

## Verstärken einer Spannbetonbrücke mit externer Vorspannung, SVB und eingeschlitzten CFK-Lamellen – Langzeitüberwachung einer innovativen Baumaßnahme mithilfe eines objektorientierten Monitoringkonzepts

K. Zilch, H. Weiher, Ch. Gläser, Lehrstuhl für Massivbau, TU München  
T. Wunderlich, T. Schäfer, Lehrstuhl für Geodäsie, TU München

### 1 Einleitung

Durch die Osterweiterung der Europäischen Union wird zusätzlich zum Transitverkehr der Ziel- und Quellverkehr zwischen dem zentral gelegenen Deutschland und den osteuropäischen Nachbarn stark zunehmen. Nach [1] ist mit einem überproportionalen Anwachsen des grenzüberschreitenden Personen- und Güterverkehrs von und nach Osteuropa um 40 % (Pkw) bzw. 250 % (Lkw) von 1997 bis 2015 zu rechnen. Aus diesem Grund und aufgrund erwarteter Rückstauungen der LkWs wurde bei der grenznah zu Tschechien gelegenen Spannbetonbrücke über das Röslautal bei Schirnding im Zuge der Bundesstraße 303 die Anordnung eines zusätzlichen Fahrstreifens geplant und schließlich in 2003 umgesetzt [2]. Abbildung 1 zeigt den Querschnitt des 1995 fertig gestellten vierfeldrigen Bauwerks mit alter und neuer Nutzung. Die rot markierten Bereiche zeigen die erforderlichen Änderungen. Aufgrund der reduzierten Kappenbreite mussten Querneigung und Entwässerung angepasst werden. Die Stahlleitplanken wurden durch Betonwände ersetzt.

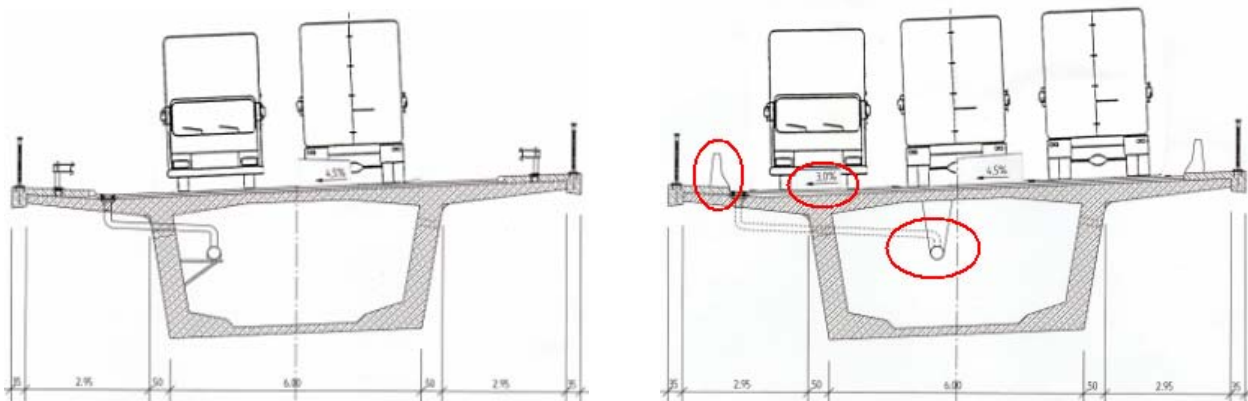


Abbildung 1: Alte (links) und neue (rechts) Nutzungssituation der untersuchten Spannbetonbrücke

In Folge der erhöhten rechnerischen Beanspruchungen durch den zusätzlichen Fahrstreifen musste das Tragwerk sowohl durch externe Vorspannung in Längsrichtung als auch durch in Schlitze eingelegte und verklebte CFK-Lamellen in Querrichtung im Jahr 2003 verstärkt werden. Zur Umlenkung und Verankerung der Längsspannglieder wurden mit Selbstverdichtendem Beton (SVB) neue Feldquerträger im Hohlkasten angeordnet und die bestehenden Stützquerträger erweitert. Die mit Epoxidharz verklebten CFK-Lamellen sind an der Oberseite der Kragarme direkt unterhalb der Fahrbahnabdichtung angeordnet [3], [4]. Zur Überwachung und zur Überprüfung der Wirksamkeit der Verstärkungsmaßnahme wurde ein Monitoringkonzept entwickelt, das im Zeitraum 2003 bis 2008

(Abnahme) Bauwerksreaktionen erfassen und zu einer Beurteilung der durchgeführten Maßnahmen beitragen soll (siehe Tabelle 1).

Tabelle 1: Monitoringkonzept

Messung	überwachte Größe
Präzisionsnivellement im Brückenhohlkasten	Durchhang der Brücke
Visuelle Beobachtung	Rissbild im Verankerungsbereich/SVB
Tachymeteraufnahme von definierten Brückenquerschnittspunkten	Verformung des Kragarms
Temperaturmessung im Kragarmquerschnitt	vertikale Temperaturverteilung im Kragarm
faseroptische Temperaturmessung	Temperatur auf Höhe der CFK-Lamellen
Dehnungsmessung an CFK-Lamelle	Spannungsamplituden der CFK-Lamelle

## 2 Überbau in Längsrichtung

### 2.1 Überprüfung des Durchhangs mit Präzisionsnivellement

Die Wirkung der nachträglich aufgebrachtten Vorspannung mit externen Spanngliedern (siehe Abbildung 2) lässt sich mit der Messung des Durchhangs des Überbaus bewerten. Eine zunehmende Verformung über den Beobachtungszeitraum ließe auf Spannkraftverluste schließen.

