



TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN

FAKULTÄT BAUINGENIEURWESEN

25

9./10. März 2015

DRESDNER
BRÜCKENBAU
SYMPOSIUM



© 2015 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: Ammar Al-Jamous

Anzeigen: Harald Michler

Titelgestaltung: Ulrich van Stipriaan

Auflage: 1.500 Stück

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

ISSN 1613-1169
ISBN 978-3-86780-421-9

Tagungsband

25. Dresdner Brückenbausymposium

Institut für Massivbau
Freunde des Bauingenieurwesens e. V.

09. und 10. März 2015

Inhaltsverzeichnis

0 Herzlich Willkommen zum 25. Dresdner Brückenbausymposium	
<i>Magnifizenz Prof. Dr.-Ing. habil. DEng/Auckland Hans Müller-Steinhagen</i>	11
1 Überall Brücken – von der Vielgestaltigkeit eines Gedankens	
<i>Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach</i>	15
2 Brückenbau in Deutschland – eine Auswahl zukünftiger Schwerpunkte	
<i>Dr.-Ing. Gero Andreas Marzahn</i>	33
3 25 Jahre Dresdner Brückenbausymposium – eine deutsche Erfolgsgeschichte	
<i>Prof. Dr.-Ing. Jürgen Stritzke</i>	37
4 Bridge Architecture – from Structure to Elegance	
<i>Dr. Michel Virlogeux</i>	63
5 Fußgängerbrücken – Entwurf und Konstruktion	
<i>Dipl.-Ing. Andreas Keil</i>	69
6 Schlanke vorgespannte Fußgängerbrücke aus Textilbeton	
<i>Univ.-Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger, Dipl.-Ing. Sergej Rempel, Dr.-Ing. Christian Kulas</i>	83
7 Pilotanwendungen von Textilbeton für Verstärkungen im Brückenbau	
<i>Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Jürgen Feix, Dipl.-Ing. Dr. Mario Hansl</i>	99
8 Gustave Magnel – ein Wegbereiter der Spannbetonbauweise	
<i>Prof. dr. ir. Luc R. Taerwe</i>	113
9 Integrale Brücken im Wandel der Zeit	
<i>Prof. Dr.-Ing. Carl-Alexander Graubner, Jaroslav Kohoutek M.Sc.</i>	131
10 Dynamisch über das Saale-Elster-Tal – Bemessung und Konstruktion einer Stabbogenbrücke für den Eisenbahnhochgeschwindigkeitsverkehr	
<i>Dipl.-Ing. Rolf Jung, Dipl.-Ing. Tobias Mansperger</i>	151
11 Sicherung der Rheinbrücke Leverkusen – Von der Schadensaufnahme zum Instandsetzungsmanagement unter Berücksichtigung der Altstahlproblematik	
<i>Dr.-Ing. Gero Marzahn, Dr.-Ing. Markus Hamme, Dr.-Ing. Peter Langenberg, Prof. Dr.-Ing. Gerd Groten, Dipl.-Ing. Michael Paschen</i>	163
12 Friedrichsbrücke Berlin – Denkmalgerechte Erneuerung und Anpassung der Friedrichsbrücke über die Spree – die Verbindung von zwei verschiedenartigen Brückenkonstruktionen	
<i>Dipl.-Ing. Michael Hänig, Dipl.-Ing. (FH) Andreas Höregott, Dipl.-Ing. Andrea Thoms</i>	181
13 Egg-Graben-Brücke, Wildbrücke AM2, Lafnitzbrücke – Anwendung von neuen Bauverfahren für Brücken in Österreich	
<i>Prof. Dr.-Ing. Johann Kollegger, Dipl.-Ing. Sara Foremniak, Dipl.-Ing. Benjamin Kromoser</i>	193

14 Feuerverzinken im Brückenbau – Anwendung und aktuelle Forschungsergebnisse	
<i>Holger Glinde</i>	217
15 Das Schwergutgewerbe – Großraum- und Schwertransporte, Autokrane, Brückenbau	
<i>Dipl.-Ing. Wolfgang Draaf</i>	229
16 Massivbrücken unter extremen Wetterbedingungen	
<i>Dr.-Ing. Dirk Proske</i>	239
17 Brückenbauexkursion 2014 – Spurensuche in Deutschland	
<i>Dipl.-Ing. Robert Zobel, Dipl.-Ing. Sebastian Wilhelm</i>	253
18 Chronik des Brückenbaus	
<i>Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach, Dipl.-Ing. (FH) Sabine Wellner</i>	265
19 Inserentenverzeichnis	
<i>Übersicht der Werbeanzeigen im Tagungsband</i>	287

Herzlich Willkommen zum 25. Dresdner Brückenbausymposium

Prof. Dr.-Ing. habil. DEng/Auckland Hans Müller-Steinhagen

Rektor der TU Dresden

Der März eines jeden Jahres ist die Zeit des Brückenbausymposiums. Bereits zum 25. Mal können wir Sie nun nach Dresden einladen. Über dieses silberne Jubiläum freuen wir uns sehr. Der Initiator des 1991 erstmals aufgelegten Brückenbausymposiums war Herr Prof. Stritzke, der für seine Verdienste zum 20jährigen Brückenbausymposium die Ehrenmedaille der TU Dresden erhalten hat und der in der diesjährigen Veranstaltung in seinem Vortrag u. a. auf die Entwicklung der Tagung eingehen wird. Der vorliegende Tagungsband zeigt, wie sehr der Brückenbau mit seiner viele Jahrhunderte alten Tradition immer wieder mit neuen Ideen und Entwicklungen aufwarten kann. Es wird der Bogen von bemerkenswerten historischen Ingenieurleistungen über Neuheiten bei den technischen Entwicklungen, Baustoffen und Verfahren bis zu neuen Brückenbauwerken, zur Vorstellung von Instandsetzungsprojekten und Visionen für die Zukunft gespannt.

Ich bin dem Team um den Veranstalter, Prof. Curbach, sehr dankbar, dass es diese renommierte und über die Jahre enorm angewachsene Veranstaltung – auch in diesem Jahr können wir wieder weit mehr als 1000 Teilnehmer begrüßen – immer wieder aufs Neue in Dresden an unserer Technischen Universität organisiert. Das Brückenbausymposium hat in seiner eigenen Dynamik gleichsam die Entwicklung der Universität im kleinen Maßstab mitgestaltet.

Die TU Dresden hat in den vergangenen Jahren einen enormen Erfolgskurs eingeschlagen und ihre internationale Sichtbarkeit und wissenschaftliche Reputation gleichermaßen aufgebaut und gefestigt. Diese Erfolge, wie der enorme Schritt nach vorn bei unseren Publikationszahlen, den Drittmitteln und in internationalen Rankings zeigt, konnten nur dadurch entstehen, dass wir attraktiv sind für die besten Wissenschaftlerinnen und Wissenschaftler, die besten Studierenden und die besten Doktorandinnen und Doktoranden.

Mit dem inzwischen etablierten Großprojekt C³ – Carbon Concrete Composite haben wir uns z. B.

vorgenommen, nichts weniger zu erreichen, als die Massivbauweise zukunftsfähig zu machen. Die Entwicklung dieser neuartigen Baustoffe nimmt rasant zu und ein erheblicher Teil des wissenschaftlichen Inputs kommt aus Dresden.

Es sind auch wissenschaftliche Veranstaltungen vom Format dieses Symposiums, die die Aufmerksamkeit auf uns lenken. Die Brücke steht schlechthin als ein Symbol für das Verbindende an sich. Und so möchte ich in diesem Jahr auch einmal diesen besonderen Aspekt des Brückenbaus gerade hier in Dresden betonen.

Stolz sind wir auch darauf, dass wir 2014 einmal mehr die Studierendenzahl auf über 37.000 festigen konnten, wobei der Anteil ausländischer Studenten stetig steigt. Die Bauingenieure haben auch einen Anteil an dieser Entwicklung, denn mittlerweile hat sich der englischsprachige Masterstudiengang ACCESS an dieser Fakultät fest etabliert und wird immer mehr nachgefragt. Stark macht sich die Fakultät auch für den Erhalt des Diploms im Bauingenieurwesen und im Ingenieurwesen an der TU Dresden insgesamt – mittlerweile ein erfolgreiches Alleinstellungsmerkmal.

Wichtig für alle Beschäftigten und Studierenden ist sicherlich, dass die Umorientierung vom kleinteiligeren Fakultätsbetrieb hin zu größeren Bereichen in vollem Gange ist. Die Fakultät Bauingenieurwesen ist dabei auch namensgebend für einen der fünf Bereiche – den Bereich Bau und Umwelt –, zu dem weiterhin die Fakultäten Architektur und Umweltwissenschaften sowie die Fakultät Verkehrswissenschaften „Friedrich List“ gehören. Der Bereichsbildung liegt die Idee zu Grunde, Aufgaben, Wissen, Erfahrung und Manpower zu bündeln und so die beiden Aspekte akademische Vielfalt einerseits sowie die Hebung bestehender Synergiepotentiale andererseits in einen gerechten Ausgleich zu bringen.

Sowohl der Brückenbau in der Praxis als auch in Forschung und Entwicklung an der Universität bleiben mit Sicherheit spannend und die besten Ausblicke auf die künftigen Entwicklungen bekommen wir bei diesem Symposium.

Ihr
Hans Müller-Steinhagen
Rektor der TU Dresden

1 Überall Brücken – von der Vielgestaltigkeit eines Gedankens

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach
Institut für Massivbau, TU Dresden

Wer kennt es nicht: das Lied „Über sieben Brücken musst du geh'n“?

Aber wer kennt die Geschichte, die hinter diesem Lied steht? [1] Der Schriftsteller HELMUT RICHTER hatte Anfang der 1970er Jahre ein Buch über die Zustände auf der Großbaustelle des Kraftwerks Thierbach bei Leipzig geschrieben, in dem es um die Zusammenarbeit von Polen, Russen, Ungarn und Deutschen ging. Dieses Buch wurde verboten. Anschließend schrieb HELMUT RICHTER eine Kurzgeschichte mit dem Titel „Brücke zwischen fernen Ufern“. Auch diese Geschichte wurde verboten. Erst nach Umschreibung in ein Drehbuch für einen Film konnte das Thema an sein Publikum gelangen.

Für diesen Film „Über sieben Brücken musst du gehen“ schrieb HELMUT RICHTER den Text und komponierte ED SMILLMS, Pianist der Gruppe KARAT, die Musik für das gleichnamige Lied, das nach der Ausstrahlung des Films so berühmt wurde, dass es kurz danach von PETER MAFFAY adaptiert wurde und den Film an Bekanntheit bald weit hinter sich ließ.

Dieses kleine Beispiel zeigt, dass Brücken an den unterschiedlichsten Stellen in unserem Leben auftauchen, dass der Begriff der Brücke vielfältige Bedeutung haben kann und dass die Hintergründe nicht immer bekannt sind.

Beim Dresdner Brückenbausymposium meinen wir natürlich das Bauwerk, was sonst?

Wir entwerfen, konstruieren, modellieren, berechnen und bauen unsere Brücken ... eben wie Bauwerke.

Sind wir uns aber dabei im Klaren, was wir darüber hinausgehend noch tun, wenn wir eine Brücke entwerfen?

Schauen wir uns an, was es mit dem Begriff der Brücke alles auf sich hat ...

Da gibt es mehrere mögliche Standpunkte und Perspektiven:

Als Nutzer sieht man eine Brücke meist nicht (untenliegendes Tragwerk) oder nur zum Teil (oben liegendes Tragwerk), man geht oder fährt über sie, man nutzt sie also als Vehikel für seinen Weg und sein Fortkommen. Man sieht die Landschaft aus einem Blickwinkel, der einem sonst nicht möglich wäre (solange Lärmschutzwände die Sicht nicht einschränken). Aus dieser Art, die Brücke zu sehen, d. h. sie zu nutzen, folgen Anforderungen wie Standsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit.

Ganz nebenbei: Auch die Brücke sieht ihren Benutzer nicht! Dazu später mehr.

Als Betrachter sieht man die Brücke in ihrer Umgebung; über einem Tal, einem Fluss, in einer Landschaft. Die Anforderungen, die dieser Art, eine Brücke zu betrachten, folgen, sind: Ästhetik, Zusammenspiel von Umwelt und Brücke gemäß der Idee, dass eine bestimmte Umgebung eine bestimmte Brücke brauche oder sogar erfordere. Wegen ihrer Waghalsigkeit, aber oft auch wegen ihrer Eleganz weckt manche Brückenkonstruktion das Interesse von Fotografen, Malern, Schriftstellern oder einfach auch von Menschen, denen auf einem Spaziergang die gelungene Verbindung von Landschaft und Bauwerk gefällt und die sich daran freuen.

Als Besitzer „hat“ man eine Brücke und ist für sie und ihre Nutzungsmöglichkeit verantwortlich. Die wesentliche Anforderung, die sich hieraus ergibt, ist neben – natürlich – ihrer Aufgabe als Weg und Verbindung sowie als gelungenes Bauwerk in einer Umgebung auch noch ihre Wirtschaftlichkeit bei der Herstellung und ihrem Betrieb.

Ist nun das Wesentliche über die Brücke gesagt? Bei weitem nicht. Denn, so wage ich zu behaupten, die Brücke ist für uns Menschen eine der wichtigsten und mächtigsten Metaphern, über die wir verfügen. Das fängt bei den Abbildungen auf den Euroscheinen an, die als Verbindung zwischen den Menschen stehen, oder auch dafür, zu

neuen Ufern zu gelangen oder ohne Schranken und Grenzen reisen zu können. Und es hört bei den Beispielen, die hier im Folgenden gezeigt werden, ganz sicher nicht auf.

So gibt es

- ❑ die, zum Glück historisch zu nennende, Luftbrücke (Berlin 1948/49), Bild 1.1,
- ❑ die gnädige Erfindung des Brückentages, z. B. zwischen Himmelfahrt und dem darauf folgenden Wochenende, Bild 1.2,
- ❑ die unwiderstehliche Brückenschaltung, wie z. B. die WHEATSTONESche Messbrücke, Bild 1.3,
- ❑ die Schiffsbrücke, Bild 1.4,
- ❑ die Brücke, die den fehlenden Zahn ersetzt,
- ❑ die gymnastische Brücke, bei der man den Rücken wie einen romanischen Bogen nach oben drückt,
- ❑ und besonders schön ist es, wenn einem jemand in einer schwierigen Situation eine goldene Brücke baut, Bild 1.5.

Und weil der Gedanke der Brücke so vielgestaltig ist und dieser Text, wie sein Titel kühn nahelegt, diese Vielgestalt an einigen Beispielen aufzeigen will, erlaubt sich der Autor Hilfe zu holen bei Malern, Schriftstellern, Mönchen und selbst beim Papst. Sie alle haben mit ihren Werken und ihren Gedanken an der schillernden Idee dessen, was „Brücke“ ist, mitgearbeitet.

Es geht mithin in diesem Artikel um Brücken, wie wir sie vielleicht schon gesehen oder von ihnen gelesen haben. Es geht aber auch um neue Zusammenhänge und Bilder, von denen ich hoffe, dass sie uns etwas Neues an Erkenntnis bringen.

Brücken in der Malerei

Zu den berühmtesten Malern überhaupt gehört sicherlich CLAUDE MONET, Bild 1.6. Er lebte von 1840 bis 1926 und war Begründer des Impressionismus. Neben vielen anderen Motiven hat er einige Male auch Brücken als Gegenstand seiner Bilder gewählt.



Bild 1.6 CLAUDE MONET, Foto von NADAR 1899, Quelle: Wikimedia Commons

Wiederaufbau für eine gusseiserne Bogenbrücke, die 1874 fertiggestellt wurde [2]. Interessanterweise wurde diese Brücke auch von AUGUSTE RENOIR und GUSTAVE CAILLEBOTTE als Motiv verwendet.

1899 entstand das Bild einer japanischen Brücke (Bild 1.8), die in MONETS Garten in Giverny den berühmten Seerosenteich überspannt. MONET hatte zu Beginn der 1880er Jahre einen Garten gemietet, der aufgrund der vielen Gemälde mit Motiven aus diesem Garten große Berühmtheit erlangte. Allgemein bekannt sind vor allem die Seerosengemälde, für die in Paris ein eigenes Gebäude, die Orangerie, im Tulleriengarten gebaut wurde.

Bilder rechte Seite:

Bild 1.1 Luftbrücke Berlin 1948/49, Foto: United States Air Force Historical Research Agency via CEES STEIJGER (1991)

Bild 1.2 Brückentage, Foto: MANFRED CURBACH

Bild 1.3 Brückenschaltung bzw. WHEATSTONESche Messbrücke, Zeichnung: Wikimedia Commons

Bild 1.4 Schiffsbrücke, Foto: Bundesarchiv, HEINZ HIRNDORF

Bild 1.5 Eine goldene Brücke, die man jemandem bauen kann, Foto: ULRICH VAN STIPRIAAN, Bearbeitung: SVEN HOFMANN



Bild 1.1



Bild 1.2

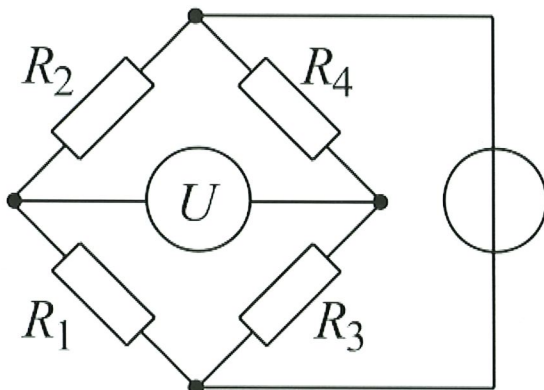


Bild 1.3



Bild 1.4

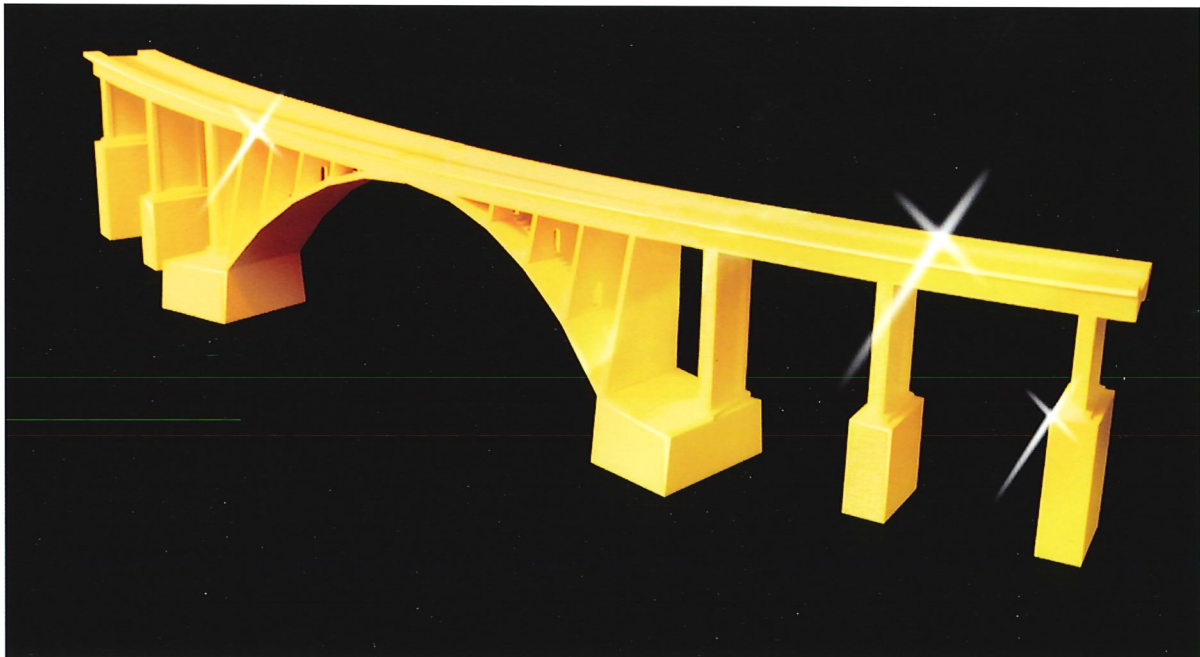


Bild 1.5

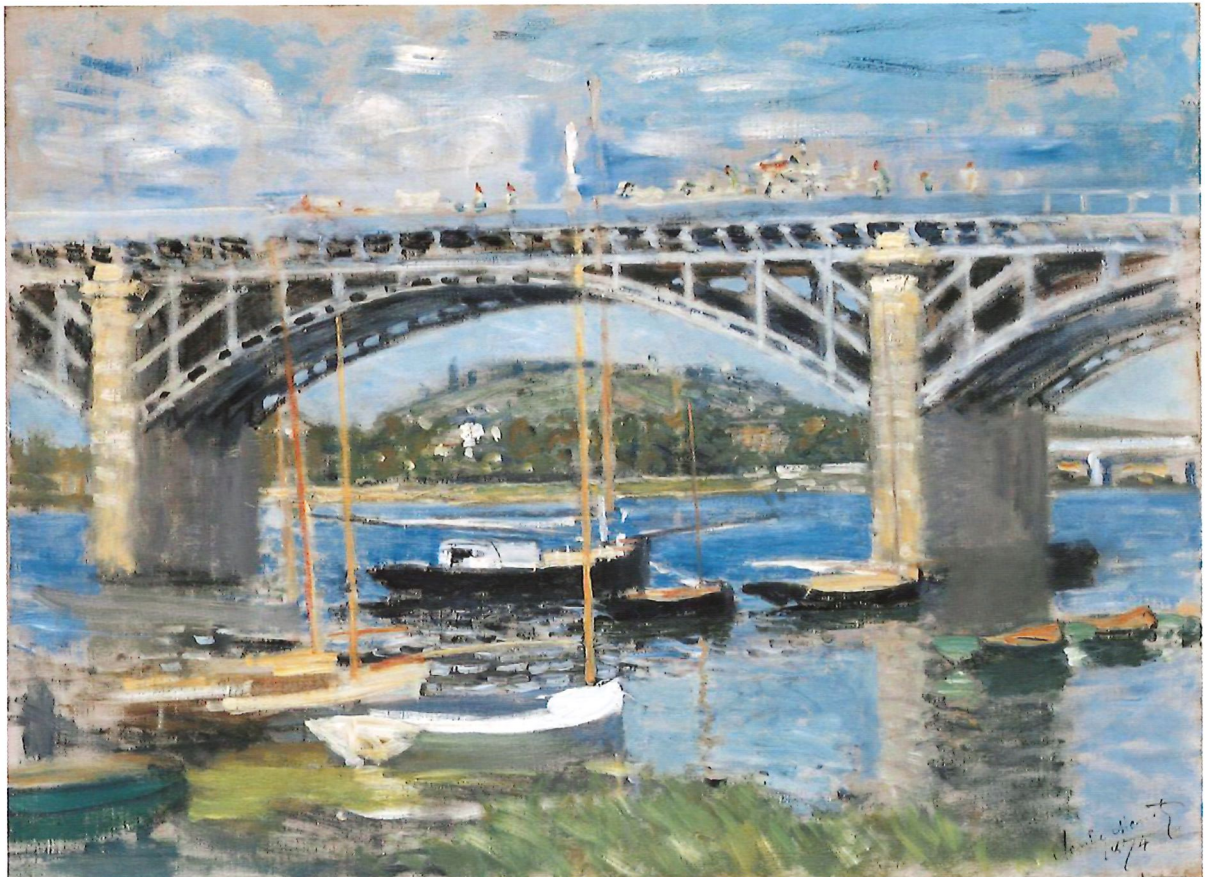


Bild 1.7 Seinebrücke bei Argenteuil, CLAUDE MONET 1874, Neue Pinakothek in München, Quelle: Wikimedia Commons



Bild 1.8 Die japanische Brücke, CLAUDE MONET 1899, National Gallery in London, Quelle: Wikimedia Commons

Von manchen Motiven hat MONET mehrere Gemälde angefertigt, um den Eindruck und mithin die Impression zu verschiedenen Tageszeiten und verschiedenen Wetterlagen wiederzugeben. So gibt es von der Waterloo Bridge in London zahlreiche Gemälde, von denen eines hier gezeigt wird (Bild 1.9), das 1902 entstanden ist. Auf dem Gemälde sehen wir die erste Waterloo-Brücke, mit deren Bau 1811 begonnen worden ist. Aufgrund von Problemen mit der Gründung wurde die Brücke 1923 gesperrt und anschließend parallel zu einem Neubau abgerissen [3].

Ein weniger bekannter Maler ist FERDINAND BELLERMANN, Bild 1.10. Er lebte von 1814 bis 1889 und war ein deutscher Landschaftsmaler. Er studierte ab 1833 an der Berliner Akademie der Künste und war unter anderem Schüler des Landschaftsmalers KARL BLECHEN. 1857 wurde er schließlich selber Professor an der Berliner Akademie der Künste. Bei seinem Tod 1889 war er als Maler aber nahezu unbekannt [4].

Von 1842 bis 1845 konnte BELLERMANN durch Fürsprache ALEXANDER VON HUMBOLDTS auf dessen Spuren durch Südamerika reisen. BELLERMANN suchte hier zahlreiche Orte auf, an denen HUMBOLDT zuvor geforscht hatte, und malte die südamerikanische Landschaft.



Bild 1.10 FERDINAND BELLERMANN, Zeichnung von W. LERCH, 1838 [4]

In den Folgejahren unternahm BELLERMANN weitere zahlreiche Reisen, unter anderem nach Rügen, Belgien, Holland, Norwegen und Italien. Auf seinen vielen Bildern finden sich immer wieder auch Brücken. In Italien, genauer gesagt im Sabinergebirge – einem Teil des Abruzzischen Appenin –, entstand 1855 ein Bild des Klo-

sters der Heiligen SCHOLASTICA. Das Kloster selbst ist allerdings eher im Hintergrund des Bildes zu sehen, Bild 1.11. Im Vordergrund spannt sich eine Bogenbrücke, wobei die Annahme erlaubt sei, dass BELLERMANN dieses Motiv frei gewählt hat, weil dieser Brückentyp weit verbreitet gewesen sein dürfte und als Symbol der verbindenden Wirkung dem Stil der Romantik entsprach.

Auch das Motiv der Vergänglichkeit in Schönheit und Würde wird von BELLERMANN mehrfach durch die Darstellung von Ruinen gewählt, wobei er bei seinem 1853 entstandenen Bild die berühmten Ruinen der Augusteischen Brücke bei Narni

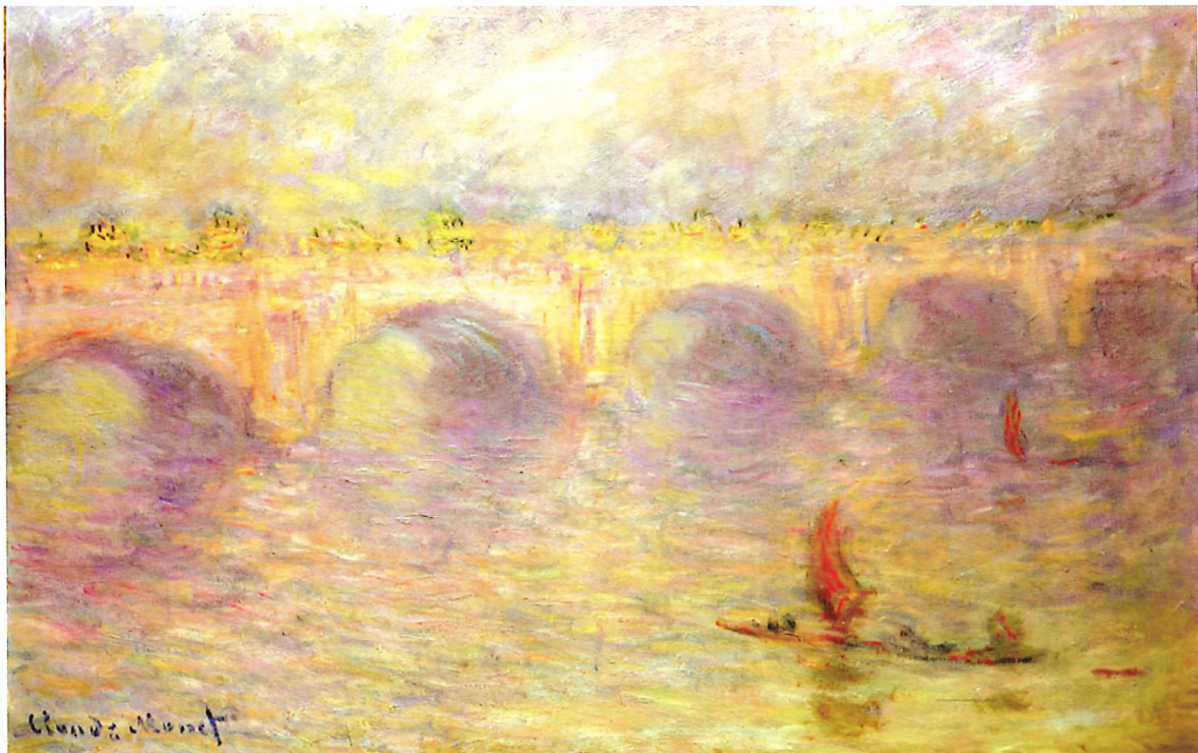


Bild 1.9 Waterloo Bridge in London, CLAUDE MONET 1902, Quelle: <http://thames.me.uk/>



Bild 1.11 Kloster S. SCHOLASTICA im Sabinergebirge, FERDINAND BELLERMANN 1855 [4]



Bild 1.12 Augusteische Brücke bei Narni, FERDINAND BELLERMANN 1853 [4]

über den Fluss Nera gemalt hat, Bild 1.12. Diese Brücke wurde unter Kaiser AUGUSTUS im Zuge der via Flaminia nördlich von Rom gebaut. Sie hatte eine Länge von 160 m mit Spannweiten von 16 m bis 32,1 m und eine Höhe von 30 m über dem normalen Wasserstand der Nera. Zur Zeit ihrer Entstehung gehörte sie zu den meistbewundernten Brücken der Römer und zeigt die technische Kompetenz ihrer Baumeister [5].

Im Zusammenhang mit Brücken in der Malerei würde eine Schilderung unvollständig erscheinen, wenn nicht auch die expressionistische Künstlervereinigung mit dem Namen „Die Brücke“ erwähnt würde. Diese Gruppe wurde in Dresden am 7.6.1905 von den Malern ERNST LUDWIG KIRCHNER, FRITZ BLEYL, ERICH HECKEL und KARL SCHMIDT-ROTLUFF gegründet. Später kamen unter anderem auch MAX PECHSTEIN, OTTO MUELLER, CUNO AMIET, ERICH NOLDE und KEES VAN DONGEN hinzu [6].

Der Name „Die Brücke“ geht nach [6] auf SCHMIDT-ROTLUFF zurück, wobei ungeklärt ist, welche Motive ihn bewogen haben könnten, diesen Namen zu wählen. So könnten durchaus die vielen Brücken in Dresden zu diesem Namen inspiriert haben, aber ebenso könnte es sich um eine Metapher für den Willen zum Wechsel des Ufers in der Kunst und damit um die Überwindung von Konventionen handeln. Interessant ist allerdings auch ein Interpretationsversuch, wonach der Name einem Zitat von FRIEDRICH NIETZSCHE entstammt. Im Buch „Also sprach Zarathustra“ heißt es: „Ihr seid nur Brücken: mögen Höhere auf euch hinüber schreiten!“ [7]

Brücken in der Literatur

Zu den bekanntesten literarischen Texten mit Brückenbezug dürfte „Die Brück' am Tay“ von THEODOR FONTANE (1819–1898) gehören, Bild 1.13.]

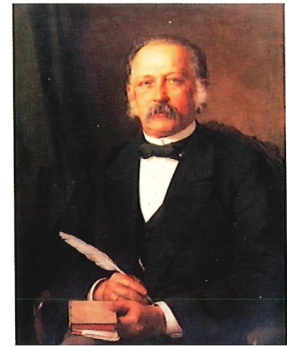


Bild 1.13 THEODOR FONTANE, Gemälde von CARL BREITBACH 1883, Quelle: Wikimedia Commons

Veranlassung für dieses Gedicht war der Einsturz der Firth of Tay Bridge in Schottland. Die rund 3.000 m lange

erste Brücke über den Firth of Tay wurde von 1871 bis 1878 nach einem Entwurf von THOMAS BOUCH gebaut [9]. Mit insgesamt 85 Feldern mit Spannweiten von 9,14 m (30 Fuß) bis 74,68 m (245 Fuß) wurde der Meeresarm überbrückt, Bild 1.14. Je nach Spannweite wurden für die einzelnen Felder unterschiedlich hohe Gitterträger gewählt. Der Brückenteil über der Fahrrinne für die Schiffe trug eine untenliegende Fahrbahn, die anderen Brückenbereiche verfügten über eine obenliegende Fahrbahn. Die beiden Aufnahmen der Tay Bridge – Bilder 1.15 und 1.16 – zeigen, wie außerordentlich filigran das Bauwerk war. Und beinahe, als sollte diese Leichtigkeit noch unterstrichen werden, wurden die ursprünglich geplanten Mauerwerkspfeiler aus Kostengründen durch schlanke, geradezu spindelig wirkende Stahlkonstruktionen ersetzt [9].

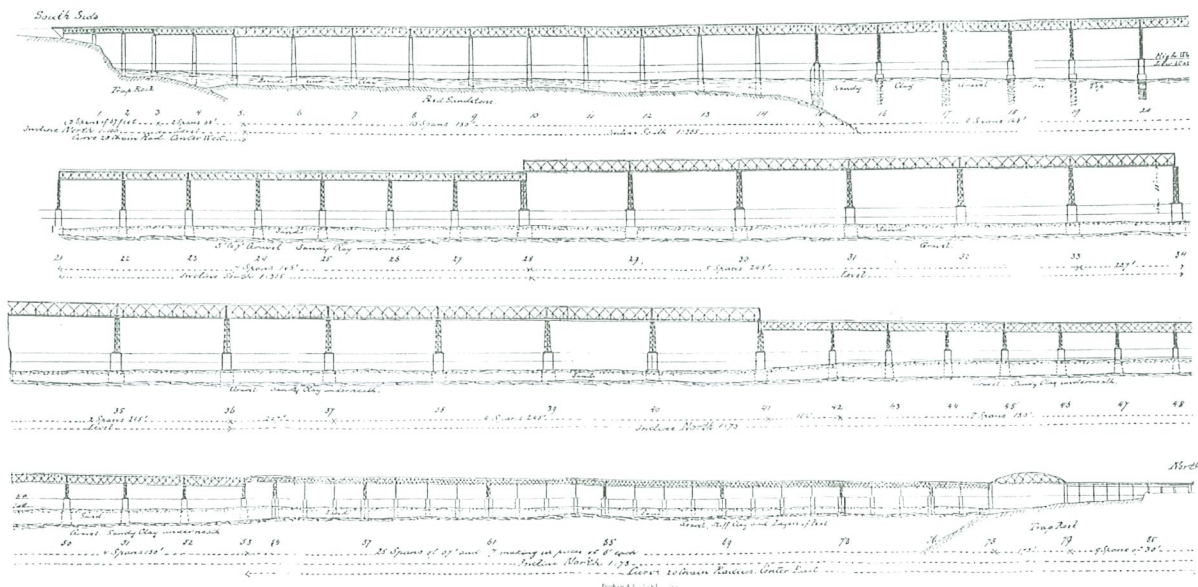


Bild 1.14 Firth of Tay Bridge, Seitenansicht [9]

Die Brück' am Tay

(28. Dezember 1879)

When shall we three meet again?
Macbeth

»Wann treffen wir drei wieder zusamm?«
 »Um die siebente Stund', am Brückendam.«
 »Am Mittelpfeiler.«
 »Ich lösche die Flamm.«

»Ich mit.«

 »Ich komme vom Norden her.«
»Und ich vom Süden.«
 »Und ich vom Meer.«

»Hei, das gibt einen Ringelreihn,
Und die Brücke muß in den Grund hinein.«

»Und der Zug, der in die Brücke tritt
Um die siebente Stund'?«
 »Ei, der muß mit.«
»Muß mit.«

 »Tand, Tand,
Ist das Gebilde von Menschenhand!«

Auf der *Norderseite*, das Brückenhaus –
Alle Fenster sehen nach Süden aus,
Und die Brücknersleut' ohne Rast und Ruh
Und in Bangen sehen nach Süden zu,
Sehen und warten, ob nicht ein Licht
Übers Wasser hin »Ich komme« spricht,
»Ich komme, trotz Nacht und Sturmesflug,
Ich, der *Edinburger Zug*.«

Und der Brückner jetzt: »Ich seh' einen Schein
Am anderen Ufer. Das muß er sein.
Nun, Mutter, weg mit dem bangen Traum,
Unser Johnie kommt und will seinen Baum,
Und was noch am Baume von Lichtern ist,
Zünd' alles an wie zum heiligen Christ,
Der will heuer *zweimal* mit uns sein, –
Und in elf Minuten ist er herein.«

Und es war der Zug. Am *Süderthurm*
Keucht er vorbei jetzt gegen den Sturm,
Und Johnie spricht: »Die Brücke noch!
Aber was thut es, wir zwingen es doch.
Ein fester Kessel, ein doppelter Dampf,
Die bleiben Sieger in solchem Kampf.
Und wie's auch rast und ringt und rennt,
Wir kriegen es unter: das Element.

Und unser Stolz ist unsre Brück';
Ich lache, denk' ich an früher zurück,
An all den Jammer und all die Noth
Mit dem elend alten Schifferboot;
Wie manche liebe Christfestnacht
Hab' ich im Fährhaus zugebracht
Und sah unsrer Fenster lichten Schein
Und zählte und konnte nicht drüben sein.«

Auf der *Norderseite*, das Brückenhaus –
Alle Fenster sehen nach Süden aus,
Und die Brücknersleut' ohne Rast und Ruh
Und in Bangen sehen nach Süden zu;
Denn wüthender wurde der Winde Spiel,
Und jetzt, als ob Feuer vom Himmel fiel',
Erglüht es in niederschießender Pracht
Überm Wasser unten... Und wieder ist Nacht.

»Wann treffen wir drei wieder zusamm?«
 »Um Mitternacht, am Bergeskamm.«
 »Auf dem hohen Moor, am Erlenstamm.«

»Ich komme.«
 »Ich mit.«
 »Ich nenn' euch die Zahl.«
»Und ich die Namen.«
 »Und ich die Qual.«

»Heil!
 Wie Splitter brach das Gebälk entzwei.«
 »Tand, Tand,
Ist das Gebilde von Menschenhand.«

Die Brück' am Tay, von THEODOR FONTANE 1880 [8]

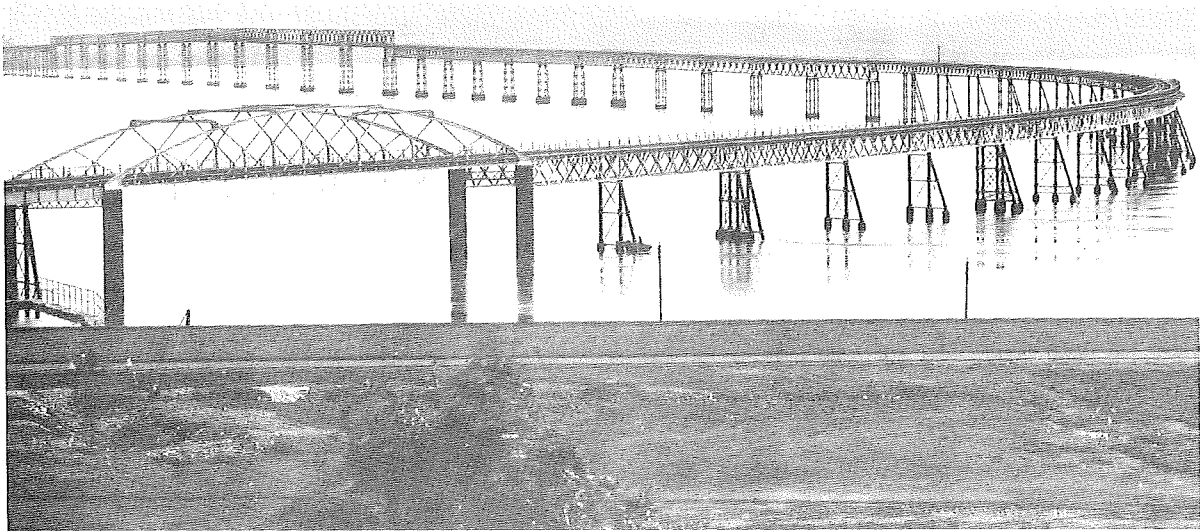


Bild 1.15 Firth of Tay Bridge, Ansicht von Norden [9]

Die Ursachen für den Einsturz am 28. Dezember 1879 (Bild 1.17) waren vielfältig und wesentlich komplexer, als dies häufig dargestellt wird. Einen großen Anteil hatte sicherlich der an diesem Tag auftretende Sturm mit Windgeschwindigkeiten um 145 km/h, was der höchsten Windstärke 12 der BEAUFORT-Skala entspricht (gilt für Windgeschwindigkeiten über 117 km/h). Einen weiteren Anteil dürfte die von dem Lokomotiv-

führer gefahrene Geschwindigkeit gehabt haben. Auf der Brücke war eine Geschwindigkeit von 25 Meilen/Stunde (ca. 40 km/h) zugelassen. Die nachgewiesenermaßen gefahrenen Geschwindigkeiten betrugen aber bis zu 42 Meilen/Stunde (ca. 67 km/h).

Eine weitere Ursache liegt aller Wahrscheinlichkeit nach in der schlechten Qualität der verwen-

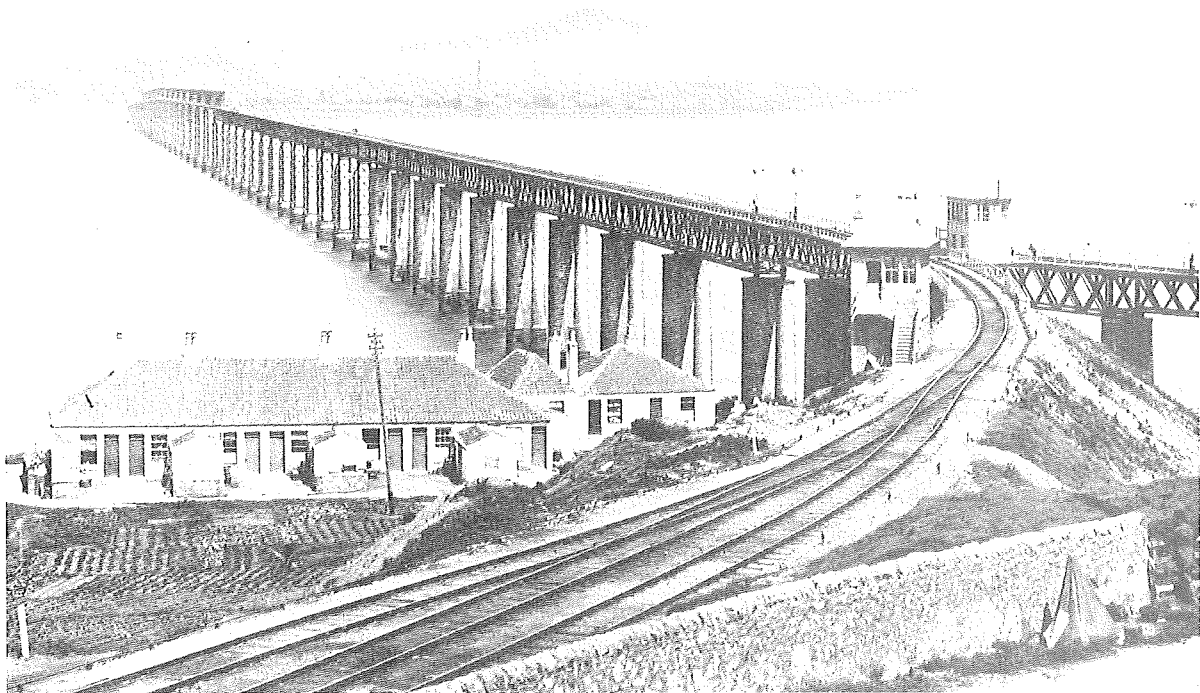


Bild 1.16 Firth of Tay Bridge, Ansicht von Süden [9]



Bild 1.17 Firth of Tay Bridge nach dem Einsturz,

Quelle: „Tay Rail Bridge-NLS-53“ von Unbekannt – <http://digital.nls.uk/74585164>

deten Bauteile. Bei den nach dem Unglück durchgeführten Untersuchungen stellte sich heraus, dass die Festigkeit der Fachwerkverbände nur die Hälfte dessen betrug, was zur Aufnahme der Windlasten hätte vorhanden sein müssen. Darüber hinaus waren die gusseisernen Ösen an den Pfeilern, die die Bolzen der Windverbände aufnehmen sollten, von so schlechter Qualität, dass die Bolzen immer wieder hinausfielen. Dadurch kam es nicht nur zu einem deutlich hörbaren Klappern, sondern auch zu spürbaren Verformungen der gesamten Brücke [9].

THEODOR FONTANE hatte am 29. Dezember 1879 von dem Unglück aus der Vossischen Zeitung erfahren [10], d. h. lange bevor als Ursache die schlechte Qualität der Materialien bekannt wurde. Da nimmt es nicht Wunder, dass vor allem der ungeheure Orkan und damit natürliche Mächte als Verursacher gesehen wurden. FONTANE mahnt mit seinem balladenartigen Gedicht zu Bescheidenheit, denn die Natur sei letztlich stärker als der Mensch und das von Menschenhand Geschaffene.

Zu den weniger bekannten literarischen Texten dürfte die Erzählung von FRANZ KAFKA (1883–1924), Bild 1.18, „Die Brücke“ zählen. Dieses Prosastück entstand 1916/1917 und wurde erst nach seinem Tode veröffentlicht.

Die Erzählung handelt von einer Brücke in einer einsamen Gegend, wobei sie in einer Ich-Erzählung aus der Sicht der Brücke geschrieben ist. Die Brücke beschreibt sich selbst als eingebohrt und festgebissen in die Widerlager. Sie wartet auf ihren ersten Nutzer. Als dieser kommt und mit roher Gewalt auf sie springt, wird sie neugierig und will wissen, wer dieser Mensch ist. Sie dreht sich um und stürzt ein.



Bild 1.18 FRANZ KAFKA, Fotografie aus dem Atelier JACOBI, 1906, Quelle: Wikimedia Commons

Wörtlich heißt es: „Und ich drehte mich um, ihn zu sehen. Brücke dreht sich um! Ich war noch nicht umgedreht, da stürzte ich schon, ...“ [11].

Es existieren zahlreiche Deutungsansätze zu dieser Erzählung, die an dieser Stelle nicht im Detail wiedergegeben werden sollen. Als sicher darf man annehmen, dass die zahlreichen Pflichten und Zwänge, denen sich KAFKA ausgesetzt sah, sich in dem Bild der eingespannten Brücke spiegeln [12].

Den Brückenbauer interessiert aber darüber hinaus, ob eine real existierende Brücke als Inspiration für die Erzählung gedient haben könnte. Eine Hypothese wäre, dass FRANZ KAFKA ein Gemälde gesehen hat, auf dem eine Brücke auf eine Art

und Weise gemalt worden ist, die an einen Menschen erinnern könnte. Es wäre dies ein Mensch, der mit seinen Armen, seinem Körper und seinen Beinen eine eingespannte Bogenbrücke darstellen könnte.



Bild 1.19 Die Teufelsbrücke von St. Gotthard, JOHN MALLARD WILLIAM TURNER 1804, Quelle: Wikimedia Commons

Die Brücke

Franz Kafka

Ich war steif und kalt, ich war eine Brücke, über einem Abgrund lag ich, diesseits waren die Fußspitzen, jenseits die Hände eingebohrt, in bröckelndem Lehm hatte ich mich festgebissen. Die Schöße meines Rockes wehten zu meinen Seiten. In der Tiefe lärmte der eisige Forellenbach. Kein Tourist verirrte sich in dieser unwegsamen Höhe, die Brücke war in den Karten noch nicht eingezeichnet. So lag ich und wartete; ich mußte warten; ohne abzustürzen kann keine einmal errichtete Brücke aufhören Brücke zu sein. Einmal gegen Abend, war es der erste war es der tausendste, ich weiß nicht, meine Gedanken gingen immer in einem Wirrwarr, und immer immer in der Runde – gegen Abend im Sommer, dunkler rauschte der Bach, hörte ich einen Mannessschritt. Zu mir, zu mir. Strecke dich Brücke, setze dich in Stand, geländerloser Balken, halte den dir Anvertrauten, die Unsicherheiten seines Schrittes gleiche unmerklich aus, schwankt er aber, dann gib dich zu erkennen und wie ein Berggott schleudere ihn ans Land. Er kam, mit der Eisenspitze seines Stockes beklopfte er mich, dann hob er mit ihr meine Rockschoße und ordnete sie auf mir, in mein buschiges Haar fuhr er mit der Spitze und ließ sie, wahrscheinlich wild umherblickend, lange drin liegen. Dann aber – gerade träumte ich ihm nach über Berg und Tal – sprang er mit beiden Füßen mir mitten auf den Leib. Ich erschauerte in wildem Schmerz, gänzlich unwissend. Wer war es? Ein Kind? Ein Turner? Ein Waghalsiger? Ein Selbstmörder? Ein Versucher? Ein Vernichter? Und ich drehte mich um, ihn zu sehen. Brücke dreht sich um! Ich war noch nicht umgedreht, da stürzte ich schon, ich stürzte und schon war ich zerrissen und aufgespießt von den zugespitzten Kieselsteinen, die mich so friedlich immer angestarrt hatten aus dem rasenden Wasser.

Quelle:

FRANZ KAFKA: Die Erzählungen – Originalfassung.
Frankfurt am Main: Fischer Taschenbuch Verlag, 1996

Die Brücke, FRANZ KAFKA 1916/1917 [11]



Bild 1.20 Bau der zweiten Teufelsbrücke im Schöllental, Gemälde von CARL BLECHEN, 1830/32, Neue Pinakothek München, Inv. Nr. L 1039, Leihgabe der Bundesrepublik Deutschland

Im Herbst 1911 war FRANZ KAFKA mit seinem Freund MAX BROD unterwegs in der Schweiz, wo beide unter anderem auch in Zürich Station gemacht haben [13]. Im dortigen Kunsthhaus befindet sich ein Gemälde von WILLIAM TURNER, siehe Bild 1.19.

Mit ein wenig Phantasie kann man sich vorstellen, dass FRANZ KAFKA von diesem Bild inspiriert worden sein könnte. Die von TURNER gemalte Brücke war die erste steinerne Brücke über die Reuss im Schöllental, gebaut im Jahre 1595. Im Jahre 1830 wurde eine neue Steinbrücke errichtet, so dass die alte Brücke nicht mehr benutzt wurde. Dem Verfall überlassen, stürzte sie 1888 ein, wobei auch diese Geschichte FRANZ KAFKA erreicht haben könnte.

Der Landschaftsmaler CARL BLECHEN hat den Bauzustand der zweiten steinernen Teufelsbrücke ca. 1830 bis 1832 in einem Gemälde wiedergegeben (Bild 1.20).

Brückenbauen als Akt der Nächstenliebe

Eine ganz besondere Brücke stellt die heute bekannte älteste römische Brücke dar: Der Pons Sublicius soll ca. 621 v. Chr. in Rom die Tiberinsel mit dem Festland verbunden haben. Priester waren für die heiligen Anlagen auf der Tiberinsel verantwortlich, und man kann annehmen, dass sie auch für den Zugang, d. h. für die Brücke, zuständig waren [14]. Diese Priester wurden Pontifices genannt; abgeleitet von den beiden Begriffen „pons“ (Brücke) und „facere“ (machen). Sie waren im so genannten Collegium der Pontifices organisiert, deren Leitung zunächst den Königen, später dem Kaiser als Pontifex Maximus oblag. Ende des 4. Jahrhunderts ging dieser Titel an den Papst über, als das Christentum zur Staatsreligion erhoben wurde [14].

Damit waren erst die römischen Könige, dann die Kaiser auch die Bauherren der Brücken und für



Bild 1.21 Brücke von Avignon, gebaut von den „Frères du Pont“ unter Leitung von BÉNEZET, Foto: MANFRED CURBACH



Bild 1.22 Kapelle auf der Brücke von Avignon mit den Reliquien von BÉNEZET, Foto: MANFRED CURBACH

deren Bezahlung zuständig. Es soll zur damaligen Zeit eine große Zahl von Brückenfachleuten gegeben haben [14]. Namen sind allerdings kaum überliefert. Eine Ausnahme stellt APOLLODORUS VON DAMASKUS dar, der als Baumeister für Kaiser TRAJAN eine Donaubrücke errichtete [14].

Nach Auflösung des römischen Reiches verfielen zahlreiche der vorhandenen Brücken, und es gab niemanden, der sich für ihren Erhalt verantwortlich fühlte. Statt Brücken wurden wieder Fähren benutzt.

Man kann heute nur vermuten, dass das Wissen um den Bau von Brücken nach dem Zerfall des römischen Reiches bis zur ersten Jahrtausendwende von Mönchen in den Bibliotheken der Klöster bewahrt wurde.

Es waren schließlich kirchliche Würdenträger in vielen Teilen Europas, die begannen, sich an Flussquerungen um sichere Herbergen und Überfahrten zu kümmern. Schließlich verantworteten sie auch den Bau von Brücken. Häufig waren es Ordensgemeinschaften, in denen sich Fachleute sammelten und die in einem Zeitraum von etwa 1000 bis 1700 nach Christus für den Brückenbau in Europa verantwortlich waren [14].

Die Finanzierung der Brücken erfolgte in dieser Zeit in der Hauptsache durch Spenden. Selbst die Päpste beteiligten sich durch Ablassdekrete am Brückenbau.

Einer der bekanntesten Orden war der „Frères du Pont“, der der Legende nach von einem Hirtenjungen namens BÉNEZET (der kleine Benedikt, Bild 1.23) mit dem Beginn des Baus der Brücke von Avignon 1177 gegründet worden ist [16], [17]. Dieser Orden der Brückenbauer bestand aus Rittern, Mönchen und Arbeitern, die zum Zeichen ihrer Zugehörigkeit einen Spitzhammer auf ihrer Kleidung trugen [14].

Die erste dem Orden zugeschriebene Brücke in Avignon war dann auch gleich ein Meisterstück: mit rund 900 m Länge und 21 Bögen war sie die längste damals bekannte Brücke (Bilder 1.21 und 1.22).

Um für diese Brücke Spenden zu sammeln, wurde um den Hirtenjungen BÉNEZET eine Legende gesponnen. Er soll am Ufer gelegen und geträumt haben, dass er an dieser Stelle eine steinerne



Bild 1.23 BÉNEZET, Ausschnitt eines Gemäldes von PHILIPPE MELLAN, ca. 1627/28, Archives départementales de Vaucluse [Public domain], via Wikimedia Commons

Brücke bauen könne. Der in Avignon residierende Bischof habe ihm erst geglaubt, nachdem der schwächliche Hirtenjunge einen Stein aus seinem Palast zum Ort der zukünftigen Brücke getragen hatte, der so schwer war, dass 30 Männer ihn nicht hätten bewegen können [15].

