



TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN

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



29. DRESDNER BRÜCKENBAUSYMPOSIUM

PLANUNG, BAUAUSFÜHRUNG, INSTANDSETZUNG
UND ERTÜCHTIGUNG VON BRÜCKEN

11./12. MÄRZ 2019

© 2019 Technische Universität Dresden

Alle Rechte vorbehalten.

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

Die Wiedergabe von Warenbezeichnungen, Handelsnamen oder sonstigen Kennzeichnungen in diesem Buch berechtigt nicht zu der Annahme, dass diese von jedermann frei benutzt werden dürfen. Vielmehr kann es sich auch dann um eingetragene Warenzeichen oder sonstige gesetzlich geschützte Kennzeichen handeln, wenn sie als solche nicht eigens markiert sind.

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

Redaktion: Silke Scheerer, Angela Heller

Layout: Ulrich van Stipriaan

Anzeigen: Harald Michler

Titelbild: Beyer, Kurt: Südthailand. Zweibogige Betonbrücke im Bau, 1912/1913
Foto: SLUB Dresden / Deutsche Fotothek / Kurt Beyer

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

ISSN 1613-1169
ISBN 978-3-86780-585-8



**TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN**

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

Tagungsband

29. Dresdner Brückenbausymposium

Institut für Massivbau

Freunde des Bauingenieurwesens e.V.

TUDIAS GmbH

11. und 12. März 2019

Inhalt

Herzlich willkommen zum 29. Dresdner Brückenbausymposium	9
<i>Prof. Dr.-Ing. habil. DEng/Auckland Hans Müller-Steinhagen, Rektor der TU Dresden</i>	
Verleihung der Wackerbarth-Medaille	13
Laudatio für Prof. Dr.-Ing. Jürgen Stritzke aus Anlass der Verleihung der Wackerbarth-Medaille der Ingenieurkammer Sachsen	14
<i>Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach</i>	
Christian Menn – Brückenbauer, Lehrer, Ästhet	17
<i>Dr.-Ing. Silke Scheerer, Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach</i>	
Aktuelles zum Regelwerk des Bundes für den Ingenieurbau	25
<i>TRDir Prof. Dr.-Ing. Gero Marzahn</i>	
Die Maputo-Katembe-Brücke, das neue Wahrzeichen Mosambiks – Drei Bauverfahren bei der längsten Hängebrücke Afrikas	29
<i>Dipl.-Ing. Joern Seitz, Dipl.-Ing. (FH) Martin Pohl</i>	
Monitoring und Visualisierung im Infrastrukturbau.....	47
<i>Prof. Dr.-Ing. habil. Peter Mark, Dr.-Ing. David Sanio, Dr.-Ing. Steffen Schindler</i>	
Verkehrsinfrastruktur für Hamburg – Neubau der Waltershofer Brücken im Hamburger Hafen.....	59
<i>Dr.-Ing. Christoph Vater</i>	
Erfahrungsbericht aus Österreich über die Anwendung von neuen Verfahren im Brückenbau	73
<i>o.Univ.Prof. Dr.-Ing. Johann Kollegger, Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Benjamin Kromoser, Dipl.-Ing. Dr.techn. Bernhard Eichwalder</i>	
Stahlverbund-Großbrücken mit oberliegender Fahrbahn als Querschnitte mit Teilfertigteilen und Schrägstreben bzw. Konsolen	85
<i>Prof. Dr.-Ing. Karsten Geißler, Dipl.-Ing. Gregor Gebert</i>	
Kurt Beyers Beitrag zur Baustatik	101
<i>Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Karl-Eugen Kurrer</i>	
Nachrechnungsdefizite bei Massivbrücken – Ein Problem der Tragfähigkeit oder [doch nur] der Modellvorstellung?	129
<i>Prof. Dr.-Ing. Oliver Fischer; Sebastian Gehrlein, M.Sc.; Nicholas Schramm, M.Sc.; Marcel Nowak, M.Sc.</i>	
Was tun, wenn Annahmen und Realität nicht zusammenpassen?	149
<i>Dr.-Ing. Hans-Gerd Lindlar, Dr.-Ing. Stefan Franz, Dipl.-Ing. Lars Dietz, Dr.-Ing. Bastian Jung, M. Eng. Tarik Tiyma</i>	
Lebenszykluskostenbetrachtungen für chloridexponierte Bauteile von Brücken- und Tunnelbauwerken	161
<i>Dr.-Ing. Angelika Schießl-Pecka, Dipl.-Ing. Dipl.-Ing. Anne Rausch, Dr.-Ing., MBA und Eng. Marc Zintel, Dipl.-Ing., MBA Luzern Christian Linden</i>	
Dauerhafte und wirtschaftliche Straßenbrücken mit Halbfertigteilen aus vorgespanntem Carbonbeton	173
<i>Dr.-Ing. Frank Jesse, Dipl.-Ing. Andreas Apitz, Prof. Dr. sc. techn. Mike Schlaich</i>	
Der 30-Jahre-Zyklus der Brückeneinstürze und seine Konsequenzen	185
<i>Prof. Dr.-Ing. habil. Dirk Proske</i>	
Chronik des Brückenbaus	197
<i>Zusammengestellt von Dipl.-Ing. (FH) Sabine Wellner</i>	
Inserentenverzeichnis	207

Was tun, wenn Annahmen und Realität nicht zusammenpassen?

Dr.-Ing. Hans-Gerd Lindlar¹, Dr.-Ing. Stefan Franz², Dipl.-Ing. Lars Dietz¹, Dr.-Ing. Bastian Jung¹, M. Eng. Tarik Tiyma¹

1 Einleitung

Das nordhessische Netratatal wird im Zuge der A 44 mit einem Brückenbauwerk überspannt. Zwischen den Anschlussstellen Waldkappel und Ringgau wird hierzu eine 8-feldrige Brücke als zweistegiger Plattenbalken in Spannbetonbauweise errichtet. Diese Brücke überquert die Netra, einen Wirtschaftsweg und die vorhandene Bundesstraße 7. Alle drei wurden in der Lage der geplanten Stützenstellung angepasst.

Talbrücken dieser Art haben sich mit dem gewählten Tragwerk und der Bauweise im deutschen Autobahnnetz vielfach bewährt, ohne dass besondere Probleme aufgetreten sind. Die Besonderheit bei der Netratatalbrücke ist, dass in Abweichung aller ursprünglichen Berechnungen und Prognosen unerwartet große Setzungen bereits in der Bauphase aufgetreten sind. Die folgenden Betrachtungen beschreiben das Problem und die ergriffenen Maßnahmen zum Umgang mit den unerwartet großen Setzungen. Auf die speziellen Anforderungen an die Tragwerksplanung und auf die Konse-

quenzen für den Bauablauf wird eingegangen. Nicht zuletzt wird das Miteinander aller Projektbeteiligten bei der Lösung dieser besonderen Aufgabe erläutert.

2 Informationen zum Brückenbauwerk

Die Netratatalbrücke ist ein 8-Feld-Bauwerk mit zwei getrennten Überbauten, Einzelstützweiten von 25 bis 35 m und einer Gesamtlänge von 264 m. Die schwimmend gelagerten Überbauten für beide Richtungsfahrbahnen sind als 2-stegige vorgespannte Plattenbalken mit einer konstanten Steghöhe von 1,60 m, einer Spreizung der Stege von 7,70 m und einer Schlankheit von 16 bis 22 zu realisieren, s. Bilder 1 und 2. Für alle Widerlager und Pfeilerachsen sind Flachgründungen vorgesehen.