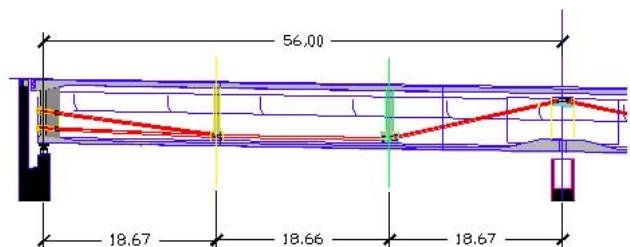


Abbildung 2: Externe Spannglieder: Einbau (links) und Verlauf im Randfeld (rechts)

Der Durchhang wird mit halbjährlichen Durchbiegungsmessungen durch Präzisionsnivellement im Hohlkasten erfasst. Hierzu wurden im Brückenkasten insgesamt 12 Höhenbolzen an den Feldquerträgern in einem Abstand von ca. 18,6 m angebracht. Zur Bestimmung der Höhenunterschiede kamen ein Digitalnivellier der Firma Leica Geosystems AG sowie strichcodierte Präzisionsnivellierlatten aus temperaturunempfindlichem Material zum Einsatz. Der Gefahr einer durch den Schwerlastverkehr hervorgerufenen Schwingungsübertragung auf das Bauwerk und die sensible Messeinheit konnte durch die relativ geringe Verkehrsdichte während den etwa zweistündigen Messungen begegnet werden. Somit konnten Störschwingungen weitestgehend abklingen, der automatische Kompensator des Nivelliers seinen Arbeitsbereich erreichen und die Messung auf einem Standpunkt abgeschlossen werden, bevor ein weiterer Lastkraftwagen die Brücke passierte. Die Standardabweichung der als Doppelnivellement durchgeführten Höhenübertragung liegt, hochgerechnet auf die Nivellementlänge von 200 m, bei  $\sigma_{DNiv/0,2 \text{ km}} = 0,07...0,21 \text{ mm}$ . Aus Abbildung 3 sind die relativen Höhenänderungen der angebrachten Messbolzen in Bezug auf die Nullmessung im April 2004 zu

entnehmen. Dabei ergaben sich an den Zwangspunkten am Anfang und Ende der Nivellementlinie wie zu erwarten keine Höhenänderungen. In den Feldmitten sind jedoch deutliche Höhenänderungen im Bereich von +2,5 mm (September 2004) und -2,0 mm (Mai 2005) zu erkennen.

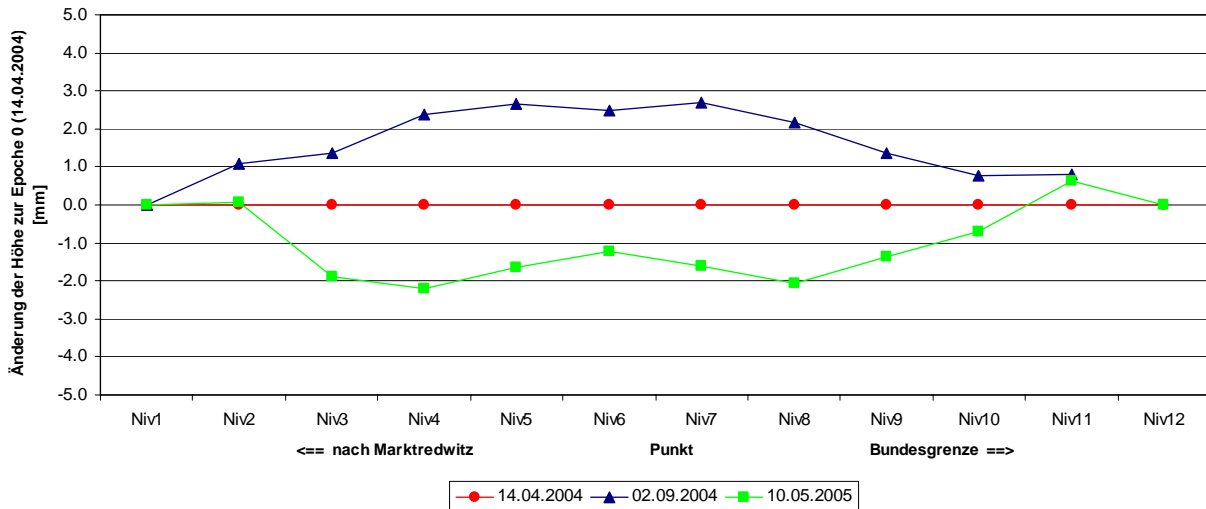


Abbildung 3: Ergebnisse der Präzisionsnivellements

Auf einen Durchbiegungstrend ist aufgrund der noch geringen Anzahl an Messepochen jedoch nicht zu schließen. Als Ursachen für die Höhenänderungen kommen die Temperaturunterschiede zwischen den Messepochen und die damit verbundenen Längenänderungen der Pfeiler in Frage. Diese Aussage kann bestätigt werden, wenn man sich lediglich den relativen Durchhang der Felder in den Drittelpunkten MP1 und MP 2 zwischen den Pfeilern (Achsen) ansieht (siehe Abbildung 4). Es ist keine langzeitliche Zunahme der Verformungen zu erkennen. Der geringere Durchhang im September 2004 ist auf einen höheren Temperaturgradienten im Überbau zurückzuführen.

