere in jungem Alter [10]. Das Schrumpfen ist von der Trocknung des Betons durch die Umgebung unabhängig und erfolgt gleichmäßig über den Betonquerschnitt.

Überlagern sich in hochfestem Beton Spannungen aus abfließender Hydratationswärme und Schrumpfen in den ersten Tagen nach dem Betonieren, können Risse die Folge sein [11].

Die Gesteinskörnung schwindet in Normalbeton nicht für Leichtbeton (s. hierzu [12]). Durch die Schwindverformung des Zementsteins entstehen Zugspannungen in der Mörtelmatrix und Druckspannungen in den Gesteinskörnern. Überschreitet dabei die Zugspannung die Festigkeit der Mörtelmatrix, entstehen Mikrorisse in der Kontaktzone Zuschlag/Zementstein. Bei hochfestem Beton treten solche Mikrorisse in der Frühphase auf. Sie sind schon vor einer äußeren Belastung vorhanden. Durch Dauerlast oder zyklische Belastung können die Mikrorisse wachsen.

Hochfester Beton kann, bedingt durch das autogene Schwinden, bei Lagerung in Luftfeuchten oberhalb von rd. 85 % relativer Feuchte Wasser aus der Luft aufnehmen und eine Volumenzunahme durch Quellen erfahren. Bei normalfestem Beton treten Quellverformungen erst oberhalb von rd. 99 % relativer Feuchte, d. h. fortgesetzter Feucht- oder Was-serlagerung, auf [8].

### 2.2.7 Kriechen von hochfestem Beton

Das Kriechen von Beton ist die Volumenabnahme unter andauernder Last. Als Relaxation wird das Kriechvermögen von Beton unter konstanter Dehnung im Querschnitt bezeichnet. Durch Relaxation werden Spannungen infolge Dauerlast im Betonquerschnitt abgebaut. Das Maß der Kriechverformung wird durch die Höhe der Belastung, den Wassergehalt des Betons zu Beginn der Belastung und durch den Wasserverlust während der Belastung bestimmt (s. auch [3]). Kriechen ist die Summe aus Grundkriechen und Trocknungskriechen. Das Grundkriechen ist die Verformung eines vollständig vor Austrocknung geschützten Prüfkörpers unter konstanter Last. Das Grundkriechen nimmt mit abnehmendem Zementgehalt und abnehmendem w/z-Wert ab, denn je geringer der Zementsteingehalt im Beton ist und je kleiner das Porenvolumen, desto weniger Wasser ist im Beton enthalten. Das Trocknungskriechen resultiert aus dem Wasserverlust während der Belastung. Mit abnehmendem w/z-Wert nehmen der Kapillarporenraum und damit das Trocknungskriechen ab.

In hochfestem Beton ist aufgrund des geringen w/z-Werts die Summe aus Grund- und Trocknungskrie-

chen unter gleicher bezogener Last ( $\sigma/f_{cm}$ ) deutlich geringer ausgeprägt als in normalfestem Beton [8, 2]. Das Verhältnis von Grundkriechen zu Trocknungskriechen nimmt mit zunehmender Festigkeit zu. Allerdings nimmt mit abnehmendem Kriechen auch die Relaxationsfähigkeit des Betons ab und damit die Möglichkeit des Abbaus von Eigenspannungen und (ungewollten) Zwangsspannungen, die sich langsam entwickelt haben, wie z. B. infolge Schwindens oder Stützensenkung.

Die kriecherzeugende Spannung ist dem Kriechen proportional, wenn die Spannung 40 % der Betondruckfestigkeit bei Belastungsbeginn nicht überschreitet. Elastische Dehnung und Kriechdehnung hängen linear zusammen [3]. Diese Grenze stellt für normalfesten Beton den Übergang vom linearen ( $\sigma < 0,4 f_{cm}$ ) zum nichtlinearen Kriechen dar. Oberhalb dieser Grenze nimmt als Folge zunehmender Mikrorissbildung das Kriechen mit steigender Spannung überproportional zu. Für hochfesten Beton verschiebt sich die Grenze zwischen linearem und nichtlinearem Kriechen zu höheren bezogenen Festigkeiten [8]. Wegen der Mikrorissbildung als Folge der Eigenspannungen (Temperatur und Schwinden) in hochfestem Beton wird davon ausgegangen, dass das nichtlineare Kriechen eine dem normalfesten Beton vergleichbare Größenordnung hat [2].

In der Tragwerksbemessung nach DIN 1045-1 wird für normalfeste und hochfeste Betone derselbe mathematische Ansatz zur Berechnung des linearen Kriechens verwendet. Bis zu  $\sigma < 0,4 f_{cm}$  sind elastische Dehnung und Kriechdehnung zueinander proportional [8, 6]. Überschreitet die kriecherzeugende Spannung die Grenze  $\sigma_c = 0,45 f_{ckj}$ , ist nach DIN 1045-1 nichtlineares Kriechen zu berücksichtigen, wobei  $f_{ckj}$  die charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons zum Zeitpunkt  $j$  der Lastaufbringung ist.

### 2.2.8 Dauerhaftigkeit

Unter Dauerhaftigkeit wird der Widerstand von Beton gegen beton- oder bewehrungsschädigende Einwirkungen aus der Umwelt verstanden. Hierzu zählen Karbonatisierung, Chlorideindringen, Frost- und Frost-Tausalz-Widerstand, Verschleißwiderstand der Betonoberfläche und Widerstand gegen chemischen Angriff. Bis auf den Verschleißwiderstand liegt die Ursache von Schäden in dem Eindringen der Gase, Flüssigkeiten oder Ionen. Aufgrund des geringen w/z-Wert, der Zementart und

der Zugabe von reaktiven Zusatzstoffen ist das Gefüge von hochfestem Beton so dicht, dass die schädigenden Stoffe nur sehr langsam und nicht tief in den Beton eindringen. Der Widerstand gegen Karbonatisierung, Chlorideindringen und chemischen Angriff steigt, solange die Regeln der Norm [1] eingehalten werden.

Für die Zugabe von Silikastaub bedeutet das z. B. die Begrenzung der Zugabe auf 11 % Masseanteil des Zementgehalts und die Begrenzung der auf den  $w/z$ -Wert anrechenbaren Menge Silikastaub bzw. Flugasche bei gleichzeitiger Verwendung von Silikastaub und Flugasche oder Trass. Diese Maßnahmen sind erforderlich, um den alkalischen Schutz des Bewehrungsstahls im Beton sicherzustellen. Denn Silikastaub verbraucht bei der Reaktion im Zementleim große Mengen an Calciumhydroxid aus der Porenlösung, welches den alkalischen Schutz bewirkt.

Silikastaub besteht aus amorphem (reaktionsfähigem) Siliciumoxid. Agglomerationen von Silikastaub reagieren mit den Alkalien des Betons zu quellfähigem Alkali-Kieselsäure-Gel und können, bei ausreichend Feuchte im Querschnitt, die gefügezerstörende Alkali-Silika-Reaktion auslösen. Das treibende Potenzial von fein verteiltem Silikastaub im Beton hingegen ist unschädlich, weil die einzelnen Staubkörner so klein sind und wenig Gel entstehen kann. Eine feine und gleichmäßige Verteilung der Staubkörner wird nur durch Zugabe von Silikastaub als Suspension erreicht. Silikastabsuspensionen für Beton haben einen Feststoffgehalt von 50 %.

Auch der Frost-Tausalz-Widerstand von hochfestem Beton sollte den von normalfestem Beton übertreffen. Die Porenstruktur von hochfestem Beton enthält wenig bis kein gefrierbares Wasser (vgl. Kapitel 2.2.6) und tausalzhaltige Flüssigkeit dringt wegen der fehlenden Kapillarporen nicht in das Gefüge ein. Ein schadenserzeugender so genannter kritischer Sättigungsgrad entsteht nicht. Diesen Überlegungen stehen jedoch Ergebnisse mit Frostprüfverfahren an silikastaubhaltigen Betonen entgegen. Silikastaubhaltige Betone ohne Luftporen nehmen bei kleinen  $w/z$ -Werten (rd.  $0,35 \leq (w/z)_{eq} \leq 0,45$  [13, 10]) während der Frost-Tau-Zyklen Flüssigkeit auf, die zu Gefügestörungen bis hin zum Zerfall des Prüfkörpers führen kann [13]. Diese Schäden werden durch Mikrorisse ausgelöst, die als Folge des autogenen Schwindens schon vor Beginn der Frostprüfung im Beton vorhanden sind. Bei normgemäßem Silikastaubge-

halt wurden nur vereinzelte Mikrorisse in der Mörtelmatrix beobachtet, die sich während des Frostsaugens füllen, mit zunehmenden Frost-Tau-Zyklen weiten, in der Mörtelmatrix fortsetzen und so zu Gefügestörungen führen [13]. Mit zunehmendem Silikastaubgehalt bis zu Werten weit oberhalb der zulässigen bilden solche Mikrorisse ein die Mörtelmatrix durchziehendes homogenes Netzwerk [10]. Durch die Zugabe von Luftporenbildnern (LP) können aber auch bei silikastaubhaltigem hochfestem Beton Gefügeschäden in der Frostprüfung reduziert werden. Keine Schäden in der Frostprüfung wiesen Betone mit  $(w/z)_{eq} \leq 0,25$  auf, unabhängig vom Silikastaubgehalt. Betone mit derart niedrigem  $w/z$ -Wert sind jedoch aufgrund schlechter Verarbeitbarkeit für die baupraktische Anwendung vor Ort nicht geeignet. Schon im Labor war es nach [13] trotz hoher Fließmittelkonzentration nicht möglich, eine weiche Konsistenz einzustellen.

Nach [12] zählen Betone mit  $w/z \leq 0,25$  zu den ultrahochfesten Betonen. Zu deren Herstellung bedarf es über die Anforderungen an hochfesten Beton hinaus eines besonders abgestimmten Kornbandes von Silikastaub über den Zement, den Zusatzstoff und den Sand bis hin zum Größtkorn.

Ob unter Praxisbedingungen die in der Prüfung beobachteten Frost-Tausalz-Schäden auftreten, bleibt offen. In allen Untersuchungen mit normgemäßem Silikastaubgehalt [13, 14] traten in der Prüfung bewertbare Abwitterungen erst oberhalb von 60 Frost-Tau-Wechseln auf, wohingegen praxismgerechte normalfeste Betone schon nach 28 Frost-Tau-Wechseln beurteilt werden. Schäden in der Baupraxis sind jedoch nicht zu erwarten, weil nach Norm [1] Silikastaub in den Expositionsklassen XF2 und XF4 (Frost- und Tausalzeinwirkung) nicht angerechnet werden darf. Portlandkompositzement mit Silikastaub (CEM II-D) darf in der Expositionsklasse XF4 nur mit Luftporen hergestellt werden.

Die Untersuchungen zum Frost-Tausalzwiderstand weisen jedoch die Existenz von Mikrorissen in der Mörtelmatrix silikastaubhaltiger hochfester Betone schon vor einer Beanspruchung durch äußere Last nach, auch außerhalb der Kontaktzone Zuschlag/Zementstein. Die Spitzen der Mikrorisse können in der spröden Mörtelmatrix des hochfesten Betons Orte für Spannungskonzentrationen sein und einen schnellen Rissfortschritt bewirken [15].

## 2.3 Aspekte des hochfesten Betons im Brückenbau

### 2.3.1 Entwurf

Die hohe Druckfestigkeit des hochfesten Betons kann zur Reduzierung der Querschnittabmessungen genutzt werden und ermöglicht so leichtere Konstruktionen. Der Vorteil leichter Konstruktionen kommt nach [4] vor allem bei den Bauverfahren zum Tragen. Durch Ausnutzung der höheren Druckfestigkeit des Betons in der Druckzone und geringeres Eigengewicht der Brückenquerschnitte wäre z. B. das Taktschiebeverfahren auch für Plattenbalken denkbar. Bei Freivorbaubrücken könnte die Dimensionierung der Bodenplatte und der Stege im Stützenquerschnitt kleiner ausfallen. Bei Schrägkabelbrücken oder überspannten Trägern könnten die Pylone und die Fahrbahnträger schlanker ausgebildet werden. Bei Stabbogenbrücken wären schlankere Bögen möglich. Bei Fertigteilträgern mit Ortbetonergänzung werden die Fertigteillängsträger als Doppel-T-Träger-Querschnitt mit reduziertem oberem Gurtansatz ausgebildet. Die Träger werden mit der Ortbetonergänzung zu einem Tragwerk verbunden. Unter Verwendung von hochfestem Beton können der obere Gurtansatz und damit das Gewicht der Fertigteile sowie der Aufwand für Transport und Verlegung weiter reduziert werden. Auch das Gewicht von Trogbrücken könnte durch kleinere Abmessungen der über der Fahrbahn liegende Hauptträger reduziert werden. Nicht zuletzt könnten die Stegdicken von Segmentbrücken mit externer Vorspannung und damit das Eigengewicht reduziert werden.

Durch die schnellere Festigkeitsentwicklung des hochfesten Betons und das geringere Eigengewicht ergeben sich nach [4] aus den Vorteilen bei der Bauwerkserstellung, wie z. B. rascherer Baufortschritt, frühzeitiges Vorspannen und Ausschalen, leichtere Gerüste bzw. größerer Bautakte, Vorteile für die Wirtschaftlichkeit der Spannbetonbauweise.

Der Entwurf von Brücken mit hochfestem Beton kann nur unter Beachtung

- einer angemessenen Ausnutzung der hohen Festigkeit,
- der konstruktiven Randbedingungen,
- eines ausgewogenen Erscheinungsbilds und
- wirtschaftlicher Aspekte

erfolgreich sein und die Vorteile des hochfesten Betons zur Geltung bringen.

Untersuchungen hierzu wurden am Beispiel eines zweifeldrigen Überbaus mit Plattenquerschnitt mit folgenden Ergebnissen durchgeführt [16]:

Die höhere Druckfestigkeit des Betons erlaubt eine Reduzierung der Querschnittshöhe und Verlängerung der Kragarme. Der Verlängerung der Kragarme sind jedoch Grenzen gesetzt, weil für die Anordnung von Lagern und Pressenansatzpunkten eine konstruktive Mindestbreite der Plattenunterseite erforderlich ist.

Die höhere Druckfestigkeit erlaubt stärkere Vorspannung und damit schlankere Bauteile. Dem werden Grenzen gesetzt durch

- die zulässige Tragwerksverformung im Gebrauchszustand. Je geringer die Konstruktionshöhe wird, desto mehr nimmt die Durchbiegung des Überbaus unter Verkehrslast zu (s. Bild 1 aus [16]),
- spürbare Verformung für die Bauwerksnutzer, die aus Verkehrsbelastung bei Überbauten mit großer Schlankheit ( $l/d$ ) folgen,
- Kriechverformung des Überbaus infolge ständiger Last und hohen Vorspanngraden. Diese wirken sich bei geringen Konstruktionshöhen stärker aus (sog. Aufbuckeln des Überbaus).

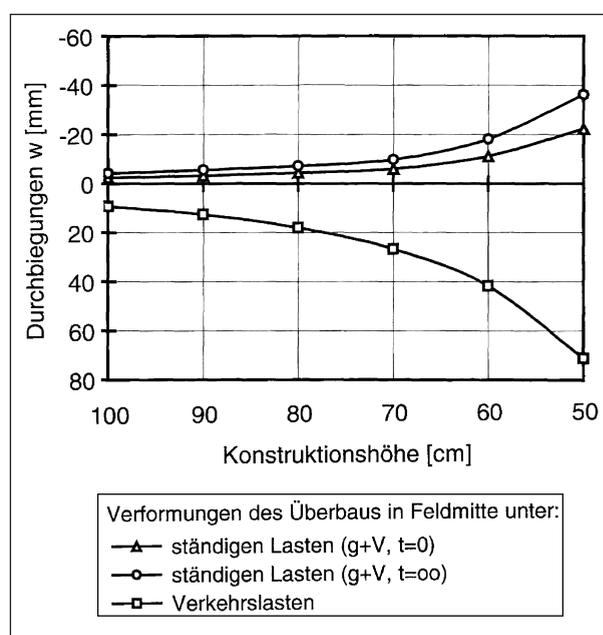
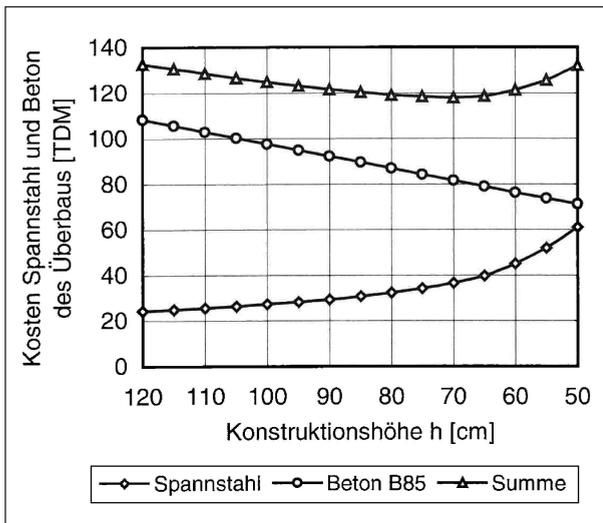


Bild 1: Verformung des Überbaus in Feldmitte in Abhängigkeit von der Konstruktionshöhe [16]



**Bild 2:** Kosten für Beton und Spannstahl in Abhängigkeit von der Konstruktionshöhe

Der Vergleich der Kostenersparnis durch Einsparungen am Beton und Kosten für den erforderlichen Spannstahl zeigt, dass mit Verkleinerung der Bauhöhe sich die Kosten für Beton reduzieren, der Spannstahlbedarf jedoch überproportional zunimmt (s. Bild 2 aus [16]).

Alternativ zum Plattenquerschnitt mit Kragarmen wurden ein zweistegiger Plattenbalkenquerschnitt und ein einsteiger Plattenbalkenquerschnitt mit B85 untersucht. Die Querschnittfläche des zweistegigen Plattenbalkens hätte eine weitere Reduzierung gegenüber der Ausführung als Platte in B45 erfahren. Als nachteilig wurden die filigranen Abmessungen, der hohe Schalungsaufwand und die aufwändigere Bewehrungsführung bewertet, wie auch die Tatsache, dass zur Anordnung der Pressenansatzpunkte in der Pfeilerachse ein Querträger erforderlich würde. Die Konstruktionshöhe war mit 1,00 m um 20 cm größer als die des Plattenquerschnitts. Dies hätte Nachteile für die optische Wirkung der Brücke gehabt.

Der einsteigige Plattenbalkenquerschnitt hätte den Vorteil einer Punktlagerung in der Pfeilerachse. Allerdings wäre die Torsionsbelastung sehr groß. Die Torsionstragfähigkeit ist eng mit der Zugfestigkeit verbunden. Da die Zugfestigkeit des hochfesten Betons jedoch nur unterproportional zur Druckfestigkeit zunimmt, ergaben sich für diese Variante keine Vorteile. Auch wäre die Konstruktionshöhe gegenüber der Platte größer gewesen, mit Nachteilen für die optische Wirkung der Brücke.

### 2.3.2 Tragwerksplanung

Für die Bemessung von Brücken aus hochfestem Beton C55/67 bis C100/115 gibt es in Deutschland keine anerkannten Regeln [17]. Die Herstellung des hochfesten Betons ist nur bis C80/95 normativ geregelt [1].

Die bisher ausgeführten Spannbetonbrücken mit hochfestem Beton wurden auf Basis von Forschungsberichten nach DIN 4227 [4] oder Einzelgutachten, bis 2000 zusammengefasst in [2], bemessen. Für die jüngeren Brücken wurden die Bemessungsgrundlagen für den hochfesten Beton in den jeweiligen Ausschreibungsunterlagen angegeben.

Bemessungsregeln für hochfesten Beton sind seit 2001 in DIN 1045-1 enthalten. Diese können nach [18] Grundlage für eine Zustimmung im Einzelfall sein. Da im Brückenbau zum Teil eigene, von DIN 1045-1 abweichende Bemessungs- und Konstruktionsregeln gelten und z. B. die dynamische Beanspruchung aus Verkehr andere Anforderungen an die Nachweise von Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit stellt (s. auch [19]), können die Regeln von DIN 1045-1 für die Bemessung von hochfestem Beton nicht ohne weiteres übernommen werden.

Als herausragender Vorteil des hochfesten Betons wird im Zusammenhang mit der Tragwerksplanung die Ausführung von Brücken ohne Abdichtung [4] und Brücken mit direkt befahrenem Konstruktionsbeton [2, 20] gesehen. Dies wird aus konstruktiver Sicht ermöglicht durch die hohe Dichtigkeit, den (vermuteten) hohen Frost-Tausalz-Widerstand (vgl. Kapitel 2.2.8) und die hohe Verschleißfestigkeit des hochfesten Betons.

Wird auf eine Abdichtung des hochfesten Konstruktionsbetons und auf den Fahrbelag verzichtet, muss der Beton nicht nur die Anforderungen an die Festbetoneigenschaften, sondern auch die Anforderungen aus Verkehrssicherheit und Fahrkomfort erfüllen. So darf z. B. auf der Fahrbahn kein Wasser stehen bleiben, was eine angepasste Neigung der Oberfläche erfordert. Anforderungen an profilgerechte Lage, Ebenheit und Griffbarkeit enthält ZTV Beton-StB [21].

### 2.3.3 Herstellung und Bauausführung

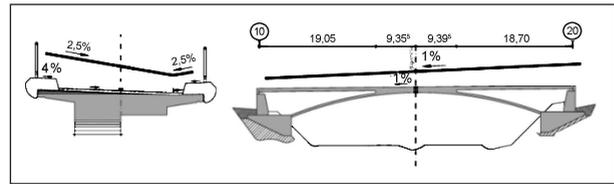
Typisch für den Straßenbrückenbau sind die großen Einbaumengen je Bauabschnitt und die große freie Oberfläche. Der Einbau des Betons muss

wegen der großen Volumina der Bauabschnitte mit der Betonpumpe erfolgen. Die Verwendung der vor Ort vorliegenden Gesteinskörnungen ist von wirtschaftlichem Vorteil, wenn die Gesteinsfestigkeit zur Herstellung der Betonfestigkeitsklasse ausreicht. Weiterhin liegen Brückenneubauten nicht immer in voll erschlossenen Gebieten, was zu Problemen führen kann, wenn der Einbau 90 Minuten nach Herstellungsbeginn abgeschlossen sein muss [1]. Auch der hochfeste Beton muss deshalb aus einem Transportbetonwerk vor Ort bezogen werden.

Nicht jedes Transportbetonwerk verfügt über die zur Herstellung von hochfestem Beton in [1] normativ geforderten speziellen Kenntnisse und Erfahrungen sowie die Ausstattung zur über das normale Maß hinausgehenden Überprüfung der Ausgangsstoffe und die erforderliche Anzahl an Dosiereinrichtungen mit hoher Genauigkeit. Hochfester Beton enthält in der Regel Hochleistungsfließmittel und Verzögerer. Die Zugabe von Silikasuspension kann nur mit speziellen Pumpen und Dosiereinrichtungen erfolgen, die jedoch auch vom Lieferanten gestellt werden können. Die Anforderung an die Genauigkeit der Dosierung des Zugabwassers kann nur eingehalten werden, wenn die Eigenfeuchte des Sandes und der Gesteinskörnungen bekannt und über den Herstellzeitraum konstant ist. Bei den großen Betonmengen im Brückenbau ist dies nur möglich, wenn Sand und grobe Gesteinskörnung vor direktem Witterungseinfluss (Regen, Schnee, Frost, Sonne) geschützt gelagert werden und die Eigenfeuchte aller Fraktionen automatisch bestimmt werden kann.

Ebenfalls typisch für Straßenbrücken ist das Profil der Fahrbahntafel (s. Bild 3). Durch Vorgaben aus der Gradiente können Quer- und Längsgefälle der Fahrbahntafel erforderlich werden. Das Oberflächenwasser darf weder auf der Fahrbahn stehen noch unkontrolliert über die Seiten der Brücke ablaufen. Aus entwässerungstechnischen Gründen muss deshalb die Frischbetonoberfläche in Querrichtung mit Gefälle und Gegengefälle in Form eines umgedrehten Dachprofils ausgebildet werden.

Für Herstellung und Einbau von hochfestem Beton ist ein Qualitätssicherungsplan erforderlich, der vom Betonhersteller und -verarbeiter gemeinsam erstellt werden muss [1]. Die Anforderungen an die Kontrolle der Ausgangsstoffe, der Ausstattung und der Betoneigenschaften sind in der Norm [1] fest-



**Bild 3:** Neigung und Neigungswechsel auf Fahrbahntafeln von Straßenbrücken

gelegt. Mit welchen Maßnahmen diese Anforderungen erreicht werden können, wie groß die zulässigen Toleranzen sind und wie im Falle von Abweichungen die Sollwerte wieder erreicht werden können, ist jedoch nicht Inhalt der Norm.

### 2.3.4 Qualitätssicherung

Für hochfesten Beton muss immer ein Qualitätssicherungsplan aufgestellt werden, in dem festgelegt ist, was, wo, wie oft und durch wen zu überprüfen ist und welche Grenzwerte eingehalten werden müssen [1]. Es wird gefordert, dass für das Vorgehen bei Abweichungen vom Soll die notwendigen Maßnahmen festgelegt und die Verantwortlichen benannt werden müssen. Die Ergebnisse der Überprüfungen müssen von den Verantwortlichen dokumentiert werden. Die verantwortlichen Personen müssen benannt werden.

Der Qualitätssicherungsplan muss Betonherstellung, Lieferung, Einbau und Nachbehandlung umfassen. Um die erforderlichen Maßnahmen und Grenzwerte in Erfahrung zu bringen und das Personal im Umgang mit dem hochfesten Beton zu schulen, müssen Vorversuche durchgeführt werden. Im Brückenbau ist es zweckmäßig, untergeordnete Bauteile (Fundamente) oder Brückenbauteile, für die eine geringere Festigkeit ausreichend ist (Widerlager, Pfeiler), für die erforderlichen Probestonagen zu nutzen. Denn nur mit solch großvolumigen Bauteilen können die kontinuierliche Herstellung, Verarbeitung und Nachbehandlung der erforderlichen großen Betonmengen realitätsnah abgebildet werden.

Im Vorfeld zu solchen Probestonagen erfolgt der so genannte Mischungsentwurf, mit dem Betonzusammensetzung, Verarbeitbarkeit, Druckfestigkeit und ggf. Schwinden, Temperaturentwicklung, E-Modul und Kriechen ermittelt werden. Der Mischungsentwurf ist mit erheblichem Aufwand verbunden, da i. d. R. die Herstellung mehrerer Betone erforderlich wird.

Aufwändig sind auch Untersuchungen zur Verträglichkeit von Frischbeton, Trennmittel, Schalhaut und Verdichtung, die ebenfalls im Vorfeld durchgeführt werden müssen. Nur dann wird es möglich, auch mit hochfestem Beton zielsicher gute Sichtbetonflächen herzustellen.

## 2.4 Offene Fragen

Damit die Vorteile von hochfestem Beton für den Brückenbau genutzt werden können, muss es möglich sein, Bauteile zielsicher herzustellen und Bauwerke mit guten Gebrauchseigenschaften in guter optischer Qualität zu erhalten. Wie diese Ziele in der Praxis sicher erreicht werden und welcher Aufwand dafür erforderlich ist, sind die Fragen, die den ausgeführten Projekten zugrunde lagen. Der Aufwand für Herstellung und Einbau von hochfestem Beton ist erheblich größer als für Normalbeton. Der Qualitätssicherungsplan muss sowohl die Herstellung als auch die Verarbeitung umfassen. Das ist bei normalfestem Beton nicht erforderlich und auch nicht üblich, weil hierfür wohlbekanntes Wissen ausreichend und bei den Handwerkern vor Ort vorhanden ist. Zur Aufstellung und Überprüfung der qualitätssichernden Maßnahmen müssen umfangreiche Vorversuche durchgeführt werden. Dieser Aufwand betrifft insbesondere den Aspekt der Wirtschaftlichkeit. Wird der Aufwand bei Angebotsabgabe unterschätzt, wird die Bereitschaft sinken, die erforderlichen Maßnahmen freiwillig zu ergreifen, wenn (z. B. aus Mangel an Erfahrung) Verständnis für deren Notwendigkeit einerseits und Fremdüberwachung oder Methoden zum Nachweis der Fehler andererseits nicht vorhanden sind.

Da der Aufwand und die Kosten für Herstellung und Verarbeitung des hochfesten Betons immer höher sein werden als für normalfesten Beton, müssen die Vorteile des hochfesten Betons diesen Aufwand rechtfertigen. Die mit hochfestem Beton möglichen Einsparungen im Bauteilquerschnitt werden durch einige konstruktive Anforderungen aus Nutzung und Unterhalt der Bauwerke, durch Ungenauigkeiten beim Ausbruch von Tunnelgewölben oder durch die mit der Betondruckfestigkeit zunehmenden Kosten für Spannstahl eingeschränkt (vgl. Kapitel 2.3.1). Ein weiterer Vorteil ist die verbesserte Dichtigkeit und Festigkeit des hochfesten Betons. Inwieweit sich dieser Vorteil auch an Bauwerken mit direkter Bewitterung und Tausalzbeanspruchung wiederfindet, ist ebenfalls eine Frage, die mit den ausgeführten Projekten beantwortet werden soll. Ins-

besondere die Erwartung, Brücken ohne Abdichtung herstellen und den Verkehr unmittelbar auf dem Konstruktionsbeton fahren zu lassen, kollidiert mit dem üblichen Sicherheitskonzept für Brücken. Die Abdichtung zwischen Fahrbahn und häufig vorgespanntem Konstruktionsbeton wird aufgrund von Schäden in der Vergangenheit heute besonders dicht ausgeführt. Sie bildet die Barriere zwischen auswechselbarem Fahrbahnbelag und der tragenden Konstruktion, die auf lange Nutzungsdauer ausgelegt ist.

## 2.5 Beobachtete Bauwerke

### 2.5.1 Einleitung

Die durch die BASt beobachteten Bauwerke wurden mit Zustimmung im Einzelfall durch das Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS) erstellt.

Die Bemessungsgrundlagen für Bauwerke an Bundesfernstraßen waren bis März 2003 DIN 1075, DIN 4226 und der Forschungsbericht „Anwendung hochfesten Betons im Brückenbau“ [4]. Im allgemeinen Hochbau konnte hochfester Beton nach DIN 1045:1988 und der DAfStb-Richtlinie „Hochfester Beton“ [23] hergestellt werden. Mit Übernahme der Richtlinie in die neue DIN 1045:2001 war die Bauweise mit hochfestem Beton normativ geregelt. Bemessungsgrundlage für den Brückenbau ist seit der Umstellung auf europäische Regelwerke im Jahr 2003 DIN-Fachbericht 102, der jedoch nur bis zur Betonfestigkeitsklasse C50/60, also nicht für hochfesten Beton, gilt.

Grundlagen für Herstellung und Verarbeitung von hochfestem Beton für Bauwerke an Bundesfernstraßen gab es bis März 2003 nicht. Es galten DIN 1045:1988 und ZTV-K, die keine Regeln für hochfesten Beton enthielten. Im allgemeinen Hochbau lag die DAfStb-Richtlinie vor. Mit Übernahme der Richtlinie in die neue DIN 1045:2001, Teil 2 und Teil 3, gab es auch für Herstellung und Einbau von hochfestem Beton normative Regelungen. Seit März 2003 sind DIN 1045-2, -3 und -4 zusammen mit ZTV-ING Grundlagen für den Brückenbau. Die Verwendung von hochfestem Beton bedarf jedoch der Zustimmung des Auftraggebers im Einzelfall.

Die BASt wurde durch das BMVBS mit der Beobachtung der baupraktischen Ausführbarkeit der Bauwerke mit hochfestem Beton beauftragt. Informationen über Bauwerke mit hochfestem Beton er-

hielt die BAST durch die Straßenbaubehörden der Bundesländer. Im Einzelnen wurden folgende Bauwerke näher untersucht:

- Überführung eines Wirtschaftswegs bei Sasbach,
- Überführung eines Wirtschaftswegs bei Buchloe,
- Brücke über die Zwickauer Mulde bei Glauchau,
- Überführung der Freihammer Allee bei Germering,
- Überführung eines Wirtschaftswegs bei Wölkau,
- Überführung von zwei Wirtschaftswegen bei Leipzig,
- Überführung eines Wirtschaftswegs bei Leipzig-Gaschwitz,
- Fertigteilbrücke bei Pfungstadt.

### 2.5.2 Überführung eines Wirtschaftswegs bei Sasbach

#### Bauwerk

Das Brückenbauwerk überführt bei Sasbach am Kaiserstuhl (Baden-Württemberg) den Mittelweg von Whyll nach Leiselheim über die L 133 neu von Sasbach nach Riegel. Zuständig ist das Regierungspräsidium Freiburg. Ausgeführt wurde ein 1-feldriger vorgespannter Vollplattenquerschnitt mit beidseitigem Kragarm und Vorspannung mit nachträglichem Verbund. Weitere Angaben zur Konstruktion sind in Tabelle 2 enthalten. Die Bemessung erfolgte auf der Grundlage eines Gutachtens, das auch Bauteilversuche enthielt. Insbesondere die Schubnachweise sowie die Bemessung der Mindestbewehrung wurden dabei überprüft und neu ausgelegt. Einzelheiten können [22] entnommen werden.

#### Wirtschaftliche Vorteile

Durch Verwendung eines Betons B85 anstelle von B45 konnten die Bauhöhe des Stegs um 22 cm auf 0,53 m und die Stegbreite um 20 cm auf 3,00 m reduziert werden. Der Kragarm konnte entsprechend länger ausgeführt werden [2]. Die Schlankheit  $l/d$  wurde von 21,6 auf 30,2 erhöht [22]. Die Querschnittsfläche und damit das Betonvolumen wurden um 27 bzw. 18 % reduziert. Der Bedarf an Spann-

		B45	B85
Betonquerschnitt	[m <sup>2</sup> ]	3,354	2,455
Beton	[m <sup>3</sup> ]	55	45
Spannstahlquerschnitt	[cm <sup>2</sup> ]	132	199
Spannstahl bezogen auf die Brückenfläche	[kg/m <sup>2</sup> ]	14,7	22,2
Betonstahl	[kg/m <sup>3</sup> ]	110	130
Zentrischer Anteil der Vorspannung	[MN/m <sup>2</sup> ]	3,8	7,9
Spannkraftverlust k+s	[%]	ca. 9	ca. 9
Spannkraftverlust Reibung	[%]	ca. 5	ca. 3

Tab. 1: Vergleich der Beton und Bewehrungsmengen, Sasbach [22]

stahl nahm zu, ebenso der Bedarf an Betonstahl (s. Tabelle 1). Die geringen Kriech- und Schwindbeiwerte für hochfesten Beton ergaben trotz doppelter zentrischer Vorspannung keinen Anstieg der prozentualen Spannkraftverluste durch Kriechen und Schwinden. Weitere Informationen können [22] entnommen werden.

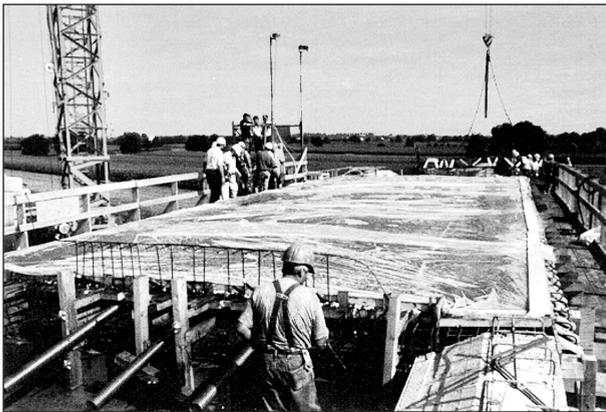
#### Eignungsprüfung – Rezepturentwicklung

Im Rahmen der Eignungsprüfung für den Beton wurden lokal vorhandene Ausgangsstoffe bevorzugt behandelt. Es wurden 9 Zemente und 2 Arten Gesteinskörnung untersucht. Insgesamt mussten 22 Mischungsentwürfe überprüft werden. Dafür war ein Zeitraum von 3 Monaten veranschlagt worden. Die gewählte Rezeptur ist in Tabelle 3 angegeben.

Für die Rezeptur wurde der vorhandene Rheinkies gegen Moränesplitt ausgetauscht. Dadurch konnte die Betonfestigkeit um 15 % gesteigert werden. Zur Nachdosierung von Fließmittel auf der Baustelle wurden Untersuchungen durchgeführt.

#### Eignungsprüfung – Verarbeitungsversuche

Mit der gewählten Rezeptur wurde der mit Richtlinie [23] geforderte Verarbeitungsversuch durchgeführt, bei der das Lieferwerk wie auch die Baustelle erste Erfahrungen mit Herstellung, Lieferung und Einbau von hochfestem Beton sammeln konnten. In diesem Rahmen wurden auch der Einfluss unterschiedlicher Schalungen und der Einfluss der Verdichtungsintensität auf die optische Erscheinung der Betonoberfläche untersucht. Das Lieferwerk hatte bis dahin keine Erfahrungen mit Hochleistungsbetonen. Es musste für die Dosierung der Silikastaubsuspension umgerüstet werden. Auch



**Bild 4:** Nachbehandlung der Überführung bei Sasbach

wurden Schwächen behoben, die zu fehlerhafter Wasserdosierung hätten führen können [22].

Im Anschluss an den Verarbeitungsversuch wurde mit der Ausführung des Widerlagerfundamentes mit B85 eine weitere Probestonage im Vorfeld zur Herstellung des Überbaus durchgeführt. Mit dieser Probestonage wurden die Pumpfähigkeit des Betons, die Oberflächenbearbeitung zur Einstellung einer Neigung von 7,5 %, die maximale Betontemperatur im Bauteil, die Nachverdichtung und die gewählte Nachbehandlung sowie die festgelegten QS-Maßnahmen auf Vollständigkeit und Umsetzbarkeit überprüft. Dabei sammelten alle Beteiligten weitere Erfahrung und Sicherheit im Umgang mit dem hochfesten Beton. Die Temperaturunempfindlichkeit der gewählten Betonverflüssiger-Fließmittelkombination wurde im Rahmen dieser Probestonage bei 30 °C Außentemperatur bestätigt [22].

### Ausführung

Der Überbau wurde am 20.08.1998 bei sommerlichen Temperaturen bis zu 26 °C ausgeführt. Die Ausführung wurde durch die BAST begleitet [24]. Betonierbeginn war um 5 Uhr morgens, um die hohen Mittagstemperaturen zu meiden. Durch das Fließmittel war der Beton bis zu 4 h verarbeitbar und insbesondere zu Beginn in seinem Erstarrungsverhalten verzögert. Das Ausbreitmaß  $a$  des Frischbetons lag zwischen 50 cm und 63 cm, als Zielwert war  $a = 58$  cm vorgegeben [24].

Der Beton wurde in Lagen von 30 cm eingebaut und mit Innenrüttlern verdichtet. Die Anzahl der Rüttelflaschen wurde gegenüber normalfestem Beton verdoppelt bzw. die Abstände der Rüttel-

flaschen halbiert. Die Frischbetonoberfläche wurde mit einer Rüttelbohle abgezogen und profiliert. Unmittelbar hinter der Rüttelbohle wurde Wasser (als Feuchtepuffer) aufgesprüht und mit Folie abgedeckt (s. Bild 4). Danach wurde gelegentlich Wasser auf die Folie gesprüht. Wenn am Rand des Überbaus durch die Folie hindurch Kapillarschwindrisse im Ansatz sichtbar wurden, wurde die Betonoberfläche erneut mit Wasser befeuchtet, die Folie wieder aufgelegt und mit Filzmatten vor direkter Sonneneinstrahlung geschützt. Rund eine Stunde nach Abziehen und Abdecken der Betonoberfläche wurde sie mit einem Flügelglätter bearbeitet [24] und anschließend wieder mit Folie und mit Thermomatten abgedeckt. Mit den Thermomatten sollte ungleichmäßiges Auskühlen des Querschnitts vermieden werden. Die Nachverdichtung durch den Flügelglätter war erforderlich, um Schwind- und Setzrisse zu vermeiden. Deshalb konnte kein Nachbehandlungsfilm mit Sprühwachsen aufgebracht werden [22].

Die Herstellleistung des hochfesten Betons lag bei 15 m<sup>3</sup>/h. Einbau und Nachbehandlung des hochfesten Betons erfolgten ohne Probleme [24].

### Teilvorspannung

Bei Erreichen der höchsten Bauteiltemperatur, nach knapp 1 Tag, wurde eine Teilvorspannung in Höhe von 30 % der zulässigen Vorspannkraft aufgebracht, um Eigenspannungen aus abfließender Hydratationswärme zu reduzieren.

Die zulässige Bauteiltemperatur von 70 °C wurde nicht überschritten. Die endgültige Vorspannung wurde erst am 4. Tag aufgebracht, um die Kriechverformung zu begrenzen. Durch die mit der Hydratationswärme im Bauteil beschleunigte Festigkeitsentwicklung wäre das auch zu einem früheren Zeitpunkt möglich gewesen [22].

### Monitoring

Die Temperatur- und Längenmessungen am Überbau ergaben eine Verkürzung als Folge von abfließender Hydratationswärme und frühem autogenen Schwinden [2]. Dies beeinflusst die Lagerwege und soll beim nächsten Bauwerk in der Planung berücksichtigt werden.