Der Überbau wird in 4 Bauabschnitten auf einem bodengestützten Traggerüst hergestellt (Bild 3). Im Bereich der B 7, unterhalb der Netratatalbrücke, musste planerisch ein überhöht

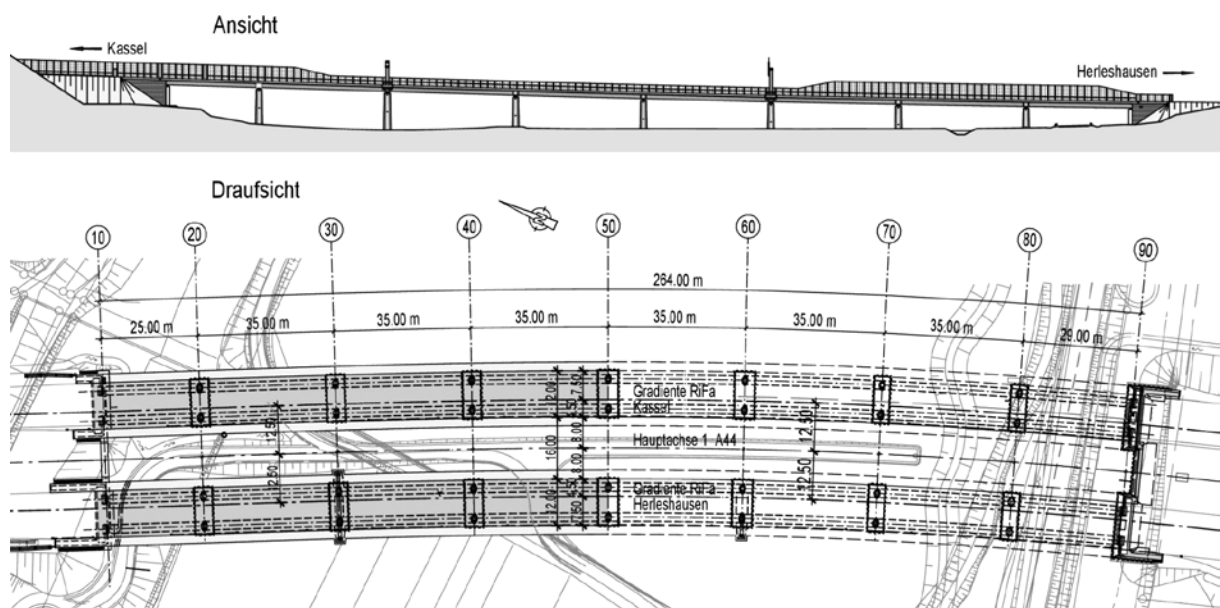


Bild 1 Ansicht und Draufsicht der Netratatalbrücke

Grafik: © KREBS+KIEFER

¹ KREBS+KIEFER Ingenieure GmbH

² DEGES Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH

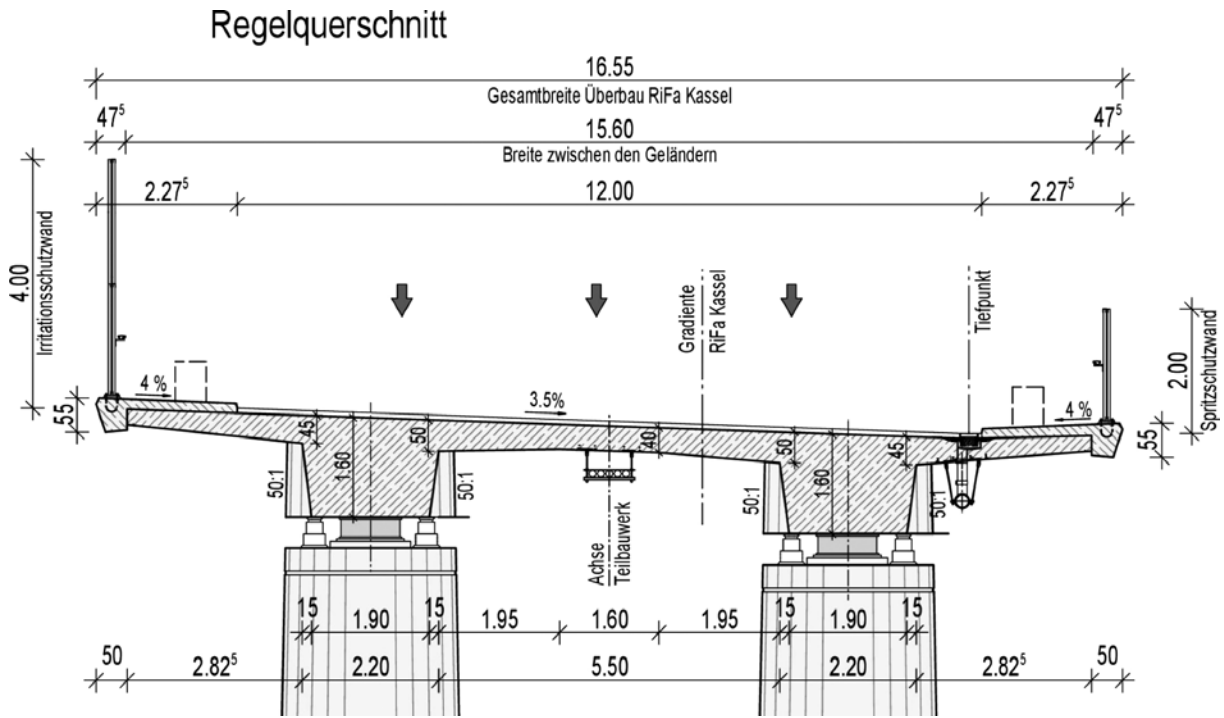


Bild 2 Regelquerschnitt der Netratallbrücke

Grafik: © KREBS+KIEFER

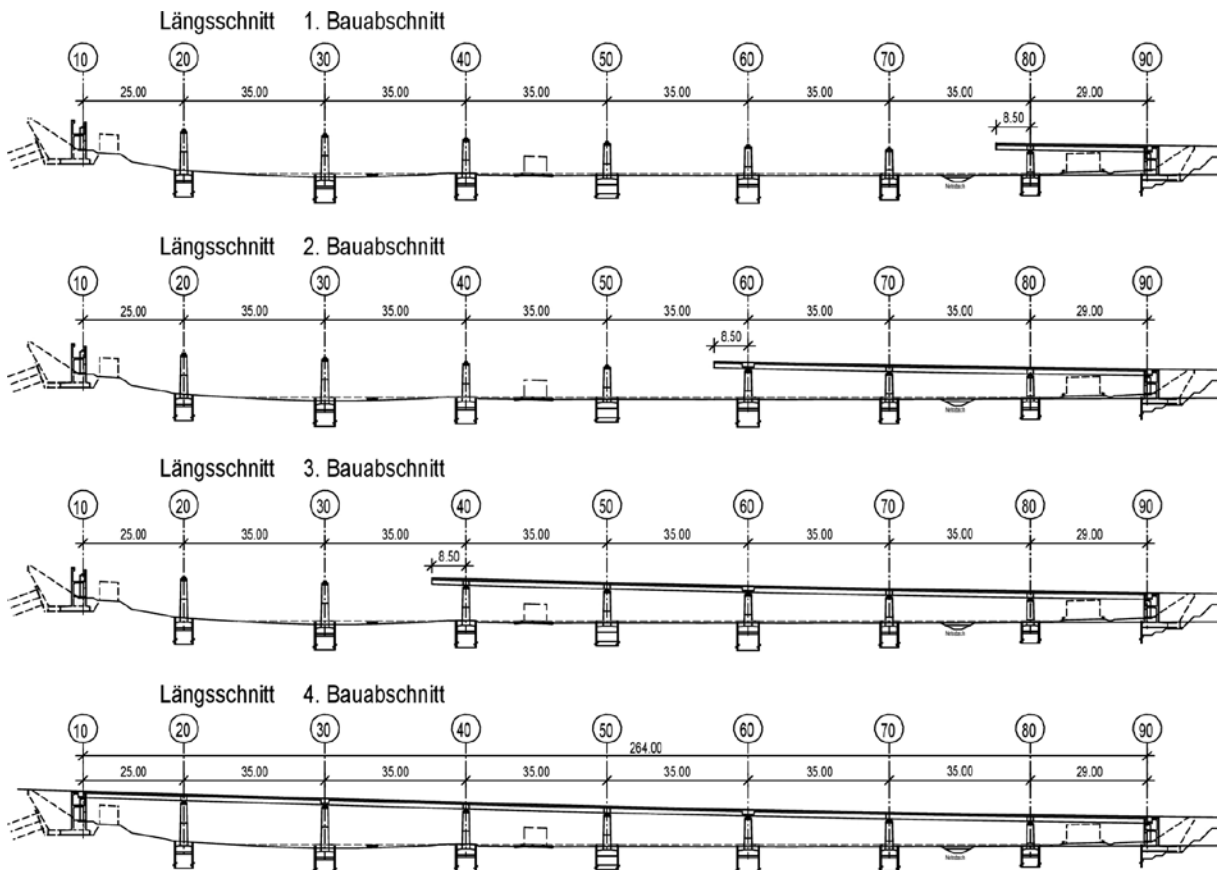


Bild 3 Einzelne Bauabschnitte der Netratallbrücke

Grafik: © KREBS+KIEFER

hergestellter 1. Bauabschnitt über die vorhandene Straße beachtet werden, da das konstruierte Lichtraumprofil für die Traggerüstkonstruktion nicht ausreichend war.