**Nivellement 2. Feld**

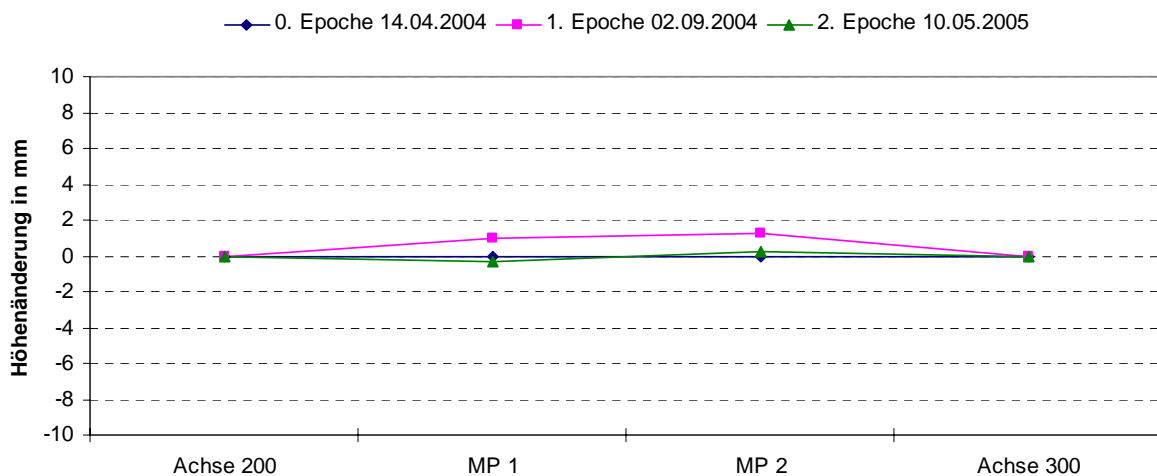


Abbildung 4: Relativer Durchhang der Felder zwischen den Pfeilern

## 2.2 Selbstverdichtender Beton im Verankerungsbereich der Spannglieder

Zur Umlenkung der im Inneren des Hohlkastens geführten externen Spannglieder wurden die vorhandenen Stütz- und Endquerträger mit Selbstverdichtendem Beton (SVB) verstärkt (siehe Abbildung 5). Die Feldquerträger wurden komplett neu mit SVB errichtet.

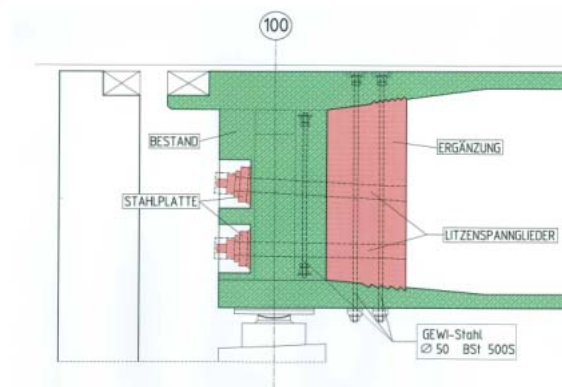


Abbildung 5: Endquerträger

Für den selbstverdichtenden Beton wurde eine Rezeptur mit CEM I 42,5 R als Zement und Flugasche als Zusatzstoff gewählt. Das Größtkorn war auf 16 mm beschränkt. Als Betonzusatzmittel fanden ein Fließmittel und ein Stabilisierer Verwendung.



Besonderes Augenmerk wurde auf die Fugenausbildung zwischen bestehendem Brückensteg und neu betonierten Querträgern gelegt. In an der TU München durchgeführten Untersuchungen [8] hat sich gezeigt, dass beim Aufbringen von selbstverdichtendem Beton auf Normalbeton eine höhere Fugenschubtragfähigkeit erzielt werden kann. Beim vorliegenden Projekt wurde jedoch zusätzlich zur Aufrauung der Fuge eine Anschlussbewehrung eingebracht (siehe Abbildung 6).

In den Endquerträgern werden externe Spannglieder verankert. Bei der Lastübertragung der Vorspannkraft auf den Betonquerschnitt treten unmittelbar unterhalb der Ankerplatte sehr hohe Druckkräfte auf, die den darunter liegenden Beton bereichsweise stark belasten. Eine in diesem hoch beanspruchten Bereich angeordnete Wendelbewehrung verhindert ein frühzeitiges Versagen dieser Krafteinleitungszone.

Abbildung 6: Vorbereitung Steg

Die Querdehnung des Betons wird durch die Wendelbewehrung behindert. Es bildet sich innerhalb der Wendel ein dreiaxialer Druckspannungszustand aus, der eine Erhöhung der Druckfestigkeit des Kernbetons zur Folge hat. Zur Begrenzung der auftretenden Rissbreiten werden Zusatzbügel eingebaut. Aus anderen Projekten [9]

war bekannt, dass in Abhängigkeit der verwendeten Rezeptur des selbstverdichtenden Betons die Rissbreiten wesentlich größer werden als bei der Verwendung von Rüttelbeton. Aufgrund der Versuchsergebnisse, die bei der Zulassung des verwendeten Spannverfahrens erzielt worden waren, konnte hier davon ausgegangen werden, dass keine unzulässigen Rissbreiten entstehen. Die aufgetretene Rissituation, die nach dem Betonieren untersucht wurde, stimmte mit den Vorhersagen überein. Nach einem aufwändigen Versuchsprogramm zur Eignungsprüfung, das durch das MPA BAU der TU München überwacht wurde, und dem Erstellen eines Qualitätssicherungsplans konnte der Betoneinbau begonnen werden. Trotz sorgfältiger Abdichtung der Schalung kam es während des Betonierens zu einem Betoneraustritt, der durch eine Zimmerer-Wachmannschaft sofort gestoppt werden konnte. Um den Füllstand zu kontrollieren, wurde die Schalung ständig abgeklopft. Ferner wurde ein ca. 1 m langes PVC-Rohr in der Einfüllöffnung montiert. Der hydrostatische Druck, der am Einfüllrohr durch Betonüberstand erzeugt wurde, konnte an der Entlüftungsöffnung kontrolliert werden (bis ca. 2 Stunden nach Betonierende).