Fasst man die gesamte Zeit zusammen, so kann man feststellen, dass über einen Zeitraum von etwa 2.300 Jahren (von rund 600 v. Chr. bis ca. 1700 n. Chr.) in Mitteleuropa die Verantwortung für den Bau von Brücken in den Händen von Priestern und Mönchen lag. Wenngleich zur Glanzzeit Roms der Bau von Brücken auch strategische Motive gehabt haben wird und vom Kaiser auch finanziert wurde, so war es über den größten Teil dieses Zeitraums die Aufgabe der Mönche, Gelder für den Bau von Brücken im Zeichen der Nächstenliebe zu sammeln. Der verbindende Charakter von Brücken und das Wohlergehen der Menschen standen im Mittelpunkt.

Von daher ist es ein starkes Motiv, dass die Eigenschaft des Verbindens ihren Ausdruck auch dadurch findet, dass auf allen Euro-Scheinen Brücken wiedergegeben sind [15]. Dass Brücken damit auch eine politische Bedeutung haben, dass sie für Zusammenhalt und Gemeinsamkeit stehen, wird spätestens bei dem Hinweis auf die Brücke von Mostar klar. Die erste Brücke wurde 1556 bis 1566 erbaut und galt als symbolische Brücke zwischen Ost und West. Die Brücke wurde am 9. November 1993 während des Bosnienkrieges zerstört; eine reale und metaphorische Teilung mit großer Wirkung. Nach dem Ende des Bürgerkrieges wurde die Brücke wieder aufgebaut und am 23. Juli 2004 in Anwesenheit von Vertretern aus 60 Staaten wiedereröffnet [18].

Zusammenfassung

Jede unserer Brücken ist mehr als nur die Verbindung von A nach B. Jede Brücke ist eine Metapher für eine Verbindung zwischen den Menschen und zwischen den Kulturen. Wir brauchen den Austausch, die Mobilität eines jeden Menschen zwischen Städten, zwischen Ländern, zwischen Kontinenten und zwischen Kulturen. Wir brauchen das Gespräch zwischen den Menschen, das nur durch Begegnung möglich ist. Brücken sorgen damit auch für Weltoffenheit und heißen die Menschen willkommen, die über sie hinwegschreiten.

Wir brauchen in unserer Welt das Neue, vor allem in der Wissenschaft und Kunst, aber auch in der Wirtschaft und generell in unserem Leben. Die einzige Konstante in unserem Leben ist der Wandel, und wir haben es in der Hand, ob dabei etwas Gutes entsteht. Dies ist nicht zwangsläufig der Fall, aber Begegnung und Austausch schaffen Vielfalt, Ideen und – was vielleicht das Wichtigste ist – Verständnis. Und aus Verständnis erwachsen Toleranz und Akzeptanz – und dies alles kann durch das Bauen von Brücken geschehen.

Literatur

- [1] <http://www.mdr.de/mdr-figaro/hoerspiel/feature/sieben-bruecken102.html>, abgerufen am 28.1.2015
- [2] Pont d'Argenteuil. Eintrag bei Wikipedia, abgerufen am 7.2.2015
- [3] Waterloo Bridge. Eintrag bei Wikipedia, abgerufen am 7.2.2015
- [4] SCHIERZ, K.-U.; VON TASCHITZKI, T. (Hrsg.): Ferdinand Bellermann – ein Maler aus dem Kreis um Humboldt. Petersberg: Michael Imhof Verlag, 2014
- [5] SCHNEIDER, H.: Die Brücken im Imperium Romanum. In: TÖNSMANN, F. (Hrsg.): Brücken – historische Wege über den Fluss. Tagungsband zum 13. Kasseler Technikgeschichtlichen Kolloquium. Kassel: kassel university press GmbH, 2005
- [6] LORENZ, U.; WOLF, N. (Hrsg.): Brücke – Die deutschen „Wilden“ und die Geburt des Expressionismus. Köln: Taschen Verlag, 2008, S. 61
- [7] NIETZSCHE, F.: Also sprach Zarathustra. Projekt Gutenberg – DE, Quelle: Leipzig: Druck und Verlag C.G. Naumann, 1901
- [8] FONTANE, T.: Die Brück' am Tay. Deutsche Gedichte II, S. 585-587, Frankfurt/Main: Insel Verlag, 1984
- [9] KOERTE, A.: Two Railway Bridges of an Era – Firth of Forth and Firth of Tay. Basel: Birkhäuser Verlag, 1992
- [10] BECK, A.: Bau auf, bau auf! – Poetische Ingenieurskunst in Theodor Fontanes „Die Brück' am Tay“ (1879/80). Abgerufen unter http://staff.germanistik.rub.de/andreas-beck/files/2012/08/Beck_Vortragsvorschlag_3_Fontane_BaT.pdf, am 8.2.2015
- [11] KAFKA, F.: Die Erzählungen – Originalfassung. Frankfurt/Main: Fischer Taschenbuch Verlag, 1988, S. 264–265
- [12] Die Brücke (KAFKA), Wikipedia-Eintrag. Abgerufen am 8.2.2015
- [13] FRANZ KAFKAS Zugersee. <http://www.literatur-karten.ch/de/schauplatz/franz-kafkas-zugersee>. Abgerufen am 8.2.2015
- [14] JURECKA, C.: Brücken – Historische Entwicklung – Faszination der Technik. Wien: Anton Schroll & Co, 1979
- [15] CURBACH, M.: Brücken in Europa – Die Brücken auf den Euro-Scheinen und ihre möglichen Vorbilder. In: Tagungsband 15. Dresdner Brückenbausymposium am 15.03.2005, Eigenverlag TU Dresden, 2005, S. 157–176
- [16] BRETON, A.; GAGNIÈRE, S.; MOGNETTI, E.; PICHOU, H.: Saint Bénézet – Dossier publié à l'occasion de l'exposition tenue au Musée du Petit-Palais d'Avignon. Avignon: Académie de Vaucluse, 1986
- [17] LEFRANC, R.: ... and the shepherd Bénézet built a bridge for Avignon. Avignon: Editions RMG-Palais des Papes, 2000
- [18] Stari most, Wikipedia, abgerufen am 8.2.2015

2 Brückenbau in Deutschland – eine Auswahl zukünftiger Schwerpunkte

Dr.-Ing. Gero Marzahn

Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur, Referat Brücken-, Tunnel- und sonstige Ingenieurbauwerke, Bonn

Seit dem 1. Januar 2015 leite ich das Referat Brücken, Tunnel und sonstige Ingenieurbauwerke im Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur und stehe damit mehrheitlich für den gesamten Brückenbau in Deutschland. Insofern freut es mich besonders, dass ich beim diesjährigen 25. Dresdner Brückenbausymposium nicht nur als Referent zu einem interessanten Thema aus dem Brückenbau zu Ihnen sprechen, sondern in neuer Funktion ein Grußwort des entsprechenden Fachreferates des Bundesverkehrsministeriums an Sie richten darf. Mit dem silbernen Jubiläum kann das Dresdner Brückenbausymposium zu Recht auf eine lange und erfolgreiche Tradition zurückschauen. Dank der engagierten Organisatoren hat es sich zu einer der führenden Veranstaltungen des Brückenbaus in Deutschland entwickelt, so dass jeder Teilnehmende, sei es nun als Referentin bzw. Referent oder als Teilnehmerin bzw. Teilnehmer, stolz darauf sein kann, mit dazu beigetragen zu haben.

Aus brückenbautechnischer Sicht wurde mit dem Symposium ein Forum geschaffen, auf dem viele Seiten des Brückenbaus angesprochen und diskutiert werden. Während in den ersten Jahren, getragen durch den Autobahnaus- und -neubau in den neuen Bundesländern, der Brückenneubau im Vordergrund stand, ist allen Beteiligten klar, dass nunmehr – mit einem mehr oder weniger vollständigen Autobahnnetz – der Erhaltung von Bauwerken eindeutig Vorrang eingeräumt werden muss. Erhaltung ist hierbei in einem weiteren Sinne zu sehen, weil viele ältere Brücken nicht allein baulich erhalten, sondern insbesondere aus Gründen der Tragfähigkeit den aktuellen und zukünftigen Anforderungen angepasst werden müssen. Dazu sind die Bauwerke nachzurechnen und nach technischer und wirtschaftlicher Abwägung zu verstärken oder gänzlich durch einen Neubau zu ersetzen.

Die Grundzüge der Brückenertüchtigung sind damit umschrieben und ein erster, wichtiger Schwer-

punkt meiner zukünftigen Tätigkeit genannt. Allerdings reicht es bei der Brückenertüchtigung nicht, den Blick allein auf Einzelbauwerke zu richten, sondern es sind streckenbezogen ganze Korridore brückentechnisch zu ertüchtigen. Ganze Abschnitte von Bundesfernstraßen, insbesondere Autobahnen, sind über Ländergrenzen hinweg zu betrachten und infolgedessen die Interessen der Bundesländer mit denen des Bundes zu koordinieren. Neben der Bereitstellung ausreichender Baumittel sind insbesondere auskömmlich dimensionierte Planungsressourcen und die zügige Schaffung von Baurecht essentielle Grundlagen für ein erfolgreiches Handeln. Alle Beteiligten müssen sich ihrer Verantwortung stellen und es müssen mutige Entscheidungen getroffen werden, wenn das ehrgeizige Ziel leistungsfähiger Brücken in einem zukunftsicheren Straßennetz in Deutschland in annehmbarer Zeit erreicht werden soll.

Weitere zukünftige Schwerpunkte, ohne jedoch einen Anspruch auf Vollständigkeit zu erheben, sind die Förderung von Innovationen im Brückenbau und die damit im Zusammenhang stehende Normung. Hierbei ist es lohnenswert, an die Führungsrolle, die das Land der Denker einst hatte, anzuknüpfen. Neue Baustoffe, wie z. B. Textilbeton oder Spann- und Bewehrungselemente aus Carbon- oder Glasfasern, zählen ebenso dazu wie neue Verbindungstechniken im Stahl- und Verbundbau oder der Einsatz fortschrittlicher Bemessungsansätze. Auch die Ausbildung neuer bzw. verbesserter Brückentypen im Längs- wie auch im Quersystem und die Weiterentwicklung von wirtschaftlichen Bauverfahren sind zu nennen. Nicht zu vergessen ist eine den Baumarkt stimulierende Vergabepaxis, um die Innovation der Baufirmen zu heben.

Sie sehen, das Aufgabenblatt ist prall gefüllt und ich freue mich, gemeinsam mit Ihnen daran zu arbeiten.

3 25 Jahre Dresdner Brückenbausymposium – eine deutsche Erfolgsgeschichte

Prof. Dr.-Ing. Jürgen Stritzke

TU Dresden, Institut für Massivbau

25 Jahre Dresdner Brückenbausymposium ist uns Anlass, auf 25 Jahre erfolgreiche Arbeit zurückzuschauen. Es ist ein Jubiläum, das sich nicht nur in dem silbernen Äußeren des Tagungsbandes und in der in Silber gehaltenen Einladung widerspiegelt, sondern vor allem in dem enormen Umfang und der Vielfalt der von den Referenten behandelten Themen des Brückenbaus, einer der anspruchsvollsten Disziplinen des Bauingenieurwesens. In den ersten Jahren war zunächst das Hauptaugenmerk auf Vorschriften, Richtlinien und die zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen gerichtet. Auch die für die neuen Bundesländer neuen Bauprodukte, wie z. B. Spannglieder und auch Spannverfahren, standen im Vordergrund. Neben dem Neubau von Brücken und deren Instandhaltung wurden – in Anbetracht des Bauzustandes der Brücken in den neuen Bundesländern – insbesondere die Instandsetzung und Ertüchtigung der Bauwerke thematisiert. Mehrfach wurden Möglichkeiten der wirklichkeitsnahen Erfassung des Tragverhaltens von Steinbogenbrücken und deren Instandsetzung und Ertüchtigung erörtert.

Einen breiten Raum nahmen die Beiträge zum Entwurf und zur Gestaltung von Brücken ein. Ingenieurbauwerke, also Bauwerke die von Ingenieuren entworfen, geplant und gebaut wurden, haben seit jeher die Lebensverhältnisse in beispielgebender Weise verändert und geprägt. Als Schöpfer von Baukunst entwickelten Ingenieure u. a. eben auch Bauwerke der Infrastruktur wie Brücken und Tunnel. Eine der verantwortungsvollsten Aufgaben der Ingenieure war es dabei schon immer, die Bauwerke in die jeweils vorliegende städtische Umgebung bzw. den Landschaftsraum zu integrieren. Je nachdem, wie weit das den Einzelnen gelang, übten Brücken eine besondere Faszination auf die Menschen aus.

Zugegebenermaßen wird der Beitrag zur Baukultur, den die Ingenieure leisten, von der Öffentlichkeit nicht immer so wahrgenommen und deshalb lag und liegt es an uns, auf den Zusammenhang zwischen Ingenieur Tätigkeit und Baukultur immer

wieder zu verweisen und uns unserer Aufgabe bewusst zu sein. Bezüglich des Entwurfs und der Gestaltung von Brückenbauwerken bleiben uns unvergessen die Vorträge von Prof. Dr. sc. techn. Dr.-Ing. E.h. Christian Menn, dem weltweit anerkannten Fachmann für ästhetisch ansprechende Brücken, Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. René Walther, dessen konstruktive und praktische Beiträge u. a. zur Entwicklung von Schrägseilbrücken beitrugen, und Prof. Dr.-Ing. Drs. h.c. Jörg Schlaich, dem Schöpfer unkonventioneller Brückenbauwerke und filigraner Fußgängerbrücken.

Die unterschiedlichsten Bauverfahren, wie z. B. der Querverschub von Brücken, das außergewöhnliche Taktchiebeverfahren in Breslau und das Brückenkippverfahren aus Österreich, über dessen praktische Anwendung diesmal berichtet wird, kamen zur Sprache. Von den Bauweisen standen sowohl die externe Vorspannung als auch die interne verbundlose Vorspannung im Vordergrund. Berichtet wurde über textilbewehrte Brücken, über die Chancen der Anwendung kohlenstofffaserverstärkter Kunststoffe und Carbon im Brückenbau sowie über nachhaltige Brücken aus faserverstärktem Ultrahochleistungsbeton.

Umfangreich waren die Beiträge über die Instandsetzung und Ertüchtigung von Brücken. Das betrifft sowohl historische als auch neuere Bauwerke. Bemerkenswert war der Vortrag über Brückenmonitoring im Rahmen des Lebensdauer managements von Prof. Dr.-Ing. Harald Budelmann.

Auch Rückschau auf die Historie wurde gehalten. So hatte uns MR a. D. Dr.-Ing. E.h. Friedrich Standfuß gezeigt, dass die erste Spannbetonbrücke der Welt mit nachträglichem Verbund eben nicht die von Freyssinet 1937 errichtete Konstruktion eines Laufsteges ist, sondern dass Dischinger bereits 1928 bei der Saalebrücke in Alsleben dieses Prinzip verwirklichte. Das Verdienst von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach ist, dass er mit der Übernahme des Dresdner Brückenbausymposiums im Jahr 2012 den Rückblick auf die Geschichte des Brückenbaus weiter ausgebaut hat und dass nunmehr seit drei Jahren alljährlich ein Referent über bedeutende Brückenbauer berichtet, so über Robert Maillart, Franz Dischinger und den Gerüst- und Seilriesenbauer Richard Coray. Diesmal wird

der belgische Ingenieur Gustave Magnel vorgestellt.

Bei der Vielzahl von Straßen- und Eisenbahnbrücken, die in den zurückliegenden 25 Jahren geplant und gebaut wurden, ergaben sich sehr oft besondere Herausforderungen. Die Vielfalt der Aufgaben führte zur Modifizierung und Optimierung bekannter Konstruktions- und Bauverfahren bzw. zur Entwicklung und Erprobung neuer Bauweisen. So entstanden zahlreiche kreative Lösungen und technische Innovationen [1], über die berichtet wurde. Zum Teil waren die Bauvorhaben noch in der Planung oder befanden sich noch im Bau. Im Folgenden wird eine Auswahl von diesen Brücken vorgestellt, die nunmehr fertiggestellt bzw. auch schon länger unter Verkehr sind.

In einer Rekordzeit von nur 14 Monaten wurde die **Muldebrücke Siebenlehn** im Zuge der BAB 4 über die Freiburger Mulde in den Jahren 1935/36 gebaut. Gleichwohl haben die Brückenbauer in den 1930er Jahren so gute Arbeit geleistet, dass sich die alten Pfeiler und Widerlager als geeignet erwiesen, die neuen Überbauten (Stahlverbund-Hohlkasten) zu tragen. Durch die Wiederverwendung der massiven, mit rotem Granitstein verblenden Unterbauten wurde ein wesentlicher Bestandteil der Brückenkonstruktion beibehalten und damit der Gesamteindruck des historischen Bauwerks bewahrt (Bild 3.1). Die Stützweiten zwischen 56,1 m und 81,6 m und die Brückenachse des 413 m langen Bauwerkes wurden nicht verändert. Lediglich die Höhenlage musste an die Trassierungsparameter der neuen Streckenplanung angepasst werden. Dies erfolgte mit den neu geschaffenen Pfeilerköpfen, die notwendig waren, um die verbreiterten Überbauten zu tragen.

Das Tal der Freiburger Mulde im Bereich der Brücke stellt einen ökologisch wertvollen Naturraum dar. Dieser Umstand erforderte äußerste Rücksichtnahme bei der Umsetzung der Baumaßnahme. Sowohl in Bezug auf die Ökologie als auch hinsichtlich der technischen Gegebenheiten (der alte Überbau war einteilig und konnte bei laufendem Verkehr nur im Ganzen zurückgebaut werden) stellte die Rekonstruktion der Brücke eine außergewöhnliche Herausforderung dar. Das aus technischer Sicht spektakulärste Ereignis war der Querverschub des südlichen Überbaus von den Hilfspfeilern auf die Hauptpfeiler im März 1997. Knapp 10.000 Tonnen Stahl und Beton mussten mit Hilfe von Hydraulikpressen auf Teflon-Unterlagen um rund 13 m über die Verbindungsträger geschoben werden. Nachdem diese Präzisionsarbeit erfolg-

reich abgeschlossen war, konnten die Hilfspfeiler zurückgebaut, das Abbruchmaterial zerkleinert und der Wiederverwendung im Straßenbau zugeführt werden. Das Gelände unter der Brücke wurde renaturiert und bepflanzt. Die 1995 begonnenen Bauarbeiten wurden 1997 beendet.

Die Thüringer Waldautobahn BAB 71 quert bei Arlesberg das Schwarzbachtal, ein Seitental der Wilden Gera. Nur wenige Meter nach der Talbrücke Wilde Gera liegt das westliche Widerlager der 322 m bzw. 352 m langen **Schwarzbachtalbrücke** (Bild 3.2), ebenfalls eine Großbrücke der Kammquerung im Thüringer Wald. Unmittelbar an das östliche Widerlager schließt das Westportal des Tunnels Alte Burg an. Da auf der Talbrücke Wilde Gera der Achsabstand der Fahrbahnen nur 11 m beträgt, im Tunnel jedoch 25 m, wurden die Fahrbahnachsen der beiden getrennten Überbauten der Schwarzbachtalbrücke in dem veränderlichen Abstand von 16 m bis 23 m trassiert. Damit verlaufen die beiden Überbauten nicht parallel. Als statisches System wurden Durchlaufträger über acht Felder mit maximalen Stützweiten von 47 m gewählt. Aus dieser Situation heraus entstanden zwei unterschiedlich lange Überbauten. Die Richtungsfahrbahn Schweinfurt auf der Nordseite ist 352 m lang und die Länge der Richtungsfahrbahn Erfurt beträgt 322 m.

Die Herstellung der beiden Überbauten erfolgte vom westlichen Widerlager aus im Taktschiebverfahren. Die in Mischbauweise vorgespannten einzelligen Hohlkästen wurden für das Taktschieben mit im Verbund liegenden Primärspanngliedern in der Fahrbahn- und Bodenplatte vorgespannt. Nach Abschluss des Taktschiebens und Erreichen der Endlage wurden jeweils zwei extern im Kasten geführte Sekundärspannglieder pro Kastensteg vorgespannt. Die Sekundärspannglieder sind sowohl in den Feldmitten über Umlenksättel als auch im Bereich der Stützenquerträger umgelenkt. Die Überbauten ruhen auf den Widerlagern und den bis zu 65 m hohen Pfeilern, die sich aus jeweils zwei, über Querriegel miteinander verbundenen Einzelstützen zusammensetzen. Die Auflösung der Pfeiler auf das technisch erforderliche Minimum bewirkt, dass das gesamte Bauwerk dem Betrachter außerordentlich schlank und durchlässig erscheint.

Der Bau wurde im Oktober 1997 begonnen und konnte im Herbst 1999 abgeschlossen werden.

Das 135 m weit gespannte Hauptfeld der **Sachsenbrücke Pirna** (Bild 3.3) über der Elbe im Zuge der S 177 mit den anschließenden Seitenfeldern



Bild 3.1: Muldebrücke Siebenlehn, BAB 4 (Foto: DEGES)

wurde als in sich verankerte Bogenbrücke mit insgesamt vier unter der Fahrbahn liegenden Halbbögen hergestellt, wobei sich jeweils zwei Halbbögen mit dem Überbau als Zugband selbstverankern. Die beiden getrennten Überbauten wurden mit einem Stahlverbund-Hohlkastenquerschnitt mit quer vorgespannter Betonfahrbahnplatte ausgebildet. Im Bereich der Vorlandbrücken sind die Überbauten als parallelgurtige, längs und quer beschränkt vorgespannte Durchlaufträger mit einem einzelligen Kastenquerschnitt ausgeführt.

Die 1,40 m dicken Stahlbetonbögen ergeben mit dem Überbau eine Konstruktionshöhe von ca. 13 m an den Strompfeilern. Somit beträgt die Schlankheit der Hauptöffnung $l/h = 10$, womit ein sehr flach geneigter Bogen vorliegt. Der Stahlbetonbogen verjüngt sich jeweils im Grundriss von 6,50 m Breite am Strompfeiler auf 6,0 m Breite an der Koppelstelle zwischen Überbau und Bogen. Dadurch ergibt sich ein Rücksprung des Bogens im Querschnitt zum Überbau. Über Verbundmittel in der Koppelfuge ist die Druckkraft im Bogen mit der Zugkraft im Überbau kurzgeschlossen. Die Pfeilerscheibe am Strompfeiler sowie die Zwischenunterstützungen auf den Bögen wurden monolithisch mit dem Stahlverbundüberbau verbunden.

Die feierliche Grundsteinlegung erfolgte am 23. April 1997. Am 18. Mai 1999 konnte die östliche Fahrbahn dem Verkehr übergeben werden.

Nachdem sich das Konstruktionsprinzip der in sich verankerten Bogenbrücke bei der Elbebrücke Pirna sehr gut bewährt hatte, wurde es bei der **Lock-**

witztalbrücke (Bild 3.4) im Zuge der BAB 17 weiterentwickelt. Die sechs Stahlbetonhalbbögen im Bereich der 125 m und 85 m weit gespannten Mittelfelder sind anders als bei der Elbebrücke Pirna biegesteif in die Pfeiler eingebunden und unterstützen den Verbundüberbau in den Drittelpunkten durch kreisrunde Einzelstützen aus Stahlbeton. Die Enden der Stahlbetonhalbbögen sind auf einer Länge von 12,50 m über je vier senkrecht stehende Anschlussbleche mit einer Vielzahl horizontal liegender Kopfbolzendübel mit den Verbundquerrahmen des stählernen Trapezkastens gekoppelt. In den Bereichen, in denen die Stahlbeton-Halbbögen in den Pfeilern eingespannt sind, erfolgt eine Reduzierung der Zugspannungen in dem Verbundüberbau durch eine angeordnete externe Vorspannung. Diese besteht aus fünf Litzenbündeln je Stegseite. Die externen Spannglieder sind unterhalb der Fahrbahnplatte mit einem Radius von 6 m umgelenkt und im Kastenboden in einem Abstand von 47,5 m von der Pfeilerachse verankert.

Die Stützweiten der 723 m langen Brücke betragen 48 m + 60 m + 65 m + 70 m + 85 m + 2 x 125 m + 85 m + 60 m. Bei Stützweiten von 125 m sind bei einer Balkenbrücke Bauhöhen von etwa 6 m bis 8 m erforderlich. Aufgrund der Anordnung von Stahlbeton-Halbbögen und der externen Vorspannung über den drei Pfeilern im Bereich der zwei 125-m- und der zwei 85-m-Felder konnte der Stahlverbund-Überbau mit konstanter Bauhöhe über die gesamte Brückenlänge ausgeführt werden. Damit entstand ein Brückentragwerk mit großer Transparenz und Leichtigkeit.



Bild 3.2: Schwarzbachtalbrücke, BAB 71 (Foto: DEGES ari)



Bild 3.3: Elbebrücke Pirna, S 177 (Foto: Jürgen Stritzke)



Bild 3.4: Lockwitztalbrücke, BAB 17 Dresden–Prag (Foto: LAP CONSULT)

Die Stahltröge wurden mittels Taktschiebeverfahren eingeschoben. In den beiden 125-m-Feldern war je eine Hilfsstütze angeordnet, um die Kraglängen beim Taktschieben zu verkürzen und die Herstellung der Stahlbeton-Halbbögen zu erleichtern. Im Sommer 2002 war mit dem Bau der längsten der elf Großbrücken der vierstreifigen BAB 17 von Dresden nach Prag begonnen worden und am 13. Dezember 2005 erfolgte die Verkehrsfreigabe der zweiten, südlichen Fahrbahn.

Die 770 m lange **Talbrücke Albrechtsgraben** (Bild 3.5) überführt die BAB 71 bei Suhl über den Albrechtsgraben und die L 2630 in einer Höhe von 80 m über Talgrund. Aus gestalterischen Gründen wurde der Talraum mit einem ca. 157 m weit gespannten Bogen und aufgeständerter Fahrbahn überbrückt. Beiderseits des Bogentragwerkes wird der aufgeständerte, einteilige Überbau in Stahlverbundbauweise in Abständen von 70 m bis 45 m durch Einzelpfeiler unterstützt. Der 80 m hohe Stahlbetonbogen folgt in der Ansicht der Stützlinie infolge Eigenlast und im Grundriss entsprechend der Trassenführung einem Radius von $R = 3.000$ m. Die beidseitig weit ausladende Stahlbetonfahrbahnplatte wird sowohl in den Stegen des Stahltröges, einem in Kastenmitte angeordneten Längsträger sowie von außerhalb des Kastens angeordneten Druckstreben im Abstand von 5,00 m gestützt. Der Bogen wurde auf einem bodengestützten Lehrgerüst gefertigt. Die Stahlkonstruktion wurde von beiden Widerlagern aus in Abschnittslängen von 85 m bis 102,5 m mittels Windentechnik in ihre Endlage geschoben. Der Lückenschluss erfolgte in Brückenmitte. Die Bauzeit belief sich auf 33 Monate in den Jahren 2000–2002.

Ein weiteres Projekt im Zuge der BAB 4, dessen Realisierung den Ingenieuren ein Höchstmaß an Kreativität abverlangte, war die Unterfahrung des historischen, denkmalgeschützten **Bahrmühlenviaduktes** (Bild 3.6). Der Viadukt – ein gemauertes Bogenbauwerk mit 230 m Länge und 15 Bögen – wurde 1872 fertiggestellt, um die Bahnstrecke Chemnitz–Leipzig über das Tal des Bahrebachs zu führen. Der Viadukt ist ein besonders gelungenes Beispiel für die im 19. Jahrhundert gebauten Eisenbahnviadukte und ist infolge der freien Einsehbarkeit von allen Seiten ein Bauwerk von besonderer Bedeutung.

Zwischen den AS Chemnitz-Nord und Glösa kreuzt der Viadukt in spitzem Winkel die Autobahn BAB 4. Die Bogenöffnungen von 18 m im Mittelbereich waren gerade ausreichend, so dass die Auto-

bahntrasse in den 1930er Jahren mit je zwei Richtungsfahrbahnen durch zwei benachbarte Bögen geführt werden konnte. Im Kreuzungsbereich mit dem Eisenbahnviadukt musste also eine Lösung gefunden werden, die eine Erweiterung der Autobahn auf 37,5 m Kronenbreite zulässt, ohne den ästhetischen Gesamteindruck des Bogenviaduktes nachhaltig zu beeinträchtigen. Im Vorfeld wurden zunächst die Lösungsvarianten Aufgliederung des Autobahnquerschnitts RQ 37,5 auf drei bzw. vier Fahrbahnen unter Inkaufnahme einer S-förmigen Trassierung, Untertunnelung des Viaduktes in der Mitte des Tals bzw. im Hangbereich und Ersatz der drei mittleren Viaduktbögen durch ein Ersatztragwerk mit Fachwerk oder Bögen untersucht, was jedoch für keine dieser Lösungen ein vertretbares Ergebnis ergab.

In der weiteren Bearbeitung wurde eine Abfangung von drei oder vier Viaduktpfeilern untersucht. Durch die Abfangung der Pfeiler und durch den Einsatz mit parallel zur Autobahn gestellten Unterfangungswänden konnte der RQ 37,5 vollständig und ohne Zerstörung des Gesamtbildes des Viaduktes realisiert werden. Nach sorgfältiger Prüfung erhielt schließlich diese Variante den Vorzug, denn die drei Viaduktpfeiler im Bereich des neuen Bauwerks mussten bautechnisch abgefangen werden, ohne dass Pfeilersenkungen auftreten. Die Abfangung der Pfeiler erfolgte in den Jahren 2000–2002 durch eine Stahlbeton-Rahmenkonstruktion bestehend aus zwei Widerlagerwänden, einer Mittelunterstützung und der 1,50 m dicken und 40,50 m x 30,25 m großen "Tischplatte". Durch ein besonderes Verkehrsführungskonzept konnte der Umbau der Pfeiler in offener Baugrube vorgenommen werden.

Gegründet wurde die Abfangung auf dem jeweiligen Pfeilerfundament und zusätzlich eingebrachten Großbohrpfählen von 1,20 m Durchmesser. Beide Gründungskörper waren durch Hilfsfundamente verbunden. Darauf wurde eine umfassende temporäre Abfangekonstruktion installiert. Diese bestand je abzufangendem Pfeiler aus acht Stahlbetonstützen und einem Ringanker zur Verbindung der Stützenköpfe. Oberhalb des Ringankers wurde ein Teil des Pfeilermauerwerks segmentweise durch Stahlbeton ersetzt und mit provisorischen Längsträgern verspannt. Danach erfolgte der abschnittsweise Abbruch der alten Pfeiler und die Herstellung der neuen, parallel zur Autobahnachse verlaufenden Rahmenwände (zwei Widerlagerwände und eine Mittelunterstützung) sowie der Deckenplatte. Um das neue Bauwerk möglichst unaufdringlich in die Umgebung einzubinden, wur-



Bild 3.5: Talbrücke Albrechtsgraben, BAB 71 (Foto: DEGES ari)

de die Autobahn um ca. 2 m abgesenkt und die "Tischplatte" wurde später mit Erde überschüttet, begrünt und bepflanzt. Die Verkehrsfreigabe erfolgte am 3. November 2003.

Das große **Wasserstraßenkreuz Magdeburg** (Bild 3.7) ist das Kernstück des VDE 17 und verbindet den Mittellandkanal mit dem Elbe-Havel-Kanal. Die Verknüpfung des ostdeutschen mit dem westdeutschen Kanalnetz öffnet der modernen Binnenschifffahrt und Freizeitschifffahrt den Weg von Hannover über Magdeburg nach Berlin und umgekehrt. Der Ausbau dieser leistungsfähigen Wasserstraßenverbindung dient der Entlastung des durch die Vollendung des EU-Binnenmarktes und die Öffnung Osteuropas stark angestiegenen Güterverkehrsaufkommens auf den Straßen sowie der Stärkung ostdeutscher Wirtschaftsstandorte. Man muss bedenken, dass ein einziger Schubverband die Ladung von bis zu 400 Eisenbahnwaggons bzw. 650 Lastkraftwagen aufnehmen kann. Bisher mussten die Schiffe von Hannover nach Berlin bei Magdeburg vom Mittellandkanal über das Schiffshebewerk Rothensee hinunter auf die Elbe und dann elbabwärts über die Schleuse Niegripp in den Elbe-Havel-Kanal. Einerseits entstand dadurch ein Umweg von 12 km und andererseits mussten die Schiffe bei wochenlangem Niedrigwasser der Elbe einen Teil ihrer Ladung zurücklassen, um bei geringem Tiefgang die Fahrt fortzusetzen. Hinzu kam, dass das Schiffshebewerk Rothensee wegen sei-

ner geringen Nutzlänge des Trogens von 82 m keine größeren Schiffe aufnehmen kann.

Nun ist eine vom Elbewasserstand unabhängige Querung über die 690 m lange Vorlandbrücke und die 228 m lange Strombrücke zur neuen Doppelschleuse Hohenwarte, wo der Abstieg zum Elbe-Havel-Kanal erfolgt, möglich. Hier überwinden die Schiffe durch die neu errichtete Schleusenanlage die rund 18 m große Wasserspiegeldifferenz zwischen Mittellandkanal und Elbe-Havel-Kanal. Die ausladend geschwungene Form der Vorlandbrücke erinnert an Schiffsspannen und liefert symbolisch einen Bezug zum Nutzer, der Schifffahrt. Die stählerne Fachwerkkonstruktion der Strombrücke mit den Stützweiten 57,10 m + 106,20 m + 57,10 m hat eine nutzbare Trogbreite von 32,00 m bei einer Wassertiefe von 4,25 m. Die Grundsteinlegung erfolgte am 14. Juli 1998. Nach sechs Jahren Bauzeit wurde das große Wasserstraßenkreuz Magdeburg am 10. Oktober 2003 für die Binnenschifffahrt freigegeben.

Der 845 m lange Überbau der **Haseltalbrücke** im Zuge der BAB 73 ist als ein über acht Felder durchlaufendes, parallelgurtiges Tragwerk ausgebildet. Es besteht aus einem einzelligen Stahlkastenträger und einer darüber angeordneten, weit auskragenden, schlaff bewehrten Betonfahrbahnplatte aus B35. Das im Talgrund angesiedelte denkmalgeschützte Gewerbegebiet und die vorhandenen kontaminierten Bereiche erforderten Pfeilerabstände von bis zu 175 m. Zur Reduzierung der großen



Bild 3.6: Bahrmühlenviadukt Chemnitz – Unterführung der Autobahn BAB 4 (Foto: Jürgen Stritzke)

Stützweiten wurden stählerne Schrägstreben vorgesehen, die zudem eine gewisse Torwirkung zur Stadt Suhla erzeugen und einen schlanken Überbau mit einer Bauhöhe von nur 5,0 m zulassen (Bild 3.8).

Die beiden Talpfeiler sind mit dem Überbau über ca. 3 m dicke Betonscheiben im Überbaukasten biegesteif verbunden. Die Schrägstreben sind ebenfalls sowohl an die Pfeiler als auch an den Überbau biegesteif angeschlossen. Der dadurch entstehende Rahmen bildet das Längsaussteifungssystem des Bauwerkes.

Wegen der großen Stützweiten und des erforderlichen Montageverfahrens – Einschieben der Stahlkonstruktion von beiden Widerlagern aus in einer Krümme – wurde der Kastenträger als geschlossene Stahlkonstruktion ausgebildet. Dadurch werden auch die Beanspruchungen der Betonfahrbahnplatte im Bereich der Talpfeiler reduziert und ein eventuell späteres Auswechseln von Fahrbahnplattenabschnitten vereinfacht.

Die Stahlkonstruktion war in Längsrichtung in 47 Abschnitte, die sog. Schüsse, unterteilt und jeder Schuss in Querrichtung nochmals in weitere Bauteile. Der stählerne Hohlkasten wurde von beiden Widerlagerseiten aus eingeschoben und in der Mitte nach entsprechenden Bewegungen auf den Pfeilern miteinander geschlossen. In den 125-m-Seitenfeldern waren für das Einschieben Hilfsstützen erforderlich. Nach dem Schließen der Kastenträger wurden die Schrägstreben montiert und bie-

gesteif mit dem Überbau und den Talpfeilern verbunden sowie die Talpfeilerscheiben betoniert. Danach wurde die Betonfahrbahnplatte mittels Schalwagen abschnittsweise im Pilgerschrittverfahren hergestellt. Die Bauzeit erstreckte sich von 2003 bis 2006.

Mit der **2. Strehlasundquerung** – dem neuen “Tor nach Rügen” – im Zuge der B 96n wurden neue Wege im Brückenbau beschritten. Die 4.700 m lange 2. Strehlasundquerung zwischen der Ortsumgehung (OU) Stralsund und der Anschlussstelle (AS) Altefähr auf der Insel Rügen ist der ingenieurtechnisch anspruchsvollste Abschnitt des neuen Rügenzubringers B 96n, der nach einem dreitägigen Brückenfest am 21. Oktober 2007 für den Verkehr freigegeben wurde. Kernstück ist ein aus sechs Einzelbauwerken bestehender, insgesamt 2.830 m langer Brückenzug, dessen architektonischen Höhepunkt wiederum die ca. 583 m lange Schrägseilbrücke über den Ziegelgraben mit ihrem weithin sichtbaren, 128 m hohen Pylon bildet (Bild 3.9).

Die zweifeldrige Ziegelgrabenbrücke (583 m) quert eine ca. 330 m weite Wasserfläche mit Spannweiten von 198 m und 126 m bei 42 m Durchfahrts Höhe. Der trotz dieser Abmessungen außerordentlich schlanke Stahlüberbau wird von einem Pylon aus von acht harfenförmig angeordneten Seilpaaren gestützt. Gerade die Asymmetrie begünstigt die Wirkung eines eleganten und wohlproportionierten Tragwerks. Der 128 m hohe Pylon ist optisch zweigeteilt, mit einem Sockel aus Beton und



Bild 3.7: Kanalbrücke Magdeburg, “©wna-magdeburg.wsv.de”



Bild 3.8: Haseltalbrücke, BAB 73 (Foto: DEGES ari)



Bild 3.9: Strelasundquerung – Tor nach Rügen (Foto: DEGES)

einem schlanken Oberbauteil aus Stahl. Der Überbau ist als "überspannter Balken" vom Unterbau getrennt und auf Brückenlagern abgesetzt.

Die erstmalige Anwendung von Litzenbündeln im deutschen Großbrückenbau wurde begünstigt durch die Festlegung in der Planfeststellung, zum Schutz der Zugvögel die Erkennbarkeit der Tragseile durch die Verstärkung des Seilquerschnitts auf mindestens 12 cm zu verbessern. Damit kamen anstelle von verschlossenen Seilen Litzenbündel zur Anwendung.

Um eine Gefährdung von Personen, die sich unter der Hochbrücke aufhalten, durch den Fahrzeugverkehr auf der Brücke auszuschalten, wurde auf der Schrägseilbrücke beidseitig auf gesamter Länge ein neuartiges Schutzplankensystem eingebaut. Besondere Aufmerksamkeit galt im Hinblick auf einen störungsfreien Verkehrsfluss auch der Fahrersicherheit auf der Brücke. Hierbei waren die deutlich höheren Windgeschwindigkeiten und vor allem die gefährlichen Seitenwinde mit einem erhöhten Risiko der Spurabweichung für die Fahrzeuge zu berücksichtigen. Mit der Aufstockung der 50 cm hohen Aufkantung durch eine 1,50 m (Ziegelgrabenbrücke) bzw. 0,70 m (Vorlandbrücken Stralsund und Dänholm) hohe Innenverkleidung des Geländers mit Verbundsicherheitsglas wird ein ausreichender Abschirmeffekt erzielt, um die Kippgefahr für einen Lkw bei Starkwind um die Hälfte zu reduzieren.

Bei der 317 m langen Vorlandbrücke Stralsund sind neben der 72 m weiten Hauptöffnung über der vorhandenen Bundesstraße B 96 zwei markante, Y-förmige Stützenpaare angeordnet. Über tropfenförmige Stahlstreben werden hier die Lasten aus dem Verbundüberbau in den Betonpfeiler abgeleitet. Aufgrund des massiven Bewehrungsgehaltes, der Geometrie des kompakten Knotens und der unzugänglichen Verbundbereiche kam zur Herstellung dieser Stützen selbstverdichtender Beton zum Einsatz. Über die konstruktive Qualität hinaus ermöglichte erst der selbstverdichtende Beton eine Struktur, die optisch überzeugt und dem Gestaltungsanspruch des gesamten Brückenzuges gerecht wird.

Im Hinblick auf den schlechten Bauwerkszustand der **Störbrücke Itzehoe** im Zuge der BAB 23, den erheblichen Instandsetzungskosten und der geringen Restnutzungsdauer machte sich ein Ersatzneubau erforderlich. In einem ersten Bauabschnitt erfolgte die Herstellung des Überbaus der RF Heide, dessen Trasse östlich, parallel und relativ dicht neben dem alten Bauwerk liegt. Nach Umlegung des Verkehrs auf die RF Heide am 7. Dezember 2011 wurde die alte Störbrücke zurückgebaut. Danach begann man im 2. Bauabschnitt mit der Herstellung der RF Hamburg in der Achse des alten Bauwerks (Bild 3.10).

Die Störbrücke Itzehoe mit einer Gesamtlänge von ca. 1.155 m ist untergliedert in die rd. 452 m lange Vorlandbrücke Süd, die 120 m lange Störque-

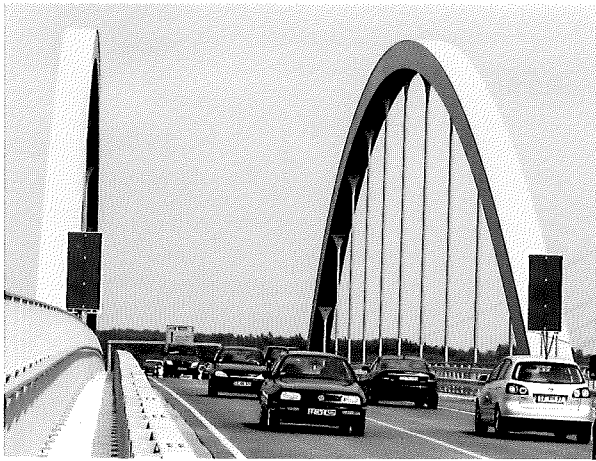


Bild 3.10: Störbrücke Itzehoe, BAB 23 (Foto: LBV-SH)

rung und die rd. 583 m lange Vorlandbrücke Nord. Die Vorlandbrücken liegen in einer Krümme, während sich die Strombrücke in einer Geraden befindet. Die Einzelstützweiten wurden bewusst gegenüber der alten Störbrücke deutlich vergrößert, um den Eindruck eines "Stützenwaldes" zu vermeiden. Die Vorlandbrücken sind als Durchlaufträger über acht (Süd) bzw. zehn Felder (Nord) ausgebildet. Die Überbauten der Vorlandbrücken haben einen Hohlkastenquerschnitt in Stahlverbundbauweise.

Um ein zu langes Brückenband zu vermeiden und die Störquerung für den Betrachter hervorzuheben, sind die beiden Vorlandbrücken durch ein 120 m weit gestütztes Stabbogentragwerk in Stahlverbundbauweise unterbrochen. Die außenliegenden, freistehenden Bogenebenen haben eine Stichhöhe von rd. 20,00 m. Die Konstruktionshöhe des Bogens beträgt im Scheitel 1,50 m und nimmt zum Bogenfuß bis zu 1,80 m zu. Die Hauptträgerstege sind geneigt und deren Konstruktionsunterkante liegt auf gleicher Höhe mit der Konstruktionsunterkante der Vorlandbrücken. Aufgelagert sind die Brücken auf Stahlbetonpfeilern mit einer Bogenform. In Brückenlängsrichtung haben die Pfeilerschäfte jeweils auf den gegenüberliegenden Seiten einen Anzug von 21 : 2, so dass der Eindruck eines "schreitenden Pfeilers" entsteht. Der Knickpunkt des Anzugs liegt unterhalb des Bogenansatzes. Dieses Motiv findet man auch an den Trennpfeilern zur Strombrücke wieder, die die Bogenbrücke und die Vorlandbrücken konstruktiv und optisch miteinander verbinden. Vier Pfeiler sind jeweils unterhalb der Auflager angeordnet und im Kopfbereich mit drei Bögen verbunden.

Die Verkehrsfreigabe des östlichen Teilbauwerkes mit der Richtungsfahrbahn Hamburg–Heide fand am 29. Juni 2010 statt. Die zurzeit im Bau befindliche Brücke der Richtungsfahrbahn Heide–Hamburg soll im Laufe des Jahres 2015 übergeben werden.

Südlich von Enzenstetten durchquert die BAB 7 den Biotopbereich des Enzenstettener Brunnenmooses. Zum Schutz dieses wertvollen Moorgebietes und seines seltenen Artenvorkommens erfolgte an dieser Stelle der Bau der 557,50 m langen **Talbrücke Enzenstetten** (Bild 3.11). Dabei wurde das Kerngebiet des Brunnenmooses mit einem 120-m-Feld unter der Auflage überbrückt, dass es während des Baus nicht betreten wird. Die Stützweiten des sechsfeldrigen Bauwerks betragen 95 m + 120 m + 107,50 m + 95 m + 85 m + 55 m. Für die Gestaltung der Brücke wurden von Ingenieurbüros unter Mitwirkung von Architekten mehrere Vorschläge eingeholt. Das technische und gestalterische Problem liegt hier in der großen Stützweite, die in relativ geringer Höhe von rd. 15 m überbrückt werden muss. Die V-förmig ausgestellten Stützenpaare verkürzen die Spannweiten der Brückenfelder und ermöglichen eine schlanke Überbaukonstruktion. Damit wird eine einzigartige gestalterische Wirkung erzielt, wenngleich Geometrie, Statik und Konstruktion außerordentlich komplex wurden.

Ende Juli 2005 erfolgte die Vergabe des Brückentragwerks als Stahlverbundhohlkasten mit Herstellung im Taktchiebverfahren. Im August 2006 mussten die Arbeiten auf der Baustelle unvorhergesehen eingestellt werden. Die Bietergemeinschaft musste ihrem mit dem Gewerk Stahlbau beauftragten Subunternehmer kündigen, da das Stahlbauunternehmen in eine wirtschaftliche Schieflage geraten und von Insolvenz bedroht war.

In dieser Situation griff man nach eingehender Prüfung auf ein Nebenangebot der ARGE zurück, das Bauwerk für die gleiche Auftragssumme und ohne die Außenabmessungen zu verändern in Spannbeton statt in Stahlverbund auszuführen. Der Überbau besteht aus zwei einzelligen Hohlkästen mit einer Konstruktionshöhe von 3,50 m. Aufgrund der höheren Eigenlasten gegenüber der geplanten Stahlverbundkonstruktion machten sich umfangreiche Verstärkungsmaßnahmen an den Brücken Gründungen erforderlich. So waren z. B. 60 zusätzliche Bohrpfähle herzustellen. Die stählernen V-Stützen blieben erhalten, aber aufgrund der höheren Lasten aus dem Überbau mussten sie ausbetoniert werden. Die beiden Spannbetonhohlkästen wurden nicht im Taktchiebverfahren herge-

stellt, sondern es ist an drei Stellen gleichzeitig mit einem konventionellen Lehrgerüst, einer Vorschubrüstung und im Freivorbau gearbeitet worden. Mit der Fertigstellung der RF Füßen am 2. September 2009 erfolgte der lang ersehnte Lückenschluss zwischen Nesselwang und Füßen mit der Einschränkung einer einstreifigen Verkehrsführung auf der Talbrücke Enzenstetten. Am 7. Dezember 2010 wurde dann die 2. Richtungsfahrbahn übergeben.

Der Neubau der Bundesstraße B 15n von Regensburg über Landshut nach Rosenheim macht westlich von Neufahrn in Niederbayern die **Querung des Tales der Kleinen Laber** (Bild 3.12) mit einer 273 m langen Brücke erforderlich. Da es sich bei dem Brückenbauwerk um ein Pilotprojekt für den Einsatz von interner Vorspannung ohne Verbund in abschnittsweiser Herstellung handelte, ergaben sich auch bestimmte Zwänge bzw. Vorgaben, die im Entwurf berücksichtigt werden mussten. Die Stege des zweistegigen Plattenbalken-Überbaus wurden über den Pfeilern auf einer Länge von jeweils 6,35 m von den Stützpunkten aus in beide Längsrichtungen seitlich beidseitig um jeweils 60 cm verbreitert. Diese Stegverbreiterungen dienen als Endverankerungsstelle der verbundlosen Spannglieder und stellen an den Enden zugleich teilweise die Arbeitsfugen der abschnittsweisen Herstellung dar. Wegen des Verziegens der Spannglieder sind aus Platzgründen auch die Stege vor den Endquerträgern der beiden Widerlager um diese 60 cm verbreitert, hier allerdings nur auf einer Länge von 4,35 m. Die Entwurfsvorgabe war, diese notwendigen Lisenen gestalterisch in das Gesamtkonzept der Brücke zu integrieren und somit ein gefälliges Aussehen zu erzeugen. Gewählt hat man diese Variante zum einen wegen der etwas einfacheren und statisch sinnvolleren Spanngliedführung und zum anderen wollte man die Besonderheit des Pilotprojekts nicht verstecken, sondern betonen.

Am 9. Februar 2009 begannen die Bauarbeiten und konnten 2010 abgeschlossen werden. Die Verkehrsfreigabe erfolgt am 18. November 2011.

Das auf der B 6 dicht befahrene Elbtal zwischen der Landeshauptstadt Dresden und Meißen soll mit dem Neubau der Staatsstraße S 84 von Niederwartha bei Dresden nach Meißen ganz wesentlich vom Durchgangsverkehr entlastet werden. Der hierzu erforderliche Neubau der **Elbebrücke Niederwartha** (Bild 3.13) stellt darüber hinaus die seit 1945 unterbrochene Verbindung zwischen den Ortslagen Cossebaude und Radebeul/Coswig (Sachsen)

für den Straßenverkehr wieder her. Zwangspunkte für den Entwurf einer neuen Elbequerung waren die Pfeilerstellungen der benachbarten Bahnbrücke und die pfeilerfreie Überbrückung der Elbe. Zur Ausführung kam eine Schrägseilbrücke mit einem A-Pylon und zwei Seilebenen. Das Bauwerk besteht aus der zweifeldrigen Strombrücke mit den Stützweiten 192 m – 82,50 m. Linkselbisch schließt sich eine 4-feldrige Vorlandbrücke an. Die Gesamtlänge beträgt 366 m, die Höhe des Pylons 77 m. Der Überbau des 192-m-Feldes ist mit einem Stahlverbundquerschnitt ausgebildet worden, während das rechtselebische 82,50-m-Feld in Stahlbeton ausgeführt wurde. Letzteres reduziert die abhebenden Kräfte am rechtselebischen Widerlager (Radebeul) und ermöglichte eine monolithische Verbindung mit diesem. Die Vorlandbrücke auf der Niederwarthaer Seite wurde mit einem zweistegigen Stahlbeton-Plattenbalkenquerschnitt ausgeführt. Als Schrägseile wurden verschlossene Seile eingebaut.

Die Bauarbeiten begannen im Dezember 2005. Beim Bau der Vorlandbrücke des rechtselebischen Seitenfeldes kam ein Lehrgerüst zum Einsatz. Nach Herstellung des Pylons und der Seitenfelder erfolgte der abschnittsweise Freivorbau der Stromöffnung. Die vorgefertigten Stahlschüsse wurden aus einer Schute mit einem Derrickkran vom Überbau aus montiert.

Die neue Elbbrücke Niederwartha ist ein weiterer Meilenstein im sächsischen Brückenbau. Sie ist die erste Schrägseilbrücke in Sachsen und mit einer Spannweite von 192 m die längste Schrägseilbrücke Deutschlands mit einem Verbundüberbau. Fertiggestellt war sie schon seit Herbst 2008, die Verkehrsfreigabe der Elbequerung erfolgte jedoch erst am 12. Dezember 2011.

Die zweigleisige Trasse der Neubaustrecke Ebensfeld–Erfurt quert an der Landesgrenze Thüringen/Bayern den Froschgrundsee, ein Hochwasserrückhaltebecken, mit der 789 m langen **Talbrücke Froschgrundsee** in ca. 65 m Höhe (Bild 3.14). Die Talform ist geprägt von einer etwa 300 m breiten Talebene mit dem Froschgrundsee und steil ansteigenden Talflanken. Die Trasse ist im Bauwerksbereich gerade und die Gradienten steigt in Richtung Norden mit maximal 8,04 ‰ an. Aufgrund des vorliegenden Naturschutzgebietes und des Sees entsteht analog zur Grümpentalbrücke auch hier eine mehrfeldrige Talbrücke, die mit einem 270,00 m weit gespannten Bogen mit oben liegender Fahrbahn den Froschgrundsee überspannt. Der Überbau besteht aus drei Durchlaufträgerketten mit den Ab-



Bild 3.11: Talbrücke Enzenstetten (Foto: Autobahndirektion Südbayern)



Bild 3.12: Brücke über die Kleine Laber, B 15n (Foto: Jürgen Stritzke)



Bild 3.13: Elbebrücke Niederwartha, S 84 (Foto: LAP CONSULT)



Bild 3.14: Talbrücke Froschgrundsee – NBS Ebensfeld–Erfurt (Foto: Hajo Dietz, Nürnberg)

schnittslängen 220,00 m, 358,00 m und 220,00 m, die durch zwei Trennpfeiler unterteilt sind. Der Überbauquerschnitt entspricht dem der Grümpentalbrücke. Auch der 270 m weit gespannte Bogen und die Unterbauten haben nahezu die gleichen Abmessungen. Der Bogenstich beträgt allerdings hier 56 m. Der Bogen ist hier der Festpunkt der Brücke. Die Bogenherstellung erfolgte im Freivorbau. Nach Fertigung der Widerlager und Brückenpfeiler wurde der Brückenüberbau hinter dem südlichen Widerlager hergestellt und im Taktschiebverfahren ohne Beeinträchtigung des Talgrundes abschnittsweise eingeschoben. Im Jahr 2011 erfolgte die Fertigstellung. Die Talbrücke Froschgrundsee und die benachbarte Grümpentalbrücke sind nunmehr die weitest gespannten Eisenbahn-Betonbogenbrücken Europas.