Sämtliche Pfeiler- und Widerlager sollten gemäß den Vorgaben der Entwurfsplanung flach gegründet werden. Die Absetzhorizonte der tragfähigen Baugrundsichten - Flusskies/

Schwemmsand und eine Verwitterungszone des mittleren/unteren Buntsandsteins – werden teilweise über Bodenaustausch erreicht. Die zu berücksichtigenden Setzungsdifferenzen zwischen den Achsen wurden gemäß der Ausschreibung mit 10 mm im Gebrauchszustand und 15 mm im Tragfähigkeitszustand definiert.

3 Planungs- und Projektablauf

Ausgangspunkt für die Erstellung der Ausführungsunterlagen waren die durch den Bauherrn zur Verfügung gestellten Entwurfsunterlagen zur Netratallbrücke. Auf der Grundlage des bestätigten Entwurfs wurde das Bauwerk im Jahr 2016 von der DEGES ausgeschrieben. Den Bauauftrag erhielt das mittelständische Bauunternehmen HTI Greußen. Als Nachunternehmer von HTI wurde KREBS+KIEFFER mit der Ausführungsplanung beauftragt.

Ende 2016/Anfang 2017 wurden die ersten statischen Berechnungen und Konstruktionszeichnungen erstellt. Dabei wurden zunächst die Berechnungsgrundlagen, das Überbaulängssystem, die Vorspannung sowie die Schnitt-, Auflager- und Weggrößen analysiert. Anschließend Gebrauchstauglichkeitsnachweise zeigten u. a. die Einhaltung der Dekompression als maßgebenden Nachweis zur Festlegung des Vorspanngrades auf. Nachdem die Lagertabellen mit den maßgebenden Lagerkennwerten aufgestellt waren, wurden die statischen Berechnungen zu den Unterbauten durchgeführt, so dass im ersten Halbjahr 2018 die vollständige statische Berechnung und sämtliche Ausführungspläne in den Prüflauf gestellt werden konnten.

Im April 2018 wurden nach Fertigstellung des 1. Bauabschnitts erste Setzungen an den Pfeilerachsen an den Fundamenten gemessen. Hierbei kam es in Ab-

weichung zur Entwurfsplanung, der vom Prüfingenieur geprüften Ausführungsplanung, den Setzungsprognosen etc. zu erheblichen Differenzen zwischen Annahmen/Prognosen und den gemessenen Werten. Nach Fertigstellung des 1. Bauabschnitts traten an der Pfeilerachse 80 Setzungen von 30 mm auf, welche mit einer bisherigen Setzungsberechnung mit nur 9 mm prognostiziert worden waren. Die Pfeilerachse 80 liegt im Bereich des alten Flussbettes der Netra, die im Vorfeld verlegt worden war. Alle Projektbeteiligten gingen daher von einem steifigkeitsreduzierten Einfluss der Verlegungsmaßnahme aus. Diese Setzungsdifferenz konnte für den Überbau aufgrund der Pressenlagerung des überhöht hergestellten und statisch bestimmt gelagerten 1. Bauabschnitts unproblematisch im Zuge des Absenkvorgangs ausgeglichen werden. Es gab keine Bedenken, die Bauarbeiten planmäßig fortzusetzen.

Nach Fertigstellung des 2. Bauabschnitts (Bild 4) und dem Ablassen des Traggerüsts wurden die Konstruktionslasten des westlichen Überbaus auf die Pfeilerachsen 60 bis 80 und die Widerlagerachse 90 abgesetzt. Anschließend durchgeführte Setzungsmessungen (Bild 5) ergaben erneut deutlich höhere Setzungswerte



Bild 4 Netratallbrücke im Bauzustand, Zeitpunkt Bewehren des 2. Bauabschnitts, Überbau West Foto: © HTI Greußen

Achsen	10	20	30	40	50	60	70	80	90
Setzungen/ Prognosewerte	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
Setzungen nach Betonieren Unterbauten	-5	-4	-6	-4	-5	-5	-4	-5	-5
Betonage Überbau 1.BA								-28	-2
Ausgleich der Setzungen								0 (+33)	0 (+7)
Setzungen nach Betonage 2.BA						-36	-57	-9	-2
Wirksame Setzungen auf Überbau 2.BA						-31	-53	-9	-2
Überarbeitete Prognosewerte Baugrundgutachter	-5	-51	-40	-39	-21	-36	-52	-39	-7
Ursprüngliche Prognosewerte Baugrundgutachter	-10	-10	-10	-10	-10	-10	-10	-10	-10

Bild 5 Gemessene und prognostizierte Setzungen

Grafik: © KREBS+KIEFFER

te im Vergleich zu den Berechnungen. In der Achse 80 erhöhte sich die Setzung auf 42 mm, die Achse 70 erreichte ein Setzungsmaß von 57 mm und die Achse 60 (noch nicht voll belastet) ein Maß von 36 mm.

Diese enormen Setzungswerte waren im Projektablauf ein einschneidendes Ereignis, das nicht vorhersehbar war und alle Beteiligten im weiteren Vorgehen herausforderte und vor nicht alltägliche Fragen stellte.

4 Baugrund und unerwartete Setzungen

Das Brückenbauwerk führt die A 44 über die Niederung des Netratal. Gemäß [1] wird der tiefere Untergrund aus den Schichten des mittleren und unteren Buntsandsteins gebildet. Das Netratal und damit auch der Baubereich der Netratalbrücke ist von tektonischen Störungen durchzogen. Infolge der ehemaligen tektonischen Bewegungen sind diese Schichten in ihrer Lagerung gestört, fallen unterschiedlich steil ein und sind überwiegend tiefgründig verwittert. In den direkten Störungsbereichen muss mit einer tiefgründigen Zersatzzone gerechnet werden.

In der Talniederung der Netra stehen oberhalb der Buntsandsteinschichten die fluviatilen Ablagerungen der Netra in Form von Kiesen und Sanden an, die zur Geländeoberfläche hin von Schwemm- und Auelehm bedeckt werden.

Mächtigkeit und Zusammensetzung dieser Ablagerungen schwanken über den Verlauf der Brückentrasse. Lokal sind die kiesigen Ablagerungen nur gering mächtig und es treten organisch geprägte Schichten auf.

Sämtliche Unterbauten wurden flach gegründet und nach Herstellung vermessungstechnisch überwacht. Die unerwartet großen Setzungen wurden daher schnell erkannt. Somit war es möglich, diese Situation mit allen Projektbeteiligten zeitnah zu analysieren und Lösungsmöglichkeiten zu entwickeln. In Bild 6 sind die untersuchten Lösungsvarianten tabellarisch zusammengestellt: Sie werden im Folgenden näher erläutert.

Der Baugrund erwies sich in der Realität als deutlich weicher, als vorher angenommen werden konnte. Daher wurde im ersten Schritt die Möglichkeit einer Baugrundinjektion untersucht. Durch eine Verfestigung oder Verdichtung des Bodens sollte die Steifigkeit des Baugrundes bei Belastung deutlich erhöht werden. Aufgrund der schweren Zugänglichkeit der bereits hergestellten Pfeilerfundamente, der nicht vollflächigen Injektionsmöglichkeit unterhalb der Fundamente, der komplexen Einflussparameter und des schwer kontrollierbaren Verfestigungs-/Verdichtungserfolges wurde diese Variante aus technischen Gründen nicht weiterverfolgt.