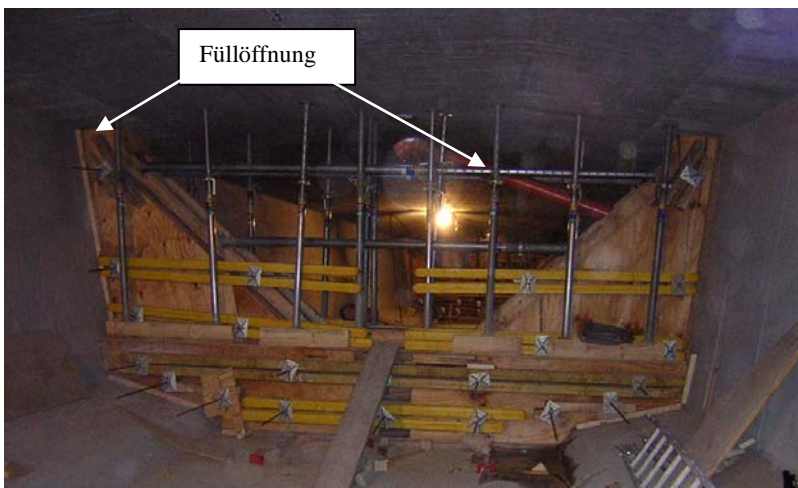


Abbildung 7: Schalung Feldquerträger

### 3 Überbau in Querrichtung - Kragarm

Die Verstärkungsmaßnahme in Querrichtung sah den Einbau von in Schlitz eingeklebten CFK-Lamellen an der Zugseite der Kragarme vor (Anordnung siehe Abbildung 8).

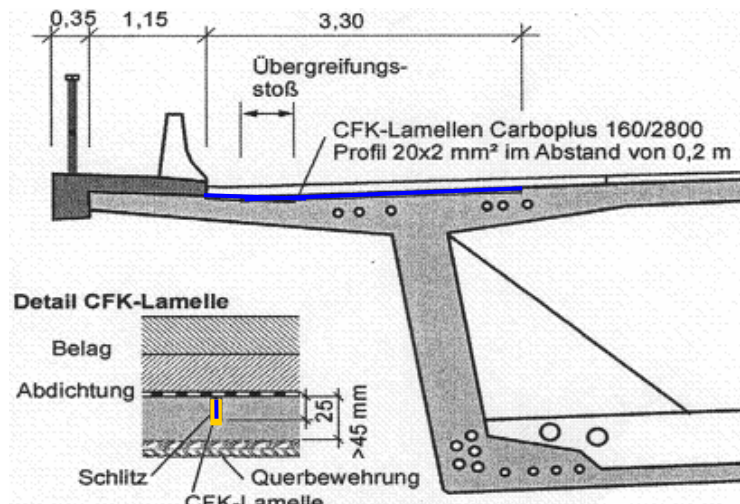


Abbildung 8: Anordnung der CFK-Lamellen im Querschnitt

Zur Untersuchung der Querverstärkung mit dem bisher im Brückenbau noch nicht eingesetzten System der eingeschlitzten CFK-Lamellen kommen mehrere Verfahren zum Einsatz:

### 3.1 Tachymetermessung der Kragarmverformungen

Die Verformung des Kragarms wird in einem halbjährlichen Messzyklus über einen Zeitraum von jeweils 24 Stunden beobachtet. Da eine solche kontinuierliche Messaufgabe nicht manuell durchzuführen ist, wird für die Realisierung des Monitoringkonzeptes ein motorisiertes Tachymetersystem (Leica TCA 2003) eingesetzt. Über eine eigens entwickelte on-board Applikation konnte die Steuerung des Instruments vollautomatisiert werden. Spezielle Suchalgorithmen (ATR, automatic target recognition) des Tachymeters erlauben es zudem Prismen in der Dunkelheit zu erkennen und Messungen durchzuführen. Der Standpunkt für die Tachymetermessung befindet sich im Tal der Röslau, etwa 30 m unterhalb der Brücke in einer Entfernung von ca. 90 bis 140 m. Um eine ausreichende Standsicherheit zu gewährleisten wurde hierfür ein Messpfeiler aus Beton installiert. Eine zusätzliche Schutzhülle dient der Verringerung der direkten Sonneneinwirkung auf den Messpfeiler. Während der Messung schützt zudem ein Sonnenschirm das Instrument vor einseitiger Wärmeausdehnung. Die Signalisierung der Objektpunkte erfolgte durch die Anbringung von 15 Prismen in fünf Querschnitten zu je drei Prismen an der Unterseite des Kragarmes (siehe Abbildung 9). Ein weiteres, als unbewegt anzusehendes Prisma befindet sich am Fuße des mittleren Brückenpfeilers (MP 1) und dient als Referenzrichtung für die Horizontalwinkelmessung.