Die Neubaustrecke überquert westlich der Ortslage Grümpen im thüringischen Landkreis Sonneberg in 70 m Höhe das Grümpental mit der 1.104 m langen **Grümpentalbrücke** (Bild 3.15). Die Talform ist geprägt durch eine etwa 300 m breite Ebene mit flach ansteigenden Talflanken. Die Trasse ist im Bauwerksbereich mit einem Radius von 6.640 m gekrümmt und die Gradienten steigt in Richtung Norden mit 12,5 % an. Der Grundgedanke des Tragwerksentwurfs war die Minimierung des Eingriffes in den Talraum und eine weitestgehende Transparenz zur optimalen Einbindung des Bauwerkes in das Landschaftsbild. Vor diesem Hintergrund entstand eine mehrfeldrige Talbrücke mit einem 270,00 m weit gespannten Bogen mit oben

liegender Fahrbahn. Der Bogen betont den topographischen Zusammenhang der Talflanken und nimmt die Gestaltungselemente der auf der NBS geplanten Talbrücken auf. Der Überbau besteht aus einer Kette von drei Durchlaufträgern mit den Abschnittslängen 219,00 m, 446,00 m und 439,00 m, die durch zwei Trennpfeiler getrennt sind. Der Überbauquerschnitt ist als einzelliger, vorgespannter und 3,60 m hoher Betonhohlkasten mit geneigten Stegen ausgeführt, der in Längsrichtung vorgespannt ist und dessen Fahrbahnplatte in Querrichtung ebenfalls eine Vorspannung erhielt. Die Regelstützweite beträgt 44,00 m und im Bereich der Fahrbahnständer des Bogens 30,00 m. Der Stahlbetonbogen mit 270 m Stützweite und einem Stich von ca. 63,4 m hat einen Hohlquerschnitt und ist begehrbar. Der Brückenzug hat drei Festpunkte, zwei sind die Widerlager und einen bildet der Bogen.

Nach der Herstellung der Widerlager und Brückenpfeiler wurde begonnen, den Überbau mit einem von Pfeiler zu Pfeiler verfahrbaren Vorschubgerüst ohne Beeinträchtigung des Talgrundes herzustellen. Das Betonieren des Bogens erfolgte abschnittsweise auf einem Lehrgerüst mit Hilfspfeilern aus Stahlbeton. Daran schloss sich die Fertigung der Fahrbahnständer und des Überbaus im Bereich des Bogens an, indem die Vorschubrüstung von Fahrbahnständer zu Fahrbahnständer fuhr.



Bild 3.15: Grümpentalbrücke – NBS Ebensfeld–Erfurt (Foto: Hajo Dietz, Nürnberg)

Am 8. November 2010 wurden die acht 20 m bis 60 m hohen Hilfspfeiler mit insgesamt 1.800 m³ Betonvolumen mittels 100 kg Sprengstoff gesprengt. Anfang Dezember 2010 war das Betonieren des letzten Überbaufeldes am südlichen Widerlager abgeschlossen und Ende 2011 das Bauwerk fertiggestellt.

Im Zuge der NBS Ebensfeld–Erfurt überquert die zweigleisige Eisenbahntrasse östlich der thüringischen Stadt Langewiesen mit der **Ilmtalbrücke** (Bild 3.16) das Ilmtal mit Fischteichen, die B 88 und B 88n, eine 110-kV-Freileitung sowie die stillgelegte Bahnstrecke zwischen Ilmenau und Großbreitenbach. Die B 88 wurde dabei im Bereich der Brücke abschnittsweise neu trassiert und die Freileitung als Erdkabel geführt. Die Trasse ist bei einer Entwurfsgeschwindigkeit von 300 km/h im Bauwerksbereich in einem Radius von 7.000 m gekrümmt und die Gradienten fällt in Richtung Norden mit 12,5 % ab. Die Talform ist geprägt von einem breiten ebenen Talraum mit nach Süden flach und nach Norden sanft ansteigender Talflanke.

Der Überbau der 1.681 m langen Ilmtalbrücke ist als Spannbeton-Durchlaufträgerkette mit einem einzelligen Hohlkastenquerschnitt ausgebildet und ist gegliedert in vier einzelne Durchlaufträger mit Längen von 336 m, 415 m, 459 m und 471 m, die durch Trennpfeiler getrennt sowie bereichsweise auf drei Stahlbetonbögen mit Spannweiten von 125 m, 155 m und 175 m aufgeständert sind. Im Querschnitt besteht der Überbau aus einem ein-

zelligen vorgespannten 5 m hohen, in Längsrichtung vorgespannten Betonhohlkasten mit geneigten Stegen. Der Brückenzug hat seine Festpunkte auf den drei Bögen.

Das gewählte Tragsystem resultierte aus der Abwägung zwischen technischen Anforderungen, Umweltverträglichkeit, architektonischem und landschaftsplanerischem Erscheinungsbild sowie der Wirtschaftlichkeit. Die 125 m, 155 m bzw. 175 m weit gespannten Bögen sind das architektonisch ansprechende Ergebnis einer umfassenden Entwurfsplanung im Hinblick auf die ortsnahe Lage in einer landschaftlich reizvollen Umgebung. Die gewählte Lösung mit drei Bögen zeigt die zentrale Lage des mittleren Bogens im Bereich der Ilm sowie die Anpassung der Bogenspannweiten an die vorhandene Topographie.

Bei der Fertigung der 31 m (Süd), 40 m und 37 m (Nord) hohen Betonbögen kamen bodengestützte Lehrgerüste zum Einsatz. Nach Herstellung der Widerlager, Pfeiler und Bögen wurde der Überbau zuerst vom Norden und dann vom Süden ohne Beeinträchtigung des Talgrundes eingeschoben. Am 15. November 2010 erfolgte der letzte Vorschub des südlichen Überbaus. Im mittleren Bereich wurden 90 m Überbaulänge ebenfalls auf einem bodengestützten Lehrgerüst als Lückenschluss hergestellt. Der Lückenschluss erfolgte am 2. März 2011. Die Ilmtalbrücke ist seit ihrer Fertigstellung im Jahr 2011 die längste Eisenbahn-Betonbogenbrücke in Thüringen.



Bild 3.16: Ilmtalbrücke, NBS Ebensfeld–Erfurt (Foto: Jürgen Stritzke)

Bei der **Windelbachtalbrücke** (Bild 3.17) im Zuge der BAB 45 wurde ein innovatives Verfahren zur Demontage der geschädigten Spannbeton-Fertigteilträger und zur Montage der neuen Stahlverbundkästen eingesetzt, das zur Erneuerung der Brückenüberbauten im Hinblick auf die örtlichen topographischen Verhältnisse und der Forderung nach Aufrechterhaltung des Verkehrs während der Bauzeit entwickelt worden ist.

Die Windelbachtalbrücke war in den Jahren 1966–1969 nach dem "System Schreck" errichtet worden. Die sechsfeldrigen Überbauten beider Richtungsfahrbahnen wurden von je vier vorgespannten Doppel-T-Trägern mit Querträgern gebildet, die als Einfeldträger von 44,20 m bzw. 53,40 m Stützweite mit einer durchlaufend betonierten, quer vorgespannten Ortbetonplatte ausgebildet waren. Das vorhandene, durch die enorm gestiegene Verkehrsbelastung mit einem hohen Schwerverkehranteil geschädigte Einfeldträgersystem konnte nicht mehr ertüchtigt werden. Die Entscheidung fiel zugunsten der grundhaften Instandsetzung der Unterbauten und dem Ersatzneubau der beiden getrennten Überbauten als sechsfeldrige Durchlaufträger in den Grenzen des Bestandes unter Aufrechterhaltung eines 4+0-Verkehrs aus.

Als Überbauquerschnitt kam ein zweistegiger Plattenbalken, bestehend aus zwei einzelligen, stählernen Trapezkästen und einer Stahlbetonfahrbahnplatte zur Ausführung.

Eine besondere Herausforderung war der Ausbau der Bestandsträger und das Einfahren der Stahlkästen unter der Maßgabe, dass der Eingriff in die Umwelt (FFH-Randzone) sowie die Beeinträchtigung der außerordentlich nahen Bebauung vermieden bzw. minimiert wird. Abweichend von dem ausgeschriebenen Montageverfahren erfolgte im Rahmen eines Nebenangebotes der Einsatz von Schwerlastgleiswagen mit Traversen auf einem Schienensystem, so dass sowohl die neuen Stahlkästen eingefahren als auch die Spannbetonträger ausgefahren werden konnten. Zunächst erfolgte der Abbruch der Fahrbahnplatte zwischen den inneren und äußeren Spannbetonträgern, danach der Querverschub der äußeren Träger an die inneren Träger und der Aufbau eines Schienensystems auf den Innenträgern über die gesamte Bauwerkslänge.

Nach der Instandsetzung der Pfeilerköpfe und Lagersockel wurden die neuen Stahlkästen paarweise mittels zweier Schwerlastgleiswagen vom Widerlager her eingefahren und in die Einbaulage



Bild 3.17: Talbrücke Windelbach, BAB 45 (Foto: Donges-SteelTec GmbH)

abgelassen. Beim Einfahren der Träger lagerten die Traversen mittig auf den Schwerlastgleiswagen und ermöglichten so ein Anhängen der Stahlkästen an den beiden seitlichen Kragarmen.

An die Verlegung des Schienensystems von den zwei Innenträgern auf die vier Obergurtflansche der Stahltröge schloss sich nunmehr das Ausfahren der Spannbetonträger an. Dazu wurden auf jedem Gleis, d. h. auf jedem Stahltrög, zwei Schwerlastgleiswagen eingesetzt, so dass die Traversen von Schwerlastwagen zu Schwerlastwagen als Einfeldträger gelagert waren und so die Spannbetonträger aus ihrer Bestandslage aufgenommen werden konnten. Nach dem Aufnehmen der Träger wurden diese mit Hilfe eines auf den Traversen befindlichen Schlittensystems in die mittige Position verfahren, um so beim Ausfahren der Träger für die Stahltröge eine gleichmäßige Lastverteilung zu gewährleisten.

Die Fahrbahnplatte besteht aus auf der Stahlkonstruktion verlegten Halbfertigteilplatten mit einer Ortbetonergänzung. Die Bauzeit erstreckte sich von Februar 2009 bis Dezember 2011.

Der bestehende **MurrtaIviadukt** im badenwürttembergischen Backnang wurde in den Jahren 1937/38 mit zwei Bogentragwerken und zwei hangseitigen Rahmenbauwerken in Stahlbeton ausgeführt. Mit einer Bogenspannweite von 100 m galt das Bauwerk im Zuge der Ortsumfahrung Backnang seinerseits als eine der größten Stahlbetonbogenbrücken Deutschlands. Während

die beiden Rahmen den Krieg unbeschadet überstanden, fielen ihm die Bögen zum Opfer. Diese wurden 1948/49 provisorisch für die Brückengruppe 45 durch genietete Stahlbögen ersetzt und der Überbau als Stahlverbundkonstruktion hergestellt. Zwischen 1983 und 1985 wurde der Stahlverbundüberbau auf durchgehend 11,50 m verbreitert. Heute rollen täglich bis zu 20.000 Fahrzeuge über die Brücke. In Verbindung mit dem zunehmenden Schwerverkehr mussten deshalb in den vergangenen Jahren regelmäßig aufwendige Sanierungsmaßnahmen unter laufendem Verkehr durchgeführt werden. Grund genug für Bund und Land, sich im Zuge des Ausbaus der Ortsumfahrung für einen Ersatzneubau zu entscheiden.

Im Rahmen des vierstreifigen Ausbaus der B 14 zwischen Winnenden und Backnang im badenwürttembergischen Rems-Murr-Kreis entsteht nun der neue MurrtaIviadukt (Bild 3.18). Baustart für den Brückenneubau westlich der Großen Kreisstadt Backnang war im August 2009. Der neue Viadukt besteht aus zwei getrennten, parallel verlaufenden Brückenbauwerken. Die Verkehrsfreigabe des ersten Bauwerkes erfolgte am 22. August 2011. In der Zeit von November 2012 bis Mai 2013 wurde der alte Viadukt zurückgebaut. Die Brücke für die zweite Richtungsfahrbahn wird erst dann errichtet werden, wenn die finanziellen Mittel für den Weiterbau freigegeben sind.

Zur Ausführung kam ein Nebenangebot mit der Herstellung der Bögen und des Überbaus komplett



Bild 3.18: Murrtaalbrücke, B 14 (Foto: Max Bögl)

aus Stahlbeton. Diese neue Stahlbetonkonstruktion lehnt sich in ihrem Erscheinungsbild und ihrer Form an die bestehende Brücke an. Die Stützweiten des ca. 420 m langen Überbaus betragen zwischen 20,00 m und 28,50 m bzw. 6,32 m über dem Mittelkämpfer. Der Überbau wurde über die gesamte Brückenlänge als vorgespannter zweistegiger Plattenbalken ausgeführt. Die zwei Betonbögen überspannen jeweils 107 m. Querrahmen zwischen den beiden Bögen sind nicht erforderlich. Die vier Bögen wurden mit nur einem Bogenlehrgerüst hergestellt, das mittels Hydraulikpressen querverschoben und zum Errichten des zweiten Bogenpaares komplett ab- und wieder aufgebaut wurde.

Bei der Herstellung des Bogens musste während der Bauphase insbesondere darauf geachtet werden, dass sich der Mittelkämpfer durch einseitige horizontale Belastungen nicht verschiebt. Um dies zu gewährleisten, wurde dieser mit Spannlitzenbündeln am Randkämpfer rückverankert und somit gegen größere Verformungen gesichert. Die Herstellung des Überbaus erfolgte in fünf Bauabschnitten auf einem bodengestützten Lehrgerüst mit in den Pfeilerachsen angeordneten stählernen Rüsttürmen. Mit der festen Verbindung des Überbaus mit den beiden Bögen und den Pfeilern entstand eine der größten semi-integralen Brücken Deutschlands.

Im Zuge der Neubaustrecke Erfurt–Halle/Leipzig quert die Trasse nördlich der Gemeinden Karsdorf

und Wetzendorf das Unstruttal. Das Tal ist durch die steil abfallenden Kalkhänge auf der Ostseite und die flach geneigte Talflanke auf der Westseite geprägt. In der Mitte des Tales verläuft die Unstrut.

Die Unstruttalbrücke verbindet den Trassenabschnitt der NBS zwischen dem Osterbergtunnel und dem Bibratunnel über das weitläufige Unstruttal. Aufgrund der großen Brückenlänge von 2.668 m und der großen Höhe von rund 49 m über dem Talgrund ist die **Unstruttalbrücke** ein markantes weithin wahrnehmbares Bauwerk (Bild 3.19). Aus diesem Grund wurde für die Unstruttalbrücke ein schlankes und gut strukturiertes Erscheinungsbild erarbeitet.

Das Tragsystem der Unstruttalbrücke besteht aus vier über zehn Felder fugen- und lagerlos durchlaufende Spannbetonkastenbrücken von je 580 m Länge. Jeweils in Trägermitte im Verschmelzungsbereich mit dem Bogenscheitel besitzen die einzelnen Durchlaufträger ihren Festpunkt. In den Randbereichen der Brücke an den Widerlagern West und Ost wird zusätzlich die Anordnung von je einem Dreifeldträger erforderlich.

Im Abstand von 580 m wurden vier sprengwerkähnliche Stahlbetonbögen auf Lehrgerüsten errichtet und monolithisch mit dem Überbau verbunden. Sie überspannen mit ihrer Bogenspannweite von 108 m annähernd zwei Regelstützweiten von 58 m. Die vier Bögen sind an die unterschiedlichen höhenmäßigen Gegebenheiten der Topographie an-



Bild 3.19: Unstruttalbrücke, NBS Erfurt–Halle/Leipzig (Foto: DB AG)

gepasst und variieren deshalb in ihrer Geometrie. Durch die Voutung des Bogenquerschnitts zum Scheitel werden der Charakter des Zweigelenkbogens und die Beanspruchungskonzentration im Scheitel visuell unterstrichen. In Brückenquerrichtung spreizt sich der Bogen beidseitig. Dadurch besitzt er eine größere Querstabilität und Quertragfähigkeit, so dass er Beanspruchungen aus Verkehr, Wind und Temperatur quer zur Brückenlängsachse ebenfalls über ein Kräftepaar in die Kämpfer abtragen kann. Das Bauwerk wurde in den Jahren 2007 bis 2012 errichtet.

Die NBS Erfurt–Leipzig/Halle hat eine Gesamtlänge von 127 km. Davon entfallen ca. 119 km auf die Verbindung Erfurt–Leipzig und ca. 8 km auf den Abzweig nach Halle/Saale. Die Besonderheit der Relation Erfurt–Leipzig/Halle besteht darin, dass sie sich im Überschneidungsbereich sowohl von bedeutenden Nord-Süd- als auch von Ost-West-Verbindungen befindet. Dadurch tritt hier ein starker Bündelungseffekt der Verkehrsströme auf. Sechs Talbrücken mit insgesamt 11,3 km Länge sind im Zuge der Neubaustrecke zu bauen.

Eine der sechs großen Talbrücken ist die 6.465 m lange **Saale-Elster-Talbrücke** (Bild 3.20), mit der südlich der Stadtgrenze von Halle die Auen der Saale und der Weißen Elster, die B 91 und die vorhandene Eisenbahnstrecke Halle–Weißenfels überquert werden. Für den Abzweig nach Halle waren innerhalb der Talbrücke zwei Abzweiggleise kreuzungsfrei aus der Neubaustrecke auszubinden und das Streckengleis Erfurt–Halle unterquert im An-

schluss die Neubaustrecke. Im Bereich der Baumaßnahme liegt das Landschaftsschutzgebiet Saale, diverse Naturschutzgebiete, ein FFH-Gebiet, ein Vogelschutzgebiet und eine Trinkwasserschutzzone III. Die zweigleisigen Überbauten wurden in weiten Bereichen als einfeldrige Spannbetonhohlkastenträger ausgeführt. Die eingleisigen Überbauten des Abzweiges Halle sind analog ausgebildet. Im Bereich der Unterquerung der Hauptstrecke Erfurt–Leipzig mit dem abzweigenden Strang nach Halle war eine freie Stützweite der Saale-Elster-Talbrücke von 110 m erforderlich, die durch die Anordnung einer stählernen Stabbogenbrücke realisiert wurde. Die Herstellung der ersten Überbauabschnitte wurde zur Jahreswende 2007/2008 begonnen. Seit 2013 ist sie die längste Eisenbahnbrücke Deutschlands.

Den Knotenpunkt zwischen dem Berliner Ring BAB 10 und der BAB 11 bildete bisher das Autobahndreieck Schwanebeck im Nordosten Berlins. Beide Autobahnen sind Bestandteil des transeuropäischen Fernstraßennetzes E 55/E 28 und der großräumigen Straßenverkehrsverbindungen des europäischen Wirtschaftsraumes. Der Umbau des Autobahndreiecks Schwanebeck zum **Autobahndreieck Barnim** gehört zum Verkehrsprojekt Deutsche Einheit Nr. 11 und wurde durch den Europäischen Fonds für regionale Entwicklung (EFRE) gefördert. Es erfolgte eine vollständige Umgestaltung der beiden derzeit bestehenden Knotenpunkte AD Schwanebeck und Anschlussstelle Berlin-Weißensee bei gleichzeitiger Erwei-



Bild 3.20: Saale-Elster-Talbrücke, NBS Erfurt–Halle/Leipzig (Foto: DB AG)

terung von vier auf sechs Fahrstreifen. Die AS Berlin-Weißensee wurde aufgrund der zu geringen Knotenpunktabstände in das Autobahndreieck integriert, das nunmehr mit seinen "Überflieger-Bauwerken" flächenmäßig und auch in Bezug auf die Anzahl der Bauwerke eines der größten in Deutschland mit der neuen Bezeichnung "Dreieck Barnim" ist (Bild 3.21). Die Lösung basiert auf der Grundform eines Autobahnkreuzes in Kleeblattform. Von Süden her ist die B 2 als vierter Ast an das Autobahndreieck angebunden. Die Hauptrichtungsfahrbahn bildet jetzt der Berliner Ring BAB 10 und nicht mehr die Fahrtrichtung nördlicher Berliner Ring – BAB 11. Die BAB 10 ist in Betonbauweise errichtet, die BAB 11 und alle weiteren Rampenfahrbahnen erhielten einen Asphaltüberbau.

Im Norden des Autobahndreiecks führt die Bärenbrücke über die BAB 11 (BW 0Ü1), eine 1936 erbaute und 1993 grundhaft instandgesetzte und ertüchtigte Rahmenkonstruktion, die im Bestand erhalten werden konnte. Von den neun neu zu errichtenden Brückenbauwerken sind zwei als Stahlverbund-Durchlaufträger mit einem einzelligen Kastenquerschnitt und fünf als vorgespannte Durchlaufträger mit einem Plattenbalkenquerschnitt ausgeführt. Nur das BW 1Ü1a im Zuge eines Wirtschaftsweges über die BAB 10 hat einen einfeldrigen, vorgespannten Überbau und das BW 0Ü1a wurde ein einfeldriger Stahlbetonrahmen.

Der Umbau des Autobahndreiecks erstreckte sich vom 5. Mai 2011 (Spatenstich) bis zum Oktober 2013. Die feierliche Verkehrsfreigabe erfolgte am 11. November 2013.

Zehntausend Dresdnerinnen und Dresdner verfolgten am 19. Dezember 2010 das Einschwimmen des 148 m weit gespannten Bogens der **Dresdner Waldschlösschenbrücke** und waren von der Professionalität und Ruhe, mit der dieser Vorgang vonstatten ging, beeindruckt. Die Umsetzung dieses 140 m langen Brückenteils mit einer Höhe von 13,30 m und einer Breite von 28,6 m vom Vormontageplatz in die Endlage erfolgte in mehreren Schritten. Das 1.800 t schwere Brückenteil musste über eine Strecke von 195 m rechtwinklig zur Elbe und anschließend parallel zu Elbe bis in die Achse des Verkehrszuges bewegt werden. Im Mai 2011 wurden die Stahlbaumontage abgeschlossen und Vorbereitungen zum Betonieren der Fahrbahnplatte begonnen. Die Brücke ist ein markantes Zeichen deutscher Ingenieurbaukunst (Bild 3.22). Sie ist geometrisch anspruchsvoll und daher in ihrer Konstruktion sehr detailreich. In ihrer Herstellung und Montage war sie ein mutiges Unterfangen ([2]).

Am 24. August 2013 war es dann soweit. In einem feierlichen Festakt wurde die lang ersehnte und erkämpfte Waldschlösschenbrücke allen Widerständen zum Trotz eröffnet. Zwei Tage feierte



Bild 3.21: AD Barnim (Foto: euroluftbild)

die Dresdner Bevölkerung zusammen mit Gästen bei herrlichem Wetter die Fertigstellung der Brücke und nahmen den neuen Weg über die Elbe in Besitz. 190.000 Menschen waren gekommen.

Die Auswirkungen der Waldschlösschenbrücke auf den Verkehr im Dresdner Hauptstraßennetz wurden von einer Arbeitsgruppe unter Leitung von Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Werner Schnabel untersucht ([3]). Im Rahmen von Vergleichsuntersuchungen wurden 116 Messfahrten durchgeführt und dabei etwa 1.060 Streckenkilometer gefahren. Auf der Grundlage der Messungen wurden der Gewinn an Reisezeit, an Kraftstoffeinsparung und die Reduzierung des CO₂-Ausstoßes ermittelt. Wie notwendig die Brücke gebraucht wird, zeigen die Belegungszahlen des Kraftfahrzeugverkehrs auf der Waldschlösschenbrücke montags bis freitags mit 35.500 Kfz/24 h, bedingt auch durch den Umleitungsverkehr infolge der Sperrung der benachbarten Albertbrücke (Bild 3.23). Widerlegt werden konnte auch die Behauptung der Brückengegner, dass der Schwerverkehr im Hinblick auf die Einsparung der Maut und Reisezeit die Waldschlösschenbrücke als Abkürzungsstrecke zwischen der BAB 4 und der BAB 17 benutzen würde. Die Autobahnumfahrung ist in jedem Fall die schnellere und bequemere Fahrtroute, da der Reisezeitgewinn im Vergleich zu einer Stadtdurchfahrt über die so-

nannte N-S-Route insbesondere in der Spitzenzeit 25 min beträgt.

Jede Erfolgsgeschichte hat ihren Anfang. Am 21. Februar 1991 führten wir zum ersten Mal ein Brückenbausymposium unter dem Titel "Erfahrungen bei der Vorbereitung, Konstruktion, Realisierung, Erhaltung und Kontrolle von Betonbrücken" durch. 123 Teilnehmer registrierten wir und die Tagungsgebühr betrug 20,00 DM. Die vorerst regional begrenzte Veranstaltung wurde rasch immer größer. Acht Jahre später zählten wir bereits 571 Teilnehmer und zum 14. Dresdner Brückenbausymposium kamen bereits 1022. Heute gehört das Dresdner Brückenbausymposium nicht nur zu den größten und erfolgreichsten Veranstaltungen der Technischen Universität Dresden, sondern es ist seit Jahren mit über 1300 Teilnehmern die größte und bedeutendste Brückenbautagung in Deutschland.

Mit der zunehmenden Anzahl von Teilnehmern mussten wir auch die Hörsäle wechseln. Angefangen hatten wir im Schumann-Bau, Hörsaal 186, wechselten 1993 in den Heinz-Schönfeld-Hörsaal des Barkhausen-Baus der Elektrotechnik, 1995 in das Audimax des Gerhart-Potthoff-Baus der Verkehrswissenschaftlichen Fakultät "Friedrich List" und konnten 1999 in das neu errichtete und ein Jahr zuvor fertiggestellte Hörsaalzentrum unserer Technischen Universität umziehen. Seit dem Jahr



Bild 3.22: Waldschlösschenbrücke Dresden (Foto: Torsten Bach)



Bild 3.23: Waldschlösschenbrücke Dresden unter Verkehr (Foto: Jürgen Stritzke)

2006 reichen die rd. 1.000 Sitzplätze des Auditorium Maximum nicht mehr aus, so dass zusätzlich noch der Hörsaal 2, der seit November 2012 nach dem ersten Kanzler unserer Universität nach der Wiedervereinigung, Alfred Post, benannt ist, den Teilnehmern zur Verfügung steht. Dank der Unterstützung seitens des Audiovisuellen Medienzentrums der Technischen Universität werden Bild und Ton vom Auditorium Maximum in den Alfred-Post-Hörsaal mit 600 Sitzplätzen übertragen.

Das Hörsaalzentrum mit seinem großzügigen und lichtdurchfluteten Foyer bot die Möglichkeit, zum 14. Dresdner Brückenbausymposium erstmals eine Firmenmesse einzurichten. Die Nachfrage nach Ständen ist im Laufe der Jahre so angewachsen, dass seit 2006 sogar im 1. Obergeschoss des Hörsaalzentrums Stände eingerichtet werden mussten. Trotzdem konnten nicht immer alle Wünsche erfüllt werden. Gerade die Kombination von Vortragsreihen und Ausstellung mit der Möglichkeit der Information über aktuelle Produkte, die neueste Software und Veröffentlichungen auf dem Gebiet des Brückenbaus trägt ganz wesentlich zum Tagungserfolg des Symposiums bei und rechtfertigt die Aussage, dass es sich hier um **den** Branchentreff überhaupt handelt.

Einen Tagungsband gab es erst vom 3. Dresdner Brückenbausymposium an. Was heute so selbstverständlich ist, musste sich erst aufgrund der anfangs zur Verfügung stehenden Mittel und Mitarbeiter entwickeln. Das Äußere des Tagungsbandes wandelte sich von einem grünen Einband über hellblau/weiß bis hin zu dunkelblau ab 2006. Heute nun ist der Tagungsband aus Anlass des 25-jährigen Jubiläums in Silber gehalten. Die schwarz-weißen Fotos wandelten sich im Laufe der Jahre, bis sie seit 2005 auch farbig gedruckt werden.

Mit den einzelnen Vortragsthemen haben die Referenten stets einen gelungenen Querschnitt aus wissenschaftlichen Erkenntnissen und praktischen Erfahrungen bei der Planung, Bauausführung, Instandsetzung und Ertüchtigung von Brücken dem Auditorium vermittelt und geholfen, den Stand der Technik zu verbreiten. Die positive Resonanz, die das Dresdner Brückenbausymposium in den vergangenen 25 Jahren erfahren hat, ist vor allem auf die von den Referenten behandelten Vortragsthemen zurückzuführen. Der zunehmende Anteil von Fachkollegen aus dem Ausland unter den Vortragenden und Zuhörern führte in den letzten Jahren dazu, dass das Dresdner Brückenbausymposium nicht nur die mit Abstand wichtigste nationale Veranstaltung auf dem Gebiet des Brückenbaus son-

dern auch international ausgerichtet ist. Es ist das Verdienst von Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach, der in der Nachfolge des Berichterstatters 2012 die Leitung des Dresdner Brückenbausymposiums übernommen hat, dass es seitdem alljährlich einen englischsprachigen Vortrag gibt.

Seit dem 5. Dresdner Brückenbausymposium hat der Berichterstatter bis zum 16. im Jahr 2006 in Übersichten über den Brückenbau in den neuen Bundesländern und seitdem bis 2011 über den Brückenbau in den alten und neuen Bundesländern berichtet. An diese Stelle ist seit 2012 im Tagungsband eine fortlaufende Chronik des deutschen Brückenbaus getreten, die in der Zusammenarbeit mit Bauherren, Ämtern, Verwaltungen und Organisationen entsteht.

Und noch eins hat zum Glanz des Dresdner Brückenbau Symposiums beigetragen: die Verleihung des Deutschen Brückenbaupreises im Rahmen des Dresdner Brückenbausymposiums seit seiner erstmaligen Auslobung durch die Bundesingenieurkammer und den Verband Beratender Ingenieure unter der Schirmherrschaft des Bundesministers für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung im Jahr 2006. Im vergangenen Jahr wurde der Deutsche Brückenbaupreis zum fünften Mal hier in Dresden verliehen.

Großen Anklang fanden die Rahmenprogramme der Symposien in der Form von Exkursionen zu Brückenbaustellen, Theaterbesuchen und Empfängen für die Referenten, Koautoren, ausländischen Gäste und Studierenden. Den begleitenden Damen zeigten wir die Schätze unsere Landeshauptstadt.

Der "Treff der Brückenbauer" am Vorabend der Vortragsveranstaltungen und der alle zwei Jahre stattfindende Festakt zur Verleihung des Deutschen Brückenbaupreises gehören schon seit Jahren zum festen Bestand des Dresdner Brückenbausymposiums.

Alles das wäre nicht möglich ohne das enorme Engagement unserer Mitarbeiterinnen und Mitarbeiter, die tatkräftige Hilfe der Studierenden der "Freunde des Bauingenieurwesens" und unsere immer einsatzbereiten und freundlichen Damen des Tagungsbüros.

Als wir uns vor 25 Jahren entschlossen, an der Technischen Universität eine Brückenbautagung zu veranstalten, hatte keiner von uns geahnt, dass diese Tagung eine so positive Resonanz unter den in- und ausländischen Ingenieuren findet und

wir das Dresdner Brückenbausymposium alljährlich mit einer so hohen Beteiligung über 25 Jahre hinweg veranstalten werden.

Schauen wir nach 25 Jahren deutscher Einheit zurück, können wir zu Recht feststellen, dass wir mit dieser Veranstaltung auch einen Beitrag zum Verständnis zwischen West und Ost geleistet haben, denn Vorurteile werden am besten durch Begegnungen und Gespräche abgebaut. Möge auch in den folgenden Jahren dem Dresdner Brückenbausymposium unter der Leitung von Herrn Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach viel Erfolg beschieden sein.

3.1 Literaturverzeichnis

- [1] DEGES Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH (Hrsg.): Kreative Lösungen und technische Innovationen im Autobahnbau. Berlin, 2009
- [2] KLÄHNE, T.; EINHÄUSER, O.: Waldschlößchenbrücke in Dresden – Ausführungsplanung des Überbaus. Stahlbau 82 (2013) 3, S. 157-169
- [3] SCHNABEL, W.; LÄTZSCH, L.: Untersuchung zur verkehrlichen Wirksamkeit der Dresdner Waldschlößchenbrücke – Nachherzustand. Arbeitsgruppe Verkehrstechnik, Mai 2014, Dresdner UniversitätsJournal 2014, Nr. 20, S. 3 und 2015, Nr.1, S. 6

BERATEN PLANEN ÜBERWACHEN PRÜFEN BEGUTACHTEN BEWERTEN

L 40, BW 33, Potsdam
Betonage Überbau 08/2014



BRÜCKEN TUNNEL STÜTZMAUERN LÄRMSCHUTZWÄNDE UFERANLAGEN UNTERIRDISCHE BAUWERKE HOCHBAUTEN

VIC PLANEN UND BERATEN GMBH



Planen und Beraten GmbH

HAUPTSITZ POTSDAM . NIEDERLASSUNGEN UND BÜROS IN: BERLIN . DRESDEN . ZWICKAU . KÖLN . HALLE . HAMBURG

www.vic-gmbh.de

4 Bridge Architecture – from Structure to Elegance

Der folgende Text wurde von http://de.wikipedia.org/wiki/Michel_Virlogeux übernommen, abgerufen am 16.2.2015.

Michel Virlogeux

(* 7. Juli 1946 in La Flèche, Département Sarthe in der Region Pays de la Loire) ist ein französischer Brückenbau-Ingenieur, der außerhalb der Fachwelt vor allem durch den Viaduc de Millau bekannt wurde.

Leben

Nach seiner Schulzeit am Prytanée national militaire von La Flèche, einem der französischen Militärgymnasien, absolvierte er 1967 die École polytechnique und anschließend 1970 die École nationale des ponts et chaussées.

In der Zeit von 1970 bis 1973 war er in Tunesien im Straßenbau tätig. Während dieser Zeit promovierte er an der Université Pierre-et-Marie-Curie (Paris 6) zum Docteur-ingénieur, der ihm 1973 verliehen wurde. Im Januar 1974 wurde er Gebietsleiter in der Abteilung Große Betonbrücken des Service d'études techniques des routes et autoroutes (SETRA), einer staatlichen Bauplanungs-, -beratungs- und -überwachungsinstitution. Daneben hielt er von 1975 bis 1994 Vorlesungen über die Planung von Brückenbauten an der École Spéciale des Travaux Publics. Von 1977 bis 1994 war er außerdem Professor für Statik an der École nationale des ponts et chaussées. 1980 wurde er Leiter der Betonbrücken-Abteilung der SETRA und 1987 Leiter der Abteilung Große Brücken (Stahl und Beton). In den zwanzig Jahren entwarf er weit über hundert Brücken vor allem in Frankreich. Außerdem war er mit seinem Team als Prüflingenieur bei einer Reihe anderer Brücken tätig. Er trug zur technischen Entwicklung bei im Bereich des Spannbetons mit externen Spanngliedern, Schrägseilbrücken und Verbundwerkstoffen.

Im Februar 1995 verließ er den Staatsdienst und ist seitdem als selbständiger Ingenieur tätig.

Seit 2008 ist er Professor für Brückenplanung und -konstruktion an der École Nationale des Ponts et Chaussées. Er war und ist Mitglied oder Präsident verschiedener Berufs- und Fachverbände.

Bauwerke (Auszug)

Einige der zahlreichen, von Virlogeux entworfenen Brücken sind die über den Rheinseitenkanal bei

The following text was taken from http://en.wikipedia.org/wiki/Michel_Virlogeux, accessed on 16.02.2015.

Michel Virlogeux

FREng (born 1946, La Flèche, Sarthe, Pays de la Loire) is a French structural engineer and bridge specialist.

Career

Virlogeux graduated from the École Polytechnique in 1967 and from the École Nationale des Ponts et Chaussées in 1970. From 1970 to 1973 he served in Tunisia on road projects and at the same time gained his Engineering Doctorate from the Pierre et Marie Curie University (Sixth Arrondissement, Paris). In January 1974 he joined the Bridge Department of SETRA, the technical service of the French Highway Administration.

In 1980 he became Head of the Large Concrete Bridge Division, and in 1987 of the large Bridge Division, Steel and Concrete. During twenty years he designed more than 100 bridges, including the Normandy Bridge which held the world record for longest cable-stayed bridge for four years. In 1995 he left the French Administration and set up as independent consulting engineer; his major achievements include his participation in the construction of the 'Second Tagus Crossing', the Vasco da Gama Bridge in Lisbon, and the design of the Millau Viaduct in France. Several of his bridges have received architectural awards.

Since 1977 Dr Virlogeux has been a part-time professor of structural analysis at the prestigious École Nationale des Ponts et Chaussées and at the „Centre des Hautes Études du Béton Armé et Précontraint“ in Paris. He also has been very active in technical associations such as the French Association of Civil Engineering (AFGC), 1974-1995; the Fédération Internationale de Précontrainte (FIP) (President 1996); the Fédération Internationale du Béton (FIB); first President in 1998 after the merger with the Comité Européen du Béton (CEB).

Awards

A member of the International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE) since 1974, Dr. Virlogeux received the inaugural IABSE Prize in Venice in 1983.

Ottmarsheim, über den Loir in La Flèche, über die Somme in Abbeville, die Schrägseilbrücke über die Rhône in Seyssel, die Brücke zur Île de Ré, die Auray-Brücke, die Châteaubriand-Brücke über die Rance, die Pont du Morbihan über die Vilaine bei La Roche-Bernard, die Pont de Bourgogne (Schrägseilbrücke) in Chalon-sur-Saône, die Kärkinen-Schrägseilbrücke bei Korpilahti, Finnland und vor allem die Pont de Normandie, seinerzeit die größte Schrägseilbrücke der Welt, sowie den Vorentwurf zum Viaduc de Millau.

Als selbständiger Ingenieur entwarf er das Konzept für die TGV-Viadukte in Avignon und war später für deren Bauüberwachung tätig. In Portugal war er Leiter der Prüfsingenieure der Ponte Vasco da Gama bei Lissabon. Er fertigte den Vorentwurf des Viaduc de Verrières nördlich vom Viaduc de Millau, erstellte die endgültige Planung des Viaduc de Millau zusammen mit Sir Norman Foster und beriet bei deren Bau das Unternehmen Eiffage. Er entwickelte das Konzept der durchgehenden und vollständig aufgehängten Fahrbahn der Rio-Antirrio-Brücke in Griechenland. Beim Austausch der Kabel der Pont de Tancarville über die Seine und bei der Untersuchung von Vibrationen in den Seilen der Saint-Nazaire-Brücke wurde er als Experte zugezogen. Er beriet die Japan Highway Public Corporation bezüglich des Brückenbaus über den Ibi und den Kiso. Er war an der Planung der Stonecutters Bridge in Hong Kong und der Sutong-Brücke in China beteiligt, der weltweit größten Schrägseilbrücke. Die Pont de Térénez in der Bretagne wurde von ihm entworfen, ebenso die 2013 fertiggestellte Pont Jacques Chaban-Delmas über die Garonne in Bordeaux.

Ehrungen und Auszeichnungen

Michel Virlogeux erhielt zahlreiche Ehrungen und Auszeichnungen. So wurde ihm 1983 der IABSE-Preis der International Association for Bridge and Structural Engineering verliehen, deren Mitglied er seit 1974 ist. 1996 erhielt er die Goldmedaille der Institution of Structural Engineers, 1999 den Fritz-Leonhardt-Preis der Ingenieurkammer Baden-Württemberg, 2003 den International Award of Merit in Structural Engineering der IABSE, 2005 die Goldmedaille der Institution of Civil Engineers, 2006 die Freyssinet-Medaille der Fédération Internationale du Béton und 2007 den Prix Albert-Caquot der Association Française de Génie Civil. 2009 wurde ihm von der Loughborough University der Doctor in Technology Honoris Causa verliehen.

1989 wurde er zum Ritter des Ordre national du Mérite ernannt, 2000 zum Offizier und im November 2005 zum Ritter der Ehrenlegion.

He has received many other international awards, which include the 'Award of Excellence of the Engineering News Record' (1995), the 'Gold Medal of the Institution of Structural Engineers' (1979), the Gold Medal of the Institution of Civil Engineers (2005) the 'Gustave Magnel Medal' (1999) and the 'Fritz Leonhardt Prize' (also the first year that it was awarded). He is a member of the French Academy of Technology.

He received the 2003 IABSE Award of Merit in Structural Engineering in recognition of "his major contributions leading to very significant progress in the field of civil engineering, in particular through the development of external prestressing, landmark cable-stayed bridges and composite structures". The Award Presentation took place during the Opening of the IABSE Symposium 'Structures for High-Speed Railway Transportation', Antwerp, Belgium on 27 August 2003. The presentation was presented by Dr. Manabu Ito, President of IABSE.

In 2010 he was invited to deliver the MacMillan Memorial Lecture to the Institution of Engineers and Shipbuilders in Scotland. He chose the subject 'The Design of Long Span Bridges'.

He was appointed an International Fellow of the Royal Academy of Engineering in 2012.



Bild 4.1: Stonecutters Bridge in Hongkong bei Nacht (Foto: © Ralf Roletschek - Fahrradtechnik und Fotografie, CC BY 3.0, Wikimedia Commons)



Bild 4.2: Pont de Normandie über die Seine (Seine-Maritime) (Foto: François Roche (Paris, France), CC BY 2.0, Flickr & Wikimedia Commons)

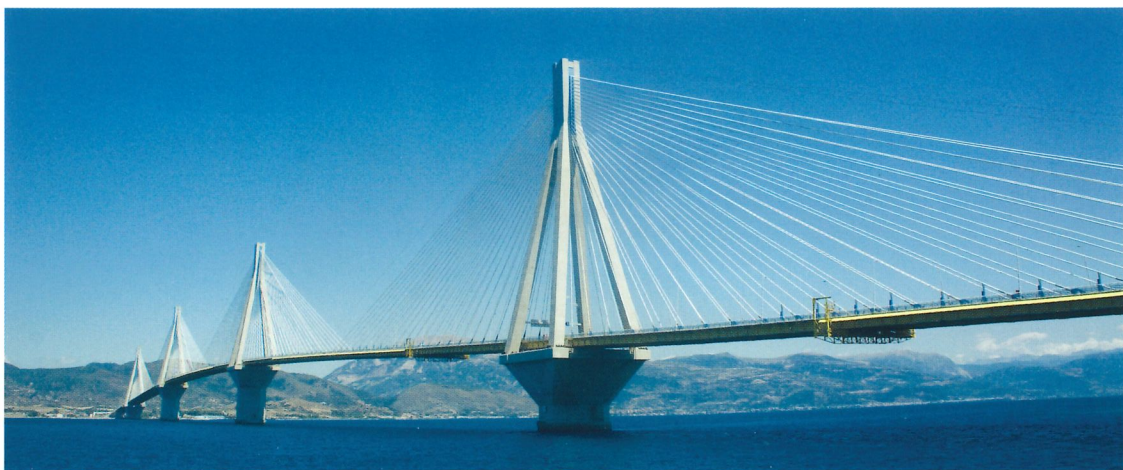


Bild 4.3: Pont Rio-Antirio près de Patras en Grèce (Foto: Inkey, CC BY-SA 3.0, Wikimedia Commons)



Bild 4.4: Le pont Jacques-Chaban-Delmas levé à Bordeaux, le 15 mars 2013 (jour de son inauguration) (Foto: CC BY-SA 3.0, Alexandre Delesse (Prométhée33), Wikimedia Commons)



Bild 4.5: Pont de Térénez im Abendlicht (Foto: Bergfalke2, CC BY-SA 3.0, Wikimedia Commons)



Bild 4.6: Sutong Bridge between Suzhou and Nantong (Jiangsu) in China (Foto: ANR2008, CC BY 2.0, Flickr & Wikimedia Commons)



Bild 4.7: Vasco da Gama Bridge in Portugal (Foto: Osvaldo Gago, CC BY-SA 3.0, Wikimedia Commons)

5 Fußgängerbrücken – Entwurf und Konstruktion

Dipl.-Ing. Andreas Keil

schlaich bergemann und partner, Stuttgart

brücken interpretiert und umgesetzt werden können.

5.1 Einleitung

Der Entwurf von Brücken ist eine vielschichtige Aufgabe, die die Berücksichtigung funktionaler, statisch-konstruktiver, städtebaulicher und gestalterischer Ziele erfordert. Jeder Planer kennt die Schwierigkeit, diese Ziele im Sinne der besten Lösung für die jeweilige Aufgabe auszubalancieren. Dabei kann die Gewichtung der beschriebenen Ziele durchaus variieren, insbesondere wenn man Fußgänger-, Straßen- und Eisenbahnbrücken vergleicht. So sind die statisch-konstruktiven Anforderungen bei Fußgängerbrücken vergleichsweise geringer und weniger restriktiv, so dass die Planer dort mehr Spielraum im Entwurf haben. Allerdings birgt dies auch die Gefahr in sich, dass Funktion, Form und Tragkonstruktion keine schlüssige Einheit mehr bilden und Brücken entstehen, die vielleicht interessante neue Formen zeigen, aber gegen die Grundsätze eines effizienten und nachvollziehbaren Lastabtrags verstoßen.

Daran schließt sich die Frage an, ob es möglich ist, Attribute zu finden, die einen guten Entwurf charakterisieren und die einem helfen können, die eigene Entwurfsarbeit zu reflektieren und zu überprüfen.

Oft hilft ein Blick über den Tellerrand zu anderen Disziplinen und Bereichen, wo ebenfalls eine intensive Auseinandersetzung mit der Frage "Was ist gutes Design?" stattgefunden hat. So hat im Bereich des Produktdesigns Mitte der 1990er Jahre Dieter Rams mit den "10 Thesen für gutes Produktdesign" eine Attributisierung vorgenommen (z. B. [1]): **Brauchbar – Verständlich – Umweltfreundlich – Langlebig – Ehrlich – Innovativ – Ästhetisch – Unaufdringlich – Konsequenz bis ins letzte Detail – So wenig Design wie möglich.** Interessanterweise können diese Attribute auch als Bewertungskriterien von Brückenentwürfen Anwendung finden und dies insbesondere bei Fußgängerbrücken. Auf Grundlage dieser Prinzipien soll anhand gebauter Beispiele erläutert und diskutiert werden, wie diese Attribute für Fußgänger-

5.2 Ziele

5.2.1 Brauchbar

Fußgängerbrücken haben die primäre Funktion, Menschen die sichere Überquerung von Hindernissen zu ermöglichen. Daher ist es unerlässlich, dass die funktionellen Anforderungen einer Brücke genau analysiert und definiert werden.

Zuerst gilt es, die Breite, den Verlauf und die Steigungsverhältnisse zu definieren. Beides hängt von Art und Zahl der Besucher ab. So wird eine Brücke, die für Großveranstaltungen geplant wird (z. B. Bild 5.1), anders ausgelegt sein als eine in einem einsamen Tal, die nur gelegentlich von ein paar Wanderern genutzt wird (z. B. Bild 5.2). Insbesondere bei den stark frequentierten Brücken, muss eine ausreichende Breite vorhanden sein. Die Kapazität von Fußgängerbrücken kann mit Hilfe detaillierter Untersuchungen und Gutachten genau berechnet werden. Viele Brücken brauchen aber nur eine geringe Kapazität, die Breite muss in diesen Fällen so ausgelegt sein, dass Fußgänger und Radfahrer (wenn möglich) sich ohne Probleme auf der Brücke bewegen können, ohne sich gegenseitig zu behindern.

Eine gute Nutzbarkeit setzt fließende Übergänge zum bestehenden Wegenetz voraus, ohne gefährliche Knicke oder Wendungen (Bild 5.3), insbesondere dann, wenn Brücken auch von Radfahrern genutzt werden. Manchmal ist es besser, den Grundrissverlauf länger und dafür flüssiger zu wählen, als kürzer mit abrupten Richtungswechseln.

Die Nutzbarkeit muss auch für bewegungseingeschränkte Menschen gewährleistet sein, deshalb dürfen Steigungen von Rampen gewisse Werte nicht überschreiten. Wenn dies nicht eingehalten werden kann und gegebenenfalls nur Treppen angeordnet werden können, sind Aufzüge vorzusehen. Deren Betrieb wird allerdings aufgrund von Vandalismus und Schadensanfälligkeit oft sehr aufwändig.

Das Verformungsverhalten einer Fußgängerbrücke kann die Nutzbarkeit ebenfalls beeinflussen. Dies



Bild 5.1: Consol Energy Wingtip Bridge, West Virginia, USA (2013 BOY SCOUTS OF AMERICA)



Bild 5.2: Fußgängerbrücke in der Nähe von Bergen, Norwegen

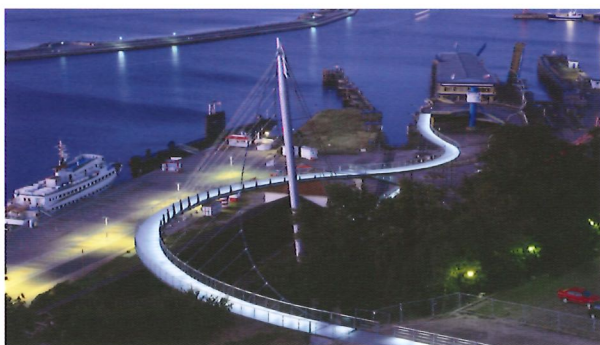


Bild 5.3: Fußgängerbrücke Sassnitz (Wilfried Dechau)

betrifft weniger das statische Verformungsverhalten als vielmehr das dynamische Verhalten. Der Entwurf sollte zum Ziel haben, die vertikalen und, noch wichtiger, die lateralen Beschleunigungen so gering wie möglich zu halten.

Trotz großer Bemühungen in der Forschung lässt sich das exakte dynamische Verhalten bei Anregung durch Fußgänger immer noch nicht exakt vorausberechnen, da Dämpfungen, Steifigkeiten und Anregungsmechanismen nicht exakt ermittelt werden können. Es empfiehlt sich daher eine Vorgehensweise, die es erlaubt, die gewonnenen Erkenntnisse aus der Berechnung am fertigen Bauwerk zu verifizieren und dann gegebenenfalls die vorgesehenen Maßnahmen zu adaptieren oder gänzlich auf sie zu verzichten. Es empfiehlt sich weiterhin, bei diesem Prozess von Anfang an alle Beteiligten zu involvieren, das heißt zuerst Bauherren und Planer, die die "Komfortkriterien" festlegen müssen, und bei der Ausführung die ausführende Firma, die anhand der Messungen am fertigen Bauwerk ein Fein-Tuning der Dämpfungsmaßnahmen durchführt.

Eine ausreichende Rutschfestigkeit des Gehbelags muss für eine störungsfreie Nutzbarkeit ebenso gewährleistet sein wie die sichere Ausbildung des Geländers, mit dem Überklettern durch Kinder verhindert wird. Ein Beispiel zeigt Bild 5.4. Bei nächtlicher Nutzung muss eine angemessene funktionale Beleuchtung vorgesehen werden, die durch verschiedene Beleuchtungsarten und Leuchttypen erreicht werden kann (z. B. Bild 5.5).

5.2.2 Verständlich

Menschen, die Fußgängerbrücken nutzen, haben einen wesentlich direkteren Bezug zum Bauwerk als bei Großbrücken. Daher sollte das statisch-konstruktive Konzept klar und verständlich sein.

Funktional verständlich bedeutet, dass die Wege gut an das bestehende Wegenetz angebunden werden. Wie schon erwähnt, sollte die Wegführung fließend und ohne abrupte Richtungswechsel sein. Auch wenn die direkte, gerade Verbindung statisch-konstruktiv oft die vermeintlich einfachste Lösung darstellt, kann es durchaus besser sein, davon abweichende Verläufe zu planen, weil dies entweder lange Rampen oder aufwändige Geländemodellierungen vermeiden könnte.

Viele Benutzer sind in der Lage, das Tragverhalten einer Konstruktion nachzuvollziehen. So versteht jeder, wie eine Hängebrücke (Wäscheleine)



Bild 5.4: Ausschnitt eines Geländers, Fußgängerbrücke Max-Eyth-See über den Neckar, Stuttgart (schlaich bergemann und partner)



Bild 5.6: Fußgängerbrücken EXPO 2000, Hannover (Klaus Frahm, gmp Architekten)



Bild 5.5: Consol Energy Wingtip Bridge, West Virginia, USA (Martin Engineering)

oder eine Bogenbrücke (Steingewölbe) funktionieren, und jeder hat ein Gefühl für Steifigkeit und Verformung. Leichte Tragstrukturen werden anders wahrgenommen als massive Träger-, Bogen- oder Sprengwerk-Strukturen. Untersuchungen haben bestätigt, dass Benutzer sich bei gleichen Amplituden und Beschleunigungen bei schweren Strukturen weit mehr ängstigen als bei leichten Strukturen.

Die Tragkonstruktion sollte in ihrer Funktionsweise klar sein, muss aber auch den statisch-konstruktiven Regeln der technischen Mechanik folgen. Tragelemente sollten minimiert und differenziert werden und in Form und Größe ihre Beanspruchung widerspiegeln (Bild 5.6). Tragwerksysteme können auch miteinander kombiniert werden, allerdings sollten eine innere Logik und die Kon-

tinuität des Systems erhalten bleiben. Ein kombiniertes System mit einem Schrägseilsystem und einem zentralen Bogen oder einem unterspannten Träger ist beides Mal statisch-konstruktiv richtig und logisch. Allerdings scheint ein System mit einer reinen Seilverspannung wegen der Kontinuität der "Zuglinie" harmonischer und konsequenter (Bild 5.7).

5.2.3 Umweltfreundlich

Was macht eine Brücke umweltfreundlich? Zwei grundsätzliche Aspekte sollen hier beleuchtet werden: In welcher Beziehung steht die Brücke zur Umgebung, welche Randbedingungen hat sie zu respektieren und wie gelingt ein sorgsamer Umgang mit den Ressourcen Material und Energie?

Jede Brücke ist einzigartig und sollte als eine individuelle Lösung speziell für den einen speziellen Ort gesehen werden. Man muss sich bewusst sein, dass eine Brücke manchmal das Umfeld fundamental verändern kann. Insbesondere Stadtbrücken können Stadtteile aufwerten aber auch das Gegenteil bewirken, wenn sie mit ihrer Funktion und Gestaltung nicht integriert wurden und den Kontext unzureichend oder gar nicht respektieren.

Minimalisierung und Optimierung des Materialeinsatzes bedeutet, die Funktionsweise von Tragstrukturen zu hinterfragen, ihre Effizienz zu prüfen. So sind Fachwerke effizienter als Balken, weil sie wesentlich weniger Material benötigen. Diese Auseinandersetzung wird zwangsläufig zu den Prinzipien des Leichtbaus führen und das Mot-

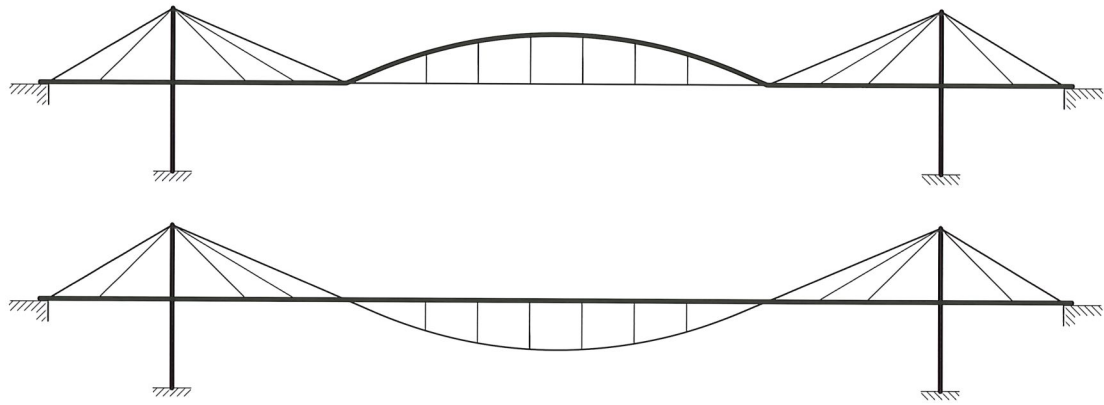


Bild 5.7: Kombinierte Systeme mit einem Schrägseil und einem Bogen bzw. mit einem Schrägseil und einem unterspannten Träger



Bild 5.8: Consol Energy Wingtip Bridge, West Virginia, USA (2013 BOY SCOUTS OF AMERICA)

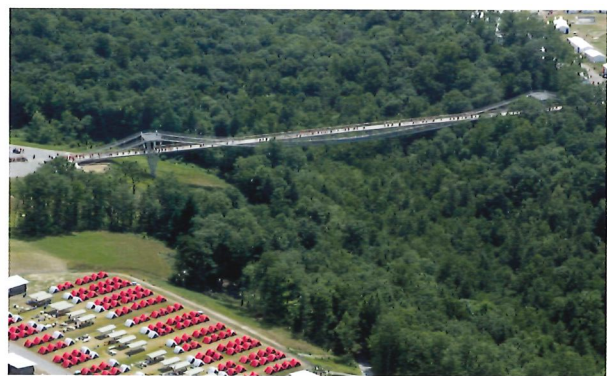


Bild 5.9: Consol Energy Wingtip Bridge, West Virginia, USA (2013 BOY SCOUTS OF AMERICA)

to der modernen Architektur "weniger ist mehr" bestärken.