**Veröffentlichungen:** [22], [2] ([24])

Lfd-Nr.	Bauwerk	Baujahr	Konstruktion	Abmessungen			Beton	
				Feldlänge [m]	Breite zwischen Geländer [N/mm <sup>2</sup> ]	Bauhöhe [m]	Druck- festigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	Volumen je BA * [m <sup>3</sup> ]
1	Sasbach	1998	1-feldriger Überbau; Vorgespannter Vollplattenquerschnitt;	16,0	6,0	0,53	B85	45
2	Buchloe Pfeiler	1998	Mittelpfeiler (Probekbetonage)				B85	18
	Buchloe Überbau		2-feldriger Überbau; Vorgespannter Vollplattenquerschnitt	2 x 21,5	6,0	0,80	B85	120
3	Glauchau	2001	5-feldriger Überbau; Vorgespannter Vollplattenquerschnitt	31 – 39 – 37 – 35 – 29	20,50	1,05	B85	ca. 300
4	Germering, Freihammer Allee	2001	3-feldriger gevouteter Überbau; Vorgespannter Vollplattenquerschnitt	25,5 – 20,0 – 19,6	6,00	0,75 bis 1,05	B85	185
5	Wölkau, Überbau	2004	Bogenförmiges Tragwerk mit Überbaubalken; Vorgespannter Vollplattenquerschnitt	19,5 – 18,8 – 18,7	4,50	0,60 bis 0,75:	B65 (56 d)	130
6	Südümfahrung Leipzig, Hartmannsdorf	2005	Vollplattenquerschnitt mit beidseitigen Kragarmen	37,0	6,0	1,30	C60/75	180
7	Südümfahrung Leipzig, Gaschwitz 1	2005	Vollplattenquerschnitt mit beidseitigen Kragarmen	37,0	6,0	1,30	C60/75	180
8	Südümfahrung Leipzig, Gaschwitz 2	2005	Vollplattenquerschnitt mit beidseitigen Kragarmen	39,5	6,0	1,30	C60/75	210
9	Fertigteile Pfungstadt	2007	2-feldriger Überbau; 5-stegiger vorgespannter Plattenbalken als Halbfertigteile mit Ortbetonerfüllung	33,0 – 33,0	11,75	1,05 + 0,20 = 1,25	Fertigteil: C70/85 Ortbeton: C40/50	26
10	Pylon der Niederrhein- brücke Wesel	2008	Kopfstehender Y-pfeiler in Stahlbeton- Stahlverbundbauweise	52 **		0,45 ***	C55/67 (90 d)	38
11	Weißeritz	1999	Vorgespannter Vollplattenquerschnitt	32,0	4,5	1,02	B85	110
12	Fertigteile Bad Griesbach	2000	4-stegiger Plattenbalken; verbundlose Vorspannung; Halbfertigteilträger mit Ortbetonerfüllung	28,7	11,5	1,30 + 0,25 = 1,55	Fertigteil: B85 Ortbeton: B45	85

\* je Bauabschnitt \*\* Höhe \*\*\* Wandstärke

Tab. 2: Angaben zu Konstruktion und Ausführung der Bauwerke mit hochfestem Beton

		Sasbach [22, 24]	Buchloe Pfeiler [24]	Buchloe Überbau [24]	Glauchau [25, 26, 27]
Zementart		CEM I 42,5 R-HS	CEM I 42,5 R	CEM I 42,5 R	CEM I 42,5 R-HS
Zementgehalt (z)	[kg/m <sup>3</sup> ]	450	440	380	360
Mikrosilikaslurry (50 % Feststoff) (s)	[kg/m <sup>3</sup> ]	68 (s/z = 0,076)	70 (s/z = 0,08)	50 (s/z = 0,066)	70 (s/z = 0,10)
Flugasche (f)	[kg/m <sup>3</sup> ]	-	-	60	120
Gesteinskörnung		Sand, Moränespplitt			Sand 0/2, Kiessand 2/8, Diabas-Splitt 8/16
Sieblinie/Größtkorn		A/B 16	A/B 16	A/B 16	A/B 16
Betonzusatzmittel					
FM	[M.-% v. Z.]	2,5*	3,8*	3,3*	rd. 1,6 M **
BV	[M.-% v. Z.]	1,3*	-	-	-
VZ	[M.-% v. Z.]	-	0,88	0,4	0,2 M.-% v. Z.
Wasser	[kg/m <sup>3</sup> ]	(155)	135	145	143
w/b-Wert		0,32	0,28	0,31	0,28
(w/z) <sub>eq</sub> -Wert = w/(z + k <sub>s</sub> · s + k <sub>f</sub> · f)		0,32	0,28	0,34	0,34
k <sub>s</sub> = 1,0, k <sub>f</sub> = 0,40					
Konsistenzklasse		KF-Dosierung auf Baustelle	KF	KF	KF
Ausbreitmaß	[cm]	58	(erreicht 57-60)	(erreicht 55 – 60 cm)	
Luftgehalt	Vol.-%	< 2,3 %	< 1,5	< 1,9	0,8
Frischbetontemperatur	°C	23	20	27	k. A.
Festigkeitsklasse f <sub>ck</sub>		B85 nach 28 d	B85	B85	B85 (C70/85)
Mind. geforderte Festigkeit		99 (28 d)	99 (28 d)	99 (28 d)	99 (28d) 90 (14d)
Festigkeitsentwicklung f <sub>cm</sub> 1/7/28/56	N/mm <sup>2</sup>	45/88/111/119	k. A./ k. A./110/ k. A.	k. A./77/103/96	53/95/100/105
E-Modul 28 d 56 d	N/mm <sup>2</sup>	38.200 43.100	45.200 k. A.	43.100 40.900	47.400 k. A.
Spaltzugfestigkeit f <sub>ct</sub>	N/mm <sup>2</sup>	5,0/6,1	6,2/ k. A.	5,9/ k. A.	6,6/ k. A.
CDF-Prüfung XF4-Abwitterung	g/m <sup>2</sup>	43	ca. 85	ca. 85	43,2

\*FM: Naphtalinsulfonatharz, Ligninsulfonat \*\* (FM PCE-Basis)

Tab. 3: Betonzusammensetzung, Frisch- und Festbetoneigenschaften der Bauwerke mit hochfestem Beton

### 2.5.3 Überführung eines Wirtschaftswegs bei Buchloe

#### Bauwerk

Das Brückenbauwerk überführt westlich von Buchloe (Bayern) einen Wirtschaftsweg über die BAB A 96 München – Lindau. Zuständig ist die ABD Südbayern, Kempten. Buchloe liegt in der Nähe von Bad Wörishofen. Mit B85 ausgeführt wurde

ein vorgespannter Vollplattenquerschnitt mit Kragarmen und Vorspannung mit nachträglichem Verbund. Der Brückenüberbau erstreckt sich über 2 Felder (s. Bild 5). Weitere Angaben zur Konstruktion sind in Tabelle 2 enthalten. Die Bemessung erfolgte nach [4]. Die Zustimmung im Einzelfall wurde durch die Oberste Baubehörde im Bayerischen Staatsministerium des Innern erteilt.

## Vergabe

Die Vergabe des Projektes erfolgte nach VOB im Rahmen einer beschränkten Ausschreibung. Den Ausschreibungsunterlagen waren Ausführungsunterlagen und Vorgaben zur Entwicklung der Betonrezeptur beigefügt, unter anderem der Hinweis auf wissenschaftliche Begleitung. Dieses Vorgehen war mit dem Fehlen technisch eingeführter Regeln für die Bemessung von hochfestem Beton und einer engen Zeitvorgabe begründet [28]. Details zu Vorgaben und Vergabe können [16] entnommen werden.

## Wirtschaftliche Vorteile

Im Rahmen einer Vorstudie [16], die im Kapitel 2.3.1 (Entwurf) dargestellt wurde, wurden die für B45 vorgegebenen Abmessungen der Brücke anhand der Kriterien Durchbiegung des Überbaus und Kostenminimierung für Spannstahl und Beton wie folgt festgelegt: Durch Verwendung eines Betons B85 anstelle eines B45 konnten die Konstruktionshöhe der Platte im Stegbereich um 40 cm auf 0,8 m und die Stegbreite um 45 cm auf 2,60 m reduziert werden. Der Kragarm konnte entsprechend länger ausgeführt werden. Die Querschnittfläche wurde um 40 % reduziert. Die Schlankheit  $l/d$  wurde von 18 auf 27 erhöht. Die Kosten für den Beton nahmen ab. Der Bedarf an Spann- und Betonstahl nahm zu, ebenso diesbezügliche Kosten.

Im Zuge der Dimensionierung des Querschnitts war der erhöhte Platzbedarf für die im Vergleich zum Normalbeton höhere Mindestbewehrung und die größere Anzahl Betoniergassen, die zur einwandfreien Verdichtung des hochfesten Betons erforderlich sind, zu berücksichtigen.

Die Dichtheit und der geringe Wassergehalt des Betons ließen den Verzicht auf die Epoxidharzversiegelung der Überbauoberfläche zu, sodass die Abdichtung der Fahrbahnplatte in Anlehnung an ZTV-BEL-B direkt auf den Beton aufgebracht werden konnte [28].

## Eignungsprüfung – Rezepturentwicklung

Für die Eignungsprüfung des hochfesten Betons war 1 Monat veranschlagt [29]. Es wurden die vor Ort verfügbaren Ausgangsstoffe (Gesteinskörnung, 1 Zement) verwendet [30]. Die gewählte Rezeptur ist in Tabelle 3 angegeben.

## Eignungsprüfung – Verarbeitungsversuch

Mit der gewählten Rezeptur wurde der mit Richtlinie [23] geforderte Verarbeitungsversuch durchgeführt,

bei dem das Lieferwerk wie auch die Baustelle erste Erfahrungen mit dem hochfesten Beton sammeln konnten. Das Lieferwerk hatte bis dahin keine Erfahrungen mit Hochleistungsbetonen. Es war mit einem Doppelwellentrogmischer ausgerüstet, der sich durch bessere Mischwirkung von den üblichen Mischern unterscheidet. Für die Zugabe der Silikasuspension mussten zusätzlich ein Behälter und eine Waage installiert und die Steuerung angepasst werden [29]. Die Gesteinskörnungen wurden einer Sternanlage entnommen, die nicht vor Witterung geschützt war. Im Rahmen des Verarbeitungsversuchs an einem 2 m x 1 m x 1 m großen Betonkörper wurde die freie Oberfläche mit einer Neigung von 4 % ausgeführt. Weiterhin wurde der Einfluss unterschiedlicher Schalungen auf die Sichtbetonoberfläche untersucht und die Temperaturentwicklung im Beton gemessen.

Die Nachbehandlung erfolgte durch Abdecken mit Kunststoffolie. Diese konnte jedoch nicht schnell genug aufgelegt werden, um das Kapillarschwinden zu unterbinden. Es bildeten sich bis zu 10 cm tiefe Risse in der Frischbetonoberfläche [28]. Wesentliches Ergebnis des Verarbeitungsversuchs war: Je höher die Betontemperatur während der Erhärtung, desto kleiner war die Druckfestigkeit [28]. An Bohrkernen, die aus dem Probekörper entnommen waren, wurden statt der Zielfestigkeit von 120 N/mm<sup>2</sup> nur 94 N/mm<sup>2</sup> bestimmt. Der Beton war nicht ausreichend verdichtet worden [29]. Es erfolgte auch die Anpassung der Konsistenz auf ein Ausbreitmaß von  $55 \pm 5$  cm.

## Eignungsprüfung – Ergänzende Verarbeitungsversuche

Nach dem Misserfolg mit der Nachbehandlung wurde ein weiterer Verarbeitungsversuch zur Überprüfung von geeigneteren Nachbehandlungsmaßnahmen erforderlich. Dazu wurde eine 30 cm starke Sauberkeitsschicht unter dem Widerlagerfundament mit hochfestem Beton hergestellt. Die Oberfläche konnte mit einer Rüttelbohle ausreichend glatt abgezogen werden. Eine Bearbeitung mit dem Flügelglätter führte zu keiner Verbesserung. Deshalb wurde das Aufbringen eines Nachbehandlungsmittels direkt nach dem Abziehen der Oberfläche als geeignete Maßnahme festgelegt. Mit dieser Wahl wurde es allerdings erforderlich, die Verträglichkeit von Nachbehandlungsmittel und Abdichtung der Überbauoberfläche in einem weiteren Versuch zu überprüfen [29].

Als großmaßstäblicher Vorversuch wurde die Betonage des Pfeilers in rd. 18 m<sup>3</sup> hochfestem Beton am 09.07.1998 durchgeführt mit dem Ziel, die Bedingungen für die Betonage des Überbaus mit einer größeren Betonmenge zu üben. Die Betonage wurde durch die BAST beobachtet [24]. Die Erfahrungen wurden bei der Realisierung des Bauwerks berücksichtigt:

- Die Rezeptur wurde geändert, um die Hydrationswärmeentwicklung anzupassen und die Frischbetonkonsistenz besser beherrschbar zu machen. Zur Reduzierung der Hydrationswärmeentwicklung wurde Steinkohlenflugasche zugegeben. Der Wassermenge wurde angehoben, damit ausreichend Wasser zugegeben werden und das Fließmittel richtig wirken konnte. Mit der alten Rezeptur konnte das vorgesehene Ausbreitmaß nicht zuverlässig eingestellt werden. Mit der neuen Mischung wurde ein Versuchsversuch durchgeführt. Ein Teilbereich der Sauberkeitsschicht für das Widerlagerfundament im ergänzenden Versuchsversuch (s. o.) wurde damit ausgeführt [29].
- Die Mischzeit im Betonwerk wurde optimiert. Die Leistung des Transportbetonwerks betrug 15 m<sup>3</sup>/h und war für die Herstellung des Überbaus zu gering. Die reine Mischzeit betrug auch nach der Optimierung noch 2 Minuten. Für die Füllung eines Fahrzeugs mussten 18,5 Minuten angesetzt werden [29].

### Ausführung

Die Betonage des Überbaus erfolgte am 09.09.1998. Sie wurde durch die BAST beobachtet [24]. Trotz kühler Außentemperaturen (6 bis 8 °C) betrug die Frischbetontemperatur 20 °C.

Nachdem die Konsistenz des Betons die Zielwerte erreicht hatte, wurde eine Herstell- und Einbauleistung von 20 m<sup>3</sup>/h erreicht. Damit ist die Herstellleistung wesentlich geringer als bei normalfestem Beton.

Die Konsistenz konnte anfangs nicht wie geplant eingestellt werden. Erst nach dem 5. Fahrzeug wurde dann das erforderliche Ausbreitmaß von 50 ± 5 cm erreicht. Vorher war der Beton entweder zu flüssig (70 cm ohne Schlag) oder zu fest (35 cm im Ausbreitversuch). Die Korrektur des Ausbreitmaßes durch Nachdosierung von Fließmittel führte nicht zum gewünschten Erfolg.

Nachdem wegen nicht passender Konsistenz ein Fahrzeug zurückgewiesen worden war, war die Verzögerung der Betonage so lang, dass kein weiteres Fahrzeug mehr zurückgewiesen werden konnte. Die Gefahr, keinen ausreichenden Verbund zwischen dem Beton in der Schalung und dem neu eingefüllten Frischbeton zu erreichen, erschien zu groß [24].

Als weiterer Problemkreis stellte sich die Nachbehandlung mit dem Nachbehandlungsmittel heraus. Das Nachbehandlungsmittel wurde (offenbar) unmittelbar nach dem Betonieren aufgesprüht, sodass es an manchen Stellen durch die erforderliche Nachverdichtung mit der Rüttelflasche in den Beton eingearbeitet wurde. Auch im Bereich der Brückeneinläufe erfolgte dies, weil die Oberfläche mit einem Reibebrett angepasst werden musste [24]. Mit der Einarbeitung des Nachbehandlungsmittels wird die Hydratation des Betons gestört und die geplante Dichtigkeit ist nicht mehr möglich.

Ursache für die nicht angemessene Konsistenz des Frischbetons waren die regennasse Gesteinskörnung, vor allem der Sand. Ein Schutz der Gesteinskörnung vor Witterung war im Sternsilo nicht möglich.

In [29] wird beschrieben, wie der Qualitätssicherungsplan für Werk und Baustelle gedacht war. Dort wird auch beschrieben, dass die Umsetzung nicht konsequent erfolgte. Informationen aus der Kontrolle der Frischbetoneigenschaften auf der Baustelle sind nicht schnell genug an die Produktion weitergegeben und dort berücksichtigt worden. Weiterhin stellte die Kommunikation zwischen Baustelle und Werk per Mobilfunk keinen ununterbrochenen sicheren Informationsaustausch dar.

### Teilvorspannung

Die geplante Teilvorspannung nach rd. 24 Stunden konnte mangels ausreichender Betonfestigkeit erst am 2. Tag nach Herstellung aufgebracht werden.

### Festbetonoberfläche

Die Festbetonoberfläche der Brückentafel wies am Tag nach der Herstellung keine Risse auf.

Die Reinigung der Festbetonoberfläche vor Aufbringen der Abdichtung erfolgte mit Sandstahlen. Aufgrund der Härte des Betons konnten mit Kugelstrahlen keine befriedigenden Ergebnisse erzielt werden.

Die Festbetonoberfläche des Pfeilers stellte sich unmittelbar nach dem Ausschalen geschlossen und gut

dar. Etwa 2 Wochen später zeigten sich an der Betonoberfläche netzartige Verfärbungen. Es wurden Risse mit Rissweiten von 0,01 mm und etwa 10 mm Tiefe festgestellt. Nachgewiesene Ursache ist nach [31] ein großer Temperaturunterschied ( $> 15$  K) in der Betonoberfläche nach Ausschalen mit anschließender Sonneneinstrahlung und Abkühlen in der Nacht, wie im Zuge des Monitorings gezeigt wurde

### Monitoring

Im Zuge des an die Herstellung anschließenden Monitorings wurde die Betontemperatur im Bauteil bestimmt [31]. Die Einwirkung der Sonne auf die frisch ausgeschaltete Betonoberfläche konnte in dem 1 m breiten Querschnitt des Pfeilers dargestellt werden. Unmittelbar nach dem Ausschalen, 5 Tagen nach Herstellung, betrug die Oberflächentemperatur rd.  $38$  °C. Durch die Sonneneinstrahlung stieg sie auf rd.  $42$  °C und kühlte nach Sonnenuntergang in kurzer Zeit um 19 Kelvin auf  $23$  °C ab. Die im oberflächennahen Beton entstandenen Temperaturspannungen überschritten die Zugfestigkeit des 5 Tage alten Betons und es entstanden Risse.

Im Überbau stellte sich zwischen Kragarm und Platte eine Temperaturdifferenz von etwa 20 Kelvin ein. Die maximale Differenz stellte sich erst nach Überschreiten der maximalen Erwärmung (etwa  $65$  °C) ein.

### Festbeton nach 12 Jahren Nutzung

Der Überbau zeigt eine gleichmäßige gute Oberflächenstruktur. Die sägeraue Schalung ist sehr gut sichtbar [32]. An einigen Stellen der Untersicht sind Nägel bzw. rostiger Bindedraht erkennbar, die vor der Betonage nicht aus der Schalung entfernt wurden. Dies stellt keinen Unterschied zu Überbauten aus normalfestem Beton dar. Auch sind an der Fuge zwischen Gesims und Überbau Aussinterungen erkennbar, die aber auch von normalfestem Beton bekannt und auf die Bauausführung zurückzuführen sind.



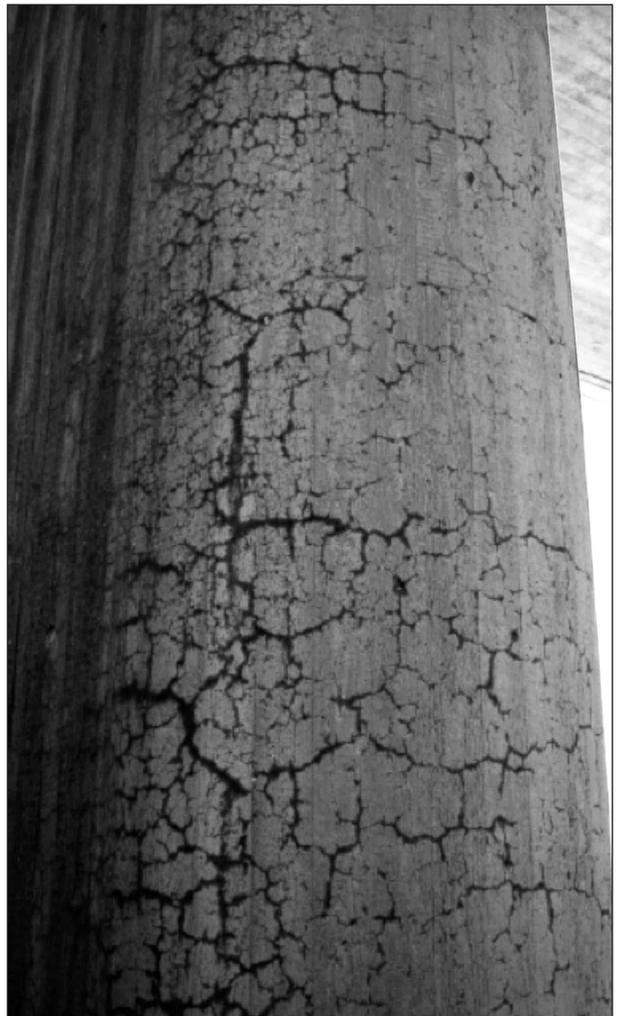
**Bild 5:** Überführung bei Buchloe nach 12 Jahren unter Verkehr. Foto: [32]

Deutlich stellt sich auch der Farbunterschied des Pfeilers und des Überbaus dar [32]. Mit Kenntnis der verwendeten Betonrezepturen ist die dunklere Färbung des Pfeilers auf den höheren Gehalt an Zement und Silikastaub zurückzuführen (s. Bild 6).

Der Pfeiler zeigt deutliche Netzrisbildung (s. Bild 7) [32], die auch schon kurz nach der Herstellung



**Bild 6:** Unterschiedliche Farbe von Pfeiler und Überbau Buchloe. Foto: [32]



**Bild 7:** Risse an der Stirnseite des Pfeilers Buchloe mit B85. Foto: [32]

vorhanden war. Bis zu ca. 3 m Höhe ist er dunkler gefärbt als der höher liegende Bereich. Ansonsten ist die Schalungsstruktur deutlich erkennbar und die Oberfläche sandet nicht ab.

### Dauerhaftigkeit

Die Oberfläche von Pfeiler und Überbau ist fest, geschlossen und weist keine Spuren von Abwitterung infolge Frost- und Tausalzeinwirkung auf [32].

Weiterhin wurden die Karbonatisierungstiefe und der Chloridgehalt im Beton bestimmt [32]. Die Karbonatisierungstiefe am Pfeiler ist nach 12 Jahren kleiner als 1 mm. Der Chloridgehalt ist in der Randzone bis zu 10 mm Tiefe mit 0,15 M.-% vom Beton nicht geringfügig. Der Chloridgehalt nimmt mit zunehmender Tiefe jedoch schnell ab. 25 mm unterhalb der Oberfläche ist der Chloridgehalt mit 0,01 M.-% vom Beton jedoch wieder gering.

Am Überbau ist die Karbonatisierungstiefe mit 1 bis 3 mm nach 12 Jahren zwar etwas höher als im Pfeiler, jedoch immer noch gering. Der Unterschied kann vermutlich auf die stärkere Austrocknung des Überbaus zurückgeführt werden.

Der Chloridgehalt im Überbaubeton ist geringer als im Pfeiler. Schon 10 mm unterhalb der Betonoberfläche werden sehr geringe Werte erreicht.

Das tiefere Eindringen und der höhere Gehalt von Chlorid in dem Pfeilerbeton werden der Rissbildung im jungen Beton zugerechnet werden können. Die Risstiefe wurden damals zu rd. 10 mm festgestellt [31] und heute ist in 15 mm Tiefe kaum Chlorid nachweisbar [32].

**Veröffentlichungen:** [28], [16], [29], [30], [31], [32]

### 2.5.4 Brücke über die Zwickauer Mulde bei Glauchau

#### Bauwerk

Die Brücke im Zuge der B 175 quert als Zubringer zur BAB A4 einen Feldweg und die Zwickauer Mulde bei Glauchau (s. Bild 8). Sie ist im Jahr 2001 als erste Großbrücke in Deutschland mit hochfestem Beton hergestellt worden [33, 26]. Zuständig war das Straßenbauamt Zwickau. Die Brücke besteht aus zwei getrennten Überbauten für je eine Richtungsfahrbahn, die über jeweils fünf Felder durchlaufen. Der Querschnitt ist eine Vollplatte mit Kragarmen. Er wurde mit B85 und Vorspannung mit

nachträglichem Verbund ausgeführt. Die Herstellung erfolgte abschnittsweise auf einem Traggerüst. Dadurch entstehen Koppelfugen, die bis dahin noch nicht in hochfestem Beton ausgeführt worden waren. Die Koppelfugen wurden verzahnt ausgebildet. Angaben zur Konstruktion enthält Tabelle 2. Die Neigung der Fahrbahnplatte beträgt in Querrichtung 2,5 % und in Längsrichtung maximal 1,9 %.

#### Wirtschaftliche Vorteile

Durch die Ausführung der Brücke mit B85 anstelle von B45 war eine um 50 % größere Schlankheit realisierbar [26].

Die beschränkte Vorspannung wurde mit einer mittleren zentrischen Vorspannung von 8-8,5 MN/m<sup>2</sup> erfüllt. Dies entspricht einem Spannstahlverbrauch von ca. 43 kg/m<sup>2</sup> Brückenfläche. Die Betonstahlbewehrung einschließlich der Bügelbewehrung im Steg zur Aufnahme der Querkraft beträgt ca. 119 kg/m<sup>3</sup>. Aufgrund der hohen Zugfestigkeit des hochfesten Betons beträgt die Oberflächenbewehrung 21 cm<sup>2</sup>/m ( $\varnothing$  20/15 cm) [26]. Es wurde ein Spannverfahren für B85 eingesetzt, das einen geringeren Abstand der Ankerplatten erlaubte. Dennoch begrenzten die Spanngliedverankerungen in der Koppelfuge eine weitere Reduzierung des Querschnitts.

#### Vergabe

Die Vergabe erfolgte nach einer beschränkten Ausschreibung. Die Bieter mussten ihre Befähigung für die Herstellung, Verarbeitung und Nachbehandlung von Beton B85 im Rahmen einer Präqualifikation mit Teilnehmerwettbewerb nachweisen [26]. Wenn Baufirma und Betonhersteller nicht zu einer Unter-



**Bild 8:** Kosten für Beton und Spannstahl in Abhängigkeit von der Konstruktionshöhe Vergabe

nehmung gehörten, mussten sie sich über die Aufgabenverteilung und den erforderlichen Aufwand im Klaren sein [2]. Kenntnisse über die nach [23] erforderlichen QS-Maßnahmen mussten nachgewiesen werden. Der Betonhersteller musste ausreichend Erfahrung mit Rezepturenentwicklungen aus verschiedenen Zementen und Fließmitteln nachweisen [33]. Die notwendigen Ergänzungen für die Ausführung einer Spannbetonbrücke mit hochfestem Beton wurden in einem Gutachten zusammengestellt und der Ausschreibung beigefügt. Nach [2] befinden sie sich im Einklang mit [4]. Die wichtigsten Punkte sind in [26] zusammengestellt. Die Lagerbewegung, die durch Verkürzung des Bauteils infolge Schwindens und abfließender Hydratationswärme, schon kurz nach der Herstellung auftritt, erfordert Berücksichtigung bei der Planung bzw. beim Einbau der Lager. Im vorliegenden Fall war es möglich, die aufgetretene Verkürzung des Überbaus durch Wenden der Lagerkissen der Elastomerlager zu kompensieren und die in der Planung vorgesehene Lagerstellung zu realisieren.

Als Vorgaben zur Rezeptur wurde die zulässige Höchsttemperatur des Betons im Bauteil auf 70 °C mit dem Zielwert 60 °C festgelegt, der Zementgehalt auf 400 kg/m<sup>3</sup> begrenzt sowie C<sub>3</sub>A-arter Zement und die Verwendung von Flugaschen zur Reduzierung der Hydratationswärmeentwicklung empfohlen [33]. Die Rezepturenentwicklung wurde als eigene Position im Leistungsverzeichnis ausgewiesen.

### Eignungsprüfung – Rezepturenentwicklung

Die Rezeptur war vorab zur Bauausführung durch den Betonhersteller in Abstimmung mit dem Gutachter entwickelt worden [33]. Neben der Muldebrücke Glauchau wurde auch die Luckenberger

Ort und Zeitpunkt der Prüfung	Ausbreitmaß [mm]	Äquivalenter Wasserzementwert
Herstellung im Betonwerk		Soll $(w/z)_{eq} = 0,32$ $0,28 \leq (w/z)_{eq} \leq 0,35$
Freigabe im Betonwerk	$580 \leq a \leq 630$	
Ankunft auf der Baustelle	$550 \leq a \leq 620$	
Einbaukonsistenz bis max. 120 min nach Wasserzugabe	$520 \leq a \leq 600$	

Tab. 4: Festlegung der Spannweite der Frischbetoneigenschaften [27]

Brücke über die Havel in Brandenburg mit dieser Rezeptur ausgeführt [27]. Die Bauteilabmessungen mit 1,05 m Höhe und bis zu 39 m Länge und einem Betonvolumen von bis zu 310 m<sup>3</sup> erforderten eine Rezeptur mit ausgewählten Fließmitteln und sorgfältiger Abstimmung der Bindemittel [27]. Es wurde ein Fließmittel auf PCE-Basis der damals neuen Generation verwendet. Damit der Beton im Bauteil zeitgleich erhärtete wurde, ein spezielles Verzögerungskonzept entwickelt [34]. Mit der gewählten Verarbeitbarkeitsdauer von mind. 4,5 Stunden ohne nennenswerte Veränderung des Ausbreitmaßes konnte von einem gutmütigen Ansteifverhalten ausgegangen werden. Die Traggerüstverformung konnte so in den jungen noch verformungsfähigen Beton übertragen werden [33].

### Eignungsprüfung – Verarbeitungsversuche

Im Anschluss an die Rezepturenentwicklung wurde der nach Richtlinie erforderliche Verarbeitungsversuch an einem Kranfundament mit 10 m Länge durchgeführt. Dabei wurden das Einbringen in die Schalung mit einer Betonpumpe, Verdichten, Rücksteifverhalten und Temperaturentwicklung des Betons überprüft und alle Beteiligten im Umgang mit hochfestem Beton geschult. Trotz der fließfähigen Konsistenz war ein Schüttkegel von 1:10 möglich [33]. In den Bauteilen wurden Erwärmungen infolge Hydratationswärmeentwicklung von ca. 40-45 °C gemessen [26].

In einem 2. Verarbeitungsversuch an einer großflächigen Platte wurden Oberflächenprofilierung mit der Rüttelbohle und Nachbehandlung erprobt [33, 26].

Die Anforderungen an die Frischbetoneigenschaften im Rahmen des QS-Plans wurden durch die Verarbeitungsversuche bestätigt. Es wurde der Zielwert mit oberer und unterer Grenze festgelegt, (s. Tabelle 4).

Nach [33] durfte die Frischbetontemperatur beim Einbau 25 °C nicht überschreiten. Diese Begrenzung war in den Festlegungen des Betonherstellers [27] jedoch nicht enthalten, was bei der Ausführung des Bauwerks zu unerwarteten Schwierigkeiten führte.

### Ausführung

Die Betonage der Brücke erfolgte in 5 Bauabschnitten je Richtungsfahrbahn, also in insgesamt 10 Bauabschnitten zwischen Mai und November 2001

[25]. Davon wurden der erste (im Mai) und der vierte Bauabschnitt (August/September) durch die BAST beobachtet [24]. Insgesamt wurden ca. 2.600 m<sup>2</sup> hochfester Beton verarbeitet.

Betoniert wurde jeweils nachts bei möglichst niedrigen Außentemperaturen. Damit die Vorgaben zur Betontemperatur (max. 70 °C) erreicht werden konnten, durfte die Frischbetontemperatur 25 °C nicht überschreiten. Trotz Nachtbetonage mussten bei Ausführung des 4. Bauabschnitts die Zuschläge gekühlt werden [24]. Trotz Kühlung der Zuschläge betrug die Frischbetontemperatur gegen 21 Uhr noch 30 °C bei einer Außentemperatur von 26 °C.

Die Kühlung der Zuschläge erfolgte mit Wasser. Dies hatte unmittelbare Auswirkungen auf das Ausbreitmaß. Die zulässigen Werte wurden überschritten und einige Mischfahrzeuge mussten zurückgewiesen werden. Die Einbauleistung war deshalb reduziert.

Die Entscheidung über das Zurückweisen der Fahrzeuge konnte nicht nach starrem Plan erfolgen, sondern musste im Zusammenhang mit den möglichen Folgen getroffen werden. So konnte der Frischbeton anfangs, als das Ausbreitmaß nicht außerhalb der Toleranzen lag, trotz zu hoher Temperatur von 30 °C eingebaut werden, weil der Beton rd. 6 Stunden verzögert war und vor Beginn der Hydratation durch die zunehmend kältere Witterung der Nacht ausreichend auskühlen würde.

Die Lieferung des Betons erfolgte aus zwei Werken gleichzeitig, was Unterschiede in der Frischbetonkonsistenz zur Folge hatte. Da sich dieses Vorgehen nicht bewährt hatte, wurde bei der Betonage des Überbaus der Bogenbrücke Wölkau (Kapitel 2.5.6), die vom gleichen Gutachter betreut wurde, die Lieferung des Betons aus einem einzigen Werk gefordert.

Beim Einbau von rd. 300 m<sup>3</sup> Beton je Bauabschnitt wurde eine Pumpleistung von 40 m<sup>3</sup>/h erreicht. Während der Betonage des ersten Bauabschnitts traten unerwartete Probleme mit der Betonpumpe auf. Aufgrund der Viskosität des hochfesten Betons (klebrig und zähflüssig) und des Splittgehalts neigte er im Rohr nach der Betonpumpe zum Rückfedern. Schon ein geringes Abfallen des Ausbreitmaßes führte zu sprunghaftem Anstieg des Förderdrucks [26]. Ein störungsfreier Dauerbetrieb für die großen Betonmengen des splittreichen Betons war erst nach gründlicher Durchsicht der Pumpe sowie nach Umbauarbeiten möglich [27].

Für das Verdichten war wichtig, dass dieses vollständig mit Flaschenrüttlern und nicht mit der Rüttelbohle erfolgte. Mit der Rüttelbohle erfolgt ausschließlich die Profilierung durch Aktivieren des Zementleims zwischen den Gesteinskörnern. War die Verdichtungsenergie der Rüttelbohle zu groß, federte der hochfeste Frischbeton zurück und große Gesteinskörner kamen zur Oberfläche, sodass diese sehr uneben war [33].

Die Nachbehandlung der Frischbetonoberfläche erfolgte im Anschluss an die Profilierung durch Aufsprühen eines Wasserfilms und anschließendes Abdecken mit ausreichend steifer PE-Folie [33]. Die Folie selbst wurde ebenfalls mit einem Wasserfilm bedeckt, damit sie nicht vom Wind abgehoben wurde. Dies führte jedoch zu bleibenden Eindrücken im Festbeton, die im Rahmen der Vorbereitung auf die Abdichtung jedoch mit bearbeitet werden konnten [27]. Mit jedem weiteren Bauabschnitt wurde eine bessere Ausführungsqualität der Oberfläche der Fahrbahntafel erzielt [24].

### Festbeton

Die in Schalung hergestellte Festbetonoberfläche des Überbaus machte einen guten Eindruck. Die Verwendung einer kunststoffbeschichteten Holzschalung führte zu guter Ablösbarkeit und guter Oberflächenstruktur [26].

An den Koppelfugen traten jedoch Risse in Längsrichtung des Überbaus auf (s. Bild 9). In der Fuge zwischen erhärtetem altem Beton und jungem neuen Beton wird die Verformung des jungen Betons behindert. Die Verformungsdifferenz zwischen einem frei verformbaren Rand eines Bauabschnitts und dem durch den vorhandenen Beton verformungsbehinderten Rand beträgt in den ersten 7 Ta-



Bild 9: Verpresste Risse an der Koppelfuge im Jahr 2010

gen 0,15 mm/m in Querrichtung [11]. Die daraus abgeleitete erforderliche Querbewehrung in Höhe von  $\rho_{\text{quer}} = 3\%$  wurde in die nächsten Koppelfugenbereiche eingelegt. Damit wurden die Risse zwar nicht vermieden, die Rissweite war jedoch kleiner. Nach [11] beruhen die Ursachen für die Risse auf der Temperaturdifferenz in der Fahrbahnplatte infolge Hydratationswärme und Sonneneinstrahlung sowie auf dem typischen Schwindverhalten des hochfesten Betons. In [26] wird als Ursache die zu große Schwindbehinderung des jungen Betons bei noch zu geringem Verbund zum Betonstahl genannt. Das autogene Schwinden des hochfesten Betons beginnt in den ersten Stunden der Hydratation aufgrund des Silikastaubgehalts und ist relativ hoch [27], wobei Zwangsspannungen erst entstehen, wenn der Beton erhärtet [11]. In der Bemessung des Tragwerks wurde die autogene Schwindverformung mit -0,22 mm/m berücksichtigt [26].

### Monitoring

Das Verformungsverhalten der Muldebrücke bei Glauchau wurde über mehrere Jahre beobachtet [25]. Die Langzeitmessungen der Temperatur zeigen den Temperaturgang im Überbau über einen Zeitraum von 3 Jahren.

Aus den Messungen konnte die Eigenspannung im Querschnitt zwischen dicker Platte und dünnem Kragarm aus dem nichtlinearen Temperaturanteil mit  $\max \sigma_E = 1,5 \text{ MN/m}^2$  ermittelt werden. Für die statische Berechnung zukünftiger Bauwerke können diese Eigenspannungen nun berücksichtigt werden [25].

Die Langzeitmessungen der Dehnung wurden lokal im Beton des Überbaus und integral über die Verschiebung der Brückenlager gemessen. Die Messungen [25] zeigen, dass das autogene Schwinden (Schrumpfen) mit -0,25 ‰ bei hochfestem Beton nicht vernachlässigt werden kann. Die Verkürzung des Überbaus infolge autogenen Schwindens erfolgt in der Anfangsphase nach dem Betonieren. Die am Bauwerk gemessenen Dehnungen aus Kriechen und Trocknungsschwinden liegen hingegen deutlich unter den Rechenwerten der Norm. Es wird gezeigt, dass die angenommene Luftfeuchte für die Berechnung dieser Verformungen nach [6] großen Einfluss auf die berechneten Lagerverschiebungen hat. Die am Bauwerk festgestellte gesamte Lagerverschiebung aus Schrumpfen, Trocknungsschwinden und Kriechen ist deutlich kleiner als bei der Bemessung angenommen wurde [25].

Ergänzend dazu wurde im Rahmen einer Probelastung des Bauwerks vor Aufbringen von Abdichtung, Kappen und Fahrbahnbelag über ein Feinnivellement die Durchbiegung des Überbaus gemessen und mit der berechneten verglichen [25]. Der tatsächlich im Tragwerk vorhandene E-Modul wurde zu  $52.000 \text{ MN/m}^2$  ermittelt. Die Eignungsprüfung ergab im Alter von 28 Tagen einen Wert von  $47.400 \text{ MN/m}^2$ . Die größte Durchbiegung von 10 mm im längsten Feld ergibt ein Verhältnis von  $w = 1/3.900$ . Die gemessenen Dehnungsänderungen im Querschnitt des Überbaus infolge Torsion aus der Probelastung stimmen mit den berechneten überein und weisen auf eine hohe Torsionssteifigkeit und Tragfähigkeit des Plattenquerschnitts hin [25].

### Festbeton am Bauwerk nach 9 Jahren Nutzung

Im Mai 2010 wurde die Probelastung aus dem Jahr 2001 im Beisein der BAST wiederholt. Bei diesem Anlass wurde festgestellt, dass die Betonoberflächen des Überbaus mit hochfestem Beton B85 einen guten Eindruck machen. Die Struktur der Schalung ist gut zu erkennen. Die Oberfläche ist fest und sandet nicht ab. An der Untersicht zeichnen sich Abstandshalter ab, nicht anders als bei manchen Überbauten aus normalfestem Beton.

Die im Jahr 2001 aufgetretenen Risse an den Koppelfugen wurden verpresst und sind heute sichtbar, wie Bild 9 zeigt. Im Bereich der Koppelfugen (s. Bild 10) und am Anschluss Mittelkappe zum Überbau sind heute weiße Aussinterungen zu erkennen, die auf Undichtigkeiten hinweisen. Weitere Risse waren nicht zu beobachten.



**Bild 10:** Aussinterung im Bereich der Koppelfuge im Jahr 2010

### Verformungen des Bauwerk nach 9 Jahren Nutzung

In Vorbereitung von Untersuchungen am Bauwerk im Jahr 2010 wurde überlegt, ob eine Veränderung der Kriech- und Schwindverformungen zwischen dem Abschluss des Monitorings im Jahr 2004 und 2010 zu erwarten war. Dies erschien nicht wahrscheinlich, weil die Lagerverschiebungen als Folge von Kriech- und Schwindverformungen des Überbaus 3 Jahre nach Herstellung nach [25] einen asymptotischen Verlauf zeigten. Beide Verformungen werden von der Last, dem Zeitpunkt des Aufbringens der Last und dem Wassergehalt im Beton geprägt. Änderungen bei Eigengewicht und Vorspannung sind nicht eingetreten. Der Wassergehalt des hochfesten Betons und der Wasserverlust durch weiteres Trocknen unter denselben Umgebungsbedingungen wie 2003/2004 sind so gering, dass seitdem keine gravierenden Veränderungen mehr erwartet werden.

Die erneute Messung der Durchbiegung des Überbaus würde jedoch Rückschlüsse auf das Tragverhalten des Spannbetonbauteils mit hochfestem Beton zulassen. Deshalb wurde im Mai 2010 die Probelastung aus dem Jahr 2001 im Beisein der BASt wiederholt (s. Bild 11).