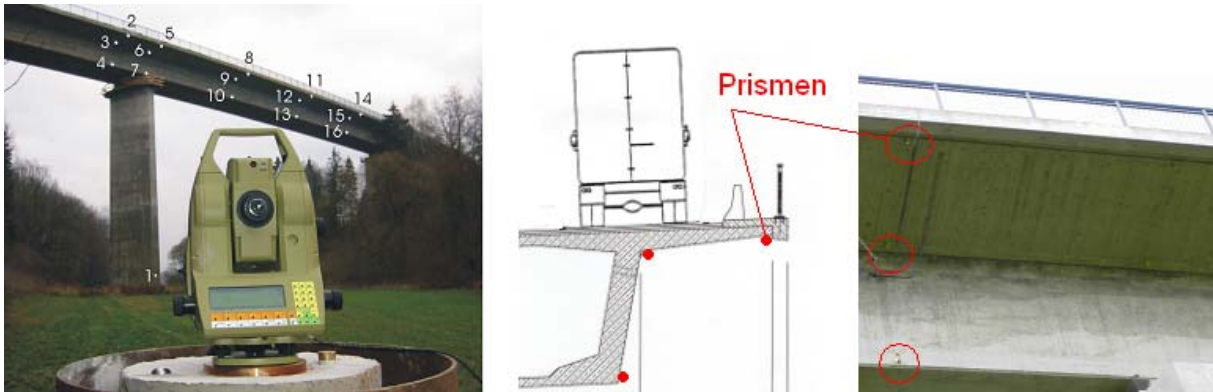


Abbildung 9: Tachymetermessung der Kragarmverformung

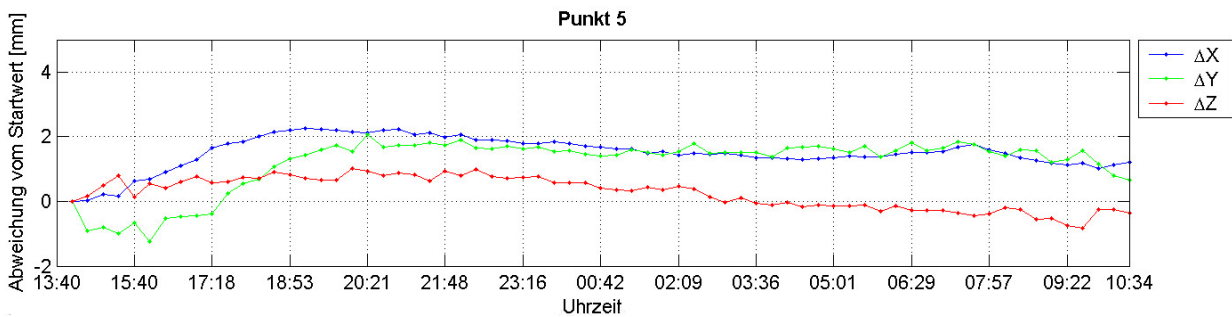


Abbildung 10: Bewegung des Punktes 5 relativ zur Ausgangsposition zu Beginn der Messung

Unter Berücksichtigung meteorologischer Einflüsse auf die elektronische Distanzmessung sind mit diesem System, wie das geringe Messrauschen in Abbildung 10 belegt, Standardabweichungen für die Position der Prismen von etwa einem Millimeter zu erreichen. Zur Beurteilung der Kragarmverformung während eines Tages werden insbesondere die Differenzen der Höhenkomponenten der drei Prismen eines Querschnitts betrachtet. Abbildung 11 zeigt in einer Seitenansicht des Profils 4 die Anordnung der Prismen 11-13 sowie deren relative Höhenänderung (1000-fach überhöht) in Bezug zur Referenzepoche (04/2004). Die Ergebnisse spiegeln im Wesentlichen die gleichen aus dem Präzisionsnivellement abgeleiteten Höhenänderungen wieder. Die Neigung des Kragarmes lässt sich näherungsweise aus dem Winkel bei Punkt 12 ermitteln. Für das dargestellte Beispiel beträgt die Änderung des Winkelwertes gegenüber der Referenzepoche  $\Delta a_1 = -0,0233^\circ$  und  $\Delta a_2 = +0,0097^\circ$ . Ein von den Temperatureinwirkungen unabhängiger Trend ist also auch hier noch nicht zu erkennen.