5.2.4 Langlebig

Im vergangenen Jahrzehnt gewann die Frage nach den Lebenszykluskosten von Brücken immer mehr Bedeutung. Eine Betrachtung "von der Wiege bis zur Bahre" sollte alles beinhalten: Planung, Bau, Betrieb, Unterhalt und Rückbau nach einer bestimmten Zeitspanne, bei Brücken üblicherweise 100 Jahre. Es spielt dabei nicht nur eine Rolle, wie hoch die Kosten sind, sondern auch, wann sie anfallen. Eine frühe Investition muss mit Einbezug von Inflation und Zinsen kapitalisiert werden, damit man sie mit der späteren vergleichen kann. Kostentechnisch macht zum Beispiel der Einsatz von Edelstahl nur dann Sinn, wenn mit der frühen In-

vestition spätere Kosten für den Unterhalt stark reduziert werden können.

Die Betriebs- und Unterhaltskosten während der gesamten Lebenszeit können mehr als 100 Prozent der Baukosten betragen. Folglich kann eine gut geplante langlebige und robuste Brücke höhere Baukosten durch die Reduktion der Lebenszykluskosten kompensieren. Die neuere Entwicklung von integralen Brücken spiegelt diese Gedanken und das Bewusstsein solcher Erkenntnisse wider, zumal diese Brücken nicht mehr kosten, als herkömmliche Brücken mit Lager. Eine so geplante und gebaute Brücke zeigt Bild 5.10.

5.2.5 Ehrlich

Was kann mit "Ehrlichkeit" gemeint sein, wenn man den Entwurf einer Fußgängerbrücke analysiert? Eine ehrliche Konstruktion muss klar und strukturiert sein, sie darf nichts vortäuschen oder



Bild 5.10: Fußgängerbrücke Cité Baden-Baden (schlaich bergermann und partner / Michael Zimmermann)

darf keine überflüssigen Elemente enthalten. Architekten und Ingenieure sollten sich darüber im Klaren sein, dass viele Menschen mit ihrer Intuition in der Lage sind, die Funktionsweise eines Tragwerkes zu erkennen, auch wenn sie sich sonst nicht mit Brückenkonstruktionen auseinandersetzen.

Für eine Aufgabe existieren immer verschiedene Lösungen und immer gibt es eine Bandbreite an guten, angemessenen und ehrlichen Lösungen. Der Vergleich einer Hängebrücke und einer Spannbandbrücke soll dies aufzeigen. Beide Systeme sind klar und ehrlich und gerechtfertigt, haben aber ein paar grundsätzliche strukturelle und funktionale Unterschiede:

Aus wirtschaftlichen Gründen empfiehlt sich für eine Hängebrücke ein Verhältnis von Spannweite zu Stich von 12 : 1. Bei einer Spannbandbrücke beträgt dieses Verhältnis mehr als 50 : 1, um keine zu große Steigungen (< 8 %) an den Enden zu erhalten. Dies bedeutet auch, dass die zu verankernden Horizontalkräfte bei einer Spannbandbrücke vier- bis fünfmal höher sind als bei der rückverankerten Hängebrücke, allerdings mit dem großen Vorteil, dass die Kosten für Hänger, Klemmen und Pylo- ne eingespart werden können, weil Zugband und Lauffläche eins sind (Bilder 5.11 und 5.12).

Ingenieure werden oft von Architekten und Bauherren aufgefordert, nach neuen, einmaligen nie dagewesenen Formen zu suchen und sie zu entwickeln. Wären da nicht die Gesetze der Schwerkraft und das Gebot der Wirtschaftlichkeit, könnte man sich freier bewegen. Es ist beispielsweise bei der Planung von Bogenbrücken wichtig, dass die Geometrie des Bogens der Stützlinie folgt, um Bie-

gung, die zu größeren und massiveren Querschnitten führen würde, zu vermeiden. Diese Formfindungsprozesse sind ein wesentlicher Bestandteil bei der Entwurfsarbeit, insbesondere bei räumlichen Strukturen (Bild 5.13).

Eine interdisziplinäre Zusammenarbeit zwischen Architekten und Ingenieuren ist unabdingbar, weil sich Form und Tragstruktur nicht trennen lassen. Die Baukunst ist unteilbar – es braucht diese gute Zusammenarbeit beider Disziplinen mit respektvollem Umgang, einer Kultur des Zuhörens und Verstehens, frei von Eitelkeit und immer auf das Ziel fokussiert, um einen guten Entwurf zu entwickeln.

5.2.6 Innovativ

Innovation ist selten ein Geistesblitz oder eine schnelle Idee, es ist vielmehr ein Prozess mit vielen kleinen Schritten. „Innovation ist die Weiterentwicklung von Dingen, die bereits bekannt sind“, beschreibt gut diesen Arbeitsprozess und weist auch darauf hin, dass wir Brücken nicht neu erfinden oder fundamental verändern können. Anhand der Entwicklung von gekrümmten Fußgängerbrücken kann dieser 'Weg der kleinen Schritte' schön aufgezeigt werden.

Mit der Brücke in Kelheim (Bild 5.14) wurde zum ersten Mal eine einseitig aufgehängte, gekrümmte Hängebrücke nach dem Prinzip des Kreisringträgers umgesetzt. Mit den Brücken in München (Bild 5.15), Bochum (Bild 5.16), Greenville (Bild 5.17), Sassnitz (Bild 5.3) und Gelsenkirchen (Bild 5.19) wurde dieses Prinzip durch Auflösung, Kombination, Umkehrung und Ergänzung kontinuierlich weiterentwickelt. Dabei ist jede Brücke anders. Sie reagieren auf die topografischen und städtebaulichen Gegebenheiten und jede hat ein eigenes starkes Erscheinungsbild.

- Schritt 1: Gekrümmte Brücke, die das auftretende Kreppelmoment über Biegung im Betonbalken aufnimmt
- Schritt 2: Auflösung in Druck- und Zügelemente
- Schritt 3: Kombination mit zwei gegensinnig gekrümmten Brücken
- Schritt 4: Umkehrung der Mastposition von innen nach außen und Nutzung der Gehplatte als Druckelement
- Schritt 5: Ergänzung des Querschnitts durch Halbrahmen zur Minimierung des Überbauquerschnitts



Bild 5.11: Fahrradbrücke in Minden (Glacisbrücke) (Weiss)

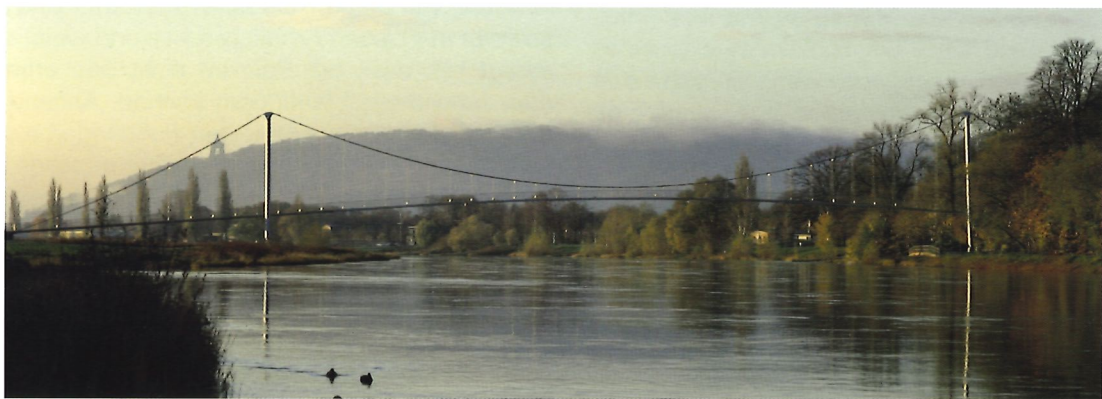


Bild 5.12: Brücke über die Enz, Pforzheim (schlaich bergemann und partner)

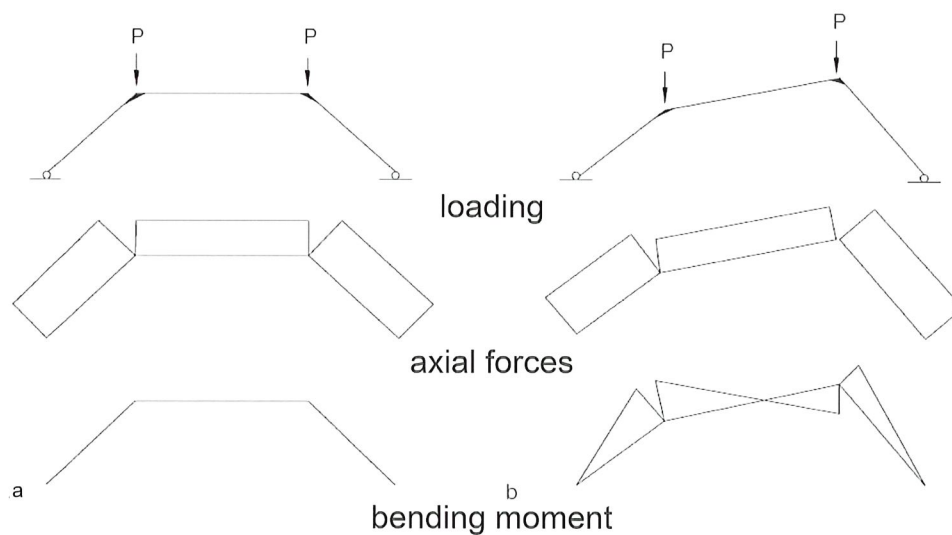


Bild 5.13: Die ideale (a) und die nicht ideale (b) Form einer Bogenbrücke (Keil, A.: Fußgängerbrücken (DETAIL 2012))



Bild 5.14: Fußgängerbrücke Kelheim, die erste einseitig aufgehängte, gekrümmte Hängebrücke (schlaich bergemann und partner)



Bild 5.15: Brücke im Deutschen Museum, München, mit Druck- und Zugelementen

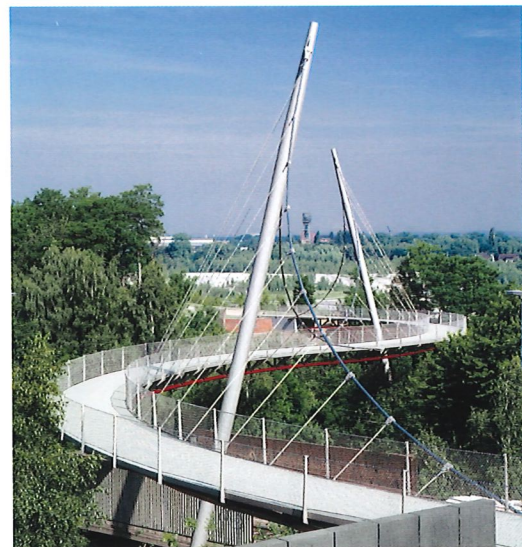


Bild 5.16: Kombination gegensinniger Krümmungen bei der Brücke über die Gahlensche Straße, Bochum (Tomas Riehle)



Bild 5.17: Umkehrung der Mastpositionen bei der Liberty Bridge, USA (Jürgen Schmidt, Köln)

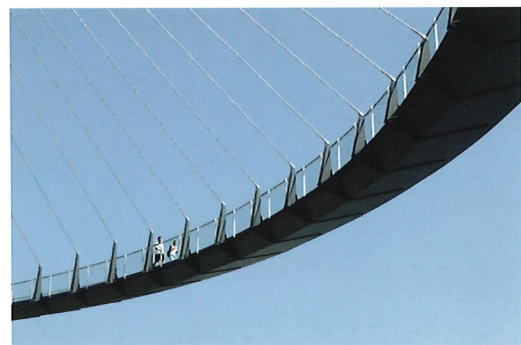


Bild 5.18: Brücke Sassnitz (Wilfried Dechau)



Bild 5.19: Stützenlose Kabelverankerungen bei der integralen Fußgängerbrücke am Hafen Grimberg in Gelsenkirchen (schlaich bergemann und partner / Michael Zimmermann)

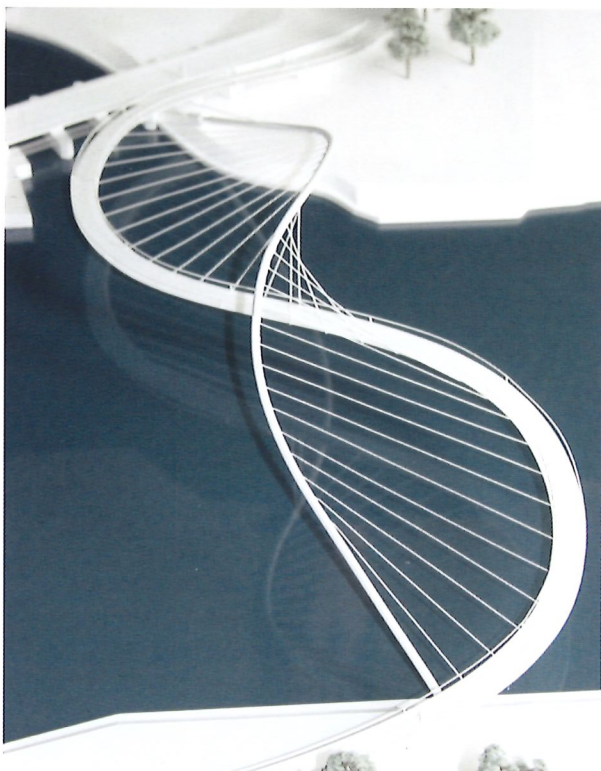


Bild 5.20: Formgefundene dreidimensionale Bogenbrücke (schlaich bergemann und partner)



Bild 5.21: Glasbrücke Lissabon, Portugal (Bellapart)



Bild 5.22: Fußgängerbrücke Odense (Rendering), Dänemark (Dissing + Weitling Architecture)



Bild 5.23: Margarete-Müller-Bull-Steg, Esslingen am Neckar (Foto: ©Ingolf Pompe)

- Schritt 6: Addition neuer Elemente wie stützenlose Kabelverankerungen oder integrale Ausbildung.

Neben dieser intensiven Auseinandersetzung mit neuen anderen Tragstrukturen findet Innovation auch oder insbesondere in anderen Bereichen statt. In der Forschung und Industrie werden ständig neue Materialien mit besseren Eigenschaften entwickelt, zum Beispiel Feinkornstahl oder äußerst leistungsstarker Beton. Zu den Forschungsaktivitäten gehören auch Verbundwerkstoffe, die so zusammengesetzt werden, dass jedes Material seinen Eigenschaften entsprechend optimal eingesetzt werden kann.

Neue Entwicklungen sind vor allem im Bereich kohlenstofffaserverstärkter Kunststoffe anzutreffen. Sie werden eine neue Ära von Möglichkeiten eröffnen, die noch mehr Leichtigkeit und Transparenz und noch größere Spannweiten erlauben werden. Die ersten Beispiele sind realisiert, aber es braucht weitere Anstrengungen in der Forschung, um sie neben den klassischen Werkstoffen Stahl und Beton zu etablieren. Ähnliches gilt für die Entwicklung von adaptiven, wandlungsfähigen Strukturen.

Das Entwerfen, das Detaillieren und das Realisieren moderner Brücken ist ohne Computer unvorstellbar. Die Software hat sich in den vergangenen zwei Jahrzehnten rasant entwickelt, vielleicht in einem stärkeren Maße, als die Planer in der Lage sind, diese umfänglich zu nutzen. Neben der großen Hilfestellung bei der täglichen Arbeit führen diese Weiterentwicklungen im digitalen Bereich zu interessanten und bemerkenswerten Fortschritten, so z. B. bei der Formfindung dreidimensiona-

ler Strukturen (Bild 5.20) oder bei dynamischen Berechnungen.

5.2.7 Ästhetisch

Die Ästhetik ist ein Teilbereich der Philosophie, die sich mit Kunst, Schönheit und deren Wahrnehmung beschäftigt. Beim Entwurf könnte man sie als Synchronisation und Optimierung von Proportionen, Materialien, Oberflächen und Farben interpretieren, immer korrespondierend mit dem Ort und der Umgebung.

5.2.8 Unaufdringlich

Unaufdringlichkeit bedeutet nicht, eine zurückhaltende oder gar konservative Lösung zu wählen, sondern vielmehr eine passende und angemessene Antwort auf eine Fragestellung zu entwickeln. Brücken werden fast immer für Menschen gebaut, daher müssen die Menschen das Bauwerk akzeptieren, müssen es mögen.

Manchmal ist es gut, wenn Brücken einem Ort eine eigene Identität geben und als Wahrzeichen wirken, manchmal sollten sie sich aber auch zurücknehmen (Bild 5.23).

Es ist daher äußerst wichtig, die Topografie, die städtische Situation, die Lage und die Art der Nutzung zu studieren. Es macht einen großen Unterschied, ob die Menschen nur von A nach B möchten, um schnell eine unattraktive Autobahn oder Bahnstrecke zu überqueren, oder ob sie sich einen



Bild 5.24: Klenzesteg (Rendering) München (schlaich bergermann und partner)

Ort zum Treffen, Schauen, Verweilen und Genießen wünschen. Beide Aufgabenstellungen erfordern verschiedene Lösungen, auch wenn Lichtraumprofil, Spannweite und Breite ähnlich sind.

Der Wettbewerb zum Klenzesteg in München zeigt, wie die Reflektion der Lage und der Umgebung den Entwurf prägen kann. Zwölf international ausgewählte Teams waren aufgefordert, eine Fußgängerbrücke über die Isar zu entwerfen. Die Brückenlänge beträgt etwa 200 Meter, die Breite der Isar rund 100 Meter. Zuerst fühlten wir uns dazu herausgefordert, mit einer großartigen Seil- oder Bogenbrücke die Isar zu überqueren. Aber nach einem intensiven Besuch des Ortes und Gesprächen mit dort lebenden Bürgern bekamen wir einen Eindruck vom wertvollen Landschaftsraum und der Eigenständigkeit der umliegenden Gebäude. Daher entschieden wir uns, eine möglichst schlanke und transparente Brücke zu entwerfen, die das Landschaftsbild nicht beeinträchtigt (Bild 5.24). Um sehr schlanke Stützen zu ermöglichen, die die Hydraulik der Isar nur unwesentlich beeinflussen, wurde eine integrale Verbindung von Überbau und Stützen gewählt. Dies vermeidet bei Temperaturendeckungen oder -verkürzungen eine erhöhte Biegebelastung, erhöht die Transparenz der Brücke und hat einen sehr geringen Versperrungsgrad der Isar.

Die Doppelstützen bewirken eine Einspannung des Überbaus und verringern dessen Verformungen und erlauben den extrem schlanken, klingenhaften Überbau. Mit dem Vorschlag, ganzheitlich Edelstahl einzusetzen, verfolgten wir mehrere Ziele. Einerseits wollten wir dem Steg eine eigene „edle“ Erscheinung geben, insbesondere im Kontext mit der innerstädtischen Lage und der vorhandenen Bebauung, andererseits werden die Unterhaltungs- und Lebenszykluskosten erheblich reduziert und die Stützen brauchen keine zusätz-

liche Schutzschicht gegen Beschädigungen durch Treibgut.

Die Wettbewerbsjury zeichnete dieses zurückhaltende und respektvolle Konzept mit einem von zwei ersten Preisen aus.

5.2.9 Konsequenz bis ins letzte Detail

Insbesondere Fußgängerbrücken müssen den menschlichen Maßstab respektieren und gut detailliert sein. Da sich die Menschen auf der Brücke langsam bewegen, können sie das Bauwerk besser wahrnehmen, können es berühren und versuchen, es zu verstehen. Das betrifft nicht nur die funktionalen Teile und Details wie Geländer (z. B. Bild 5.25) oder Beleuchtung, sondern auch konstruktive Elemente wie Seilverankerungen und -umlenkungen, oder Klemmen oder Knoten von Fachwerkträgern, z. B. Bilder 5.26 und 5.27. Leider gibt es einige Beispiele, bei denen interessante und gute Entwurfsideen zu durchschnittlichen Ergebnissen geführt haben, weil den Details nicht die nötige Beachtung geschenkt oder sie nicht konsequent aus einer Hand zu Ende geplant wurden. Details können entwurfsbestimmend werden, deshalb müssen die Planer von Anfang an auch die Details im Blick haben.

Bauherren sollten sich ebenfalls der wichtigen Rolle der Details bewusst sein und den Planern die Planungsaufgabe komplett übertragen und nicht Teile davon der ausführenden Firma, die oft rein wirtschaftliche Interessen verfolgt. Nur eine durchgängige und sorgfältige Planung von der Vorplanung bis zur Ausführungsplanung führt zu einem ansprechenden Bauwerk mit guten Details.



Bild 5.25: Detail Geländer Fußgängerbrücke Max-Eyth-See über den Neckar, Stuttgart (schlaich bergemann und partner)



Bild 5.28: Fußgängersteg Bleichwiese Backnang (schlaich bergemann und partner / Michael Zimmermann)



Bild 5.26: Ringseile im Detail: Passerelle La Défense, Paris, Frankreich (schlaich bergemann und partner / Michael Zimmermann)



Bild 5.29: Fußgängersteg Bleichwiese Backnang (schlaich bergemann und partner / Michael Zimmermann)

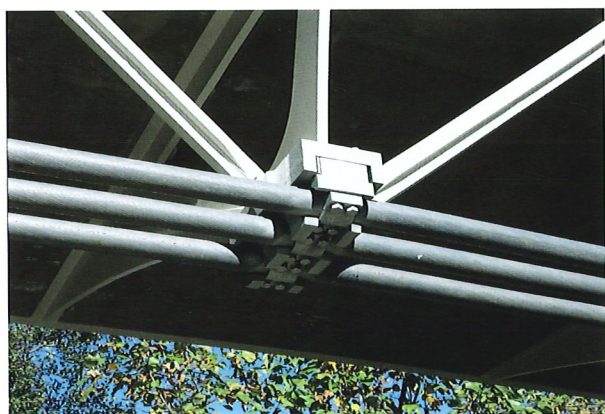


Bild 5.27: Ringseile im Detail: Liberty Bridge Greenville, USA (Jürgen Schmidt, Köln)

5.2.10 So wenig Design wie möglich

Der Satz "Gutes Design ist unsichtbar" betrifft auch Fußgängerbrücken. Eine Brücke mit einer größeren Spannweite wird hauptsächlich von ihrem Tragwerk dominiert; folglich wird der Entwurf, das Design, vom Tragwerk bestimmt. Schwieriger erscheint dies bei kleineren Brücken.

Der Bleichwiesensteg in Backnang zeigt eine sehr einfach gestaltete Balkenbrücke, die eine alte Holz-Fachwerkbrücke ersetzt (Bilder 5.28 und 5.29). Wegen der eingeschränkten Kapazität der vorhandenen Widerlager mussten wir eine leichte Lösung finden. Das Tragwerk musste aufgrund des einzuhaltenden Freibords für die Murr oben liegen. Zuerst dachten wir an einfache Stahlfachwerkträger, fanden aber, dass sie nicht gut zum Standort



Bild 5.30: Passerelle de la Paix, Lyon (schlaich bergmann und partner / Michael Zimmermann)

passen und willkürlich erschienen. Dann begannen wir, die Dreiecke zu schließen und kamen zu dem Schluss, dass dadurch die Brücke mehr Volumen bekommt und prägnanter wirkt. Zudem bekommt die Konstruktion eine eigene skulpturale Qualität und betont die Mitte, die zum Verweilen einlädt.

Es entstand ein Brückenträger, der sich aus über zwei dreieckig geformten, leicht zu transportierenden Hälften zusammensetzt. Verbunden werden diese mit einem (Zug-)Bolzen unten und einem gelenkig gelagerten Druckstab oben. Die Brücke wirkt sehr einfach und logisch, ist wenig expressiv geplant, hat aber einen eigenen individuellen Charakter und wurde trotzdem (oder deswegen) für den Brückenbaupreis 2014 nominiert.

5.3 Schluss

Von Architekten und Ingenieuren erwartet man oft, dass sie neue und besondere Brücken entwerfen, die möglichst spektakulär aussehen. Dies bedeutet Chance und Risiko zugleich. Eine Chance, weil diese offene Haltung den Ingenieuren und Architekten Spielraum bietet, neuartige Konstruktionen zu entwickeln und vorzuschlagen. Andererseits stellt es ein Risiko dar, weil man schnell Gefahr läuft, den "Entwurfskorridor" zu verlassen, in dem Angemessenheit, Innovation und wirtschaftliche Aspekte in einem ausgeglichenen Verhältnis zueinander stehen.

Um gute Entwürfe entstehen lassen zu können, brauchen wir neben allen wichtigen Disziplinen in den Planungsteams auch qualifizierte Jurys, die in der Lage sind, die beste Lösung herauszuarbei-

ten, ohne den Blick auf funktionale und statisch-konstruktive Belange zu verlieren.

Es ist deshalb wichtig, dass alle im Planungs- und Entscheidungsprozess Beteiligten ihre Entwürfe gründlich und sorgfältig reflektieren und hinterfragen, um für jede individuelle Aufgabe die wirklich beste Lösung zu finden. Vielleicht können die diskutierten Entwurfskriterien mit dazu beitragen, dass gute Brücken, die unsere Umwelt bereichern und unsere Lebensqualität erhöhen, entstehen können.

5.4 Literaturverzeichnis

- [1] <https://www.vitsoe.com/de/ueber-vitsoe/gutes-design> (Abgerufen am 4.2.2015)

6 Schlanke vorgespannte Fußgängerbrücke aus Textilbeton

Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger; Dipl.-Ing. Sergej Rempel

Lehrstuhl und Institut für Massivbau, RWTH Aachen

Dr.-Ing. Christian Kulas
solidian GmbH, Albstadt

Zusammenfassung

Textilbewehrter Beton (TRC, Textile Reinforced Concrete) ist ein innovativer Verbundwerkstoff, der Feinbeton und gitterartige Textilien als Ausgangsstoffe verwendet. Im Gegensatz zur Stahlbewehrung sind die Textilien nicht korrosionsgefährdet, sodass die Betondeckung auf wenige Millimeter reduziert werden kann. Daraus ergeben sich schlanke Betonkonstruktionen, die den Ansprüchen von Architekten und Planern entsprechen. Zusätzlich bieten sie ökonomische und wirtschaftliche Vorteile. Der Beitrag stellt eine realisierte Fußgängerbrücke vor, deren textilbewehrter Überbau eine Gesamtlänge von 97 m aufweist. Insbesondere wird dabei auf die Brückenkonstruktion und das Tragverhalten eingegangen.

6.1 Einleitung

Textilbewehrter Beton (TRC) ist ein innovativer Verbundwerkstoff, der Feinbeton und maschenartige technische Textilien als Ausgangsstoffe verwendet. Die textile Bewehrung wird aus alkaliresistentem Glas (AR-Glas) oder Carbon hergestellt und ist daher nicht korrosionsgefährdet. Dieser Vorteil erlaubt es, die Betondeckung bis auf wenige Millimeter zu reduzieren. Im Gegensatz zum Stahlbeton können so extrem schlanke Betonbauteile produziert werden.

Textilbeton eignet sich neben Verstärkungsmaßnahmen von bestehenden Bauwerken [1]-[2] und der Herstellung von Schalentragwerken [3] besonders für Fassadenplatten. Die geringe Betondeckung von etwa 10-15 mm reduziert das Gewicht um etwa 50 % im Vergleich zu einer herkömmlichen Stahlbetonfassade. Hegger et al. beschreiben in [4]-[8] die Anwendungsmöglichkeiten für

hinterlüftete Fassaden und Sandwichfassadenplatten wie auch das Tragverhalten von Textilbetonbauteilen [9]. Eine weitere Anwendung ist der Einsatz von Textilbeton bei Bauwerken mit Chloridangriff, hervorgerufen durch eine Frost-Tausalz-Beanspruchung. Ein Beispiel dafür ist die Fertigteil-Fußgängerbrücke, die in diesem Beitrag behandelt wird.

Vorhandene betonstahlbewehrte Brücken weisen oft Schäden auf, die infolge von Stahlkorrosion eintreten. Ein Grund hierfür ist eine zu geringe Betondeckung, die nach früheren Anforderungen festgelegt wurde. Die minimale Deckung, die in den älteren Normen verlangt wurde, ist nicht in der Lage, die Stahlbewehrung vor Korrosion durch Chloridangriffe zu schützen. Die Konsequenzen sind Risse und Betonabplatzungen. Diese Schäden sind nicht nur optische Mängel, sondern beeinflussen das Tragverhalten negativ. Als Folge können solche Bauwerke nur mit einem enormen Kostenaufwand saniert werden. In einigen Fällen sind sogar der Abriss und ein anschließender Neubau des Bauwerks wirtschaftlicher. Ein Beispiel dafür ist die Fußgängerbrücke über eine Bundesstraße in Albstadt (Bild 6.1). Die ursprüngliche Brücke musste aufgrund erheblicher Korrosionsschäden (Bild 6.2) durch eine neue ersetzt werden (Bild 6.1).

Die Anforderungen an die Bewehrung infolge der Frost-Tausalz-Beanspruchung führten zu einem Querschnittsentwurf aus Textilbeton, da die textile Bewehrung resistent gegen den Chloridangriff ist. Des Weiteren konnte die Betondeckung auf 15 Millimeter reduziert werden, was zu einem schlanken, leichten und scharfkantigen Bauwerk mit einer hohen Betonoberflächenqualität führte. Im Gegensatz zu herkömmlichen Stahlbeton- und Spannbetonbauten war eine bituminöse Beschichtung auf der befahrbaren Oberfläche der Brücke nicht erforderlich, da ein gefügedichter Beton hoher Festigkeitsklasse verwendet wurde. Folglich werden Sanierungsarbeiten erheblich reduziert, da der übliche Austausch der Bitumenabdichtung nicht erforderlich wird.

Dieser Beitrag informiert im Detail über die Konstruktion der knapp einhundert Meter langen Textilbetonbrücke. Es werden die Materialien, Ergebnisse der Bemessung und experimentelle Untersuchungen vorgestellt.



Bild 6.1: Ansicht der neuen Textilbetonfußgängerbrücke in Albstadt [Foto: Groz-Beckert]



Bild 6.2: Ursprüngliche Fußgängerbrücke in Albstadt mit Korrosionsschäden [Foto: Groz-Beckert]

6.2 Materialien

6.2.1 Textile Bewehrung

Im Textilbeton werden gitterartige Textilien aus AR-Glas- oder Carbonfilamenten als Bewehrung verwendet. Gries et al. [10] beschreiben die Herstellung und die Materialeigenschaften der Textilien. Carbon hat den Vorteil der hohen Zugfestigkeiten von etwa 3000 N/mm^2 . Allerdings war es während der Planungsphase nur bedingt verfügbar. Zudem liegen die Materialkosten im Vergleich zu AR-Glas deutlich höher. Aus diesen Gründen wurde AR-Glas für die textile Bewehrung der Fußgängerbrücke verwendet. Die AR-Glas-Rovings, die aus hunderten Filamenten bestehen, werden schließlich zu Textilgelegen verarbeitet (Bild 6.3 und 6.4).

Die Abstände der Rovings des Textils für die Textilbetonbrücke betragen gemäß Bild 6.4 zwischen 5 mm und 15 mm. Im letzten Produktionsschritt wird die Textilmatte mit Epoxidharz ge-

tränkt. Es sorgt dafür, dass die inneren Filamente beim Lastabtrag aktiviert werden. Dabei penetriert das Harz tief in den Kern des Rovings, verbindet die Filamente miteinander und erzeugt somit einen homogenen Querschnitt. Durch die hohe Anzahl der aktivierten Filamente wird die Zugfestigkeit im Vergleich zu ungetränkten Textilien verdoppelt. Die Betonmatrix wäre nicht in der Lage die Filamente miteinander zu verbinden, da der benötigte Raum zwischen den wenigen Mikrometern dünnen Filamenten nicht vorhanden ist.

Nach der Tränkung müssen die Textilien unter hohen Temperaturen aushärten. Dafür gibt es zwei verschiedene Methoden. Entweder findet die Temperaturbehandlung direkt nach der Tränkung statt, oder es wird zuerst ein duroplastisches Harz aufgetragen und anschließend erfolgt die Aushärtung unter hohen Temperaturen. Bei der ersten Variante wird das Textil durch eine Wanne mit flüssigem Epoxidharz gezogen. Im direkten Anschluss erfolgt die Aushärtung im Trockenturm bei Temperaturen um 160°C . Diese Methode wird vor allem

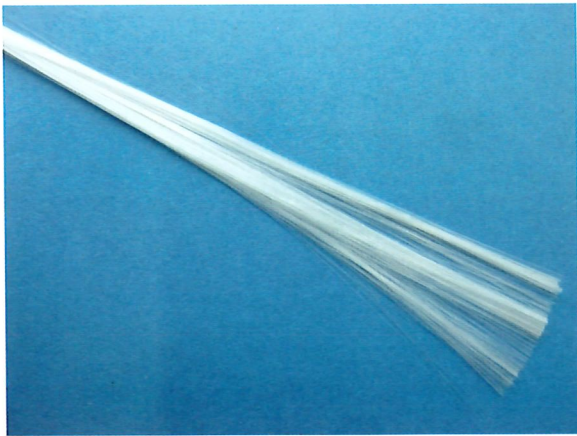


Bild 6.3: Detailaufnahme eines Rovings; hergestellt aus hunderten von AR-Glas-Filamenten

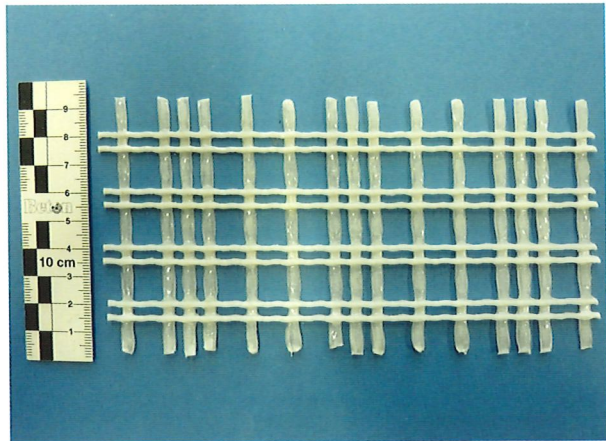


Bild 6.4: Textilgelege bzw. Textilmatte

zur Herstellung von ebenen Textilmaten angewendet. Die Tränkung mit dem duroplastischen Harz wird für die Produktion von Bewehrungsformen, z. B. von Stegprofilen gemäß Bild 6.5, verwendet. Dabei verbleibt das Harz zunächst in einer sogenannten B-Phase, in der es noch nicht ausgehärtet ist und deshalb formbar bleibt. Hierfür legt man das getränkte Textil in eine beliebige Schalungsform und härtet es im letzten Schritt bei Temperaturen um 180 °C über einen Zeitraum von etwa 20 min aus [11].

Getränkte Textilmaten sind robust und weisen eine gute Handhabung und Bearbeitbarkeit auf. Diese Eigenschaften werden für eine praxistaugliche Massenproduktion bei der Fertigteilherstellung benötigt. Des Weiteren erhöht die Tränkung die Dauerhaftigkeit der AR-Glas Bewehrung. Raupach et al. [12], [13] beschreiben die Vorteile der getränkten Textilien im Vergleich zu den nicht getränkten. Die wichtigsten Materialeigenschaften der bei der Brücke Albstadt verwendeten AR-Glas-Textilien sind in Tabelle 6.1 zusammengefasst.

6.2.2 Feinbeton

Aufgrund der geringen Maschenöffnungen wurde eine Betonrezeptur mit kleinem Größtkorn verwendet, um eine gute Betonierbarkeit der Textilien sicherzustellen. Der Feinbeton wurde im Sonderforschungsbereich 532 (SFB 532) an der RWTH Aachen entwickelt [14]. Während im SFB 532 ein Größtkorn von 0,6 mm eingesetzt wurde, enthielt die Betonzusammensetzung bei der Textilbetonbrücke ein Größtkorn von 4 mm. Ein größerer

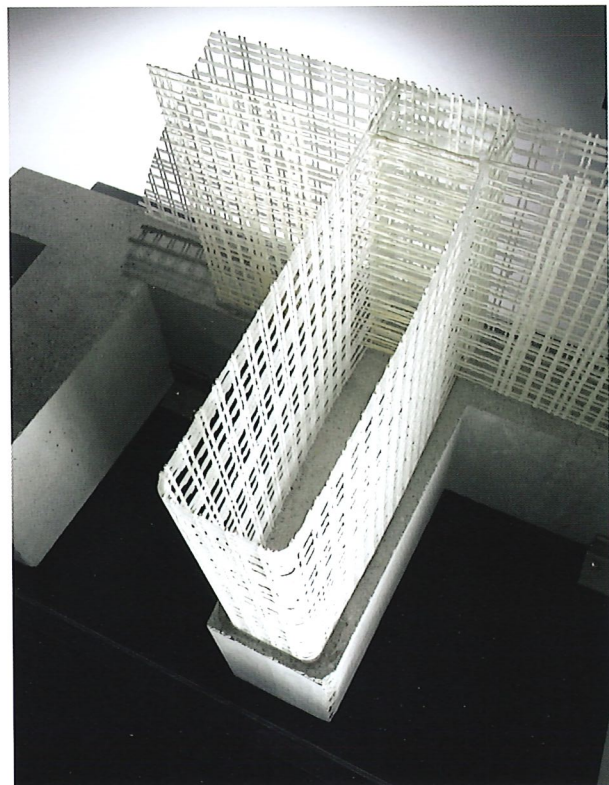


Bild 6.5: Formbewehrung für die Stegprofile [Foto: Groz-Beckert]

Durchmesser des Korns verringert den Zementanteil und verbessert die Verarbeitbarkeit. Die Betonrezeptur wurde in Zusammenarbeit des Fertigteilwerks Sebastian Wochner GmbH & Co. KG aus Dormettingen und dem Institut für Bauforschung der RWTH Aachen (ibac) entwickelt [15]. Die wich-

Tabelle 6.1: Textileigenschaften

Eigenschaften		Einheit	
Material		-	AR-Glas
Roving	Hersteller	-	OCV™ Reinforcement
	Bezeichnung	-	LTR 5325
	Titer	tex	3600 (= 1200 + 2400)
	E-Modul	N/mm ²	64800
Beschichtung		-	Epoxidharz (Hexion Speciality Chemicals, Inc)
Rovingabstand	0 ° / 90 °	mm	5; 15 / 7,5; 15
Bewehrungsquerschnitt	0 ° / 90 °	mm ² /m	134 / 119
Zugfestigkeit (Textil im Beton, Mittelwert)	0 ° / 90 °	N/mm ²	1035 / 1194

Tabelle 6.2: Betoneigenschaften des Frisch- und Festbetons des verwendeten Betons M9-15 im Vergleich zu anderen Feinbetonen [15]

Eigenschaften	Einheit	M9-15	SFB 532 (Referenz)	M1 (Referenz)
Äquivalenter w/b-Wert	-	0,41	0,47	0,45
Ausbreitmaß	mm	750	nicht bestimmt	nicht bestimmt
Luftgehalt	Vol.-%	2,8	0,4	nicht bestimmt.
Frischbetonrohddichte	kg/m ³	2256	2239	2490
Würfeldruckfestigkeit (28 d)	N/mm ²	87,1	nicht bestimmt	68,7
Biegezugfestigkeit (28 d)		10,7	7,6	8,9
E-Modul (28 d)		33600	33000	37200
pH-Wert der Porenlösung (28 Tage nach der Herstellung)	-	13,2	13,5	14,0

tigsten Materialeigenschaften sind in der Tabelle 6.2 zusammengefasst.

6.3 Brückendaten und Konstruktionsdetails

Die Fußgängerbrücke mit einer Gesamtlänge von 97 m besteht aus sechs Fertigteilen mit Längen von 11,8 m bzw. 16,1 m in den Endfeldern und jeweils 17,2 m in den Mittelfeldern. Jedes Bauteil wurde im Fertigteilwerk mit einem konstanten Radius von $R=112,5$ m hergestellt und anschließend auf der Baustelle auf Stahlrohrstützen gelagert. Aufgrund der schräggestellten Stützen wird eine effektive Spannweite von 15,05 m erreicht. Der Überbauquerschnitt ist ein 7-stegiger Plattenbalken mit einer Breite von 3,21 m (Bild 6.6). Jeder Steg wurde mit vier Monolitzen vorgespannt und mit ei-

nem einlagigen Textil bewehrt. Zusätzlich werden drei GFK-Stäbe in die Zugzone eingelegt.

Die textile Bewehrung der Stege besteht aus U-Profilen, in die die untere Zugbewehrung eingelegt wird. Die U-Profile werden in der Platte verankert, wobei die Rovings bis in die oberste Bewehrungslage geführt werden. Während die Zugkraft infolge der Biegebelastung von den GFK-Stäben, der textilen Bewehrung und den Monolitzen aufgenommen wird, besteht die Querkraftbewehrung ausschließlich aus den U-Profilen.

Die Betondeckung von 15 mm wurde an das Größtkorn und die Einbautoleranzen angepasst. Sie ist ausreichend, um den Verbund der textilen Bewehrung mit dem Beton sicherzustellen. Die Betondeckung und der geringe Biegerollendurchmesser der Bewehrung von etwa 8 mm lassen eine minimale Stegbreite von nur 120 mm zu. Die Plattendicke beträgt am Kragarmende 90 mm und wächst

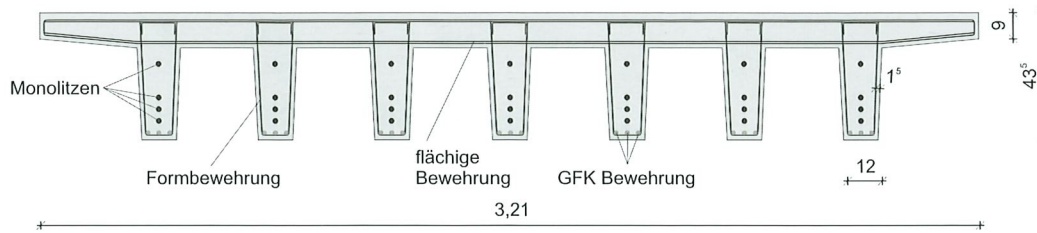


Bild 6.6: Querschnitt des Textilbeton-Überbaus [16]

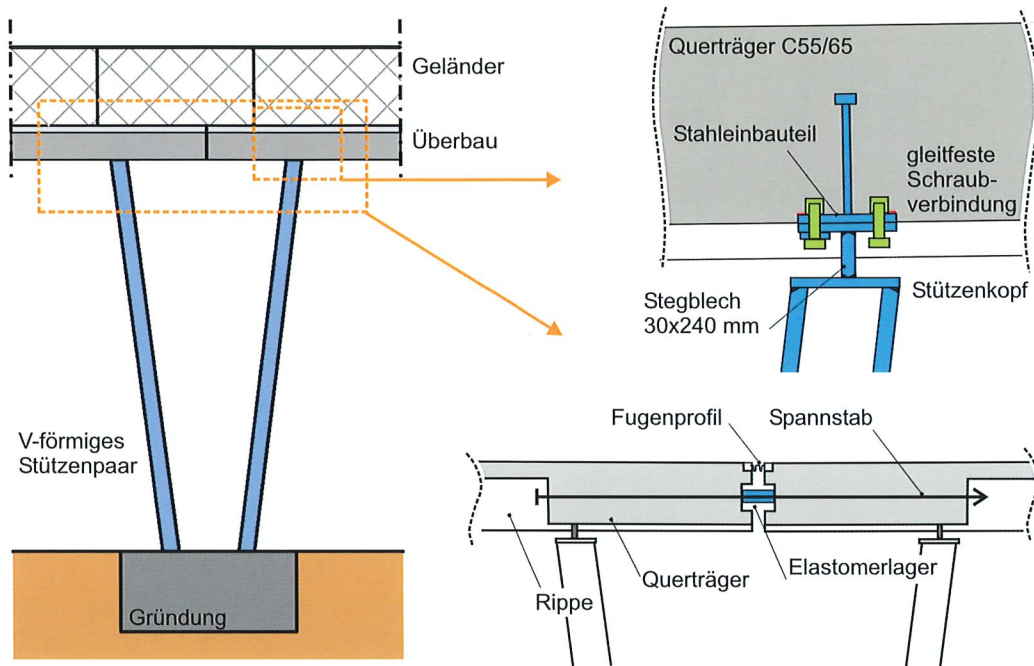


Bild 6.7: Detail der Überbaufugen und des Stützenkopfanschlusses [16]

zur Mitte auf 120 mm an. Dabei ist die oberste Schicht von etwa 10 mm als Verschleißschicht gegen mechanische Beanspruchung durch Fußgänger, Fahrradfahrer oder Schneeräumfahrzeuge vorgesehen. Darüber hinaus werden keine weiteren Deckschichten benötigt, sodass eine Gesamtquerschnittshöhe von 43,5 cm entsteht. Damit hat die Konstruktion eine Schlankheit von $H : L = 1 : 35$.

An jedem Mittelaufleger wurden die Fertigteile durch vier V-förmig angeordnete Stahlstützen unterstützt. Die Fertigteile werden zwischen den Stützen mit jeweils zwei vorgespannten Gewindestäben und Elastomerlagern gekoppelt, sodass eine teilweise Einspannung entsteht (Bild 6.7). Die Vorspannkraft im Gewindestab sorgt dafür, dass das Elastomerlager auch nach Kriechen und Schwinden des Betons unter Bemessungslasten überdrückt bleibt. Auf diese Weise wurde in Brückenlängsrichtung eine teilweise Durchlaufwirkung erzeugt, die zur Erhöhung der Steifigkeit in Längsrichtung führt.

Der Überbau ist an den Stützenköpfen über ein Stahleinbauteil direkt mit den Stahlstützen verbunden. An den Widerlagern ist der Überbau auf Elastomerlagern gelagert, die in Brückenlängsrichtung verschieblich sind. In Brückenlängsrichtung liegt somit eine schwimmende Lagerung vor. Die Lastweiterleitung in den Baugrund erfolgt in den Achsen 1 bis 5 durch eine Pfahlgründung mit Pfahlkopfplatte. An den Endauflagern wurden in Abhängigkeit von der Geländegeometrie Kastenwiderlager mit Flachgründungen ausgebildet (Bild 6.8).

6.4 Bemessung

6.4.1 Einwirkung

Die Randbedingungen und die erforderlichen Einwirkungen für die Bemessung der Brückenkonstruktion wurden auf Basis des DIN-Fachberichts

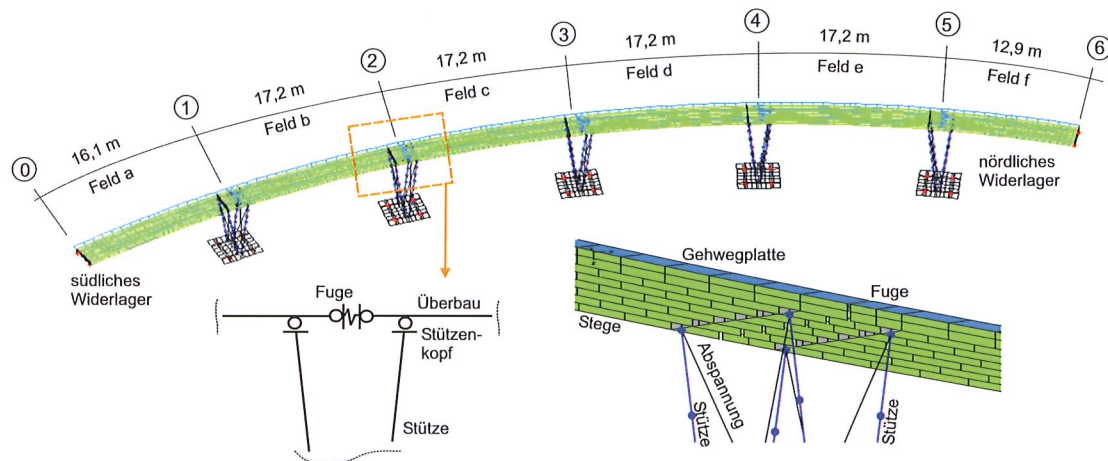


Bild 6.8: Dreidimensionales Finite-Elemente-Modell [16]

101 [17] festgelegt. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit wurde neben Eigengewicht, Vorspannung, Kriechen und Schwinden, Fußgängerlast sowie Wind- und Schneelast ein Servicefahrzeug (Schneeräumung) mit einem zulässigen Gesamtgewicht von 5 t angesetzt.

Der Dekompressionsnachweis wurde für die häufige Einwirkungskombination geführt (Anforderungskategorie B) [18]. Dabei wurde für die Fußgängerlast ein reduzierter Kombinationsbeiwert $\psi_0 = \psi_1 = 0,3$ festgelegt. Die zulässige Rissbreite $w_k \leq 0,3$ mm für die seltene Einwirkungskombination konnte in den Bauteilversuchen nachgewiesen werden. Zusätzlich wurde in Anlehnung an Eurocode 5 [19] ein Schwingungsnachweis geführt.

Tabelle 6.3 gibt einen Überblick über die geführten Nachweise und die zugehörigen Einwirkungen.

gekrümmten Grundrisses der Brücke unterscheiden sich die Momentenbeanspruchungen der Stege. Mit zunehmendem Radius erhöhen sich die Stützweite und damit die Beanspruchung. Mit der Vergrößerung des inneren statischen Hebelarmes der Kräfte aus Vorspannung konnte dem entgegen gewirkt werden. In Bild 6.9 ist die Querschnittsausnutzung beispielhaft für das Endfeld "a" dargestellt.

Die Bemessung des Textilbetonquerschnitts erfolgte nach [20] auf Basis der in [21] und [22] vorgestellten Modelle zum Tragverhalten von textiltbewehrtem Beton. Der Einfluss der Vorspannung ohne Verbund auf die Querkrafttragfähigkeit wurde nach [23] abgeschätzt und durch experimentelle Untersuchungen überprüft [24].

6.4.2 Querschnittstragfähigkeit

Die inneren Kräfte, Betonspannungen und die Schnittgrößen infolge der Lastfälle einschließlich der Vorspannung wurden mit einem 3D-Finite-Elemente-Modell ermittelt (Bild 6.8). Dafür wurden der Überbau und die Fundamente mit Schalenelementen abgebildet. Für die Stahlrohrstützen wurden Biegestäbe implementiert, die auch die Steifigkeit des Stützenkopfs berücksichtigen. Mit dem Modell wurden sowohl die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit, wie auch im Gebrauchszustand geführt. Zusätzlich konnte das Schwingungsverhalten damit analysiert werden.

Mit Hilfe einer Spannungsintegration aus dem FE-Modell wurden die inneren Kräfte (M, N, V) für die einzelnen Stege bestimmt. Aufgrund des

6.5 Experimentelle Untersuchungen

Da Textilbeton zu Beginn der Planung der Brücke bauaufsichtlich nicht geregelt war, musste die Fußgängerbrücke im Rahmen einer Zustimmung im Einzelfall (ZiE) genehmigt werden. Als Grundlage für die Genehmigung wurden umfangreiche Untersuchungen am Institut für Massivbau (IMB) und am Institut für Bauforschung (ibac) der RWTH Aachen durchgeführt. Exemplarisch werden das Tragverhalten der Fahrbahnplatte in Brückenquerrichtung sowie das Tragverhalten des Plattenbalkens in Brückenlängsrichtung beschrieben.

Tabelle 6.3: Einwirkungen

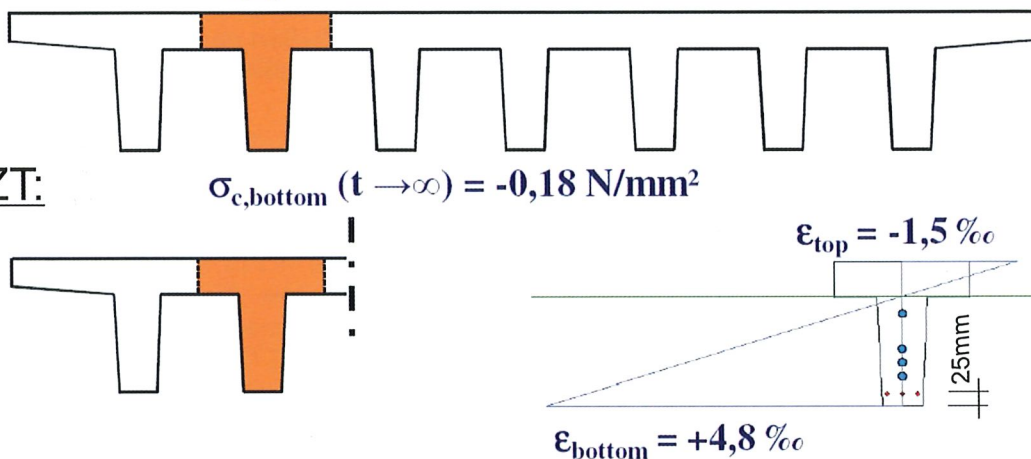
Nachweis	Einwirkung
Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)	Eigengewicht
	Verkehrslasten (Fußgänger, Wind)
	Schneeräumfahrzeug (5 t)
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)	Dekompressionsnachweis (häufige Einwirkungskombination)
	Rissbreite ($w_k \leq 0,3$; seltene Einwirkungskombination)
Erdbeben	Erdbebenzone 3 ($a = 0,8 \text{ m/s}^2$)
Schwingungsverhalten	Grenze der vertikalen Beschleunigung $a_v \leq 0,7 \text{ m/s}^2$
	Grenze der horizontalen Beschleunigung $a_h \leq 0,2 \text{ m/s}^2$

GZG:

$$\sigma_{c,top}(t \rightarrow \infty) = -11,14 \text{ N/mm}^2$$

GZT:

$$\sigma_{c,bottom}(t \rightarrow \infty) = -0,18 \text{ N/mm}^2$$

**Bild 6.9:** Nachweis der Dekompression (GZG) und Dehnungsverteilung unter Bemessungslasten (GZT) [16]

6.5.1 Tragverhalten der Fahrbahnplatte (Brückenquerrichtung)

Das Tragverhalten der Fahrbahnplatte wurde mit Vier-Punkt-Biegeversuchen ermittelt. Die Abmessungen der Versuchskörper entsprachen dabei denen des tatsächlichen Brückenquerschnitts. Allerdings wurde die 10 mm dicke Verschleißschicht bei den Versuchskörpern nicht angesetzt, sodass ein Querschnitt mit einer reduzierten Gesamthöhe von 110 mm geprüft wurde. Das Tragverhalten des Kragarms wurde mit dem Versuchsaufbau, der in Bild 6.10 dargestellt ist, untersucht.