Zur Überprüfung der Steifigkeit und Durchbiegung des Überbaus wurden die Belastungsfahrzeuge, 2 Lkw mit definierter Ladung, wie bei der Probelastung im Mai 2010 an die vorgesehenen Positionen auf der Brücke gefahren und jeweils die Durchbiegung der Fahrbahnplatte gemessen [32] (siehe Bild 11). Im Unterschied zur Probelastung nach der Herstellung im Jahr 2002 waren 2010 Fahrbahnbelag und Kappen auf dem Überbau vorhanden. Als Folge daraus war die Stellung der Belas-

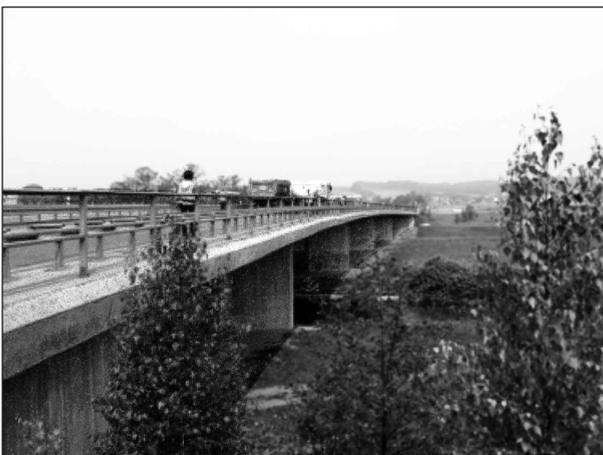


Bild 11: Probelastung Brücke Glauchau im Jahr 2010

tungsfahrzeuge 2010 an die Fahrbahn gebunden und die Last wurde etwas näher in Bauwerksmitte aufgebracht. Durch die Kappen war eine geringe Zunahme der Steifigkeit des Überbaus zu vermuten, die eine geringfügig reduzierte Durchbiegung zur Folge hatte. Als Ergebnis wird festgestellt, dass die 2010 gemessene Durchbiegung für alle Laststellungen etwas geringer ausfällt als 2002. Daraus folgt, dass der Überbau auch nach 10 Jahren unter Verkehr die gleiche Steifigkeit besitzt wie bei Übergabe des Bauwerks. Es liegen keinerlei Hinweise zur Einschränkung der Gebrauchstauglichkeit oder Tragfähigkeit infolge Rissbildung vor. Das Bauwerk befindet sich wie geplant im ungerissenen Zustand I.

**Veröffentlichungen:** [2], [25], [26], [27], [34], [11], [25], [32]

### 2.5.5 Überführung der Freihammer Allee bei Germering

#### Bauwerk

Das Brückenbauwerk überführt bei Germering die Freihammer Allee, einen Eigentümerweg, über die BAB A 96 West, den Münchner Autobahnring. Zuständig ist die ABD Südbayern, Bauleitung Maisach. Ausgeführt wurde ein 3-feldriger gevouteter vorgespannter Vollplattenquerschnitt mit Kragarmen und Vorspannung mit nachträglichem Verbund in hochfestem Beton B85. Die Konstruktion wirkt außergewöhnlich schlank [35]. Weitere Angaben zur Konstruktion sind in Tabelle 2 enthalten.

#### Vergabe

Die Bemessung erfolgte auf Basis von [4]. Betonentwicklung, Qualitätssicherung und Ausführung erfolgten nach DAfStb-Richtlinie hochfester Beton, deren Festlegungen ergänzt wurden, um die Besonderheiten des Brückenbaus zu berücksichtigen [35]. Diese Festlegungen [29] wurden im Zuge der Ausführung des Überführungsbauwerks bei Buchloe entwickelt.

Die Vorgaben in der Leistungsbeschreibung waren:

- Herstellung eines Widerlagerfundamentes (Verarbeitungsversuch), eines Pfeilers (Probelastung) und des Überbaus in hochfestem Beton B85.
- Hinweis auf die erhöhten Anforderungen an Herstellung, Transport, Nachbehandlung und Prüfung des Betons B85.

- Rezepturentwicklung ist Aufgabe des AN, Empfehlung zur Einschaltung der TU München für eine Musterrezeptur. Besonderer Kostenaufwand für Nachbehandlung.
- Ausbreitmaß mind. 55 cm.
- Zementgehalt max. 450 kg/m<sup>3</sup>, Zugabe von mindestens 5 % Trockenmasse Silikastaub bezogen auf den Zement.
- Beschreibung der Anforderungen und der Durchführung der Eignungsprüfung. Zulässige Toleranzwerte für die Kennwerte der Betonausgangsstoffe, Frisch- und Festbetoneigenschaften sind festzulegen. Toleranzwerte für die Produktionssteuerung und als Ablehnungskriterium sind festzulegen. Die Betoneigenschaften Druckfestigkeit, Bruchdehnung, Hydratationswärmeentwicklung bei Betontemperatur 15 °C, 20 °C und 25 °C, Betontemperatur max. 60 °C, Spaltzugfestigkeit, Elastizitätsmodul, Frost-Taumittel-Widerstand mit CDF-Versuch sowie ein Verarbeitungsversuch sind in der Eignungsprüfung durchzuführen.
- Die Anforderungen an die Ausgangsstoffe, den Frischbeton und die technischen Einrichtungen aus der DAfStb-Richtlinie hochfester Beton sind explizit aufgeführt.
- Anforderungen an Qualifikation des AN und die Ausstattung des Transportbetonwerks und die Aufstellung von Arbeitsanweisungen. So muss z. B. das Betonwerk eine Lieferleistung von mind. 25 m<sup>2</sup>/h für B85 aufweisen.

### Eignungsprüfung – Verarbeitungsversuche

Als Verarbeitungsversuch wurde ein Widerlagerfundament der Brücke in B85 hergestellt [35].

Ergänzend zur DAfStb-Richtlinie erfolgte vor Ausführung des Überbaus eine weitere großmaßstäbliche Probebetonage mit der Herstellung eines Pfeilers in B85, bei der Herstellung, Transport und Einbau größerer Mengen des hochfesten Betons geübt wurden.

### Ausführung

Der Überbau wurde in einem Bauabschnitt mit einer Gesamtlänge von 65 m in B85 hergestellt. Zur Herstellung des Betons wurden neben Zement sowohl Silikastaub als auch Flugasche verwendet (siehe Tabelle 5). Die Ausführung wurde durch die BAST

beobachtet [24]. Die Ausführung erfolgte in der Nacht vom 08.08. auf den 09.08.2001 zwischen 18:00 und 5:00 Uhr. Es ergab sich eine Einbauleistung von rd. 20 m<sup>3</sup>/h. Die kontinuierliche Herstellung des hochfesten Betons musste zweimal unterbrochen werden, weil der Mischer im Werk gereinigt werden musste. Die Reinigung erfolgte durch die Herstellung einer Estrichmischung, die anschließend verworfen wurde.

Die Nachbehandlung der Frischbetonoberfläche erfolgte im Anschluss an die Profilierung mittels Rüttelbohle durch Auftrag eines Nachbehandlungsfilms und Abdecken mit Folie [24].

### Festbeton

Das fertige Bauwerk wurde von der Bauverwaltung ohne Mängel abgenommen.

**Veröffentlichungen:** [35], [4], [29]

### 2.5.6 Überführung eines Wirtschaftswegs bei Wölkau

#### Bauwerk

Das Brückenbauwerk überführt eine Gemeindestraße über die BAB A 17 Dresden – Prag in der Höhe von Wölkau bei Dresden. Auftraggeber ist die DEGES. Das Bauwerk ist eine Schrägstielbrücke, deren Stiele bogenförmig ausgebildet werden. Der Überbaubalken ist als vorgespannter Vollplattenquerschnitt mit beidseitigen Kragarmen und mit Vorspannung mit nachträglichem Verbund ausgeführt. Das Bauwerk hat zwischen den Endauflagern eine Stützweite von 56,55 m. Der Bogen überspannt die BAB A 17 mit einer zwischen den Kämpfern gemessenen Weite von ca. 47,5 m und einem Parabelstich von 5,1 m. Bogen und Überbaubalken sind auf einer Länge von 18,80 m miteinander verschmolzen. Der Überbau erhält eine beschränkte Vorspannung und wurde mit hochfestem Beton B65 ausgeführt. Weitere Angaben zur Konstruktion sind in Tabelle 2 enthalten.

#### Eignungsprüfung – Rezepturentwicklung

Im Rahmen der Eignungsprüfung wurden lokal vorhandene Ausgangsstoffe bevorzugt behandelt. Zur Herstellung der Zielfestigkeit war es erforderlich, für die Fraktion 8/16 der Gesteinskörnung Splitt zu verwenden. Die gewählte Betonrezeptur ist in Tabelle 5 angegeben. Der Frischbeton floss sehr gut, ohne

sich dabei jedoch zu entlüften. Daher musste mit erhöhtem Verdichtungsaufwand gerechnet werden. Die Verarbeitbarkeitsdauer betrug 2,5 Stunden, so dass nach dem Einbau in die Schalung keine zu lange Wartezeit bis zur Oberflächenbearbeitung anfiel. Als Vorgaben an den Frisch- und Festbeton wurden durch den Gutachter ergänzend zur Richtlinie des DAfStb formuliert:

- Druckfestigkeit von 28 N/mm<sup>2</sup> nach 20 bis 30 Stunden, damit die Teilvorspannung vor Erreichen der maximalen Bauteiltemperatur aufgebracht werden kann.
- Höchstzulässige Frischbetontemperatur 25 °C, damit die zulässige Bauteiltemperatur von 65 °C nicht überschritten wird.
- Bei einer Lufttemperatur unter 5 °C sollte der Beton nicht eingebaut werden.
- Frischbetonkonsistenz 55 ± 3 cm. Das Ausbreitmaß darf 48 cm nicht unterschreiten.
- Detailliertes Nachbehandlungskonzept in Abhängigkeit von den Witterungsbedingungen am Betoniertermin, mit dem der Feuchtigkeitsverlust der freien Betonoberfläche weitestgehend vermieden und der Temperaturunterschied zwischen Kern und Rand des Querschnitts nicht größer als 15 °C wird.
- Mindestnachbehandlungsdauer nach DIN 1045-3.
- Größere Betonierpausen vermeiden, damit sich keine Elefantenhaut (vgl. Kapitel 2.2.5) bilden kann.
- Beton ist lagenweise einzubauen, wobei die Lagendicke nicht größer als 40 cm sein darf.
- Die gegenüber normalfestem Beton um ca. 30 % höhere erforderliche Verdichtungsenergie ist bei der Planung zu berücksichtigen.
- Der zeitliche Abstand zwischen oberer und unterer Betonierlage darf nicht größer als 30 Minuten sein, damit ungewollte Betonierfugen sicher vermieden werden. Bei Wartezeiten von mehr als 30 Minuten muss der bereits eingebrachte Beton nachverdichtet werden, bevor eine neue Betonlage eingebracht wird. Die Betonierabschnitte sind deshalb möglichst kurz zu halten.
- Für die Einstellung des Querneigungsprofils ist eine Rüttelbohle mit hoher Schwingungsfre-

quenz, aber geringer Schwingungsamplitude zu verwenden.

- Das Zeitfenster zur Bearbeitung der Oberfläche ist wesentlich kürzer als bei normalfestem Rüttelbeton. Dies ist für die Einstellung des Querneigungsprofils zu beachten.
- Der Betonierzeitraum ist so zu legen, dass die Spannarbeiten zum Aufbringen einer Teilvorspannung nach 20 bis 30 Stunden nicht in die Nachtstunden fallen.

### Eignungsprüfung – Verarbeitungsversuch

Mit der gewählten Betonrezeptur wurde eine Probemischung mit 1,5 m<sup>3</sup> Volumen im Transportbetonwerk hergestellt, die alle Anforderungen erfüllte.

Ob Bauunternehmen und Transportbetonwerk in Eigenregie weitere Verarbeitungsversuche zur Profilierung der Betonoberfläche durchgeführt haben, ist nicht bekannt. Das Bauunternehmen und das Transportbetonwerk hatten ihre Erfahrung im Umgang mit hochfestem Hochleistungsbeton mit der Herstellung der Bogenstiele derselben Brücke in selbstverdichtendem Beton (SVB) der Druckfestigkeitsklasse B65 nachgewiesen. Die Druckfestigkeit des Betons übertrifft die Anforderungen an B65 (s. Tabelle 5). Nach 56 Tagen ist die Festigkeitsklasse B85 erreicht [36].

### Ausführung

Die Herstellung des Überbaus wurde durch die BAST beobachtet. Die Fahrbahnplatte wurde gemeinsam mit dem Mittelteil des Bogens am 05.05.2004 in hochfestem Beton B65 hergestellt. Mit einer Herstell- und Einbauleistung von ca. 22 m<sup>3</sup>/h wurden 130 m<sup>3</sup> Frischbeton gemäß detailliertem Betonierkonzept in die Schalung gefüllt, verdichtet und nachbehandelt. Das erforderliche Oberflächenprofil wurde dabei mittels Rüttelbohle hergestellt. Die Betonage wurde in die Abend- und Nachtstunden gelegt (s. Bild 12), weil wenig Verkehr zu erwarten war und Temperaturänderungen nicht so ausgeprägt sind wie am Tag. Nach einem Gewitterregen kühlte die Luft von 18 °C auf 15 °C ab und blieb bis 1 Uhr nahezu konstant. Die Frischbetontemperatur lag nahezu konstant zwischen 19 °C und 20 °C.

Die Baustelle wurde kontinuierlich mit Beton beliefert. Das Ausbreitmaß des Betons auf der Baustel-

		Germering, Freihammer Allee [35]	Wöllkau. Überbau [36, 37, 38, 79]	Südümfahrung Leipzig [39, 49]	Fertigteile Pfungstadt
Zementart		CEM I 42,5 R	CEM III/A 42,5 R-NA	CEM I 42,5 R-HS	CEM I 42,5 R-HS/NA
Zementgehalt (z)	[kg/m <sup>3</sup> ]	390	360	390	360
Mikrosilikaslurry (50 % Feststoff) (s)	[kg/m <sup>3</sup> ]	50 (s/z = 0,064)	50 (s/z = 0,069)	62,4 (s/z = 0,08)	32 (s/z = 0,044)
Flugasche (f)	[kg/m <sup>3</sup> ]	70	70	-	60
Gesteinskörnung		Sand, Kies	Sand 0/2a, Kies 2/8 Splitt 8/16	Sand, Kies	2 Sande 0/2, Splitt 2/8, Kies + Splitt 8/16
Sieblinie/Größtkorn		A/B 16	A/B 16	AB/16	A/B16
Betonzusatzmittel FM	[M.-% v. Z.]	3,2**	1,7 **	1,7 **	1,7**
BV	[M.-% v. Z.]	-	-	-	-
VZ	[M.-% v. Z.]	0,1	-	0,3.	-
Wasser	[kg/m <sup>3</sup> ]	142	141	152	143
w/b-Wert		0,29	0,31	0,36	0,33
$(w/z)_{eq}$ -Wert = $w/(z + k_s \cdot s + k_f \cdot f)$  $k_s = 1,0, k_f = 0,40$		0,32	0,34	0,36	0,36
Konsistenzklasse		KF	KF	KF	F5
Ausbreitmaß	[cm]	mind. 55 Ist: 61 ± 5	53 ± 3	51 ± 3	59 ± 3 58,5 bis 61
Luftgehalt	[Vol.-%]	k. A.	k. A.	k. A.	1,0
Frischbetontemperatur	[°C]	25	k. A.	k. A.	k. A.
Festigkeitsklasse $f_{ck}$		B85 (28 d)	B65 (28 d)	C60/75	C70/85
Mind. geforderte mittlere Festigkeit	[N/mm <sup>2</sup> ]	99	75	90 bei Vorhaltemaß 15	100 bei Vorhaltemaß 15
Festigkeitsentwicklung $f_{cm}$ 1/7/28/56 Tage	[N/mm <sup>2</sup> ]	k. A./k. A./105/ k. A.	26/62/93/ k. A.	19/77/103 2d: 55	38/k. A./85/106 2d: 63
E-Modul 28 d/56 d	[N/mm <sup>2</sup> ]	k. A./40.400	k. A.	41.200/k. A.	44.700/k. A.
Spaltzugfestigkeit $f_{ct}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	k. A.	7,1	5,6	5,0
CDF-Prüfung XF4 Abwitterung	[g/m <sup>2</sup> ]	k. A.	597	30	286
* FM: Naphtalinsulfonatharz, Ligninsulfonat ** FM: PCE-Basis					

Tab. 5: Betonzusammensetzung, Frisch- und Festbetoneigenschaften Bauwerke aus hochfestem Beton (Fortsetzung)

le lag im Mittel zwischen 50 und 54 cm (kleinster Einzelwert 51 cm, größter Einzelwert 59 cm) und war somit annähernd konstant, obwohl es zwischenzeitlich stark geregnet hatte. Zur Gleichmäßigkeit der Frischbetoneigenschaften trug wesentlich bei, dass der Zement nur aus einem Silo stammte und, abweichend von der Vorplanung des Betonherstellers, der Beton nur aus einem Werk geliefert wurde. Es wurde ein Werk mit Dop-

pelwellenmischer gewählt, der sich durch bessere Mischwirkung von den üblichen Mischern unterscheidet.

Die Gesteinskörnungen wurden vor Regen geschützt gelagert. Nach Mitteilung des Betonherstellers wäre diese Gleichmäßigkeit der Frischbetoneigenschaften mit einem Sternsilo niemals zu erreichen gewesen.



**Bild 12:** Nachtbetonage des Überbaus der Bogenbrücke Wölkau mit B65

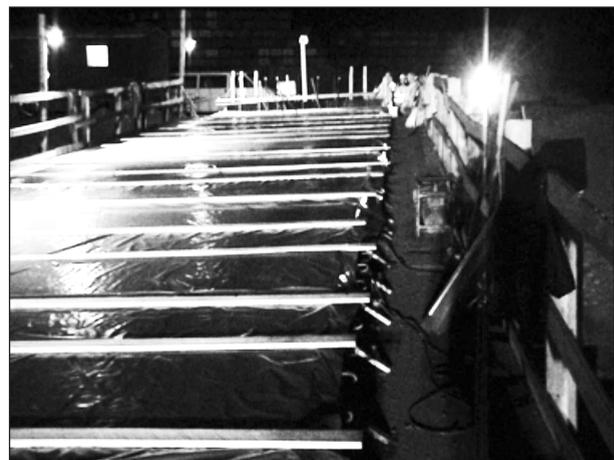


**Bild 13:** Verdichten des Überbaus der Bogenbrücke Wölkau mit B65

Die Koordinierung von Betonherstellung, Lieferung und Frischbetonprüfung im Werk wurde als Managementaufgabe verstanden und vom Chef des Werkes selbst vorgenommen. Eine ununterbrochene Kommunikation erfolgte durch Mobiltelefone, die nur für diese Aufgabe reserviert waren. Die Abstimmung zwischen den verschiedenen Arbeitsgängen (Betonherstellung, Anlieferung, Prüfen der Frischbetoneigenschaften, Pumpen, Betonverteilen, Verdichten, Oberflächenbearbeitung und Nachbehandlung) war vorbildlich.

Der Personaleinsatz war hoch und dem Verdichtungs- und Nachbehandlungsaufwand angepasst (s. Bild 13). Der Beton wurde an der tiefsten Stelle des Überbaus beginnend gegen das Gefälle eingebracht. Die Rüttelflaschen wurden im Raster 20 cm · 20 cm eingeführt, um die erforderliche Verdichtungsenergie einzubringen.

Unmittelbar nach Verdichtung der oberen Lage wurde die Betonoberfläche vor der weiteren Bearbeitung mit dünner Folie gegen Feuchtigkeitsverlust geschützt, um Risse zu vermeiden. Zum Profilieren der Frischbetonoberfläche mit einer Rüttelbohle wurde die Folie entfernt. Hinter der Rüttelbohle wurden einige Stellen in Handarbeit durch Abscheiben nachgebessert. Ein maschinelles Abscheiben (z. B. mit einem Flügelglätter) durfte nicht erfolgen, da dieser in die zwar fest aussehenden, aber zu dünne und nicht tragfähige Oberfläche eingebrochen wäre [36]. Im Anschluss daran, sobald die Frischbetonoberfläche eine ausreichende Eigenfestigkeit hatte, wurde sie erneut mit dünner Folie abgedeckt. Die Eigenfestigkeit war ausreichend, wenn die Oberfläche mit dem Finger nicht mehr leicht einzudrücken war und am Finger kein

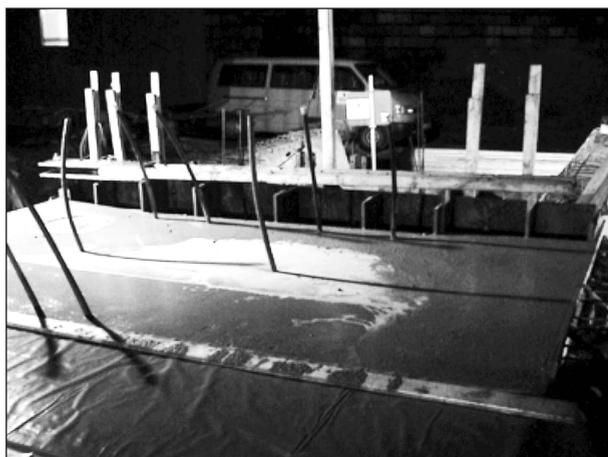


**Bild 14:** Nachbehandlung des Überbaus mit B65

Zementmörtel haften blieb. Durch die Nachtbetonage bei Lufttemperaturen um 15 °C und zeitweise im Regen entstanden trotz scharfen Windes keine Risse in der Oberfläche, wenn mit dem Abdecken auf ausreichende Eigenfestigkeit gewartet wurde. Die Folie wurde mit Brettern beschwert, die länger als die Brücke breit und an den freien Enden von der Schalung gestützt waren (s. Bild 14). Am nächsten Morgen, ca. 10 Stunden nach Betonierbeginn wurde die Betonoberfläche zusätzlich mit Wärmeschutzmatten abgedeckt.

Das Abziehen des ersten Bereichs der Fahrbahnplatte musste allerdings wiederholt werden, weil das mittels Rüttelbohle eingeprägte Profil sich wieder ausnivellierte, als der Schalungsrüttler am Lückenschluss des darunterliegenden Bogenstiels zur Verdichtung des hochfesten Betons im engbewehrten Bogenmittelteil eingesetzt wurde.

Als problematisch in Bezug auf eine ausreichende feuchte Nachbehandlung erwiesen sich „Störstel-



**Bild 15:** Nachbehandlung im Bereich von Einlauf und Entlüftungsschläuchen der Hüllrohre



**Bild 16:** Bogenbrücke Wölkau, Überbau mit B65 (Fotograf Jörg Riethausen, Chemnitz)

len“ in der Brückentafel, wie z. B. Einläufe oder die Entlüftungsschläuche für Spannglieder im nachträglichen Verbund (s. Bild 15), die nicht abgedeckt wurden.

Das Auflegen von Folien auf den Frischbeton ist aufwändig und relativ teuer. Auch kann eine gut abgezogene Oberfläche beschädigt werden, wenn die Folie zu früh aufgelegt wird. Als Alternative zur Nachbehandlung durch Abdecken mit Folie wird häufig das Aufsprühen flüssiger Nachbehandlungsmittel genannt. Es wird jedoch auch berichtet [36], dass dann schlechte Erfahrungen mit einer anschließenden Epoxidharz-Beschichtung gemacht wurden. Der Überbau wurde mindestens 5 Tage in der Schalung belassen.

### Teilvorspannung

Eine Teilvorspannung wurde zum frühestmöglichen Zeitpunkt, ca. 36 Stunden nach Betonierbeginn, aufgebracht. So konnten Eigenspannungen aus ab-

fließender Hydratationswärme und Schwinden reduziert und Risse vermieden werden.

### Festbeton

Die Betonoberflächen sind von guter Qualität (s. Bild 16).

**Veröffentlichungen:** [36], [37], [38]

## 2.5.7 Überführung von zwei Wirtschaftswegen bei Leipzig

### Bauwerke

Die beiden Brückenbauwerke überführen jeweils einen Hauptwirtschaftsweg über die BAB A 38 im Zuge der Südumfahrung Leipzig in Höhe der Ortschaften Leipzig-Hartmannsdorf bzw. Leipzig-Gaschwitz. Zuständig ist das Autobahnamt Sachsen, Oberbauleitung Leipzig. Die Brückenbauwerke BW 48.2 und BW 45.1 werden als Vollplattenquerschnitt mit beidseitigem Kragarm mit hochfestem Beton C60/75 und mit Vorspannung mit nachträglichem Verbund in Längsrichtung ausgeführt (s. auch Tabelle 2). Sie weisen mit einer Stützweite von 37 m und einer Konstruktionshöhe von 1,30 m ähnliche Abmessungen auf und kreuzen die A 38 rechtwinklig. Die Breite des Steges beträgt 2,54 m. Die beiden Kragarme werden mit einem kontinuierlichen Übergang zum Steg ausgebildet, um die Auswirkungen von Zwangsspannungen im Kragarmbereich zu reduzieren. Die Fahrbahnplatte wird mit 3,0 % Querneigung und 1,2 % bzw. 1,9 % Längsgefälle ausgebildet.

### Wirtschaftliche Vorteile

Die A 38 verläuft in einem Gebiet, in dem der ehemalige Braunkohletagebau verkippt wurde. Die Ausführung der Bauwerke in hochfestem Beton C60/75 wurde erforderlich, um auf dem stark setzungsgefährdeten Untergrund ein statisch bestimmtes Tragsystem ausführen und auf die Mittelstütze verzichten zu können. Durch Anwendung des hochfesten Betons C60/75 konnte die Konstruktionshöhe um 0,90 m gegenüber der Ausführung in normalfestem Beton reduziert werden.

### Vergabe

Die Vergabe der Bauleistungen sollte in einem öffentlichen Verfahren erfolgen.

Die Bemessung der Bauwerke erfolgte auf Basis des DIN-Fachberichts 102 mit besonderen Ergänzungen für die Bemessung des hochfesten Betons. Die Herstellung, Lieferung und der Einbau des hochfesten Betons erfolgten auf Basis von ZTV-ING, DIN-Fachbericht 100 und DIN 1045-3 mit besonderen Ergänzungen für den Brückenbau. Die erforderliche Vorspannkraft wurde durch Zuordnung der Bauwerke in die Kategorie B bestimmt. Damit ist der Dekompressionsnachweis für die häufigen Einwirkungskombinationen zu führen.

Als Vorgabe an Frisch- und Festbeton wurden durch den AG festgelegt:

- Betontemperatur im Bauteil maximal 70 °C,
- möglichst  $(w/z)_{eq}$  höher als 0,35,
- keine gemeinsame Verwendung von Flugasche, Silikastaub und CEM III/A,
- vom Mischen von CEM-II-Zementen miteinander und von CEM-II mit CEM-III-Zementen ist abzusehen.

Als Vorgaben an den Frisch- und Festbeton wurden durch den Gutachter ergänzend zu DIN-Fachbericht 100 und DIN 1045-3 formuliert [39]:

- Druckfestigkeit von 30 N/mm<sup>2</sup> nach ca. 36 Stunden, damit die Teilvorspannung bei Erreichen der maximalen Bauteiltemperatur aufgebracht werden kann. Da die Festigkeitsentwicklung deutlich von Bauteil- und Lufttemperatur beeinflusst wird, ist sie durch Probekörper zu überprüfen.
- Höchstzulässige Frischbetontemperatur 25 °C, damit die Bauteiltemperatur von 65 °C nicht überschritten wird.
- Bei einer Lufttemperatur unter 5 °C soll der Beton nicht eingebaut werden.
- Wegen der auszuführenden Neigung des Konstruktionsbetons von (3,0 % + 1,9 %) wird die Frischbetonkonsistenz auf Ausbreitmaß  $a = 51 \pm 3$  cm festgelegt. Das Ausbreitmaß darf 48 cm nicht unterschreiten.
- Die Verarbeitungszeit soll nicht zu lang sein, damit die Oberflächenprofilierung nicht zu lange nach dem Einbau des Betons erfolgen kann.
- Detailliertes Nachbehandlungskonzept in Abhängigkeit von den Witterungsbedingungen am

Betoniertermin, mit dem der Feuchtigkeitsverlust der freien Betonoberfläche weitestgehend vermieden und der Temperaturunterschied zwischen Kern und Rand des Querschnitts auf 15 °C begrenzt wird.

- Mindestnachbehandlungsdauer nach DIN 1045-3.
- Größere Betonierpausen vermeiden, damit sich keine Elefantenhaut (vgl. Kapitel 2.2.5) bilden kann.
- Die gegenüber normalfestem Beton um ca. 30 % höhere erforderliche Verdichtungsenergie ist bei der Planung zu berücksichtigen.
- Beton ist lagenweise einzubauen, wobei die Lagendicke nicht größer als 40 cm sein darf.
- Der zeitliche Abstand zwischen oberer und unterer Betonierlage darf nicht größer als 30 Minuten sein, damit ungewollte Betonierfugen sicher vermieden werden. Bei Wartezeiten von mehr als 30 Minuten muss der bereits eingebrachte Beton nachverdichtet werden, bevor die neue Betonlage eingebracht wird. Die Betonierabschnitte sind deshalb möglichst kurz zu halten.
- Für die Einstellung des Querneigungsprofils ist eine Rüttelbohle mit hoher Schwingungsfrequenz, aber geringer Schwingungsamplitude zu verwenden.
- Das Zeitfester zur Bearbeitung der Oberfläche ist wesentlich kürzer als bei normalfestem Rüttelbeton. Dies ist für die Einstellung des Querneigungsprofils zu beachten.
- Der Betonierzeitraum ist so zu legen, dass die Spannarbeiten zum Aufbringen einer Teilvorspannung nach 20 bis 30 Stunden nicht in die Nachtstunden fallen.

### Eignungsprüfung – Rezepturentwicklung

Die Entwicklung der Betonrezeptur erfolgte während der Bauvorbereitung durch den Betonhersteller. Dieser hatte mit der Eigenüberwachung einen mit hochfestem Beton erfahrenen Gutachter beauftragt. Dabei wurde unter der Vorgabe des  $w/z$ -Wertes vor allem das Erfordernis der Silikastaubzugabe und der Auswirkung auf die Frischbetoneigenschaften untersucht [39]. Dank des relativ hohen  $w/z$ -Wertes, der 0,35 nicht unterschreiten sollte, war nach Auskunft der beteiligten Gutachter die Bildung

der so genannten Elefantenhaut nicht so ausgeprägt wie bei einem B85 mit geringerem w/z-Wert. Die Betonrezeptur und die Festbetoneigenschaften sind in Tabelle 5 angegeben. Weitere Angaben zum Kriech- und Schwindverhalten sind in [39] enthalten.

### Eignungsprüfung – Verarbeitungsversuche

Im Anschluss an die Eignungsprüfung wurden mit der in Tabelle 5 angegebenen Rezeptur mehrere Probebetonagen im Rahmen der Bauvorbereitung durchgeführt [39], um die bestgeeignete Maßnahme zur Einstellung des gewünschten Längs- und Quergefälles zu finden sowie das Baustellenpersonal im Umgang mit dem hochfesten Beton zu schulen. Dabei wurden auch die Abstimmung zwischen Betonherstellung im Werk, Qualitätskontrolle und Einbau überprüft, um einen realistischen Betonierplan aufstellen zu können.

Als weiterer Verarbeitungsversuch fand die letzte Probebetonage kurz vor Ausführung des Überbaus am 16.03.05 mit dem Einbau von ca. 40 m<sup>3</sup> Beton C60/75 zwischen den Flügelwänden des BW 45.1 statt [39]. Wie in den vorangegangenen Probebetonagen zeigte sich, dass das Ausbreitmaß wenig temperaturunfähig ist, das Gefälle jedoch erst nach einer Beruhigungsphase eingestellt werden kann. Die Dauer der Beruhigungsphase des Frischbetons, die im Anschluss an das Verdichten zur dauerhaften Profilierung der Oberfläche erforderlich ist, muss bei jeder Betonage neu bestimmt werden. Die Verdichtung des Betons erfolgt mit Rüttelflaschen (s. Bild 17). Die Rüttelbohle wird ausschließlich zur Profilierung der Betonoberfläche eingesetzt. Zu diesem Zeitpunkt lag weder ein Nachbehandlungskonzept noch eine Tabelle zur Korrektur des Ausbreitmaßes auf der Baustelle (d. h. Nachdosiertabelle in Abhängigkeit von der Temperatur) vor. Durch zu spät begonnene Nachbehandlung und aufgrund des sonnigen und windigen Wetters bildeten sich zunächst die Elefantenhaut (s. Kapitel 2.2.5) und anschließend Kapillarschwindrisse (s. Bild 18).

Aufgrund der Ergebnisse der Probebetonage und nach Insistieren des Gutachters, der durch eine Stellungnahme der BAST vom 18.03.05 unterstützt wurde, wurden vor der Betonage des Überbaus am 22.03.05 das fehlende Nachbehandlungskonzept und die Nachdosiertabelle unter Berücksichtigung der Temperatur aufgestellt. Beides bedeutete für das Bauunternehmen einen Mehraufwand. Für die Nachbehandlung mussten besonders breite Folien



**Bild 17:** Verdichtung bei der Probebetonage mit 40 m<sup>3</sup> C60/75 (Foto: Oberbauleitung Leipzig)



**Bild 18:** Kapillarschwindrisse bei der Probebetonage mit 40 m<sup>3</sup> C60/75 (Foto: Oberbauleitung Leipzig)

und Wärmedämmmatten besorgt werden, damit die gesamte Überbaubreite abgedeckt werden konnte. Ohne diese Maßnahmen hätte die BAST Bedenken gegen eine Zustimmung im Einzelfall zur Ausführung des Bauwerks mit dem hochfesten Beton C60/75 zum geplanten Termin geäußert.

### Ausführung BW 45.1

Die Betonage des Überbaus BW 45.1 erfolgte am 22.03.05. Sie wurde durch die BAST begleitet. Aufgrund der niedrigen Lufttemperatur konnte die Betonage erst um 9:30 Uhr bei 6 °C Lufttemperatur begonnen werden. Die Gesteinskörnung wurde vorgewärmt, sodass über den Tag verteilt eine Frischbetontemperatur zwischen 16 °C und 19 °C erreicht werden konnte. Die Lufttemperatur lag zwischen 6 und 14 °C.

Innerhalb von rd. 9 Stunden wurden 180 m<sup>3</sup> hochfester Beton C60/75 eingebaut (s. Bild 19). Das entspricht einer mittleren Einbauleistung von 20 m<sup>3</sup>/h. Das Ausbreitmaß lag zwischen 47 und 55 cm, was



**Bild 19:** Nachbehandlungskonzept, noch ohne Wärmedämmmatten

eine Abweichung von 1 cm gegenüber der festgelegten Toleranz bedeutet.

Bei einer Lieferung Frischbeton musste eine Nachdosierung von 2,5 l Fließmittel auf 6 m<sup>3</sup> Frischbeton erfolgen. Ohne Nachdosiertabelle hätte diese Lieferung zurückgewiesen werden müssen und der kontinuierliche Betoneinbau wäre unterbrochen worden.

Durch die gute Kommunikation zwischen Baustelle und Betonwerk wurde es möglich, den Wetteränderungen und deren Auswirkung auf das Rücksteifverhalten des Betons durch Änderung der Fließmitteldosierung im Werk zu begegnen.

Herstellung, Einbau und Nachbehandlung des Betons erfolgten ohne weitere Zwischenfälle. In Bild 19 ist die gewählte Abstimmung von Einbau, Verdichtung und Nachbehandlung ersichtlich. Vor Profilierung der Betonoberfläche mit der Rüttelbohle wurde der Beton mit Rüttelflaschen vollständig verdichtet und während der Beruhigungsphase mit Folie vor Verdunstung geschützt. Die Dauer der Beruhigungsphase des Frischbetons, die im Anschluss an das Verdichten zur dauerhaften Profilierung der Oberfläche erforderlich ist, musste bei jeder Betonage neu bestimmt werden. Anschließend wurde das Oberflächenprofil der Fahrbahnplatte mit einer Rüttelbohle eingestellt. Unmittelbar hinter der Rüttelbohle wurde Folie als Verdunstungsschutz aufgelegt. Die Folie wurde mit Brettern vor Abheben durch Wind geschützt. Im Anschluss an die Fertigstellung der gesamten Betonoberfläche wurde diese mit Wärmedämmmatten belegt, um einen zu großen Temperaturunterschied zwischen innen und außen zu vermeiden (s. Bild 20).



**Bild 20:** Auflegen der Wärmedämmmatten

### Monitoring

Die im Beton des BW 45.1 gemessenen Temperaturen zeigen, dass die Wärmedämmung etwas zu früh aufgelegt worden war. In der Mitte des Steges wurden maximal 69 °C und am Kragarmrand 42 °C gemessen. Die höchstzulässige Betontemperatur von 70 °C wurde nicht überschritten.

### Ausführung BW 48.2

Die Betonage des baugleichen Überbaus von BW 48.2 erfolgte eine Woche später am 30.03.05. Sie wurde ebenfalls durch die BASt begleitet. Bei Lufttemperaturen zwischen 6 °C und 17 °C und Frischbetontemperaturen zwischen 15 °C und 19 °C erfolgten Herstellung, Lieferung und Einbau des Betons reibungslos. Die Oberflächenprofilierung gestaltete sich anfangs schwierig. Bedingt durch die direkte Sonneneinstrahlung und den böigen Wind bildete sich die Elefantenhaut eher aus als bei BW 45.1. Die Dauer der Beruhigungsphase wurde unterschätzt und der Frischbeton nivellierte sich nach dem ersten Übergang mit der Rüttelbohle wieder aus. Es wurde ein 2. Übergang mit der Rüttelbohle erforderlich, um das erforderliche Fahrbahnplattenprofil einzustellen. Dadurch verzögerte sich die Oberflächenbearbeitung und der bereits eingebaute Beton musste zur Vermeidung der Elefantenhaut mit Wasser besprüht und abgedeckt werden. Diese Methode hatte sich schon bei vorhergehenden Betonagen mit hochfestem Beton bewährt. So kann ein Wasserpuffer auf die Betonoberfläche gebracht werden, ohne dass sich gefährliche Wasseransammlungen bilden, die eine Erhöhung des oberflächennahen w/z-Wert zur Folge haben könnten.



**Bild 21:** Festbetonoberfläche im Bereich der Entlüftungsschläuche der Hüllrohre

### Teilvorspannung

Die zentrische Teilvorspannung in Höhe von mindestens  $1 \text{ N/mm}^2$  zur Vermeidung von Rissen infolge abfließender Hydratationswärme und Frühschwindens konnte ca. 40 Stunden nach Abschluss der Betonage etwa bei Erreichen der maximalen Bauteiltemperatur aufgebracht werden [39]. Die erforderliche Mindestfestigkeit von  $30 \text{ N/mm}^2$  war zu diesem Zeitpunkt an den Spannstellen erreicht.

### Festbeton

Beide Überbauten ließen sich gut ausschalen und weisen eine geschlossene nicht absandende Betonoberfläche auf. An der Untersicht der Überbauten zeichnen sich einige Abstandhalter ab und es sind vereinzelt rostige Drahtstücke oder Nägel zu erkennen, wie auch bei Überbauten aus normalfestem Beton.

Die Qualität der Fahrbahntafel war jedoch bei beiden Bauwerken nicht zufriedenstellend. Die Holzbretter, die zur Windsicherung der Folienabdeckung aufgebracht worden waren, haben zum Teil tiefe Eindrücke im Festbeton hinterlassen. Die Entlüftungsschläuche der Hüllrohre, in denen die Spannglieder verlegt sind, wurden in die Beton-

oberfläche gedrückt und hinterließen ebenfalls tiefe Eindrücke. Die Oberfläche sah zudem wellenartig aus (s. Bild 21). Nach [39] ist dieses Phänomen bekannt und wird durch eine frühe Folienabdeckung vor Abschluss des Nachentlüftens des Betons verursacht.

Die Unebenheiten der Fahrbahnplatte waren zu groß und mussten deshalb vor Aufbringen der Abdichtung mit einer leistungsfähigen Fräse abgetragen werden. Kugelstrahlen reichte dafür nicht aus [39].

## 2.5.8 Überführung eines Wirtschaftswegs bei Leipzig-Gaschwitz

### Bauwerk

Das Bauwerk überführt einen Hauptwirtschaftsweg über die Südumfahrung Leipzig, BAB A 28, bei Leipzig-Gaschwitz. Es ist neben den Bauwerken BW 45.1 und BW 48.2 das dritte Bauwerk mit hochfestem Beton C60/75 in diesem Streckenabschnitt. Die Zuständigkeit liegt auch hier bei der Oberbauleitung Leipzig. Das Bauwerk kreuzt die Autobahn mit einem Winkel von  $79,93 \text{ gon}$  mit einer Stützweite von  $40,75 \text{ m}$ . Ausgeführt wurde ein vorgespannter Vollplattenquerschnitt mit beidseitigen Kragarmen in C60/75 und mit Vorspannung mit nachträglichem Verbund. Weitere Angaben sind in Tabelle 2 enthalten.

### Vergabe

Die Vergabe erfolgte mit öffentlicher Ausschreibung. Die Vorgaben in der Leistungsbeschreibung entsprechen denen aus Kapitel 2.5.7.

### Eignungsprüfung – Rezepturentwicklung

Zur Ausführung kam der gleiche Beton wie für die anderen Bauwerke mit hochfestem Beton der Strecke. Die Zusammensetzung und die Festbetoneigenschaften sind in Tabelle 5 enthalten. Die Anforderungen an Frischbeton, Einbau und Nachbehandlung waren ebenfalls identisch mit BW 45.1 und BW 48.2.

### Eignungsprüfung – Verarbeitungsversuche

Im Zuge der Bauvorbereitung wurde festgestellt, dass die geplante Druckfestigkeit zunächst nicht erreicht wurde, obwohl die gleiche Betonrezeptur wie 6 Monate zuvor verwendet wurde.

Ein zweiter Verarbeitungsversuch im Beisein des eingeschalteten Gutachters erfolgte mit der Ausführung des Traggerüstfundaments für das vorgesehene Bauwerk Anfang August 2005. Da die Bewehrung des Endquerträgers sehr dicht lag, wurde diese im Verarbeitungsversuch 1:1 nachgestellt. Dabei wurde die Betoniermannschaft mit Verteilung, Verdichtung und Nachbehandlung des Betons vertraut gemacht sowie die Abstimmung zwischen Betonwerk und Baustelle und dem geplanten QS-Plan getestet.