Weiterhin wurde die Möglichkeit der Vorwegnahme der Setzungen über Reaktionspfähle

Varianten	Vorteile	Nachteile
V1: Nachträgliches Einbringen von Injektionen (Baugrundverbesserung)	- Anpassung an Örtlichkeiten möglich - kostengünstig - sofort und zeitgleich ausführbar	- schwere Zugänglichkeit durch Spundwandkästen - komplexe Einflussparameter - Erfolg nicht sicher - schwer kontrollierbarer Verfestigungs-/Verdichtungserfolg
V2: Einleitung der Vorbelastung mittels Pressen und Reaktionspfählen ø 90 (Großbohrpfähle)	- steuerbarer Lasteintrag - optimale Anpassung an Örtlichkeiten	- aufwändige Baustelleneinrichtung - aufwändige Trägerrostkonstruktion aus Stahl - unwirtschaftlich
V3: Einleitung der Vorbelastung mittels Pressen und Reaktionspfählen ø 25 (Verpresspfähle)	- steuerbarer Lasteintrag - optimale Anpassung an Örtlichkeiten - überschaubare Baustelleneinrichtung	- aufwändige Trägerrostkonstruktion aus Stahl - geringe aufnehmbare Kraft je Pfahl → hohe Anzahl von Pfählen
V4: Nachträgliche Tiefgründung (überspannende Pfahlkopfplatte mit seitl. Bohrpfählen)	- sicheres System durch Anpassung an Örtlichkeiten	- Rückhängung durch Klebesystem (fehlende Erfahrungen) - Max. Dauerhaftigkeit Klebesystem von max. 50 Jahren - unverhältnismäßiger wirtschaftlicher Aufwand
V5: Vorbelastung durch Betonsteine	- geringe Baustelleneinrichtung - Einfache Verlegung + Wiederverwendung - Wiederverwendung Trägerrost und Betonsteine nach Nutzung möglich	- relativ lange Herstellungsdauer - aufwendiger Antransport
V6: Rückbau	- neues Bauwerk mit angepasstem Gründungssystem	- unverhältnismäßiger wirtschaftlicher Aufwand - hoher Terminverzug - schlechteste Energiebilanz / Ressourcenverschwendung - kein ingenieurmäßiger Lösungsansatz

Bild 6 Varianten zur Lösung der Setzungsproblematik

Grafik: © KREBS+KIEFER

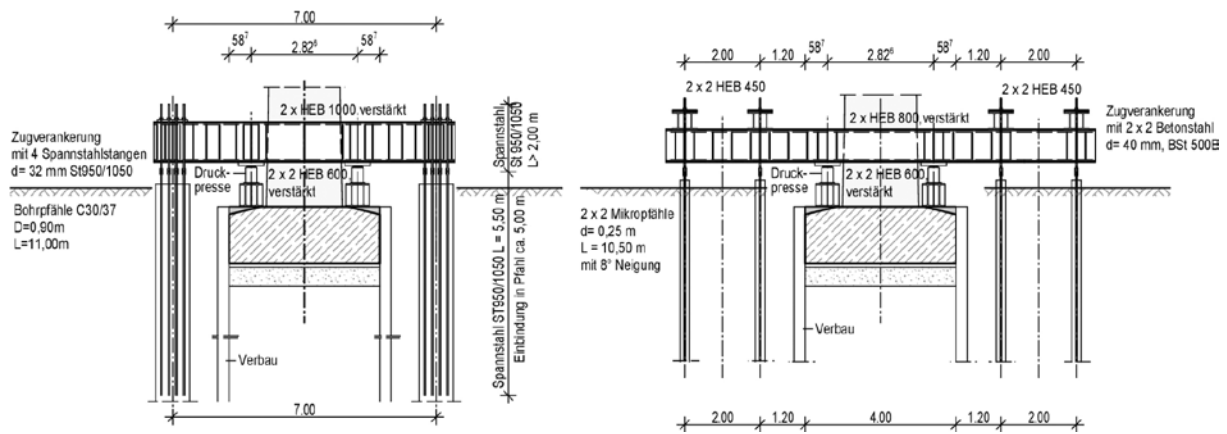


Bild 7 Variante Einleitung der Vorbelastung mittels Pressen und Reaktionspfählen

Grafik: © KREBS+KIEFER

und Pressen untersucht. Dabei wurden sowohl Großbohrpfähle als auch Verpresspfähle betrachtet (Bild 7). Die notwendige Anzahl von Großbohrpfählen mit einem Durchmesser von 90 cm wurde mit 6 für jedes Pfeilerfundament bei einer Länge von 11 m bestimmt. Bei der Verwendung von schräg hergestellten Mikropfählen \varnothing 25 cm erhöht sich die Anzahl auf 32 mit einer Länge von 10,50 m. Wegen des geänderten Lasteintrages in die Fundamente wurden die Auswirkungen auf die innere Standsicherheit der Fundamente zusätzlich untersucht und konnten nachgewiesen werden. Mit diesem Lösungsansatz ging einher, dass für den für die Beschaffenheit des Baugrunds verantwortlichen Bauherrn erhebliche Risiken bezüglich der Rechenannahme der auf Zug beanspruchten zusätzlichen Gründungselemente bestanden. Die Überschneidung der Lasteinleitungsbereiche der setzungserzeugenden Druckspannungen der Flachgründung und der Verankerung im benachbarten Baugrund führten zu Zweifeln am Erfolg. Auch aufgrund der aufwendigen Baustelleneinrichtung für die Herstellung derartiger Tiefgründungen und den aufwendigen Stahlkonstruktionen zur Lasteinleitung wurde diese Variante aus wirtschaftlichen Gründen nicht weiterverfolgt.

Als weitere Variante wurde eine nachträgliche Pfahlgründung mit einer die Fundamentoberkanten überspannenden Pfahlkopfplatte und seitlichen Großbohrpfählen weiterhin untersucht. Der Verbund (Rückhängung) zwischen dem Bestandsfundament und der neuen Pfahlkopfplatte sollte über ein Klebesystem hergestellt werden. Ein entscheidendes technisches Ausschlusskriterium hierfür war, dass die eingesetzten Klebesysteme eine Dauerhaftigkeit von max. 50 Jahren und damit nur halb so viel wie die geforderten 100 Jahre besitzen.

Neben den oben genannten Varianten wurde als Alternative eine Vorbelastung der Fundamente über Betonbausteine untersucht. Hierfür muss eine Stahl-Trägerrost-Plattform auf den Fundamenten hergestellt werden, auf der anschließend Betonbausteine im Verband als Turm angeordnet werden. Aufgrund der flexiblen Auslegung, der variablen Verlegung und der Wiederverwendbarkeit für jede Pfeilerachse wurde diese Lösung aus technischen und wirtschaftlichen Gründen als Vorzugsvariante festgelegt und seitens der DEGEG als Planungsgrundlage angeordnet.

Von der DEGEG und den Baugrundgutachtern wurden die setzungswirksamen Lasten auf Basis der Sohlbeanspruchungen unter der Leitgröße der Vertikallast festgelegt und als Grundlage für die weitere Planung definiert. Im Ergebnis musste eine Gesamtlast von 13,5 MN über die Systemlösung aus Betonbausteinen und Stahlplattform in jedes Pfeilerfundament eingeleitet werden, damit die Setzungen aus den künftigen Beanspruchungen vorweggenommen werden können (Vorwegnahme der Normalkonsolidation NC). Die bisherigen Messungen am Bauwerk haben gezeigt, dass die Setzungen nach spätestens ca. 3–4 Wochen abklingen (Sofortsetzung als Initialisierungssetzung und Primärsetzung als Konsolidierungssetzung – Sekundärsetzungen als Kriechsetzungen treten dagegen nicht auf). Wird dieser Zustand erreicht, werden die Türme und Stahlplattformen abgebaut und auf die anderen Pfeilerachsen umgesetzt. Die Systemblöcke werden für 2 Pfeilerachsen hergestellt, was zu einer Gesamtanzahl von 1.204 Steinen und einer Gesamthöhe von 10,40 m je Belastungsturm führt (Bild 8).

Aufgrund dieser Vorbelastung des Baugrundes wird es bei der Wiederbelastung durch



Bild 8 Vorbelastung Pfeilerfundamente mittels Systemblöcken aus Beton (links) und ohne Systemblöcke (rechts) Fotos: © HTI Greußen

den später herzustellenden Überbau und alle ggf. möglichen Endzustände zu keiner weiteren setzungswirksamen Belastung kommen. Es werden keine größeren Spannungszustände im Boden hervorgerufen als die aus den bereits eingetragenen Beanspruchungen aus der Vorbelastung. Der Boden wird bei Wiederbelastung unterhalb seines bisherigen Spannungsniveaus beansprucht (Überkonsolidation). Nach der Vorbelastung ist mit ver-

nachlässigbaren Wiederbelastungssetzungen zu rechnen.