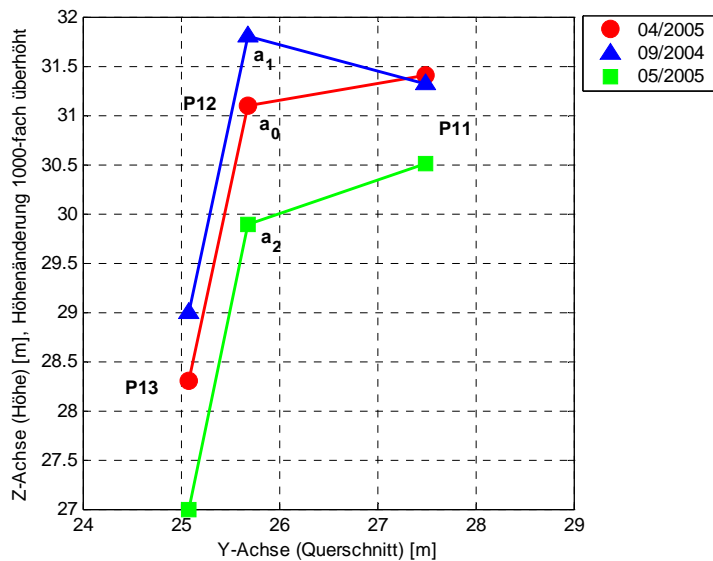


Abbildung 11: Querschnitt des Profils Nr. 4

### 3.2 Flächige Temperaturmessung auf Höhe der CFK-Lamellen

Die CFK-Lamellen werden mit Epoxidharz in Schlitze eingeklebt. Epoxidharz weist eine ausgeprägte Abhängigkeit der mechanischen Eigenschaften von der Temperatur auf [3]. Bei hohen Temperaturen verändern sich Steifigkeit und Festigkeit (Glasübergangstemperatur bei 55 °C). Aus diesem Grund ist der baupraktische Einsatz lediglich bis 45 °C zugelassen. Die Temperatur auf Höhe der Kohlefaserlamellen wird deshalb mit faseroptischer Temperaturmessung auf relativ großer Fläche halbjährlich über 24h überprüft. Durch die schlaufenförmige Anordnung der Glasfaserkabel können hierdurch zusätzlich Aussagen über Spurrillenbildung und Dämmeffekte von Betonkappe und Fahrbahnaufbau getroffen werden. Abbildung 12 zeigt den Temperaturverlauf am Kragarm an einem sonnigen Tag im April 2004 nachmittags. Ein lokaler Hochpunkt, der gleichbedeutend mit einer dünneren Asphaltsschicht bzw. Spurrille ist, kann nicht festgestellt werden. Die Speicherfähigkeit der Betonkappe mit Betonleitwand sowie die Verschattung durch die Betonleitwand führen zu einer geringeren Aufheizung des betroffenen Bereichs.



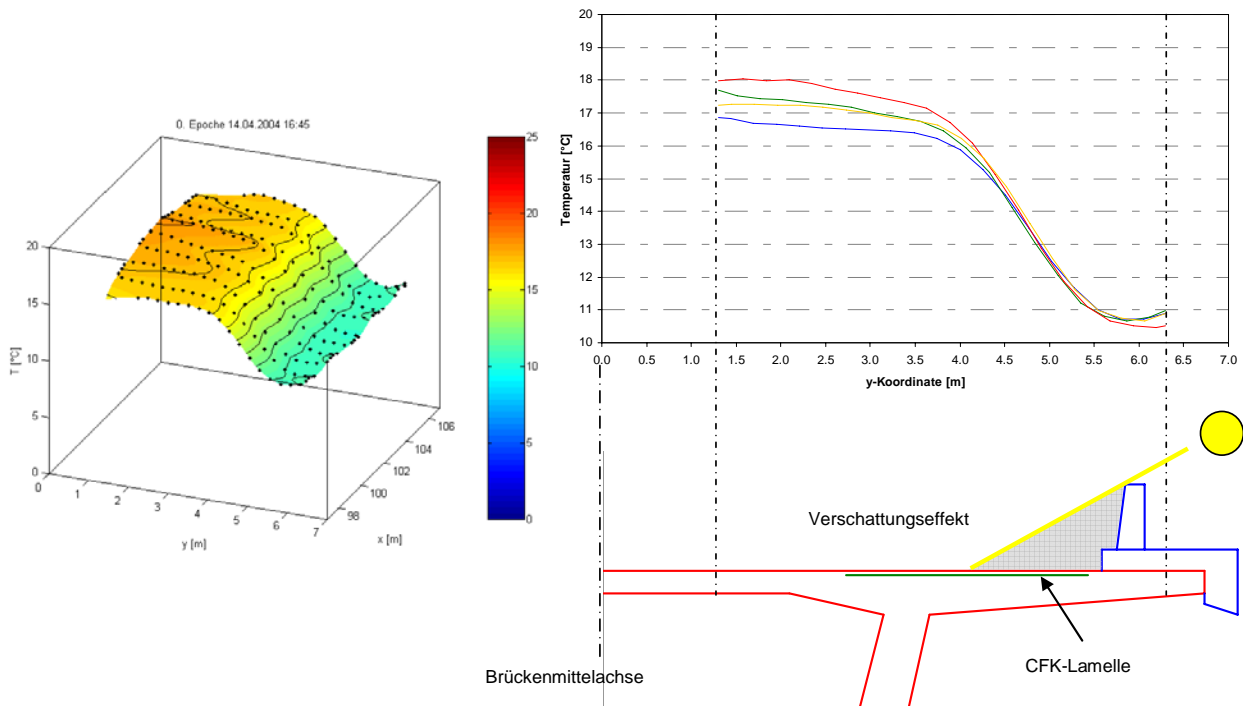


Abbildung 12: Temperaturverteilung in Höhe der CFK-Lamellen am 14. April 2004 um 16:46 Uhr

Eine extreme Belastungssituation stellte der Auftrag des heißen Asphaltbelags (ca. 65 °C) dar. Abbildung 13 zeigt die Temperaturverteilung an diesem Wintertag auf Höhe der CFK-Lamellen. Die gesamte Kappe mit dem darunter liegenden Kramarmbereich entzieht dem „heißen“ Fahrbahnbereich Wärme. Die Temperatur auf Höhe der Lamellen betrug maximal lediglich ca. 23 °C. Diese extreme Dämmwirkung wurde u.a. durch die sehr niedrigen Außentemperaturen erreicht. Wäre der heiße Fahrbahnbelag an einem sehr heißen Sommertag aufgebracht worden, so hätte die Temperatur des Harzes näher an den zulässigen Grenzwert für die Verwendung des Epoxidharzes von 45 °C heranreichen können. Bei Verwendung von Epoxidharz wird wie im vorliegenden Fall ein Asphalteinbau bei niedrigen oder gemäßigten Temperaturen empfohlen – in Hitzeperioden nachts.