Die Nachdosierungstabelle für die eventuell erforderliche Korrektur des Ausbreitmaßes auf der Baustelle lag für die zu erwartenden Betontemperaturen für 20 °C und 28 °C Frischbetontemperatur vor.

Ein detailliertes Nachbehandlungskonzept fehlte zu diesem Zeitpunkt noch.

Ein wichtiges Ergebnis des Verarbeitungsversuchs betraf die hohe erforderliche Verdichtungsenergie. Flaschenrüttler mit kleinerem Durchmesser als 38 mm konnten den hochfesten Frischbeton nicht ausreichend verdichten. Für die Ausführung des Überbaus wurden mindestens 4 Rüttler mit Mindestdurchmesser 50 mm und 2 Rüttler mit Durchmesser 38 mm gefordert.

### Ausführung

Die BAST wurde durch die Oberbauleitung Leipzig laufend über das Geschehen informiert. Der Überbau wurde nach Fertigstellung am 06.10.2005 in Augenschein genommen.

Die Herstellung des Überbaus erfolgte am 14.09.2005. Dabei wurden 210 m<sup>3</sup> hochfester Beton C60/57 eingebaut. Dieses Bauwerk wurde durch ein anderes Bauunternehmen realisiert, das jedoch u. a. durch Herstellung der Bogenbrücke Wölkau mit B65 Erfahrungen mit der Verwendung von hochfestem Beton hatte. Im Folgenden werden nur die Besonderheiten des Bauwerks kurz vorgestellt. Einzelheiten zur Betonherstellung, Bauausführung und Temperaturmonitoring sind in [40] enthalten.

Aufgrund der Schiefwinkligkeit des Bauwerks lag die Bewehrung im Endquerträger und an den Spanngliedverankerungen sehr eng. Hier wurde der Beton mit dem größten zulässigen Ausbreitmaß (55 cm) eingebaut. Im Bereich der Spanngliedverankerung wurden zusätzliche Leerrohre eingelegt, damit Lücken für die Rüttelflaschen zur

Verdichtung der unteren Betonlagen vorhanden waren.

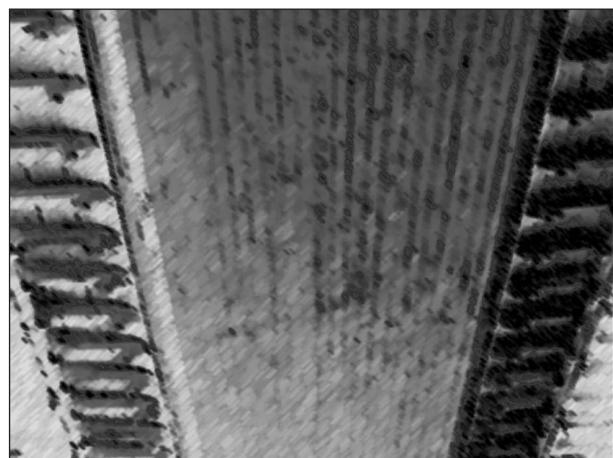
Die Frischbetontemperatur konnte trotz der ergriffenen Maßnahme zur Kühlung des Betons, die Zugabe des Anmachwassers als Eis, nicht unter die geforderte Grenze von 25 °C gedrückt werden. Die Frischbetontemperatur von zeitweise 30 °C erklärt die hohe Bauteiltemperatur von gut 70 °C.

In drei Fällen wurde eine Korrektur des Ausbreitmaßes mit Hilfe der Nachdosiertabelle und des Fließmittels erforderlich.

Im Zuge der Nachbehandlung wurde der Frischbeton, nachdem die Füllhöhe der Schalung erreicht war und während der Beruhigungsphase, mit Folie abgedeckt. Anschließend wurde die Folie aufgedeckt, das Profil mit einer Rüttelbohle eingepreßt und der Beton unmittelbar danach wieder abgedeckt. Weil sonniges und böiges Wetter herrschte, wurde durch Aufsprühen eines Wasserfilms ein Feuchtepuffer auf dem frischen Beton erzeugt. Auf eine Sicherung der abschließend aufgelegten Folie mit Brettern gegen Wind wurde jedoch verzichtet, um tiefe Eindrücke in der Festbetonoberfläche, wie bei den BW 45.1 und 48.2 beobachtet, zu vermeiden.

### Festbeton

Am 06.10.05 fand eine Besichtigung des Bauwerks durch die BAST gemeinsam mit den Vertretern des Auftraggebers statt. Die freien Oberflächen der Überbauten aus hochfestem Beton C60/75 der BW 51.1 und 45.1 unterscheiden sich optisch nicht von solchen aus normalfestem Beton (s. Bilder 22 und 23). Der optische Eindruck von BW 51.1 lässt eine



**Bild 22:** Untersicht des Überbaus BW 51.1 im Oktober 2005, ca. 1 Monat nach Herstellung



**Bild 23:** Untersicht des Überbaus BW 45.1 im Oktober 2005, ca. 7 Monate nach Herstellung

helle Lasur auf der Untersicht vermuten (s. Bild 23). Dem Auftraggeber war als Ursache ein spezielles Trennmittel genannt worden.

Die Festbetonoberfläche der Fahrbahntafel erfüllte hingegen nicht die Erwartungen. Wie bei den vorangegangenen Bauwerken war der Frischbeton bei Auflegen der Folie zur Nachbehandlung noch nicht vollständig entlüftet, was zu wellenartigen Riefen in der Festbetonoberfläche führte [40].

Diese waren am Tage der Besichtigung nicht mehr erkennbar. Die Betonoberfläche war zu diesem Zeitpunkt durch Kugelstrahlen gereinigt worden, das bei normalfestem Beton ausreicht, um vorhandene Unebenheiten zu beseitigen. Mit den Arbeiten zur Abdichtung war noch nicht begonnen worden, sodass die Festbetonoberfläche der Fahrbahntafel in Augenschein genommen werden konnte.

In der Mitte der Fahrbahntafel waren mm-breite Risse sichtbar, deren Aussehen Kapillarschwinden durch frühes Austrocknen als Ursache vermuten lässt (s. Bild 24 im Vergleich zu Bild 18). Dies stände im Einklang mit der nach [40] fehlenden Sicherung der Folie gegen Aufblähen durch Wind.

Die Reinigung mit Kugelstrahlen führte bei dem hochfesten Beton C60/75 nicht zum gewünschten Erfolg. Unebenheiten sind auch danach noch vorhanden (s. Bild 25).

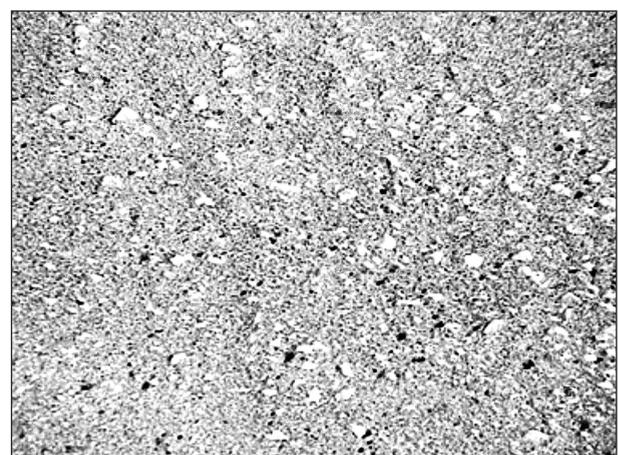
In den Bildern 24 und 25 sind Verdichtungsporen in der kugelgestrahlten Festbetonoberfläche sichtbar, die in Bild 26 in der Detailaufnahme noch besser zu erkennen sind.



**Bild 24:** Risse im gereinigten Festbeton der Fahrbahntafel BW 51.1, Leipzig



**Bild 25:** Eindrücke von Entlüftungsschläuchen und Folie im gereinigten Festbeton BW 51.1, Leipzig. Es sind auch Verdichtungsporen sichtbar



**Bild 26:** Großaufnahme der Verdichtungsporen in der gereinigten Festbetonoberfläche BW 51.1, Leipzig

### Besondere Erkenntnis

Die Funktion des Bauwerks ist durch die Risse und Verdichtungsporen des Fahrbahntafelbetons nicht beeinträchtigt. Wie üblich wird vor Aufbringen des Fahrbahnbelags eine Abdichtung nach ZTV-ING Bel-B aufgebracht. Ein Verzicht auf diese Abdichtung war trotz Verwendung von hochfestem Beton nicht möglich.

**Veröffentlichung:** [40]

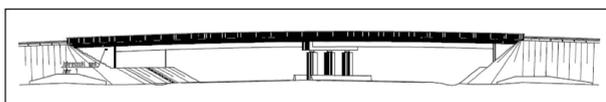
## 2.5.9 Fertigteilbrücke bei Pfungstadt

### Bauwerk

Das Bauwerk überführt die B 426 alt über die 6-spurig ausgebaute BAB A 67 zwischen Pfungstadt und Hahn. Zuständig sind das Hessische Landesamt für Straßen- und Verkehrswesen, Wiesbaden, und das Amt für Straßen- und Verkehrswesen Darmstadt. Mit dem Bauwerk wird die vorhandene instandsetzungsbedürftige Überführung aus dem Baujahr 1934 mit zu geringer Durchfahrthöhe und kurzer Spannweite ersetzt. Ausgeführt wurde ein zweifeldriger vorgespannter Plattenquerschnitt aus Fertigteilträgern mit Ortbetonerfüllung (s. Bild 27). Die Fertigteile wurden mit hochfestem Beton C70/85 und Vorspannung mit nachträglichem Verbund ausgeführt. Sie erhalten im Bereich der Platte eine Ortbetonerfüllung mit normalfestem Beton C40/50 in einer Stärke von 20 cm (s. auch Tabelle 2). Die Durchlaufwirkung über der Mittelstütze wurde mit Betonstahlbewehrung erzeugt.

### Vergabe

Die Vergabe erfolgte auf Grundlage einer öffentlichen Ausschreibung. Auf Basis der DIN-Fachberichte 101 „Einwirkungen“ und 102 „Betonbrücken“ wurden ergänzende Festlegungen für Lastannahmen, Bemessung und Konstruktion durch den beauftragten Gutachter formuliert. In Abstimmung mit dem BMVBS wurde für die vorgespannten Fertigteile in Längsrichtung die Anforderungsklasse C zusammen mit einem modifizierten Beiwert  $\psi_2$  für die veränderlichen Einwirkungen aus Verkehr festgelegt. Die Ausführung mit der Anforderungsklasse B unter häufigen Einwirkungskombinationen nach



**Bild 27:** Bauwerksplan der Fertigteilbrücke bei Pfungstadt

DIN-Fachbericht 101 hätte zu extrem hohen Vorspannkraften geführt.

Für Betonherstellung, Verarbeitung und Einbau wurden ausführliche Muster für die Qualitätssicherungspläne auf Basis von DIN-Fachbericht 100 und DIN 1045-3 sowie ergänzende Festlegungen beigefügt. Die Regelungen von ZTV-ING, Teil 3 „Massivbau“ waren zu beachten, soweit sie nicht den Ausführungen des Gutachtens widersprachen. Mit einem Bieterzeugungsnachweis wurden die Erfahrungen aus Referenzobjekten mit mindestens 15 m<sup>3</sup> hochfestem Beton C70/85 oder höher oder alternativ mit mindestens 15 m<sup>3</sup> selbstverdichtendem Beton gefordert. Wenn die Betonherstellung durch einen Nachunternehmer erfolgen sollte, war dieser verantwortlich mit der betontechnologischen Betreuung und den zugehörigen QS-Maßnahmen zu beauftragen. Detaillierte Angaben zu den Vorgaben sind in [41] enthalten.

### Wirtschaftliche Vorteile

Die Ausführung der Fertigteilbrücke mit T-Trägern aus hochfestem Beton C70/85 erlaubte eine geringere Bauhöhe, sodass die erforderliche Durchfahrthöhe mit nur geringer Anhebung von Gradienten und Längsgefällen der zuführenden Rampen und mit nur geringer Verbreiterung des zugehörigen Dammfußes realisiert werden konnte. Damit war kein zusätzlicher Grunderwerb innerhalb einer Trinkwasserschutzzone erforderlich und der Eingriff in die Trinkwasserzone wurde minimiert.

Ein weiterer Vorteil der Ausführung mit hochfestem Beton C70/85 war das reduzierte Gewicht der einzelnen Fertigteile (max. 68 t bei 1,05 m Steghöhe und 33 m Länge) und der gesamten Brücke. Die Fertigteile lassen sich mit weniger Aufwand per Autokran verlegen.

Durch die hohe Druckfestigkeit des Betons C70/85 ergab sich die gewollte hohe Schlankheit der T-Träger. Gleichzeitig wurde aber auch die Bewehrungsführung enger. Es wurden 82 kg/m<sup>3</sup> Spannstahl und 132 kg/m<sup>3</sup> Betonstahl erforderlich.

Vorteile der Fertigteilbauweise sind die geringe Verkehrsbehinderung und die kurze Bauzeit. Die Verbindung der Fertigteile aus hochfestem Beton zu einer Brücke erfolgt nach dem Einheben in die endgültige Position mit normalfestem Ortbeton C40/50. So entstehen auf der Baustelle keine Kosten für die aufwändigen Maßnahmen zur Qualitätssicherung von hochfestem Beton.

Eine nachträgliche Kalkulation der Kosten weist aus, dass der Überwachungsaufwand für die Fertigteilträger aus hochfestem Beton ca. 9,3 % der reinen Herstellkosten der gleichen Träger aus Normalbeton beträgt. Darin enthalten sind auch die Kosten für die Erstprüfung des hochfesten Betons.

### **Eignungsprüfung – Rezeptentwicklung**

Die Fertigteile wurden in einem mit hochfestem und ultrahochfestem Beton vertrauten Werk hergestellt.

Die Festigkeitsklasse wurde im Alter von 56 Tagen nachgewiesen.

Für die Rezeptentwicklung wurden mehrere Mischungen an insgesamt 6 Tagen und mehr als 60 Probekörper hergestellt. Die vom Auftraggeber und Bauherrn begleitete Erstprüfung der Rezeptur erfolgte am 19.01.2007. Dabei wurde der QS-Plan ergänzt und die Rezeptur modifiziert.

Die Verarbeitbarkeitsdauer des Frischbetons betrug mind. 2 Stunden. Er steifte in den ersten 30 min um 3 cm zurück und zeigte danach eine langsame Konsistenzabnahme.

### **Eignungsprüfung – Verarbeitungsversuch**

Im Zuge des Verarbeitungsversuchs am 23.01.2007 wurde im Beisein von Auftraggeber und Gutachter ein 2 m langer Fertigteilabschnitt mit 1:1-Oberflächenbewehrung hergestellt. Dabei wurde auch die Ausführbarkeit der um 2,5 % geneigten Oberfläche nachgewiesen. Als Ergebniss erfolgte noch eine leichte Korrektur der Rezeptur.

### **Ausführung**

Die Herstellung des ersten von 10 Fertigteilen wurde am 20.02.2007 durch die BAST beobachtet. Die Betonrezeptur und die Festbetoneigenschaften sind in Tabelle 5 angegeben.

Die einzelnen Träger weisen eine Länge von 33 m auf. Die Flanscbreite beträgt 2,24 m, die Stegbreite 0,60 m. Das Fertigteil hat eine Gesamthöhe von 1,05 m bei einer Flanschdicke von 0,12 m im Anschnitt und 0,10 m am Ende. Im Steg jeden Trägers sind drei Hüllrohre für die Litzenglieder vorhanden. Die vier Randträger wurden mit anderen Flanschabmessungen hergestellt.

Je Betoniertag wurde ein Träger mit ca. 26 m<sup>3</sup> Betonvolumen hergestellt.

Die Mischanlage des Werkes konnte 1,3 m<sup>3</sup> Beton je Mischerfüllung herstellen. Die Gesteinskörnungen waren in Silos unter Dach gelagert. Die Sieblinie konnte im Sandbereich durch Dosierung von 2 verschiedenen Sanden den aktuellen Erfordernissen angepasst werden. Für die Körnung 2/8 wurde Basaltsplitt verwendet. Die Körnung 8/16 wurde aus einer Mischung von Kies und Basaltsplitt hergestellt, wobei der Kies die Verarbeitbarkeit des Betons verbesserte. Die Dosierung erfolgte über Förderbänder, Bandwaage und Kübel. Die Dosierung der Silikasuspension war aufgrund der Erfahrungen im Verarbeitungsversuch technisch verbessert worden.

Die Schalungen standen in derselben Halle wie die Mischanlage. Am Betoniertag wurde das Zugabewasser vorgewärmt, um mit einer Frischbetontemperatur von 14 °C beginnen zu können. Der Beton wurde von einer mehrköpfigen Mannschaft mit dem Kübel eingebaut. Die Bewehrung stand über den Schalungsrand hinaus und bildete die Anschlussbewehrung für die Ortbetonplatte. Im Steg wurde der Beton mit außen an der Schalung angebrachten Rüttlern verdichtet. Wenn der Steg gefüllt war, wurde der Beton der Platte mit „aufgelegten“ Rüttelflaschen in der Platte verdichtet. Die Betonoberfläche wurde nicht abgezogen, sondern mit einem Federrechen aufgeraut. Durch die herausragenden, mit Zementleim voll umhüllten Gesteinskörner sollten die Rauigkeit der Fertigteiloberfläche und damit der Verbund zur Ortbetonergänzung verbessert werden. Zur Nachbehandlung wurde die Schalung abgedeckt.

Mit einer Herstellleistung von 13 m<sup>3</sup>/h wurde die für das Fertigteil erforderliche Menge von ca. 26 m<sup>3</sup> hochfester Beton C70/85 hergestellt und innerhalb von 3 Stunden eingebaut.

Die Nachbehandlung erfolgte durch Aufsprühen eines Wasserfilms, Umhüllen mit Folie und wärmedämmenden Matten. Dabei waren die Spiegel der Fertigteile besonders sorgfältig zu behandeln.

Einbau, Verdichtung und Nachbehandlung verliefen gut organisiert mit einer eingespielten Betoniermannschaft.

### **Teilvorspannung**

Zwei Tage nach der Herstellung wurde eine Teilvorspannung auf die Spannglieder aufgebracht.

### **Verlegen der Fertigteile**

Das Verlegen der Fertigteile erfolgte Ende März 2007 ohne Probleme in zwei aufeinanderfolgenden Nächten.

### Festbeton

Nach der Verlegung der Fertigteile wurde festgestellt, dass die vier Randfertigteile eine größere Überhöhung aufweisen als die inneren. Diese Abweichung betrug bis zu 4 cm. Sie wurde auf die Schlankheit der Fertigteile und die kürzere Zeitspanne zwischen Betonage und Vorspannung gegenüber den anderen Fertigteilen zurückgeführt. Diese Überhöhung musste mit der Ortbetonplatte ausgeglichen werden. Der Mehreinbau betrug stellenweise bis zu 35 mm. Auf das Tragverhalten der Brücke hatte dies keine Auswirkungen.

**Veröffentlichung:** [41]

## 2.6 Weitere Brückenbauwerke mit hochfestem Beton

### 2.6.1 Einleitung

Die folgenden Bauwerke wurden mit Zustimmung im Einzelfall der Bundesländer ausgeführt. Die BAST war deshalb nicht in das Zustimmungsverfahren im Einzelfall eingebunden.

Für die Bauwerke

- Betriebsbrücke über die Weißeritz,
- Überführung eines Wirtschaftswegs bei Bad Griesbach,
- Pylon der Rheinbrücke Wesel

stellte die Straßenbauverwaltung der jeweiligen Bundesländer der BAST über die veröffentlichte Literatur hinausgehende Informationen zu Verfügung.

Für die Bauwerke

- Luckenberger Brücke über die Havel in Brandenburg,
- Streben an der Fahrbahnplatte der Flughafenbrücke Düsseldorf,
- Innbrücke Gars bei Rosenheim

wurden die Informationen der Literatur entnommen.

### 2.6.2 Betriebsbrücke über die Weißeritz

#### Bauwerk

Das Bauwerk wurde im Jahr 1999 im Zuge des Neubaus der BAB A 17 Dresden – Bundesgrenze

Tschechische Republik als Brücke über die Weißeritz zwischen Dresden und Freital hergestellt. Die Brücke wurde als Baubrücke für die Herstellung mehrerer Bauwerke in diesem Streckenabschnitt und anschließend als Servicebrücke für die Unterhaltung eines Regenrückhaltebeckens genutzt. Zuständig ist das Land Sachsen-Anhalt. Das Bauwerk ist als Vollplatte mit beidseitigem Kragarm und mit Vorspannung mit nachträglichem Verbund ausgeführt (s. Tabelle 2).

#### Wirtschaftliche Vorteile

Durch die Anwendung von hochfestem Beton B85 konnte die Konstruktionshöhe von ursprünglich 1,25 m auf 1,02 m reduziert werden. Der hochfeste Konstruktionsbeton wurde direkt befahren. Auf eine Abdichtung, den Fahrbahnbelag und die Kappen wurde verzichtet [20].

#### Ausführung

Die BAST war in das Projekt nicht eingebunden, erhielt jedoch Informationen über das Langzeitmonitoring zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit des Brückenbauwerks ohne Abdichtung durch den Auftraggeber [42].

Nach [37] wurden zur Herstellung des Bauwerks ca. 110 m<sup>3</sup> hochfester Beton C70/85 verwendet. Die Betonrezeptur ist in Tabelle 6 zusammengestellt. Einzelheiten zu Rezepturentwicklung, Betonherstellung und -einbau, QS-Maßnahmen und Festbetoneigenschaften sind in [41] enthalten.

#### Festbeton

Die Nutzung des Brückenbauwerks durch Baustellenverkehr und die Witterungsbeaufschlagung im Zeitraum zwischen 1999 und 2003 hinweg lassen die höhere Oberflächenfestigkeit und den besseren Frost- bzw. Frost-Tausalz-Widerstand des hochfesten Betons C70/85 erkennen [37, 42].

An der Oberfläche des normalfesten Betons C35/45, mit dem die Spannnischen verfüllt wurden, ist Zementmatrix zwischen den kleinen Gesteinskörnern ausgewittert. Die Oberfläche ist leicht rau. An der Oberfläche des C70/85 ist das nicht der Fall. Anzumerken ist hier, dass ein normalfester Beton ohne künstlich eingeführte Luftporen für diese Beanspruchung nicht geeignet ist. Der Beton zur Verfüllung der Spannnischen liegt üblicherweise unterhalb von Abdichtung und Fahrbahn, weshalb eine

		Pylon Niederrheinbrücke Wesel, Rezeptur 1 [43]	Pylon Niederrheinbrücke Wesel, Rezeptur 2 [43]	Betriebsbrücke Weißeritz [20]	Bad Griesbach [44]
Zementart		CEM III/A 42,5 N	CEM III/A 42,5 N	CEM I 42.5-HS	CEM I 42,5
Zementgehalt (z)	[kg/m <sup>3</sup> ]	440	440	380	390
Mikrosilikaslurry (50 % Feststoff) (s)	[kg/m <sup>3</sup> ]	-	-	61 (s/z = 0,08)	50 (s/z = 0,064)
Flugasche (f)	[kg/m <sup>3</sup> ]	40	40	60	70
Gesteinskörnung		k. A.	k. A.	Sand, Kies	k. A.
Sieblinie/Größtkorn		A/B 16	A/B 16	A/B 16	
Betonzusatzmittel FM	[M.-% v. Z.]	bis zu 10.**	1,4.**	4,0	2,0-3,4
BV	[M.-% v. Z.]	-	-	-	-
VZ	[M.-% v. Z.]	bis zu 0,1 M.-% v. Z.	0,1 M.-% v. Z.	0,2 M.-% v. Z.	0,2 M.-% v. Z.
Wasser	[kg/m <sup>3</sup> ]	163	165	k. A.	k. A.
w/b-Wert		0,34	0,34	k. A.	k. A.
(w/z) <sub>eq</sub> -Wert = w/(z + k <sub>s</sub> · s + k <sub>f</sub> · f) k <sub>s</sub> = 1,0, k <sub>f</sub> = 0,40		0,37	0,38	0,33	0,32
Konsistenzklasse		Zielwert	Zielwert	Zielwert	
Ausbreitmaß	[cm]	50 - 55	50 - 55	ca. 50	60 Steg 40 Platte
Luftgehalt	[Vol.-%]	k. A.	k. A.	k. A.	k. A.
Frischbetontemperatur	°C	k. A.	k. A.	k. A.	k. A.
Festigkeitsklasse f <sub>ck</sub>		C55/67 (90d)	C55/67 (90d)	B85	B85
Mind. geforderte mittlere Festigkeit	N/mm <sup>2</sup>	k. A.	k. A.	k. A.	99
Festigkeitsentwicklung f <sub>cm</sub> 1/7/28/56 Tage	N/mm <sup>2</sup>	k. A.	k. A.	k. A.	-/95,8/-
E-Modul 28 d/56 d	N/mm <sup>2</sup>	k. A.	k. A.	k. A.	46.400/-
Spaltzugfestigkeit f <sub>ct</sub>	N/mm <sup>2</sup>	k. A.	k. A.	k. A.	4,3
CDF-Prüfung XF4-Abwitterung	g/m <sup>2</sup>	k. A.	k. A.	k. A.	k. A.

\* FM: Naphtalinsulfonatharz, Ligninsulfonat \*\* (FM PCE-Basis)

Tab. 6: Betonzusammensetzung, Frisch- und Festbetoneigenschaften Bauwerke aus hochfestem Beton (Fortsetzung)

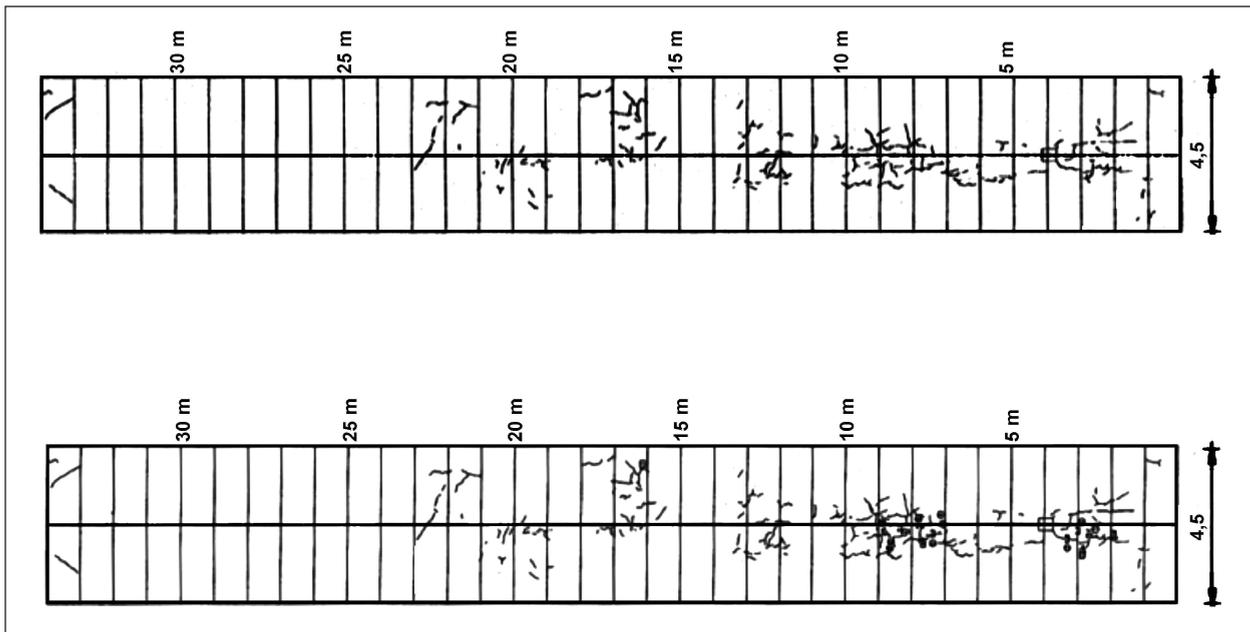
Rezeptur ohne Luftporen verwendet wird. Mit Luftporen ausgeführt wäre die Zementmatrix nicht ausgewittert und der Unterschied zwischen der Verwitterung der Oberflächen mit normalfestem und hochfestem Beton wäre deutlich weniger ausgeprägt.

Die direkt befahrene Betonoberfläche weist Risse auf, die überwiegend über dem Steg auftreten (s. Bild 28). Nach [37] traten einzelne Risse kurz nach der Herstellung des Bauwerks bereits bei Er-

reichen der maximalen Hydratationswärmeentwicklung auf. Die Risse verlaufen hauptsächlich durch die Zementmatrix und entlang der Kontaktzonen von größeren Gesteinskörnern und Zementstein.

Die Rissweiten betragen an der Oberfläche 0,10 bis 0,15 mm [42].

Untersuchungen zur Karbonatisierung der Rissflanken zeigen, dass diese nur nahe der Oberfläche karbonatisiert sind [42]. Chlorid wird im Beton der



**Bild 28:** Rissbild der Fahrbahntafel der Brücke Weißeritz aus dem Jahr 2002 (oberes Bild) und 2003 (unteres Bild) [42]

Überbauplatte nach [42] nicht festgestellt. Diese Aussage lässt aufgrund der beobachteten Rissweiten nur den Schluss zu, dass der Beton nicht mit Chlorid beaufschlagt worden ist.

Ursache für die Risse sind nach [37] eine unzureichende Nachbehandlung und zu hohe Zwangsspannungen infolge der Hydratationswärmeentwicklung des hochfesten Betons. Es wird festgestellt, dass es bei Verzicht auf Belag und Abdichtung daher besonders wichtig sei, die frühe Rissbildung durch geeignete Verarbeitung und Nachbehandlung zu verhindern.

**Veröffentlichungen:** [37], [20]

### 2.6.3 Überführung eines Wirtschaftswegs bei Bad Griesbach

#### Bauwerk

Im Zuge der Ortsumgehung Bad Griesbach wird die Staatsstraße St 2116 mit der Brücke über die Kreisstraße PA 71 geführt. Zuständig ist das Straßenbauamt Passau. Ausgeführt wird im Jahr 2000 eine vorgespannte 1-Feld-Plattenbalkenbrücke aus Betonfertigteilen mit Ortbetonergänzung (s. Tabelle 2). Die vier Fertigteil-T-Träger aus Hochleistungsbeton B85 überspannen eine Weite von 48,74 m mit einer Steghöhe von 1,3 m und einer Stegbreite von 0,40 m. Sie werden mit einer 0,25 m starken Ortbetonplatte aus B45 ergänzt. Der Querträger wird

ebenfalls in Ortbeton mit B45 hergestellt. Es handelt sich um ein schiefwinkliges Bauwerk, das mit 57,18 gon die darunterliegende Straße kreuzt. Die Vorspannung wurde mit verbundlosen Spanngliedern im Steg der Fertigteilträger eingebracht. Die verbundlosen Spannglieder wurden über eine Verwendungszulassung und die der Betonfestigkeit angepassten Ankerplatten über Zustimmung im Einzelfall eingesetzt. Die BAST war in diese Anwendung des hochfesten Betons nicht eingebunden [24]. Im Folgenden wird auf die in [44] zusammengestellten Erfahrungen zum hochfesten Beton Bezug genommen.

#### Wirtschaftliche Vorteile

Durch die im Vergleich zu normalfestem Beton geringeren Abmessungen der Fertigteile aus B85 ist auch das Gewicht reduziert. Das geringere Gewicht der Fertigteile war beim Einheben auf der Baustelle von Vorteil. Ein wesentlicher Vorteil der Herstellung von Querträger und Ortbetonplatte aus normalfestem Beton B45 war der Verzicht auf die kostenintensive Qualitätskontrolle auf der Baustelle.

#### Vergabe

Die verbundlose Vorspannung wurde mit Zustimmung im Einzelfall ausgeführt. Hierzu wird auf [45, 44] verwiesen.

Für dieses Verbundbauwerk aus Hochleistungsbetonfertigteile und Normalortbetonplatte waren be-

sondere Nachweise zur Schubkraftübertragung in der Fuge und zum Gesamttragverhalten erforderlich.

Bei der Bemessung der Schubfuge stand der Nachweis auf ausreichende Duktilität in der Schubfugenkonstruktion im Vordergrund. Diese wurde über ausreichende Bewehrung sichergestellt. Bei sorgfältiger Vorbereitung der Oberfläche aus hochfestem Beton versagt bei Überbelastung als Erstes nicht die Verbundfugen sondern die Ergänzung aus B85.

### Ausführung und Verarbeitungsversuch Brückenbau

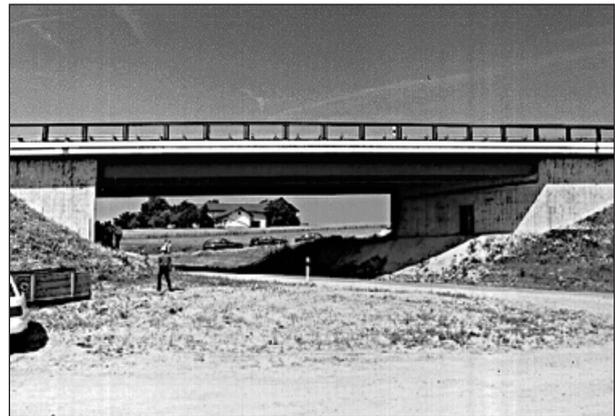
Die Betonrezeptur wurde vom Auftragnehmer unter wissenschaftlicher Begleitung entwickelt. Sie ist in Tabelle 6 angegeben. Der nach DAfStb-Richtlinie erforderliche Verarbeitungsversuch mit B85 wurde an einem fünf Meter langen T-Träger mit realen Querschnittabmessungen und der vorgesehenen Bewehrung im Maßstab 1:1 durchgeführt. Wegen des hohen Bewehrungsgehalts im Steg wurde dort ein fließfähiger hochfester Beton mit 60 cm Ausbreitmaß verwendet. Zur Profilierung der Betonoberfläche wurde im Bereich der Platte ein weicher hochfester Beton mit 48 cm Ausbreitmaß verwendet.

Im Rahmen dieses Verarbeitungsversuchs wurde die Betonverdichtung optimiert, die Hydratationswärmeentwicklung überprüft, die Ausführbarkeit der Träger demonstriert sowie die erreichte Druckfestigkeit anhand von Bohrkernen überprüft. Die Aufzeichnung der Betontemperatur zeigte eine ungleichmäßige Verteilung über den Querschnitt der Fertigteile. In der Stegmitte wurde eine maximale Temperatur von 56 °C gemessen. In den Plattenbereichen wurden in Abhängigkeit von einer wärmedämmenden Abdeckung Werte zwischen 29 °C (ohne Wärmedämmung auf der Platte) und 45 °C (mit Wärmedämmung auf der Platte) erreicht.

Die Fertigteile aus B85 sind, nach Aufbringen einer Teilvorspannung, zur Baustelle gebracht und dort eingehoben worden.

### Festbeton

Die Farbgebung der Fertigteilträger aus hochfestem Beton B85 ist sichtbar dunkler als die der Fahrbahntafel aus Ort beton B45 (s. Bild 29). Ursächlich für diesen Farbunterschied sind der höhere Zementgehalt sowie die Verwendung von Silika-



**Bild 29:** Fertigteilträger der Bad Griesbach im Jahr 2000. Deutlich sichtbar ist die dunkle Färbung der Fertigteilträger aus hochfestem Beton B85

staub im B85 und die weniger poröse Festbetonoberfläche.

**Veröffentlichungen:** [44], [45]

## 2.6.4 Pylon der Rheinbrücke Wesel

### Bauwerk

Die Niederrheinbrücke Wesel überführt als einhüftige Schrägseilbrücke die B 58n zwischen Büderich und Wesel über den Rhein. Zuständig ist der Landesbetrieb Straßen NRW, Niederlassung Wesel. Die 773 m lange Brücke besteht aus einer 376 m langen Stahlbetonvorlandbrücke und einer 397 m langen Strombrücke aus Stahl. Die Lasten der Stahlbrücke werden über einen auf der Seite der Vorlandbrücke stehenden Pylon in der Vorlandbrücke verankert. Der Pylon besteht aus einem Unterbau, dem Pylonpfeiler und dem darauf aufgesetzten wie ein umgedrehtes Y aussehenden Pylon. In der Pylonnadel, dem nach oben zeigenden Stiel des Y, werden die Schrägseile verankert. Der Pylon wird mit einer Höhe von insgesamt 130 m mit hochfestem Beton C55/67 und die 61 m hohe Pylonnadel wird als Stahlverbundkonstruktion ausgeführt (s. Tabelle 2). Der Pylon wird als Hohlquerschnitt ausgeführt. Die Abmessungen betragen etwa 3,5 m x 4 m bei einer Wandstärke von 45 cm (s. Bild 30). Er wird mit Kletterschalung erstellt.

In dieses Projekt war die BASt zunächst nicht eingebunden worden. Als sich bei der Ausführung Schwierigkeiten ergaben, wurden die BASt 2008 durch die örtliche Straßenbauverwaltung informiert und auf dem Laufenden gehalten.

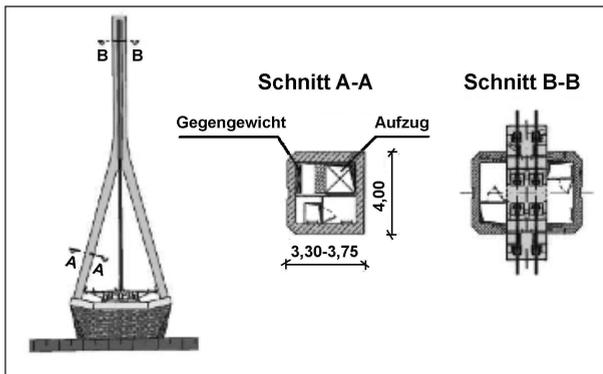


Bild 30: Pylon der Rheinbrücke Wesel [78]



Bild 31: Probestück „Der Zeuge“ mit C55/67 für den Pylon der Niederrheinbrücke Wesel

### Vergabe

Mit der Begleitung dieses Bauteils wurde ein Gutachter betraut, der vor allem in der Tragwerksbemessung von hochfestem Beton erfahren war, weil der Elastizitätsmodul und das Verformungsverhalten im Vordergrund standen. Ein Gutachter, der mit Entwurf, Herstellung und Verarbeitung von hochfestem Beton im Brückenbau vertraut war, wurde deshalb nicht gefordert.

Die Normen ergänzende Vorgaben für die Ausschreibung waren u. a. [43]:

- Helle Farbe des Festbetons; w/z-Wert mindestens 0,35; Optimierung der Betonzusammensetzung in Hinblick auf Hydratationswärmeentwicklung, Verarbeitbarkeit, Nachbehandlungsdauer sowie Nachbehandlungsmethode; Ausbreitmaß zwischen 50 bis 55 cm.
- Herstellung eines großmaßstäblichen Probekörpers aus mind. 8 m<sup>3</sup> hochfestem Beton, der mit mindestens 2 Fahrzeugen zur Baustelle geliefert wird. Im Rahmen dieses Verarbeitungsversuchs sollen die im QS-Plan festgelegten Maßnahmen eingeübt und deren Wirksamkeit überprüft sowie die Betoniermannschaft geschult werden.
- Begrenzung der Steighöhe des Betons durch Vorgaben der Kletterschalung
- Je Klettertakt werden 35 bis 40 m<sup>3</sup> Beton in den stark bewerten Querschnitt eingebaut.
- Der Einbau kann bis ca. 65 m mittels Betonpumpe erfolgen. In größerer Höhe muss der Beton mit einem Krankübel mit 1,5 m<sup>3</sup> Fassungsvermögen und einer Kranumlauzeit von ca. 20 min in die Schalung eingebracht werden.

### Eignungsprüfung – Rezeptentwicklung

Die Rezeptentwicklung erfolgte durch den AN. Die Rezeptur ist in Tabelle 6 angegeben. Das Transportbetonwerk lag 45 Fahrminuten von der Baustelle entfernt. Zur Ausführung kam ein Beton C55/67 mit Nachweis der Festigkeitsklasse im Alter von 90 Tagen.

### Eignungsprüfung – Verarbeitungsversuche

Im Rahmen einer Probebetonage wurde ein Bauteil mit Form und Bewehrung des Pylons hergestellt. Das Bauteil bildet einen diagonal geteilten Schrägstiel des umgedreht Y-förmigen Pylons mit 45 cm Wandstärke im Maßstab 1:1 ab (s. Bild 31).

### Ausführung

Schon bei der ersten Betonage der Schrägstiele des umgedrehten Y im April 2007 ließ sich die geforderte Konsistenz nicht zielsicher einstellen. Die Konsistenz war als Zielwert festgelegt, das Ziel-Ausbreitmaß betrug 50 cm. Von einigen Lieferfahrzeugen wurde Beton mit der Zielkonsistenz geliefert, andere wiesen mit 40 cm eine zu steife Konsistenz auf und wieder andere wurden mit 30-35 cm Ausbreitmaß angeliefert. Auf der Baustelle wurde Fließmittel nachdosiert, die Zielkonsistenz wurde jedoch nicht erreicht.

Die zweite Betonage wurde abgebrochen, als auch das dritte Lieferfahrzeug keinen Beton mit der geforderten Konsistenz anlieferte.

Auf Nachfragen stellte sich heraus, dass der Betonentwurf eine gleichmäßige Nachverflüssigung des Frischbetons während der 45-minütigen Anfahrt von Herstellwerk auf die Baustelle voraussetz-

te. Unter dieser Voraussetzung lag die Zielkonsistenz im Werk unterhalb der Übergabekonsistenz auf der Baustelle. Die tatsächliche Übergabekonsistenz zeigte, dass die Nachverflüssigung während des Transports vom Werk zur Baustelle nicht gleichmäßig und nicht so zielsicher wie angenommen erfolgte.