Durch die eingetretenen Setzungen im bereits hergestellten Überbau kam es zusätzlich zu Abweichungen von der planmäßigen Lagekorrektur des Überbaus in diesem Bereich notwendig. Gewählt hierfür wurde eine Starrkörperrotation um die Achse 90 mit zu-

Technischer Bauablauf: Vorbelastung 13,5 MN (A20-A50) und Ballastierung 3,5 MN (A70-A80)

Bauwerksachse	Achse 10	Achse 20	Achse 30	Achse 40	Achse 50	Achse 60	Achse 70	Achse 80	Achse 90	
Baufortschritt/Arbeitsschritte										
1: Starrkörperrotation mit Anhebevorgängen										
Bereits hergestellter Überbau							EL	EL	PRESSE	PRESSE
Lösen Lager A60 + A70 mit gleichzeitiger Umlagerung auf Pressen							PRESSE	PRESSE	PRESSE	PRESSE
Starrkörperrotation							+26	+17	+8	
Anhebung + Absenkung								+23	-10	-10
Vorbastierung auf dem Überbau oben								+ 3,5 MN	+ 3,5 MN	
Setzungsmessung									Setzungsmessung	
Entfernung Vorbastierung nachdem Setzungen abklingen								- 3,5 MN	- 3,5 MN	
Anhebung um Setzungsmaß aus Vorbastierung								+ Messung	+ Messung	+ Messung
2: Lager Achse 70-90 vergießen										
Kontrolle Parallelität der Ankerplatten, Kontrolle Längsstellung Überbau, Lagersockel anpassen, Lager einbauen							PRESSE	EL	EGL	EGL
3: Vorbelastung mit 13,5 MN für Pfeilerachsen 20-50										
Herstellen Trägerrost auf Stahlbetonfundamenten										
Liefern + Aufbau Systemblocksteine		+ 13,5 MN	+ 13,5 MN	+ 13,5 MN	+ 13,5 MN					
Setzungsmessung									Setzungsmessung	
Abbau bzw. Umsetzung Systemblocksteine		- 13,5 MN	- 13,5 MN	- 13,5 MN	- 13,5 MN					
Hebungsmessung										
4: TG, Schalung, Spannglieder, Bewehrung 3. BA										
5: Betonage 3. BA										
							EL	EL	PRESSE	EL
										EGL
										EGL
6: Vorspannung 3. BA + Absenkung TG										
Wiederbelastungssetzung messen, Maß der Hebung aus Vorbelastung sollte nicht erreicht werden										
Vorbastierung auf dem Überbau oben								+ 3,5 MN		
Setzungsmessung								Setzungsmessung		
Entfernung Vorbastierung nachdem Setzungen abklingen								- 3,5 MN		
Anhebung um Setzungsmaß aus Vorbastierung								+ Messung		
Setzung aus Vorbastierung messen und mit Presse Achse 60 ausgleichen										
7: Lager Achse 60 vergießen										
Kontrolle Parallelität der Ankerplatten, Kontrolle Längsstellung Überbau, Lagersockel anpassen, Lager einbauen							EL	EL	EL	EGL
										EGL
8: TG, Schalung, Spannglieder, Bewehrung 4. BA										
9: Betonage 4. BA										
		EGL	EGL	EL	EL	EL	EL	EL	EGL	EGL
10: Vorspannung 4. BA + Absenkung TG										
Wiederbelastungssetzung messen, Maß der Hebung aus Vorbelastung sollte nicht erreicht werden										

Bild 9 Technischer Bauablauf

Grafik: © KREBS+KIEFER

sätzlichen Anhebe- und Absenkvorgängen der Achsen 70 bis 90, welche sowohl die Setzungsproblematik als auch die Abweichungen zur Gradienten ausgleicht. Im Zuge einer Starrkörperrotation werden keine neuen Zwangsspannungen in das Bauteil eingetragen, vgl. Abschnitt 5.3. Somit konnte ein großer Teil der Lagekorrektur ohne zusätzliche Beanspruchung des Überbaus realisiert werden. Um eine akzeptable Ist-Gradienten zu erreichen, musste die sehr tief liegende Achse 70 hierbei weiter angehoben werden.

Die erforderlichen Maßnahmen zur Vorbelastung der Unterbauten, Lagerung der Überbauten, Anhebevorgängen und dem angepassten technischen Bauablauf zeigt Bild 9. Zur Durchführung der Lagekorrektur des Überbaus im 2. Bauabschnitt wurde der Überbau in allen Achsen auf Pressen umgelagert. In diesem Zustand konnten die Achsen 70 und 80 um den Betrag der späteren Ausbaulasten über eine Vorbelastung mit den Betonbausteinen auf dem Überbau vorweggenommen werden. Damit konnten die eintretenden Setzungen über die Pressensteuerung unmittelbar und zwangsfrei ausgeglichen werden.

Nachdem die Setzungen abgeklungen waren, konnte der Überbau auf die Elastomerlager umgelagert werden. Die Pfeilerachsen der folgenden Bauabschnitte sind durch die o. g. Vorbelastung bereits überkonsolidiert – auch beim Eintrag der Lasten aus den Überbauabschnitten 3 und 4. Unter der Annahme von sehr kleinen Wiederbelastungssetzungen werden diese Überbauabschnitte auf den Elastomerlagern hergestellt und der Endzustand erreicht. Danach muss das Brückenbauwerk immer noch in der Lage sein, unplanmäßige Setzungsdifferenzen von 10 mm (Grenzzu-

stand der Gebrauchstauglichkeit, GZG) und 15 mm (Grenzzustand der Tragfähigkeit, GZT) gemäß Bauvertrag aufnehmen zu können. Die dafür notwendigen detaillierten statischen Untersuchungen einschließlich erforderlicher Arbeitsanweisungen werden im folgenden Abschnitt erläutert.

5 Ergänzende Untersuchungen und Arbeitsanweisungen

5.1 Unterbau und Setzungsmessungen

Der Lasteintrag der Systemblöcke über die Stahl-Trägerrost-Plattformen auf die vorhandenen Pfeilerfundamente unterscheidet sich vom Lasteintrag der elliptischen Brückenpfeiler des Endzustandes. Daher musste dieser andere Beanspruchungszustand nachgewiesen werden. Die gewählten Bewehrungen in den Fundamenten waren jedoch ausreichend, sodass keine Änderungen der vorhandenen Fundamente durchgeführt werden mussten.

Zum Zeitpunkt des Erstellens dieses Beitrages wurde die Vorbelastung mit 13,5 MN an dem Fundament der Achse 50 vorgenommen. Für zwei Messpunkte der Setzungsmessung zeigt Bild 10 die Zeit-Setzungskurve. Bei jeder Messung kam es bis zum aufgezeigten Datum zu Laststeigerungen. Daher kommt es bis zu diesem Zeitpunkt zur Vermischung von Initialisierungssetzungen und Konsolidierungssetzungen. Nach dem Ende der Laststeigerung ist die vergleichsweise geringe Konsolidierungssetzung (ca. 10 %) erkennbar. Die hohen Setzungen >40 mm bestätigen die Notwendigkeit der Vorbelastungen zur Vorwegnahme dieser Setzungen.