Aufgrund des hohen Längsbewehrungsgrades und der fehlenden Querkraftbewehrung in der Fahrbahnplatte versagten alle Versuchskörper infolge der Schubbelastung. In Bild 6.11 ist das Rissbild des Versuchskörpers auf der Zugseite kurz vor dem Versagenszustand zu erkennen. Alle Versuchskörper weisen ein fein verteiltes Rissbild auf. Die Rissabstände liegen zwischen 1 und 3 cm.

In Bild 6.12 ist der diagonale Versagensriss nach Überschreiten der maximalen Prüfkraft gut zu erkennen. Im Bruchzustand öffnete sich dieser Biegeschubriss, der sich zu einem horizontalen Riss auf Höhe der unteren Bewehrungslage weiterentwickelte. Dieses Bauteilverhalten kann an Stahlbetonplatten ohne Schubbewehrung ebenfalls beobachtet werden.

Bild 6.13 zeigt die auftretenden Textilspannungen in Abhängigkeit der zugehörigen Verformungen der Versuchskörper. Vergleicht man die erreichten Textilspannungen im Vier-Punkt-Biegeversuch mit den Spannungen im Dehnkörperversuch, die in Tabelle 6.1 angegeben sind, so stellt man fest, dass diese um etwa 45 % überschritten werden. Die mittlere Textilspannung im Biegeversuch beträgt etwa 1500 N/mm^2 . Hegger und Voss [25] erklären diesen Effekt mit der Aktivierung der inneren Filamente, die durch die Umlenkung an der Rissante beansprucht werden. Dieser Effekt ist bei den getränkten Textilien nicht maßgebend. Eher ist hier

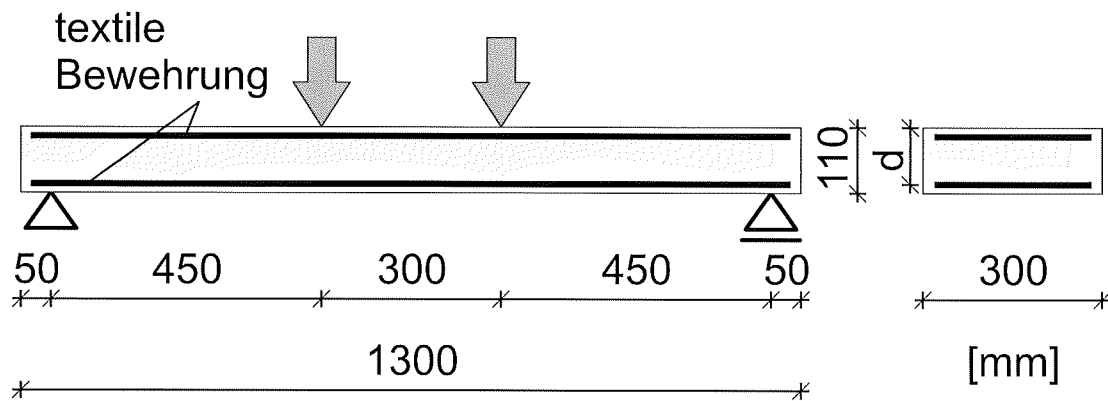


Bild 6.10: Versuchsaufbau (Fahrbahnplatte); Vier-Punkt-Biegeversuch

auf einen verbesserten Verbund zwischen den Textilien und dem Beton zu schließen. Zurzeit werden die genauen Ursachen dieses Effekts untersucht.

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) wird vom Bauherrn eine zulässige Rissbreite $w_k = 0,3$ mm gefordert. Dieses Kriterium wird im Gebrauchszustand erfüllt, da der Prüfkörper ungerissen bleibt. Der globale Sicherheitsfaktor zwischen der Einwirkung E_k und dem charakteristischen Widerstand R_k beträgt $\eta_{global} = 5,0$.

6.5.2 Tragverhalten der Plattenbalken (Brückenlängsrichtung)

Mit dem Versuchsaufbau gemäß Bild 6.14 wurde das Querkrafttragverhalten der Fußgängerbrücke in Längsrichtung untersucht. Der Versuchskörper wurde vereinfachend mit drei anstelle der tatsächlich sieben Stege geprüft. Die Versuchsergebnisse wurden im Anschluss auf sieben Stege extrapoliert. Während des Versuchs betrug der Abstand der Lasteinleitung zum Auflager 1,2 m. Das entspricht einer Schubslankheit von $a/d = 3,0$.

Der Bruchzustand war durch ein Versagen der Betondruckzone gekennzeichnet (Bild 6.15). Im Gebrauchszustand blieb der Versuchskörper ungerissen. Auf der horizontalen Achse in Bild 6.16 ist die bezogene Durchbiegung angegeben. Man erkennt, dass die Versuchskörper sehr große Verformungen zwischen 1/200 und 1/150 im Tragfähigkeitszustand (GZT) erreichen können. Eine hohe Verformung und ein ausgeprägtes Rissbild deuten das Versagen des Prüfkörpers frühzeitig an (Bild 6.15). Wie schon bei den Tragfähigkeitsuntersuchungen der Fahrbahnplatten in Querrichtung konnte auch hier ein globales Sicherheitsniveau von $\eta_{global} = 5,0$ erzielt werden.

6.5.3 Tragverhalten der Brücke im Originalmaßstab

Zusätzlich zu den Versuchen an 7 m langen Probekörpern unter Laborbedingungen wurde ein Biegeversuch am realen Brückenquerschnitt durchgeführt. Das 17,2 m lange und 3,21 m breite Brückensegment wurde im Hof des Fertigteilwerks mit Betonblöcken belastet. Die Gewichte wurden dabei schrittweise auf einer Fläche von 2,0 m x 3,21 m aufgebracht (Bild 6.17). Ab einer Masse von etwa 83 t (2.800 kNm), das entspricht ungefähr 80 % der maximal aufgetragenen Belastung, konnte eine Rissbreite von 0,3 mm gemessen werden. Diese maximal zulässigen Rissbreiten traten erst bei mehr als der doppelten rechnerisch ermittelten Belastung auf, wobei die Rissbildung bei 1.200 kNm auftreten sollte.

Die maximale Masse, die auf das Brückensegment aufgebracht worden ist, betrug 103 t (Bild 6.18 und Bild 6.19). Eine Erhöhung der Belastung war aus Sicherheitsgründen nicht möglich, da die aufeinander gestapelten Betonblöcke eine kritische Höhe erreicht hatten und umzustürzen drohten. Bei dieser Last von 103 t konnte eine Verformung in Feldmitte von knapp 0,5 m gemessen werden. Die maximale Rissbreite betrug 0,6 mm.

6.6 Bauausführung

Nach der Herstellung der sechs Brückenelemente Anfang 2010 und der Anlieferung auf die Baustelle wurde die 97 m lange Brücke innerhalb von zwei Tagen errichtet. Bild 6.20 zeigt den Montageablauf, Bild 6.21 die Brücke während der Montage.

Aufgrund der erforderlichen Genauigkeit erfolgte die Montage mit Hilfe von Rüsttürmen, die zu-

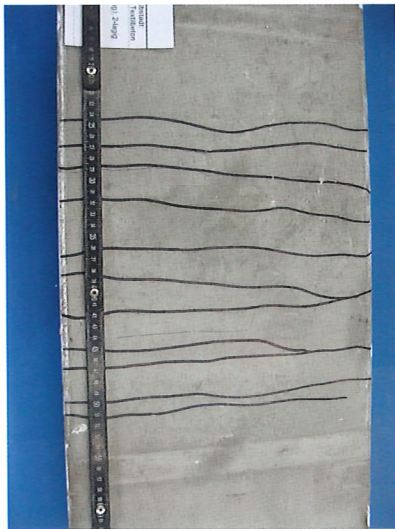


Bild 6.11: Fahrbahnplatte im Vier-Punkt-Biegeversuch: Rissbild

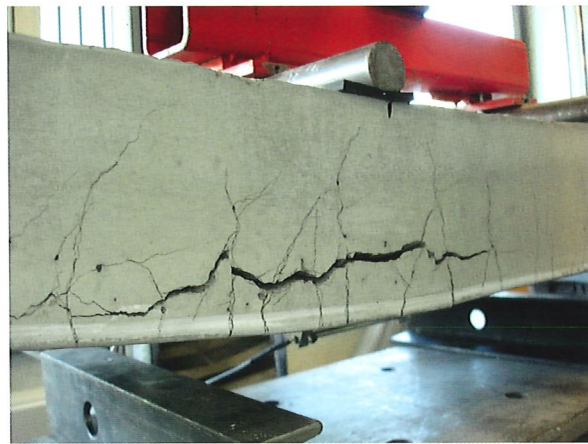


Bild 6.12: Fahrbahnplatte im Vier-Punkt-Biegeversuch: Versagenszustand

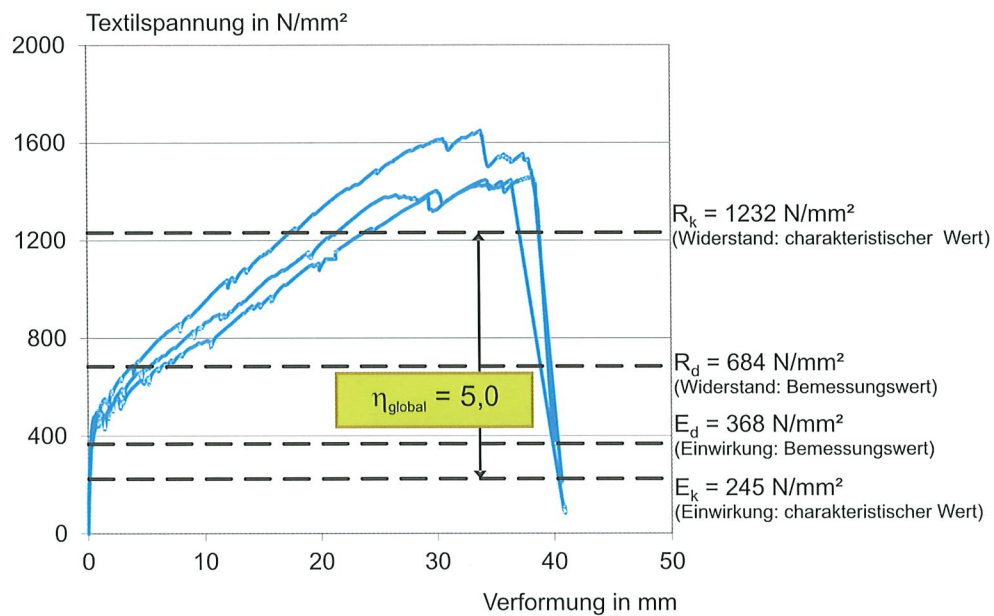


Bild 6.13: Textilspannungs-Verformungsdiagramm (Fahrbahnplatte, Vier-Punkt-Biegeversuch) [24]

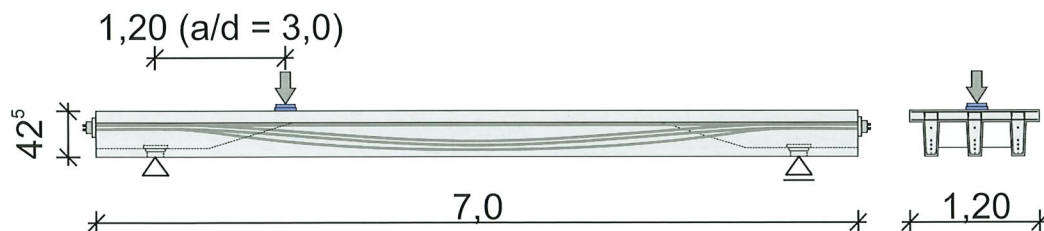


Bild 6.14: Plattenbalken: Versuchsaufbau zur Überprüfung der Querkrafttragfähigkeit [24]

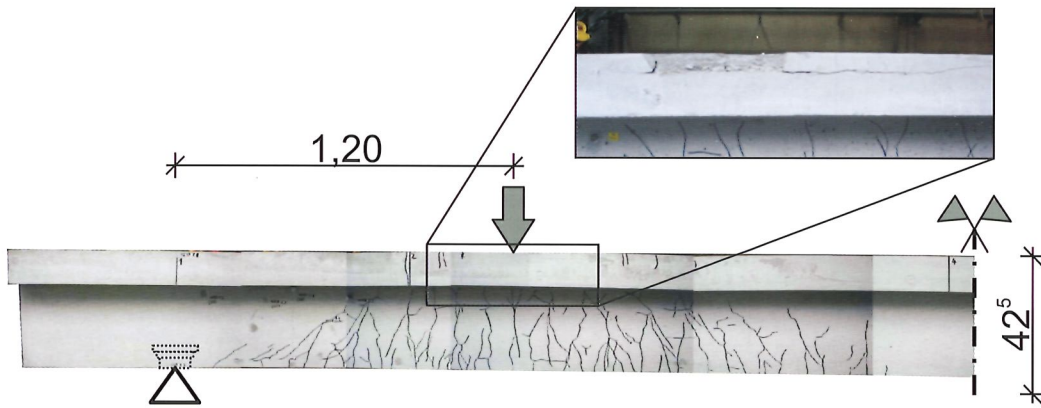


Bild 6.15: Plattenbalken: Rissbild und Bruchzustand (Versagen der Betondruckzone) [24]

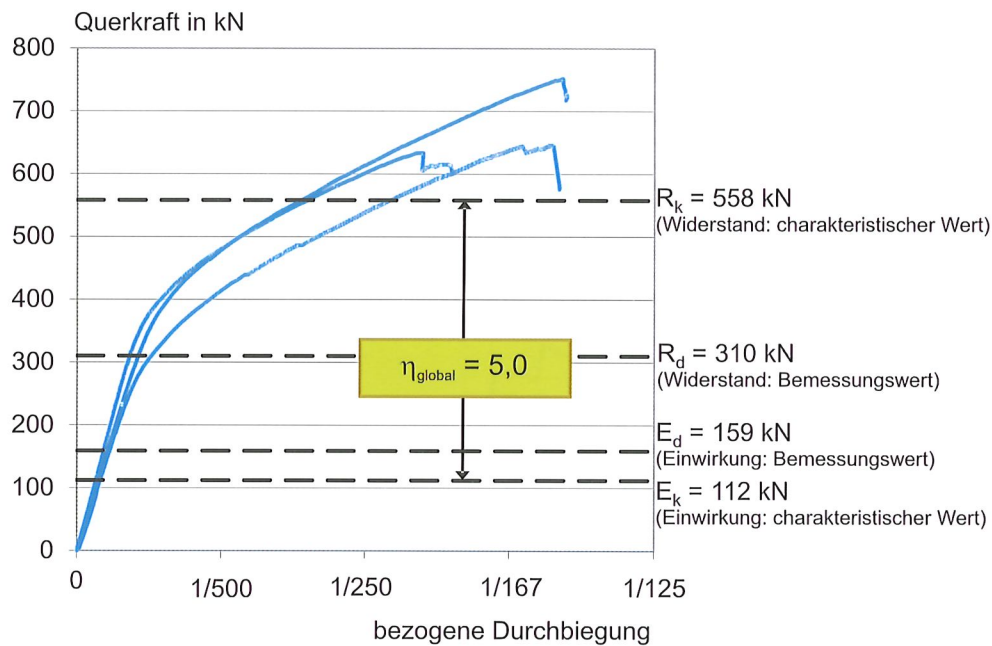


Bild 6.16: Querkraft-Verformungsdiagramm (Plattenbalken) [24]

sätzlich die Lastabtragung der Vertikal- und Horizontallasten während der Montage übernehmen. Nach der Errichtung der Türme wurden zunächst die Stahlrohrstützen in den Fundamentköchern positioniert. Um eine zwängungsfreie Montage und Ausrichtung der Brückenelemente sicherzustellen, wurden die Fertigteile in Längsrichtung auf Gleitplatten gelagert. Ausgehend vom mittleren Brückenfeld wurden die Stabanker in den Fugen gekoppelt. Im vorletzten Arbeitsschritt wurden die Stützen angehoben, ausgerichtet und mit dem Überbau verschraubt. Zum Schluss wurden die Fundamentaussparungen zur Stützensicherung vollständig betoniert.

6.7 Zusammenfassung

Aufgrund der korrosionsbeständigen technischen Textilien können Tragwerke aus Textilbeton im Vergleich zu Stahlbetonbauteilen deutlich schlanker ausgeführt werden. Dies wird eindrucksvoll durch die bisher realisierten Bauwerke verdeutlicht. Das Beispiel der 97 m langen Textilbetonbrücke zeigt, dass Textilbeton auch für großformatige Bauwerke mit komplexem Tragverhalten geeignet ist.

Um Erkenntnisse zum Dauerstandverhalten gewinnen zu können, wurde auf dem Gelände des Fertigteilwerks ein Brückensegment aufgebaut. Im Winter wird es mit einem Schneeräumfahrzeug belastet und gleichzeitig mit Tausalz bestreut.

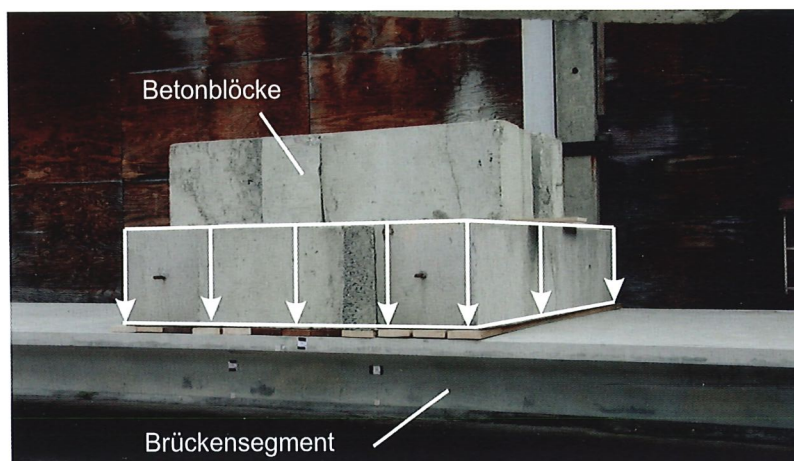


Bild 6.17: Betonblöcke für die Tragfähigkeitsuntersuchungen am realen Brückensegment

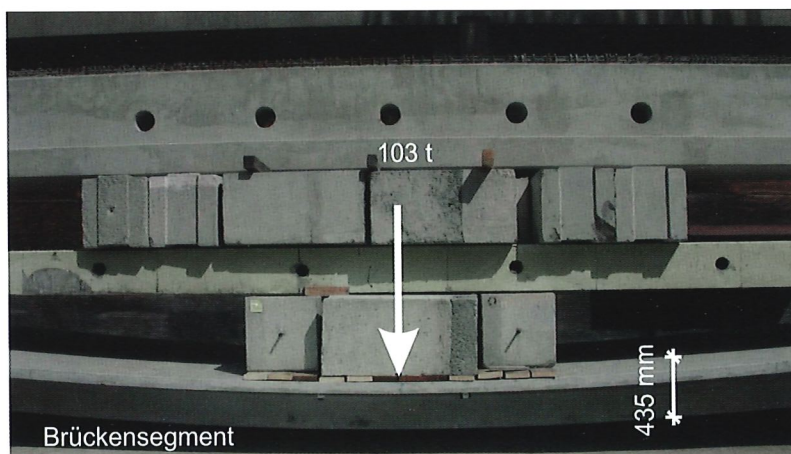


Bild 6.18: Verformung des Brückenfertigteils: Seitenansicht



Bild 6.19: Verformung des Brückenfertigteils: Längsansicht

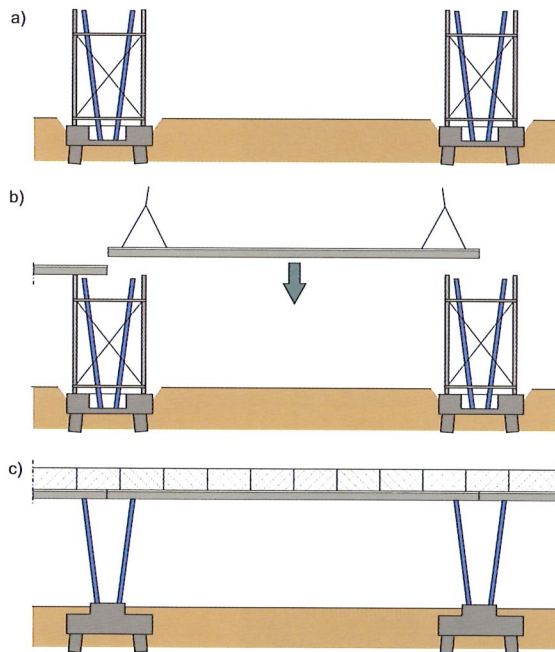


Bild 6.20: Hauptarbeitsschritte bei der Brückenmontage: a) Aufbau der Rüsttürme und Stahlrohrstützen, b) Einheben der Überbauten und Ausrichten auf den Rüsttürmen, c) Betonieren der Fundamentaussparungen [16]



Bild 6.21: Fertigteilbrücke während der Montage [Foto: Groz-Beckert]

Tabelle 6.4: Projektbeteiligte

Projektbeteiligte	Funktion
Groz-Beckert KG / Stadt Albstadt	Bauherr
Hartwig N. Schneider, Stuttgart	Architektonischer Entwurf
H+P Ingenieure GmbH & Co. KG, Aachen	Tragwerksplanung
Sebastian Wochner GmbH & Co. KG, Dormettingen	Ausführende Firma
RWTH Aachen Institut für Massivbau, Prof. Hegger	Gutachten zur Zustimmung im Einzelfall Tragverhalten
Institut für Bauforschung, Prof. Brameshuber	Betonentwicklung
Bornscheuer Drexler Eisele	Statische Prüfung
Regierungspräsidium Tübingen	Genehmigung, Zustimmung im Einzelfall

Mögliche auftretende Veränderungen und Verformungen werden dokumentiert und mit den zulässigen Werten verglichen.

Dank

Die Autoren bedanken sich bei der Stadt Albstadt für die Unterstützung und Realisierung dieses Pilotprojektes. Dank gilt auch der Sebastian Wochner GmbH & Co. KG Dormettingen (Fertigteilwerk), der H+P Ingenieure GmbH & Co. KG Aachen (statische Berechnungen), dem Regierungspräsidium in Tübingen und hns architect Stuttgart (architektonischer Entwurf) für die erfolgreiche Zusammenarbeit. Das Projekt wurde durch eine großzügige Unterstützung der Groz-Beckert KG finanziert, die damit die Möglichkeiten des Textilbetons aufzeigen möchte. Groz-Beckert unterstützt außerdem den Wissenstransfer im Bereich Textilbeton zwischen Forschung und Industrie. Mit dem Tochterunternehmen solidian werden Produkte aus und für Textilbeton entwickelt und vertrieben.

Gedankt sei auch der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) für die finanzielle Unterstützung im Rahmen des Sonderforschungsbereiches 532 "Textilbewehrter Beton – Grundlagen für die Entwicklung einer neuartigen Technologie" und der Transferprojekte T07, T08 und T09 an der RWTH Aachen.

6.8 Literaturverzeichnis

- [1] CURBACH, M.; ORTLEPP, R.; SCHEERER, S.; FRENZEL, M.: Verstärken mit Textilbeton – Weg von der Vision zur Anwendung. Der Prüfsingenieur 39 (2011) 39, S. 32-44.
- [2] SCHLADITZ, F.; LORENZ, E.; CURBACH, M.: Biegetragfähigkeit von textilbetonverstärkten Stahlbetonplatten. Beton- und Stahlbetonbau 106 (2011) 6, S. 377-384 – DOI: 10.1002/best.201100002.
- [3] SCHOLZEN, A.; CHUDоба, R.; HEGGER J.: Dünnwandiges Schalentragsystem aus textilbewehrtem Beton; Entwurf, Bemessung und baupraktische Umsetzung. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 107 (2012) 11, S. 767-776.
- [4] HEGGER, J.; KULAS, C.; HORSTMANN, M.: Realization of TRC facades with impregnated AR-glass textiles. Key Engineering Materials. 466 (2011), S. 121-130.
- [5] REMPEL, S.; KULAS, C.; HEGGER J.: Plattenbau im 21. Jahrhundert – Schulmensa St. Leonhard, Aachen. In: Beton Bauteile 2014, Gütersloh: Bau Verlag, 2013.
- [6] REMPEL, S.; KULAS, C.; HEGGER J.: Ventilated façade structures made of textile-reinforced concrete – structural behavior and construction. The Fourth International fib Congress 2014 in Mumbai: Improving Performance of Concrete Structures, Proceedings Vol. I, pp. 566-569 (short paper), CD-ROM (full paper), ISBN 978-81-7371-919-6, February 2014.
- [7] KULAS, C.; SCHNEIDER, M.; WILL, N.; GREBE, R.: Ventilated facade structures made of textile reinforced concrete – structural behavior and construction. Bautechnik 88 (2011) 5, S. 271-280.
- [8] HEGGER, J.; HORSTMANN, M.; FELDMANN, M.; PYSCHNY, D.; RAUPACH, M.; BÜTTNER, T.; FEGER, C.: Sandwich Panels made of TRC and Discrete and Continuous Connectors. In: Bramehuber, W. (Hrsg.): Proceedings of the 2nd International RILEM Conference on Material Science (MatSci), 6.-8.9.2010, Aachen, RILEM Publications S.A.R.L., S. 381-392.
- [9] KULAS, C.: Ingenieurmodelle zum Tragverhalten getränkter textiler Bewehrungselemente für Betonbauteile. Diss., Schriftenreihe des IMB, RWTH Aachen University, Heft 38, 2013
- [10] GRIES, T.; ROYE, A.; OFFERMANN, P.; PELED, A.: Textiles. In: Bramehuber, W. (Hrsg.): Textile Reinforced Concrete. RILEM Report 36, S. 11-27.
- [11] HEGGER, J.; KULAS, C.; HORSTMANN, M.: Spatial Textile Reinforcement Structures for Ventilated and Sandwich Façade Elements. Advances in Structural Engineering 15 (2012) 4, S. 665-675.
- [12] RAUPACH, M.; ORLOWSKY, J.; BÜTTNER, T.: Epoxy-impregnated textiles in concrete – load bearing capacity and durability. In: Hegger, J.; Bramehuber, W.; Will, N. (Hrsg.): Proceedings of the 1st International RILEM Conference, 6.-7.9.2006, Aachen, RILEM Publications S.A.R.L., S. 77-88.
- [13] BÜTTNER, T.; ORLOWSKY, J.; RAUPACH, M.; HOJCZYK, M.; WEICHOLD, O.: Enhancement of the durability of alkali-resistant glass-rovings in concrete. In: Bramehuber, W. (Hrsg.): Proceedings of the 2nd International RILEM Conference on Material Science (MatSci), 6.-8.9.2010, Aachen, RILEM Publications S.A.R.L., S. 333-342.

- [14] BROCKMANN, T.: Mechanical and fracture mechanical properties of fine grained concrete for textile reinforced composites. PhD-Thesis, RWTH Aachen, 2006.
- [15] BRAMESHUBER, W.; HINZEN, M.; WOCHNER, M.: Elegante Fußgängerbrücke aus textilbewehrtem Beton. *beton*, Ausgabe 11/2010, Verlag Bau + Technik, S. 438-444.
- [16] HEGGER, J.; GORALSKI, C.; KULAS, C.: Hegger, J.; Goralski, C.; Kulas, C.: Schlanke Fußgängerbrücke aus Textilbeton. *Beton und Stahlbetonbau* 106 (2011) 2, S. 64-71.
- [17] DIN-Fachbericht 101: Einwirkungen auf Brücken. Berlin: Beuth, 2009.
- [18] DIN-Fachbericht 102: Betonbrücken. Berlin: Beuth, 2009.
- [19] Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten. Berlin: Beuth, 2008.
- [20] VOSS, S.: Ingenieurmodelle zum Tragverhalten von textilbewehrtem Beton. Diss., RWTH Aachen, 2008.
- [21] HEGGER, J.; WILL, N.; BRUCKERMANN, O.; VOSS, S.: Loadbearing behavior and simulation of textile reinforced concrete. *Materials and Structures* 39 (2006), S. 765-776.
- [22] HEGGER, J.; VOSS, S.: Investigations on the load-bearing behavior and application of Textile Reinforced Concrete. *Engineering Structures* 30 (2008), S. 2050-2056.
- [23] KORDINA, K.; HEGGER, J.; TEUTSCH, M.: Shear-strength of prestressed concrete beams with unbounded tendons. *ACI Structural Journal* 2 (1989), S. 143-149.
- [24] HEGGER, J.; KULAS, C.; RAUPACH, M.; BÜTTNER, T.: Tragverhalten und Dauerhaftigkeit einer schlanken Textilbetonbrücke. *Beton und Stahlbetonbau* 106 (2011) 2, S. 72-80.
- [25] HEGGER, J.; WILL, N.; BRUCKERMANN, O.; VOSS, S.: Loadbearing behavior and simulation of textile reinforced concrete. *Materials and Structures* 39 (2006), S. 765-776.

7 Pilotanwendungen von Textilbeton für Verstärkungen im Brückenbau

Prof. Dr.-Ing. Jürgen Feix;

Dipl.-Ing. Dr. Mario Hansl

Universität Innsbruck, Arbeitsbereich Massivbau
und Brückenbau

7.1 Hintergrund

Im gesamten österreichischen Straßenverkehrsnetz sind derzeit knapp 30.000 Brücken mit einer Gesamtfläche von ca. 10 Mio. m² unter Verkehr [1]. Der Großteil dieser bestehenden Brückenfläche wurde in den Jahren von 1965 bis 1985 errichtet und weist somit heute ein Alter von 30 bis 50 Jahren auf. Verbunden mit dem hohen Alter der Bauwerke lassen sich vermehrt Abnutzungserscheinungen an den vorhandenen Abdichtungssystemen und Mängel in der bestehenden Bausubstanz, insbesondere durch fortgeschrittene Bewehrungskorrosion, feststellen. Erschwerend kommt hinzu, dass sich die Nutzung unserer Infrastruktur speziell in Bezug auf den Straßenverkehr in den vergangenen Jahrzehnten stark verändert hat. So stiegen die Verkehrszahlen des gesamten Straßenverkehrs in Österreich bezogen auf das Jahr 1980 – also jenem Zeitpunkt, an dem der Großteil des heutigen Brückenbestandes bereits errichtet worden war – heute bereits auf den 2,3-fachen Wert an [2]. Noch brisanter stellt sich die Lage im Bereich des Schwerverkehrs dar. Besonders deutlich lässt sich dies am Beispiel der jährlichen Güterverkehrsmenge am Brennerpass, der Teil einer der wichtigsten Transitrouten Europas ist, zeigen. Lag der Wert im Jahr 1980 noch bei ca. zehn Millionen Tonnen, so kann heute ein dreimal so hoher Wert von ca. 30 Millionen Tonnen pro Jahr verzeichnet werden [2].

Aufgrund des hohen Alters der bestehenden Bausubstanz und der steigenden Verkehrszahlen und -lasten werden sich in Zukunft speziell im Straßenbrückenbau die Aufgaben vermehrt vom Neubau in den Bereich der Verstärkung und Instandsetzung umlagern. Die Aufgabe der Forschung besteht nun darin, neue Materialien und Methoden zu entwickeln, mit denen die auf uns zukommenden Verstärkungs- und Instandsetzungsaufgaben technisch innovativ, kosteneffizient, res-

sourcenschonend und vor allem dauerhaft gelöst werden können. Eines dieser neuen Materialien, welches in den vergangenen Jahren diesbezüglich großes Potential gezeigt hat, ist der sogenannte Textilbeton, z. B. [3], [4]. Textilbeton (bzw. textilbewehrter Beton) ist ein Verbundwerkstoff bestehend aus Beton und technischen Hochleistungsfasern, die zu gitterartigen Strukturen verarbeitet und in die Betonmatrix als Bewehrung eingebettet werden. Der wesentliche Unterschied zum herkömmlichen stahlbewehrten Beton besteht darin, dass die verwendete textile Bewehrung korrosionsresistent ist, d. h. dass auf die sonst übliche große Betondeckung zur Gewährleistung der Dauerhaftigkeit verzichtet werden kann. Textilbeton lässt sich daher in sehr geringen, bisher im Betonbau unerreichten Querschnittsstärken ausführen. Eine weitere herausragende Eigenschaft von Textilbeton ist die hohe mechanische Beanspruchbarkeit unter Zugbelastung, die sich auf den Einsatz hochwertiger Fasermaterialien, wie beispielsweise alkaliresistenten Glases oder Kohlenstoff (Carbon), begründet. Aufgrund dieser besonderen Eigenschaften eignet sich Textilbeton hervorragend zur nachträglichen Verstärkung bestehender Betonstrukturen. Der Textilbeton wird dabei in Form einer dünnen Schicht auf die Oberfläche des bestehenden Betonbauteils aufgetragen. Wird der Textilbeton in der Zugzone eines Bauteils aufgetragen, wirkt die textile Bewehrung als zusätzliche Komponente zur Aufnahme von Zugkräften, wodurch die Tragfähigkeit des Querschnitts deutlich erhöht werden kann. Die prinzipielle Wirksamkeit dieser Verstärkungsmethode konnte bereits in zahlreichen Forschungsarbeiten und bei verschiedenen Pilotprojekten bestätigt werden [5-10].

Bisher standen allerdings dabei vor allem Verstärkungsanwendungen für Bauteile des Hochbaus im Vordergrund der wissenschaftlichen Untersuchungen. Die Universität Innsbruck hat sich in Kooperation mit der Firma STRABAG im Rahmen des Forschungsprojektes *Instandsetzen und Verstärken von Bestandsbrücken mittels direkt befahrbarer, textilbewehrter Aufbeton* mit der Erweiterung des Anwendungsgebietes textilbewehrter Betone auf den Bereich des Straßenbrückenbaus und damit auf nicht vorwiegend ruhende Beanspruchungen beschäftigt. Im vorliegenden Beitrag wird ein Über-

blick über die dabei durchgeführten wissenschaftlichen Untersuchungen gegeben und von ersten Pilotanwendungen an realen Brückenbauwerken berichtet, die zu Forschungszwecken bereits durchgeführt werden konnten.

7.2 Verstärkungskonzept

Das vorgeschlagene Verstärkungskonzept beruht auf dem in [11] beschriebenen Prinzip der nachträglichen Querschnittsergänzung mittels einer auf der Oberseite der bestehenden Fahrbahnplatte aufgetragenen und mit dieser schubfest verbundenen, textilbewehrten Spezialbetonschicht. Die schubfeste Verbindung zwischen dem alten und dem neuen Beton wird dabei durch eine entsprechende Rauigkeit der Altbetonoberfläche erzielt, die durch Anwendung des Hochdruckwasserstrahlverfahrens (HDW-Verfahren) hergestellt wird. In Anlehnung an die konventionelle Aufbetonverstärkung wird die beschriebene Spezialbetonschicht als *textilbewehrter Aufbeton* bezeichnet. Als textile Bewehrung wird ein offenmaschiges Carbonfasergelege eingesetzt. Der wesentliche Grund für den Einsatz der Carbonfaser als Bewehrungsmaterial liegt in deren hoher Beständigkeit im alkalischen Milieu des Betons und den herausragenden mechanischen Eigenschaften der Faser unter ruhender als auch unter nicht ruhender Belastung.

Aufgrund des Einsatzes qualitativ hochwertiger Betone und der risseverteilenden Wirkung der oberflächennah positionierten textilen Bewehrung übernimmt der textilbewehrte Aufbeton zusätzlich zur verstärkenden Wirkung eine Schutzfunktion für die bestehende Fahrbahnplatte. Dadurch ist es möglich, dass auf eine herkömmliche Abdichtung und einen zusätzlichen Fahrbahnbelag völlig verzichtet werden kann. Die möglichen Anwendungsfelder des textilbewehrten Aufbetons sind daher nicht nur im Verstärkungsbereich sondern auch im reinen Instandsetzungsbereich anzusiedeln.

Das Prinzip der beschriebenen Verstärkungsmethode wird anhand des in Bild 7.1 dargestellten Brückenquerschnitts vor (a) und nach (b) dem baulichen Eingriff dargestellt.

Der textilbewehrte Aufbeton kann in zwei Varianten, entsprechend den Darstellungen in Bild 7.2, ausgeführt werden. Bei der Ausführungsvariante a) handelt es sich um die sogenannte *hybride* Variante mit einer konventionell bewehrten Unterbetonschicht und einer textilbewehrten Deckschicht mit

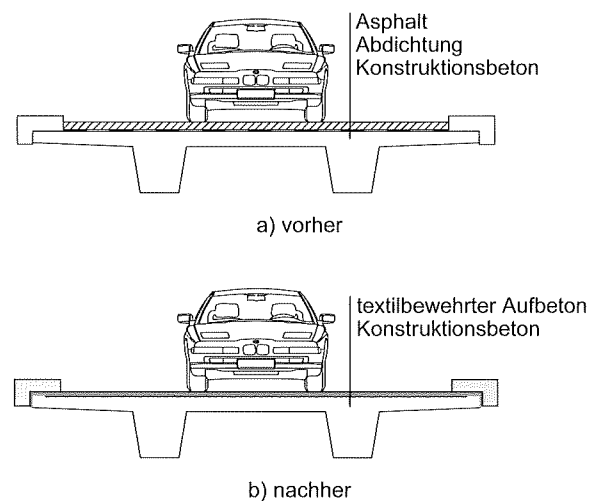


Bild 7.1: Konzept der Instandsetzung und Verstärkung mittels textilbewehrten Aufbetons [7]

einer konstanten Stärke von ca. 2 cm. Die Unterbetonschicht dient zum einen als Ausgleichsschicht, um das ursprüngliche Niveau der bestehenden Gradienten zu erreichen, zum anderen bietet die Unterbetonschicht die Möglichkeit einer zusätzlichen Verstärkung. Außerdem lässt sich mit der konventionell bewehrten Unterbetonschicht das erforderliche Straßengefälle, welches dem raschen Abfließen des Oberflächenwassers dient, herstellen. Bei der Ausführungsvariante b), die als *Leichtbauvariante* bezeichnet werden kann, wird auf die bestehende Fahrbahnplatte ausschließlich eine ca. 2 cm starke Textilbetonschicht aufgetragen.

Die wesentliche Stärke der Verstärkungsmethode mittels textilbewehrtem Aufbeton liegt nach Ansicht der Autoren darin begründet, dass auf herkömmliche, verschleißanfällige Abdichtungssysteme verzichtet werden kann, wodurch ein monolithischer Brückenquerschnitt entsteht, der

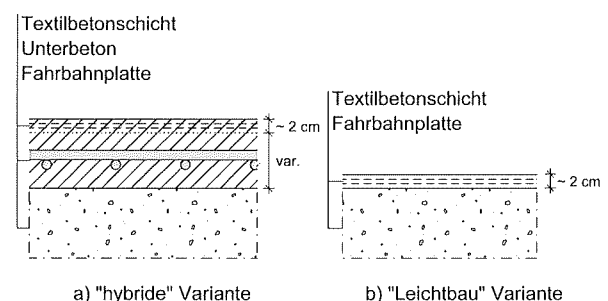


Bild 7.2: Ausführungsvarianten des textilbewehrten Aufbetons [7]

sich durch eine hohe Dauerhaftigkeit auszeichnet. Die Brückenkonstruktion ist dadurch weniger schadensanfällig und die Instandsetzungsintervalle können vergrößert werden. Darüber hinaus verringert sich aufgrund des Verzichtes auf einen zusätzlichen Fahrbelag, der in der Regel in Form einer statisch unwirksamen Asphaltschicht hergestellt wird, die ständige Auflast der Konstruktion. Ein weiterer wesentlicher Vorteil der textilbewehrten Aufbetonverstärkung gegenüber der konventionellen Aufbetonverstärkung ergibt sich aus der Möglichkeit, trotz Verstärkung die bestehende Straßengradiente zu erhalten, wodurch die Übergänge zur bestehenden Straße mit nur geringem Aufwand hergestellt werden können. Die vorgeschlagene Verstärkungsmethode mittels textilbewehrtem Aufbeton wirft allerdings auch neue wissenschaftliche Fragen auf, die bisher aufgrund des vorrangigen Einsatzes im Bereich des Hochbaus nur einen geringen Stellenwert einnahmen. Es handelt sich dabei in erster Linie um Fragen zum Verhalten des Textilbetons unter jenen Einflüssen, die sich aus der speziellen Anwendung im Brückenbau ergeben, die folgenderweise formuliert werden können:

- Wie wirken sich die ungünstigen Umwelteinflüsse bei Brückenbauwerken (z. B. Frost-Tausalz) auf Textilbeton aus?
- Was bedeutet die direkte Befahrbarkeit für die eingesetzten Materialien?
- Weist textilbewehrter Aufbeton eine ausreichende Wasserundurchlässigkeit im rissefreien und im gerissenen Zustand auf?
- Wie wirkt sich der Einfluss der zyklischen Belastung auf das Trag- und Verformungsverhalten von Textilbeton aus?

7.3 Wissenschaftliche Vorarbeiten

Zur Klärung der offenen Fragen, die sich aus der speziellen Anwendung des Textilbetons im Brückenbau ergeben, wurden an der Universität Innsbruck experimentelle und theoretische Untersuchungen durchgeführt. Die durchgeführten experimentellen Untersuchungen können in drei wesentliche Versuchsphasen eingeteilt werden, die im Folgenden zusammenfassend beschrieben werden.

7.3.1 Versuchsphase 1

Im Rahmen der ersten Versuchsphase wurden Betone entwickelt, die für die spezielle Anwendung im Brückenbau geeignet sind. Die Zusammensetzungen und Eigenschaften der entwickelten Betone wurden dabei im ersten Schritt auf Basis normativer Regelungen für direkt befahrbare Betone im Straßenbrückenbau und unter Berücksichtigung der Anforderungen für die Anwendung als Matrixkomponente im Textilbeton gewählt. In einem zweiten Schritt wurden die Betone in Versuchsmischungen hergestellt, deren Frisch- und Festbetoneigenschaften untersucht, bewertet und optimiert. Als Ergebnis dieser ersten Phase konnten Rezepturen von drei geeigneten Betonsorten definiert werden, deren wesentliche Bestandteile und Eigenschaften in Tabelle 7.1 zusammengefasst sind. Die Bezeichnung der Betone besteht aus den drei Buchstaben TBM (Abk. für Textilbetonmatrix) und einer nachgestellten Zahl, die dem Größtkorndurchmesser des Zuschlages in Millimeter entspricht. Jene Betone, die als zusätzlichen Bestandteil Kurzfasern enthalten, sind zusätzlich mit dem Buchstaben F sowie dem Volumenanteil der Fasern in Promille gekennzeichnet.

7.3.2 Versuchsphase 2

In der zweiten Versuchsphase wurden die speziell entwickelten Betone mit einer an der TU Dresden entwickelten und am Markt verfügbaren textilen Carbonfaserbewehrung (Typ SIGRATEX Grid 600) kombiniert und in Form kleinformatiger Textilbetonproben untersucht. Die Untersuchungen umfassten bereits etablierte Versuche wie die Ermittlung des Delaminationswiderstandes, die Untersuchung des Verbundverhaltens zwischen Beton und Textil sowie die Untersuchung des einaxialen Zugtragverhaltens von Textilbeton. Darüber hinaus wurden Untersuchungen durchgeführt, die für die spezielle Anwendung des Textilbetons im Brückenbau von Bedeutung sind, wie die Untersuchung des Einflusses von Frost-Tau-Wechselbeanspruchungen auf Textilbeton, die Untersuchung des Rissverhaltens von Textilbeton und die Untersuchung des Einflusses zyklischer Lastbeanspruchung mit hohen Lastwechselzahlen auf das Tragverhalten von Textilbeton. In dieser zweiten Versuchsphase wurden jene Versuchsmethoden angewandt, die für die Ermittlung der grundlegenden Kennwerte von Textilbeton in [12] empfohlen werden und mittlerweile als Standardmethoden breite Akzeptanz erfahren.

Tabelle 7.1: Entwickelte Betone [7]

Bestandteil	Mischung		
	TBM2	TBM4	F15-TBM2
Größtkorn in [mm]	2 mm	4 mm	2 mm
Anrechenbarer Bindemittelgehalt in [kg/m ³]	470	450	800
Zusätzliche Bestandteile	Mikrosilika	Mikrosilika	Mikrosilika PVA-Kurzfasern

7.3.3 Versuchsphase 3

Im Rahmen der dritten Versuchsphase wurden Traglastuntersuchungen an großformatigen Stahlbetonprobekörpern durchgeführt, die nachträglich mit textilbewehrten Verstärkungsschichten ergänzt wurden. Die Untersuchungen umfassten Vierpunktbiegeversuche an plattenförmigen Proben und einaxiale Zugversuche an stabförmigen Proben. Der Fokus der dritten Versuchsphase lag in der experimentellen Ermittlung des erzielbaren Verstärkungsgrades, der Untersuchung des Rissverhaltens und der Untersuchung des Einflusses zyklischer Lasteinwirkungen mit hohen Lastwechselzahlen auf das Tragverhalten der Proben. In Bild 7.3 sind die geometrischen Parameter der in den beiden Versuchsserien untersuchten Probekörperarten skizziert.

7.3.4 Wesentliche Erkenntnisse

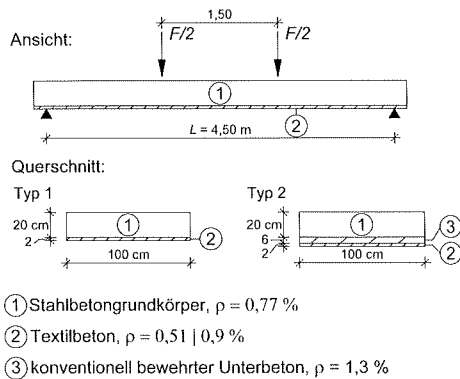
Die Ergebnisse der durchgeführten experimentellen Untersuchungen weisen darauf hin, dass die zunächst für Anwendungen im Hochbau untersuchte Methode zur nachträglichen Verstärkung bestehender Stahlbetonbauteile durch das oberflächliche Auftragen textilbewehrter Betonschichten auch im Straßenbrückenbau unter den dabei herrschenden Bedingungen erfolgreich und effektiv eingesetzt werden kann. Mit bereits etablierten Untersuchungsmethoden konnten Ergebnisse erzielt werden, die den Ergebnissen anderer Forschungseinrichtungen entsprechen und das charakteristische Verhalten textilbewehrter Betone bestätigen. Die hinsichtlich der speziellen Anwendung im Brückenbau entwickelten und optimierten Betone können daher für den Einsatz als Matrixkomponente im Textilbeton als geeignet betrachtet werden.

Wissenschaftliches Neuland wurde mit den Untersuchungen jener Einflüsse betreten, die für die spezielle Anwendung des Textilbetons im Brückenbau von Bedeutung sind und bei der bisherigen Entwicklung des Textilbetons für die Anwendung im Hochbau vernachlässigt werden konnten. Dabei handelt es sich in erster Linie um die Untersuchung des Einflusses von Frost-Tau-Wechselbeanspruchungen auf den Delaminationswiderstand und die Untersuchung des Einflusses von zyklischen Lastbeanspruchungen mit hohen Lastwechselzahlen auf das Trag- und Rissverhalten von einaxial zugbeanspruchten Textilbetonschichten. In den folgenden Abschnitten werden ausgewählte Ergebnisse der durchgeführten experimentellen Untersuchungen präsentiert. Für weitere Informationen und detaillierte Beschreibungen der durchgeführten Arbeiten wird auf [11] verwiesen.

7.3.4.1 Traglaststeigerung

Die signifikante Traglaststeigerung bestehender Stahlbetonbauteile durch die nachträgliche Querschnittsergänzung mit textilbewehrten Betonen wurde bereits in zahlreichen Untersuchungen nachgewiesen [5-10] und kann auch mit den Ergebnissen der an der Universität Innsbruck durchgeführten Untersuchungen wiederholt bestätigt werden. Die Versuchsergebnisse zeigen, dass die Größe der Traglaststeigerung in erster Linie vom Verhältnis der Querschnittsflächen der nachträglich ergänzten textilen Bewehrung und der bestehenden Stahlbewehrung beeinflusst wird. Besonders anschaulich lässt sich dieser Zusammenhang mit dem in Bild 7.4 dargestellten Ergebnis der einaxialen Zugversuche zeigen, die im Rahmen der Versuchsphase 3 mit variierenden Bewehrungsverhältnissen durchgeführt wurden. Es ist zu erkennen, dass der erzielbare Verstärkungsgrad (Verhältnis der Traglasten der nachträglich verstärkten und der nicht verstärkten Proben) mit der Zunahme

Vierpunktbiegeversuche



Einaxiale Zugversuche

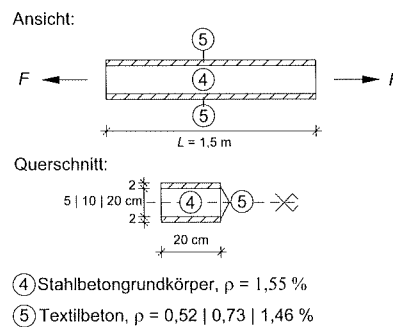


Bild 7.3: Geometrie der untersuchten Probekörper für Vierpunktbiegeversuche (links) und für einaxiale Zugversuche (rechts) [7]

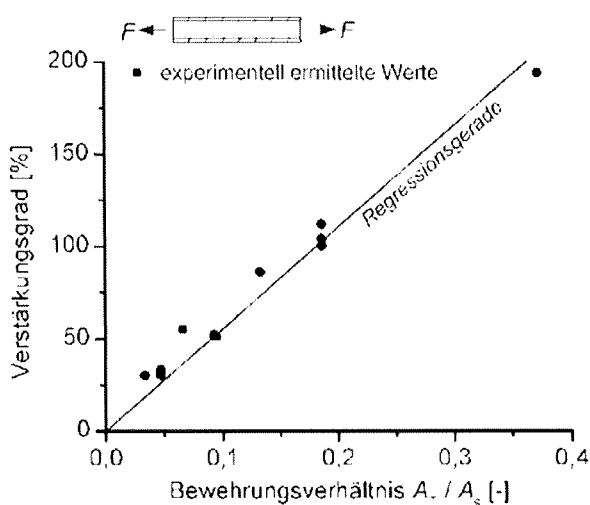


Bild 7.4: Ergebnis der Traglaststeigerungen bei einaxialen Zugversuchen an nachträglich mit Textilbeton verstärkten Stahlbetonelementen [7]

me des Verhältnisses von A_T / A_s annähernd linear anwächst. Der dargestellte Zusammenhang lässt sich somit für die untersuchten Materialien vereinfacht mit einem konstanten Faktor nach folgender Gleichung beschreiben:

$$F_{u, \text{verstaerkt}} \approx 5,5 \cdot \frac{A_T}{A_s} \cdot F_{u, \text{unverstaerkt}}$$

Mit:

A_T Querschnittsfläche der textilen Bewehrung
 A_s Querschnittsfläche der Stahlbewehrung
 F_u Traglast

7.3.4.2 Frostbeständigkeit

Im Rahmen der Versuchsphase 2 wurden erste Untersuchungen zur Frostbeständigkeit textilbewehrter Betone durchgeführt. Dabei wurden wassergesättigte Textilbetonproben 50-mal einer Frost-Tau-Wechselbeanspruchung mit Temperaturen von -25°C bis $+25^\circ\text{C}$ ausgesetzt. Währenddessen wurden Referenzproben, die unter gleichen Bedingungen hergestellt wurden, im Normklima bei 20°C gelagert. Anschließend wurden die Proben in Haftzugversuchen nach [13] untersucht und der jeweilige Delaminationswiderstand festgestellt. Das Ergebnis der Untersuchung des Delaminationswiderstandes ist in Bild 7.5 dargestellt. Dabei zeigt sich, dass die Proben, die einer wiederholten Frostbelastung ausgesetzt wurden, im Mittel geringfügig höhere Delaminationswiderstände aufweisen als die Referenzproben, wobei der Unterschied statistisch nicht signifikant ist. Darüber hinaus kann festgestellt werden, dass die Streuung der Widerstandswerte der vorbelasteten Proben im Vergleich zu den Referenzproben deutlich geringer ausfällt.

7.3.4.3 Zyklische Lastbeanspruchung

Die Untersuchungen zum Einfluss zyklischer Lastbeanspruchungen auf das Tragverhalten textilbewehrter Aufbetone wurden in der zweiten Versuchsphase im Rahmen einaxialer Zugversuche an zentrisch bewehrten Textilbetonproben nach [12] und in der dritten Versuchsphase im Rahmen der in Bild 7.3 dargestellten Vierpunktbiegeversuche an nachträglich mit Textilbeton verstärkten Stahlbetonplatten durchgeführt. Bei der untersuchten zyklischen Lasteinwirkung handelte es sich um sinus-

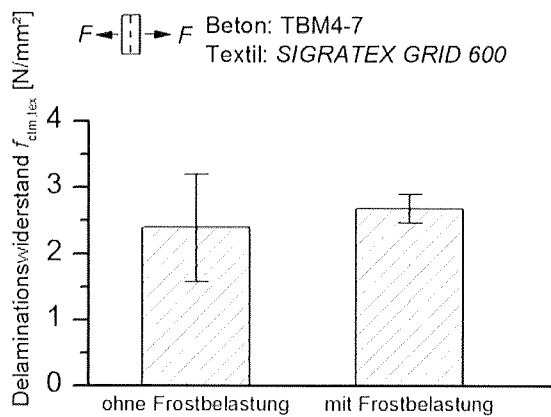


Bild 7.5: Ergebnis der Untersuchung zur Frostbeständigkeit von Textilbeton [7]

förmige Schwellbeanspruchungen, die in der textilen Bewehrung Zugspannungen auf Gebrauchslastniveau hervorriefen.