Die Nachdosierung von Fließmittel auf der Baustelle war im weiteren Verlauf der Herstellung des Pylons nicht immer erfolgreich. Bei einer der Betonagen erreichte das Ausbreitmaß bei Anlieferung auf der Baustelle auch Werte oberhalb von 65 cm.

Eine Zurückweisung der Fahrzeuge mit nicht geeigneter Konsistenz bedeutete in jedem Fall eine längere Betonierunterbrechung, Gefahr eines nicht ausreichenden Verbunds zwischen Beton in der Schalung und neuem Frischbeton und eine Verlängerung der Arbeitszeit der gesamten Betoniermannschaft weit über das Ende der Betonlieferung hinaus.

Aufgrund des anfänglichen Misserfolgs wechselte der Betonhersteller das Lieferwerk und das Fließmittel. Die Verarbeitbarkeitsdauer, im vorliegenden Fall der Zeitraum, in dem das Ausbreitmaß 47 cm nicht unterschritt, betrug jetzt rd. 1,5 Stunden.

Der Einbau des Betons in größerer Höhe mit dem Kübel gestaltete sich zum einen wegen der langen Kranumlaufzeiten und der nicht angepassten Konsistenz bzw. Verarbeitbarkeitsdauer, zum anderen wegen der im Kübel anhaftenden Reste des Frischbetons als problematisch. Die Innenseiten des Kübels verschmutzten mit zunehmender Einsatzhäufigkeit. Der Kübel ließ sich nicht mehr vollständig entleeren, die Reste des Frischbetons erstarrten und nahmen mit der Zeit an Volumen zu. Vor Ort schienen sich die anhaftenden Betonreste nachteilig auf die Verarbeitbarkeit des Frischbetons nach dem Ausleeren des Kübels auszuwirken.

Mit der neuen Betonrezeptur (s. Tabelle 6) verbesserte sich das Aussehen der Sichtbetonfläche, die Lunkerbildung war nicht mehr so ausgeprägt. Die Konsistenz konnte jedoch weiterhin nicht zielgerichtet eingestellt werden. Bei Ankunft auf der Baustelle lag sie mal bei 39 cm, 48 cm oder 55 cm. Während des Pumpvorganges verlor die Mischung zusätzlich ca. 5 cm Ausbreitmaß.

Ab Anfang Juni wurde die erforderliche Konsistenz bei Ankunft auf der Baustelle zielsicher erreicht. Zu diesem Zeitpunkt war der Pylon fast fertig gestellt.

Durch die nicht zielgerichtet einstellbare Konsistenz und die nicht immer zum Erfolg führende Nachdosierung des Fließmittels auf der Baustelle traten große Verzögerungen bei der Betonage auf. Zeitweise musste bis in die tiefen Nachstunden (24 Uhr) gearbeitet werden. Daraus ergeben sich Bauzeitverzögerungen und nicht eingeplante Kosten für den Auftraggeber.

### Fazit

In [43] wird als Fazit gezogen, dass bei Verwendung von hochfestem Beton bei der Herstellung alle Steuerungsmöglichkeiten so zuverlässig eingestellt werden müssen, dass eine Gleichmäßigkeit der Lieferung und Verarbeitung des Betons sichergestellt ist. Dies war bei der Rheinbrücke Wesel nicht der Fall.

**Veröffentlichung:** [43]

## 2.6.5 Luckenberger Brücke über die Havel

Nahezu zeitgleich mit der Muldebrücke Glauchau wurde im Jahr 2001 die Luckenberger Brücke über die Havel in der Stadt Brandenburg in hochfestem Beton B85 ausgeführt. Die Luckenberger Brücke ist eine Schrägstielbrücke mit Stielen aus Fertigteilen mit B85 und vierstegigem Plattenbalkenquerschnitt ebenfalls mit B85. Es wurden rd. 480 m<sup>3</sup> hochfester Beton B85 verbaut. Details zu Entwurf, Ausführungsplanung, Hochleistungsbeton, Bauablauf und Messungen der Schwingungen der Brücke nach Verkehrsübergabe werden in [46] dargestellt [47]. Es wurde die gleiche Betonrezeptur wie für die Muldebrücke Glauchau ausgeführt [27, 34]. Die 56,50 m lange und 13,45 m breite Fahrbahnplatte wurde durch die gewählte Nachbehandlungsmethode (Abziehen der Frischbetonoberfläche, Bedecken mit PE-Folie und Aufsprühen von Wasser) nach [46] ohne sichtbare Risse auf der Festbetonoberfläche hergestellt.

## 2.6.6 Streben an der Flughafenbrücke Düsseldorf

In der Flughafenbrücke Düsseldorf wurden 2002 zur Abstützung der weit auskragenden Fahrbahnplatten Streben aus hochfestem Stahlbeton der Festigkeitsklasse B75 eingesetzt. Die Betonstreben wurden als Fertigteile hergestellt [47]. Durch den Einsatz des hochfesten Betons konnte die Anzahl der auf Druck beanspruchten Streben, deren Ab-

messungen und das Montagegewicht reduziert werden. Um die hohen Anforderungen an Festigkeit, Oberflächenqualität und Erscheinungsbild zu erfüllen, waren umfangreiche Eignungsprüfungen erforderlich [48].

### 2.6.7 Innbrücke Gars bei Rosenheim

Die Innbrücke Gars bei Rosenheim wurde im Jahr 2004 mit Beton B85 hergestellt [47]. Nachdem die im Fluss stehenden Brückenpfeiler mit Hilfe von Pontons hergestellt worden waren, wurde der Überbau mit konventionellem Traggerüst in sechs Betonierabschnitten hergestellt. Ausgeführt wurde ein vorgespannter zweistegiger Plattenbalkenquerschnitt mit 1,0 m Konstruktionshöhe über 6 Felder mit den Stützweiten 21,75 m, 4 x 28,63 m und 21,75 m [49]. Aufgrund der Druckfestigkeit des hochfesten Betons wäre eine weitere Reduzierung der Steghöhe möglich gewesen. Dies war jedoch nicht wirtschaftlich, da mit zunehmender Schlankheit eine größere Vorspannung erforderlich geworden wäre. Zudem hätten dann die Stege zur Aufnahme der erhöhten Anzahl der Spannglieder verbreitert werden müssen. Besonders wird über die ausgeprägte Empfindlichkeit der Frischbetoneigenschaften auf kleine Änderungen der Mischungszusammensetzung, Frischbetontemperatur, Feuchtegehalt der Gesteinskörnung und Mischzeiten berichtet. Dies wird auf den geringen äquivalenten w/z-Wert von 0,32 des hochfesten Betons B85 zurückgeführt [49]. Details zur Rezepturenentwicklung, Betonierkonzept und Bauausführung sind in [50] enthalten.

## 2.7 Brücken im Freivorbau oder Taktschiebeverfahren

### 2.7.1 Brücke Stichtse (NL)

Eine der ersten Großbrücken mit vorgespanntem hochfestem Beton B 85 wurde 1997 in den Niederlanden im Freivorbauverfahren hergestellt. Die Herstellung der Stichtsebrücke wurde von deutschen Experten, u. a. der BAST, besichtigt [2, 54]. Die Brücke überführt mit einer Gesamtlänge von 320 m und der größten Spannweite von 160 m die niederländische A 27 bei Burgerveen über die Stichtse. Der Querschnitt ist eine Kastenträgerkonstruktion. Der Schwerpunkt der Voruntersuchung lag zum einen auf der Minimierung der Hydratationswärmentwicklung und zum anderen auf Her-

stellung, Handhabung und Nachbehandlung des hochfesten Betons. Die Simulationen zur Hydratationswärmentwicklung umfassten neben der Dicke der Bodenplatte, den Dickenunterschiede im Querschnitt von Platte und Steg und den Anbau eines neuen Segments auf den Auswirkungen der Sonneneinstrahlung auf die Temperatur. Die Sonneneinstrahlung verstärkte auch in Buchloe (s. Kapitel 2.5.3) die Zwangsspannungen im Beton und begünstigte damit die Rissbildung. Wie zu derselben Zeit in Deutschland wurde bei diesem Bauwerk die besondere Aufmerksamkeit auf Herstellung, Einbau und Nachbehandlung gelegt. Das größte Problem war nach [2] die Nachbehandlung der Fahrbahnplatte zur Vermeidung der Rissbildung. Ebenso wie in Deutschland ein Jahr später wurde angemerkt, dass nach Ergänzung von Dosiereinrichtungen ein konventionelles Betonherstellwerk mit einer angemessenen Einarbeitungszeit in der Lage war, den hochfesten Beton B85 herzustellen.

### 2.7.2 Brücke Altenheim-Eschau (F/D)

Die Herstellung einer weiteren Großbrücke mit hochfestem Beton bei Altenheim-Eschau im Jahr 2001 ist vor allem in Hinblick auf die Optimierung der Betonrezeptur und die Qualitätssicherung interessant [51]. Ausgeführt wurde eine 972 m lange Hohlkastenbrücke über den Rhein. Die Vorlandbrücke und die Hauptbrücke auf der französischen Seite wurden mit hochfestem Beton C70/85 ausgeführt [2]. Die Vorlandbrücke mit Hohlkastenquerschnitt wurde im Taktschiebeverfahren hergestellt. Die Hauptbrücke wird als Hohlkastenquerschnitt im Freivorbauverfahren hergestellt. Die Vorspannung besteht aus einer Kombination von externer und interner Vorspannung. Im Rahmen der Rezepturenentwicklung konnte die vorgesehene Betonzusammensetzung in der Hydratationswärmentwicklung optimiert werden. Die Herstellung des Hohlkastenquerschnitts stellte hohe Anforderungen an Konsistenz und Grünstandfestigkeit des jungen Betons in der Bodenplatte sowie an die Konsistenz und Grünstandfestigkeit für Stege und Fahrbahnplatte. Die höhere Ausnutzung der Querschnitte und die hohe Vorspannung der Bauteile mit hochfestem Beton B85 auf französischer Seite waren nach [51] durch die permanente Anwesenheit eines externen von der Baufirma zu beauftragender Überwachers und die Überwachung durch den Bauherrn möglich.

## 2.8 Brücken mit direkt befahrener Fahrbahntafel aus hochfestem Beton

Beispiele für Brücken mit direkt befahrener Fahrbahntafel aus hochfestem Beton sind aus Österreich [52, 53] und aus den USA [55] bekannt. Bei dieser Bauweise wird auf die in Deutschland übliche Abdichtung des Konstruktionsbetons und auf den Fahrbahnbelag verzichtet.

Nach den Erfahrungen aus Österreich sollte die befahrene Oberfläche des hochfesten Betons unter Druckbeanspruchung stehen. Bei Durchlaufträgern besteht die Gefahr der Rissbildung im Bereich des negativen Stützmoments über der Stütze. Die Bewehrung des direkt befahrenen hochfesten Betons wird für Einfeldtragwerke mit bis zu 10 m Stützweite berichtet [53].

Zur Rissbildung in der Fahrbahn werden Risse mit Öffnungsweite bis zu  $w_k = 0,15$  mm für Stahlbetonbauwerke als unkritisch für die Dauerhaftigkeit der direkt befahrenen Bauwerke betrachtet, wenn gleichzeitig die Mindestbetondeckung auf 4,5 cm erhöht wird.

In [56] wird für die Ausführbarkeit von Fahrbahntafeln gefordert, dass die Durchführbarkeit der Oberflächenprofilierung (z. B. Besenstrich) und das Aufbringen des Nachbehandlungsmittels gegeben sein müssen. Es werden detaillierte Empfehlungen für die Planung, Ausschreibung und Ausführung von Brücken aus hochfestem Beton ohne Abdichtung gegeben. Die Anforderungen an den Beton und die Gesteinskörnung für direkt befahrene Fahrbahntafeln aus hochfestem Beton entsprechen den Anforderungen an Straßenbeton. Bei Tausalzbeaufschlagung in der Expositionsklasse XF4 wird auch für hochfesten Beton ein wirksames Luftporensystem gefordert.

In den USA werden seit ca. 1999 Straßenbrücken mit hochfestem Beton hergestellt, vorrangig mit dem Ziel, die Dauerhaftigkeit zu verbessern. Die Anforderungen an den Chlorideindringwiderstand des Brückenbetons sind zu Anfang so hoch, dass sie nur mit hochfestem Beton erreicht werden können. In anderen Fällen wird die hohe Festigkeit unmittelbar gefordert.

An den ausgeführten Bauwerken ist die Karbonatisierungsgeschwindigkeit geringer, der Chlorideindringwiderstand sowie der Verschleißwiderstand der Betonoberflächen nehmen zu. Mit Tausalz be-

aufschlagte direkt befahrene Flächen aus hochfestem Beton, das bedeutet Expositionsklasse XF4, werden mit Luftporenbildner hergestellt.

Zur Rissbildung in der Oberfläche von direkt befahrenen Straßenbrücken gibt es widersprüchliche Aussagen. In einer Studie über die Anwendung von hochfestem Beton in den USA, über die im Jahr 2009 durch die Federal Highway Administration [57] berichtet wird, wird die Frage der Rissbildung nicht behandelt. Ein Bericht über die Erfahrungen mit Brückenplatten aus hochfestem Beton in Wisconsin [58] hingegen stellt den Wandel der Anforderungen an hochfesten Beton für den Brückenbau mit Blick auf die Rissbildung in Brückenplatten von der ersten Generation im Jahr 1998 bis zur dritten Generation im Jahr 2009 vor. Viele Brückentafeln zeigen ein gutes Erscheinungsbild, aber einige weisen auch exzessive Rissbildung auf.

Als Ursache für diese Risse wird das frühe Austrocknen des hochfesten Betons benannt.

Die im Jahr 2009 formulierten Anforderungen fordern neben höchstzulässigen Werten an den Chloridwiderstand auch eine Mindestdruckfestigkeit von 28 N/mm<sup>2</sup> nach 28 Tagen, einen höchstzulässigen Zementgehalt von 362 kg/m<sup>3</sup> und eine 14-tägige kontinuierliche nasse Nachbehandlung.

Aus der Inspektion von 19 schon einige Jahre unter Verkehr stehenden Brücken wird in [59] die Schlussfolgerung gezogen, dass die Rissbildung in den Brückentafeln aus hochfestem Beton nicht so ausgeprägt ist, wenn der w/z-Wert zwischen 0,35 und 0,40 und der Zement- plus Zusatzstoffgehalt zwischen 356 kg/m<sup>3</sup> und 415 kg/m<sup>3</sup> liegen. Diese Betone würden einen moderaten bis hohen Chlorideindringwiderstand aufweisen.

Als weiterer Aspekt der Rissbildung in der Fahrbahntafel mit hochfestem Beton wird bereits im Jahr 2001 als größtes Problem bei der Herstellung der Brückentafeln der frühzeitige Beginn der wasserzuführenden Nachbehandlung benannt [60]. Wenn die Betonoberfläche nicht innerhalb von 10 bis 15 Minuten nach dem Einbau mit nassen Lappen bedeckt wurde, traten Kapillarschwindrisse auf.

Eine alternative Nachbehandlungsmethode sah das Nebeln der frischen Betonoberfläche mit Wasserdampf vor. Dazu wurden an einem in Brückenlängsrichtung verfahrbaren Portalrahmen Düsen angebracht. So wurde über die gesamte Breite der Brücke Nebel oberhalb der Betonoberflä-

che erzeugt [61]. Als Nachteil stellte sich heraus, dass der Nebel vom Wind weggeblasen wurde und die Nachbehandlung damit an windigen Tagen wirkungslos wurde.

## 2.9 Zusammenfassung der Erfahrungen

### 2.9.1 Bauverfahren und Querschnittwahl für Brücken aus hochfestem Beton

Im Brückenbau an Bundesfernstraßen in Deutschland wurden zwischen 1998 und 2008 zehn Spannbetonbrücken sowie ein Pylonpfeiler mit hochfestem Beton der Festigkeitsklassen C65/67, C60/75, C70/85 und B85 (Anforderungen zwischen den heutigen Festigkeitsklassen C70/85 und C80/95) hergestellt und bei der Ausführung begleitet. Alle Brücken wurden auf herkömmlichen Traggerüsten bzw. mit Fertigteilträgern errichtet.

Acht der zehn Brücken sind als vorgespannter Vollplattenquerschnitt mit beidseitigem Kragarm und mit Vorspannung mit nachträglichem Verbund ausgeführt.

Vier dieser Vollplattenquerschnitte überspannen 1 Feld, zwei überspannen 2 Felder, einer überspannt 3 Felder und einer 5 Felder.

Bis auf die Brücke über 5 Felder, die Brücke Glauchau, sind alle Brücken in einem Betonierabschnitt hergestellt. Die Brücke Glauchau ist im Jahr 2001 die erste abschnittsweise hergestellte Großbrücke mit hochfestem Beton in Deutschland.

Zwei Brücken mit Plattenbalkenquerschnitten sind aus Fertigteilen, vorgespannten Trägern mit hochfestem Beton, und nachträglicher Ergänzung der Fahrbahntafel mit normalfestem Beton in Ortbeton ausgeführt worden. Die großen Spannweiten werden durch Vorspannung der Träger realisiert. Mit einem vierstegigen vorgespannten Plattenbalken über 1 Feld wurde eine Schlankheit von 19 erzielt. Die Vorspannung wurde verbundlos realisiert.

Bei einem fünfstegigen Plattenbalken über 2 Felder muss die Vorspannung über die Stütze durchgeführt werden. Die Fertigteilträger mit Vorspannung im nachträglichen Verbund enden an der Stütze. Für dieses Bauwerk wird die Durchlaufwirkung durch Betonstahlbewehrung in der Ortbetonergänzung erreicht.

Der Vollplattenquerschnitt erfüllt die konstruktiven Randbedingungen im Brückenbau am besten und stellt einen guten Kompromiss aus zulässigen Tragwerksverformungen im Gebrauchszustand und der unterproportional mit der Druckfestigkeit zunehmenden Zugfestigkeit des hochfesten Betons dar (vgl. Kapitel auch 2.3.1).

Typische konstruktive Randbedingungen sind:

- An Pfeiler und Überbau müssen die Pressenansatzpunkte zum Einbau und Austausch der Brückenlager Platz haben.
- Werden Plattenbalkenquerschnitte ausgeführt, sind Querträger zur Aufnahme der Pressenansatzpunkte vorzusehen.
- Bei abschnittsweise hergestellten Überbauten muss in den Koppelfugen ausreichend Platz für die Ankerplatten der endenden und der beginnenden Spannglieder vorhanden sein.

Typische Randbedingungen aus der zulässigen Tragwerksverformung im Gebrauchszustand sind:

- Begrenzung der Schlankheit durch die zulässige Durchbiegung.
- Begrenzung der Vorspannung bei geringer Konstruktionshöhe durch die zulässige Verformung der Bauteiloberseite als Folge der Kriechverformungen.

Zudem weist der Vollplattenquerschnitt bei angepasster Konstruktion der Kragarme die geringsten Querschnittänderungen auf und ist daher unempfindlich gegen Spannungen aus abfließender Hydratationswärme.

Der Schlankheit des Brückenquerschnitts ist durch die zusätzlichen Kosten für Spannstahl auch wirtschaftlich eine Grenze gesetzt. Auch der geringere Schalungsaufwand und die einfachere Bewehrungsführung im Vollplattenquerschnitt mit hochfestem Beton sind im Vergleich zu einem Plattenbalkenquerschnitt wirtschaftlich von Vorteil. Der nicht aufgelöste Querschnitt und die auch nicht so filigranen Abmessungen des Vollplattenquerschnitts werden jedoch optisch als vorteilhaft empfunden [16].

Der Nachteil von Brücken mit Vollplattenquerschnitten ist jedoch die in der Regel an ein Lehrgerüst gebundene Herstellung. Für die Bauverfahren Freivorbau oder das Taktschieben, mit denen tiefe

Täler überspannt werden können, sind Vollplattenquerschnitte zu schwer.

Dass für weitgespannte Brücken aufgelöste Querschnitte wie z. B. Hohlkastenquerschnitte erfolgreich mit hochfestem Beton ausgeführt werden können, zeigen die Beispiele in Kapitel 2.7. Für aufgelöste Querschnitte sind jedoch ergänzende Voruntersuchungen zum Abfließen der Hydratationswärme, Schwinden und Kriechen erforderlich sowie umfangreiche Maßnahmen zur Entwicklung der optimalen Betonrezepturen (im Labor wie in Verarbeitungsversuchen auf der Baustelle). Wenn die Ausgangsstoffe vor Ort diese Anforderungen nicht erfüllen, kann eine optimale Betonrezeptur auch die Anlieferung spezieller Ausgangsstoffe zur Mischanlage beinhalten.

### 2.9.2 Zielsichere Herstellung der Bauteile

Hochfester Beton zählt zu den Hochleistungsbetonen, deren erfolgreiche Verwendung Sorgfalt und Erfahrung in weit größeren Umfang bedarf als normalfester Beton.

Im Wohnungs- und Geschossbau ist hochfester Beton kein „Allerwelts-Baustoff“, der nach Betonartenverzeichnis als einer von vielen auf der Baustelle eingebaut wird. Intensive Qualitätssicherung ist erforderlich und teuer [62].

Die bisherigen Erfahrungen zeigen, dass auch im Brückenbau mit hochfestem Beton Bauteile zielsicher hergestellt werden können. Voraussetzung dafür ist jedoch die Umsetzung der zwischen Betonhersteller und bauausführendem Unternehmen vorab abgestimmten projektspezifischen qualitätssichernden Maßnahmen, die in QS-Plänen (Betonherstellung, Transport und Baustelle) niedergelegt werden.

Die projektierte Druckfestigkeitsklasse bis C70/85 kann zielsicher erreicht werden. Voraussetzung dafür ist jedoch die Ausrüstung des Herstellwerks, die Genauigkeit der Wäge- und Dosiereinrichtungen sowie ein Vorhaltemaß von mindestens 15 N/mm<sup>2</sup> für die Ersterstellung und ausreichende Übung mit der Herstellung von hochfestem Beton. Liegen genug Erfahrungen vor und sind die Voraussetzungen der stetigen Herstellung erreicht, deckt der mit der Norm DIN-Fachbericht 100 vorgegebene Variationskoeffizient der Druckfestigkeit die Streubreite der laufenden Produktion mit hochfestem Beton ab.

Die Brückenbauwerke wurden anfangs vermehrt mit hochfestem Beton der Festigkeitsklasse B85 (etwas höhere Festigkeit als der heutige C70/85) ausgeführt. Mit zunehmender Erfahrung wurde für Ortbeton eine niedrigere Festigkeitsklasse, wie z. B. B65, C55/67 und C60/75, gewählt. Die anfangs hohen Zementgehalte um 440 kg/m<sup>2</sup> wurden auf Werte unter 400 kg/m<sup>3</sup> reduziert und zum Teil durch Flugasche ersetzt.

Die Zugabe von Silikastaub als Suspension erfolgt in Dosierungen zwischen 4 % und 8 % vom Zementgehalt. Sie erscheint erforderlich, wenn die Festigkeitsklasse C70/85 im Alter von 28 Tagen nachgewiesen werden soll. Die Zugabe von Flugasche und Silikastaub wurde durch die Verfügbarkeit von Hochleistungsfließmitteln möglich. Die für die Zugabe und Dosierung von Silikasuspension erforderlichen Gerätschaften, dies sind Rührvorrichtungen zu Homogenisierung und spezielle Pumpen, stellen sich in der Praxis als Nachteil heraus. Beides ist sehr kostenaufwändig und kann deshalb vom Zusatzmittelhersteller ausgeliehen werden. Das Ausleihen kann jedoch bei großer Nachfrage zum zeitlichen Engpass werden, wenn zu den vorgesehenen Terminen für Rezepturenentwicklung und Verarbeitungsversuche die Geräte nicht zur Verfügung stehen.

Mit der Reduzierung der Zielfestigkeit des hochfesten Betons wird eine Anhebung des äquivalenten w/z-Wertes möglich, was die Empfindlichkeit des Frischbetons gegenüber kleinen Schwankungen in der Dosierung und Temperatureinflüssen vermindert. Auch bildet sich die so genannte Elefantenhaut als Folge der Austrocknung des Frischbetons nicht so schnell aus wie bei Betonen höherer Festigkeitsklasse. Mit der Reduzierung von Zementgehalt bei gleichzeitiger Zugabe von Flugasche entwickelt der Beton weniger Eigenwärme (Hydratationswärme) beim Erhärten. Dies ist gerade für die massiven Bauteile von Brücken von Vorteil, denn die Eigenwärme des Betons im Bauteil darf 60 °C nicht überschreiten.

Bei der Herstellung von Brückenüberbauten wird aufgrund der großen Bauteilabmessungen und der großen freien Oberfläche mit Quer- und Längsgefälle eine Kombination von Fließmittel und Erstarrungsverzögerer erforderlich. Mit einem angepassten Verzögerungskonzept lässt sich auch die Wärmeentwicklung im Bauteil steuern. Dies bedarf besonderer Sorgfalt bei der Auswahl geeigneter Produkte.

Zwangs- und Eigenspannungen aus der für hochfesten Beton typischen Schwindverformung und Eigenwärmeentwicklung können durch frühzeitige zentrische Teilvorspannung der Bauteile und angepasste Oberflächenbewehrung so beherrscht werden, dass keine Risse entstehen. Als zentrischer Anteil der Teilvorspannung hat sich mind.  $1 \text{ N/mm}^2$  bewährt, jedoch nicht mehr als 30 % des zulässigen Werts. Als Oberflächenbewehrung in Form eines Bewehrungsnetzes hat sich Stabstahl  $\varnothing 10 \text{ mm}$  alle  $15 \text{ cm}$  bewährt. Noch nicht abschließend gelöst erscheint allerdings die Rissbildung in den Koppelfugen abschnittsweise hergestellter Überbauten aus hochfestem Beton C70/85.

Ebenfalls noch nicht abschließend geklärt ist auch die Nachbehandlung der nicht in Schalung hergestellten und freien Oberfläche des hochfesten Betons. Bei den Überbauten, deren Fahrbahntafeln ohne Abdichtung und Fahrbahnbelag besichtigt werden konnten, war die Festbetonoberfläche so uneben, dass sie vor den weiteren Arbeitsschritten mittels Betonfräse geglättet werden musste. Typisch scheint auch die nicht abgeschlossene Entlüftung des Frischbetons beim Auflegen der Nachbehandlungsfolie, die nach oben gerichtete Verdichtungs-poren im Festbeton zur Folge haben kann. Durch diese Poren kann tausalzhaltiges Wasser nahezu ungehindert in den Beton eindringen und durch die dann innerhalb der Betondeckung liegende Chloridfront die geplante Nutzungsdauer reduzieren. Auch sind Risse infolge Kapillarschwindens und Temperaturabflusses mit Öffnungsweiten im Zehntel-Millimeter-Bereich ( $0,1 \text{ mm}$  und größer) nicht mit Sicherheit zu vermeiden.

### 2.9.3 Gute Gebrauchseigenschaften

Als gute Gebrauchseigenschaften von Bauteilen aus hochfestem Beton werden z. B. die Formhaltigkeit, bei Überbauten auch die Ebenflächigkeit und Gradienten sowie angepasste Lagerwege und die Dauerhaftigkeit des Stahl- und Spannbetons genannt. Die Formhaltigkeit ist gut, wenn die zur Tragwerksbemessung angenommenen Werte für E-Modul, Kriechen und Schwinden sich im fertigen Betonbauteil wiederfinden.

Die Erfahrungen aus der Beobachtung der Bauwerke zeigen, dass der E-Modul des hochfesten Betons in der Tendenz höher liegt als die in der Norm DIN 1045-1 angegebenen Mittelwerte. Die Abweichung hat jedoch in keinem Fall 10 % der angenommenen Werte erreicht, sodass in keinem Fall

eine Neuberechnung erforderlich wurde. Mit der Wiederholung der Probelastung der Spannbetonbrücke Glauchau über 5 Felder konnte gezeigt werden, dass sich die Durchbiegung auch nach nahezu 10 Jahren unter Verkehrsbeanspruchung nicht geändert hat. Dies stützt die Annahmen zur Höhe des E-Moduls nach DIN 1045-1 und die Annahme, dass diese das Verformungsverhalten von hochfestem Beton auch über lange Zeiträume hinweg zutreffend beschreiben.

In Bezug auf die Verformungen aus Kriechen und Schwinden wurden im Verlauf der ausgeführten Brückenbauwerke nähere Erkenntnisse gewonnen. Für die frühzeitige Anfangsverformung der Überbauten aus hochfestem Beton, die aus autogenem Schwinden und Hydratationswärme resultieren, hat es sich bewährt, eine Verkürzung um  $0,35 \text{ mm/m}$  für die frühzeitige Anfangsverformung anzunehmen. Langzeitverformungen aus Kriechen und Schwinden wurden an einem Bauwerk mit B85, der Brücke Glauchau, aufgezeichnet. Die am Bauwerk festgestellten Verformungen liegen unterhalb der nach DIN 1045-1 berechneten. Auch die im Anschluss an die frühzeitige hohe Schwindverkürzung des Überbaus festgestellten Lagerbewegungen waren deutlich kleiner als die nach DIN 1045-1 berechneten. Als Folge der am Bauwerk verzeichneten kleineren Kriech- und Schwindverformungen könnte eine Überprüfung der planmäßigen Überhöhung unbelasteter Überbauten erforderlich werden. Auch sind die Spannkraftverluste vorgespannter Konstruktionen aus hochfestem Beton geringer als angenommen.

Zu den Bewegungen der Lager, mit denen der Überbau auf den Unterbauten ruht, zeigen die Erfahrungen, dass die Verwendung temporärer Lager zur Aufnahme der frühzeitigen Anfangsverformung und Verformung aus abfließender Hydratationswärme des Überbaus geboten ist. Die temporären Lager sollten eine Dehnung von  $0,35 \text{ mm/m}$  aufnehmen können. Sie können nach Abklingen der Verformungsgeschwindigkeit, z. B. nach 3 Wochen, gegen die endgültigen Lager ausgetauscht werden.

Die Dauerhaftigkeit der Bauwerke aus hochfestem Beton wurde stichprobenartig überprüft, wobei die ältesten Bauwerke (Buchloe, B58, 12 Jahre, Freihammer Allee, B85, 9 Jahre, Wölkau, B65, 6 Jahre) ausgewählt wurden. Zum Zeitpunkt der Untersuchung im Jahr 2010 konnte an den Bauwerken aus hochfestem Beton nahezu keine Karbonatisierungstiefe festgestellt werden. Im direkten Ver-

gleich eines Pfeilers mit B85 und eines Pfeilers mit B35 an der Brücke Freihammer Allee verläuft die Karbonatisierung unter sonst gleichen Randbedingungen im hochfesten Beton deutlich langsamer. Hinsichtlich des Chlorideindringens zeichnet den hochfesten Beton die rasche Abnahme des Chloridgehalts mit zunehmender Entfernung von der Betonoberfläche aus. Der direkte Vergleich von hochfestem Beton B85 und normalfestem Beton B35 zeigt den deutlich höheren Chlorideindringwiderstand des hochfesten Betons.

Die geringe Karbonatisierungsgeschwindigkeit und die rasche Abnahme des Chloridgehalts mit zunehmender Entfernung von der Betonoberfläche werden hochfesten Betons wird auch in Österreich und den USA zur Verbesserung der Dauerhaftigkeit von Brückenbauwerken genutzt [53].

Die Beanspruchung der Bauwerke durch Frost- und Tausalz ist moderat, da die Bedingungen der mäßigen Wassersättigung bei Frost, der Expositions-klasse XF2, zutreffen. Abwitterungen oder Absanden an den Betonoberflächen aus hochfestem Beton waren deshalb, wie erwartet, nicht zu beobachten.

In Deutschland trifft die schärfere Beanspruchung XF4, Frost- und Tausalz bei hoher Wassersättigung, auf die beobachteten Bauwerke nicht zu und kann deshalb nicht beurteilt werden. Für den Fall, dass in Zukunft hochfester Beton in der Expositions-klasse XF4 verwendet werden sollte, ist ein hochfester Luftporenbeton zu empfehlen (s. Kapitel 2.2.8). Das Luftporengefüge reduziert die innere Mikrorissbildung im silikastaubhaltigen hochfesten Beton und wendet damit die Gefahr der möglichen Aufweitung dieser Risse durch Frost-Tausalz-Einwirkungen ab. Die Verwendung von Luftporenbeton zur Herstellung von Brückenüberbauten ist in Deutschland jedoch nicht üblich, vor allem nicht für vorgespannte Konstruktionen.

In Österreich und den USA wird die Ausführung von hochfestem Beton mit Luftporen in der Expositions-klasse XF4 empfohlen (s. Kapitel 2.8).

#### 2.9.4 Direkt befahrene Oberflächen

Nach den Erfahrungen aus der Beobachtung der Ausführung von Brückenüberbauten mit hochfestem Beton in Deutschland (s. Kapitel 2.9.2) ist es mit den heute zum Schutz und zur Nachbehandlung der nicht in Schalung hergestellten nahezu ho-

rizontalen Betonoberfläche üblichen Maßnahmen nicht möglich, Fahrbahntafeln frei von Rissen und vertikal verlaufenden Luftporenkanälen herzustellen.

Die aus Österreich berichtete erfolgreiche Verwendung von hochfestem Beton für direkt befahrene Oberflächen beschränkt sich auf kurze Brücken mit ca. 10 m Länge (s. Kapitel 2.8). Dort ist auch das Applizieren des Besenstrichs auf hochfesten Beton, der für eine direkt befahrene Straßenoberfläche für erforderlich gehalten wird, in der Diskussion.

Die langjährigen Erfahrungen mit hochfestem Beton in direkt befahrenen Fahrbahntafeln in den USA zeigen, dass noch keine Nachbehandlungsmethode gefunden wurde, mit der mit Sicherheit Risse in der Oberfläche verhindert werden. Aus diesem Grund werden in jüngerer Zeit geringere Druckfestigkeiten mit moderatem Chlorideindringwiderstand für praktikabel gehalten (s. Kapitel 2.8).

#### 2.9.5 Gute optische Qualität

Das Erscheinungsbild der Brückenbauwerke aus hochfestem Beton wird wesentlich von der Schlankheit geprägt. Die Überbauten sind schlanker ausgeführt als üblicherweise. Wenn ergänzend zur Schlankheit auch das Verhältnis von Widerlagerhöhe, Spannweite und Konstruktionshöhe abgestimmt ist, wirken die Brücken insgesamt leicht und elegant (s. Bild 16).

Die Farbe von hochfestem Beton wirkt etwas dunkler als die eines vergleichbaren normalfesten Betons. Dies ist zum einen im Zement- und Silikastaubgehalt begründet. Die Zugabe von Flugasche verändert die Farbe des Betons eher geringfügig. Nur bei zu weicher Konsistenz können sich durch flugaschehaltige Flüssigkeitsansammlungen dünne dunkle Streifen im Festbeton abzeichnen. Zum andern ist die dunklere Farbe durch die höhere Dichtigkeit der Betonoberfläche bedingt.

Wie auch bei normalfesten Betonen erscheint ein Bauteil mit hohem w/z-Wert heller als ein Bauteil aus denselben Ausgangsstoffen mit niedrigem w/z-Wert. Je größer die Porosität der Betonoberfläche ist, desto heller erscheint sie. Unterschiede in Verdichtung, Schalhautoberfläche und/oder Nachbehandlung treten deshalb als Farbveränderung in Erscheinung.

Die Farbe des Betons kann durch die Herkunft des Zements, die Zementart, Silikastaubverwendung

und die Farbe der feinen Gesteinskörnung beeinflusst werden. Dies zeigt z. B. die Bogenbrücke Wölkau mit hochfestem Beton aus CEM III/A. Auch kann die dunklere Farbe des hochfesten Betons bewusst zur Steuerung des optischen Eindrucks genutzt werden, wie die Fertigteilbrücke Bad Griesbach zeigt. Dieser Einfluss von Zement und feiner Gesteinskörnung auf die Farbe des Betons existiert in gleicher Weise bei normalfestem Beton.

Aus der Nähe betrachtet weist der hochfeste Beton eine geschlossene feste Oberfläche auf, die die Struktur der sägerauen Schalung scharf abbildet. Wie bei normalfestem Beton ist jedoch die Abstimmung von Trennmittel, Frischbeton und Schalhaut von entscheidender Bedeutung für eine lunkerfreie und gleichmäßig gefärbte Sichtbetonoberfläche.

Die Untersicht von Überbauten aus hochfestem Beton wird ebenso von der Sauberkeit der Schalung vor dem Betonieren und den Abdrücken von Abstandhaltern beeinflusst, wie bei der Verwendung von normalfestem Beton. Auch in Bezug auf Mängel der Bauausführung, wie z. B. frei liegendes Korngerüst (Kiesnester) im Festbeton an den Stoßkanten der Schalung oder Unterläufigkeit der Abdichtung des Überbaus, ist kein entscheidender Unterschied zwischen hochfestem und normalfestem Beton feststellbar. Die für Abdichtungsprobleme typischen weißen Aussinterungen an den Untersichten der Überbauten am Anschluss der Brückenkappen können auch bei hochfestem Beton auftreten (Bauwerke Buchloe und Wölkau).

### 2.9.6 Erforderlicher Aufwand

#### Aufwand des Bauherrn

Die Erfahrungen zeigen, dass der Aufwand des Bauherrn für Überwachung und Motivation von Transportbetonhersteller und Bauunternehmung zur Aufstellung und Einhaltung der Qualitätssicherungspläne sehr hoch ist. Ohne Unterstützung eines mit hochfestem Beton vertrauten und betontechnologisch kundigen Gutachters kann der Bauherr dies nicht leisten. Dies wurde z. B. bei Ausführung des Pylons der Rheinbrücke Wesel mit C55/67 (s. Kapitel 2.6.4) deutlich.

In den Transportbetonwerken müssen in jedem Fall die Funktion der Feuchtemessung der Gesteinskörnungen, die Mischleistung sowie die vollständige Entleerbarkeit der Mischer und die Genauigkeit der Dosiereinrichtungen überprüft und gegebenenfalls

korrigiert werden. Dies trifft im Regelfall auf Unverständnis, sodass hier eine unabhängige Überprüfung empfehlenswert ist. Werden im Werk die Gesteinskörnungen für Beton nicht vor Witterung geschützt gelagert (oder nass aus der Gewinnung in Silos verbracht), scheinen die zum Witterungsschutz (gleichförmige Feuchte) zu treffenden Maßnahmen für das Transportbetonwerk nicht einsehbar und/oder zu kostenaufwändig zu sein. Auch hier ist der betontechnologischer Betreuer der Betonlieferwerke nicht in der Position, die erforderlichen Maßnahmen durchzusetzen.

Auf der Baustelle ist die betontechnologischer Begleitung der Verarbeitungsversuche bzw. der Probetonage unbedingt erforderlich, um die Ergebnisse richtig aufzubereiten und für die Herstellung des Bauteils nutzbar zu machen. Mit der Beurteilung der Eignung der zur Qualitätssicherung vom Bauunternehmen vorgesehenen Maßnahmen, wie z. B. Betonierplan, Umgang mit möglichen Ausfällen von Betonherstellwerk und Betoneinbaugeräten, Nachbehandlungskonzept, ist eine nicht mit der Herstellung von hochfestem Beton vertraute Person überfordert. Auch hier ist die Überprüfung der getroffenen Maßnahmen durch einen mit dem Einbau solcher Betone vertrauten Gutachter empfehlenswert, damit das Bauwerk zielsicher erstellt werden kann.

Beim Einbau des hochfesten Betons in die Schalung treten immer wieder unerwartete Ereignisse auf, wie z. B. die Über- oder Unterschreitung zulässiger Toleranzen. Die Erfahrungen haben gezeigt, dass Abweichungen vom Plan mit Sachverstand und in Bezug auf die Auswirkung auf das Gelingen des Bauteils innerhalb kurzer Zeit beurteilt werden müssen. Auch diese Entscheidungen kann nur eine Person mit entsprechender Kompetenz und Erfahrung sowie Unabhängigkeit vom zeitlichen und wirtschaftlichen Erfolg der Baumaßnahme angemessen treffen.

#### Aufwand des Auftragnehmers

Bei der Herstellung von Brückenbauwerken mit hochfestem Beton entsteht dem Auftragnehmer (Bauunternehmung) neben dem Aufwand für die Ausführung des Bauwerks selbst zusätzlicher Aufwand für die Rezeptentwicklung und die Verarbeitungsversuche.

Der Aufwand für die Ausführung des Bauwerks ist höher als die in den Normen DIN-Fachbericht 100

und DIN 1045-3 genannten Mindestanforderungen Überwachungsklasse 3, Fremdüberwachung ergänzend zur Eigenüberwachung und QS-Plan.

Die Erfahrungen aus dem Brückenbau zeigen, dass ein Verarbeitungsversuch auf der Baustelle, bei dem die das Bauwerk ausführende Betoniermannschaft beteiligt ist, unerlässlich ist und durch eine weitere Probebetonage, z. B. eines untergeordneten Bauteils der Brücke, ergänzt werden muss, damit die Herstellung des Brückenbauteils selbst in der erwarteten guten Qualität erfolgt. Auch können bei Misslingen eines Verarbeitungsversuchs bzw. einer Probebetonage zur Beseitigung der Ursache weitere Probebetonagen erforderlich werden.

Besonderer Aufwand entsteht auch durch die Erstellung eines mit dem Betonhersteller abgestimmten detaillierten QS-Plans, der im Zuge der Verarbeitungsversuche fortgeschrieben wird. Entsprechende Erfahrungen werden auch aus dem Hochbau [62] berichtet.

Häufig unterschätzt wird auch der Aufwand für das Verlegen der Bewehrung der Bauteile aus hochfestem Beton. Die erforderliche Bewehrung muss unter beengten Verhältnissen in die schlanken Bauteile eingebaut werden. Die netzförmig zu verlegende Oberflächenbewehrung mit Stababstand von 15 cm bedeutet gegenüber normalfestem Beton einen größeren Aufwand.