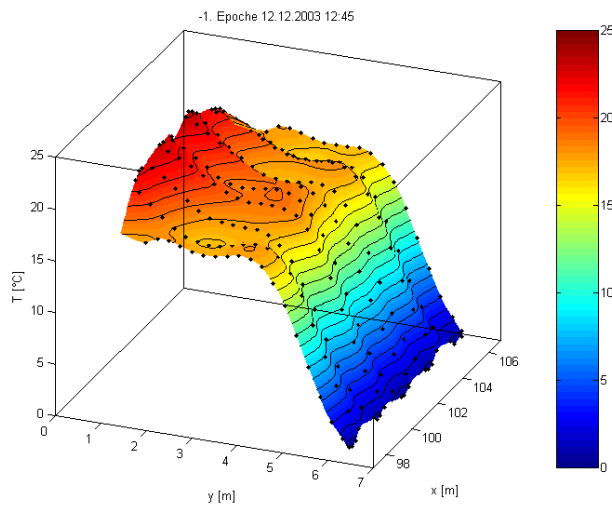


Abbildung 13: Temperaturverteilung in Höhe der CFK-Lamellen beim Auftrag des Asphaltbelags

### 3.3 Punktuelle Temperaturmessung im Querschnitt

Mit Platin-Messwiderständen (Anordnung siehe Abbildung 14) soll zum einen die Temperaturverteilung im Kragarmquerschnitt sowie die Temperatur auf Höhe der CFK-Lamelle über einen längeren Zeitraum gemessen werden um Temperaturspitzen erfassen zu können. Die erforderlichen Sensoren zur Überwachung der Brücke wurden im Bereich des südseitigen Kragarms installiert. Grund hierfür ist die voraussichtlich zu erwartende höhere Belastung der Fahrspur in Richtung Bundesgrenze. Mit der Temperaturverteilung kann die rechnerische Verformung des Kragarms ermittelt werden. Abbildung 15 zeigt den Verlauf der Temperatur direkt am Asphalt (T7) sowie die Temperatur auf Höhe der CFK-Lamellen (T8). Zusätzlich ist die resultierende Temperaturdifferenz dargestellt. Die Asphaltsschicht wirkt dämmend. Temperaturspitzen bzw. -täler im Asphalt treten zeitverzögert mit geringeren bzw. höheren Werten bei den Lamellen auf. Der Maximalwert im Juni 2004 bei den Lamellen (T8) betrug etwa 32 °C. Er lag also deutlich unter dem zulässigen Höchstwert von 45 °C.

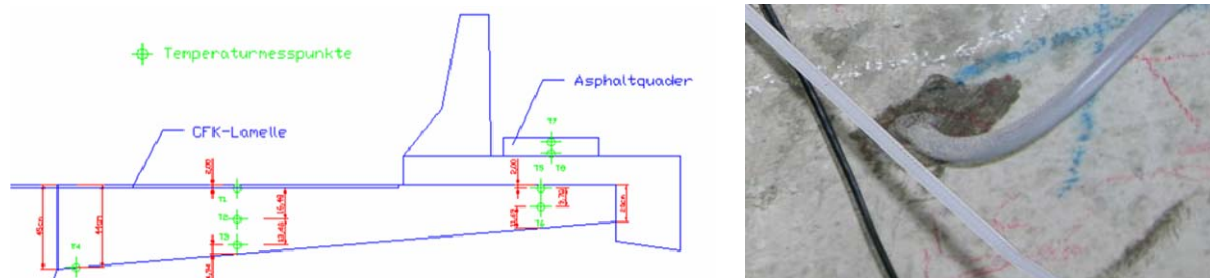


Abbildung 14: Lage der Temperatursensoren im Kragarm (links) und in Bohrloch eingebracht mit Silikon gedämmter Temperatursensor Typ Pt 100

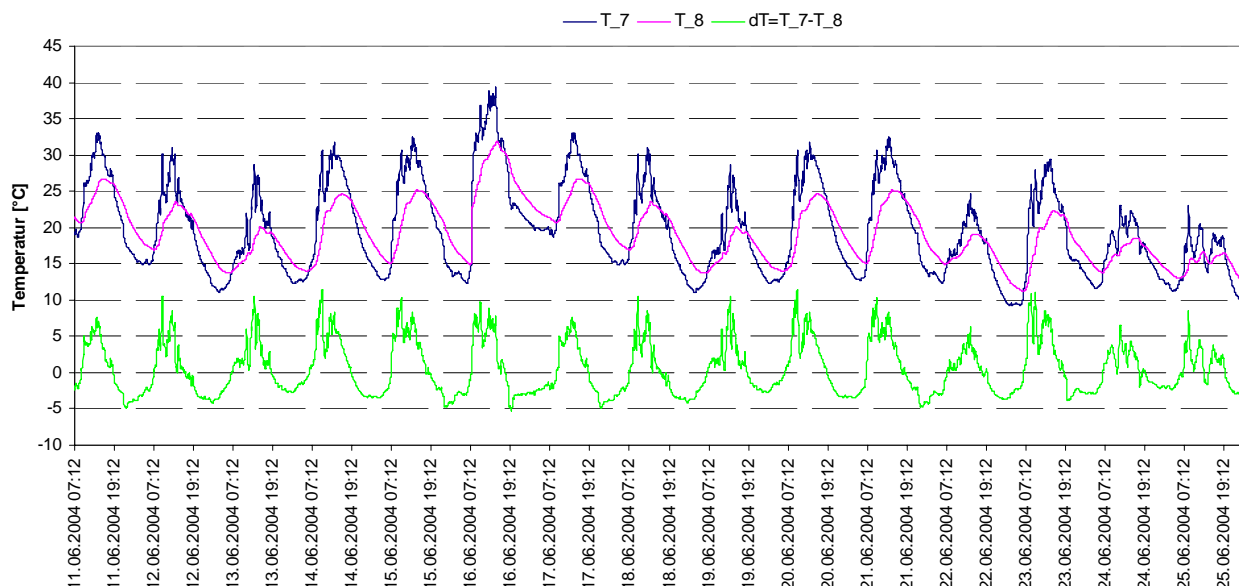


Abbildung 15: Dämmwirkung der Asphaltsschicht (Zeitraum Juni 2004)