Es kann festgestellt werden, dass durch die zyklischen Belastungen Verformungszunahmen der Proben verbunden mit einem Zuwachs der Rissbreiten auftraten. Es zeigt sich allerdings, dass die Verformungszuwächse mit steigenden Lastwechselzahlen abnehmen, die absoluten Verformungen der Proben scheinen sich somit einem konstanten Endwert anzunähern. Die zyklische Belastungsphase wurde im Allgemeinen nach einer Lastwechselzahl von einer Million beendet. Im Anschluss wurde zur Ermittlung der Resttragfähigkeit die Prüflast erhöht, bis das Versagen der Proben eintrat. Die Messwerte, die in dieser letzten Belastungsphase aufgezeichnet wurden, zeigen dabei ein unerwartetes Ergebnis. Im Vergleich zu unter gleichen Bedingungen hergestellten Referenzproben, die unter statischen Belastungen untersucht wurden, verhielten sich die zyklisch vorbelasteten Proben signifikant steifer und wiesen zum Teil höhere Traglasten auf. Ähnliches wurde für Querkraftverstärkungen aus Textilbeton bei Balken bereits in [14] festgestellt. Besonders ausgeprägt zeigt sich dieses Phänomen bei den Ergebnissen der einaxialen Zugversuche, für die stellvertretend eines der ermittelten Spannungs-Dehnungsdiagramme in Bild 7.6 dargestellt ist. Das Ergebnis der Vierpunktbiegeversuche ist in Form eines Kraft-Durchbiegungsdiagrammes in Bild 7.7 dargestellt. Eine mögliche Ursache für das beobachtete Phänomen wird in einer durch die zyklische Belastung bedingten Veränderung der Verbundverhältnisse zwischen den einzelnen Bestandteilen des Verbundwerkstoffs und einer damit verbundenen besseren Ausnutzung der textilen Bewehrung

vermutet. Welche Prozesse dabei allerdings im Detail ablaufen, ist gegenwärtig noch nicht geklärt und ist Gegenstand laufender Forschung.

7.4 Pilotanwendungen

Die im vorliegenden Beitrag vorgestellte Methode zur Verstärkung bestehender Fahrbahnplatten konnte bereits im Rahmen zweier Pilotprojekte an realen Brückenbauwerken angewandt und damit einem Praxistest unterzogen werden. Ziel der Pilotanwendungen war die Klärung ausführungsrelevanter Fragen zur Herstellung textilbewehrter Aufbetone sowie die Gewinnung von Erkenntnissen zum Verhalten der Textilbetonschicht unter realen Umwelt- und Verkehrseinwirkungen. Die Ausführungsarbeiten wurden von der Firma STRABAG, die als Projektpartner an der Entwicklung des textilbewehrten Aufbetons maßgeblich beteiligt ist, durchgeführt.

7.4.1 Pilotprojekt Einfeldbrücke

Die erste Pilotanwendung von textilbewehrtem Aufbeton zur Verstärkung einer bestehenden Brückenfahrbahnplatte erfolgte im Jahr 2012 im Zuge der Generalsanierung eines Brückenbauwerks nahe der Stadt Innsbruck im österreichischen Bundesland Tirol [15]. Diese erste Pilotanwendung wurde bewusst in einer frühen Phase der Entwicklung (nach ca. zwei Jahren) gewählt, wodurch es möglich war, die dabei erlangten Erkenntnisse und Erfahrungen zur praktischen Ausführung in die weiteren Entwicklungsphasen und die dabei durchgeführten wissenschaftlichen Untersuchungen einfließen zu lassen. Beim verstärkten Tragwerk handelt es sich um eine zweiseitig gelagerte, schiefwinklige Platte mit einer effektiven Stützweite von 10,52 m und einer Breite von 8,30 m. Die Platte liegt auf zwei Widerlagerwänden auf, die auf Streifenfundamenten gegründet sind. Laut Bestandsplanung wies die bestehende Fahrbahnplatte eine Stärke von 45 cm mit einer 9 cm starken Asphalt-schicht auf. Die Verkehrsfläche besteht aus zwei Fahrstreifen mit einer Breite von je 3,50 m. Die Brücke wurde im Jahr 1973 errichtet und wies somit zum Zeitpunkt des baulichen Eingriffs im Jahr 2012 ein Alter von 39 Jahren auf. In Bild 7.8 ist eine Skizze des bestehenden Bauwerks dargestellt.

Der textilbewehrte Aufbeton wurde in der sogenannten hybriden Variante ausgeführt. Entsprechend der Beschreibung in Kapitel 7.2 besteht die-

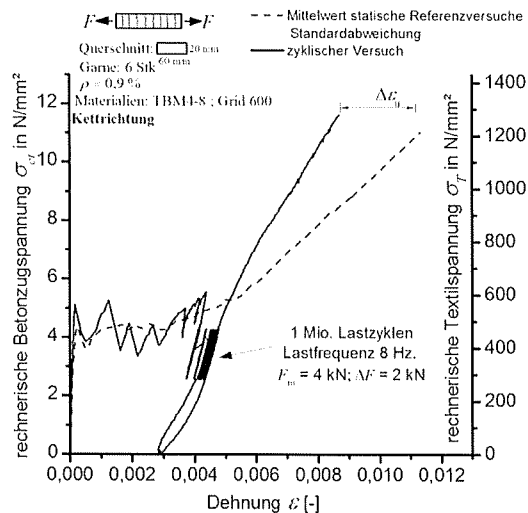


Bild 7.6: Einfluss zyklischer Lasten auf die Traglast bei einaxialen Zugversuchen [7]

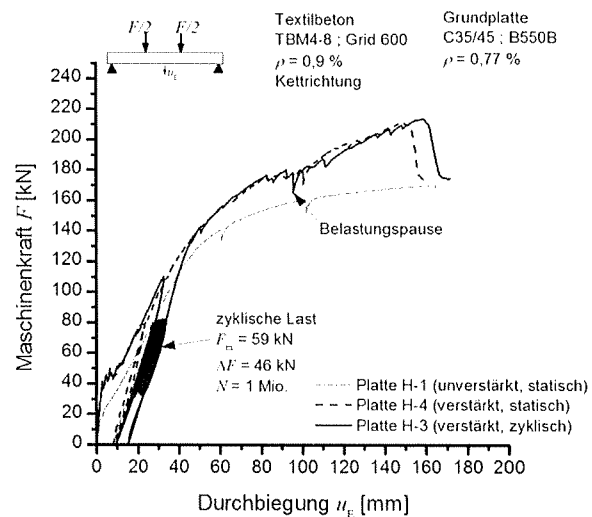


Bild 7.7: Untersuchung des Einflusses zyklischer Lasten auf die Traglast im Rahmen der Vierpunktbiegeversuche [7]

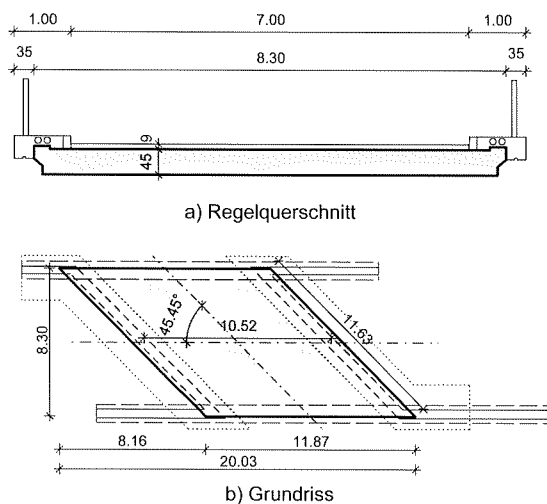


Bild 7.8: Bestand Einfeldbrücke [7]

se aus einem konventionell bewehrten unteren Aufbetonteil und der textiltbewehrten oberen Betondeckschicht. Der Aufbeton wurde auf der gesamten Fahrbahnplatte auf eine Fläche von knapp 100 m² aufgetragen. Die Ausführungsarbeiten erfolgten in zwei Bauabschnitten (BA), wobei stets ein Fahrstreifen mit einer Breite von minimal drei Metern zur Aufrechterhaltung des Verkehrs zur Verfügung stand. Die durchgeführten Arbeiten beinhalteten den Abtrag von Asphaltsschicht, Abdichtung und Randbalken, das Aufrauen der Altbetonoberfläche mittels des HDW-Verfahrens, die Herstellung der konventionell bewehrten Unterbeton-

schicht und schließlich die Herstellung der Textilbetonschicht. Abschließend wurden im letzten Schritt die neuen Kappen in Ortbetonbauweise hergestellt und die Geländer montiert.

Die konventionell bewehrte Unterbetonschicht hat eine planmäßige Stärke von 6 bis 12 cm. Die Textilbetonschicht wurde mit einer Stärke von zwei Zentimeter ausgeführt und einlagig mit einem Carbonfasergelege der Firma SGL des Typs SIGRAT-EX Grid 600 bewehrt. Die Herstellung der Textilbetonschicht erfolgte im Laminierverfahren. Im ersten Arbeitsgang wurde dabei eine planmäßig einen Zentimeter starke Betonschicht flächig aufgetragen. Die textile Bewehrung wurde anschließend in den frischen Beton eingelegt, händisch leicht eingerüttelt und mit einer zweiten Betonschicht mit einer Stärke von wiederum einem Zentimeter überdeckt. Abschließend wurde die noch frische Betonoberfläche zugunsten einer höheren Fahrbahngriffigkeit mit einem Besenstrich versehen und einer fachgerechten Nachbehandlung unterzogen. Die Textilbetonschicht konnte mit einer Leistung von durchschnittlich 15 Quadratmetern pro Stunde hergestellt werden. Die größte Herausforderung bei der Ausführung der Textilbetonschicht stellte die großflächige Herstellung der dünnen Betonschichten dar. Der dünn aufgetragene Beton neigte aufgrund der geringen Schichtstärke zur raschen Austrocknung. Ein schneller Arbeitsfortschritt und die fortlaufende Qualitätskontrolle des Betons durch entsprechendes Fachpersonal waren daher für den erfolgreichen Einbau der

Textilbetonschicht von besonderer Bedeutung. Die in Bild 7.9 bis Bild 7.14 dargestellten Fotos zeigen Eindrücke der durchgeführten Arbeiten bei der Herstellung der Textilbetonschicht.

7.4.2 Pilotprojekt Mehrfeldbrücke

Bei dem im Zuge des zweiten Pilotprojektes verstärkten Bauwerk handelt es sich um ein Brückentragsystem, das sich in der Gemeinde Seefeld in Tirol in Österreich befindet. Die Brücke wurde im Jahr 1974 erbaut und wies somit zum Zeitpunkt des baulichen Eingriffs im Jahr 2014 ein Alter von 40 Jahren auf. Das Tragwerk ist als schiefwinkliger Rahmen mit V-Stützen und einer darauf punktgelagerten Fahrbahnplatte ausgebildet. Die Fahrbahnplatte ist mit einem Radius von 150 m in der Fahrbahnachse gekrümmt und überspannt drei Felder. Die Länge der Brücke beträgt ca. 30 m und die Breite ca. 14 m. Die Spannweiten der beiden Randfelder betragen jeweils 8 m. Das Mittelfeld überspannt eine Weite von 12 m. Die Lagerung der Fahrbahnplatte erfolgt ausschließlich über die insgesamt acht V-Stützen, die zu je vier Auflagerpunkten in zwei Achsen mit einem Abstand von ca. 20 m zusammengefasst sind. Widerlager sind keine vorhanden. Den Übergang zwischen Bauwerk und Straße bilden Schleppplatten, die an den Enden der Fahrbahnplatte auf Konsolen gelagert sind. Die Stärke der Fahrbahnplatte beträgt planmäßig 50 cm. Die Stärke der bestehenden Asphalttschicht ist in der Bestandsplanung mit 14 cm eingetragen. In Bild 7.15 ist eine Skizze des bestehenden Tragwerks dargestellt.

Analog zur ersten Pilotanwendung wurde auch im Rahmen des zweiten Projektes der textilbewehrte Aufbeton in der sogenannten *hybriden* Variante mit einer konventionell bewehrten unteren Aufbetonschicht und der textilbewehrten oberen Deckschicht ausgeführt. Der Aufbeton wurde über die gesamte Fahrbahnplatte auf eine Fläche von ca. 400 m² aufgetragen. Analog zum ersten Pilotprojekt wurden die Ausführungsarbeiten wiederum in zwei Bauabschnitten (BA) durchgeführt, wobei stets ein Fahrstreifen mit einer Breite von minimal 3,5 m für den laufenden Verkehr zur Verfügung stand. In einem ersten Schritt wurden der bestehende Fahrbahnbelag, die Abdichtung und die Randbalken abgetragen. Die Oberfläche der Fahrbahnplatte wurde gereinigt und unter der Anwendung des HDW-Verfahrens aufgeraut. Anschließend wurde die konventionell bewehrte Unterbetonschicht mit einer planmäßigen Stärke

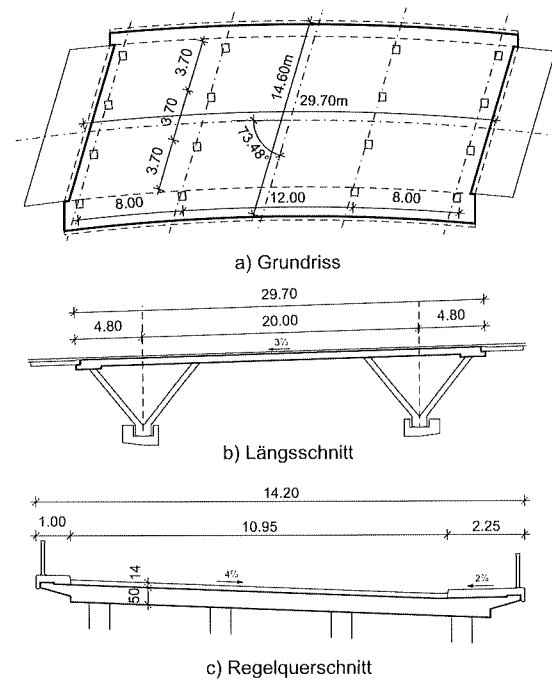


Bild 7.15: Bestand Mehrfeldbrücke

von 12 cm hergestellt. Die Oberfläche der Unterbetonschicht wurde nach einer Aushärtezeit von 24 Stunden wiederum mit dem HDW-Verfahren aufgeraut. Die Textilbetonschicht wurde schließlich mit einer planmäßigen Stärke von zwei Zentimeter ausgeführt. Zugunsten einer besseren risseverteilenden Wirkung wurde die Textilbetonschicht mit zwei textilen Bewehrungslagen bewehrt, wobei wiederum ein Textil der Firma SGL vom Typ SIGRATON Grid 600 zum Einsatz kam. Die Herstellung der Textilbetonschicht erfolgte wie beim ersten Projekt im Laminierverfahren, wobei das Auftragen der einzelnen Betonschichten mittels einer für die spezielle Anwendung adaptierten Abziehböhlle erfolgte, wodurch im Vergleich zur ersten Pilotanwendung trotz zweilagiger Bewehrungsführung ein deutlich schnellerer Arbeitsfortschritt erzielt werden konnte. So konnte die Textilbetonschicht mit einer durchschnittlichen Leistung von ca. 60 Quadratmeter pro Stunde hergestellt werden. Die Oberfläche der Textilbetonschicht wurde, wie auch beim ersten Projekt, zur Gewährleistung einer ausreichenden Griffbarkeit mit einem Besenstrich versehen. Die in Bild 7.16 bis Bild 7.21 dargestellten Fotos zeigen Eindrücke der Ausführungsarbeiten zur Herstellung der direkt befahrbaren Textilbetonschicht.



Bild 7.9: Verlegen der textilen Bewehrung (BA1) [7]
(Foto: Mario Hansl)

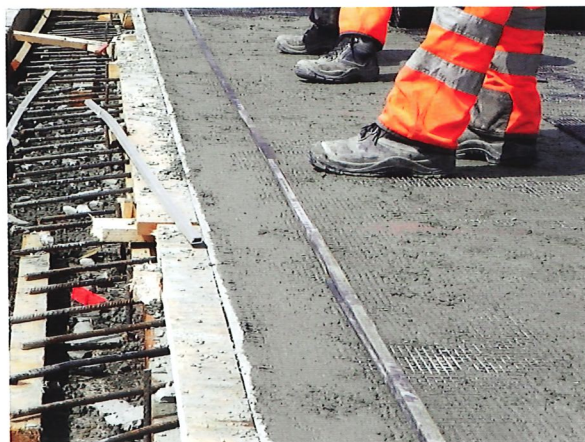


Bild 7.10: Ausbildung der Arbeitsfuge (BA1) [7] (Foto: Mario Hansl)



Bild 7.11: Auftragen des Verdunstungsschutzes (BA1) [7] (Foto: Mario Hansl)



Bild 7.12: Einrütteln der textilen Bewehrung (BA2) [7] (Foto: Mario Hansl)



Bild 7.13: Herstellung des Besenstrichs (BA2) [7]
(Foto: Mario Hansl)

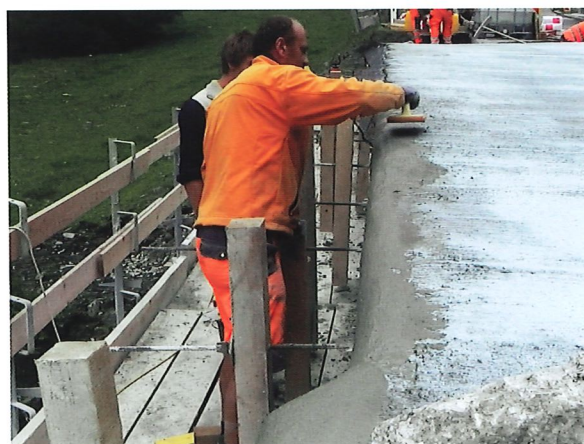


Bild 7.14: Detailausbildung im Kappenbereich (BA2) [7]
(Foto: Mario Hansl)



Bild 7.16: Gesamtübersicht Herstellung Textilbeton (BA1) (Foto: Gerhard Umfer)



Bild 7.17: Arbeiten mit Abziehbohle (BA1) (Foto: Mario Hansl)



Bild 7.18: Ausbildung der Arbeitsfuge (BA1) (Foto: Mario Hansl)



Bild 7.19: Gesamtübersicht, Herstellung Textilbetonschicht (BA2) (Foto: Mario Hansl)

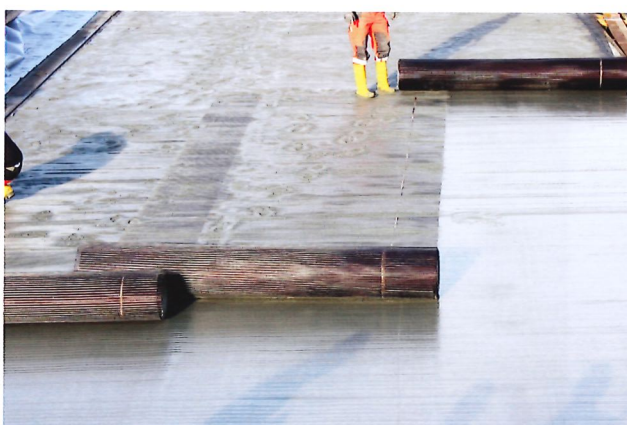


Bild 7.20: Verlegen der textilen Bewehrung (BA2) (Foto: Mario Hansl)



Bild 7.21: Herstellung des Besenstrichs (BA2) (Foto: Mario Hansl)

7.5 Zusammenfassung und Ausblick

Aufgrund des hohen Alters der bestehenden Bausubstanz sowie steigender Verkehrslasten wird speziell im Straßenbrückenbau künftig eine erhöhte Nachfrage nach neuen Methoden zur Verstärkung und Instandsetzung bestehender Bauteile erwartet. Eine vielversprechende Lösung für die auf uns zukommenden Herausforderungen bietet der innovative Verbundwerkstoff Textilbeton. Die im Hochbau bereits vielfach untersuchte Methode zur nachträglichen Verstärkung bestehender Stahlbetonbauteile mittels einer auf der Betonoberfläche aufgetragenen und mit dieser schubfest verbundenen Textilbetonschicht zeigt für den Erhalt der bestehenden Bausubstanz großes Potential und trägt somit wesentlich zu einem nachhaltigen Umgang mit der gebauten Umwelt bei. In den bisher durchgeführten Forschungsarbeiten lag der Fokus allerdings in Folge der begrenzt zur Verfügung stehenden monetären und personellen Ressourcen im Allgemeinen in der Anwendung von Textilbeton zur nachträglichen Verstärkung bestehender Stahlbetonbauteile des klassischen Hochbaus und damit im Bereich vorwiegend ruhender Lasten. Mit den im vorliegenden Beitrag beschriebenen wissenschaftlichen Untersuchungen konnten erste richtungsweisende Ergebnisse zur Erweiterung der neuen Technologie auf den Bereich der Biegeverstärkung im Brückenbau und damit den Bereich der nicht ruhenden Belastung erzielt werden.

Im Allgemeinen kann auf Basis der bis heute bekannten Ergebnisse festgestellt werden, dass die Methode zur nachträglichen Verstärkung bestehender Stahlbetonbauteile durch das oberflächliche Auftragen textildbewehrter Betonschichten auch im Straßenbrückenbau unter den dabei herrschenden Bedingungen, insbesondere dem Einfluss der zyklischen Belastung, erfolgreich und effektiv eingesetzt werden kann. Aus bisher ungeklärten Gründen konnten durch den Einfluss der zyklischen Belastung zum Teil sogar positive Effekte auf das Tragverhalten von Textilbeton bzw. von mit Textilbeton verstärkten Stahlbetonbauteilen festgestellt werden. Den Ausgangspunkt der wissenschaftlichen Untersuchungen stellte das Konzept zur Instandsetzung und Verstärkung bestehender Fahrbahnplatten durch die nachträgliche Querschnittsergänzung mittels direkt befahrbarer, textildbewehrter Aufbetone dar. Zur Untersuchung der praktischen Ausführbarkeit und der Methoden zur Herstellung von Textilbeton unter Baustellenbedingungen wurde das beschriebene Verstärkungskon-

zept bereits in zwei Pilotanwendungen an realen Brückenbauwerken einem Praxistest unterzogen. Als besondere Herausforderung stellte sich dabei der großflächige Einbau der dünnen Betonschichten im Laminierverfahren heraus. Im Rahmen des zweiten Pilotprojektes wurde unter der Anwendung einer speziell angepassten Abziehbohle eine *halbmaschinelle* Einbaumethode entwickelt, die eine effiziente Herstellung der Textilbetonschicht mit einer qualitativ hochwertigen Fahrbahnoberfläche ermöglichte. Die ursprüngliche Frage, ob die untersuchte Instandsetzungs- und Verstärkungsmethode von Fahrbahnplatten mittels direkt befahrbarer, textildbewehrter Aufbetone zum angestrebten Ziel führt und künftig zum Erhalt bestehender Bausubstanz im Bereich der Straßenbrücken eingesetzt werden kann, lässt sich zum gegenwärtigen Zeitpunkt noch nicht abschließend klären.

Nach Ansicht der Autoren ist es für die weiteren Entwicklungsphasen notwendig, die ersten Ergebnisse zum Verhalten textildbewehrter Verstärkungsschichten unter zyklischen Lasten sowie unter Frost-Tau-Wechselbeanspruchungen im Rahmen weiterer, vertiefender Forschungsarbeiten mit entsprechenden experimentellen Untersuchungen abzusichern. Ein weiterer wesentlicher Forschungsbedarf besteht hinsichtlich der Frage, ob die textildbewehrte Aufbetonschicht die erforderliche Abdichtungs- und Schutzfunktion dauerhaft erfüllen kann und welches Schadensrisiko innerhalb eines definierten Zeitraums in Abhängigkeit von der auftretenden Rissbreite durch Korrosion der vorhandenen oberflächennahen Stahlbewehrung im Bestandsbauteil besteht. Hinsichtlich der textilen Gelege, deren Eigenschaften und Dimensionen über Jahre hinweg für Anwendungen im Hochbau entwickelt und optimiert wurden, sind für den Brückenbau weitere Anpassungen wie z. B. die Erhöhung der verfügbaren Bewehrungsquerschnittsfläche erforderlich.

Danksagung

Die Autoren bedanken sich herzlich bei ihrem Forschungspartner, der Firma STRABAG, dem Amt der Tiroler Landesregierung, der TVFA Innsbruck sowie der österreichischen Forschungsförderungsgesellschaft (FFG) für die Mitarbeit, Unterstützung und Förderung im Rahmen des Projektes *Instandsetzen und Verstärken von Bestandsbrücken mittels direkt befahrbarer, textildbewehrter Aufbetone*.

7.6 Literaturverzeichnis

- [1] HORVATITS, J.; EICHINGER-VILL, E. M.: Beurteilung der Tragfähigkeit bestehender Straßenbrücken in Österreich. In: Feix, J.; Andreatta, A. (Hrsg.): Tagungsband zu den Innsbrucker Bautagen 2013 am 2. Juli 2013 in Innsbruck, Innsbruck: Universität Innsbruck, Arbeitsbereich Massivbau und Brückenbau, 2013, S. 175-195
- [2] Amt der Tiroler Landesregierung, SG Verkehrsplanung (Hrsg.): Verkehr in Tirol – Bericht 2012, 2013, siehe auch URL: www.tirol.gv.at/themen/verkehr/verkehrsplanung/publikationen/
- [3] JESSE, F.; CURBACH, M.: Verstärken mit Textilbeton. In: Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. (Hrsg.): Beton-Kalender 2010, Berlin: Ernst & Sohn, 2009, S. 457-565
- [4] BRAMESHUBER, W. (HRSG.): Report 36: Textile Reinforced Concrete – State-of-the-Art Report of RILEM TC 201-TRC. RILEM Publications, 2006
- [5] BRÜCKNER, A.: Querkraftverstärkung von Bauteilen mit textilbewehrtem Beton. Diss., TU Dresden, 2007
- [6] ORTLEPP, R.; CURBACH, M.: Verstärken von Stahlbetonstützen mit textilbewehrtem Beton. Beton- und Stahlbetonbau 104 (2009) 10, S. 681-689
- [7] SCHLADITZ, F.; LORENZ, E.; CURBACH, M.: Biegetragfähigkeit von textilbetonverstärkten Stahlbetonplatten. Beton- und Stahlbetonbau 106 (2011) 6, S. 377-384
- [8] WEILAND, S.: Interaktion von Betonstahl und textiler Bewehrung bei der Biegeverstärkung mit textilbewehrtem Beton. Diss., TU Dresden, 2010
- [9] SCHLADITZ, F.; CURBACH, M.: Torsion tests on textile-reinforced concrete strengthened specimens. Materials and Structures 45 (2012) 1-2, S. 31-40
- [10] EHLIG, D.; SCHLADITZ, F.; FRENZEL, M.; CURBACH, M.: Textilbeton – Ausgeführte Projekte im Überblick. Beton- und Stahlbetonbau 107 (2012) 11, S. 777-785
- [11] HANSL, M.: Textilbewehrte Betone zur Instandsetzung und Verstärkung von Fahrbahnplatten aus Stahlbeton. Diss., Universität Innsbruck, 2014
- [12] LORENZ, E.; SCHÜTZE, E.; SCHLADITZ, F.; CURBACH, M.: Textilbeton – Grundlegende Untersuchungen im Überblick. Beton- und Stahlbetonbau 108 (2013) 10, S. 711-722
- [13] ORTLEPP, R.: Untersuchungen zur Verbundverankerung textilbewehrter Feinbetonverstärkungsschichten für Betonbauteile. Diss., TU Dresden, 2007
- [14] BRÜCKNER, A.; WELLNER, S.; ORTLEPP, R.; SCHEERER, S.; CURBACH, M.: Plattenbalken mit Querkraftverstärkung aus Textilbeton unter nicht vorwiegend ruhender Belastung. Beton- und Stahlbetonbau 108 (2013) 3, S. 169-178
- [15] FEIX, J.; HANSL, M.: Zur Anwendung von Textilbeton für Verstärkungen im Brückenbau. In: Universität der Bundeswehr München (Hrsg.): Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau – Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Manfred Keuser. Heft 12/4, S. 289-295

8 Gustave Magnel – ein Wegbereiter der Spannbetonbauweise

Prof. dr. ir. Luc R. Taerwe

*Magnel Laboratory for Concrete Research,
Department of Structural Engineering, Ghent
University, Belgium*

*(Übersetzung des Originalbeitrags Contributions of
Gustave Magnel to the development of prestres-
sed concrete von Dajana Musiol und Silke Schee-
rer, Institut für Massivbau, TU Dresden)*

Zusammenfassung

In den frühen 1940er Jahren führte Prof. Gustave Magnel (1889-1955) an der Universität Gent (Belgien) weitreichende Forschungsprogramme an maßstabsgetreuen Spannbetonträgern durch, um Konstruktionsmethoden für dieses neue Material zu erarbeiten. Er entwickelte weiterhin ein eigenes Verankerungssystem, welches bis Mitte der 1960er Jahre in Belgien verwendet wurde. Magnel hielt zahlreiche Vorlesungen in unterschiedlichen Ländern, in denen er einfach und verständlich die Prinzipien der Spannbetonbauweise erklärte. Er war außerdem an Entwurf und Konstruktion der ersten mit Spannbeton errichteten Brücke in den USA beteiligt, der Walnut Lane Memorial Bridge in Philadelphia (1949-1951). Auch war Magnel der Autor des ersten englischsprachigen Fachbuches über die Spannbetonbauweise. Magnel entwarf eine der ersten mit Spannbeton gebauten Eisenbahnbrücken in Europa und auch die erste statisch unbestimmte Spannbetonbrücke der Welt.

Während der 1950er Jahre verbrachten viele namhafte Ingenieure aus aller Welt einige Zeit in Magnels Laboratorium in Gent, um zum Spannbeton zu forschen und sich mit der praktischen Umsetzung der Spannbetonbauweise vertraut zu machen.

8.1 Die Zeit des Stahlbetons

Gustave Magnel (Bild 8.1) wurde 1889 geboren und schloss sein Studium als Bauingenieur an der Universität Gent 1912 erfolgreich ab [1], [2], [3]. Zwischen 1914 und 1919 arbeitete Gustave Magnel zunächst für einen Londoner Bauunternehmer. Im Jahr 1919 begann er seine Karriere an

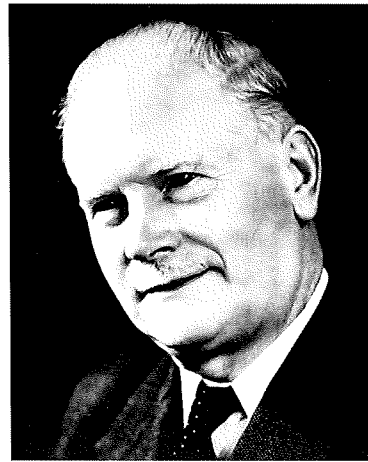


Bild 8.1: Prof. Gustave Magnel (1889-1955) (Foto: Ghent University, Universitätsarchiv)

der Universität Gent (Belgien). Magnel sprach also nicht nur fließend Französisch und Niederländisch, sondern aufgrund seines Aufenthaltes in London auch hervorragendes Englisch, was für seine späteren Kontakte nach Nordamerika sehr nützlich war. Französisch war zu dieser Zeit nicht nur die Fachsprache, die von Ingenieuren in Belgien gesprochen wurde, sondern auch die allgemein gebräuchliche Sprache für internationale Kontakte in Europa.

1923 veröffentlichte Magnel sein erstes Buch zum Spannbeton: *Pratique du calcul du béton armé* [4]. Im gleichen Jahr veröffentlichte auch das Belgian Standards Institute erste Konstruktionsrichtlinien für Bauwerke aus Stahlbeton, an denen auch Magnel maßgeblich mitgewirkt hatte [5]. In einer seiner ersten technischen Abhandlungen beschäftigte er sich mit dem Einfluss der Stützensteifigkeit auf die Spannungen in Stahlbeton-Durchlaufträgern [6].

Magnel wurde schnell klar, dass für die weitere Entwicklung der Stahlbetonbauweise umfangreiche Forschungen durchgeführt werden mussten – mit anderen Worten: er benötigte ein Labor. Trotz aller politischen und finanziellen Schwierigkeiten konnte er 1926 sein *Laboratory for Reinforced Concrete* im Keller eines ehemaligen Hotels gründen [7]. In seinem Labor standen Magnel eine 300-kN-Universalprüfmaschine sowie eine 3000-kN-Druckprüfmaschine zur Verfügung. Über seine

Bemühungen zur Realisierung und Betriebsfähigkeit seines Labors schrieb er in [7]: „*The ultra-rapid evolution of technology, forces university institutes to adapt themselves continuously to the actual requirements at the risk of failing in their task. This adaptation cannot happen on the initiative of the university management which, by definition, is not competent for it and, moreover, rather looks for savings than for new expenditures. Hence, it is the task of the professors to do the impossible to keep their teaching and research at the required level*“¹. Weiterhin fährt Magnel fort [7]: „*It not only goes about having a laboratory: the question is to keep it operational, which requires additional funding. We obtain an extra income from testing we perform for contractors, companies and public authorities*“²

1937 zog das Labor in ein neues Gebäude des Instituts für Ingenieurwesen um, in welchem mehr Platz zur Verfügung stand und neue Versuchsmaschinen eingebaut werden konnten. Im Jahr 1940 war Prof. Magnels Labor das weltweit führende und technisch modernste Forschungs- und Versuchslabor zur Untersuchung von Stahlbeton. Magnel hatte nur wenig Verwendung für Tests an Probekörpern kleineren Maßstabs, weshalb 1950 ein Aufspannfeld installiert wurde, was es ermöglichte, Belastungsversuche an Stahl- und Spannbeton-elementen in Echtgröße durchzuführen. 1975 zog das Labor abermals um. Diesmal an den Stadtrand von Gent, wo es sich heute noch befindet [8], [9], 1990 wurde das Labor umbenannt in *Magnel Laboratory for Concrete Research* um hervorzuheben, dass sowohl zu Materialien als auch zu Konstruktionsweisen geforscht wird.

8.2 Frühe Beiträge zur Entwicklung der Spannbetonbauweise

Erstmals erwähnte Magnel seine Grundsätze zu Spannbeton und zur nachträglichen Vorspannung mit externen Kabeln in seinen Veröffentlichungen

¹Die rapide Entwicklung der Technik zwingt die Institute der Universitäten dazu, sich ständig an die aktuellen Erfordernisse anzupassen, immer mit dem Risiko, dieser Aufgabe nicht gerecht zu werden. Diese Anpassung kann jedoch nicht auf Initiative der Universitätsleitung stattfinden, da diese per definitionem fachlich nicht dafür geeignet ist und außerdem vorrangig versucht zu sparen und nichts auszugeben. Daher ist es die Aufgabe der Professoren, Unmögliches zu tun, um Lehre und Forschung auf dem neuesten Stand zu halten.

²Es geht nicht nur darum, ein Labor zur Verfügung zu haben – die Frage ist, wie es einsatzbereit bleiben kann – und dazu benötigt man weiteres Kapital. Wir erhalten zusätzliche Einnahmen durch Versuche, die wir für Bauunternehmer, Firmen und öffentliche Einrichtungen durchführen.

im Jahr 1940, z. B. [10], bei denen er sich auf Ausführungen von Eugene Freyssinet bezieht. Dessen Techniken wurden im Ausland bereits verwendet und Magnel versuchte, belgische Baufirmen davon zu überzeugen, diese ebenfalls anzuwenden.

Während der 1940er Jahre hatte Magnel die Möglichkeit, Forschungen an originalgetreuen Spannbetonträgern durchzuführen. Er untersuchte ebenfalls die Phänomene des Kriechens von hochfesten Stahldrähten und das Kriechen und Schwinden von Beton. Während der Kriegsjahre war es für Magnel unmöglich, das von Freyssinet entwickelte System zu beziehen, weshalb er daraufhin ein eigenes System entwickelte, welches als das Belgische System bzw. das *Magnel-Blaton-System* bekannt wurde, Bild 8.2 und [14].

Die Verankerungen dieses Systems bestehen aus sogenannten Sandwichplatten, die parallel zueinander angeordnet sind und mit einer Ankerplatte aus Stahlguss in Verbindung stehen. Jede dieser Spannplatten ist ausgestattet mit vier keilförmigen Aussparungen, in denen jeweils zwei Drähte – typischerweise mit einem Durchmesser von 5 mm – mit einem Stahlkeil gesichert sind. So erhält man einen gleichmäßigeren Spannungszustand in allen Drähten eines Spannglieds, als wenn alle Drähte auf einmal gespannt werden würden. Ferner ist eine relativ kleine Presse für das Spannen der Drähte ausreichend (Bild 8.3). Das aus mehreren Drähten bestehende Kabel wird entweder in einem metallischen Hüllrohr platziert oder es wird durch zuvor ausgesparte Hohlräume im Beton hindurchgeführt, sobald dieser ausreichend erhärtet ist. Über die gesamte Länge des Spannglieds sind in gleichem Abstand vertikal und horizontal Abstandhalter angebracht, die dafür sorgen, dass die Position der Drähte über die Spanngliedlänge gleichbleibt. Durch diese Anordnung verblieb um jeden Spanndraht ausreichend freier Raum, um es mit Injektionsmörtel umhüllen und somit einen ausreichenden und dauerhaften Schutz vor Korrosion sicherstellen zu können.

Das *Magnel-Blaton-System* wurde bis in die frühen 1960er Jahre bei fast allen Spannbetonbrücken in Belgien verwendet. Danach wurde es immer weniger angewendet, da die von Magnel erdachte Technik sehr arbeitsaufwendig war. Zudem begann die Zeit der Litzenspannglieder, die eine höhere Leistungsfähigkeit besaßen.

1946 publizierte Magnel seine Bemessungsmethode für statisch bestimmte Balken [11]. Er formulierte die folgenden vier Spannungszustände unter Gebrauchslast in den kritischen Bereichen:

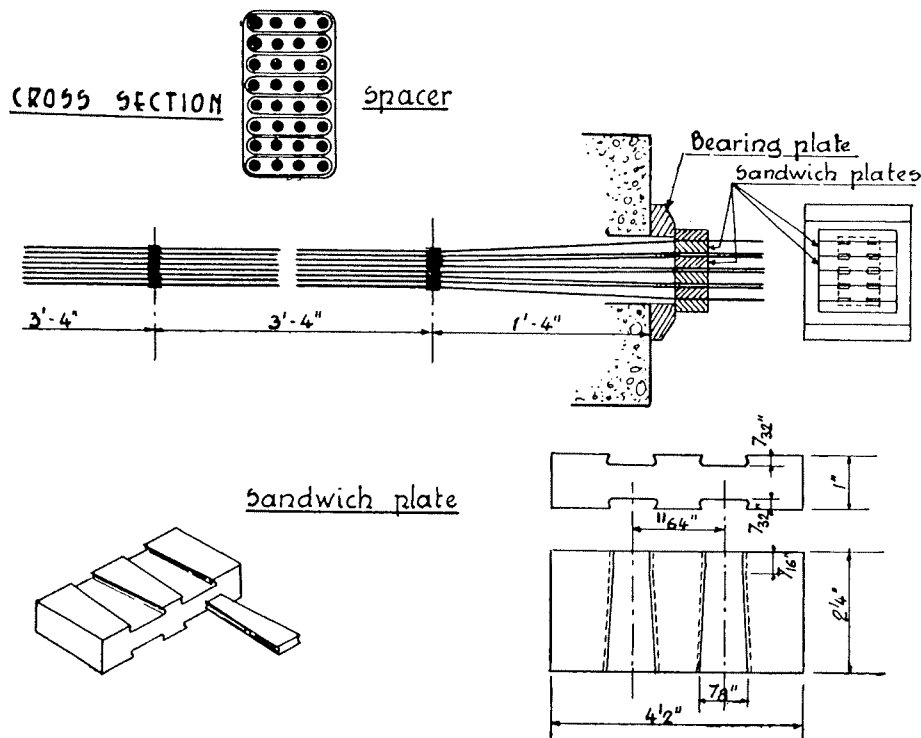


Bild 8.2: Verankerung beim Bleton-Magnet-System [14]

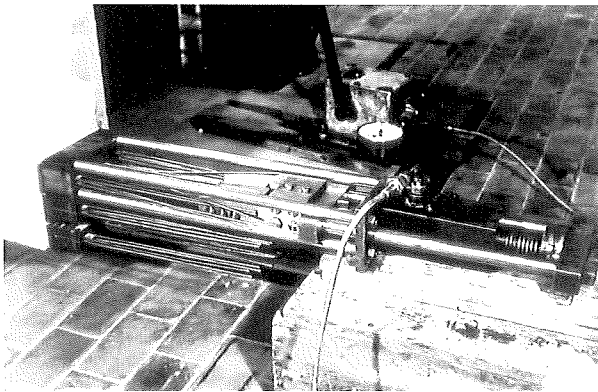


Bild 8.3: Spannpresse beim Bleton-Magnet-System [14]

1. Die Zugspannung in der obersten Faser muss infolge von Vorspannung ($t = 0$) und Eigengewicht kleiner als die zulässige Zugspannung sein.
2. Die Druckspannung in der obersten Faser muss unter Vorspannung und Vollast kleiner als die zulässige Druckspannung sein.
3. Die Druckspannung in der untersten Faser muss infolge von Vorspannung ($t = 0$) und

Eigengewicht kleiner als die zulässige Druckspannung sein.

4. Die Zugspannung muss unter langanhaltender Vorspannung ($t = \infty$) und Vollast kleiner als die zulässige Zugspannung sein.

Diese Ungleichungen, durch Geraden in einem Diagramm mit den Achsen $1/P_i$ (mit P_i = anfängliche Vorspannkraft) und e (Exzentrizität) visualisiert, zeigt Bild 8.4. Es ergibt sich ein Viereck, welches die zulässigen Kombinationen von P_i und e zeigt. Bei der Bemessung wählte man dann quasi den Wert für die Exzentrizität, die den kleinsten Wert A für die Vorspannkraft P_i ergab.

Für die Querkraftbemessung berücksichtigte Magnet den begünstigenden Effekt einer Vorspannung auf den Querkraftwiderstand eines Bauteils. Er suchte den Abschnitt und die Faser aus, wo die Hauptzugspannungen am höchsten ausfielen und verglich diese Spannung mit einem zulässigen Wert.

Für den Entwurf der Endbereiche schlug er vor, die Schubkraft und das Biegemoment in horizontalen Schnitten zu berechnen – der sogenannten *deep beam analogy* (Wandartige Träger). Die sich dabei ergebenden Schub- und Normalspannungen wurden mit Spannungskomponenten infolge anderer

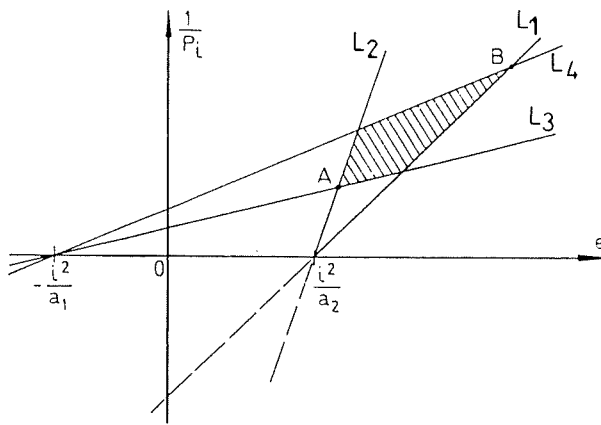


Bild 8.4: Zulässiger Bereich für mögliche Kombinationen von $1/P_t$ und e [11]

Ursachen kombiniert, um die resultierende Hauptzugspannung zu berechnen.

1951 legte Magnel folgendes dar [13]: „*In my opinion, for each beam two calculations have to be made: the first based on stresses using the elastic theory, the other on ultimate load. However, it seems to be impossible at present to make this latter calculation accurately because all known methods require the use of coefficients, the value of which we really ignore. This is mainly true when the failure occurs by crushing of the concrete. I recommend the design based on stresses as the fundamental one, but as it does not always give the same factor of safety against ultimate failure, an attempt must be made in each case to check whether this factor of safety is sufficiently high.*“³

Bereits 1946 hatte Magnel einen teilweise vorgespannten Balken getestet, bei dem die Risslast niedriger war als die volle Gebrauchslast. Das stand im Gegensatz zum ursprünglichen Konzept von Spannbeton, bei welchem im Gebrauchszustand keine Längszugspannungen zulässig waren [12]. Obwohl Freyssinet eindeutig gegen eine Nut-

zung von teilweise vorgespannten Bauteilen war, erkannte Magnel die Vorteile dieser Methode.

1947 entwickelte Magnel eine praktische Lösung für statisch unbestimmte nachträglich vorgespannte Balken [13]. Er führte den Begriff des Zusatzmomentes $M_{P,sec}$ ein, welches durch die Vorspannkraft P erzeugt wird, und definierte die äquivalente Exzentrizität wie folgt:

$$e_{eq} = e + M_{P,sec}/P \quad (8.1)$$

Dadurch konnte Magnel ein ähnliches Diagramm $1/P_{i,eq}$ nutzen wie für statisch bestimmte Balken. Der Zusammenhang zwischen der tatsächlichen (geometrischen) Exzentrizität und der äquivalenten Exzentrizität wurde auf der Grundlage der Formeln für das Zusatzmoment berechnet.

Nachdem Magnel ausreichend theoretisches Wissen und praktische Erfahrung im Umgang mit Spannbeton gesammelt hatte, schrieb er sein erstes Buch zu diesem Thema [14], s. a. [3]. 1948 wurde es zunächst in Französisch veröffentlicht und kurze Zeit später ins Spanische und Englische übersetzt.

8.3 Erste Projekte in Belgien [15], [16]

Zwei der sechs Brückendecks der Eisenbahnbrücke über die Rue du Miroir, die in Brüssel die Nord-Süd-Verbindung darstellt, wurden in Spannbeton umgesetzt (Bild 8.5), [17]. Für eine Spannweite von 20 m genügte eine Bauhöhe von 1,15 m, während für eine Lösung mit Stahlbeton eine um 0,7 m größere Plattendicke notwendig gewesen wäre. Diese Brücke wurde als Pilotprojekt angesehen und das damit verknüpfte Forschungsprojekt wurde teilweise vom Belgian Fund for Scientific Research (Belgische Forschungsgemeinschaft) gefördert. Damit war Belgien 1944 eines der erste Länder mit einer aus Spannbeton gebauten Eisenbahnbrücke. Zu diesem Projekt äußerte sich Magnel wie folgt [18]: „*In our opinion, prestressed concrete is the building material of the future. Over 10 years, very few bridges will still be built in reinforced concrete because everybody will be convinced of the advantages of prestressing. The realization of the pilot project in the Rue du Miroir will have been the catalyst of this evolution and all who*

³ „Meiner Meinung nach müssen für jeden Balken zwei Berechnungen gemacht werden: die erste mit Spannungen nach Elastizitätstheorie und die zweite unter Bruchlasten. Wie dem auch sei, es scheint momentan unmöglich zu sein, diese letztere Berechnung akkurat durchzuführen, da alle bekannten Methoden die Verwendung von Koeffizienten erfordern, deren Wert wir eigentlich ignorieren. Dies ist hauptsächlich dann der Fall, wenn das Versagen durch Betonbruch auftritt. Ich empfehle eine Bemessung, die auf Spannungen basiert, als die grundlegende. Da es dabei aber Abweichungen hinsichtlich des Sicherheitsfaktors im Vergleich zum Bruchzustand geben kann, muss in jedem Fall geprüft werden, ob der Sicherheitsfaktor ausreichend hoch ist.“

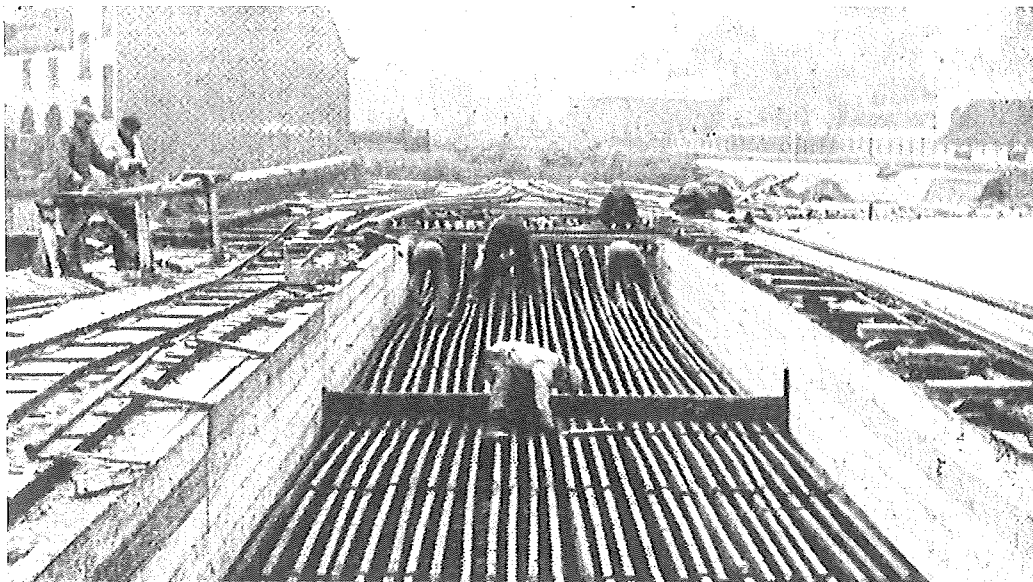


Bild 8.5: Eisenbahnbrücke über der Rue du Miroir in Brüssel (1943-1944) [18]

were involved in it can be proud of the results obtained.”⁴

Die ersten Spannbeton-Straßenbrücken gab es in Belgien in Zammel (Baubeginn 1944; 12 m Spannweite) und in Eeklo (1945-1946; 20 m Spannweite).

Von 1947 bis 1948 wurde in Gent eine neue Textilfabrik für die *UCO company (Union Cotonnière)* gebaut. Dieses Gebäude hatte seinerzeit die größte mit Spannbeton gebaute Dachkonstruktion weltweit mit einer Fläche von ca. 35.000 m². Die Konstruktion ist auch heute noch intakt (Bild 8.6). 100 Hauptträger mit einer Spannweite von 20,5 m und 600 Nebenträger mit einer Spannweite von 13,7 m waren notwendig. Alle Träger wurden als Fertigteile direkt auf der Baustelle hergestellt. Durchschnittlich fertigte man drei Haupt- und 18 Nebenträger pro Woche. Dies erforderte einen perfekt organisierten Vorfertigungsplatz. Magnel schreibt dazu: „*During the last 3 to 4 months, this project attracts numerous architects, engineers and contractors both from Belgium and from abroad. They want to qualify themselves in the field of prestressed concrete, firstly in our lab and secondly at the building site.*“⁵

⁴ „Unserer Meinung nach ist Spannbeton das Baumaterial der Zukunft. In 10 Jahren werden nur noch wenige Brücken aus Stahlbeton gebaut werden, da jeder von den Vorteilen der Spannbetonbauweise überzeugt sein wird. Die Realisierung des Pilotprojektes in der Rue du Miroir wird der Katalysator dieser Bewegung gewesen sein und alle, die daran beteiligt sind, können auf die erreichten Ziele stolz sein.“

⁵ „Während der letzten 3-4 Monate hat dieses Projekt zahlreiche Architekten, Ingenieure und Bauunternehmer aus Bel-

Zur gleichen Zeit wurde in Melsbroek, dem damaligen Brüsseler Flughafen, ein Flugzeughangar errichtet. Hier wurde das Dach von 17 nachträglich vorgespannten, 2,9 m hohen und 270 Tonnen schweren Balken getragen (Bild 8.7). Wie schon im vorangegangenen Projekte wurden die Träger vor Ort vorgefertigt und nach dem Vorspannen in ihre finale Position gebracht.

1949 wurde die bekannte Sclayn-Brücke über den Fluss Meuse gebaut (Bild 8.8). Dies war die erste Durchlaufträgerbrücke aus Spannbeton weltweit (Bilder 8.9 und 8.10). Mit Spannweiten von jeweils 63 m war die Sclayn-Brücke seinerzeit auch die längste Spannbetonbrücke der Welt [19]. Aufgrund der veränderlichen Bauhöhe der Brückenträger war das Profil der innerhalb der Hohlkästen liegenden, externen Spannkabel nahezu gerade, mit Ausnahme des Knicks der Mittelstütze. Dort betrug das Zusatzmoment aus Vorspannung in etwa 68 % des lokalen Biegemoments infolge Eigengewichts.

8.4 Die Walnut Lane Memorial Bridge

Im Jahr 1946 reiste Magnel mit der *Belgian-American Educational Foundation* (gegründet 1920 von Herbert Hoover) als *advanced fellow* das erste Mal in die USA. Die Reise wurde von einem früheren Genter Studenten organisiert: Charles C. Zoll-

gien und dem Ausland angezogen. Sie möchten sich alle auf dem Gebiet der Spannbetonbauweise qualifizieren – zunächst im Labor und danach auf der Baustelle.“



Bild 8.6: Textilfabrik mit Dachträgern aus Spannbeton im nachträglichen Verbund (1947-1948) [14]

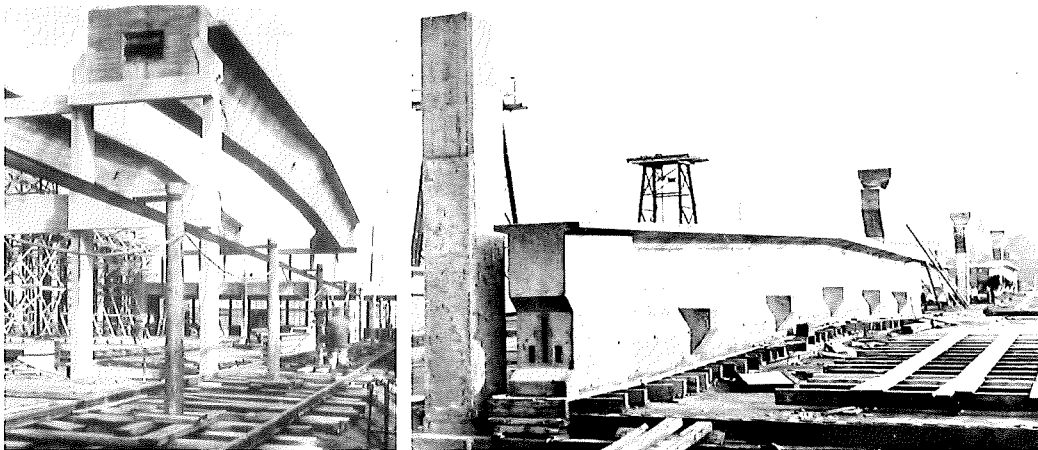


Bild 8.7: Tonnen schwere Träger für einen Flugzeughangar auf dem Flughafen Melsbroek [14]

mann [1], der bei Professor Magnel studiert hatte, Zollmann wurde später Magnels inoffizieller Vertreter in den USA und arrangierte dessen unzählige Reisen nach Amerika. Zollmann gilt als Pionier für die Einführung der Spannbetonbauweise in Amerika. Schon frühzeitig betreute er als Berater Planung und Bau von Spannbetonwerken innerhalb der USA, agierte aktiv auf dem Gebiet des Fertigteilbaus und unterstützte ganz allgemein auf vielerlei Weise die Entwicklung der Spannbeton- und Fertigteilindustrie. Während der ersten Reise in die Vereinigten Staaten von Amerika hielt Magnel mehrere Vorlesungen zu Spannbeton an unterschiedlichen Orten. Das Thema selbst war zu diesem Zeitpunkt so gut wie unbekannt. Magnel jedoch hatte die seltene Gabe, komplexe Theorien und schwierige Probleme auf einfache Art und

Weise zu erklären, und konnte dadurch große Zuhörergruppen anziehen und mit seinem Vortrag fesseln.