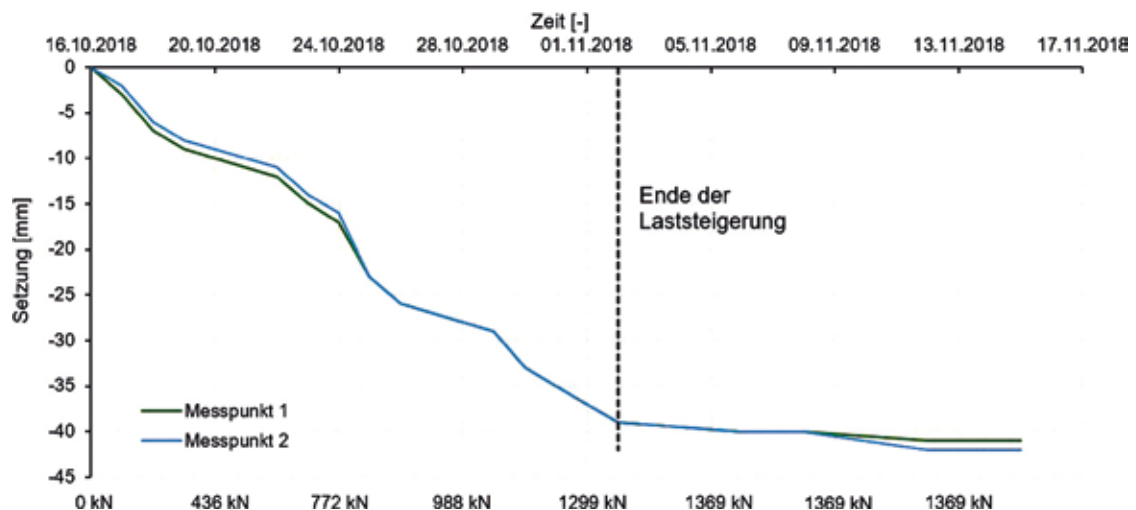


Bild 10 Setzungsverlauf der Fundament-Vorbelastung

Grafik: © KREBS+KIEFER

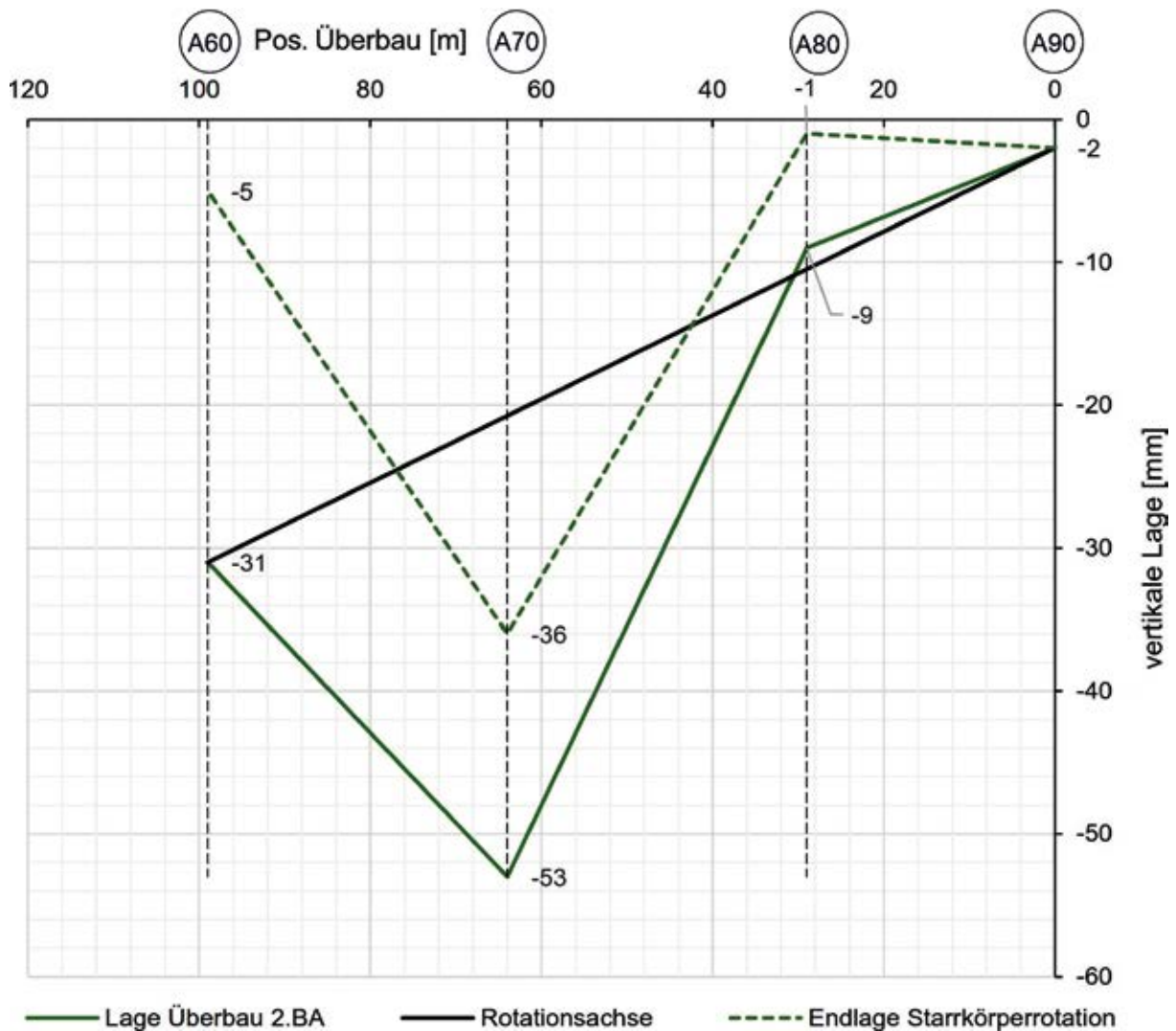


Bild 11 Starrkörperrotation des Überbaues im 2. Bauabschnitt

Grafik: © KREBS+KIEFFER

Im gesamten weiteren Bauablauf werden umfangreiche Setzungsmessungen in allen Achsen vorgenommen.

5.2 Nachrechnung Überbau Ist-Zustand

Durch die unvorhersehbaren hohen Setzungen und die daraus resultierenden Setzungsdifferenzen sind zusätzliche Zwangsbeanspruchungen im bisher hergestellten Überbau entstanden. Um den Baufortschritt zu gewährleisten, musste untersucht werden, ob der Überbau normenkonform nachgewiesen werden kann oder irreversible Schäden genommen hat.

Der 1. Bauabschnitt ist ein statisch bestimmter Einfeldträger mit Kragarm. In diesem System werden vertikale Auflagerverschiebungen zwängungsfrei aufgenommen.

Im 2. Bauabschnitt wirken die eingetretenen Setzungen bzw. Setzungsdifferenzen auf einen 3-Feldträger mit Kragarm. Hier führen unterschiedliche Setzungen zu zusätzlichen Zwangsbeanspruchungen. Dies erforderte eine Nachrechnung. Die zusätzliche statische Untersuchung wurde wie im Allgemeinen üblich unter Berücksichtigung der voll elastischen Wirkung der tatsächlich entstandenen Setzungsdifferenzen geführt. Im Ergebnis konnte festgestellt werden, dass sich das Tragwerk hinsichtlich der Rissbildung in einem Grenzbereich befindet und sehr empfindlich auf Setzungsdifferenzen reagiert.

Die kritischen Bereiche stellten die Stegunterseiten in den Stützbereichen Achse 70 und 80 dar. Bei Aufbringen der vollen Vorspannung ergaben sich, wegen der noch fehlenden Ausbaulasten und wegen der unplanmäßigen Setzungsdifferenzen im Bauzustand in den Stützenachsen, relativ große positive Momente, die

durch den Betonstahl aufgenommen werden müssen. Die in der Nachweisführung maßgebenden Stellen haben sich am realen Bauwerk widerspiegelt. In diesen Bereichen wurde an der Stegunterseite eine Rissbildung festgestellt ($w_k < 0,20$ mm). Die Tragfähigkeit und die Gebrauchstauglichkeit konnten für alle Lastsituationen nachgewiesen werden.

5.3 Lagekorrektur und Gradientenausgleich Überbau

Hinsichtlich der planmäßigen Gradienten erforderten die Setzungen eine Lagekorrektur des Überbaues. Diese wurde durch eine Starrkörperrotation um die Achse 90 (Bild 11) und ein

zusätzliches Anheben der Achse 70 ausgeführt. Aus statischer Sicht kann der Anteil der Starrkörperrotation als zwangsfrei betrachtet werden (Bild 12).