Ebenso unterschätzt wird häufig der Aufwand für Einbau, Verdichtung und Nachbehandlung des hochfesten Betons. Ein Beispiel dafür ist die um 30 % höhere Verdichtungsenergie für hochfesten Beton. Das bedeutet, umgesetzt auf der Baustelle: für einen Überbau mindestens 4 Mann mit Innenrüttler und höheren Zeitaufwand als Folge der geringen Dicke der Einbaulage von rd. 30 cm, des engen Verdichtungsrastrers von ca. 20 cm x 20 cm, und des langsamen Herausziehens der Rüttelflaschen. Die Rüttelbohle kann nicht zur Verdichtung der oberen Einbaulage herangezogen werden, sondern dient ausschließlich dem Abziehen überschüssigen Frischbetons und der Erzeugung des dachprofilartigen Quergefälles.

Nachbehandlung von hochfestem Beton erfordert aus heutiger Sicht den Verdunstungsschutz durch Auflegen von Folie. Nachbehandlungsmittel haben sich nicht bewährt. Zum Abdecken eines Überbaus müssen dann mindestens 2 Folien (eine für das Abdecken direkt nach dem Verdichten des Betons und eine nach dem Abziehen der Oberfläche) vorgehal-

ten werden. Da diese Folien mindesten so breit und so lang wie der Überbau sein müssen, ist meistens eine Sonderbestellung im Vorfeld erforderlich.

Den zusätzlichen Aufwand für Rezeptentwicklung und Verarbeitungsversuche sollte das Bauunternehmen zusammen mit dem Betonhersteller kalkulieren.

Der Aufwand für die zielsichere Herstellung von hochfestem Beton der projektierten Festigkeitsklasse ist erheblich höher als für normalfesten Beton. Die Norm DIN-Fachbericht 100 enthält nur die mindestens erforderlichen Anforderungen. Die darüber hinausgehenden Maßnahmen betreffen vor allem Dosierung, Dosiergenauigkeit, Mischwirkung, witterungsgeschützte Lagerung der Gesteinskörnung und zusätzlich dazu die Überwachung des Wassergehalts der Gesteinskörnung. Die Erfahrungen zeigen, dass auch die Auswahl geeigneter Zement- und Zusatzmittelkombinationen sehr wichtig ist für gleichmäßige Frischbetoneigenschaften, gute Verarbeitungseigenschaften, ausreichende Verarbeitbarkeitsdauer, dem Betonvolumen angepasste Verzögerungszeiten und Hydratationswärmeentwicklung. Diese Ziele zu erreichen und einen für die Bauaufgabe geeigneten hochfesten Beton herzustellen kann auch einen Wechsel der im Werk vorhandenen Betonzusatzmittel oder Zemente für die Herstellung erfordern. Das zielsichere Erreichen der Frischbetoneigenschaften erfordert zudem ausreichend Übung, verbunden mit vielfachen Betonherstellungen, Frischbetonprüfungen und Festigkeitsprüfungen im Vorfeld zu eigentlichen Eigenschaftsprüfung.

Für silikastaubhaltigen hochfesten Beton ist die Verfügbarkeit der Silikastaubsuspension samt Homogenisier- und Dosiereinrichtung für alle Vorversuche, Eignungsprüfung, Verarbeitungsversuche, brückenbauspezifische Probebetonagen und nicht nur für die Ausführung des Bauwerks selbst zu bedenken.

### **2.9.7 Erforderliche Maßnahmen zur zielsicheren Herstellung der Bauteile**

Die erfolgreiche Herstellung von Bauwerken und Bauteilen mit hochfestem Beton erfordert schon im Vorfeld eine Abstimmung zwischen allen Beteiligten: Bauherr, Bauunternehmung, Betonhersteller, fremdüberwachender Stelle, Planer und betontechnologischem Berater mit Erfahrungen in der Planung und Ausführung von großvolumigen Bauwer-

ken mit hochfestem Beton. Detaillierte Anmerkungen sind z. B. auch in [63, 64, 62] zusammengestellt. Beide Veröffentlichungen stammen aus dem Jahr 2005 und sind, bis auf die seitdem erfolgten Änderungen in den Regelwerken DIN-Fachbericht 102, DIN 1045-1, DIN-Fachbericht 100, DIN 1045-3 und ZTV-ING, auch heute noch aktuell.

### 3 Selbstverdichtender Beton

#### 3.1 Eigenschaften

Selbstverdichtender Beton (SVB) ist ein sehr fließfähiger Beton, der ohne Einwirkung von Verdichtungsenergie allein unter dem Einfluss der Schwerkraft fließt, sich dabei entlüftet, jeden Hohlraum innerhalb der Schalung füllt und dennoch so mischungsstabil ist, dass die groben Gesteinskörner im flüssigen Mörtel nicht absinken. Im Vergleich zu einem normalen Beton entfällt die Verdichtung beim Einbau vollständig.

Diese besonderen Eigenschaften, das selbsttätige Fließen des Betons in jeden Winkel der Schalung und der Bewehrung bei gleichzeitigem vollständigem Entlüften, sind eine Folge einer abgestimmten Kornzusammensetzung von Zement, mehlfinen Stoffen und Gesteinskörnung sowie der Leistungsfähigkeit der Fließmittel der „neuen Generation“ auf Basis von Polycarboxylat bzw. Polycarboxylatether.

Auch die Mischungsstabilität des SVB resultiert aus der abgestimmten Sieblinie der festen Betonausgangsstoffe, vom Zement mit wenigen  $\mu\text{m}$  Durchmesser über die Zusatzstoffe – je nach Art mit noch geringeren Durchmessern als Zement – bis zu den Gesteinskörnern mit bis zu üblicherweise 16 mm Durchmesser.

Für die größeren Gesteinskörner (oberhalb von ca. 4 mm) im selbstverdichtenden Frischbeton des so genannten Mehlkorntyps wirkt die Suspension aus Zement, mehlfinen reaktionsfähigen Stoffen, wie z. B. Hüttensand oder Flugaschen, mehlfinen Gesteinskörnern, Wasser und Betonzusatzmittel als Gleitmittel (vergleichbar dem Zementleim im normalen Beton). Für den Zement und die weiteren mehlfinen Ausgangsstoffe wirkt die Lösung von Wasser plus Fließmittel als Gleitmittel. Mit den Fließmitteln der „neuen Generation“ wird neben der erforderlichen Fließfähigkeit auch eine ausreichend lange Verarbeitbarkeitsdauer erzielt.

Mit Fließmitteln auf Basis von Polycarboxylatether (PCE) besteht die Möglichkeit, maßgeschneiderte Fließmittel für die jeweiligen Betonausgangsstoffe, -zusammensetzung und den Einsatzbereich herzustellen. Diese hohe Spezialisierung der Fließmittel hat jedoch den Nachteil, dass nicht jedes PCE mit den zur Verfügung stehenden Betonausgangsstoffen die erwartete Wirkung hat. Wenn keine einschlägigen Erfahrungen vorliegen, muss die Abstimmung von Fließmittel, Wasser, Zement, mehlfinem Zusatzstoff und mehlfiner Gesteinskörnung in umfangreichen Vorversuchen am Zementleim bestimmt und in daran anschließenden Betonversuchen bestätigt werden.

Unter Verwendung von speziellen Betonzusatzmitteln, den Stabilisierern oder Sedimentationsreduzierern, können die Frischbetoneigenschaften eines SVB auch mit geringerem Mehlkorngesamt oder bei nicht ganz optimalen Betonausgangsstoffen eingestellt werden. Diese SVB zählen dann zu den so genannten Kombinationstypen, bei denen sowohl der Mehlkorngesamt erhöht als auch Stabilisierer auf mineralischer oder organischer Basis zugegeben werden.

Heute wird in Deutschland nicht mehr zwischen den SVB-Typen unterschieden, sondern der Mindestmehlkorngesamt und die Überprüfung der selbstverdichtenden Frischbetoneigenschaften einschließlich des Sedimentationsverhaltens in Hinblick auf die Anforderungen werden vorgeschrieben.

Das Größtkorn der Gesteinskörnung beträgt in der Regel 8 oder 16 mm. SVB mit 32 mm Größtkorn sind zwar realisierbar, erfordern aber eine bessere Stabilität von Leim und Mörtel, damit diese vergleichsweise schweren Körner im Frischbeton nicht absinken.

Grundlage für Bemessung, Herstellung und Einbau von selbstverdichtendem Beton ist DIN 1045, die durch DAfStb-Richtlinie Selbstverdichtender Beton ergänzt wird [70].

Selbstverdichtender Beton (SVB) kann als normalfester SVB (ohne zusätzliche Qualitätssicherung für die hohe Druckfestigkeit im Bauwerk) oder als hochfester SVB (mit zusätzlicher Qualitätssicherung für die hohe Druckfestigkeit im Bauwerk) hergestellt werden.

Die Festbetoneigenschaften des normalfesten SVB sind eher vergleichbar mit Normalbeton derselben Festigkeitsklasse. Die Dauerhaftigkeit, d. h. Karbo-

natisierungswiderstand, Chlorideindringwiderstand, Frost- und Frost-Tausalz-Widerstand, ist gegenüber normalfestem Rüttelbeton leicht verbessert, reicht jedoch nicht an die des hochfesten Betons heran. Dies resultiert aus dem w/z-Wert des normalfesten SVB, der 0,45 üblicherweise überschreitet und damit eine Kapillarporosität erzeugt, die dem normalfesten Beton vergleichbar ist. Die Verbesserung der Dauerhaftigkeit von SVB beruht im Wesentlichen auf der verbesserten Dispergierung von Zement und Zusatzstoff im Anmachwasser. Durch die feineren und dicht beieinander liegenden reaktionsfähigen Partikel im Zementleim reagieren diese schneller und vollständiger, sodass die Mörtelmatrix dichter wird.

Die Festbetoneigenschaften des hochfesten SVB sind vergleichbar mit hochfestem Normalbeton derselben Festigkeitsklasse, also mit hochfestem Beton. Dies schließt auch die für hochfeste Betone typische Hydratationswärmeentwicklung, Schwinden, Kriechen und die Dauerhaftigkeit ein (vgl. Kapitel 2.2).

Die Vorteile, die sich aus der Verwendung von SVB ergeben, sollen auch im Brücken- und Ingenieurbau genutzt werden können. Durch den Wegfall der Verdichtung des Betons beim Einbau in die Schalung

- sind die (Fach-)Arbeiter keiner körperlich stark belastenden Vibrations- und Lärmbeanspruchung ausgesetzt,
- entfällt die Übertragung von Schwingungen als Folge der Vibration auf angrenzende Bauteile,
- wird die Lärmemission der Baustelle so weit reduziert, sodass auch Nachtbetonagen in eng besiedelten Ballungsräumen möglich erscheinen,
- entfällt der Zeitaufwand für die sachgerechte Verdichtung des Frischbetons und es müssen weniger (Fach-)Arbeitskräfte eingesetzt werden,
- werden weder die Sichtbetonoberfläche noch der Korrosionsschutz der Bewehrung und der kraftschlüssige Verbund zwischen Bewehrung und Beton durch Verdichtungsfehler beeinträchtigt,
- können hochbewehrte Bauteile in bewährter Qualität ausgeführt werden, weil Rüttelgassen in der Bewehrungsführung nicht erforderlich sind.

Die Vorteile aus der selbstverdichtenden Eigenschaft fokussieren sich vor allem auf die Herstellung und Ausführung der Bauwerke wie z. B. die Vermeidung typischer Planungsfehler der Bewehrungsführung und typischer Verdichtungsmängel, die Verbesserung des Arbeitsschutzes und die Reduzierung der Ausführungskosten.

## 3.2 Aspekte des selbstverdichtenden Betons im Brückenbau

### 3.2.1 Herstellung und Bauausführung

Die besonderen Anforderungen an die Herstellung und Ausführung von Bauwerken mit SVB im Brücken- oder Tunnelbau sind in weiten Bereichen gleich mit denen an hochfesten Beton. Dazu zählen die große Einbaumenge je Bauabschnitt, z. B. Widerlager oder Überbau, sowie die große freie Oberfläche und die erforderliche Längs- und Querneigung der Fahrbahntafeln von Überbauten von Straßenbrücken (s. Kapitel 2.3.3) und im Tunnelbau Anzahl sowie enge zeitliche Folge der Bauabschnitte.

Auch SVB muss von einem Transportbetonwerk „vor Ort“ hergestellt und geliefert werden. Dafür ist es erforderlich, dass im Transportbetonwerk die Betonausgangsstoffe in ausreichender Menge vorliegen und die Gesteinskörnungen vor Niederschlag geschützt vorgehalten werden. Auch muss das Transportbetonwerk über die zur Herstellung von SVB in [70] geforderten speziellen Kenntnisse und Erfahrungen sowie die Ausstattung zur über das normale Maß hinausgehenden Überprüfung der Ausgangsstoffe und die erforderliche Anzahl an Dosiereinrichtungen mit hoher Genauigkeit verfügen.

Herstellung und Verarbeitung von SVB weichen jedoch hinsichtlich Konsistenz, Fließverhaltens und Einbaus des Frischbetons in das Bauteil wesentlich von normalfestem und hochfestem Beton ab.

SVB darf im Bauteil nicht unter Zuführung zusätzlicher Verdichtungsenergie, z. B. mit Rüttelflasche oder Schalungsrüttler, verdichtet werden. Die Anforderungen an Konsistenz, Fließverhalten und Verarbeitbarkeitsdauer bei unveränderten Frischbetoneigenschaften sind deshalb besonders hoch. Das bedeutet auch, dass die Anforderungen an gleich bleibende Ausgangsstoffe in ausreichender Menge, Dosierung von Hochleistungsfließmitteln und Zugabewasser für die Herstellung von SVB besonders hoch sind.

Die in Vorversuchen für die jeweilige Baumaßnahme festgelegten Frischbetonkennwerte müssen zielsicher erreicht werden. Die dafür erforderlichen Maßnahmen müssen im projektbezogenen Qualitätssicherungsverfahren erprobt und festgelegt werden.

Die Anforderung an die Genauigkeit der Dosierung des Zugabwassers kann nur eingehalten werden, wenn die Eigenfeuchte jeder Fraktion der Gesteinskörnung, insbesondere des Sandes, bekannt ist und über den Herstellzeitraum gleich bleibt. Bei den großen Betonmengen, die im Brückenbau erforderlich sind, ist dies nur möglich, wenn Sand und grobe Gesteinskörnung vor direktem Witterungseinfluss (Regen, Schnee, Frost, Sonne) geschützt gelagert werden und die Eigenfeuchte aller Fraktionen automatisch bestimmt und in die Mischerzentrale weitergeleitet werden kann.

Für Herstellung und Einbau von SVB ist ein Qualitätssicherungsplan erforderlich, der vom Betonhersteller und -verarbeiter in Abstimmung miteinander erstellt werden muss. Die Anforderungen an die Kontrolle der Ausgangsstoffe, der Ausstattung und der Betoneigenschaften sind in der Richtlinie [70] festgelegt. Mit welchen Maßnahmen diese Anforderungen erreicht werden können, wie groß die zulässigen Toleranzen sind und wie im Falle von Abweichungen die Sollwerte wieder erreicht werden können, steht jedoch nicht in der Richtlinie, sondern muss vor Ort mit zum Teil umfangreichen Vorversuchen experimentell in Erfahrung gebracht werden.

### 3.2.2 Qualitätssicherung

Für SVB muss immer ein Qualitätssicherungsplan aufgestellt werden, in dem festgelegt ist, was, wo, wie oft und durch wen zu überprüfen ist und welche Grenzwerte eingehalten werden müssen [70]. Es wird gefordert, dass für das Vorgehen bei Abweichungen vom Soll die notwendigen Maßnahmen festgelegt und die Verantwortlichen benannt werden. Die Ergebnisse der Überprüfungen müssen von den Verantwortlichen dokumentiert werden. Die verantwortlichen Personen müssen benannt sein.

Der Qualitätssicherungsplan muss Betonherstellung, Lieferung, Einbau und Nachbehandlung umfassen. Um die dafür erforderlichen Maßnahmen und Sollwerte samt zulässiger Abweichung in Erfahrung zu bringen und das Personal im Umgang

mit dem selbstverdichtenden Beton zu schulen, müssen Vorversuche durchgeführt werden.

Im Brückenbau ist es zweckmäßig, untergeordnete Bauteile (Fundamente) oder Brückenbauteile, für die eine geringere Festigkeit ausreichend ist (Widerlager, Pfeiler), für die erforderlichen Probebetonagen zu nutzen. Denn nur mit solch großvolumigen Bauteilen können die kontinuierliche Herstellung, Verarbeitung und Nachbehandlung der erforderlichen großen Betonmengen realitätsnah abgebildet werden.

Im Vorfeld zu solchen Probebetonagen erfolgt der so genannte Mischungsentwurf, mit dem Betonzusammensetzung einschließlich besonderer Prüfung der Ausgangsstoffe, selbstverdichtende Frischbetoneigenschaften, wie z. B. Konsistenz (Setzfließmaß oder Trichterauslaufzeit), Verarbeitungsdauer, Verarbeitungsbereich (SVB-Verarbeitungsfenster), Sedimentationsverhalten, Druckfestigkeit und ggf. Temperaturentwicklung, E-Modul und Kriechen ermittelt werden.

Der Mischungsentwurf ist mit erheblichem Aufwand verbunden, da i. d. R. die Herstellung mehrerer Betone zur Abstimmung der Betonausgangsstoffe, der Frisch- und Festbetoneigenschaften erforderlich ist.

Aufwändig sind auch Untersuchungen zur Verträglichkeit von Frischbeton, Trennmittel und Schalhaut, die ebenfalls im Vorfeld durchgeführt werden müssen. Auch hier ist, wenn keine einschlägigen Erfahrungen vorliegen, die Untersuchung mehrerer Kombinationen erforderlich. Nur dann ist es möglich, auch mit selbstverdichtendem Beton zielsicher gute Sichtbetonflächen herzustellen.

## 3.3 Offene Fragen

Damit die Vorteile von selbstverdichtendem Beton (SVB) für den Brückenbau genutzt werden können, muss es möglich sein, Bauteile zielsicher herzustellen und Bauwerke mit guten Gebrauchseigenschaften in guter optischer Qualität zu erhalten. Wie diese Ziele in der Praxis sicher erreicht werden und welcher Aufwand dafür erforderlich ist, sind die Fragen, die den ausgeführten Projekten zugrunde liegen.

Im Zuge der Herstellung von SVB für den Brückenbau stellt sich zunächst die Frage, ob die besonders aufeinander abgestimmten Betonausgangs-

stoffe in ausreichender Menge zu Verfügung stehen. Dies betrifft Zement, Mehlkorn wie z. B. Kalksteinmehl, Flugasche, Hüttensand, gleichmäßig trockene Gesteinskörnung und Betonzusatzmittel.

Auch stellt sich die Frage, ob die in der Praxis erreichbare Dosiergenauigkeit im Transportbetonwerk es erlaubt, die selbstverdichtende Eigenschaft des Frischbetons über den gesamten Zeitraum der Bauteilerstellung sicherzustellen.

Mit welchen Maßnahmen kann eine unerwartete Veränderung der Fließ- und selbstverdichtenden Eigenschaften verhindert werden, die eine Unterbrechung der Betonage zur Folge hätte? Eine solche Unterbrechung hätte nicht geplante Arbeitsfugen oder, im schlechtesten Fall, eine nur zum Teil gefüllte Schalung als Folge. In solchen Fällen ist es fraglich, ob ein anforderungsgerechtes Bauteil hergestellt werden kann. Ist die Robustheit von selbstverdichtendem Beton gegen unerwartete und unvorhersehbare Veränderungen der Herstell- und Einbaubedingungen ausreichend groß?

Eine weitere Frage ist, für welche Bauteile im Brücken- und Ingenieurbau SVB vorteilhaft genutzt werden kann.

Als weiterer Vorteil des SVB wird die Verbesserung der Oberflächenqualität genannt. Ob und inwieweit dies im Brücken- und Ingenieurbau zutrifft, ist ebenfalls eine offene Frage.

Der Aufwand für Herstellung und Einbau von SVB ist erheblich größer als für normalen Rüttelbeton. Der Qualitätssicherungsplan muss sowohl die Herstellung als auch die Verarbeitung umfassen. Das ist bei normalfestem Beton nicht erforderlich und auch nicht üblich, weil hierfür wohlbekanntes Wissen ausreichend bei den Handwerkern vor Ort vorhanden ist.

Hier stellt sich auch die Frage, ob der erforderliche finanzielle, zeitliche und personelle Aufwand für Aufstellung und Überprüfung der qualitätssichernden Maßnahmen sowie die umfangreichen Vorversuche bei Angebotsabgabe realistisch eingeschätzt wird. Wird, z. B. aus Mangel an Erfahrung, der Aufwand bei Angebotsabgabe unterschätzt, ist zu erwarten, dass die Bereitschaft sinkt, die erforderlichen kostenträchtigen Maßnahmen während der Bauausführung freiwillig zu ergreifen.

Um die offenen Fragen zu klären, sollten die ersten Projekte unter gutachterlicher Begleitung und unab-

hängiger Beobachtung durch die BAST ausgeführt werden. Die Anwendbarkeit von selbstverdichtendem Beton zur Ausführung von Bauwerken des Brücken- und Ingenieurbaus wurde schon frühzeitig im Rahmen des BAST-Projektes „Verwendung von selbstverdichtendem Beton (SVB) im Brücken- und Ingenieurbau an Bundesfernstraßen“ [68] untersucht.

### 3.4 Beobachtete Bauwerke

#### 3.4.1 Einleitung

Die durch die BAST beobachteten Bauwerke wurden mit Zustimmung im Einzelfall durch das Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS) erstellt.

Die Tragwerksbemessung von Bauteilen aus SVB erfolgte, sofern kein hochfester SVB verwendet wurde, nach den Regeln des DIN-Fachberichts 102 „Betonbrücken“. Bemessungsrelevante Fragen, wie z. B. der Verbund mit der Bewehrung oder der Nachweis der Rissbreitenbegrenzung, wurden durch die hinzugezogenen Gutachter bauwerkspezifisch beantwortet. Für die Untersuchung der Anwendbarkeit von normalfestem SVB wurden Bauteile ohne Vorspannung ausgewählt.

Das Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS) entschloss sich im Jahr 2001, die damals neue Technologie zu fördern. Die ersten Bauwerke mit SVB wurden 2001 ausgeführt, bevor die DAfStb-Richtlinie Selbstverdichtender Beton [70] im Hochbau bauaufsichtlich eingeführt war.

Über die Erfahrungen mit SVB im Brücken- und Ingenieurbau bis zum Jahr 2005 wird in dem Bericht der Bundesanstalt für Straßenwesen B 53 „Verwendung von selbstverdichtendem Beton (SVB) im Brücken- und Ingenieurbau an Bundesfernstraßen“ [68] berichtet. Diese werden vervollständigt mit der Beobachtung dreier weiterer Bauteile, der Stützenköpfe Strelasundquerung, der Rettungstollen Tunnel Dillenburg und des Entrauchungsschachts Jagdbergtunnel. Damit wurden durch die BAST folgende Bauwerke begleitet:

- Widerlagerwand der Unterführung eines Radwegs im Zuge der BAB A 99 bei München (Germering),
- Rasterdecke der Lärmschutzgalerie des Kappler Tunnels im Zuge der B 31 bei Freiburg,

- Schrägstiel der Überführung eines Wirtschaftsweges über die BAB A 17 bei Dresden (Wölkau),
- Pfeilerköpfe (Übergang der Betonstütze in den Stützenanschluss des Stahlüberbaus) der 2. Stelasantquerung,
- mehrer Blöcke im Rettungstollen des Tunnels Dillenburg,
- Entrauchungsschacht im Jagdbergtunnel.

### 3.4.2 Widerlagerwand UF Radweg bei Germering

#### Bauwerk

Im Zuge der Neubaumaßnahme Bundesautobahn A 99 (Westring München) wurde eine Geh- und Radwegunterführung bei Aubing (BW92-5s) mit selbstverdichtendem Beton (SVB) ausgeschrieben. Angaben zur Konstruktion sind in Tabelle 7 enthalten. Die Bundesanstalt für Straßenwesen wurde unmittelbar vor der Betonage des zweiten Widerlagers Süd im April 2001 über das Bauvorhaben in-

formiert. Dieses Bauvorhaben war in der Straßenbauverwaltung das erste in einem offenen Verfahren ausgeschrieben. Projekt mit SVB. Die Widerlagerwände der Unterführung (s. Bild 32) mussten mit 2,5 % Gefälle in Richtung der langen Wand und 2,7 % Gefälle in Richtung der Flügelwände ausgeführt werden.



Bild 32: Aufsicht auf die Geh- und Radwegunterführung bei Germering

Lfd. Nr.	Bauwerk	Baujahr	Konstruktion	Beton		
				Druckfestigkeit Plan/ Erzielte Festigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	Einbaugeschwindigkeit [m <sup>3</sup> /h]	Volumen je BA* [m <sup>3</sup> ]
1	Germering, Widerlagerwand	2001	Rahmenkonstruktion; 2,7 % Oberflächengefälle am Flügel, 2,5 % unterhalb der Fahrbahntafel	B25/B55	16	150 Fundament (Vorversuch); 270 Widerlager
2	Rasterdecke Tunnel Kappel	2002	Fertigteilplatte mit Aussparungen, 47 Fertigteile	B45/ $f_{cm} = 64 \text{ N/mm}^2$	k. A.	11
3	Wölkau, Schrägstiele	2004	Bogenförmiges Tragwerk mit Überbaubalken, 2 Schrägstiele	B65 (56 d)/ $f_{cm} = 88 \text{ N/mm}^2$ (56 d)	9	90 Widerlager (Vorversuch); 18 je Schrägstiel
4	Pfeilerköpfe der 2. Stelasantquerung	2005	2 Verbindungen der Y-förmigen Stützenan- schlüsse der Stahlver- bundbrücke mit dem Betonpfeiler	C35/45/ k. A.	max. 25	k. A. zu Vorversuch; 65 je Pfeilerkopf
5	Rettungstollen Tunnel Dillenburg	2007	Tunnelinnenschale; 6 Blöcke à 6 m Länge, Wandstärke i. M. 0,30 m	C30/37/ $f_{cm} = 65 \text{ N/mm}^2$	6 bis 10	k. A.
6	Entrauchungs- schacht Jagdbergtunnel	2010	130 m hoher runder Schacht mit 6,70 m Durchmesser und Verschneidungsbereich zum Querschlag mit variablen Radien	C35/45/ k. A.	k. A.	k. A.

\* je Bauabschnitt

Tab. 7: Angaben zu Konstruktion und Ausführung der Bauwerke mit hochfestem Beton

### Eignungsprüfung – Rezeptentwicklung

Die Rezeptentwicklung erfolgte unter Begleitung des Betonherstellers durch einen Sachverständigen für Betontechnologie als Gutachter. Anstelle von Konsistenz und Druckfestigkeit standen die selbstverdichtenden Eigenschaften, d. h. Entlüften des Frischbetons beim Fließen in jeden Winkel und das Nicht-Sedimentieren von Zementleim als auch der groben Gesteinskörnung (16 mm Größtkorn), im Vordergrund des Mischungsentwurfs. So wurde Beton der Festigkeitsklasse B55 anstelle des statisch erforderlichen B25 eingebaut. Die Bewehrung zur Begrenzung der Rissbreite wurde für einen Beton der Festigkeitsklasse B45 dimensioniert. Angaben zur Rezeptur sind in Tabelle 8 enthalten.

### Eignungsprüfung – Verarbeitungsversuche

Im Anschluss an die Rezeptentwicklung wurde ein Verarbeitungsversuch mit 6 m<sup>3</sup> SVB durchgeführt, bei dem gleichzeitig Trennmittel und Schalhaut variiert wurde um die beste Kombination für eine gute Sichtbetonoberfläche auszuwählen.

In einem weiteren Verarbeitungsversuch wurden Herstellung, Transport und Einbau des SVB in großen Mengen mit jeweils 70 m<sup>3</sup> für die Fundamente nachgestellt. Ein weiteres Ziel war zu überprüfen, ob ein Längs- und Quergefälle von 2,7 bzw. 2,5 % in der Oberfläche eingestellt werden kann. Dazu wurde als Variante auch gebrochene Gesteinskörnung (Splitt) verwendet. Es gelang jedoch nicht, diese Neigungen in der Betonoberfläche zielsicher einzustellen [68].

### Ergebnisse

Die Widerlagerwände konnten nach der sorgfältigen Vorbereitung und mit angepassten Qualitätssicherungsmaßnahmen im Transportbetonwerk mit der Konsistenz Setzfließmaß von 750 mm ±20 mm ohne große Verzögerung hergestellt werden. Allerdings konnte der Beton nicht kontinuierlich geliefert und eingebaut werden. Dies lag zum einen an der begrenzten Herstellleistung des Werks für SVB, aber auch daran, dass die beiden Mischer im Werk sich aufgrund der Reibung des Frischbetons vor Wirksamwerden des Fließmittels und der Gesamtmischdauer erwärmt und zwischenzeitlich gekühlt werden mussten. Ein Überschreiten der vorgeschriebenen Frischbetontemperatur (Solltemperatur war 15 °C bis 20 °C) hätte ein Risiko für die selbstverdichtenden Eigenschaften

bedeutet. Die erzielte Einbaugeschwindigkeit betrug im Mittel 16 m<sup>3</sup>/h.

Die erwartete Qualität der Sichtbetonoberfläche wurde nicht ganz erreicht. Kiesnester am Wandfuß, wie sie bei Rüttelbeton zu beobachten sind, traten zwar nicht auf. Die Betonoberfläche war jedoch nicht luftporenfrei und einzelne Betonierlagen zeichnen sich ab. Weitere Einzelheiten können [68] entnommen werden.

### 3.4.3 Rasterdecke Kappler Tunnel

#### Bauwerk

Im Zuge des Neubaus der B 31 Freiburg – Kirchzarten wird die neue Bundesstraße im Stadtgebiet von Freiburg durchgängig in Tieflage geführt. Große Teilbereiche der Strecke sind dabei vollständig überdeckt. Die Bereiche zwischen den Tunnelbauwerken werden als Lärmschutzgalerie ausgeführt und in Tieflagen zwischen Lärmschutzwänden erstellt. Im Ein- und Ausfahrtsbereich des Kappler Tunnels wird sowohl aus gestalterischen als auch aus lichttechnischen Gründen eine Rasterdecke eingebaut [71]. Das Tunnelportal wirkt durch den Lichteinfall freundlicher und spart zusätzlich einen Teil der sonst erforderlichen Adaptionsbeleuchtung ein (s. Bild 33).

Die Rasterdecke besteht aus 47 Fertigteilen mit einer Länge von 9,77 m, Breite von 2,48 m und Höhe von 0,75 m. Je Fertigteil sind 44 Lichtöffnungen vorhanden (s. Bild 34). Bei einem Betonvolumen von rd. 10,5 m<sup>3</sup> hat jedes Teil ein Gewicht von ca. 26 t. Wegen der aufwändigen Geometrie und der engmaschigen Bewehrung sollte auf Vorschlag des Fertigteilunternehmers SVB zum Einsatz kommen, der hinsichtlich seiner mechanischen Eigen-

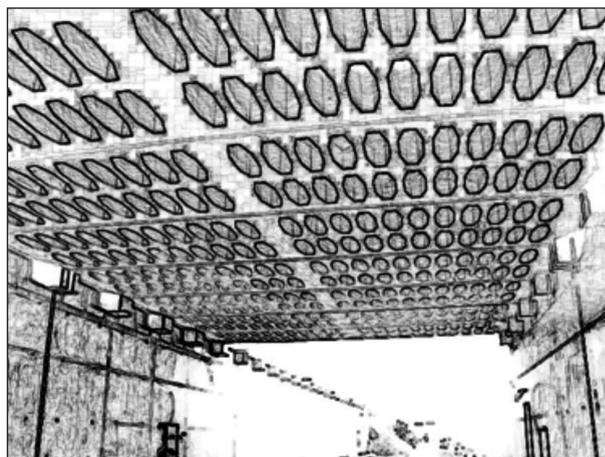


Bild 33: Untersicht der Rasterdecke im Entwurf



Bild 34: Ansicht der abgeriebenen Oberfläche eines Fertigteils

schaften und der Dauerhaftigkeit weitestgehend dem in der ursprünglichen Baubeschreibung vorgesehenen Normalbeton entsprach. Eine Ausführung in B45 wurde angestrebt. Es wurde ein Beton mit einer Druckfestigkeit von im Mittel 64 N/mm<sup>2</sup> realisiert, sodass nicht gleichzeitig die Regelungen für hochfesten Beton herangezogen werden mussten (s. Tabelle 7).

### Eignungsprüfung – Rezeptentwicklung

Die Rezeptentwicklung erfolgte unter Begleitung des Betonherstellers durch einen mit SVB erfahrenen Betontechnologen als Gutachter. Eines der wichtigen Ergebnisse aus diesem Bauvorhaben ist,

		Germering, Widerlager [68]	Tunnel Kappel, Rasterdecke [68, 71]	Wölkau, Schrägstiele [79, 68]
Zementart		CEM I 32,5 R	CEM II/B-T 42,5 R	CEM III/A 42,5 R NA
Zementgehalt (z)	[kg/m <sup>3</sup> ]	344	380	370
Mikrosilikaslurry (50 % Feststoff) (s)	[kg/m <sup>3</sup> ]	-	-	-
Flugasche (f)	[kg/m <sup>3</sup> ]	182	160	200
Gesteinskörnung		Sand 0/4a, Kies 4/8 und 8/196	Sand, Kies	Sand, Kies
Sieblinie/Größtkorn		A/B 16	A/B 16	A/B 16
Betonzusatzmittel FM	[M.-% v. Z.]	7,6	1,6	8,88
ST	[M.-% v. Z.]	0,8	-	9,25
Wasser	[kg/m <sup>3</sup> ]	162	195	154
w/b-Wert		0,31	0,36	0,27
(w/z) <sub>eq</sub> -Wert = w/(z + k <sub>s</sub> · s + k <sub>f</sub> · f)		0,43	0,45	0,37
k <sub>s</sub> = 1,0, k <sub>f</sub> = 0,40				
Ausbreitfließmaß, sm	[mm]	725	765	710
Ausbreitfließmaß mit Blockiererring, sm <sub>b</sub>	[mm]	710	750; Produktion: 670 ± 70	700
Zeit t <sub>500</sub>	[s]	3,3	k. A.	k. A.
Trichterauslaufzeit T <sub>Tr</sub>	[s]	5,6	k. A.	13
Luftgehalt	Vol.-%	1,0	1,1	1,8
Frischbetontemperatur	°C	20	20	25
Geforderte Festigkeitsklasse f <sub>ck</sub>		B25	B45	B65 (56 d)
Erreichte Festigkeitsklasse		ca. B55	ca. B55	ca. B75
Festigkeitsentwicklung f <sub>cm</sub> 2/7/28/56/90 Tage	N/mm <sup>2</sup>	31/45/69/71/82	k. A./k. A./70/k. A.	43/76/85/93
E-Modul 28 d, 56 d	N/mm <sup>2</sup>	39.500 k. A.	33.000 k. A.	k. A. 41.700
Spaltzugfestigkeit f <sub>ct</sub>	N/mm <sup>2</sup>	5,7	4,3	4,9
CDF-Prüfung XF4 im Alter von 28 Tagen, Abwitterung nach 28 FTW	g/m <sup>2</sup>	3.671 (123 nach 8 Monaten)	190	663

Tab. 8: Betonzusammensetzung, Frisch- und Festbetoneigenschaften Bauwerke mit selbstverdichtendem Beton

dass die Erst- und Eignungsprüfung in demselben Mischer erfolgen muss, der für die Produktion eingesetzt wird. Obwohl die Eignungsprüfung mit zeitlichem Vorlauf zur Serienproduktion erfolgt, müssen hierfür die für die Serienproduktion vorgesehenen Ausgangsstoffe verwendet werden. Angaben zur Betonrezeptur sind in Tabelle 8 enthalten.

### Eignungsprüfung – Verarbeitungsversuche

Gemeinsam mit dem Gutachter wurden zwei Verarbeitungsversuche durchgeführt, wobei der erste an einem anderen Betonmischer erfolgte.

### Ergebnisse

Der Vorteil der Verwendung von SVB im Fertigteilwerk liegt in den kurzen Fahrstrecken zwischen Mischer und Schalung sowie der Überdachung der Schalung während der Herstellung.

Durch die Serienfertigung konnte die Herstellung des SVB unter sich verändernden Temperaturen und Luftfeuchten für 38 Fertigteile beobachtet werden. Es wurde je Woche ein Fertigteil hergestellt. Die Frischbetonkonsistenz wies mit einem Setzfließmaß  $sm_b = 670 \text{ mm} \pm 70 \text{ mm}$  unerwartet

		2. Strelasundquerung, Pfeilerköpfe [73, 74]	Tunnel Dillenburg, Rettungstollen [75, 76]	Jagdbergtunnel, Entrauchungsschacht
Zementart		CEM III/A 32,5 N-NW/NA und CEM II/B-S 42,5 R - NA	CEM I 32,5 R	CEM II/A-LL 42,5 R
Zementgehalt (z)	[kg/m <sup>3</sup> ]	165 und 155 = 320	340	340
Mikrosilikaslurry (50 % Feststoff) (s)	[kg/m <sup>3</sup> ]		-	-
Flugasche (f)	[kg/m <sup>3</sup> ]		170	200
Gesteinskörnung			Sand 0/2, Kalksteinsplitt 2/8 und 8/16	Sand, Kies
Sieblinie/Größtkorn		A/B 16	A/B 16	A/B 16
Betonzusatzmittel FM	[M.-% v. Z.]	2,0	14,96	1,6
ST	[M.-% v. Z.]	0,2	im FM enthalten	0,10
Wasser	[kg/m <sup>3</sup> ]	147	170	180
w/b-Wert		0,48	0,33	0,33
$(w/z)_{\text{eq}}$ -Wert $= w/(z + k_s \cdot s + k_f \cdot f)$ $k_s = 1,0, k_f = 0,40$		0,48	0,42	0,47
Ausbreitfließmaß, $sm$	[mm]	k. A.	725 ± 25	k. A.
Ausbreitfließmaß mit Blockierring, $sm_b$	[mm]	k. A. Produktion: 755 ± 35	690 ± 25	700 ± 40
Zeit $t_{500}$	[s]	i. M. 4	8 bis 15	5 bis 10.
Trichterauslaufzeit $T_{Tr}$	[s]	i. M. 10	8 bis 15	5 bis 12
Luftgehalt	Vol.-%	k. A.	1,0	
Frischbetontemperatur	°C	k. A.	20	20
Geforderte Festigkeitsklasse $f_{ck}$		C35/45 (56 d)	C30/37	C35/45
Erreichte Festigkeitsklasse		$f_{cm} = 78 \text{ N/mm}^2$ .		
Festigkeitsentwicklung $f_{cm}$ 2/7/28/56/90 Tage	N/mm <sup>2</sup>	k. A./k. A./78/k. A.	k. A./45/65/75/k. A.	36/49/62/ k. A.
E-Modul 28 d, 56 d	N/mm <sup>2</sup>	k. A. k. A.	39.350 k. A.	33.000 k. A.
Spaltzugfestigkeit $f_{ct}$	N/mm <sup>2</sup>	k. A.	4,3	k. A.
CDF-Prüfung XF4 im Alter von 28 Tagen, Abwitterung nach 28 FTW	g/m <sup>2</sup>	k. A.	1.200	k. A.

Tab. 9: Betonzusammensetzung, Frisch- und Festbetoneigenschaften Bauwerke mit selbstverdichtendem Beton (Fortsetzung)

große Schwankungen auf. Die Sandfeuchte lag zwischen 4 % Masseanteil und 11 % Masseanteil. Im Mittel betrug die Sandfeuchte 6,5 %. Der Darrversuch zeigte die geringe Abweichung des Wassergehalts  $w/z = 0,44 \pm 0,03$ . Die Ursachen für die unerwartet hohen Abweichungen in der Konsistenz konnten nicht gefunden werden. Die Gleichmäßigkeit der Druckfestigkeit entspricht mit einer Standardabweichung von 4,4 N/mm<sup>2</sup> der eines normalen Rüttelbetons.

Die Oberfläche der Fertigteile ist glatt, dicht geschlossen und weitgehend gleichmäßig gefärbt. Einzelne größere Luftporen waren vorhanden, obwohl die Anzahl der Luftporen je Fertigteil als Abnahmekriterium festgelegt worden war. Weitere Einzelheiten können [68] entnommen werden.

#### 3.4.4 Schrägstiele der ÜF Wirtschaftsweg bei Wölkau

##### Bauwerk

Das fertige Überführungsbauwerk ist in Kapitel 2.5.6 dargestellt. Der Überbaubalken der Brücke bei Wölkau wurde in hochfestem Beton B65 hergestellt. Die Bogenstiele (Bild 35) wurden mit SVB65 hergestellt (s. Tabelle 7).

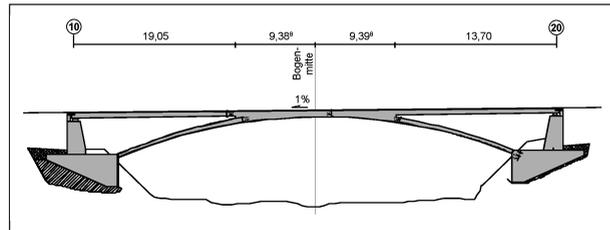
##### Eignungsprüfung – Rezepturenentwicklung

Die Rezepturenentwicklung erfolgte unter Begleitung des Betonherstellers durch einen mit SVB erfahrenen Betontechnologen als Gutachter. Angaben zur Betonrezeptur sind in Tabelle 8 enthalten.

Bedingt durch das ursprüngliche Ziel, auch den Überbau und damit die Fahrbahnplatte mit dem erforderlichen Dachprofil der oben liegenden Kappe und der Längsneigung mit SVB auszuführen, wurden mehrere Vorversuche durchgeführt, um Zement, Flugasche und Fließmittel aufeinander abzustimmen.