Mit den erhaltenen Messdaten der punktuellen Temperaturmessung im südseitigen Querschnitt des verstärkten Brückenkrags kann die Temperaturbelastung des Kragarms in Form des vertikalen Temperaturunterschieds ermittelt werden. Dieser weist mit Ausnahme des Asphaltauftrages im Dezember 2003 bisher einen Maximalwert von lediglich ca. 6 K auf. Dabei ist aber zu beachten, dass es sich bei

der auskragenden Fahrbahnplatte um ein Bauteil mit vergleichsweise geringer Querschnittsdicke handelt.

#### 4 Fazit

Die Verstärkung der im Jahr 1995 errichteten Talbrücke Röslau bei Schirnding im Jahr 2003 wurde mit mehreren Techniken durchgeführt, deren erfolgreiche Wirkungsweise es von 2003 bis 2008 mit dem vorgestellten Monitoringkonzept zu beobachten und nachzuweisen gilt. Sowohl die bisher gewonnenen Messdaten als auch Beobachtungen am Bauwerk zeigen bisher mit Stand vom Mai 2005 kein auffälliges unplanmäßiges Verhalten des Bauwerks. Verformungen des Kragarms und der Durchhang der Brückenfelder sind auf die tages- und jahreszeitlichen Temperaturschwankungen zurückzuführen. Die Verankerungsbereiche in den mit SVB erstellten bzw. erweiterten End- und Feldquerträgern zeigen keine unzulässige Rissbildung.

Die Temperatur auf Höhe der CFK-Lamellen betrug im beobachteten Zeitraum maximal 32 °C. Damit wird selbst bei einem sehr heißen Sommer die für den Einsatz des Epoxidharzes maximal zulässige Temperatur von 45 °C dort wohl nicht erreicht werden. Lediglich Sonderbeanspruchungen wie z.B. der Asphalteinbau sollten in Hitzeperioden vermieden werden. Für die Temperaturbeanspruchung des Kragarms spielt die Betonkappe und die Betonleitwand eine große Rolle. Durch die Verschattung und Dämmung sind im äußeren Bereich der Kappe keine großen Temperaturspitzen und -gradienten zu erwarten.

#### 5 Literatur

- [1] IVV: Auswirkungen der EU-Osterweiterung auf das Verkehrsmengengerüst und den Verkehrsablauf im deutschen Straßennetz der östlichen Grenzregionen und auf wichtigen Routen des internationalen Verkehrs. Schlussbericht, Aachen, 2004
- [2] Fischer, O.: Moderne Verstärkungsverfahren für Spannbetonbrücken aufgezeigt am Beispiel der Talbrücke Röslau – Projektvorstellung und konstruktive Besonderheiten. Massivbau 2004, Springer VDI Verlag Düsseldorf, S.257-265
- [3] Borchert, K.: Moderne Verstärkungsverfahren für Spannbetonbrücken aufgezeigt am Beispiel der Talbrücke Röslau. Massivbau 2004, Springer VDI Verlag Düsseldorf, S.266-276
- [4] Zilch, K.; Zehetmaier, G.; Borchert, K.; Endres, B.; Fischer, O.: Die Röslautalbrücke bei Schirnding – Innovative Verfahren zur Verstärkung einer Spannbetonbrücke. Bauingenieur Band 79, Dezember 2004, S. 589-595
- [5] Habel, W.: Faseroptische Messverfahren für die Überwachung von Bauwerken - überblickt der potenzielle Anwender die Vielfalt der Angebote? Interdisziplinäre Messaufgaben im Bauwesen – Weimar 2004. Wißner-Verlag, Augsburg 2004, S. 57-73

- [6] Lindner, T.: Monitoringtechnik für die Untersuchung von Spannbetonbrücken - Beurteilung einer Verstärkungsmaßnahme an der Talbrücke Röslau (B303). Bericht des Lehrstuhls für Massivbau der TU München, München, 2005
- [7] Zilch, K.; Gläser, Ch.; Weiher, H.: Bauwerksdiagnose bei Massivbrücken. Vortrag Brückenbaudienstbesprechung, Oberste Baubehörde, München, 2005
- [8] Müller, A.; Enzenhöfer, T.: Experimentelle Untersuchungen zum Haftverbund zwischen Alt- und Neubeton unter Berücksichtigung der Altbetonoberfläche und der Zusammensetzung des Neubetons. Bericht des Lehrstuhls für Massivbau der TU München, München, 2004
- [9] Zilch, K.; Gläser, Ch.: Vergleichende Untersuchungen der Lastübertragung zwischen Normalbeton und selbstverdichtendem Beton mit Flugasche im Verankerungsbereich von Spanngliedern mit Plattenverankerungen. Forschungsbericht des Lehrstuhls für Massivbau der TU München, München, 2004
- [10] Zilch, K.; Weiher, H.; Lindner, T.: Röslautalbrücke (B303) bei Schirnding – Monitoring: Wirkung der Verstärkungsmaßnahmen, Jahresbericht 2005. Forschungsbericht des Lehrstuhls für Massivbau der TU München, München, 2005