Um den „Knick“ in der Gradiente weitestgehend auszugleichen, war es notwendig, die Achse 70 zusätzlich anzuheben. Diese Hebung bewirkt jedoch weitere Zwangsbeanspruchungen im Überbau mit entgegengesetztem Vorzeichen, die statisch untersucht werden mussten. Eine erste Testrechnung hatte gezeigt, dass unter Berücksichtigung einer voll elastischen Wirkung der Auflagerverschiebungen Nachweisdefizite in der Gebrauchstauglichkeit auftreten. Daraufhin wurde in Abstimmung mit dem Prüfingenieur festgelegt, die visko-elastische Eigenschaft

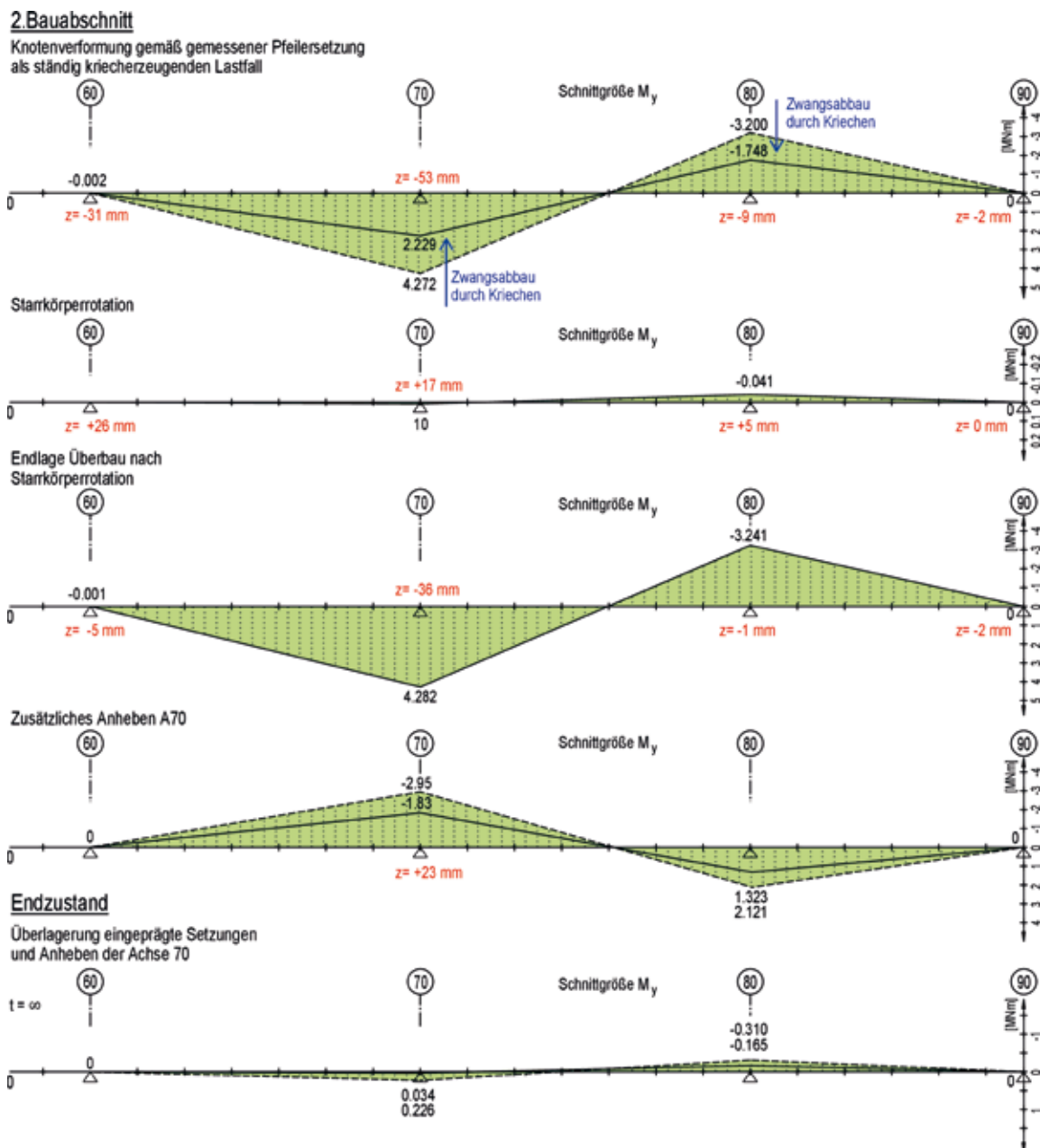


Bild 12 Biegemomente vor und nach der Starrkörperrotation des Überbaues

Grafik: © KREBS+KIEFER

des Betons (Kriechen) zu berücksichtigen. Durch die relativ schnell eingetretenen Setzungen im jungen Betonalter stellte dieser Ansatz die aussichtsreichste Lösung dar. In den weiteren statischen Berechnungen wurde der kriechbedingte Abbau von Zwangsschnittgrößen infolge Setzungen und Hebungen in Abhängigkeit der Zeit berücksichtigt [2] (qualitative Modellauswahl auf Basis von Ingenieurwissen/-erfahrung).

Quantitative Methoden zur Bewertung von zuverlässigen und sicheren Modellprognosen auf Basis von Sensitivitäts- und Unsicherheitsanalysen sind in [3]–[6] zu finden.

Unter Ansatz des Kriecheffektes [7] konnte die erforderliche Lagekorrektur im 2. Bauabschnitt ohne Nachweisdefizite nachgewiesen werden. In den geführten statischen Untersuchungen wird das Kriechmodell nach DIN EN 1992-2 [8] angewandt. Ergänzende Diskussionen zu verschiedenen Kriechmodellen werden in [9], [10] aufgeführt und auf Basis mit und ohne Versuchswerten bewertet. Durch die Vorwegnahme der Setzungen in den folgenden Achsen 50 bis 20 wird mit einer vernachlässigbar kleinen Wiederbelastungssetzung gerechnet. Unter Berücksichtigung der eingepprägten Zwangsspannungen infolge der Anfangssetzungen und der Lagekorrektur (Anheben Achse 70) sowie der zusätzlich entstehenden wahrscheinlichen Setzungsdifferenzen von 10 mm in den Achsen 20 bis 50 konnten auch der 3. und 4. Bauabschnitt ohne Defizite in der Dauerhaftigkeit nachgewiesen werden.

Im Ergebnis zeigt sich, dass sich zum Zeitpunkt der Verkehrsfreigabe die Zwangsspannungen infolge der Anfangssetzungen (in den Achsen 60 bis 80) und dem Anheben der Achse 70 soweit abgebaut haben (Bild 12), dass die zusätzlich zu berücksichtigenden unvorhersehbaren Setzungsdifferenzen (Achsen 10 bis 90) gemäß Ausschreibung für den Endzustand keine Einschränkungen in der Dauerhaftigkeit aufweisen. Dem Bauherrn kann somit ein mangelfreies Bauwerk übergeben werden.

Die Methode zum kriechbedingten Abbau von Zwangsschnittgrößen aus Stützensenkungen ist auch in der Nachrechnung von Brücken über die Nachrechnungsrichtlinie verankert [11].

5.4 Arbeitsanweisungen für den Bauablauf

Der in den vorangegangenen Abschnitten beschriebene Bauablauf musste mit allen Vorbe-

lastungen und Hebevorgängen auf der Baustelle streng eingehalten werden. Dem lagen exakte Arbeitsanweisungen zugrunde, die vom Prüferingenieur bestätigt, von der Baufirma eingehalten und von der Bauüberwachung überwacht wurden. Die Arbeitsanweisungen enthalten u. a. folgende wesentlichen Elemente:

- ❑ Messung der Überbaugradiente (Rohbau),
- ❑ auf Basis der Messergebnisse der Überbaugradiente Lagekorrekturen vornehmen,
- ❑ die Lagekorrekturen schrittweise so zwängungsarm wie berechnet durchführen,
- ❑ temporäres Lagerungssystem für Lagekorrekturen beachten,
- ❑ Setzungsmessungen bei Vorbelastung der Fundamente,
- ❑ die Setzungswerte kritisch mit den Prognosewerten abgleichen,
- ❑ nach Wegnahme der Vorbelastung wird sich das Fundament wieder etwas anheben. Diese Hebungen müssen gemessen werden.
- ❑ Aufnahme von etwaigen Rissbildern im Überbau.