##### Eignungsprüfung – Verarbeitungsversuche

Vom ursprünglichen Ziel, den Überbau in SVB65 auszuführen, musste nach mehreren Vorversuchen abgewichen werden. Obwohl in Vorversuchen das Einprägen der Neigung von 2,5 % mittels Rüttelbohle reproduzierbar realisiert worden war [72], gelang dies am Bauwerk nicht. Bedingt durch die aus daran anschließenden Vorversuchen zu erwartenden geringe Einbauleistung von rd. 10 m<sup>3</sup>/h wäre



**Bild 35:** Ansicht der Brücke bei Wölkau über die BAB A 71 im Zuge des Neubaus der Strecke Dresden – Prag



**Bild 36:** Betonage eines Bogenstieles

das Betonieren nur in kleinen Abschnitten möglich gewesen. Auch die Konsistenz des SVB konnte nicht so eingestellt werden, dass der Frischbeton sich selbst abstellte. Bei dem rd. 56 m langen mit schlaffer Bewehrung und Vorspannung mit nachträglichem Verbund ausgeführten Plattenquerschnitt des Überbaus war auch das Abstellen mit Brettern, sodass kleinere Betonierabschnitte entstehen, nicht möglich.

Vor Herstellung der Bogenstiele waren mit der zur Ausführung kommenden SVB-Rezeptur ein großmaßstäblicher Teilquerschnitt als Probekörper mit rd. 10 m<sup>2</sup> und ein Widerlager mit rd. 90 m<sup>3</sup> SVB als Verarbeitungsversuche hergestellt worden.

##### Ausführung

Die Herstellung der Bogenstiele in SVB erfolgte am 18.03.2004 (s. Bild 36). Witterungsbedingt musste die Betonage von Januar an mehrfach verschoben werden, da die Lufttemperatur nicht den Anforderung entsprach. In den vorangehenden Wochen wurde die Bedingung, dass die Lufttemperatur in mindestens 36 aufeinanderfolgenden Stunden am Bauwerk vor der Betonage oberhalb von +5 °C liegt, nicht erfüllt.



**Bild 37:** Einfüllstutzen für SVB mit Schieber

Die Schalung war auf hydrostatischen Frischbeton- druck ausgelegt. Die Schalung, der Anschluss des Bogens an das Fundament und die Durchführung der Anschlussbewehrung waren flüssigkeitsdicht ausgeführt. Am Hochpunkt der Schalung war eine bauteilbreite Öffnung abgeschalt, aus der die durch den Frischbeton verdrängte Luft entweichen und der Frischbetonspiegel bei vollständiger Füllung der Schalung beobachtet werden konnte.

Vor Beginn der Betonage war sichergestellt worden, dass sich in der nahezu flüssigkeitsdicht ausgeführten Schalung kein Wasser (z. B. aus Niederschlag) angesammelt hatte. Am Bogenfuß anstehendes Wasser hätte zur Entmischung des SVB führen können.

Je Bogenstiel waren ca. 18 m<sup>3</sup> SVB erforderlich. Die Menge entsprach drei Fahrmischern mit jeweils 6 m<sup>3</sup> Frischbeton. Der Einbau erfolgte durch 3 über die Höhe der Bogenstiele verteilte, einzeln verschließbare Einfüllstutzen (Bild 37). An jedem Einfüllstutzen wurde so lange gepumpt, bis der Beton an dem nächst höher liegenden Stutzen zu erkennen war. Dann wurde der Stutzen geschlossen und der Schlauch umgesetzt. Am letzten Einfüllstutzen wurde so lange gepumpt, bis der Frischbeton im Schalungsaufsatz aufstieg. Dort war durch die aufsteigenden Luftblasen auch das Entlüftungsverhalten des SVB zu beobachten. Die Einbauleistung betrug 9 m<sup>3</sup>/h, wobei die Betonherstellung den Engpass bildete.

## Ergebnisse

Beim Ausschalen der Bogenstiele wurde festgestellt, dass der SVB in dem Bogenstiel, der als zweiter betonierte worden war, die Schalung nicht

vollständig gefüllt hatte und die Bewehrung nicht vollständig in den Beton eingebettet war. Der Beton hatte während der Betonage die selbstverdichtenden Eigenschaften verloren.

Der betroffene Bogenstiel musste rückgebaut werden. Dazu wurde der Bogen in Stücke gesägt, so dass diese mit dem Kran abtransportiert werden konnten. Vorher war die Anschlussbewehrung zum Fundament mittels Hochdruckwasserstrahls freigelegt worden.

Nachdem die Ursache für das frühzeitige Erstarren des SVB durch den Betonhersteller und den Gutachter ermittelt worden war, konnte der zweite Bogenstiel ebenfalls in SVB ausgeführt werden.

Als Ursache für die verkürzte Verarbeitbarkeitsdauer des SVB wurde ein zu geringer Fließmittelgehalt festgestellt. Der Fließmittelgehalt des schadhafte SVB war geringer als in der Eignungsprüfung festgelegt und in den Vorversuchen realisiert worden war. Die für die Konsistenz im Lieferwerk fehlende Wassermenge wurde bei den ersten Lieferfahrzeugen über die Eigenfeuchte des Sandes ausgeglichen. Die Verarbeitbarkeitsdauer von SVB wird, wie zu der Zeit neue Forschungsergebnisse zeigten, jedoch durch die Menge an Fließmittel bestimmt. Stimmt das Verhältnis von Wasser und Fließmittel im SVB nicht mehr, kann die Konsistenz zwar kurz nach der Herstellung noch mit den Zielwerten übereinstimmen. Der Zeitraum, in dem die Konsistenz beibehalten wird, kann jedoch deutlich kürzer sein als erwartet. Weitere Einzelheiten können [68] entnommen werden.

Die erzielte Oberflächenqualität entspricht nicht ganz den Erwartungen. Die seitlichen und unteren Ansichtsflächen sind weitgehend porenfrei. Das leicht wolkige Aussehen der Seiten wird wahrgenommen, wenn man direkt am Bauwerk steht. An der Oberfläche der Bogenstiele, die an der oben geschlossener Schalung anlag, haben sich zum Teil große Luftporen ausgebildet.

Wenn solche nach oben offene Poren nicht geschlossen werden, können sich dort Schmutz und Moos ansammeln, was zu hoher Wassersättigung des Betons auch im Winter führt (Expositionsklasse XF4). Dies kann zur Folge haben, dass die Beanspruchung der Bogenstiele für Frost-Tausalzeinwirkung lokal größer wird als erwartet (Expositionsklasse XF2) und deshalb Schäden nicht ausgeschlossen werden können.

### Bogenstiele nach 10 Jahren Nutzung

Als die Bogenstiele im Jahr 2010 besichtigt wurden, war die Betonoberfläche noch nicht instand gesetzt worden. Es wurden keine Frost-Tausalz-Schäden beobachtet, was auf die zur Ausführung gelangte Betonrezeptur zurückgeführt werden kann [32]. Die ausgeführte Rezeptur übererfüllt die Anforderungen aus der Expositionsklasse XF2.

### 3.4.5 Pfeilerköpfe der 2. Strelasundquerung

#### Bauwerk

Zwei Pfeilerköpfe der 2. Strelasundquerung, mit denen jeweils ein Betonpfeiler und 4 Stahlrohre des Y-förmig Stützenanschlusses am einzelligen Stahlverbundkasten-Querschnitts, verbunden werden, wurden mit SVB ausgeführt (s. Bild 39). Die Pfeilerköpfe weisen jeweils Abmessungen von ca.  $7\text{ m} \cdot 2\text{ m} \cdot 2,5\text{ m}$  und ein Volumen von  $65\text{ m}^3$  auf (s. Tabelle 7). Die Oberflächen der Pfeilerköpfe sind mehrfach hyperbolisch gekrümmt (s. hierzu auch die Bilder 38, 39, 40 und 41).

Die BAST wurde mit einer Stellungnahme eingebunden, als Rezeptur und Betonierkonzept bereits fertig gestellt waren. Die fertigen Pfeilerköpfe konnten rd. 2 Monate nach der Herstellung besichtigt werden. Die technischen Angaben im Folgenden stammen aus Unterlagen [73], die der BAST durch das bauausführende Unternehmen zur Verfügung gestellt und inzwischen veröffentlicht [74] wurden.

Die Ausführung der Stützenköpfe mit SVB der Festigkeitsklasse C35/45 erfolgte durch ein mit diesem



Bild 38: Simulation des Pfeilerkopfes mit Schrägstreben [73]

Beton erfahrenes Bauunternehmen, das im Vorfeld mit dem Betonlieferwerk eine geeignete Betonzusammensetzung entwickelt hatte. Die Schalungsform war komplex und musste mit Methoden des Modellbaus hergestellt werden.

#### Eignungsprüfung – Verarbeitungsversuche

Die Maßnahmen im Vorfeld zur Betonage der Pfeilerköpfe betrafen [73]:



Bild 39: Pfeilerkopf der 2. Strelasundquerung mit SVB



Bild 40: Bewehrung im Bereich der Schrägstreben [73]

- Änderung der ursprünglich vorgesehenen Zemente für optimalen Wasseranspruch des Mehlkorns und damit optimales Fließverhalten,
- Mischungsentwurf von 2 alternativen SVB-Rezepturen mit 16 mm und mit 8 mm Größtkorn,
- Eignungsprüfung der Mischung im Liefer- und im Ersatzlieferwerk unter Berücksichtigung der Transport- und Verarbeitungszeit,
- Computersimulation des Pfeilerkopfes und Simulation des Befüllens unter Berücksichtigung der örtlichen Gegebenheiten wie z. B. Betoneinbringung über Pumpe und Betonierstutzen, max. Liefermenge 25 m<sup>3</sup>/h, Gewährleistung des Schichtenverbundes, Einbindung der tropfenförmigen Schrägstreben sowie hoher Bewehrungsgehalt,
- Entwicklung eines bauteilspezifischen Befüll- und Kontrollsystems für das Einbringen des SVB,
- Verarbeitungsversuch an einem großmaßstäblichen Musterbauteil mit 12 m<sup>3</sup> SVB aus 2 Lieferfahrzeugen. Dabei wurde auch der Befüllvorgang der Schrägstrebe nachgestellt,
- Verarbeitungsversuch an einem für das Betonieren dieses Bauteil typischen Probekörper (5 m lange offene Balkenschalung mit Bewehrungskorb am Ende zur Überprüfung des Fließ- und Entlüftungsverhaltens sowie der Umhüllung der Bewehrung),
- visuelle und zerstörende Untersuchungen am Musterbauteil zur Überprüfung der Oberflächenqualität und der Struktur des SVB im Inneren des Bauteiles an Bohrkernen. Anpassung des ursprünglichen Befüllkonzepts, zur Vermeidung der beobachteten großen Luft einschüsse an der Oberseite.

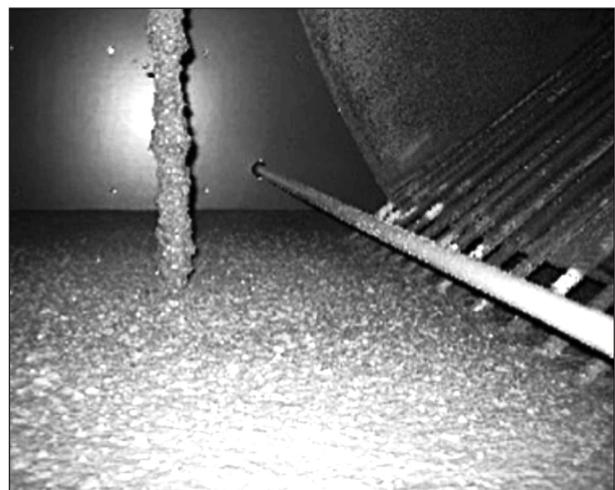
Die Qualitätssicherung entsprach der SVB-Richtlinie [70]. Darüber hinaus wurde vor jeder Betonage durch den Betonlieferanten eine Probemischung durchgeführt, um die Einflüsse auf Konsistenz, Rücksteifverhalten in Hinblick auf die Transportzeit und vorherrschende Temperatur besser abschätzen zu können. Für jedes Lieferfahrzeug wurden das Setzfließmaß mit Blockierring ( $sm_b$ ) und die Zeit ( $t_{500}$ ), bis der sich ausbreitende Frischbeton einen Durchmesser von 500 mm erreicht hat, auf dem Lieferschein notiert.

Hätte keine Erfahrung mit dem Nachdosieren des Fließmittels (FM) im Fahrmischer (z. B. Nachdosiertabelle für die Zugabe von Fließmittel auf der Baustelle mit Angaben zu nachdosierter Menge und Wirkung des FM) vorgelegen, hätten von den insgesamt 19 Lieferfahrzeugen 2 zurückgewiesen werden müssen [73]. Angaben zur Betonrezeptur sind in Tabelle 9 enthalten.

An der Einbaustelle wurde die Arbeit von zwei Betoningenieuren überwacht, wobei einer für die Annahmeprüfungen des Frischbetons und einer für das Befüllen nach Betonierkonzept zuständig war. An jedem Lieferfahrzeug wurden, wie auch schon vorher bei Abfahrt des Fahrzeugs aus dem Transportbetonwerk,  $sm_b$  und  $t_{500}$ , bestimmt sowie eine visuelle Kontrolle auf Sedimentieren durchgeführt (Bild 42). Das Setzfließmaß wurde auch nach der



**Bild 41:** Bewehrungsgehalt an der Längsseite und Einbindung der Schrägstrebe [73]



**Bild 42:** Befüllvorgang mit SVB von oben in die Schalung [73]

Pumpe kontrolliert. Die Verarbeitbarkeitszeit wurde durch Bestimmung des Setzfließmaßes in verschiedenen Zeitintervallen überprüft. Auch die Trichterauslaufzeit ( $t_{Tr}$ ) wurde bestimmt. Die Verarbeitbarkeitszeit lag über 120 Minuten, das Setzfließmaß  $sm_b$  lag über den Zeitraum von zwei Betoniertagen und 19 Bestimmungen zwischen 720 und 790 mm. Der Pumpvorgang hatte keinen signifikanten Einfluss [73]. Je Betoniertag wurde 1 Pfeilerkopf ausgeführt.

Die Prüfungen am Festbeton sahen die nach Norm geforderten Identitätsprüfungen, Erhärtungsprüfungen für die Entfernung von Hilfsstützen sowie den Nachweis der gleichmäßigen Verteilung der Gesteinskörner im Festbeton an den Schnittflächen von aufgesägten Zylindern, die parallel zum Betonieren der Stütze hergestellt worden waren, vor.

Die Nachbehandlung erfolgte durch Belassen in der Schalung für 4 Tage und anschließendes Abdecken mit Wärmeschutzmatten für weitere 4 Tage.

Die Anforderung an die Reife des Betons war zwar schon nach 4 Tagen erreicht [73]. Die Fortsetzung der Maßnahmen über weitere 4 Tage diente dem langsamen Auskühlen des großvolumigen Bauteils.

### Ergebnisse

Die Pfeilerköpfe aus SVB sind technisch sehr gut gelungen. Auch die architektonische Wirkung ist bemerkenswert. In der Gesamtansicht der Brücke wirken die Stützenköpfe aus SVB elegant und leicht.

Die angestrebte Festigkeitsklasse C35/45 nach 56 Tagen wurde weit überschritten. Die erreichte Festigkeit nach 56 Tagen lag bei  $78 \text{ N/mm}^2$  [74].

Die Betonoberfläche der Stützenköpfe ist an den Seitenansichten geschlossen und dicht. An der Oberseite der Stützenköpfe sind jedoch viele kleine Lunker erkennbar. An dieser Stelle war die Schalung oben geschlossen, sodass die aus dem SVB austretende Luft sich an der Oberseite sammelte. Diese kleinen Lunker sind mit SVB nicht vermeidbar.

In den Lunkern können sich mit der Zeit Schmutz, Moos und Wasser ansammeln, die zu lokal hoher Chloridkonzentration an der Betonoberfläche und zu hoher Frost-Tausalz-Beanspruchung entsprechend der Expositionsklasse XF4 führen können. Für diese Expositionsklasse ist der Beton jedoch

nicht entworfen worden. Der verwendete SVB übererfüllt die Minimalanforderungen an die Expositionsklasse XF2 weit, sodass eine ausreichende Dauerhaftigkeit vermutet werden kann.

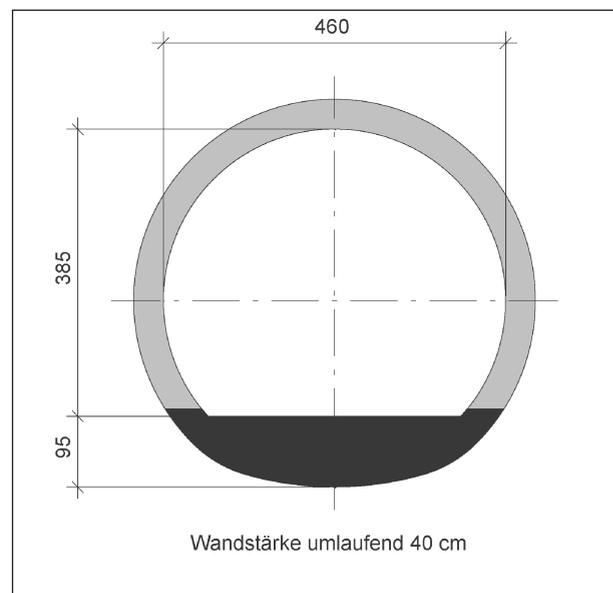
In anderen Fällen wäre die richtige und angemessene Maßnahme zur Vermeidung von Schäden das Reinigen der weitgehend horizontalen Oberflächen und sachgerechte Schließen der Lunker, ggf. gefolgt von einem Oberflächenschutzsystem.

### 3.4.6 Rettungsstollen im Tunnel Dillenburg

#### Bauwerk

Der Schlossbergtunnel durchfährt im Zuge der B 255 den Schlossberg in Dillenburg. Sechs Tunnelblöcke des Rettungsstollens im bergmännisch aufgefahrenen Bereich mit jeweils 6 m Länge wurden als Versuchsstrecke mit SVB ausgeführt (s. Tabelle 7). Der Regelquerschnitt ist in Bild 43 dargestellt. Die Tunnelblöcke wurden planmäßig mit SVB der Festigkeitsklasse C30/37 mit einer Schalendicke von i. M. 30 cm und einer Bewehrung von  $4 \text{ cm}^2/\text{m}$  luft- und bergseitig ausgeführt [76].

Innerhalb der Versuchsstrecke wurden Wandstärke und Bewehrungskonzentration variiert sowie Nischen und Einbauteile angeordnet. Die Einbaurichtung des SVB in die Schalung wurde variiert. Außerdem wurde die Wasserundurchlässigkeit der Tunnelinnenschale überprüft, da man sich Verbesserungen gegenüber normalem Rüttelbeton, meist flüssiger Konsistenz, erwartete [75].



**Bild 43:** Regelquerschnitt Rettungsstollen Schlossbergtunnel Dillenburg

Der Schalwagen wurde besonders steif ausgelegt, da für den Frischbetondruck hydrostatischer Druck angenommen wurde und zusätzlich ein Scheiteldruck in Höhe eines Pumpenstoßes für die Firstfüllung aufgenommen werden musste. Als Stirnschalung kam konventionelle Holzschalung zum Einsatz, die jedoch aufgrund der Konsistenz des SVB während der Betonage der Tunnelblöcke nachgedichtet werden musste. Der Schalwagen war mit 2 Gelenken, insgesamt 6 Betonierstützen (jeweils 2 nebeneinander unten, oben und in der Firste) und 4 Betonierfenstern ausgestattet.

Neben der Tunnelgeometrie war das Besondere an dieser Baumaßnahme, dass der SVB mit einer Baustellenmischanlage hergestellt wurde. Die Anlage war nicht beheizt. Überdachte Silos für Gesteinskörnungen waren nicht vorhanden. Die Qualitätssicherung der Herstellung war aufwändig.

Besondere Schwierigkeiten bereiten die Herstell- und Liefergeschwindigkeit des SVB und die winterlichen Temperaturen. Die Praxis zeigte, wie wichtig es ist, erst dann SVB herzustellen und zu betonieren, wenn die Außentemperatur vorher länger als 36 Stunden höher als 5 °C liegt: Nachdem rd. 24 Stunden 5 °C nicht unterschritten wurden, enthielt der Fahrmischer, als Folge der abendlichen Reinigung, am Morgen gefrorenes Wasser. Das Eis wäre durch die Temperatur des Frischbetons aufgetaut und in den fertig gemischten SVB gelangt. Das hätte die Eigenschaften des SVB zum Nachteil verändert, z. B. die Verarbeitbarkeitsdauer reduziert wie bei der Bogenstiele der Brücke Wölkau, oder zu Entmischung des SVB geführt. Beides hätte die Ausführung des Tunnelblocks verzögert



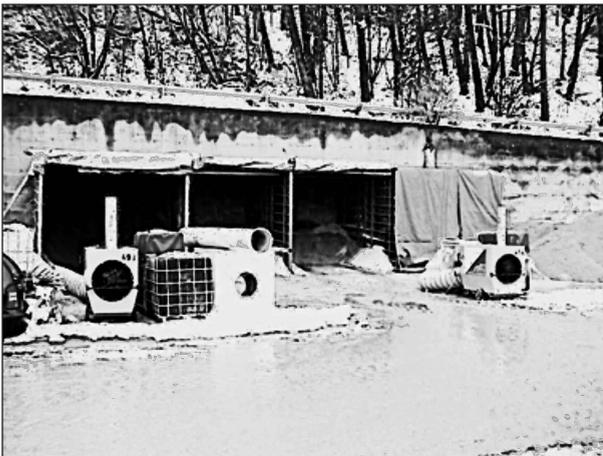
**Bild 44:** Blick auf die Betonage eines Blocks mit SVB im Rettungsstollen Schlossbergtunnel Dillenburg

bzw. an diesem Tage unmöglich gemacht. Angaben zur Betonrezeptur sind in Tabelle 9 enthalten.

Der Einbau des SVB in die Tunnelinnenschale erfolgte über eine Betonpumpe, eine rd. 26 m lange Pumpenleitung zur Schalung, eine Rohrweiche zur Verteilung des SVB-Stroms gleichmäßig auf beide Seiten der Schalung sowie die Anschlussleitungen zu den Betonierstützen in der Schalung. Während der ersten Betonage traten vereinzelt auch Rohstopfer im Rohr zwischen Pumpe und Einbauort auf, die zu Verzögerungen führten.

Die getroffenen Maßnahmen zur Qualitätssicherung von Herstellung und Einbau des SVB [75] gingen weit über die Anforderungen der SVB-Richtlinie [70] hinaus:

- Die Herstellung des SVB erfolgt getrennt von der Herstellung konventionellen Rüttelbetons.
- Im Werk wurden Setzfließmaß ohne Blockiererring ( $sm$ ), Setzfließmaß mit Blockiererring ( $sm_b$ ) und Trichterauslaufzeit ( $t_{Tr}$ ) von jeder Lieferung bestimmt.
- Vor Freigabe des SVB am Einbauort wurden für jedes Fahrzeugs Setzfließmaß mit Blockiererring ( $sm_b$ ) und Trichterauslaufzeit ( $t_{Tr}$ ) erneut bestimmt.
- Für alle Messungen enthielt der QS-Plan entsprechende Vordrucke.
- Die Konsistenz des frischen SVB wurde vor und nach der Pumpe bestimmt. Damit wurde die Pumpfähigkeit des SVB nachgewiesen.
- Die Frischbetontemperatur durfte 10 °C nicht unterschreiten und 25 °C nicht überschreiten.
- In Bezug auf die Ausgangsstoffe wurde Restwasser nicht zugelassen und ein Siebversuch je Betoniertag für jede Fraktion der Gesteinskörnung gefordert.
- Aufstellung und Vorlage des Verarbeitungsfensters nach [70].
- Bei jeder neuen Lieferung Zement wurden, über die Richtlinie hinausgehend, die Feinheit, der  $SO_3$ -Gehalt und der Wasseranspruch bei Normsteife bestimmt.
- Zur Gewährleistung der Kontinuität des Einbaus des SVB wurde eine 2. funktionsbereite Betonpumpe nahe der Einbaustelle bereitgehalten



**Bild 45:** Lagerung und Beheizung der Gesteinskörnungen für den SVB Tunnel Dillenburg im Winter

und eine Nachdosierungsanweisung in den Fahrmischer an der Einbaustelle gefordert. Das Zurückweisen eines Fahrmischers mit nicht bestimmungsgemäßem SVB hätte eine zu lange (ca. 60-minütige) Unterbrechung des Betoniervorganges bedeutet, was keinen Schichtenverbund des Frischbetons und damit keine bestimmungsgemäße Ausführung der Tunnelinnenschale mehr erlaubt hätte.

- Die im QS-Plan geforderte Tabelle für das Nachdosieren von Fließmittel in den Fahrmischer muss Angaben zur Dosiermenge und der Veränderung der Konsistenz mit dieser Menge in Abhängigkeit von der Frischbetontemperatur (z. B. 10-15 °C, 15-20 °C, 20-25 °C) enthalten. Die Tabelle wurde kurz vor dem ersten Betoniertag für die zu erwartenden Frischbetontemperaturen fertig gestellt und im Laufe der weiteren Betonagen fortgeschrieben.

### Ergebnisse

Die Ausführung der 6 Blöcke des Fluchtstollens mit SVB der Festigkeitsklasse C30/37 ist gut gelungen. Die geforderte Druckfestigkeit wurde mit 65 N/mm<sup>2</sup> weit überschritten. Die Einbaugeschwindigkeit in den Tunnelblöcken betrug ca. 6 bis 10 m<sup>3</sup>/h.

Eine 30-minütige Unterbrechung der Betonage der Tunnelblöcke führte zwar zu einer an der Oberfläche des Festbetons sichtbaren Linie, hatte jedoch keine Auswirkung auf den Schichtenverbund.

Die Qualität der Sichtbetonoberfläche mit SVB unterscheidet sich im Tunnelgewölbe nicht von der eines Normalbetons mit fließfähiger Konsistenz. Die Bewehrung und Einbauteile wurden vollständig

umschlossen. An Blockfugen traten jedoch auch bei Ausführung mit SVB Undichtigkeiten auf, wie die Überprüfung der Wasserundurchlässigkeit zeigte [75]. Der Aufwand für die Herstellung und Überwachung des SVB ist entschieden höher als für Normalbeton gleicher Festigkeitsklasse. Weitere Ergebnisse können [75, 76] entnommen werden.

Eine Abschätzung der Kosten für die Herstellung der Tunnelblöcke mit SVB wurde in [75] durchgeführt. Demnach können die Kosten für Bauteile mit SVB solchen aus konventionellem Rüttelbeton gleichgesetzt werden, wenn die verbesserte Dichtigkeit und Oberflächenqualität des SVB monetär angerechnet werden.

### 3.4.7 Entrauchungsschacht Jagdbergtunnel

#### Bauwerk

Der Jagdbergtunnel ist als zweiröhriger Autobahntunnel im Zuge der A 4 sechsspurig ausgebaut. In Tunnelmitte ist ein Entrauchungsschacht angeordnet, durch den im Falle eines Brandes die Rauchgase abgeführt werden können. Eine strömungstechnische Optimierung des Schachtes hatte die Modifizierung des vormals scharfkantigen 90°-Anschlusses an die Tunnelröhren zu einem Verschneidungsbereich mit dreidimensional gekrümmten Oberflächen zur Folge. Aufgrund der Konstruktion und des wenig tragfähigen Gebirges in diesem Bereich waren extrem hohe Bewehrungsgehalte von lokal bis zu 400 kg/m<sup>3</sup> vorhanden [77].

Die Herstellung des SVB im Entrauchungsschacht des Jagdbergtunnels konnte aus Termingründen nicht durch die BAST besichtigt werden. Mit der Ausführung war eine mit hochfestem und selbstverdichtendem Beton erfahrene Bauunternehmung betraut worden. Die Betonherstellung wurde durch die MPA Weimar begleitet.

Der Entrauchungsschacht wurde mit SVB der Festigkeitsklasse C35/45 hergestellt. Angaben zur Betonrezeptur sind in Tabelle 9 enthalten.

Für diesen SVB wurde auch stark saugende Gesteinskörnung verwendet. Das Setzfließmaß  $sm_b$  lag zwischen 660 und 740 mm (Angabe Bauunternehmung) bzw. 700 und 740 mm (Angabe anerkannte Überwachungsstelle), die Fließzeit  $t_{500}$  betrug dabei 5 bis 10 sec. Die Trichterauslaufzeit  $t_{Tr}$  betrug 5 bis 12 sec (Angabe Bauunternehmung) bzw. 5 bis 10 sec. Der Beton sollte innerhalb von 60 Minuten eingebaut werden. Aufgrund der starken

Saugwirkung der Gesteinskörnung war ein Behelzen nicht zulässig [78].

### Verarbeitungsversuche

Es wurde ein Verarbeitungsversuch im Rahmen der SVB-Richtlinie [70] an einem bewehrten Balken durchgeführt.

Ein großmaßstäblicher Verarbeitungsversuch wurde unter Baustellenbedingungen im Schachtkeller durchgeführt. Dabei wurden Festigkeits- und Temperaturentwicklung überprüft.

Bei den für die Zustimmung im Einzelfall eingereichten Unterlagen waren noch folgende Fragen offen:

- Herstellung SVB getrennt von konventionellem Rüttelbeton.
- Variation von Zement-, Zusatzmittel- und Flugascheeinwaage nach Norm darf für SVB nicht ohne entsprechende Voruntersuchungen angewendet werden. Solche Voruntersuchungen waren nicht benannt worden.
- Zugabemenge von Fließmittel muss mindestens der aus der Eignungsprüfung (ggf. ergänzt um Erfahrungen aus Verarbeitungsversuchen) entsprechen.
- Verarbeitbarkeitsdauer ist nicht angegeben. Die Verarbeitbarkeitsdauer sollte mindestens Befüllzeit eines Fahrmixers, Transportzeit plus 45 Minuten an der Einbaustelle betragen.
- Zur Pumpfähigkeit des SVB gab es keine Aussage, obwohl die Einbringung mit der Betonpumpe erforderlich war.
- Es fehlte die Einstufung der Gesteinskörnung in eine Alkaliempfindlichkeitsklasse.
- Lagerung der Gesteinskörnung vor Witterung geschützt war nicht benannt.
- Die Zielwerte für die Frischbetoneigenschaften des SVB einschließlich zulässiger Toleranz waren zwischen Lieferwerk, Baustelle und Bauüberwachung noch nicht abgestimmt.
- Im Verarbeitungsfenster nach SVB-Richtlinie waren nur die Eckpunkte eingetragen. Es fehlte jedoch der Eintrag von Trichterauslaufzeit und Setzfließmaß für jeden, der bis dahin hergestellten Mischungen der zur Ausführung kommenden Betonsorte.

Ganz kurz vor der Ausführung des Bauteils mit SVB wurde dann festgestellt, dass nur ein Beton mit höchstens 8 mm Größtkorn eingebaut werden kann. Der SVB war mit 16 mm Größtkorn entworfen worden und mit diesem Größtkorn wurden auch die Eignungsprüfung sowie die Verarbeitungsversuche durchgeführt. Entsprechende Untersuchungen für die neue Betonrezeptur mit Größtkorn 8 mm wurden nicht vorgelegt. Ob die Auswirkungen des höheren Leimgehalts, möglicherweise auch höheren Zementgehalts, auf das Sedimentationsverhalten des Frischbetons sowie das Schwinden des Festbetons untersucht worden waren, ist nicht bekannt.

### 3.5 Zusammenfassung der Erfahrungen

Die Anwendungen von selbstverdichtendem Beton (SVB) im Brückenbau haben gezeigt, dass SVB sowohl in größeren Mengen (18 bis 90 m<sup>3</sup>) auf die Baustelle geliefert und eingebaut als auch für großformatige Fertigteile mit Erfolg verwendet werden kann. Die Einbaugeschwindigkeit liegt jedoch mit 9 m<sup>3</sup>/h bis maximal 25 m<sup>3</sup>/h weit unter der für konventionellen Rüttelbeton üblichen von 40 m<sup>3</sup>/h bis 100 m<sup>3</sup>/h. Der größte Vorteil von SVB liegt in dem Verzicht auf das Verdichten im Bauteil und dem Wegfall des damit verbundenen Lärms.

Der SVB umfließt die Bewehrung und dringt in alle Winkel der Schalung vor. Die Bewehrung wird auch bei engem Stababstand vollständig umschlossen und im alkalischen Milieu des Betons vor Korrosion geschützt, wenn das Größtkorn angemessen gewählt wird. Ein gut zusammengesetzter SVB entlüftet während des Fließens selbsttätig. Die Fähigkeit zur fast niveaugleichen Verteilung hängt wesentlich von der Viskosität und den Fließeigenschaften ab. In den beobachteten Bauteilen nivellierte und entlüftete sich der SVB mit hohem Setzfließmaß ebenso von selbst wie der mit relativ niedrigem.

Die Festbetoneigenschaften Festigkeit und Verformungsverhalten entsprechen denen eines in der Festigkeitsklasse vergleichbaren Rüttelbetons. Auch der Verbund zwischen Beton und Bewehrungsstahl ist so gut wie bei konventionellem Rüttelbeton. Die Druckfestigkeit von SVB ist jedoch höher als für die üblichen Bauwerke an Bundesfernstraßen erforderlich. Festigkeiten unterhalb von  $f_{cm} = 60 \text{ N/mm}^2$  im Alter von 28 Tagen wurden nicht beobachtet.

Die Druckfestigkeit steht im Mischungsentwurf von SVB nicht im Vordergrund. Stattdessen wird der Schwerpunkt auf die Frischbetoneigenschaften Fließfähigkeit, Viskosität und das Sedimentationsverhalten gelegt und die Einhaltung von Mindest- bzw. Maximalwerten für Druckfestigkeit und Wasserzementwert fließt als Randbedingung in den Mischungsentwurf ein. Druckfestigkeit und w/z-Wert des als SVB konzipierten Betons ergeben sich aus den optimierten Frischbetoneigenschaften.

Beim SVB ist das Zementsteinvolumen in der Regel größer, da die Sedimentationsstabilität nur mit Gesteinskörnung Größtkorn 16 mm oder kleiner erreicht wird. Dies erhöht die Kriech- und Schwindverformung gegenüber einem SVB mit 32 mm Größtkorn wie auch beim konventionellen Rüttelbeton. Für verformungsempfindliche Bauwerke ist es sowohl für Rüttelbeton als auch für SVB erforderlich, die Kennwerte experimentell zu bestimmen.

Nicht erfüllt haben sich allerdings die Erwartungen an die Sichtbetonoberfläche und die Robustheit von SVB.

Die Sichtbetonoberfläche wird zum einen durch den nicht-kontinuierlichen Betoneinbau bei großformatigen Bauteilen mit hoher Grundfläche, wie z. B. einer Widerlagerwand, beeinträchtigt. Die einzelnen Betonlagen zeichnen sich, ggf. unterstützt durch das Mehlkorn, an der geschalteten Oberfläche ab. Aufgrund der reduzierten Herstellgeschwindigkeit kann der Beton nicht kontinuierlich, also nicht an die mögliche Einbaugeschwindigkeit angepasst, angeliefert werden. Eine Ausnahme bildeten die Schrägstreben der Brücke Wölkau, für die eine reduzierte Betoniergeschwindigkeit vorgegeben war.

Zum anderen muss die aus dem Beton während des Fließens austretende Luft als Folge des Wegfalls der Verdichtungsenergie an der Schalung leicht zur freien Oberfläche hin aufsteigen können. Je nach zurückgelegter Fließstrecke ist auch noch nicht sämtliche Luft entwichen, wenn die Schalung erreicht wird. Die Abstimmung von Trennmittel, Schalhaut und Frischbetoneigenschaften des betrachteten SVB ist wichtiger als bei Rüttelbeton.

Wird das System Schalhaut/Trennmittel/SVB nicht optimiert und wird die Betoniergeschwindigkeit nicht dem Aufsteigen und Entlüften angepasst, sind Lunker und Lufteinschlüsse nicht zu vermeiden. Im Fall der geeigneten Deckelschalung der Bogenstiele der Brücke Wölkau war eine lunkerfreien Festbetonoberfläche nur möglich, weil durch das maschi-

nelle Bearbeiten der Schalungsträger die Luft bis zum Schalungsaufsatz am oberen Ende getrieben wurde. An nahezu horizontal ausgerichteten Deckelschalungen wie z. B. bei den Pfeilerköpfen der 2. Strelasundquerung können, als Folge der selbsttätigen Entlüftung des SVB, kleine Lufteinschlüsse nicht vermieden werden. Allerdings sind solche Lunker nicht vergleichbar mit Kiesnestern aus mangelhafter Verdichtung, denn die Zementmörtelmatrix des SVB sorgt in solchen Fehlstellen für eine in sich geschlossene Zementsteinoberfläche.

An Oberflächen, die mit sägerauen Schalbrettern hergestellt werden, fallen Luftporen und Betonierlagen am wenigsten ins Auge.

Die Ausführung der Bauwerke zeigte, dass kurze Arbeitsunterbrechungen beim Einbau von SVB (20 bis 30 Minuten) nur die Oberfläche, nicht jedoch den Kern des Betons stören. Längere Arbeitsunterbrechungen und frühzeitiges Ansteifen können in oberseitig geschlossenen gebogenen Schalungen nicht beherrscht werden.

Die mangelnde Robustheit zeigte sich in der zu kurzen Verarbeitbarkeitsdauer einiger Lieferungen des SVB für die Bogenbrücke Wölkau. Die Ursache hierfür ließ sich im Nachhinein klären. Vermeiden lassen sich solche Überraschungen aber nur, wenn in der Erst- bzw. Eignungsprüfung die Schwankungen der Ausgangsstoffe und der Dosierung geeignet simuliert und die Auswirkungen auch über die Verarbeitbarkeitsdauer von Ende des Mischvorgangs bis Ende des Einbauvorgangs überprüft werden. Ein Entmischen und Sedimentieren des SVB wurden jedoch bei keinem der Bauwerke beobachtet.

Zur Schalung wurde festgestellt, dass der Schalungsbau durch den Betonierdruck des SVB aufwändiger ist, weil auf der sicheren Seite liegend mit hydrostatischem Druck gerechnet werden muss. Wird der SVB in eine geschlossene Schalung eingebracht, z. B. für eine Tunnelinnenschale, muss der Pumpendruck der Betonpumpe dazuaddiert werden. Bei sauberer Ausführung der Schalung müssen die Fugen von Brettschalungen nicht gesondert abgedichtet werden. Durchlässe in der Schalung, z. B. für die Anschlussbewehrung, müssen gesondert abgedichtet werden (z. B. mit PUR-Schaum).

Die Ausführung von Überbauten von Straßenbrücken in SVB ist nicht angezeigt. Das zur Entwässerung erforderliche Oberflächenprofil und eine Nei-

gung von 2,5 % können mit einem üblichen SVB nicht hergestellt werden. Vergleichbare Probleme sind aber auch mit Fließbeton, z. B. in Fahrbahntafeln von Verbundbrücken, zu erwarten.

Ein Unterschied in der Verwendung von SVB im Fertigteilwerk oder vor Ort auf der Baustelle in Hinblick auf Erfordernis und Umfang der Überwachung im Mischwerk war nicht erkennbar. Auch in Bezug auf die gerätetechnische und personelle Ausstattung des Herstellwerks gibt es keinen Unterschied zwischen der Herstellung von Bauteilen mit SVB im Fertigteilwerk und auf der Baustelle. Nicht jede Werksmischanlage ist ohne zusätzliche Geräteoptimierung geeignet, SVB herzustellen. Ein Vorteil der Herstellung im Fertigteilwerk ist allerdings die Zunahme an Erfahrung und Routine im Umgang mit SVB mit steigender Anzahl der hergestellten Fertigteile; vorausgesetzt, der SVB wird häufig hergestellt.

Die strenge Trennung von SVB- und Rüttelbetonproduktion hat sich bewährt.

Zur Umsetzung von speziellen Qualitätssicherungsmaßnahmen für SVB konnte in der Regel nur geringes Verständnis bei den Baubeteiligten geweckt werden. Die Erwartungshaltung der Bauunternehmung beinhaltet, dass SVB gleich einem konventionellen Rüttelbeton bestellt und mit weniger Aufwand eingebaut werden kann. Der Aufwand zur Überwachung der Frischbetoneigenschaften, der, wie die Anwendungsbeispiele gezeigt haben, unbedingt erforderlich ist, wird als zu hoch, d. h. als deutlich zu zeitaufwändig, geräteaufwändig und personalintensiv empfunden.

Eine Bereitschaft von Bauunternehmung und Betonhersteller, zur gemeinsamen Entwicklung eines auf den speziellen SVB abgestimmten QS-Planes ist daher nicht ausgeprägt vorhanden. Ausgenommen davon sind Bauunternehmungen, die bereitwillig SVB verwenden und über eigenen SVB-spezifischen betontechnologischen Sachverstand verfügen.

Aus diesen Erfahrungen heraus sollten deshalb einige Hinweise der SVB-Richtlinie 2003 als überprüfbare Forderung vereinbart und zusätzlich die Robustheit des SVB gegenüber Schwankungen der Ausgangsstoffe und Einbaubedingungen schon im Mischungsentwurf berücksichtigt werden. In den beobachteten Projekten zeigte sich, bis auf einen Schaden als Folge einer Veränderung der vorgesehenen Zusatzmitteldosierung, der SVB als robust genug für die Baustellenanwendung.

Die tatsächlichen Kosten für Herstellung, Überwachung und Einbau von SVB wurden nicht offengelegt. Möglicherweise sind nicht die Materialkosten bestimmend für den Preis. Denn neben den Vorversuchen zur Eignung der Ausgangsstoffe gehen auch die Verarbeitungsversuche und der Prüfumfang zur Qualitätssicherung im Werk und beim Einbau über den Aufwand für konventionellen Rüttelbeton hinaus. Für eine betriebswirtschaftliche Kalkulation müssen neben allen Vorversuchen zur Eignung der Ausgangsstoffe bzw. Beratungsleistung durch Gutachter auch alle Verarbeitungsversuche und der Prüfumfang zur Qualitätssicherung im Werk sowie beim Einbau, die über den Aufwand von konventionellem Rüttelbeton hinausgehen, monetarisiert werden.