Zwei signifikante Ereignisse traten während Magnels erstem Besuch in Amerika auf, die in direktem Bezug zur Entwicklung des Spannbetons in Amerika stand und letztendlich auch die Umsetzung und den Bau der ersten Spannbetonbrücke der USA, der Walnut Lane Memorial Bridge, nach sich zog (Bild 8.11), [1]. Das erste Ereignis war, dass Magnel der *Preload Corporation of New York* vorgestellt wurde, die schließlich ein Sub-Unternehmen beim Bau der *Walnut Lane Memorial Bridge* wurde, da das Unternehmen die Brückenträger herstellte. Der zweite Punkt war, dass Magnel Zollmann bat, das Manuskript seines Buches über Spannbeton aus dem Französischen ins Eng-

lische zu übersetzen. Unter großer Mühe und mit einigen Schwierigkeiten konnte das Buch 1948 in London veröffentlicht werden. Die erste Auflage von 6.000 Stück war sofort ausverkauft. Es folgte eine zweite, überarbeitete Auflage von 8.000 Stück im Jahr 1950 sowie eine 3. Auflage 1954. Während dieser Zeit war Magnels Buch das praktische Hilfsmittel, auf das sich Studierende und praktisch arbeitende Ingenieure bei Entwurf und Bemessung von Bauwerken aus Spannbeton bezogen. Der Einfluss, die diese wissenschaftliche Abhandlung und alle weiteren Publikationen Magnels auf die Spannbetonindustrie hatte, war in der Tat von Bedeutung. Der Amerikaner T. Y. Lin verbrachte ein Jahr in Magnels Labor und veröffentlichte 1955 nach seiner Rückkehr in die USA sein Buch *Design of Prestressed Concrete Structures* [20].

Ende der 1940er Jahre überzeugte Ch. Zollmann, der mittlerweile der *Preload Corporation of New York* beigetreten war, das Bauamt der Stadt Philadelphia, den Überbau der *Walnut Lane Memorial Bridge* in Spannbetonbauweise nach einem Vorschlag von Prof. Magnel umzusetzen. Die *Preload Corporation of New York* bekam 1949 den Zuschlag, als Sub-Unternehmer die Brückenträger herzustellen. Im Oktober 1949 wurde ein Tragfähigkeitstest an einem 49 m langen und 2 m hohen Probeträger durchgeführt, der mit den Trägern identisch im Mittelfeld der Brücke identisch war (Bild 8.12). Die Demonstration des Versuches zog um die 300 Ingenieure aus insgesamt 17 nordamerikanischen Staaten und fünf weiteren Ländern an, die den gesamten Tag über das Ereignis bei strömendem Regen verfolgten [21]. Der erfolgreiche Versuch bis zum Versagen des Trägers direkt auf der Baustelle und weit entfernt von den Annehmlichkeiten eines Labors war ein Meilenstein, welcher das Vertrauen in den Spannbeton bei der Öffentlichkeit festigte. Ch. Zollmann formulierte es folgendermaßen [1]: „*No single event was more instrumental in launching the prestressed and precast concrete industry in North-America than the construction of the Walnut Lane Bridge in Philadelphia in 1950. More than anything else however, it was the charisma, the dynamism and engineering talent displayed by the man who designed the Walnut Lane Bridge, namely Prof. Gustave Magnel of Belgium, that gave the impetus necessary for the acceptance and development of prestressed concrete in the United States.*“⁶

⁶ „Kein anderes Ereignis trug mehr zur Einführung der Fertigteil- und Spannbetonindustrie in Nordamerika bei als die Konstruktion der Walnut Lane Memorial Bridge in Philadelphia 1950. Mehr als das jedoch war es das Charisma,

Im Vorfeld und auch während der Bauausführung der Brücke gab es einige Probleme, die es zu lösen galt. Eine dieser Schwierigkeiten war, dass Prof. Magnel einen Beton ohne Fehlstellen forderte. Nach amerikanischem Vorgehen war dies nicht möglich. Da Magnel alle Ausführungen genehmigen musste, benötigte man eine praktikable Lösung, die schlussendlich auch gefunden wurde. Trotzdem wiesen viele Träger Mängel, wie z. B.: Lunker und Hohlstellen, auf, Bilder 8.13 und 8.14 und [22]. Diese Kontroverse ging sogar soweit, dass die einflussreiche Zeitschrift *Engineering News Record* folgende Schlagzeile veröffentlichte [23]: „*Americans make soup, not concrete, says Belgian professor.*“

Im Oktober 1950 wurde Prof. Magnel mit der *Frank-P.-Brown-Medaille* des *Franklin Institute Philadelphia* für seinen herausragenden Beitrag zur Entwicklung der Spannbetonbauweise geehrt.

Während der Nutzungszeit der *Walnut Lane Memorial Bridge* mussten einige Träger teilweise aufwendig repariert werden. Schließlich entschied man, den kompletten Überbau zu ersetzen. Die Vorbereitungen für den Rückbau der Überbauträger begannen 1989. Die Rekonstruktion der Brücke und die Herrichtung der Zufahrten 1990 erregte ebenso viel Interesse und Neugier bei Ingenieuren und Planern wie schon das Originalbauwerk 1949. Die neuen Träger, basierend auf einem modifizierten Hybrid-Standard-Träger AASHTO, Typ V, wurden allesamt in einem PCI-zertifizierten Werk vorgefertigt, anstatt sie vor Ort auf der Baustelle herzustellen und vorzuspannen.

8.5 Die Folgezeit

Während der frühen 1950er Jahre besuchten zahlreiche bedeutende amerikanische Forscher Prof. Magnel und sein Labor. Dazu gehörten unter anderem T. Y. Lin, David P. Billington (*Princeton University*) und Robert N. Bruce (*Tulane University, New Orleans*). Zusammen mit anderen europäischen Pionieren der Spannbetonbauweise gründete Magnel 1952 die *Fédération internationale de la Précontrainte* (FIP), die sich sehr erfolgreich als internationale Fachvereinigung etablierte. 1996 verschmolz sie mit dem *Comité Euro-International du Béton* (CEB) zur *International Federation for Structural Concrete* (fib).

die Dynamik und das Ingenieur-talent des Mannes, der die Walnut Lane Memorial Bridge entworfen hat: Prof. Gustave Magnel aus Belgien. Er gab den notwendigen Anstoß zur Entwicklung und Anerkennung von der Spannbetonbauweise in den Vereinigten Staaten von Amerika“



Bild 8.8: Brücke bei Sclayn über die Meuse (Foto: Magnel Laboratory for Concrete Research)

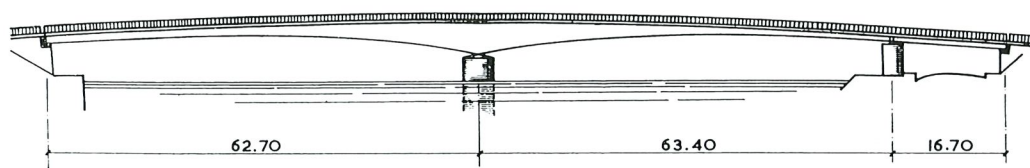


Bild 8.9: Meuse-Brücke Sclayn; Seitenansicht [14]

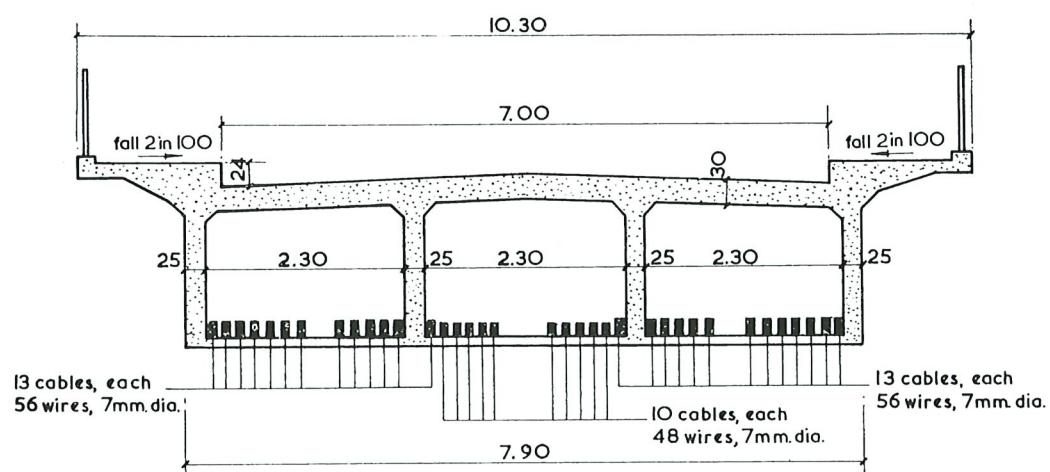


Bild 8.10: Meuse-Brücke Sclayn; Querschnitt [14]

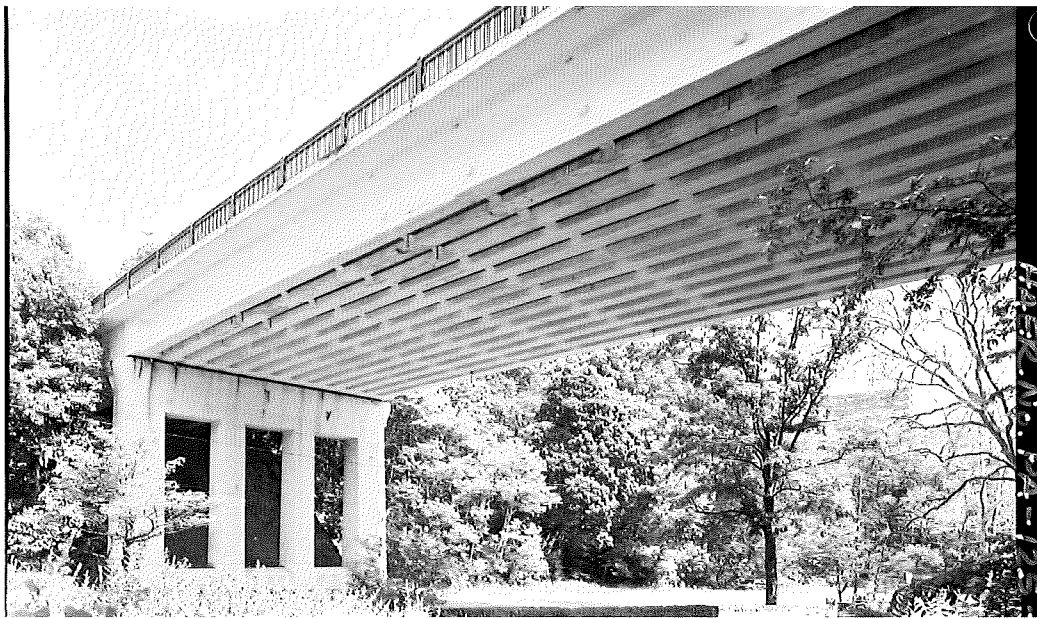


Bild 8.11: Walnut Lane Memorial Bridge in Philadelphia (Foto: A. Pierce Bounds, [21])

Magnel verfasste nicht nur mehr als 180 technische Abhandlungen, sondern publizierte eine eindrucksvolle Reihe an Büchern zur Baustatik und zum Entwurf von Stahlbeton- und Spannbetonbauwerken. In all seinen Fachbüchern entwickelte er praktische Bemessungsmethoden, deren Anwendung durch viele Tabellen und Graphiken unterstützt wurde.

In seinen letzten Jahren investierte Prof. Magnel viel Zeit und Energie in den ersten Entwurf eines hohen Fernsehturmes, der für die Weltausstellung 1958 in Brüssel geplant war. Der geplante Turm aus Stahlbeton sollte einen Durchmesser von 100 m am Fuß und eine Höhe von 500 m haben. Oben auf dem Stahlbetonturm war ein Stahlmast mit einer Höhe von 135 m vorgesehen. Zu dieser Zeit wäre das eine weltweite Attraktion gewesen. Allerdings gab es eine Menge von technischen und politischen Kontroversen zu diesem Projekt, so dass schlussendlich entschieden wurde, den Turm nicht zu bauen.

Am 5. Juli 1955 verstarb Gustave Magnel sehr plötzlich. Die Nachricht über diesen unerwarteten Verlust wurde in Belgien, aber auch in anderen Ländern, mit großer Trauer aufgenommen.

Im Oktober 1956 fand ein wissenschaftliches Treffen zum Andenken an Prof. Gustave Magnel in Gent statt. Zahlreiche seiner ehemaligen Kollegen und Freunde aus aller Welt waren anwesend. Zu diesem Anlass bemerkte Prof. R. Evans von der

University of Leeds folgendes [24]: „*His concrete laboratory was recognized as one of the best in the world. Hundreds of members of staff and research workers from a large number of universities have had the pleasure and privilege of visiting this excellent laboratory. Magnel always warmly welcomed at his laboratory those who wished to improve their knowledge. His gift of friendly intercourse enriched us all by their genial and mellow qualities. Although he often had strong views on technical questions, he was by nature so generous that it was a pleasure even to disagree with him.*“⁷

Um das Andenken an Prof. Magnels herausragende Leistungen noch lange wachzuhalten, verleiht die *General Association of Engineers graduated from Ghent University (AIG)* alle fünf Jahre die *Golden Medal Gustave Magnel*. Diese wird an Baukonstrukteure vergeben, deren Entwürfe eine wichtige und bemerkenswerte Anwendung von Stahl- oder Spannbeton darstellen. Die zwölf bisher Ausgezeichneten sind: Nicolas Esquillan (1959), Pieter Blokland (1963), Fritz Leonhardt

⁷ „Sein Labor zur Erforschung von Beton war als eines der besten der Welt bekannt. Viele hundert Mitarbeiter und Forscher von einer großen Vielzahl von Universitäten hatten die Freude und das Privileg, dieses exzellente Labor zu besuchen. Magnel begrüßte jeden in seinem Labor warmherzig, der sein Wissen erweitern wollte. Sein Talent zum freundlichen zugleich durch Genialität und Milde charakterisierten Austausch bereicherte uns alle. Auch wenn er oft eine feste Meinung zu technischen Fragen hatte, war er naturgemäß so großzügig, dass es sogar eine Freude war, nicht mit ihm übereinzustimmen.“

(1968), Ulrich Finsterwalder (1973), René De Keyser (1979), Hans Wittfoht (1984), René Greisch (1988), Olav Olsen (1994), Michel Virlogeux (1990), Jörg Schlaich (2004), Juan José Arenas de Pablo (2009) und William Baker (2014) [25].



Bild 8.12: Magnel beim Tragfähigkeitsversuch für die Walnut Lane Memorial Bridge

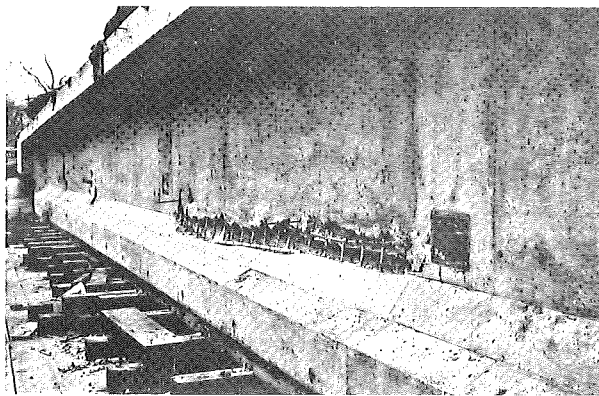


Bild 8.13: Fehlstellen beim ersten Träger, der 1949 hergestellt worden war

8.6 Zwei weitere herausragende Brückenprojekte

Prof. Daniël Vandepitte war ein Nachfolger Gustave Magnels auf dem Gebiet der Baustatik. Bevor Prof.



Bild 8.14: Längsriß am unteren Flansch bei einem der Träger

Vandepitte an die Universität Gent berufen wurde, entwarf er in den frühen 1950er Jahren zahlreiche außergewöhnliche Brücken. Diese Brücken wurden über den Ringkanal im südlichen Teil von Gent gebaut.

Das erste zu nennende Bauwerk ist eine Dreifeldbrücke mit den Spannweiten 26 m – 52 m – 26 m. Der Überbau besteht aus 11 Längsträgern mit veränderlichen Bauhöhen (Bilder 8.15 und 8.16). Diese Brücke wurde in den Jahren 1953 und 1954 gebaut und war offenbar die erste Durchlaufträgerbrücke aus Spannbeton dieses Typs in Belgien [27]. Jeder Längsträger wurde nachträglich mit vier externen Spanngliedern, System Bleton-Magnel, vorgespannt. Die Spannglieder bestanden aus Drähten mit einem Durchmesser von 7 mm. Bild 8.17 zeigt die Vorspannarbeiten im Jahre 1954. Bild 8.18 zeigt einen Ausschnitt eines Trägers nach dem Entfernen der schützenden Betondeckung 60 Jahre später. 2014 wurden die Originalspannglieder durch neue externe Spannglieder, bestehend aus jeweils sieben Litzen, ersetzt. Dabei wurden die originalen Spannglieder zunächst in Gruppen freigelegt und dann ausgebaut und ersetzt. Bild 8.19 zeigt die spannungsfreien Spannglieder eines seitlichen Längsträgers und Bild 8.20 einen Spanngliedteil, der aus einem Endquerträger herausgesägt wurde.

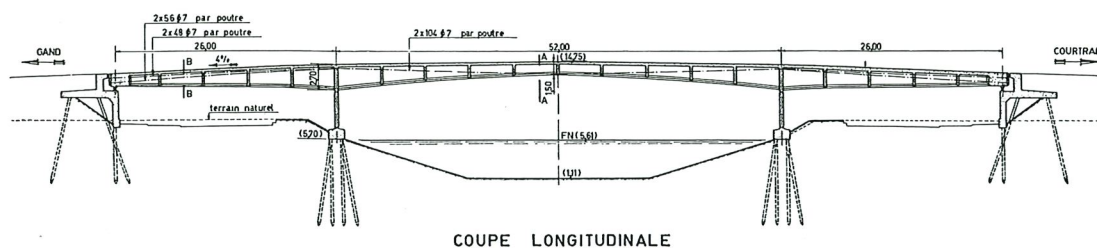


Bild 8.15: Von Prof. Vandepitte entworfene dreifeldrige Durchlaufträgerbrücke aus Spannbetonbrücke mit veränderlicher Bauteilhöhe südlich von Gent [27]



Bild 8.16: Seitenansicht von Vandepittes Dreifeldbrücke vor der Erneuerung der Träger (Foto: Luc Taerwe)

Vandepitte entwarf außerdem noch vier selbstverankerte Spannbetonbrücken mit variierenden Spannweiten. Die Brücke in Merelbeke, die im Bild 8.21 gezeigt ist, wurde zwischen 1956 und 1958 errichtet und hat eine Hauptspannweite von 100 m, eine Gesamtlänge von 192 m und eine Hängestruktur mit 21,6 m Breite [28, 29]. Jedes Hauptkabel besteht aus 910 parallel verlaufenden, galvanisierten Stahldrähten mit einem Durchmesser von 7 mm. Die Versteifungsträger sind durchgehende Hohlkastenträger mit einer konstanten Höhe von 1,93 m. Sie werden ausschließlich durch die aus den Tragseilen resultierenden Kräfte vorgespannt. Es gibt keine Spannglieder in der aufgehängten Struktur selbst. Das Vorspannen des Überbaus geschah durch das Anheben beider Pylone gegenüber den Brückenpfeilern.

8.7 Schlussbetrachtung

Der vorangegangene Überblick macht deutlich, dass Prof. Gustave Magnel eine herausragende Persönlichkeit gewesen ist – als Akademiker und als Mensch. Folgende Errungenschaften können herausgestellt werden:

- Beiträge zu praktischen Bemessungsverfahren für Stahlbeton,
- Entwicklung eines eigenen Vorspannsystems,
- Entwicklung von Bemessungsverfahren für Spannbeton und Autor des ersten englischsprachigen Fachbuches zu diesem Thema,
- Beteiligung bei Entwurf und Bau der ersten Durchlaufträgerbrücke aus Spannbeton weltweit,
- Beitrag bei der Realisierung der Walnut Lane Memorial Bridge in Philadelphia, der ersten

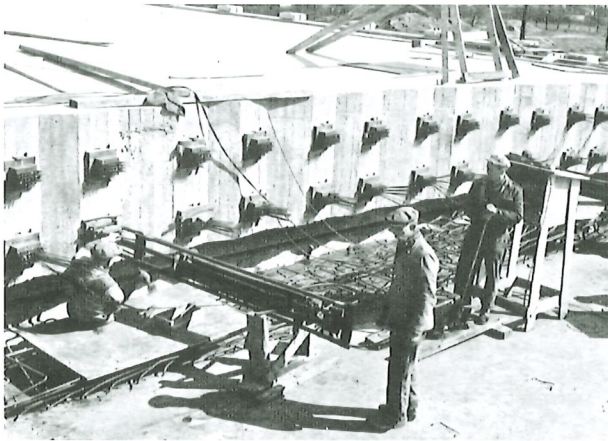


Bild 8.17: Vorspannarbeiten 1954 (Blaton-Magnet-System) [27]



Bild 8.18: Detail eines Trägers nach der lokalen Entfernung des schützenden Betons 2014 (Foto: Luc Taerwe)



Bild 8.19: Freigelegte Spannglieder bei einem seitlichen Längsträger (Foto: Luc Taerwe)

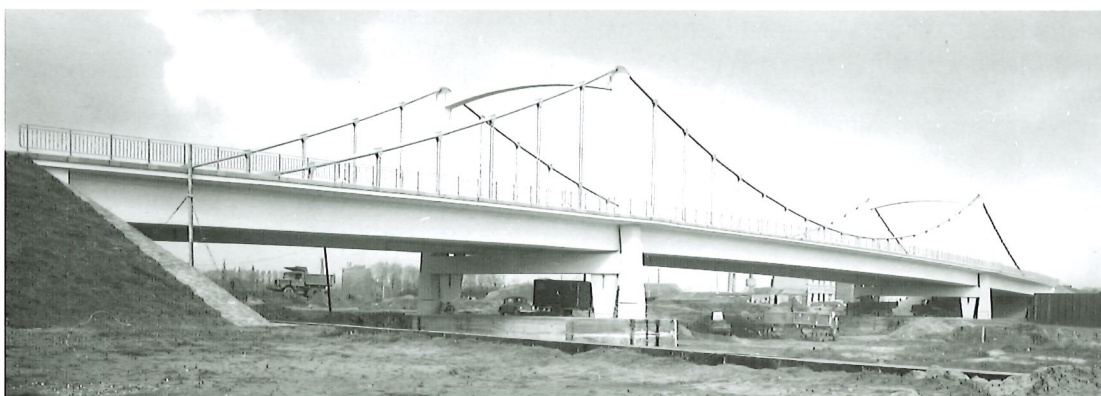


Bild 8.21: Von Prof. Vandepitte entworfene selbstverankerte vorgespannte Hängebrücke [29]



Bild 8.20: Spanngliedteil, herausgesägt aus dem Endquerträger (Foto: Luc Taerwe)

in Spannbetonbauweise errichteten Brücke in den USA.

8.8 Literaturverzeichnis

- [1] ZOLLMAN, C.: Magnel's impact on the advent of prestressed concrete. PCI Journal (1978) May-June, S. 22-48
- [2] TAERWE, L.: Contributions de Gustave Magnel au développement du Béton Précontraint. Histoires de Béton Armé : Patrimoine, Durabilité et Innovations, Febelcem, Bruxelles, S. 62-69
- [3] KURRER, K.-E.: The History of the Theory of Structures: From Arch Analysis to Computational Mechanics. Berlin: Ernst & Sohn, 2008, S. 555 and S. 746
- [4] MAGNEL, G.: Pratique du calcul du béton armé, part 1. Gand: Van Rysselberghe et Rombaut, 1923
- [5] Association Belge de Standardisation (Hrsg.): Instructions relatives aux ouvrages en béton. Bruxelles, 1923
- [6] MAGNEL, G.: Influence de la Raideur des Colonnes sur les Tensions dans les Poutres Continues en Béton Armé. Extrait du Congrès Scientifique International, Liège, 1922, S. 61-75
- [7] MAGNEL, G.: Le nouveau laboratoire de béton armé installé à Gand. La Technique des Travaux 3 (1927) 9, S. 447-456
- [8] RIESSAUW, F.: The Magnel Laboratory for Reinforced Concrete. PCI Journal 25 (1980) 6, S. 68-69
- [9] RIESSAUW, F.; TAERWE, L.: Tests on two 30-year-old prestressed concrete beams. PCI Journal 25 (1980) 6, S. 70-72
- [10] MAGNEL, G.: Le problème de la fissuration du béton et l'emploi des aciers à haute limite élastique. Annales des Travaux Publics de Belgique (1940) Octobre, S. 1-73
- [11] MAGNEL, G.: Béton Précontraint – Pratique du calcul des pièces isostatiques soumises à flexion simple. Annales des Travaux Publics de Belgique (1946) Avril et Juin
- [12] MAGNEL, G.: Comparison of partially and fully prestressed concrete beams. Concrete and Constructional Engineering 1 (1947) January, S. 11-15
- [13] MAGNEL, G.: Continuity in Prestressed Concrete. In: Andrew, R. P.; Witt, P. (Hrsg.): Prestressed Concrete Statically Indeterminate Structures. Cement and Concrete Association (1951), S. 77-86
- [14] MAGNEL, G.: Prestressed Concrete. London: Concrete Publications Ltd., 1st ed., 1948
- [15] MAGNEL, G.: Les applications du béton précontraint en Belgique. Publication préliminaire du 3me Congrès de l'AIPC à Liège, Septembre 1948, S. 333-342
- [16] MAGNEL, G.: Applications of prestressed concrete in Belgium. Journal of the Institution of Civil Engineers 6 (1949) April
- [17] GROTE, J.: Freyssinet. La précontrainte et l'Europe : der Spannbeton und Europa : Prestressing and Europe, 1930-1945. Paris: Editions du Linteau, 2000, S. 94-96
- [18] MAGNEL, G.: Les travaux de la jonction Nord-Midi – Les ponts expérimentaux de la rue du Miroir à Bruxelles. Science et Technique (1947), nos. 7 et 8
- [19] MAGNEL, G.: Longest continuous prestressed concrete girders carry Sclayn Bridge over Meuse river. Civil Engineering 7 (1950) July

- [20] LIN, T. Y.: Design of prestressed concrete structures. New York: Wiley, 1955
- [21] <http://www.loc.gov/pictures/item/pa1791.photos.355812p/resource/>
- [22] BOWMAN, W.: Full-sized prestressed girder tested. Engineering News Record 3 (1949) November, S. 18
- [23] ZOLLMAN, C.; DEPMAN, F.; NAGLE, J.; HOL-LANDER, E.: Building and Rebuilding of Philadelphia's Walnut Lane Memorial Bridge. PCI Journal (1992) May-June, S. 66-82
- [24] U.S. makes soup instead of concrete. Engineering News Record (1954) February 25, S. 23
- [25] In memoriam Gustave Magnel (1889-1955), S. 51-55;
- [26] http://www.gbb-bbg.be/fileadmin/gbb/2013/NEWS/Gustave_Magnel/kand-en.pdf (access: 21.1.2015)
- [27] VANDEPITTE, D.: Deux ponts en béton pré-contraint sur le canal périphérique autour de Gand. Prestressing-Précontrainte (1954) 1, 10 S.
- [28] VANDEPITTE, D.: Self-anchored prestressed concrete suspension bridges with parabolic cables. Proc. of Symposium on suspension bridges, 11/1966 in Lisbon, paper no. 38, 8 S.
- [29] VANDEPITTE, D.: Le pont suspendu à poutres de rigidité en béton précontraintes par les cables porteurs. Annales des Travaux Publics de Belgique (1955) 5, S. 3-28

9 Integrale Brücken im Wandel der Zeit

**Prof. Dr.-Ing. Carl-Alexander Graubner;
Jaroslav Kohoutek M.Sc.**
*Institut für Massivbau, Technische Universität
Darmstadt*

9.1 Merkmale integraler und semi-integraler Brücken

9.1.1 Integrale Brücken

Brücken ohne Fugen und Lager werden im deutschen Sprachraum als integrale Brücken, im englischen Sprachraum als *fully integral abutment bridges* (FIABs) bezeichnet [1], [2]. Definitionsgemäß läuft in diesem Fall der Überbau über die gesamte Brückenlänge fugenlos durch und ist weder von den Pfeilern noch von den Widerlagern durch Fugen oder Lager getrennt. Dies bedeutet, dass alle Bauteile des Bauwerks monolithisch miteinander verbunden sind, wobei Betongelenke als monolithische Verbindung verstanden werden [3].

9.1.2 Semi-integrale Brücken

Der Begriff semi-integrale Brücken wird in unterschiedlichen Ländern differenziert betrachtet. In den USA gibt es den Begriff der *semi-integral abutment bridges* (SIAB, [2]). Darunter werden Brücken mit durchgehendem Überbau eingruppiert, welche an den Widerlagern keine monolithische Verbindung aufweisen müssen. In Österreich werden Brücken als semi-integral bezeichnet, welche „entweder Fahrbahnübergänge oder Lager (ausschließlich an den Widerlagern) aufweisen, aber nicht beides (fahrbahnübergangslose bzw. lagerlose semi-integrale Brücke)“ [4]. Auch in der Schweiz wird diese Begriffsdefinition beibehalten [5]. Da in Deutschland Brücken mit Lagern aber ohne Fahrbahnübergang selten ausgeführt werden, sind derartige Bauwerke in den *Richtlinien für den Entwurf und die Ausbildung von Ingenieurbauten RE-ING* [1] wie folgt definiert: „Als semi-integrale Brücken werden Rahmentragwerke bezeichnet, die keine integralen Bauwerke sind und bei denen in mindestens 2 Achsen die Pfeiler monolithisch an den Überbau angeschlossen sind.“ Im Folgenden wird die in Deutschland übliche Definition verwendet.

9.1.3 Vor- und Nachteile integraler Brücken

Fugen- und lagerlose Brücken erfuhren in den vergangenen Jahrzehnten zunehmende Verbreitung. Die wesentlichen Vorteile integraler Brücken gegenüber konventionellen Tragwerken sind die Folgenden [5]:

- Die Vermeidung von Verschleißteilen wie Lager und Fahrbahnübergangskonstruktionen reduziert die Unterhaltskosten der Brücke und vereinfacht den Bauablauf.
- Durch den Entfall der Wartungsgänge in den Widerlagern können diese einfacher ausgebildet werden.
- Der Wegfall von Pressenstellplätzen an Stützen und Widerlagern ermöglicht die schlankere Ausbildung der Stützenköpfe und Widerlagerbänke.
- Das statische System der Widerlagerwände als elastisch am Kopf- und Fußpunkt eingespanntes Bauteil gestattet schlankere Widerlagerwände.
- Bei der Wahl der Spannweiten von Mehrfeldbrücken besteht eine größere Gestaltungsfreiheit, da durch die monolithisch angeschlossenen Widerlager abhebende Kräfte leichter aufgenommen und Eckschwindungen aktiviert werden.
- Der Entfall von Übergangskonstruktionen führt zu einer Erhöhung des Fahrkomforts und einer Verringerung der Lärmemissionen.

Den genannten Vorteilen stehen jedoch auch Nachteile gegenüber:

- Die Bemessung integraler Brücken ist deutlich aufwändiger als die Berechnung konventioneller Brücken, da die Boden-Tragwerk-Interaktion berücksichtigt werden muss.
- Die aus Zwang entstehenden Längskräfte im Überbau führen zu einer höheren Längsbewehrung und erfordern gegebenenfalls eine größere Vorspannung.
- Nicht parallel zur Verschiebungsrichtung ausgerichtete Flügellwände sind bei integralen Brücken für höhere Erddrücke zu bemessen.

- Durch zyklische Temperaturverformungen entstehen im Erdreich hinter dem Widerlager größere Setzungen. Diese müssen durch die Anordnung einer Schleppplatte oder durch das Bewehren des Erdkörpers mit geeigneten Materialien begrenzt werden.
- Bei Pfahlgründungen kann die Mantelreibung durch die horizontalen Pfahlbewegungen nicht oder nur eingeschränkt angesetzt werden. Hieraus resultieren größere Pfahllängen und höhere Kosten.
- Auftretende Setzungen der Gründungsbauteile können nicht durch ein Nachstellen der Lager ausgeglichen werden.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass integrale Betonbrücken in vielen Fällen technische und ökonomische Vorteile über den Lebenszyklus aufweisen. Sie bedürfen allerdings einer größeren Planungstiefe und eines deutlich höheren Detaillierungsgrades bei der Bemessung.

9.2 Geschichtliche Entwicklung integraler und semi-integraler Massivbrücken

9.2.1 Integrale Massivbogenbrücken

Als natürliches Vorbild integraler Brücken dienen Bogenbrücken aus Naturstein. Die Größte ihrer Art ist die Rainbow Bridge (Bild 9.1) im US-Bundesstaat Utah mit 85 m Spannweite. Sie entstand im Laufe der Jahre durch andauernde Erosion, welche durch einen Fluss ausgelöst wurde [6].

Die ersten echten Bogenbrücken der Mykener, der Ägypter, Griechen (z. B. Steg von Rhodos) und Etrusker waren Steinbogenbrücken [7], [8]. Auch die Bogenbrücken der Römer bestanden aus einzelnen Steinblöcken (z. B. Brücke von Alcántara), welche teilweise mit Gussmauerwerk „opus caementitium“ verstärkt wurden (z. B. die Ponte de Quattro Capi in Rom). Durch die Fugen zwischen den Steinen sind diese Brücken jedoch nicht als monolithisch anzusehen. Erst mit der Einführung des Baustoffs Beton im 19. Jahrhundert wurde für die Kunst- und Gewerbeausstellung 1880 in Düsseldorf die erste monolithische Bogenbrücke aus Stampfbeton hergestellt (siehe Bild 9.2). Die auftretenden Zwängungen dieser 12 m überspannenden Brücke konnten durch vertikale Bewegungen des Bogens aufgenommen werden. In der Folge wurden zahlreiche monolithische Bogenbrücken



Bild 9.1: Sandstein-Bogenbrücke Rainbow Bridge National Monument in Utah, USA (Foto: National Park Service)



Bild 9.2: Stampfbeton-Bogenbrücke – Kunst- und Gewerbeausstellung 1880 in Düsseldorf (Foto: Stadtarchiv Wiesbaden)

mit kleiner und mittlerer Spannweite aus Stampfbeton hergestellt.

9.2.1.1 Integrale Rahmenbrücken aus Stahl- und Spannbeton als Straßen- und Fußgängerbrücken

Die erste integrale Rahmenbrücke in den USA (Bild 9.3) aus Stahlbeton führt über den Fluss Teens Run im US-Bundesstaat Ohio [9]. Diese wurde im Jahr 1938 errichtet, spannt über fünf Felder und hat eine Gesamtlänge von 43,3 m. In den Folgejahren wurden weltweit zahlreiche integrale Rahmenbrücken ausgeführt.

Integrale Brücken werden in vielen Fällen tief gegründet, da in diesem Fall die Nachgiebigkeit der Unterbauten zu einer besseren Beherrschbarkeit der Zwangsschnittgrößen führt. Aber auch



Bild 9.3: Teens Run Bridge in Ohio [9]

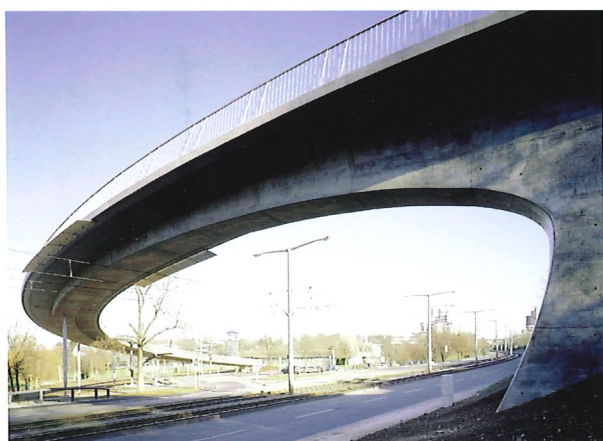


Bild 9.4: La-Ferté-Steg in Stuttgart-Zuffenhausen (Foto: Verband Beratender Ingenieure)

flach gegründete, integrale Brücken mit großen Stützweiten sind bekannt, so z. B. die im Jahr 1955 fertiggestellte Traunbrücke Ebensee in Österreich, eine Einfeld-Rahmenbrücke mit 72 m lichter Weite [10].

Ab den 1990er Jahren wird die integrale Bauweise erfolgreich bei Brücken über 100 m Gesamtlänge eingesetzt. So erreicht der La-Ferté-Steg in Stuttgart (Bild 9.4) aus dem Jahr 2001 eine Gesamtlänge von 119 m bei 28,5 m maximaler Stützweite, die im Jahr 1997 gebaute Straßenbrücke Kujira Bridge in Japan (Bild 9.5) eine Gesamtlänge von 122 m bei einer lichten Weite von 101 m, die Brücke über den Happy Hollow Creek (Bild 9.6) im US-Bundesstaat Tennessee aus dem Jahr 1999 eine Gesamtlänge von 358 m bei einer maximalen Stützweite von 42 m, die Brücke Isola della Scala in Italien (Bild 9.7) aus dem Jahr 2007 eine Gesamtlänge von 401 m bei 31 m maximaler Stützweite und die im Jahr 1998 gebaute Sunnibergbrücke

(Bild 9.8) in der Schweiz eine Gesamtlänge von 526 m bei 140 m maximaler Stützweite.

Bemerkenswert ist die Tatsache, dass im Falle des La-Ferté-Stegs, der Happy Hollow Creek Bridge und der Sunnibergbrücke horizontale Zwängungen durch die Brückenkrümmung im Grundriss nahezu vollständig abgebaut werden können. Die Brücken sind hierzu auf schlanken Stützen aufgelagert, welche nur eine geringe Steifigkeit in Bewegungsrichtung aufweisen und Horizontalverformungen ermöglichen. Bei der Kujira Bridge und der Isola della Scala Bridge müssen dagegen die Unterbauten in der Lage sein, sämtliche Zwangsverschiebungen aufzunehmen. Es wird deutlich, dass die Brückengeometrie im Grundriss eine maßgebende Rolle bei der Entstehung von Zwangsbeanspruchungen spielt.

9.2.2 Semi-integrale Straßenbrücken

Semi-integrale Brücken weisen ähnliche Vorteile wie integrale Brücken auf [5]. Durch eine geeignete Kombination integraler Brückenteile und konventionell gebauter Abschnitte können jedoch die Nachteile der integralen Brückenbauweise weitestgehend vermieden werden [5]. Die semi-integrale Brückenbauweise eignet sich für eine Vielzahl von Längstragsystemen. So ist die Südbrücke Berching (Bild 9.9) aus dem Jahre 1990 eine mehr als 100 m weit gespannte lagerlose Einfeld-Rahmenbrücke aus Spannbeton über den Main-Donau-Kanal, deren Stiele in Form von Schlitzwandscheiben im Erdreich angeordnet und damit nicht sichtbar sind.

Die Kylltalbrücke (Bild 9.10) im Zuge der Bundesautobahn (BAB) A60 stellt mit 223 m Bogenspannweite eine der größten Stahlbetonbogenbrücken in Deutschland dar. Bei dieser Brücke konnten durch die monolithische Bauweise im schwer zugänglichen Bogenbereich Lager vermieden werden. Die integrale Länge beträgt 277 m.

Auch bei der im Jahr 2002 erbauten Talbrücke über die Zahme Gera (Bild 9.11) im Zuge der BAB A71 konnten durch die semi-integrale Bauweise Lager an den bis zu 63,5 m hohen Y-Stützen vermieden werden. Die integrale Länge beträgt 340 m.



Bild 9.5: Kujira Bridge in Japan [11]



Bild 9.6: Happy Hollow Creek Bridge, Tennessee, USA (Foto: Edward P. Wasserman und George Hornel)



Bild 9.7: Isola della Scala Bridge, Italien [12]



Bild 9.8: Sunnibergbrücke, Schweiz (Foto: Fachgebiet Massivbau, TU Darmstadt)



Bild 9.9: Südbrücke Berching (Foto: Jaroslav Kohoutek)

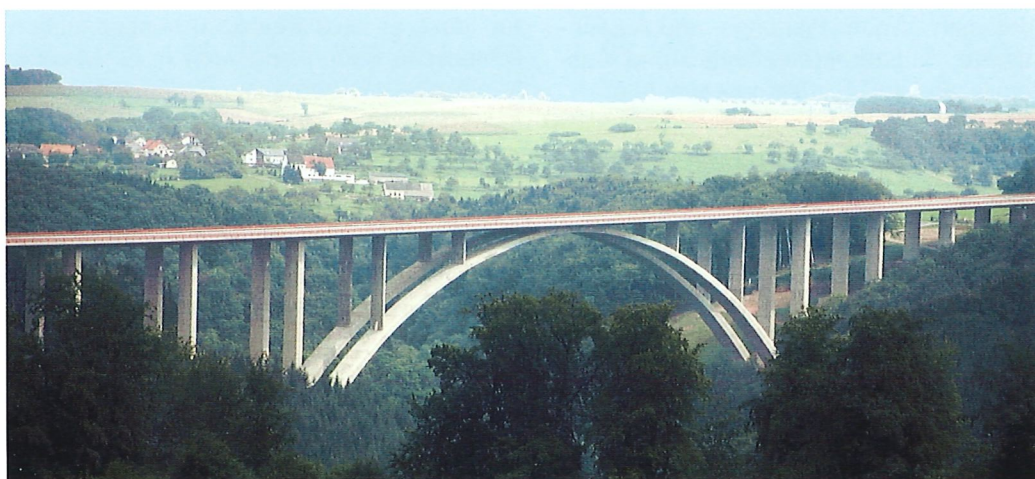


Bild 9.10: Kylltalbrücke (Foto: KHP König und Heunisch Planungsgesellschaft)



Bild 9.11: Talbrücke Zahme Gera (Foto: DEGES Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und Bau GmbH)

9.3 Tragwerksanalyse integraler und semi-integraler Brücken

9.3.1 Besonderheiten bei der Berechnung integraler Brücken

Die Planung und Ausführung integraler und semi-integraler Brücken unterscheidet sich in vielen Aspekten von der bei konventionellen Brücken. Daher wurden in Deutschland die *Richtlinien für den Entwurf und die Ausbildung von Ingenieurbauten RE-ING, Teil 2: Brücken* [1] um den Abschnitt 5: Integrale Bauwerke erweitert. In dieser nationalen Vorschrift werden maßgebende Planungs- und Ausführungsgrundsätze gerade für integrale Brücken adressiert. Weiter Planungs- und Ausführungsgrundsätze, Musterberechnungen und Ausführungsdetails sind in [14] zusammengestellt.

Integrale und semi-integrale Brücken sind statisch unbestimmt gelagerte Bauwerke, bei denen die Boden-Bauwerk-Interaktion einen wesentlichen Einfluss auf das Tragverhalten hat. Die Steifemoduln der Böden E_s beeinflussen die Größe der entstehenden Zwangsschnittgrößen infolge von Temperatureinwirkungen, Kriechen und Schwinden maßgeblich und wirken sich auch auf die Schnittgrößen aus Eigengewicht, Verkehrslasten und Vorspannung aus. Sie sind jedoch erheblichen Unsicherheiten unterworfen. Bei einfeldrigen Rahmenbrücken führen beispielsweise kleinere Steifemoduln E_s zu einer Erhöhung der Feldmomente des Überbaus, während höhere Steifemo-

duln E_s die Rahmeneckmomente vergrößern. Einerseits begrenzt der maximale passive Erddruck die entstehenden Zwangsschnittgrößen, andererseits können bei Bauteilverkürzungen Einwirkungen aus Zwang nur bis zum Erreichen der Zugfestigkeit des Betons entstehen. Letzteres kann zum Aufreißen von Tragwerksteilen führen, wodurch wiederum die Steifigkeitsmatrix des Gesamtsystems (s. Gl. (1)) beeinflusst wird, was zu einer Änderung der Schnittgrößenverteilung gegenüber dem ungerissenen Tragsystem führt. Darüber hinaus ist zu beachten, dass bei Anwendung des semiprobabilistischen Teilsicherheitskonzeptes günstig und ungünstig wirkende Auswirkungen sowohl auf der Einwirkungs- als auch der Widerstandsseite differenziert zu betrachten sind. Dies bedeutet, dass je nach Beanspruchungssituation unterschiedliche Bodenkennwerte (z. B. Maximal- bzw. Minimalwerte) bemessungsrelevant werden, wobei im Vorfeld häufig nicht abgeschätzt werden kann, welcher Wert in welcher Nachweissituation maßgeblich ist.

9.3.2 Modellierung der Boden-Bauwerk-Interaktion

Wie in Abschnitt 9.3.1 bereits deutlich wurde, ist die Modellierung der Bodeneigenschaften von großer Bedeutung bei der Tragwerksanalyse integraler Brücken. Grundsätzlich ist zwischen dem Boden hinter den Widerlagern (Hinterfüllung) und dem gewachsenen Boden unterhalb der Flach-

gründungen sowie im Bereich der Tiefgründungen zu differenzieren. Der Boden im hinterfüllten Bereich unterliegt vergleichsweise geringen Streuungen der Bodeneigenschaften, da er während der Bauphase planmäßig eingebaut und qualitätsgesichert verdichtet wird. Im Gegensatz dazu streuen die Bodeneigenschaften des gewachsenen Bodens in aller Regel stark.

In Bild 9.12 sind exemplarisch die auf ein Bauteil in horizontaler Richtung entstehenden Erddrücke nichtbindiger Böden dargestellt. Erdruehdruk E_0 auf eine Wand stellt sich ein, wenn diese unverrückbar ist ($s = 0$). Bewegt sich das Bauteil in Richtung des anstehenden Erdreichs, steigt der Erddruck maximal bis zum Erreichen des passiven Erddrucks E_p an. Bei einer Bewegung weg vom anstehenden Boden verringert sich der Erddruck, sinkt bei kohäsionslosen Böden allerdings nicht auf den Wert 0 ab, sondern erreicht durch das Nachrutschen des Materials den Minimalwert E_a . Während bei dichter Lagerung der Erddruck ausgehend vom Erdruehdruk schnell und früh seinen Maximalwert E_p erreicht, ist der Anstieg bei lockerer Lagerung deutlich verlangsamt und E_p wird erst bei einem deutlich größeren Verschiebeweg erreicht.

Der Boden kann für eine wirklichkeitsnahe Tragwerksanalyse durch horizontale, vorgespannte nichtlineare Federn modelliert werden, bei denen die Vorspannkraft dem Erdruehdruk entspricht. Bei einer Wandverschiebung in Richtung des anstehenden Bodens vergrößert sich die Federkraft bis zum Erreichen des passiven Erddrucks E_p und bleibt anschließend in guter Näherung konstant. Bei einer Wandverschiebung weg vom anstehenden Boden verringert sich die Vorspannkraft bis zum Erreichen des aktiven Erddrucks (für die Bemessung $1/2 E_a$) und verharrt auf diesem Niveau. Bei der Festlegung der horizontalen Federsteifigkeit müssen jedoch zusätzlich zyklische Wandverschiebungen infolge von Temperatureinwirkungen berücksichtigt werden, die zu einer allmählichen Verdichtung des Erdkörpers führen können. Darüber hinaus macht der Ansatz nichtlinearer Federn eine nichtlineare Tragwerksanalyse mit den in Abschnitt 9.3.3 noch angesprochenen Einschränkungen erforderlich.

Bei Tiefgründungen des Bauwerks auf Bohr- oder Rammpfählen gewährleistet der gewachsene Boden die Lagesicherheit. Dieser ist in allen Bewegungsrichtungen wirksam und wird im Rechenmodell in Form von Federn modelliert. Die Eigenschaften dieser Bodenfedern beeinflussen die Gesamtsteifigkeitsmatrix K (Gl. (9.1)) des Systems. In neu-

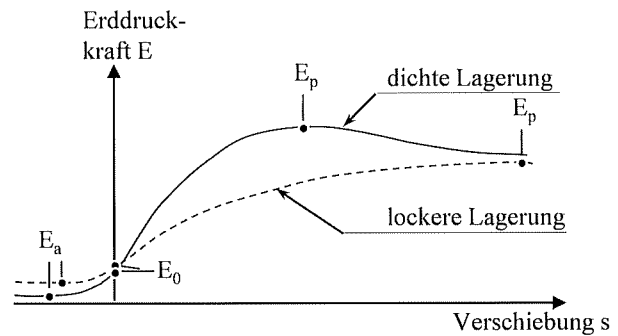


Bild 9.12: Erddruck nichtbindiger Böden in Abhängigkeit von der Verschiebung s

traler Stellung (Ruhezustand) hebt sich der beidseits auf die Pfähle wirkende Erdruehdruk (Vorspannung der Feder) gegenseitig auf. Verschiebt sich der Pfahl, dann kann auf einer Pfahlseite der entgegen der Bewegungsrichtung entstehende Erdwiderstand bis zum passiven Erddruck ansteigen, während auf der anderen Pfahlseite der Erddruck bis zum aktiven Wert abfällt. Kehrt sich die Bewegungsrichtung um, dann kehren sich auch die Erddrücke um. Zur Vereinfachung der Berechnung mit Hilfe einer linear-elastischen Tragwerksanalyse ist es vorteilhaft und in aller Regel ausreichend genau, die aktive Komponente zu vernachlässigen und die Boden-Bauwerk-Interaktion lediglich mittels linearer, nicht vorgespannter Federn unter Berücksichtigung der passiven Komponente zu modellieren. Wird der maximale passive Erddruck in einer Feder überschritten, dann muss deren Federsteifigkeit nachträglich angepasst werden.

Die Federkraft F ergibt sich zu:

$$F = K \cdot V \quad (9.1)$$

Mit:

K = Gesamtsteifigkeitsmatrix

V = Gesamtverschiebungsvektor

F = Gesamtlastvektor

Die Eigenschaften der Bodenfedern im Rechenmodell können mit Hilfe des Bettungsmodulverfahrens bestimmt werden. Aus den Steifemoduln E_s der einzelnen Bodenschichten werden mit Hilfe geotechnischer Näherungsformeln die Bettungsmoduln k bestimmt (siehe Gl. (9.2)). Zur Bestimmung linearer Bodenfederkonstanten D sind diese Bettungsmoduln mit den jeweiligen Einzugsflächen A des Bodens zu multiplizieren (Gl. (9.3)).

$$k = f(E_S) \quad (9.2)$$

$$D = k \cdot A \quad (9.3)$$

Mit:

k in $[\text{MN}/\text{m}^3]$

D in $[\text{MN}/\text{M}]$

Um die Auswirkungen streuender Bodeneigenschaften auf das Bemessungsergebnis hinreichend genau zu erfassen, ist es nach [1], Tab. 4.1.1, in Verbindung mit [1], Tab. 4.2.1, ausreichend, die Steifemoduln E_s der Bodenschichten bei Rahmenbauwerken mit $L_{\text{ges}} > 20$ m sowohl mit oberen als auch mit unteren Grenzwerten anzusetzen. Zur Berücksichtigung der Streuung der Bodeneigenschaften werden dementsprechend üblicherweise ausschließlich obere und untere Grenzwerte der Federsteifigkeit verwendet, [1] und [14], und die theoretisch mögliche Kombination minimaler und maximaler Erddruckbeiwerte innerhalb einer Nachweissituation vernachlässigt (siehe Bild 9.13). Bodenunabhängige obere und untere Grenzwerte der Steifemoduln E_s enthält Tabelle 9.1 [1].

Der infolge Boden-Bauwerk-Interaktion von flach gegründeten Brücken bei Überbauverlängerung mobilisierte Erdwiderstand kann nach Vogt [13] bzw. [14] auch als Einwirkung auf die Widerlagerwand angesetzt werden und dadurch auch bei einer linear-elastischen Tragwerksanalyse hinreichend genau erfasst werden (Bild 9.14). Zur Bestimmung des mobilisierten passiven Erddrucks muss jedoch die aus der maßgeblichen Einwirkungskombination resultierende Wandverschiebung iterativ berechnet und daraus die resultierende Erddruckverteilung bestimmt werden. Bei Temperaturverkürzung des Überbaus ist bei dieser Vorgehensweise hingegen mit dem ungünstigsten Wert des aktiven Erddrucks zu rechnen.

Auch bei Flachgründungen gewährleistet der gewachsene Boden die Lagesicherheit des Brückenbauwerks. In der Sohlfuge von Flachgründungen sind Reibungskräfte wirksam, welche nur geringe Verschiebungen zulassen. Bis zum Überschreiten der Reibungskraft verhält sich der Boden annähernd elastisch, Bodenfedern können somit linear angenommen werden. Durch die begrenzten Verformungen der Gründung ist ein Erreichen des maximalen passiven Erddrucks an den Fundamentseiten häufig nicht möglich.