6 Schlussfolgerungen und Ausblick

Wenn heutzutage unerwartete Probleme auf einer Baustelle auftreten, wird häufig gestritten. Bauverträge werden wegen Wegfalls der Geschäftsgrundlage gekündigt. Baufirmen stellen die Arbeiten ein und fordern Zusatzentgelte für Verzögerungen. Entwurfsverfasser und Gutachter werden in Haftung genommen, Schadensersatz wird gefordert.

Vieles davon war bei der Netratlbrücke glücklicherweise nicht der Fall. Der Bauherr DEGES, die Baufirma, Gutachter, Prüferingenieur und Ausführungsplaner haben sich an einen Tisch gesetzt und die Problemlösungen gesucht und gefunden. Durch die frühzeitige und konsequente vermessungstechnische Überwachung der Unterbauten konnten die kritischen Setzungen frühzeitig erkannt und darauf aufbauend gemeinschaftlich sinnvolle Gegenmaßnahmen erarbeitet werden. Mit den gewählten Intervallen und dem Umfang der Messungen war es möglich, die Abweichungen zwischen korrelierten Prognosewerten und tatsächlichen Setzungswerten im Sinne der Beobachtungsmethode in die Gegenmaßnahmen einfließen zu lassen. Somit war eine optimale Anpassung an die tatsächlichen Bedingungen möglich. Um auch ein Verkippen der Fundamente und

damit ggf. mögliche Zusatzbeanspruchungen zu erfassen, sei hierbei auf das Erfordernis zur Einmessung sämtlicher Fundamenteckpunkte hingewiesen – die Erfassung einer mittleren Setzung der Fundamente ist nicht ausreichend.

Der Vergleich zwischen korrelierten Prognosewerten und tatsächlichen Setzungen hat ergeben, dass trotz weiterer konservativer Ansprache des Baugrundes tendenziell etwas größere Setzungen eingetreten sind. Dieser Sachverhalt zeigt deutlich, dass es selbst bei Einhaltung der Richtwerte zur Erkundung des Baugrundes nach DIN 4020 [12] und DIN EN 1997-2 [13] sowie Untersuchungen darüber hinaus möglich ist, Baugrundkennwerte nicht genau genug einstufen zu können. Eine Unterschreitung der Vorgaben nach DIN 4020/DIN EN 1997-2 sollte allerdings grundsätzlich ausgeschlossen werden.

Weiterhin legen die Erkenntnisse aus diesem Bauvorhaben nahe, dass die Vorgabe von Setzungsdifferenzen von den Projektbeteiligten unterschiedlich verstanden wird. Insbesondere, wenn im Bauzustand unerwartet höhere Setzungen eintreten, sind eine differenzierte und vertiefende Betrachtung sowie eine möglichst frühzeitige Abstimmung zwischen Baugrundgutachter und Tragwerksplaner erforderlich.

Die Nachweisführung für die Grenzzustände der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit konnte nur unter Berücksichtigung der tatsächlichen Bauabläufe in ihrer genauen zeitlichen Abfolge sowie einer realitätsnahen Abbildung des Tragwerkes und Materialverhaltens gelingen. Die Zusammenarbeit zwischen Auftraggeber, Prüfenieur und Ausführungsplaner war dabei von großem Sachverstand und ingenieurmäßigen Entscheidungen geprägt.

Dieses Praxisbeispiel zeigt deutlich, dass es auch außerhalb der gewohnten Projektverläufe Lösungen gibt, wenn alle Beteiligten kooperieren und Baufortschritt statt Baustopp über lösungsorientiertes Denken und Handeln möglich wird. Der angepasste Bauablauf wird wie geplant umgesetzt – das Konzept ließ sich bisher hervorragend umsetzen. Der 2. Bauabschnitt wurde im Mai 2018 betoniert – der 3. Bauabschnitt wird im März 2019 hergestellt sein. Die Fertigstellung des Überbaus ist für August 2019 vorgesehen. Wir sind mit der gewählten Vorgehensweise auf dem richtigen Weg, beobachten weiter und werden berichten.

Literatur

- [1] DAS BAUGRUND INSTITUT Dipl.-Ing. Knieirim GmbH, Geotechnisches Gutachten 052/10, 16.02.2016, Kassel
- [2] Strauß, P.: Ein Beitrag zur Berechnung des kriechbedingten Abbaus von Zwangsschnittgrößen aus Setzungen. *Beton- und Stahlbetonbau* 106 (2011) 5, S. 314–325
- [3] Keitel, H.; Karaki, G.; Lahmer, T.; Nikulla, S.; Zabel, V.: Evaluation of coupled partial models in structural engineering using graph theory and sensitivity analysis. *Engineering Structures* 33 (2011) 12, S. 3726–3736
- [4] Keitel, H.; Jung, B.; Stutz, H.; Motra, H. B.: Prognosequalität eines Gesamtmodells – Einfluss verschiedener Kopplungsszenarien auf die Interaktion Struktur – Boden. *Bautechnik* 90 (2013) Sonderdruck „Modellqualitäten“, S. 19–25
- [5] Jung, B.; Morgenthal, G.; Xu, D.: Integrative Sensitivity Analysis Applied to Semi-Integral Concrete Bridges. *Journal of Bridge Engineering* 19 (2014) 6:04014014, S. 1–13
- [6] Keitel, H.; Jung, B.; Motra, H. B.; Stutz, H.: Quality assessment of coupled partial models considering soil-structure coupling. *Engineering Structures* 59 (2014) 2, S. 565–573
- [7] Leonhardt, F.: *Spannbeton für die Praxis*. 2. vollst. neu überarb. Aufl., Ernst & Sohn, 1962
- [8] DIN EN 1992-2:2010-12: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln; Deutsche Fassung EN 1992-2:2005 + AC:2008.
- [9] Keitel, H.; Dimmig-Osburg, A.: Uncertainty and sensitivity analysis of creep models for uncorrelated and correlated input parameters. *Engineering Structures* 32 (2010) 11, S. 3758–3767
- [10] Keitel, H.; Dimmig-Osburg, A.; Vandewalle, L.; Schueremans, L.: Selecting creep models using Bayesian methods. *Materials and Structures* 45 (2012) 10, S. 1513–1533
- [11] BMVI (Hrsg.): Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie) – 1. Ergänzung. Ausgabe 2015
- [12] DIN 4020:2010-12: Geotechnische Untersuchung für bautechnische Zwecke – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-2.
- [13] DIN EN 1997-2:2010-10: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds.

-
- 9 Herzlich willkommen zum 29. Dresdner Brückenbausymposium
 - 13 Verleihung der Wackerbarth-Medaille
 - 14 Laudatio für Prof. Dr.-Ing. Jürgen Stritzke aus Anlass
der Verleihung der Wackerbarth-Medaille der Ingenieurkammer Sachsen
 - 17 Christian Menn – Brückenbauer, Lehrer, Ästhet
 - 25 Aktuelles zum Regelwerk des Bundes für den Ingenieurbau
 - 29 Die Maputo-Katembe-Brücke, das neue Wahrzeichen Mosambiks –
Drei Bauverfahren bei der längsten Hängebrücke Afrikas
 - 47 Monitoring und Visualisierung im Infrastrukturbau
 - 59 Verkehrsinfrastruktur für Hamburg –
Neubau der Waltershofer Brücken im Hamburger Hafen
 - 73 Erfahrungsbericht aus Österreich über die Anwendung
von neuen Verfahren im Brückenbau
 - 85 Stahlverbund-Großbrücken mit oberliegender Fahrbahn
als Querschnitte mit Teilfertigteilen und Schrägstreben bzw. Konsolen
 - 101 Kurt Beyers Beitrag zur Baustatik
 - 129 Nachrechnungsdefizite bei Massivbrücken –
Ein Problem der Tragfähigkeit oder [doch nur] der Modellvorstellung?
 - 149 Was tun, wenn Annahmen und Wirklichkeit nicht übereinstimmen?
 - 161 Lebenszykluskostenbetrachtungen für chloridexponierte Bauteile
von Brücken- und Tunnelbauwerken
 - 173 Dauerhafte und wirtschaftliche Straßenbrücken
mit Halffertigteilen aus vorgespanntem Carbonbeton
 - 185 Der 30-Jahre-Zyklus der Brückeneinstürze und seine Konsequenzen
 - 197 Chronik des Brückenbaus
 - 209 Inserentenverzeichnis