Es wurde festgestellt, dass der technologische, planerische und wirtschaftliche Aufwand für die Herstellung von Bauwerken im Brücken- und Ingenieurbau an Bundesfernstraßen mit SVB sehr hoch ist. SVB ist nicht für jedes Bauwerk im Zuge von Bundesfernstraßen geeignet. Die Wahl der Bauteile und die Einsatzbedingungen vor Ort verlangen deshalb eine umfassende Vorplanung. Die erwartete hohe Ausführungsqualität und der Wegfall der körperlich stark belastenden, lärm- und zeitintensiven Verdichtungsarbeit sind sehr von Vorteil und ein wichtiges Kriterium bei einer Entscheidung für die Verwendung von SVB.

## 4 Schlussfolgerungen

Die Erfahrungen zeigen, dass auch im Brücken- und Ingenieurbau an Bundesfernstraßen die Vorteile von hochfestem und selbstverdichtendem Beton genutzt werden können.

Unter den Randbedingungen des Brückenbaus sind insbesondere Vollplattenquerschnitte mit beidseitigen Kragarmen, die ohne Versprung im Querschnitt an die Platte angegliedert sind, für die Ausführung mit hochfestem Beton geeignet. Mit dieser Bauweise wurden Spannweiten bis zu 40 m realisiert. Der Schlankheit der Querschnitte ist jedoch durch die zusätzlichen Kosten für Spannstahl eine wirtschaftliche Grenze gesetzt.

Für die Ausführung von Brückenüberbauten an Bundesfernstraßen in Ortbetonbauweise ist selbstverdichtender Beton aufgrund der üblichen Abmessungen und der konstruktiven Durchbildung nicht geeignet.

Als Fertigteilkonstruktionen wurden auch Plattenbalkenquerschnitte ausgeführt, wobei nur die Längsträger mit hochfestem und ggf. auch gleichzeitig selbstverdichtendem Beton im Fertigteilwerk hergestellt und vorgespannt werden. Die Längsträger werden vor Ort mit einer Platte aus normalfestem konventionellem Rüttelbeton ergänzt. Überspannt die Brücke mehr als ein Feld, muss die Durchlaufwirkung über der Stütze hergestellt werden. Bisher wurde die Durchlaufwirkung durch Zulagen aus Bewehrungsstahl realisiert. Mit solchen Teil-Fertigteilkonstruktionen konnten Spannweiten von bis zu 33 m bei einer Schlankheit des Überbaus von bis zu 26 ausgeführt werden.

Auch einzelne vorgefertigte Konstruktionselemente, wie z. B. Druckglieder, konnten mit Erfolg aus hochfestem Beton hergestellt werden.

Die Gebrauchseigenschaften von Bauteilen aus hochfestem und/oder selbstverdichtendem Beton, wie z. B. Verformung und Dauerhaftigkeit, haben sich mindestens als vergleichbar mit normalfestem Beton dargestellt.

Die Dauerhaftigkeit von hochfestem Beton stellt sich unter der Frost-Tausalz- und Wittereinwirkung an Bundesfernstraßen sogar besser dar als für normalfesten Rüttelbeton oder selbstverdichtenden Beton. Chlorideindringwiderstand und Karbonatisierungswiderstand des hochfesten Betons sind höher. Selbst dann, wenn infolge von Oberflächensprengungen das optische Erscheinungsbild eines Brückenpfeilers beeinträchtigt ist, sind Chlorideindring- und Karbonatisierungstiefe geringer als für normalfesten Beton unter den gleichen Beanspruchungen in der Expositionsklasse XF2.

Die optische Qualität der Oberflächen von Bauteilen aus hochfestem und/oder selbstverdichtendem Beton, wie z. B. Pfeilern, Überbauten, Untersichten von Überbauten, Pfeilerköpfen, Tunnelinnenschalen, ist, abhängig vom Aufwand für die Abstimmung von Frischbeton, Trennmittel und Schalhaut, gut. Es konnte jedoch kein signifikanter Unterschied zu Oberflächen aus konventionellem Rüttelbeton normaler Festigkeitsklasse ( $\leq$  C50/60) festgestellt werden.

Die Farbe von Beton wird mit steigender Druckfestigkeit und geringerer Oberflächenporosität dunkler. Dies trifft sowohl auf hochfesten als auch auf selbstverdichtenden Beton zu. Hochfester Beton der Festigkeitsklasse C70/85 und höher ist auf-

grund des Silikastaubgehalts dunkler gefärbt als der gleiche Beton ohne Silikastaub.

Die Erfahrungen haben gezeigt, dass bis einschließlich der Festigkeitsklasse C70/85 hochfeste Betone zielsicher hergestellt und eingebaut werden können. Mit abnehmender Festigkeitsklasse (z. B. für C60/75) werden jedoch die typischen Schwierigkeiten bei der Ausführung der Bauteile geringer. Möglicherweise können auch Risse in Koppelfugen bei abschnittweiser Herstellung von Überbauten mit hochfestem Beton geringerer Festigkeitsklasse als C70/85 vermieden werden.

Hochfeste Betone der Festigkeitsklasse C55/67 können auch ohne Zugabe von Silikastaub hergestellt werden. Dies wirkt sich positiv auf die Mikrorissbildung im Betongefüge aus und führt zu einer helleren Färbung des Betons.

Zur Tragwerksbemessung von hochfestem Beton im Brückenbau können grundsätzlich die Festlegungen von DIN 1045-1 herangezogen werden. Aufgrund der dynamischen Beanspruchung aus Verkehr dürfen für Betonbrücken auch nur Spannglieder oder Systeme mit nachgewiesener Eignung für hochfesten Beton und dynamische Beanspruchung verwendet werden. Überschreitet die kriecherzeugende Spannung die Grenze von  $\sigma_c = 0,45 f_{ck}$ , entstehen zunehmend Mikrorisse im Beton. Eine überproportionale Verformung bei gleicher kriecherzeugender Spannung (so genanntes nicht-lineares Kriechen) ist die Folge. In hochfestem Beton treten Mikrorisse im jungen Beton als Folge der Eigenspannungen auf, also schon ohne äußere Lasten. Zur Vermeidung der Vergrößerung dieser Mikrorisse im hochfesten Beton mit dynamischer Beanspruchung darf die maximale Betondruckspannung  $\sigma_c = 0,45 f_{ck}$  nicht überschreiten. Um ein Überschreiten mit Sicherheit vermeiden zu können, wird für dynamisch beanspruchte Bauteile an Bundesfernstraßen vorgeschlagen, die rechnerisch maximal zulässige Betondruckspannung auf  $\sigma_c = 0,3 f_{ck}$  zu begrenzen. Dies erhöht die Robustheit der Bauweise.

Der Aufwand für die Bewehrung von hochfestem Beton ist gegenüber normalfestem Beton höher. Für Bauteile aus hochfestem Beton hat sich eine verstärkte netzförmige Oberflächenbewehrung (Durchmesser 10 mm alle 15 cm) zu Vermeidung von Rissen an geschalteten Oberflächen bewährt. Zur Vermeidung von Rissen im Querschnitt wird für die Ausführung von Überbauten zentrische Vor-

spannung empfohlen. So besteht die Möglichkeit, mit Erreichen der maximalen Betontemperatur eine geringe Teilvorspannung aufzubringen.

Voraussetzung für die zielsichere Herstellung von hochfestem Beton und/oder selbstverdichtendem Beton ist die Umsetzung der zwischen Betonhersteller und bauausführendem Unternehmen vorab projektbezogen abgestimmten qualitätssichernden Maßnahmen, die in QS-Plänen, z. B. für Betonherstellung, Transport und Baustelle, niedergelegt werden.

Die Maßnahmen zur Sicherstellung der geforderten Frischbetoneigenschaften, Hydratationswärmeentwicklung, Festigkeitsentwicklung, Einbauverfahren, Nachbehandlung und Festbetoneigenschaften gehen für selbstverdichtenden Beton noch über die für hochfesten Beton hinaus.

Das Ziel der qualitätssichernden Maßnahmen ist, für hochfesten Beton die geplante Druckfestigkeit realisieren zu können bei gleichzeitiger Vermeidung von Rissen im Beton und Bauteile mit ansprechenden Sichtbetonflächen herzustellen. Dafür kann und muss der Frischbeton im Bauteil verdichtet werden.

Die Festbetoneigenschaften von selbstverdichtendem Beton werden wesentlich stärker von den Frischbetoneigenschaften bestimmt als bei konventionellem Rüttelbeton. Viskosität und Fließfähigkeit des Frischbetons müssen so aufeinander abgestimmt sein, dass sich feste und flüssige Bestandteile nicht entmischen und gleichzeitig die im Frischbeton enthaltene Luft aus dem Herstell- und Einbauvorgang während des Fließens in der Schalung ohne Zuführung weiterer Verdichtungsenergie nahezu vollständig entweicht. Die Abstimmung von Viskosität und Fließfähigkeit ist bei SVB – nicht zuletzt durch die Wirkungsweise spezieller Fließmittel – sehr stark von den Betonausgangsstoffen beeinflusst. Die Schwankungen der Ausgangsstoffe – Mehlkorn aus Zement, Zusatzstoff und Gesteinskörnung sowie Wasser und weiterer, Zusatzmittel, feine und grobe Gesteinskörnung – dürfen nur klein sein, um das Entmischen zu vermeiden und die erforderliche Selbstentlüftungsfähigkeit zu erhalten. Selbstverdichtender Beton darf nicht verdichtet werden, sodass die bei konventionellem Rüttelbeton übliche Vernadelung von neu hinzukommendem und schon vorhandenem Beton für einen guten Schichtenverbund nicht möglich ist.

Der Aufwand für die Maßnahmen im Rahmen der Qualitätssicherung ist sowohl für hochfesten als auch für selbstverdichtenden Beton hoch. Diese Maßnahmen gehen über das für normalfesten Rüttelbeton Übliche hinaus, was sich unter anderem in Zeitaufwand und Kosten niederschlägt.

Die besonderen Anforderungen an Ausgangsstoffe, Herstellung, Einbau und Nachbehandlung dieser Betone sind in Deutschland nicht so bekannt, sodass sie in der handwerklichen Ausbildung kein Schwerpunkt sein können und in der Praxis zu wenig geübt werden. Die Erfahrungen aus den beobachteten Bauwerken zeigen, dass die projektspezifisch erforderlichen qualitätssichernden Maßnahmen nur durch eine Person mit entsprechenden Kompetenzen und Erfahrung festgelegt werden können. Die Durchsetzung dieser Maßnahmen, die in der Baupraxis häufig mit recht kurzem Vorlauf zur Ausführung des Bauteils anstehen, kann nur durch eine unabhängige Person garantiert werden, die mit entsprechenden Rechten ausgestattet und die nicht vom wirtschaftlichen Erfolg der Baumaßnahme betroffen ist. Auch hat die Praxis gezeigt, dass bei unerwarteten Ereignissen während der Ausführung der Bauteile, wie z. B. dem Über- oder Unterschreiten zulässiger Toleranzen, diese Abweichungen vom Plan mit Sachverstand und in Bezug auf das Gelingen des Bauteils innerhalb kurzer Zeit beurteilt werden müssen. Diese Entscheidungen können ebenfalls nur durch eine Person mit entsprechender Kompetenz und Erfahrung so getroffen werden, dass das Bauteil am Betoniertag zielsicher hergestellt wird.

Die Nachbehandlung der nicht in Schalung hergestellten, sozusagen freien, Betonoberflächen gestaltet sich für hochfesten Beton und selbstverdichtenden Beton vergleichbar anspruchsvoll. Das liegt zum einen an den Eigenschaften der zur Anwendung kommenden Hochleistungsfließmitteln, zum anderen aber auch an der Verdunstungsrate des Zugabewassers aus der ungeschützten Frischbetonoberfläche. Mit abnehmendem w/z-Wert und zunehmender Druckfestigkeit des Betons nimmt die Empfindlichkeit für Risse aus Trocknungsschwinden zu. Die Nachbehandlung gestaltet sich im Brückenbau insbesondere für Fahrbahntafeln aufgrund der großen Abmessungen der freien Oberfläche besonders schwierig.

Direkt befahrene Oberflächen aus hochfestem Beton erscheinen für Brücken an Bundesfernstraßen zumindest heute noch nicht realisierbar. Nach

den Erfahrungen aus der Beobachtung der Ausführung von Brückenüberbauten mit hochfestem Beton in Deutschland ist es mit den heute zum Schutz und Nachbehandlung der nicht in Schalung hergestellten nahezu horizontalen Betonoberfläche üblichen Maßnahmen nicht möglich, Fahrbahntafeln frei von Rissen und Luftporen herzustellen.

Die Nachhaltigkeit von Brücken und Ingenieurbauwerken aus selbstverdichtendem Beton wird als Folge vergleichbarer Betonzusammensetzung (vor allem Zementgehalt), Festigkeit und Dauerhaftigkeit als mit konventionellem Rüttelbeton gleich eingeschätzt. Zur Beurteilung der Nachhaltigkeit von Brücken- und Ingenieurbauwerken aus hochfestem Beton reicht die Betrachtung der höheren Druckfestigkeit, die über die Realisierung kleinere Bauteilquerschnitte weniger beton- und damit CO<sub>2</sub>-lastigen Zement erfordert und bei gleichzeitig verbesserter Dauerhaftigkeit die Lebensdauer des Bauwerks erhöht, nicht aus. Denn infolge der Einwirkung von Eigengewicht und äußeren Lasten treten bei diesen Bauwerken Biegebeanspruchungen auf, die einen Mehrbedarf an Beton- und/oder Spannstahlbewehrung zur Aufnahme der resultierenden Zugspannungen im reduzierten Querschnitt zur Folge haben. Auch ist mehr Betonstahl für die oberflächennahe Bewehrung erforderlich. So wird mit hochfestem Beton zwar weniger CO<sub>2</sub> für die Herstellung des Zements bezogen auf die Druckfestigkeit freigesetzt, aber bei der Herstellung des Bewehrungs- und Spannstahls mehr Eisenerz benötigt und CO<sub>2</sub> erzeugt.

Für die Verwendung von hochfestem Rüttelbeton oder selbstverdichtendem Beton zur Verbesserung der Dauerhaftigkeit von Bauteilen an stark befahrenen Bundesfernstraßen ist ein Kompromiss aus Festigkeit und Dauerhaftigkeit denkbar. Beton der Festigkeitsklasse C55/67 kann mit mäßigem Zement-, ausreichendem Wasser- und mäßigem Fließmittelgehalt hergestellt werden. Der für die Durchlässigkeit ursächliche Wasserzementwert liegt dabei dennoch unterhalb von  $w/z = 0,40$ , sodass die Chlorideindringgeschwindigkeit gegenüber den derzeit üblichen Betonen deutlich reduziert ist und Korrosionsschäden der Betonstahlbewehrung innerhalb der Lebensdauer der Bauwerke mit geringerer Wahrscheinlichkeit auftreten werden. Dies gilt aber auch für Beton der Festigkeitsklasse C50/60, der gerade noch nicht zum hochfesten Beton zählt.

Die Verwendung von hochfestem Beton kann jedoch nicht kostenneutral gestaltet werden. In Hin-

blick auf die Herstellung und Ausführung sind mit zunehmender Verwendung dieses Betons weniger Schwierigkeiten zu erwarten. Die erforderliche Qualitätssicherung wird mit mehr Übung besser angenommen und selbstverständlicher werden. Mit Blick auf die für Bauteile aus hochfestem Beton erforderliche netzartige Oberflächenbewehrung, Bewehrung zur Vermeidung von Rissen aufgrund von abfließender Hydratationswärme und Bewehrung aus Lastbeanspruchung werden die Kosten jedoch immer höher sein als für das gleiche Bauteil aus normalfestem Rüttelbeton. Die höhere Druckfestigkeit von hochfesten Beton kann vor allem für vorwiegend auf Druck beanspruchte Bauteile genutzt werden.

Zur Sicherstellung der Qualität von Brücken und Ingenieurbauwerken an Bundesfernstraßen aus hochfestem und/oder selbstverdichtendem Beton wird die Begleitung durch nicht in das Baugeschehen involvierte, kompetente und erfahrene Betoningenieure für erforderlich gehalten. Diese Maßnahme wird zurzeit mit dem Instrument der Zustimmung im Einzelfall in die Praxis umgesetzt. Daher wird empfohlen, für Bauwerke und Bauwerksteile aus hochfestem oder selbstverdichtendem Beton heute weiterhin die Zustimmung im Einzelfall mit ZTV-ING, Teil 3, Massivbau, Abschnitt 1 Beton, zu fordern.

Für die Tragwerksplanung und -bemessung von Bauwerken aus hochfestem Beton im Brücken- und Ingenieurbau sollte die Erfahrung bereits ausreichen, jetzt ein Regelwerk zu erarbeiten.

Mit zunehmender Verwendung hochfester und/oder selbstverdichtender Betone, auch außerhalb des Brückenbaus, werden die Erfahrung und die Sicherheit im Umgang damit zunehmen, sodass das Instrument der Zustimmung im Einzelfall verzichtbar werden wird.

## 5 Literatur

- [1] - DIN-Fachbericht 100 Beton – Zusammenstellung von DIN EN 206-1 Beton – Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität, und DIN 1045-2 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Beton; Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1

- [2] KÖNIG, G., TUE, N. V., ZINK, M.: Hochleistungs-beton. Bemessung, Herstellung und Anwendung. Berlin, Ernst & Sohn, 2001
- [3] REINHARDT, H.-W.: Ingenieurbaustoffe. 2. vollständig überarbeitete Auflage. Berlin, Verlag Ernst & Sohn, 2010
- [4] ZILCH, K., HENNECKE, M.: Anwendung von hochfestem Beton im Brückenbau. In: DAfStb-Heft 522, Hrsg.: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Berlin, Beuth-Verlag, 2002, S. 7-61
- [5] DIN 1045-1 – Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Berlin, Beuth-Verlag
- [6] Erläuterungen zu DIN 1045-1. Hrsg.: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. DAfStb-Heft 525, Berlin, Beuth-Verlag, 2. Auflage, 2010
- [7] Erläuterungen zu DIN 1045-1, Teil 2 Autorenbeiträge. Hrsg.: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Ergänzung zum DAfStb Heft 525, Ausgabe 2010
- [8] MÜLLER, H. S., KVITSEL, V.: Kriechen und Schwinden von Beton. Grundlagen der neuen DIN 1045 und Ansätze für die Praxis. In: Beton- und Stahlbetonbau 97, Heft 1, 2002, S. 8-19
- [9] Zement-Taschenbuch 2002. Hrsg.: Verein Deutscher Zementwerke e. V., Düsseldorf, Verlag Bau+Technik, 2002
- [10] WIENS, U., MENG, B., FONTANA, P.: Mikrorissbildung in Hochleistungsbeton. In: Beton, Heft 6, 2007, S. 256-265
- [11] TUE, N. V., DIETZ, J.: Einfluss von autogenem Schwinden auf die Dauerhaftigkeit von Bauwerken aus Hochleistungsbeton – Interaktion von Schwinden und Temperatur. In: 15. Internationale Baustofftagung ibausil, Hrsg: FINGER, F. A., Institut für Baustoffkunde, Bauhaus-Universität Weimar, Eigenverlag, 2003, S. 2-0063 – 2-0078 -
- [12] MÜLLER, H. S., KVITSEL, V.: Kriechen und Schwinden von Hochleistungsbeton. In: Beton, Heft 1 + 2, 2006, S. 36-41
- [13] FELDRAPPE, -V., MÜLLER, C.: Auswirkung einer Frostbeanspruchung auf dichte hochfeste Betone (Teil 2). In: Beton (2004) Nr. 10, S. 513-515 und Nr. 11, S. 575-579
- [14] GUSE, U., HILSDORF, H. K.: Dauerhaftigkeit hochfester Betone. Hrsg.: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, DAfStb Heft 487, Berlin, Beuth-Verlag, 1998
- [15] TUE, N. V., MUCHA, S.: Ermüdungsfestigkeit von hochfestem Beton unter Druckbeanspruchung. In: Bautechnik 83 (2006). Heft 7, S. 497-504
- [16] MÜLLER, A., PFISTERER, H., WEBER, J., ZILCH, K.: Erfahrungen mit Entwurf, Ausschreibung, Vergabe und Tragwerksplanung. In: DAfStb-Heft 522, Hrsg.: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Berlin, Beuth-Verlag, 2002, S. 64-76
- [17] DIN-Fachbericht -102 Betonbrücken. Hrsg.: Deutsches Institut für Normung. Berlin, Beuth-Verlag, Ausgabe 2009
- [18] KÖNIG, G., ZINK, M.: Zur Bemessung von hochfestem Beton. In: Erläuterungen zu DIN 1045-1 – Teil 2: Autorenbeiträge. Hrsg: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Ergänzung zum DAfStb-Heft 525, Ausgabe, 2010, S. 130-139
- [19] HAVERESCH, K., MAURER, R.: Entwurf, Bemessung und Konstruktion von Betonbrücken. In: Beton-Kalender 2010. Hrsg.: BERGMEISTER, K. FINGERLOOS, F., WÖRNER, J.-D., Berlin, Verlag Ernst & Sohn, 2010, S. 125-244
- [20] GÜNTHER, -L., KÖNIG, G., OPITZ, V., SCHMIDT, D., TUE, N.: Erstanwendung des Hochleistungsbetons im Brückenbau in Sachsen. In: Bautechnik 77 (2000), Heft 10, S. 718-724
- [21] Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton, Ausgabe 2007, Köln, FGSV-Verlag GmbH, FGSV-Nr. 899
- [22] ZINK, Z.: Erste vorgespannte Brücke in hochfestem Beton – Pilotausführung bei Sasbach/Baden-Württemberg. In: Vorträge auf dem Betontag 1999, 21.-23. April in Berlin. 100 Jahre Deutscher Betonverein. Berlin, Verlag Ernst & Sohn, 2000, S. 513-524

- [23] Richtlinie für hochfesten Beton; Ergänzung zu DIN 1045/07.88 für die Festigkeitsklassen B65 bis B115. Hrsg.: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Beuth-Verlag, 1995
- [24] GUSIA, -P. J.: Brückenbauwerke aus hochfestem Beton, Sachstandbericht. Bundesanstalt für Straßenwesen, 2001 (unveröffentlicht)
- [25] MAURER, R., WEIGEL, F., ARNOLD, A.: Bauwerksmonitoring an einer Brücke aus Hochleistungsbeton. In: Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 100, Heft 3, 2005, S. 195-206
- [26] EILZER, W., STOCKMANN, R., WEIGEL, F.: Planung und Ausführung der Muldebrücke Glauchau in Hochleistungsbeton B85. In: 13. Dresdner Brückenbausymposium. Planung, Bauausführung und Ertüchtigung von Massivbrücken. 13. März 2003, Tagungsband. Hrsg.: Technische Universität Dresden, Institut für Massivbau, Selbstverlag, 2003, S. 139-154
- [27] SILBEREISEN, R., WASSMANN, K.: Straßenbrücke aus hochfestem Beton B85 – Hochfester Beton als Massebeton. In: Beton (52), Heft 3, 2002, 122-129
- [28] WEBER, J., ZILCH, K.: Pilotprojekt Buchloe – Brückenbauwerk mit Hochleistungsbeton B 85. In: 100 Jahre Deutscher Betonverein. Vorträge auf dem Betontag, 21.-23. April 1999. Berlin, Ernst & Sohn, 2000, S. 525-535
- [29] HENNECKE, M., LEONHARDT, G., STAHL, R.: Erfahrungen mit der Bauausführung und Maßnahmen zur Gewährleistung der geforderten Qualität. In: DAFStb-Heft 522, Hrsg.: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Berlin: Beuth-Verlag, 2002, S. 77-91
- [30] HARTMANN, V., SCHRUB, W.: Betontechnologie. In: DAFStb-Heft 522, Hrsg.: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Berlin, Beuth-Verlag, 2002, S. 93-120
- [31] ZILCH, K., HENNECKE, M.: Messung der Hydratationswärmeentwicklung und Frühverformung des hochfesten Betons während des Erhärtungsprozesses an einem Brückenbauwerk. Abschlussbericht zu FE 12.309/1998/DRB der Bundesanstalt für Straßenwesen. 1998
- [32] TUE, N. V., FREITAG, N.: Untersuchungen an Bauwerken aus hochfestem Beton. Schlussbericht FE 29.0243/2009/BAST. 2011. Zur Veröffentlichung in der Schriftenreihe der BAST vorgesehen
- [33] KÖNIG, G., WEIGEL, F., ZINK, M., ARNOLD, A., MAURER, R.: Erste deutsche Großbrücke aus Hochleistungsbeton – Brücke über die Zwickauer Mulde bei Glauchau. In: Beton- und Stahlbetonbau, Band 97, Heft 6, 2002
- [34] WASSMANN, K., SILBEREISEN, R.: Verzögerungskonzept für hochfesten Beton B85 – Gleichmäßige Festigkeitsentwicklung großer Betonierabschnitte. In: Beton (52), Heft 6, 2002, S. 296-300
- [35] ZILCH, K., GLÄSER, C., ZEHETMAIER, G., HENNECKE, M.: Anwendung von Hochleistungsbeton im Brückenbau. In: Beton- und Stahlbetonbau 97, 2002, Heft 6, S. 297-302
- [36] TUE, N. V., DEHN, F.: BW 29Ü im Zuge der A 17 – Erfahrungsbericht zur Anwendung von selbstverdichtendem und hochfestem Beton B65. Auftraggeber Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH (DEGES), 2004
- [37] TUE, N. V., DIETZ, J.: Brücken aus hochfestem Beton – Praxiserfahrungen mit Pilotprojekten in Sachsen und Thüringen. In: Beton- und Stahlbetonbau 100 (2005), Heft 2, S. 106-115
- [38] TUE, -N. V., DEHN, F., SCHLIEMANN, T., REINTJES, K.-H., TAUSCHER, F.: Anwendung von Hochleistungsbeton bei der Bogenbrücke Wölkau im Zuge der BAB A 17 – Eine kritische Betrachtung. In: Beton- und Stahlbetonbau 100 (2005), Heft 11, S. 931-938
- [39] TUE, N. V.: Überführungsbauwerke BW45.1 und 48.2 im Zuge der A 38. Auftraggeber Autobahnamt Sachsen, Oberbauleitung Leipzig, 2005
- [40] AHNER, C.: Brücken im Zuge der A 38 – Südumgehung Leipzig. In: Tagungsband zum 17. Dresdner Brückenbausymposium. Planung, Bauausführung, Instandsetzung und Ertüchtigung von Brücken am 13. März 2007. Hrsg.: TU Dresden, Institut für Massivbau, Selbstverlag, 2007, S. 283-313

- [41] Gutachten zur Zustimmung im Einzelfall für die Anwendung von hochfestem Beton C70/85 bei der ÜF der B 426 alt i. Z. d. A 67 bei Pfungstadt. Auftraggeber: Hessisches Landesamt für Straßen- und Verkehrswesen, Wiesbaden. 2005
- [42] TUE, N. V., DIETZ, J.: Langzeitmonitoring am Bauwerk 15a aus hochfestem Beton über die Weißeritz bei Dresden/Freital. Abschlussbericht für den Zeitraum 9/2000 bis 6/2003. Universität Leipzig, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, 2003
- [43] LÖCKMANN, H.: Die Ortsumgehung Wesel B 58n mit der neuen Niederrheinbrücke Wesel. In: Tagungsband der Internationalen Arbeitstagung Brücken- und Ingenieurbau, Mainz, 27. bis 29. Mai 2008
- [44] ZILCH, K., GÖGER, G., ROOS, F., GLÄSER, Ch.: Fertigteilbrücke mit Hochleistungsbeton B85 und verbundloser interner Längsvorspannung (Ortsumgehung Bad Griesbach – St 2116). In: Bauingenieur, Band 76, April 2001, S. 157-161
- [45] BULICEK, H., BRAML, T.: Erste Fertigteilbrücke aus Hochleistungsbeton mit auswechselbarem Spann Stahl. In: Straße + Autobahn, Heft 8, 2002, S. 423-427
- [46] RECK, P., SILBEREISEN, R., ANDRÄ, H.-P., HÄBERLE, U.: Ersatzneubau der Luckenberger Brücke über die Havel in Brandenburg. In: Beton- und Stahlbetonbau (2004), Heft 4, S. 311-318
- [47] ZILCH, K., HENNECKE, M.: Hochleistungsbeton im Brückenbau in Deutschland. In: Bauingenieur, Band 79, Juli/August 2004, S. 347-349
- [48] Flughafenbrücke Düsseldorf. In: Brücken und Tunnel der Bundesfernstraßen 2002. Deutscher Bundes-Verlag. S. 37-59
- [49] ZILCH, K., ESSL, R., HENNECKE, M.: Der Neubau der Innbrücke Gars – Hochleistungsbeton B85 im Großbrückenbau. In: Bauingenieur, Band 81, Januar 2006, S. 14-21
- [50] BRANDL, J.: Hochfester Beton B85 für den Überbau der Innbrücke bei Gars – Betonierkonzept, Bauausführung und Qualitätssicherung. In: Beton, Nr. 6, 2005, S. 284-289
- [51] WAGNER, J.-P., BLASCHKO, M.: Rheinbrücke Altenheim-Eschau – Einsatz von hochfestem Beton beim Bau einer Spann betonbrücke. In: Beton, Heft 7 + 8, 2002, S. 354-358
- [52] HUBER, H., LINDLBAUER, W., NISCHER, P., STEIGENBERGER, J.: Brückentragwerke aus Hochleistungsbeton ohne Abdichtung. Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie, Straßenforschung, Heft 505
- [53] MACHT, - J., STEIGENBERGER, J. HANDLER, H., LINDLBAUER, W., WALTNER, R., PICHLER, W.: Brückentragwerke aus Hochleistungsbeton ohne Abdichtung. Teil II – Bestandsaufnahme. Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie, Straßenforschung, Heft 551
- [54] HÖRNER, H.-J.: Bericht über die Besichtigung der Baustelle 2. Stichtse-Brücke am 23.08. 1996 (unveröffentlicht)
- [55] HPC Bridge Views. Regelmäßige gemeinsame Veröffentlichung der Federal Highway Administration und des National Concrete Bridge Council. Editor: RUSSELL, H. G. E-Mail [henry@hgrconcrete.com](mailto:henry@hgrconcrete.com)
- [56] MACHT, -J., STEIGENBERGER, J.: Bewährungsprobe einer Bauweise: Brückentragwerke aus Hochleistungsbeton ohne Abdichtung. In: Zement + Beton, Organ des VÖZ, Wien, Österreich, 2005, Nr. 4
- [57] TRIANDAFILOU, L. N.: Updatet FHWA HPC Survey. In: HPC Bridge Views. Gemeinsame Veröffentlichung der Federal Highway Administration und des National Concrete Bridge Council. Issue 53, Jan/Feb 2009
- [58] PARRY, J. M.: Wisconsin's Experience with HPC Bridge Decks. In: HPC Bridge Views. Gemeinsame Veröffentlichung der Federal Highway Administration und des National Concrete Bridge Council. Issue 67, May/June 2011
- [59] High -Performance Concrete Bridge Deck Investigation. U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration. TechBrief No: FHWA-HRT-09-070, October 2009

- [60] PRAUL, M. F.: Curing for HPC Bridge Decks Bring On the Water. In: HPC Bridge Views. Gemeinsame Veröffentlichung der Federal Highway Administration und des National Concrete Bridge Council. Issue 15, May/June 2001
- [61] SCHELL, -H. C., KONECNY, J.: Ontario's HPC performance specification. In: HPC Bridge Views. Gemeinsame Veröffentlichung der Federal Highway Administration und des National Concrete Bridge Council. Issue 15, May/June 2001
- [62] BECKER, A.: Einsatz von Hochleistungsbeton in der Praxis und Qualitätssicherung. In: 16. Internationale Baustofftagung (ibausil). 20.-23. September 2006. Hrsg.: FINGER, F. A., Institut für Baustoffkunde, STARK, J., Beitrag 2.10, CD Tagungsprogramm, 2006
- [63] DEHN, -F.: Qualitätssicherung bei der Verwendung von hochfestem Beton. In: Beton- und Stahlbetonbau 100 (2005), Heft 2, S. 100-105
- [64] ROOS, F., KRAUß, P.: Die Anwendung von Hochleistungsbetonen in der Praxis – Tipps für die fachgerechte Planung. In: Bauingenieur, Band 80, Januar 2005, S. 29-35
- [65] OKAMURA, H., OUCHI, M.: Self-Compacting Concrete. In: Journal of Advanced Concrete Technology (Japan Concrete Institute), Vol. 1, No. 1, April 2003, S. 5-15
- [66] REINHARDT, - H. W.: Sachstandbericht selbstverdichtender Beton (SVB). Hrsg.: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton DAfStb im DIN, Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, Wien, Zürich: Beuth, Heft 516, 2001
- [67] BRAMESHUBER, -W.: Selbstverdichtender Beton. Schriftenreihe Spezialbetone, Band 5. Düsseldorf: Verlag Bau und Technik, 2004
- [68] TAUSCHER, F.: Verwendung von selbstverdichtendem Beton (SVB) im Brücken- und Ingenieurbau an Bundesfernstraßen. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Hrsg.: Bundesanstalt für Straßenwesen, Wirtschaftsverlag NW, Bremerhaven, Heft B 53, 2006
- [69] WEBER, J.: Anwendung neuerer Entwicklungen im bayerischen Brückenbau. In: Vorträge Deutscher Beton- und Bautechnik-Tag, Hrsg.: Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e. V., 2001, S. 388-403
- [70] DAfStb-Richtlinie selbstverdichtender Beton – SVB-Richtlinie. Hrsg.: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) im DIN, Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, Köln: Beuth, Juni 2001
- [71] BERNHARDT, K.: Herstellung feingliedriger Betonfertigteile für eine Tunnelrasterdecke aus selbstverdichtendem Beton (SVB). In: Internationale Arbeitstagung Brücken- und Ingenieurbau 05./07.06.2002 in Magdeburg
- [72] DEHN, F., REINTJES, K.-H., TAUSCHER, F., MAURER, R.: Verwendung von selbstverdichtendem Beton für geneigte Brückenflächen. In: Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 97 (2002), Heft 12, S. 657-662
- [73] BRANDL, J.: 2. Strelasundquerung. Firmen- gruppe Max Bögl – Betontechnologischer Bericht über die Betonage der Pfeilerköpfe mit selbstverdichtendem Beton. 2005 (unveröffentlicht)
- [74] BRANDL, J.: Selbstverdichtender Beton beim Bau der 2. Strelasundquerung nach Rügen. Zwei Pfeilerköpfe an exponierter Stelle mit hohen Ansprüchen. In: Beton (56) Nr. 7/8, 2006, S. 306-309
- [75] HEUNISCH, M., HOEPFNER, M., PIERSON, R., DEHN, F., SINT, C., ORGASS, M.: Selbstverdichtender Beton (SVB) im Straßentunnelbau. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen. Hrsg: Bundesanstalt für Straßenwesen, Wirtschaftsverlag NW, Bremerhaven, Heft B 63, 2008
- [76] DEHN, F., ORGASS, M., HOEPFNER, M.: Selbstverdichtender Beton im Tunnelbau. BG-Bau-Tunnelbau-Fachtagung 2007 „Tunnelbau und Unfallverhütung“, 31. Januar bis 2. Februar 2007, Hennef/Sieg
- [77] PREISS, L., FLÖSSER, E.: Besondere Schalungstechnik am Jagdbergtunnel bei Jena. In: Tunnel, Nr. 1, 2011, S. 26-32

- [78] GEBER, G., BOHM, S., SPRINK, P. HAMME, M., LÖCKMANN, H., REINSCH, H.: Die neue Rheinbrücke Wesel – Entwurfsplanung und Ausschreibung. In: Stahlbau 76 (2007), Heft 9
- [79] TUE, -N. V., DEHN, F., SCHLIEMANN, T., REINTJES, K.-H., TAUSCHER, F.: Anwendung von Hochleistungsbeton bei der Bogenbrücke Wölkau im Zuge der BAB A 17. Eine kritische Betrachtung. In: Beton- und Stahlbetonbau, Heft 11, 2005, S. 931-938

## Schriftenreihe

### Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen

#### Unterreihe „Brücken- und Ingenieurbau“

### 2002

- B 35: Bewährung von Brückenbelägen auf Betonbauwerken  
Wruck € 11,50
- B 36: Fahrbahnübergänge aus Asphalt  
Wruck € 11,00
- B 37: Messung der Hydrophobierungsqualität  
Hörner, von Witzhausen, Gatz € 11,00
- B 38: Materialtechnische Untersuchungen beim Abbruch der Talbrücke Haiger  
Krause, Wiggenhauser, Krieger € 17,00
- B 39: Bewegungen von Randfugen auf Brücken  
Eilers, Wruck, Quaas € 13,00

### 2003

- B 40: Schutzmaßnahmen gegen Graffiti von Weschpfennig € 11,50
- B 41: Temperaturmessung an der Unterseite orthotroper Fahr-  
bahntafeln beim Einbau der Gussasphalt-Schutzschicht  
Eilers, Küchler, Quaas € 12,50
- B 42: Anwendung des Teilsicherheitskonzeptes im Tunnelbau  
Städig, Krocker € 12,00
- B 43: Entwicklung eines Bauwerks Management-Systems für  
das deutsche Fernstraßennetz – Stufen 1 und 2  
Haardt € 13,50
- B 44: Untersuchungen an Fahrbahnübergängen zur Lärminderung  
Hemmert-Halswick, Ullrich € 12,50

### 2004

- B 45: Erfahrungssamlungen: Stahlbrücken – Schäden – wetter-  
feste Stähle Seile  
Teil 1: Dokumentation über Schäden an Stahlbrücken  
Teil 2: Dokumentation und Erfahrungssammlung mit Brücken  
aus wetterfesten Stählen  
Teil 3: Erfahrungssammlung über die Dauerhaftigkeit von Brück-  
kenseilen und -kabeln  
Hemmert-Halswick € 13,00
- B 46: Einsatzbereiche endgültiger Spritzbetonkonstruktionen  
im Tunnelbau  
Heimbecher, Decker, Faust € 12,50

### 2005

- B 47: Gussasphaltbeläge auf Stahlbrücken  
Steinauer, Scharnigg € 13,50

### 2006

- B 48: Scannende Verfahren der zerstörungsfreien Prüfung von  
Brückenbauwerken  
Holst, Streicher, Gardei, Kohl, Wöstmann, Wiggenhauser € 15,00
- B 49: Einfluss der Betonoberflächenvorbereitung auf die Haf-  
tung von Epoxidharz  
Raupach, Rößler € 13,50
- B 50: Entwicklung eines Bauwerks-Management-Systems für  
das deutsche Fernstraßennetz, Stufe 3  
Holst € 13,50

- B 51: Hydrophobierungsqualität von flüssigen und pastösen Hy-  
drophobierungsmitteln  
Panzer, Hörner, Kropf € 12,50

- B 52: Brückenseile mit Galfan-Überzug – Untersuchung der  
Haftfestigkeit von Grundbeschichtungen  
Friedrich, Staeck € 14,50

- B 53: Verwendung von selbstverdichtendem Beton (SVB) im  
Brücken- und Ingenieurbau an Bundesfernstraßen  
Tauscher € 14,50

- B 54: Nachweis des Erfolges von Injektionsmaßnahmen zur  
Mängelbeseitigung bei Minderdicken von Tunnelinnenschalen  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflich-  
tig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden.  
Rath, Berthold, Lähner € 12,50

### 2007

- B 55: Überprüfung des Georadarverfahrens in Kombination mit  
magnetischen Verfahren zur Zustandsbewertung von Brücken-  
fahrbahnplatten aus Beton mit Belagsaufbau  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflich-  
tig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden.  
Krause, Rath, Sawade, Dumat € 14,50

- B 56: Entwicklung eines Prüfverfahrens für Beton in der Exposi-  
tionsklasse XF2  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflich-  
tig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden.  
Setzer, Keck, Palecki, Schießl, Brandes € 19,50

- B 57: Brandversuche in Straßentunneln – Vereinheitlichung der  
Durchführung und Auswertung  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflich-  
tig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden.  
Steinauer, Mayer, Kündig € 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 Teilerneue-  
rung – Bewährung  
Schröder € 13,50

- B 61: Untersuchung von Korrosion an Fußplatten von Schutz-  
plankenpfosten  
Schröder, Staeck € 13,00

- B 62: Bewährungsnachweis von Fugenfüllungen ohne Unterfüllstoff  
Eilers € 12,00

- B 63: Selbstverdichtender Beton (SVB) im Straßentunnelbau  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflich-  
tig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden.  
Heunisch, Hoepfner, Pierson (†), Dehn, Orgass, Sint € 17,50

- B 64: Tiefenabhängige Feuchte- und Temperaturmessung an ei-  
ner Brückenkappe der Expositionsklasse XF4  
Bramshuber, Spörel, Warkus € 12,50

### 2009

- B 65: Zerstörungsfreie Untersuchungen am Brückenbauwerk A1  
Hagen/Schwerte  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflich-  
tig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden.  
Friese, Taffe, Wöstmann, Zoega € 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  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden.  
Kaschner, Buschmeyer, Schnellenbach-Held, Lubasch, Grünberg, Hansen, Liebig, Geißler € 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  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden.  
Dehn, Nause, Juknat, Orgass, König € 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“*  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden.  
Freundt, Böning, Maurer, Arnold, Gedwien, Müller, Schrick, Tappe, Kuhlmann, Rasche, Froschmeier, Euler, Hanswille, Brauer, Bergmann € 29,50

B 78: Bemessung von Wellstahlbauwerken – Vergleich nach den bisherigen und den neuen Richtlinien  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden.  
Kuhlmann, Günther, Krauss € 18,50

B 79: Untersuchungen zur Querkraftbemessung von Spannbetonbalken mit girlandenförmiger Spannliedführung  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden.  
Maurer, Kiziltan, Zilch, Dunkelberg, Fitik € 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, Reißen € 17,50

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

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

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.