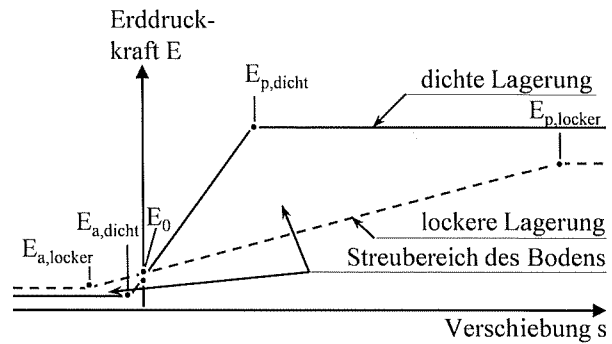


Bild 9.13: Vereinfachter Erddruckansatz und Streubereich für nichtbindige Böden in Abhängigkeit der Bauteilverschiebung s

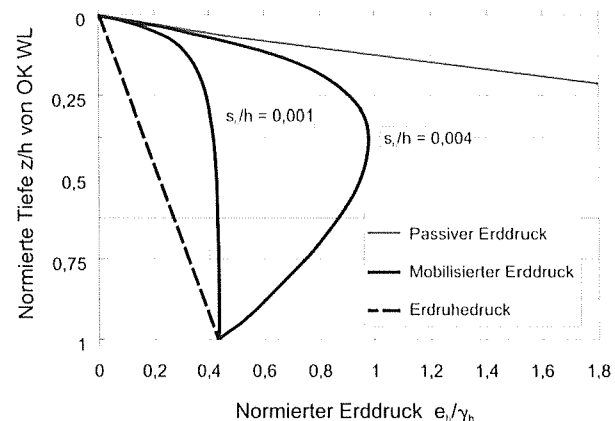


Bild 9.14: Bezogene Darstellung des mobilisierten Erddrucks $e_{ph,mob}$ über die Wandhöhe h für eine Kopfverschiebung von $s_h = 0,001 \cdot h$ bzw. $s_h = 0,004 \cdot h$ [1]

9.3.3 Linear-elastische Schnittgrößenermittlung vs. nichtlineare Berechnung

Wie aus Bild 9.12 hervorgeht, weist der angreifende Erddruck ein nichtlineares Verhalten in Abhängigkeit der Bauwerksverformung auf. Das Spannungs-Dehnungs-Verhalten von Beton ist ebenfalls nichtlinear und verursacht zusammen mit möglicher Rissbildung ein nichtlineares Last-Verformungs-Verhalten des Systems. Eine wirklichkeitsnahe Tragwerksanalyse von Stahlbeton- und Spannbetonbauwerken erfordert daher grundsätzlich eine Schnittgrößenermittlung unter Ansatz sämtlicher Nichtlinearitäten, was jedoch sehr komplex und aufwändig ist, vgl. [15] und [16]. Die wesentlichen Randbedingungen einer nichtlinearen Tragwerksanalyse sollen an dieser Stelle nur

Tabelle 9.1: Grenzwerte der Steifemoduln E_s in Abhängigkeit der Gründungsart ([1], Tab. 3.4.1)

Grenzwert je Gründungsart	Steifemodul E_s ^{1), 2)}
Pfahlgründung	
Horizontal	
Unterer Grenzwert	0,5facher Mittelwert
Oberer Grenzwert	2,0facher Mittelwert
Vertikal (für Bohrpfähle)	
Unterer Grenzwert	1,0facher Grundwert
Oberer Grenzwert	4,0facher Grundwert
Flachgründung	
Horizontal	
Unterer Grenzwert	0,5facher Mittelwert der vertikalen Bettung
Oberer Grenzwert	2,0facher Mittelwert der vertikalen Bettung
Vertikal	
Unterer Grenzwert	0,5facher Mittelwert
Oberer Grenzwert	2,0facher Mittelwert
¹⁾ Mittelwerte = arithmetisches Mittel des Steifemoduls E_s	
²⁾ Grundwert = Minimalwert des Steifemoduls E_s	

in knapper Form zusammengefasst werden, eine detaillierte Analyse erfolgt in [15]:

- Die Tragwerksanalyse erfolgt immer am Gesamtsystem, bedingt die Kenntnis der im jeweiligen Querschnitt vorhandenen Bewehrung und integriert damit die Querschnittsbemessung in die Schnittgrößenermittlung.
- Die Vorhersagegenauigkeit der auftretenden Verformungen und der sich einstellenden Schnittgrößen ist wirklichkeitsnäher und ermöglicht die realistische Erfassung der Rissbildung sowie der entstehenden Zwangsschnittgrößen.
- Eine getrennte Berücksichtigung streuender Materialeigenschaften auf der Widerstandsseite mit Hilfe entsprechender Teilsicherheitsbeiwerte ist nicht möglich; es müssen die Mittelwerte der Materialeigenschaften der Berechnung zu Grunde liegen und der Sicherheitsabstand zwischen Einwirkung und Widerstand entsprechend adjustiert werden [17].
- Die Superposition der Auswirkungen einzelner Lastfälle ist nicht möglich, vielmehr sind die Auswirkungen aller denkbaren Einwirkungskombinationen stets getrennt am Gesamtsys-

tem zu ermitteln, was zu einer Vielzahl von Berechnungen führt.

Aufgrund der im Brückenbau auftretenden Vielzahl möglicher Einwirkungskombinationen und Nachweissituationen hat es sich in der Praxis bewährt, die Schnittgrößen unter der Annahme idealisierter (linear-elastischer) Materialeigenschaften zu berechnen und erst bei der anschließenden Querschnittsbemessung die Nichtlinearitäten des Baustoffs zu berücksichtigen. Dabei werden mögliche Fehler in der Schnittgrößenermittlung bei zugrunde gelegten linear-elastischen und nichtlinearen Materialeigenschaften in vergrößerten Modellunsicherheitsfaktoren γ_{sd} und γ_{Rd} (siehe Gl. (9.4)) berücksichtigt. Damit ergeben sich folgende Vorteile:

- Eine Nachweisführung auf Basis von getrennten Teilsicherheitsbeiwerten auf Einwirkungs- und Widerstandsseite ist möglich und die Nachweisführung kann querschnittsbezogen erfolgen.
- Eine Überlagerung der Auswirkungen verschiedener Einwirkungen ist möglich, wodurch der Berechnungsaufwand erheblich reduziert wird.

- Die Ermittlung der maßgebenden Einwirkungskombination und der maßgebenden Verkehrslaststellung kann rechnergestützt erfolgen.

In der gegenwärtig gültigen Bemessungsnorm für Massivbrücken DIN EN 1992-2 [18] sind nicht-lineare Berechnungsverfahren ohne Zustimmung der zuständigen Bauaufsichtsbehörde nur für den Nachweis von schlanken Druckgliedern (Pfeilern) zugelassen. Eine Berücksichtigung der Rissbildung bei der Tragwerksanalyse kann dennoch durch Näherungsansätze erfolgen, wodurch die Vorhersagegenauigkeit der Schnittgrößen bei linear-elastischer Berechnung verbessert wird. Nach [18], NCI zu 2.3.1.3 (3), gilt: "Die Verschiebungen und Verdrehungen von Stützungen infolge möglicher Baugrundbewegungen sind im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu berücksichtigen. Sofern kein genauere Nachweis erfolgt, dürfen dabei zur Berücksichtigung des Steifigkeitsabfalls beim Übergang in den Zustand II die 0,6-fachen Werte der Steifigkeiten des Zustandes I angesetzt werden." Auch für Temperatureinflüsse sind vereinfachend die 0,6-fachen Werte der Steifigkeiten des Zustandes I beim Übergang in den Zustand II nach [18], NCI zu 2.3.1.2 (2) und (3) (NA.102), anzusetzen.

Für die Tragwerksanalyse integraler Brücken unter Berücksichtigung streuender Bodeneigenschaften ergeben sich bei einer nichtlinearen Berechnung eine Vielzahl zu untersuchender Einwirkungssituationen, da im Vorfeld die maßgebende Bemessungssituation nicht abgeschätzt werden kann. Es hat sich daher in der Praxis eingebürgert, auch integrale Bauwerke unter Annahme linear-elastischer Materialeigenschaften zu berechnen. Diese Vorgehensweise bedingt jedoch, dass näherungsweise nur Bodenfedern mit linearem Verhalten eingesetzt werden können.

9.3.4 Nachweisverfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten

Grundsätzlich ist bei ständigen und vorübergehenden Bemessungssituationen nach [19], 6.3.1 und 6.3.5., bei linear-elastischer Tragwerksanalyse für den Nachweis auf Querschnittsebene der Nachweis hinreichender Tragfähigkeit nach Gl. (9.4) zu erbringen. Dabei erfassen die Teilsicherheitsbeiwerte γ_f und γ_m die Streuung der Basisvariablen auf der Einwirkungsseite E bzw. der Widerstandsseite R, während die zugehörigen Modellunsicherheiten und deren Streuung über die Teilsicherheitsbeiwerte γ_{sd} und γ_{rd} abgebildet werden.

$$d = \gamma_{sd} \cdot E \{ \gamma_{g,j} \cdot G_{k,j}; \gamma_p \cdot P_k; \gamma_{q,1} \cdot Q_{k,1}; \gamma_{q,i} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \} \\ \leq R_d = \frac{1}{\gamma_{rd}} \cdot R \left\{ \eta_i \cdot \frac{X_{k,i}}{\gamma_{m,i}}; a_d \right\} \quad (9.4)$$

$$j \geq 1; i \geq 1$$

mit:

γ_{sd}	Teilsicherheitsbeiwert zur Berücksichtigung der Modellunsicherheiten der Idealisierung der Einwirkungen und /oder Auswirkungen
E	Auswirkung der Einwirkung(en)
γ_g	Teilsicherheitsbeiwert der ständigen Einwirkung(en)
G_k	charakteristischer Wert der ständigen Einwirkung(en)
γ_p	Teilsicherheitsbeiwert der Vorspannung
P_k	charakteristischer Wert der Vorspannung
γ_q	Teilsicherheitsbeiwert der veränderlichen Einwirkung(en)
Q_k	charakteristischer Wert der veränderlichen Einwirkung(en)
ψ_0	Kombinationswert einer veränderlichen Einwirkung
γ_{rd}	Modellunsicherheit des Widerstandsmodells
η	Umrechnungsbeiwert zwischen Probeneigenschaften und maßgebenden Eigenschaften im Bauteil
X_k	charakteristischer Wert des Baustoffwiderstandes
γ_m	Teilsicherheitsbeiwert für den Baustoff
a_d	Bemessungswert einer geometrischen Größe

Um bei flach gegründeten Brücken die Steifigkeitsmatrix von der im Widerlagerbereich wirkenden Boden-Bauwerk-Interaktion zu entkoppeln, können – wie bereits in Abschnitt 9.3.2 beschrieben – Erddrücke auf die Widerlagerwand vereinfacht als ständige Einwirkung modelliert und dann mit einem oberen bzw. einem unteren Teilsicherheitsbeiwert γ_f auf der Einwirkungsseite beaufschlagt werden. Wird bei Tiefgründungen hingegen die Boden-Bauwerk-Interaktion über Federn modelliert, deren Eigenschaften in der Steifigkeitsmatrix integral erfasst werden, ist eine direkte Berücksichtigung der Bodenkenngößen als Eingangsgröße in Gl. (9.4) nicht möglich. Vielmehr müssen in diesem Fall die Bodeneigenschaften mit ihren Bemessungswerten = charakteristischer Grenzwert/Teilsicherheitsbeiwert direkt in die Bestimmung der Federsteifigkeiten eingehen. Die Vorgehensweise einer getrennten Tragwerksanalyse sowohl für Maximal- als auch Minimalwerte der Bodensteifigkeiten (s. Abschnitt 9.3.2) ent-

spricht somit der definierten Vorgabe von zwei Bemessungswerten der Bodeneigenschaften, weshalb sich eine weitere Berücksichtigung der Streuung dieser Kenngrößen erübrigt. Wird dagegen bei der Schnittgrößenermittlung nur von mittleren Bodenkenngrößen ausgegangen, so kann die zugehörige Streuung über adjustierte Teilsicherheitsbeiwerte γ_{Sd} und γ_{Rd} in Gl. (9.4) berücksichtigt werden. Da die Boden-Bauwerk-Interaktion zu veränderten Auswirkungen der Einwirkungen führt, bietet sich in diesem Fall eine Erfassung auf der Einwirkungsseite über einen zugeschärften Teilsicherheitsbeiwert γ_{Sd} an. Dieser kann auch nach Einwirkungsart (Eigen-, Verkehrs- oder Temperaturalasten) oder Nachweisart (Biegung bzw. Querkraft) differenziert angesetzt werden.

9.3.5 Bemessung integraler Brücken

Die aus der Boden-Bauwerk-Interaktion im Tragwerk entstehenden Zwangsschnittgrößen können sich auf die Querschnittsbemessung sowohl ungünstig aber auch günstig auswirken. Die Bodeneigenschaften und die Auswirkungen der Interaktion bei der Bemessung müssen daher möglichst wirklichkeitsnah berücksichtigt werden (siehe auch [20], 2.6 (1)P).

Da Normalkräfte infolge Zwangsauswirkungen die erforderliche Bewehrung beeinflussen, ist bei der Bemessung die Momenten-Normalkraft-Interaktion zu beachten. Im Regelfall kann jedoch nicht a priori entschieden werden, welcher Grenzwert der Bodeneigenschaften (Minimal- oder Maximalwert) im betrachteten Querschnitt unter der maßgebenden Einwirkungskombination und Verkehrslaststellung zum ungünstigsten Bemessungsergebnis führt. Insbesondere bei vielfach statisch unbestimmten Systemen ergibt sich eine Vielzahl von Kombinationsmöglichkeiten der Steifemoduln an den einzelnen Gründungsbauteilen. So sind auch bei linear-elastischer Analyse eines eingespannten Einfeld-Rahmen (Bild 9.15) allein über die unterschiedlichen Annahmen zu den anzusetzenden Bodeneigenschaften in der Gründungssohle (obere und untere Federkennwerte k_o bzw. k_u) theoretisch $2^6 = 64$ Kombinationsmöglichkeiten denkbar. In der Ingenieurpraxis genügt es nach [1], 3.4 (3), jedoch, nur zwei Tragsysteme (alle Federn entweder mit ihren Maximal- oder ihrem Minimalwert) zu untersuchen. Gleiches gilt für die Berücksichtigung der Boden-Bauwerk-Interaktion bei tief gegründeten Brücken.



Bild 9.15: Statisches System eines elastisch eingespannten Einfeld-Rahmens

Grundsätzlich werden bei dieser Vorgehensweise jedoch nicht alle ungünstig möglichen Kombinationen abgedeckt und der Berechnungsaufwand ist auch bei linear-elastischer Schnittgrößenermittlung noch immer sehr groß. Hieraus ergibt sich für die Ingenieurpraxis die Fragestellung, unter welchen Randbedingungen die Boden-Bauwerk-Interaktion auf der Widerstandsseite – also bei Berücksichtigung in der Steifigkeitsmatrix – mit **Mittelwerten** der Bodeneigenschaften modelliert werden kann und wie für diesen Fall das verwendete Sicherheitsformat adjustiert werden muss. Dies ist das Ziel einer Dissertation [21], in der mittels umfangreicher Zuverlässigkeitsanalysen an ausgeführten, integralen Brücken ein Vorschlag zur Adjustierung des Sicherheitsformates erarbeitet wird. Dabei dienen die Zuverlässigkeitsanalysen der Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeiten p_f an den untersuchten Brücken. Sind diese geringer als die nach [19] geforderten Werte, muss anschließend die Anpassung der Teilsicherheitsbeiwerte für Modellunsicherheiten (γ_{Sd} bzw. γ_{Rd}) in Gl. (9.4) diskutiert werden.

9.3.6 Zuverlässigkeitsanalyse integraler Brücken

Die Zuverlässigkeitstheorie ist ein mathematisches Teilgebiet der Stochastik, bei der die Wahrscheinlichkeitstheorie mit der Statistik verknüpft wird. Dabei bilden die Einflussgrößen (Basisvariablen) und deren Interaktion das stochastische Modell. Die Beschreibung der Basisvariablen erfolgt mittels detaillierter Angabe des Verteilungstyps, des Erwartungswertes μ , der Standardabweichung σ und ggf. weiterer Parameter. In einem Stahlbetonbauteil beeinflussen beispielsweise die Art und Lage der Bewehrung, die Betongüte sowie unplanmäßige Maßabweichungen den Widerstand R des Querschnitts. Eine ähnliche Wechselwirkung ist in geeigneter Weise ebenfalls für die Einwirkungen E zu formulieren. Durch zufällige Wahl der Basisvariablen kann anschließend ein Ereignis des stochastischen Modells wiedergegeben werden. Das Ereignis kann schließlich einer Zustandsprüfung – *Versagen oder kein Versagen* – in Form einer Grenz-

zustandsfunktion G (Gl. (9.5)) unterzogen werden, vgl. [22].

$$g(R, E) = G = R - E \quad (9.5)$$

Ist $G > 0$, liegt kein Versagen vor. Für die Versagenswahrscheinlichkeit p_f gilt demnach:

$$p_f = P(G = R - E \leq 0) \quad (9.6)$$

In Bild 9.16 ist die Versagenswahrscheinlichkeit p_f , welche ein Maß für die Zuverlässigkeit des Bauteils darstellt, als Bereich innerhalb des Faltungsintegrals $p_{RE}(r, e)$ angegeben. Des Weiteren kann die Versagenswahrscheinlichkeit für einen bestimmten Betrachtungszeitraum auch über den Zuverlässigkeitsindex β beschrieben werden. Als Zielwert der Tragwerkszuverlässigkeit wird nach [19], Tabelle C.2, der Zuverlässigkeitsindex $\beta = 4,7$ im Grenzzustand der Tragfähigkeit für einen Betrachtungszeitraum von einem Jahr festgelegt. Dies entspricht einer Versagenswahrscheinlichkeit von ungefähr $p_f = 10^{-6}$. Es ist festzuhalten, dass es sich bei dem in [19] definierten Versagensindex von $\beta = 4,7$ ausdrücklich um einen Zielwert handelt, der bei einer expliziten Zuverlässigkeitsanalyse eines Tragwerks durchaus unterschritten werden darf. Nach [23] beträgt der nach Norm [19] zulässige untere Grenzwert des Zuverlässigkeitsindex $\beta_{Lim} = 4,1$.

Ist die Grenzzustandsfunktion g aus Gl. (9.5) normalverteilt, gilt:

$$\beta = \mu_g / \sigma_g \quad (9.7)$$

mit

$$\mu_g = \mu_R - \mu_E$$

Mittelwert der Grenzzustandsfunktion

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}$$

Streuung der Grenzzustandsfunktion

Zur Ermittlung der Zuverlässigkeit integraler Brücken müssen die Kenngrößen der Basisvariablen auf der Einwirkungs- und der Widerstandsseite bekannt sein. Auf der Einwirkungsseite sind bei der Zuverlässigkeitsanalyse die Basisvariablen

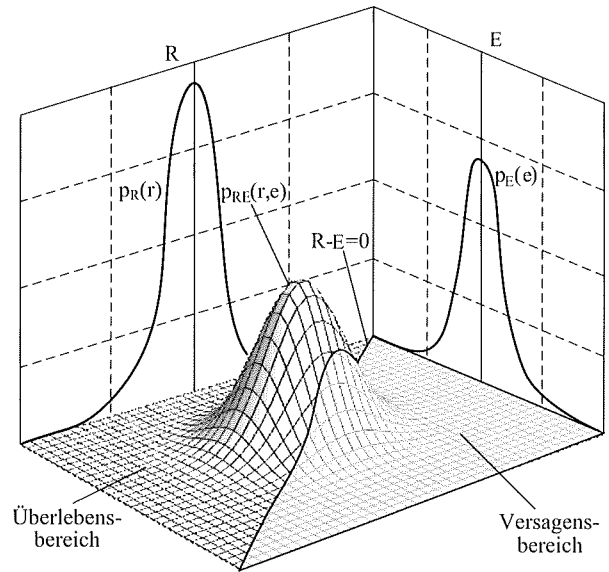


Bild 9.16: Versagensbereich des R-S-Modells nach [23]

der ständigen Einwirkungen sowie der veränderlichen Einwirkungen infolge Verkehr und Temperatur wirklichkeitsnah abzubilden. Da die bekannten Angaben zu Temperatur- und Verkehrslasten keine Rückschlüsse auf deren Dichtefunktion (Verteilungstyp, Erwartungswert μ , Standardabweichung σ) erlauben, sind hierzu gesonderte Untersuchungen erforderlich, deren Ergebnisse nachfolgend dargestellt werden.

Konstante Temperaturänderungen ΔT_u und lineare Temperaturunterschiede ΔT_M zwischen der Brückenober- und Brückenunterseite verursachen bei integralen Brücken aufgrund des mobilisierten Erddrucks Zwangsschnittgrößen im Tragwerk (siehe Abschnitt 9.3.1). Zur Bestimmung von ΔT_u wurden mehr als 3,1 Millionen Lufttemperaturmessungen des Deutschen Wetterdienstes DWD ausgewertet und mit Hilfe von Korrelationsfunktionen in Dichtefunktionen der konstanten Bauteiltemperaturen ΔT_e überführt (Bild 9.17). Die zu berücksichtigenden, linearen Temperaturunterschiede ΔT_M sowie deren Korrelation $\rho_{Te\Delta TM}$ mit konstanten Bauteiltemperaturen wurden aus sechs Jahre dauernden Messungen der Bauteiltemperaturen an einer Spannbeton-Hohlkastenbrücke sowie unter Einbeziehung der Untersuchungsergebnisse von [24] und [25] bestimmt (Bild 9.18).

Da auch zu den normativ festgelegten Einwirkungen aus Straßenverkehr keine Dichtefunktionen bekannt sind, wurden theoretische Verkehrssimulationen an real ausgeführten Bauwerken durchge-

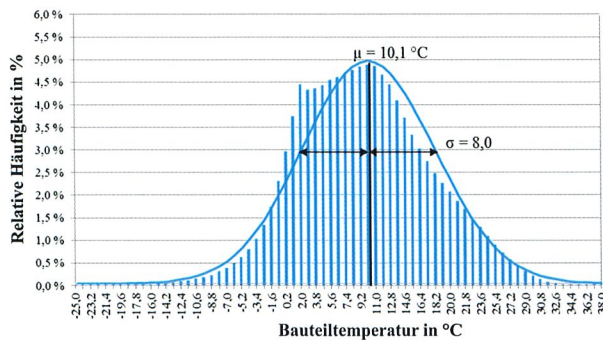


Bild 9.17: Histogramm und normalverteilte Dichtefunktion der Massivbrückentemperaturen T_e in Deutschland [26]

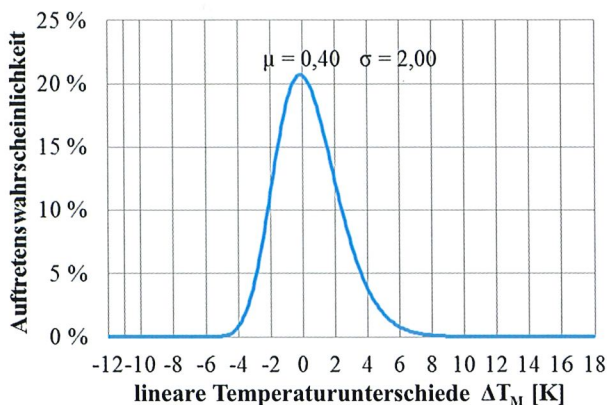


Bild 9.18: Lognormalverteilte Dichtefunktion der vertikalen, linear-veränderlichen Temperaturunterschiede ΔT_M für Massivbrücken mit den charakteristischen Werten der Temperaturunterschiede $\Delta T_{M,cool,k} = -5$ K und $\Delta T_{M,heat,k} = +10$ K [27]

führt. Hierzu wurden zunächst aus Messungen der Fahrzeuggewichte und Fahrzeugabstände an realen Bauwerken wirklichkeitsnahe Verkehrsbänder für die Verkehrszustände *fließender Verkehr* und *Stauverkehr* sowie *Schwerverkehr auf einer Fahrspur* und *Schwerverkehr anteilig auf zwei Fahrspuren* bestimmt. Des Weiteren wurden für ausgewählte Brücken und für unterschiedliche Bodeneigenschaften an definierten Nachweisstellen Querkraft- und Momenteneinflusslinien berechnet. Diese können in Verbindung mit den bereits beschriebenen Verkehrsbändern dazu genutzt werden, die Dichtefunktion der an der Nachweisstelle auftretenden Tragwerksbeanspruchung abzuleiten. Eine beispielhafte Auswertung ist in Bild 9.19 und Tabelle 9.2 dargestellt. Zur Validierung können die sich ergebenden Fraktilwerte den Auswirkungen

gen des normativen Lastansatzes LM 1 gem. [28] mit [29] gegenübergestellt werden.

Die Mittelwerte der Bauwerkswiderstände μ_R können durch eine vorgeschaltete Bemessung (Festlegung der Bewehrungs- und Spannstahlmenge, Betongüte etc.) bestimmt werden, während die zugehörigen Verteilungstypen und Streuungen σ_R aus der Literatur (z. B. [31]) verfügbar sind. Gleiches gilt bezüglich der statistischen Kenngrößen für Modellunsicherheiten.

Mit Hilfe probabilistischer Analysen kann nicht nur die Tragwerkszuverlässigkeit selbst bestimmt, sondern es kann auch die Sensitivität einzelner Einflussgrößen auf das Versagen determiniert werden. Zusammen mit dem definierten Zielwert des Zuverlässigkeitsindex lassen sich daraus differenzierte Teilsicherheitsbeiwerte für die unterschiedlichen Basisvariablen auf der Einwirkungs- und der Widerstandsseite ableiten, mit deren Berücksichtigung eine hinreichende Begrenzung der Versagenswahrscheinlichkeit erreicht wird. Dies kann dazu genutzt werden, die notwendigen Teilsicherheitsbeiwerte zu bestimmen, wenn – wie in Abschnitt 9.4 vorgeschlagen – zur Reduzierung des Berechnungsaufwands bei einer linear-elastischen Tragwerksanalyse mit Mittelwerten der Bodeneigenschaften anstelle der Bemessungswerte gearbeitet wird.

9.4 Angepasstes Bemessungskonzept für integrale Brücken

Wie in Abschnitt 9.3.4 gezeigt wurde, ist die linear-elastische Schnittgrößenermittlung eine Grundvoraussetzung zur Durchführung von Nachweisen auf Querschnittsebene. Während der Erddruck auf die Widerlager in Form eines mobilisierten Erddrucks als Einwirkung mit oberen und unteren Teilsicherheitsbeiwerten angesetzt werden kann (siehe Abschnitt 9.3.2), müssen die Ersatzfedern des gewachsenen Bodens stets linear modelliert werden. Die Berechnung vereinfacht sich jedoch erheblich, wenn anstelle zweier Bemessungswerte der Steifemoduln E_s der Böden deren Mittelwerte verwendet werden (siehe Abschnitt 9.3.5) und die Teilsicherheitsbeiwerte für Modellunsicherheiten γ_{Sd} und γ_{Rd} in Gl. (9.4) entsprechend adjustiert werden. Wie in Abschnitt 9.3.2 bereits deutlich wurde, ist der Ansatz von Modellunsicherheiten γ_{Rd} auf die Steifemoduln E_s der Böden nicht sinnvoll, da ein fester Wert der Modellunsicherheiten nur einseitige, nicht aber beidseitige Abweichungen

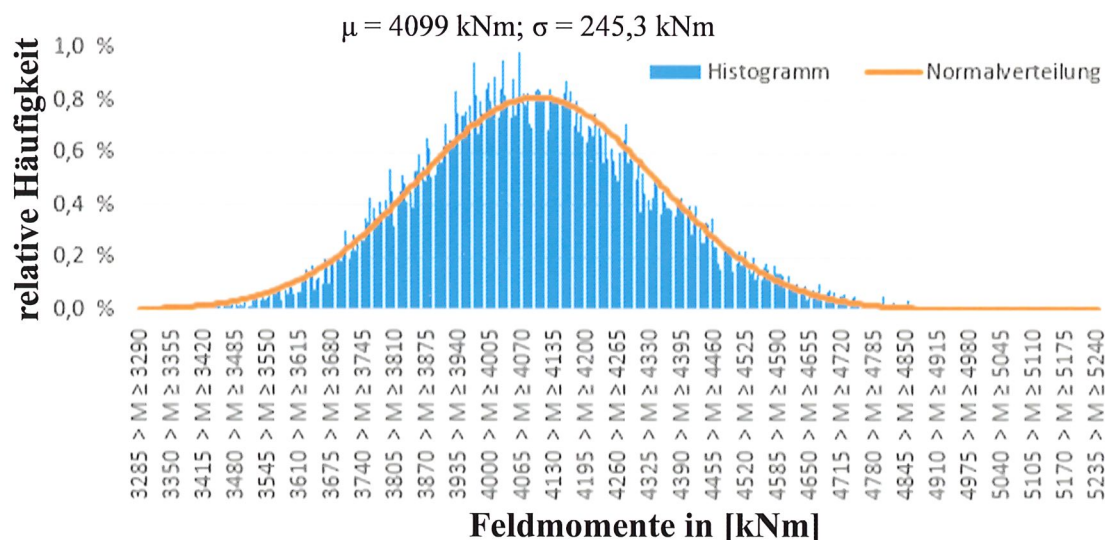


Bild 9.19: Südbrücke Berching – Histogramm und normalverteilte Dichtefunktion der Feldmomente infolge von Stauverkehr auf den Fahrspuren 1 und 2 [30]

vom Mittelwert der Bodeneigenschaften abdeckt. Aus diesem Grund wird vorgeschlagen, die aus der Verwendung von Mittelwerten der Bodensteifigkeiten resultierenden Modellunsicherheiten ausschließlich auf der Einwirkungsseite durch Anpassung von γ_{sd} zu berücksichtigen.

Da es sehr wahrscheinlich ist, dass bei dieser Vorgehensweise der erforderlichen Teilsicherheitsbeiwert γ_{sd} nicht konstant gehalten werden kann, sondern je Tragwerkssystem und Nachweisart (z. B. Biegung, Querkraft) unterschiedlich ausfallen wird, ist es sinnvoll, die Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_f = \gamma_f \cdot \gamma_{sd}$ der Einwirkungen unverändert zu lassen und die erhöhten Modellunsicherheiten infolge der streuenden Bodeneigenschaften in den charakteristischen Werten E_k der Auswirkungen der Einwirkungen selbst zu berücksichtigen. Zur Ermittlung der erforderlichen Teilsicherheitsbeiwerte γ_{sd} bzw. der Adjustierung der Einwirkungsgrößen E_k werden derzeit in [21] Zuverlässigkeitsanalysen an ausgeführten integralen Brücken durchgeführt. Die Ergebnisse der Zuverlässigkeitsanalysen dienen dabei der Bestimmung der angepassten Einwirkungen.

9.5 Zusammenfassung der Ergebnisse und Ausblick

Integrale und semi-integrale Brücken werden seit vielen Jahrzehnten geplant und ausgeführt und haben sich in der Praxis als langlebige, im Unterhalt günstige und ästhetisch ansprechende Bau-

werke bewährt. Ihre Planung stellt jedoch durch die Boden-Bauwerk-Interaktion und die Schwierigkeiten bei der Anwendung des Teilsicherheitskonzeptes erhöhte Anforderungen an die Tragwerksanalyse.

Für die Böden im Bereich der Hinterfüllung sowie der Flach- und Tiefgründungen werden Vorschläge zur Modellierung diskutiert und vereinfachte Ansätze hergeleitet. Es kann gezeigt werden, dass für viele Anwendungsfälle eine linear-elastische Tragwerksanalyse unter Berücksichtigung oberer und unterer Grenzwerte der linearen Bodenfedern zielführend ist. Darüber hinaus kann gezeigt werden, wie das Teilsicherheitskonzept bei der Bemessung integraler Brücken anzuwenden ist und welchen Einfluss die streuenden Bodenkenngößen auf das Ergebnis haben.

Es wird demonstriert, dass mit Hilfe von Sensitivitätsanalysen im Rahmen von Zuverlässigkeitsuntersuchungen an integralen Brücken der Einfluss der streuenden Bodenkenngößen auf die Versagenswahrscheinlichkeit bestimmt werden kann. Da für Zuverlässigkeitsuntersuchungen eine detaillierte Kenntnis der Basisvariablen auf der Einwirkungs- und der Widerstandsseite zwingend erforderlich ist, wird besonders auf die Bestimmung der Basisvariablen infolge Temperatur- und Verkehrseinwirkungen eingegangen.

Im Rahmen einer Dissertation [21] werden derzeit umfangreiche Zuverlässigkeitsanalysen an Rahmenbrücken durchgeführt, deren Ergebnisse die Entwicklung eines vereinfachten Bemessungskon-

Tabelle 9.2: Südbrücke Berching – Ergebnisse der Verkehrssimulationen der hundertjährigen Verkehrsentwicklungen [30]

Schnittgröße	Fahrspur 1		Fahrspur 2		Fahrspuren 1 & 2	
	Mittelwert μ	Standardabweichung σ	Mittelwert μ	Standardabweichung σ	Mittelwert μ	Standardabweichung σ
Feldmoment						
Stauverkehr	2.416 kNm	138 kNm	1.683 kNm	203 kNm	4.099 kNm	245 kNm
Fließverkehr	1.732 kNm	128 kNm	1.246 kNm	126 kNm	2.978 kNm	181 kNm
Moment am Widerlager						
Stauverkehr	-9.395 kNm	487 kNm	-5.460 kNm	711 kNm	-1.4855 kNm	863 kNm
Fließverkehr	-5.881 kNm	505 kNm	-3.697 kNm	510 kNm	-9.579 kNm	719 kNm
Querkraft						
Stauverkehr	649 kN	33 kN	248 kN	32 kN	897 kN	46 kN
Fließverkehr	418 kN	32 kN	171 kN	23 kN	589 kN	39 kN

zepts für derartige integrale Bauwerke auf Basis einer linear-elastischen Schnittgrößenermittlung erlauben sollen. Damit wird die Verwendung von Mittelwerten der Bodeneigenschaften anstelle oberer und unterer Bemessungswerte bei gleichzeitiger Adjustierung der Modellunsicherheitsbeiwerte γ_{sd} bzw. Anpassung der zu berücksichtigenden charakteristischen Werte der Auswirkungen der Einwirkungen ermöglicht.

9.6 Literaturverzeichnis

- [1] BMVBS (Hrsg.): Richtlinien für den Entwurf und die Ausbildung von Ingenieurbauten REING – Teil 2: Brücken, Abschnitt 5: Integrale Bauwerke. Ausgabe 10/2013, Bonn: Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS), 2013
- [2] WHITE, H.; PÉTURSSON, H.; COLLIN, P.: Integral Abutment Bridges: The European Way. In: American Society of Civil Engineers (ASCE, Hrsg.): Practice Periodical on Structural Design and Construction, 08/2010, S. 201-208
- [3] ENGELSMANN, ST.; SCHLAICH, J.; SCHÄFER, K.: Entwerfen und Bemessen von Betonbrücken ohne Fugen und Lager. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb), Heft 496, Berlin: Beuth, 1999
- [4] RVS 15.05.12: Bemessung und Ausführung von integralen Brücken. Stand: 06.06.2012, Wien: Österreichische Forschungsgesellschaft Straße Schiene Verkehr, 2012
- [5] KAUFMANN, W.: Integrale Brücken – Sachstandsbericht. Schweizerische Eidgenossenschaft UVEK, 2008
- [6] National Park Service, U.S. Department of the Interior: www.nps.gov/rabr/naturescience/geologicformations.htm, zuletzt geprüft am 07.01.2015.
- [7] BOYD, T. D.: The Arch and the Vault in Greek Architecture. American Journal of Archaeology 82 (1978) 1, S. 83-100
- [8] BRIEGLEB, J.: Die vorrömischen Steinbrücken des Altertums. Technikgeschichte 38 (1971) 3, S. 255-260
- [9] BURKE, M.: Integral and Semi-Integral Bridges. West Sussex: Wiley-Blackwell, 2009
- [10] MÖRSCH, E.: Brücken aus Stahlbeton und Spannbeton: Entwurf und Konstruktion. 6. Ausgabe, Stuttgart: Konrad Wittwer, 1958
- [11] AKIYAMA, H.: Fundamentally Structural Characteristics of Integral Bridges. Diss., Kanazawa University, 2008
- [12] LAN, CH.: On the Performance of Super-Long Integral Abutment Bridges – Parametric Analyses and Design Optimization. Diss., University of Trento, 2012
- [13] VOGT, N.: Erdwiderstandsermittlung bei monotonen und wiederholten Wandbewegungen in Sand. Diss., Universität Stuttgart, 1984

- [14] BERGER, D.; GRAUBNER, C.-A.; PELKE, E.; ZINK, M.: Fugenloses Bauen. Heft 50-2004, Wiesbaden: Hessisches Landesamt für Straßen- und Verkehrswesen, 2003
- [15] GRAUBNER, C.-A.: Schnittgrößenverteilung in statisch unbestimmten Stahlbetonbalken unter Berücksichtigung wirklichkeitsnaher Stoffgesetze. Diss., TU München, 1988
- [16] GRAUBNER, C.-A.: Rotation capacity and moment redistribution in hyperstatic reinforced concrete beams. CEB Bulletin 239, 1997
- [17] GRAUBNER, C.-A.; SIX, M.: Consistent safety format for nonlinear analysis of concrete structures. In: Wunderlich, W. (Hrsg.): Proceedings of the European conference on computational mechanics, 31.08.-03.09.1999 München, 1999, S. 454-455.
- [18] DIN EN 1992-2: Handbuch Eurocode 2 Betonbau, Band 2: Brücken. Vom DIN autorisierte Fassung, Berlin, Wien, Zürich: Beuth, Ernst & Sohn, 2013
- [19] DIN EN 1990: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010. Ausgabe 12/2010, Berlin: Beuth, 2010
- [20] Handbuch Eurocode 2 Betonbau, Band 1: Allgemeine Regeln. Kommentierte Fassung, Berlin, Wien Zürich: Beuth, Ernst & Sohn, 2012
- [21] KOHOUTEK, J.: Zuverlässigkeitsanalyse integraler Massivbrücken. Diss., TU Darmstadt, in Vorbereitung
- [22] KLINGMÜLLER, O.; BOURGUND, U.: Sicherheit und Risiko im konstruktiven Ingenieurbau. Wiesbaden: Friedrich Vieweg und Sohn, 1992
- [23] HEIMANN, M.: Tragwerkszuverlässigkeit hochbeanspruchter Druckglieder aus ultrahochfestem Beton. Diss., TU Darmstadt, 2013
- [24] ZICHNER, T.: Temperaturbeanspruchung von massiven Brücken infolge Witterungseinfluß und Beheizung. Diss., TH Darmstadt, 1977
- [25] FRENZEL, B.: Beitrag zur Kombination der Einwirkungen aus Verkehr und Temperatur an Spannbetonbrücken. Diss., HS für Architektur und Bauwesen Weimar, 1991
- [26] KOHOUTEK, J.; TRAN, N. L.; GRAUBNER, C.-A.: Thermal actions on box girder bridges made of prestressed concrete. In: Werner, F.; Huber, M.; Lahmer, T.; Most, T.; Proske, D. (Hrsg.): Proceedings of the 12th International Probabilistic Workshop November 4th and 5th 2014 in Weimar, Weimar: Bauhaus-Universität Weimar, Fakultät Bauingenieurwesen, 2014, S. 138-149
- [27] KOHOUTEK, J.; TRAN, N. L.; GRAUBNER, C.-A.: Thermal actions on box girder bridges made of prestressed concrete. In: Präsentation im Rahmen des 12th International Probabilistic Workshop November 4th and 5th 2014 in Weimar, Weimar: Bauhaus-Universität Weimar, Fakultät Bauingenieurwesen, 2014
- [28] DIN EN 1991-2: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken; Deutsche Fassung EN 1991-2:2003 + AC:2010. Ausgabe 12/2010, Berlin: Beuth, 2010
- [29] DIN EN 1991-2/NA: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken. Ausgabe 08/2012, Berlin: Beuth, 2012
- [30] BIEKER, C.: Entwicklung eines Straßenverkehrslastmodells für Zuverlässigkeitsuntersuchungen an Rahmenbrücken mit mittleren und großen Spannweiten. Master Thesis, TU Darmstadt, 2014
- [31] FABER, M.; SORENSEN, J. D. (HRSG.): Probabilistic Model Code. Joint Committee on Structural Safety, www.jcss.byg.dtu.dk/Publications/Probabilistic_Model_Code, zuletzt geprüft am 07.01.2015

10 Dynamisch über das Saale-Elster-Tal – Bemessung und Konstruktion einer Stabbogenbrücke für den Eisenbahnhochgeschwindigkeitsverkehr

Dipl.-Ing. Rolf Jung; Dipl.-Ing. Tobias Mansperger

Leonhardt, Andrä und Partner, Dresden

10.1 Übersicht

Die Saale-Elster-Talbrücke ist Teil der Neubaustrecke Erfurt-Leipzig/Halle und gehört damit zur Transeuropäischen Eisenbahnachse Nr. 1 Berlin-Verona/Mailand-Bologna-Neapel-Messina-Palermo. Die Neubaustrecke (NBS) ist der Abschnitt 2 des Verkehrsprojektes Deutsche Einheit (VDE) Nr. 8, das die Fahrtzeit von München nach Berlin auf ca. 4 Stunden verkürzt (Bild 10.1). Für die gesamte Strecke ist eine Entwurfsgeschwindigkeit v_e von 300 km/h vorgesehen [1].

Die Strecke überquert das ökologisch wertvolle Gebiet der Saale-Elster-Auen wenige Kilometer südlich der Stadt Halle (Bild 10.2) [2]. Mit einer Gesamtlänge von 8.614 m ist die Saale-Elster-Talbrücke das längste Brückenbauwerk im Netz der Deutschen Bahn. Die Hauptstrecke überspannt die Auenlandschaft mit ihren Naturschutzgebieten und einer Trinkwasserzone in ost-westlicher Richtung auf einer Länge von 6.465 m und wahrt damit deren ökologisch-hydrologische Funktion [3]. Markante Besonderheit des Brückenzuges ist der 2.149 m lange Abzweig der Nebenstrecke nach Halle. Dafür sind innerhalb der Talbrücke zwei Abzweiggleise höhengleich aus der NBS ausgebunden. Der Brückenzug besteht aus 143 Feldern der Hauptbrücke sowie 48 Feldern der Abzweigbrücke mit Regelstützweiten von 44 m. Der überwiegende Anteil wurde als Zweifeldträger errichtet, ergänzt von Einfeldträgern, gevouteten Dreifeldträgern als Überführungsbauwerke sowie Sonderkonstruktionen in den Aufweitungsbereichen des Abzweiges. Hinzu kommt die Stabbogenbrücke mit einer Spannweite von 110 m als Überführungsbauwerk der Hauptstrecke über die Nebenstrecke nach Halle.

Der Bau des Brückenzuges war in besonderem Maße geprägt von den Auflagen zur Erhaltung der Auenlandschaft sowie zur Aufrechterhaltung

des Lebensraums besonders für Vögel als Brut-, Nahrungs- und Rastgebiet. Dies beinhaltete für einige Bereiche ein striktes Bauverbot während der Vogelbrut im Frühjahr und Frühsommer sowie den Zwang zur Vor-Kopf-Bauweise. Dabei erfolgten die Gründung und der Bau des jeweils nächsten Pfeilers von einer Vorschubrüstung aus, wobei die darunter liegenden Naturschutzgebiete weder befahren noch betreten werden durften. Nach Fertigstellung eines Pfeilers erfolgten jeweils der Verschub der Rüstung und die Betonage des Überbaus.

10.2 Entwurf

Die Stabbogenbrücke (Bild 10.3) ist für den Brückenzug der gesamten Saale-Elster-Talbrücke nicht nur ein optischer und topographischer Höhepunkt. Mit der bereits benannten Entwurfsgeschwindigkeit von 300 km/h ist sie die erste Brücke dieser Bauart im Netz der Deutschen Bahn AG, die den daraus resultierenden besonderen Anforderungen gerecht werden muss. Dazu ist die Spannweite mit 110 m für eine Bahnbrücke durchaus beachtlich. Dementsprechend wurde der Bogenstich mit 17,5 m relativ groß gewählt, woraus eine Schlankheit von 6,3 resultiert. Gleiches gilt für den kastenförmigen Versteifungsträger, der mit einer Bauhöhe von 3,15 m sehr steif ausgeführt ist (Bild 10.4). Die Breite der Fahrbahn beträgt 10 m, so dass der Radius von 6.200 m, dem die Trassierung in diesem Abschnitt folgt, aufgenommen werden kann, ohne die Lichtraumprofile der beiden Gleise einzuschneiden. Im Entwurf war ein Achsabstand der beiden Haupttragglieder von 11,0 m vorgesehen. Somit ergab sich eine Breite des Versteifungsträgerquerschnittes von 1,00 m. Gleiches gilt für die Bögen, die ebenfalls als rechteckiger Kasten ausgeformt sind und eine Höhe von 1,60 m aufweisen. Die Bögen und Versteifungsträger werden durch je zehn Hänger im Abstand von 10 m miteinander verbunden. Die Hänger sind als Flachstahlhänger 250 x 50 mm ausgeformt mit geringen Aufweitungen auf 400 mm an den Anschlussbereichen zu den Schotten in Versteifungsträger und Bogen. Die Fahrbahnplatte ist als orthotrope Plat-

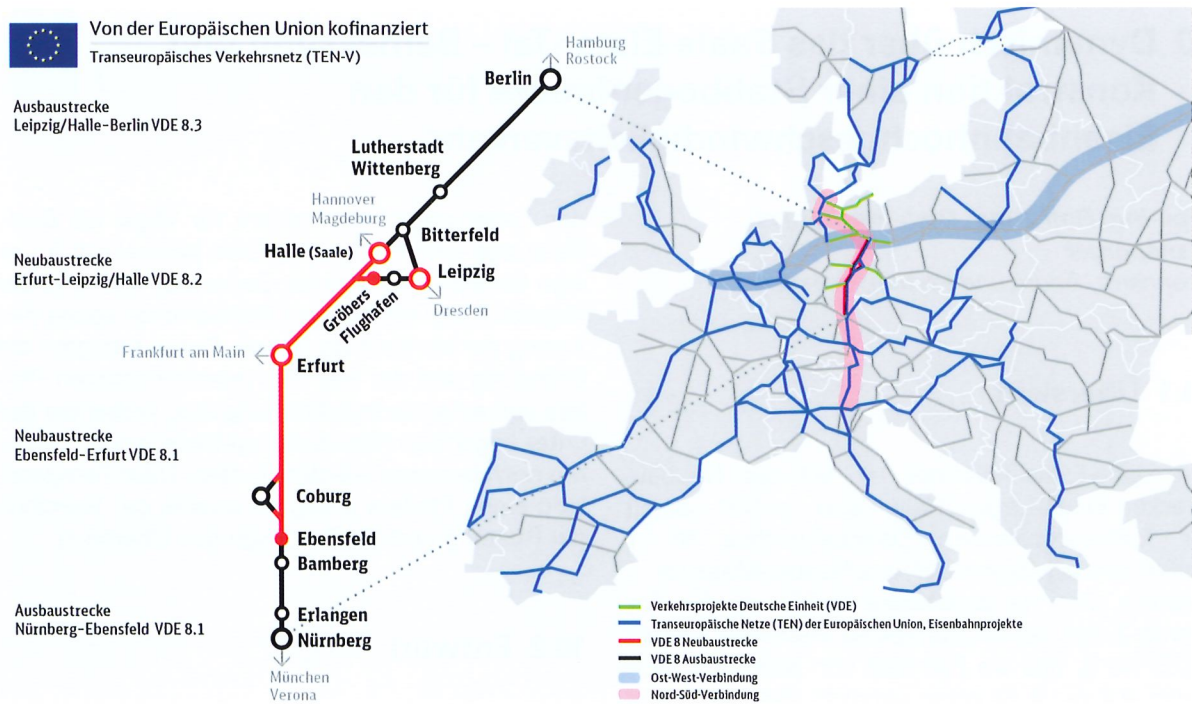


Bild 10.1: Übersicht VDE 8 (Grafik: DB AG)



Bild 10.2: Überblick Saale-Elster-Talbrücke im Sommer 2012 (Foto: DB AG)

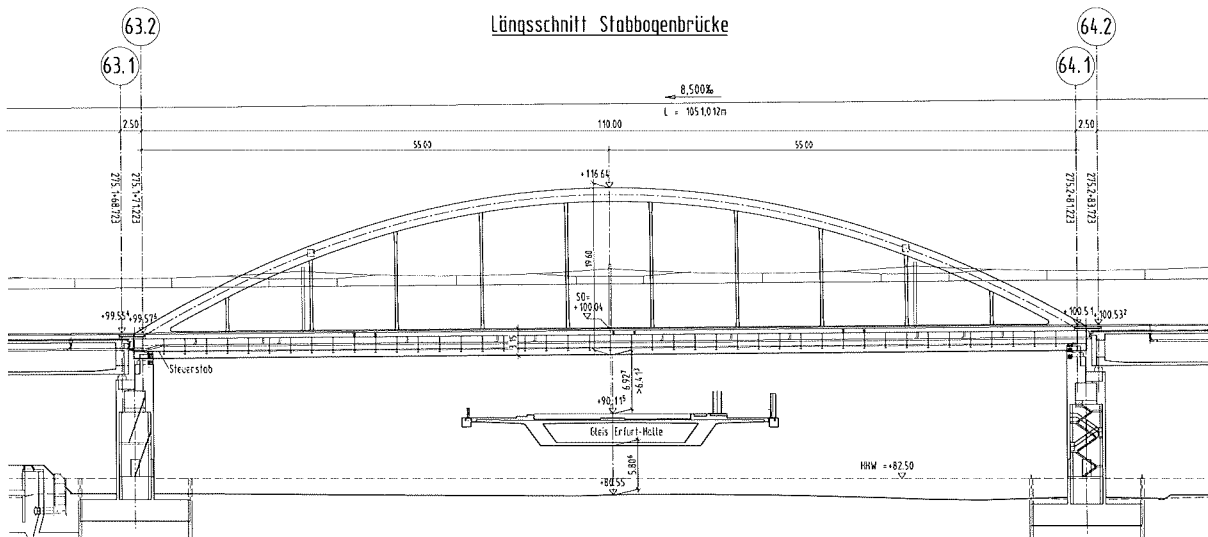


Bild 10.3: Längsschnitt Stabbogenbrücke

te mit Flachstahlsteifen im Abstand von 400 mm, die ein 14 mm starkes Deckblech stützen, ausgebildet. Die orthotrope Platte liegt auf Querträgern im Abstand von 2,50 m auf. Die Querträger waren im Entwurf mit einer mittleren Bauhöhe von ca. 1,30 m vorgesehen. Die Entwässerungseinläufe sind in der Bauwerksmittellachse angeordnet, wofür die Fahrbahn mit einem Gegengefälle von 1,5 % versehen ist [4].

Die kastenförmigen Endquerträger dienen zum einen zur Einspannung der Bögen in deren Kämpfern in Brückenquerrichtung, zum andern befinden sich dort die Angriffspunkte der Horizontalkraftlager sowie der Pressen für den Lagerwechsel.

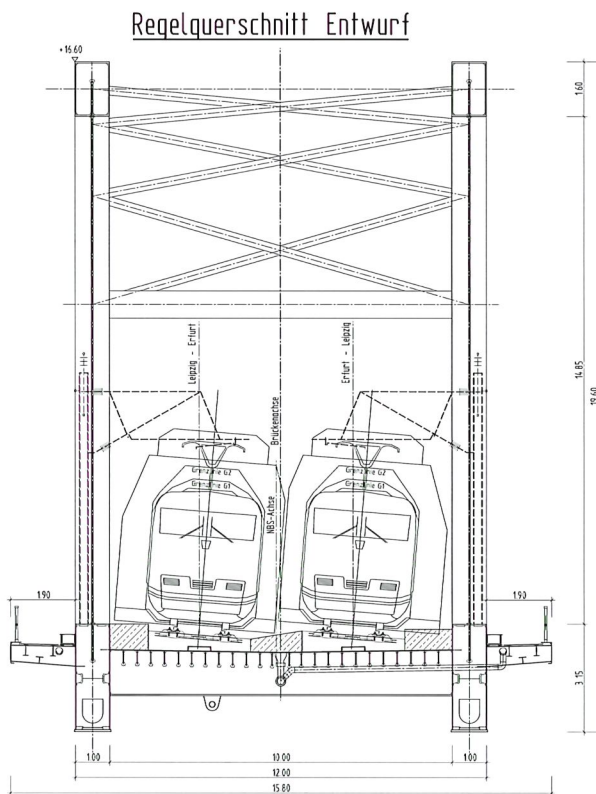
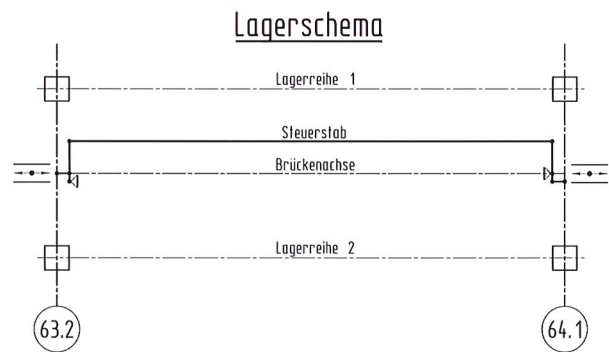
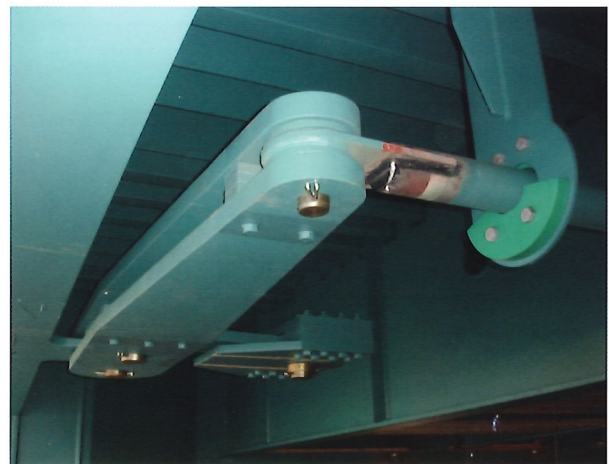
Für den Abtrag der Horizontalkräfte in Längsrichtung ist ein Steuerstabsystem Meyer-Wunstorf angeordnet. Dadurch kann auf längsfeste Lager auf den Trennpfeilern verzichtet werden und die Verformungen in beiden Fugen zum Massivbau werden so gering gehalten, dass keine Schienenauszüge im Bereich der Stabbogenbrücke erforderlich sind. Zudem werden die Horizontalkräfte aus Bremsen und Anfahren sowie Wind in Längsrichtung zu annähernd gleichen Teilen auf die Pfeiler verteilt. Die Bögen werden durch einen rautenförmig ausgekreuzten Verband aus Kreishohlprofilen, die jeweils in der Achse des 2. und des 8. Hängers von Portalriegeln eingefasst werden, gegeneinander versteift.

Die feste Fahrbahn verläuft auf der Stabbogenbrücke durchgehend und ist mit stählernen Schubhockern auf der orthotropen Fahrbahnplatte verankert. Aufgrund der relativ großen Endtangentialwinkel der Stabbogenbrücke sind an den Bauwerksfugen zu den Massivüberbauten Ausgleichs-

platten eingebaut. Zum Schutz der Bogenkämpfer, Hänger und Versteifungsträger sind seitlich zwischen den Gleisen und den Versteifungsträgern Anprallbalken angeordnet, die bereits 25 m vor dem Bauwerk auf den Massivbrücken auf beiden Seiten beginnen. Somit konnte auf die Untersuchung von Hängerausfallszenarien als außergewöhnliche Grenzzustände verzichtet werden.

10.3 Entwurfsüberarbeitung

Die Entwurfsunterlagen der Saale-Elster-Talbrücke beruhen auf einer Vorplanung, die im Wesentlichen in der 2. Hälfte der 1990er Jahre erfolgte und somit auf Grundlage der Rahmenplanung Talbrücken. Für die Stabbogenbrücke war darin ein Lagerungskonzept mit querfesten Lagern in Reihe 1 und allseits beweglichen Lagern in Reihe 2 vorgesehen. Der für den Abtrag der äußeren Horizontalkräfte vorgesehene Steuerstab war bereits im Entwurf enthalten. Um den lateralen Versatz der festen Fahrbahn zu minimieren, wurden alle vertikalen Lager allseits beweglich ausgeführt und in Brückenachse ein horizontales Führungslager eingeführt (Bild 10.5). Die Verankerung des Führungslagers erfolgte auf dem mittigen Lagersockel, der für die Verankerung des Steuerstabes ohnehin auf den Trennpfeilern vorgesehen war. Bild 10.6 zeigt einen eingebauten Steuerstab. Der Abtrag der großen Horizontalkräfte, die damit zweiachsig auf diesen Lagersockel ohne vertikale Auflast wirken, konnte durch tiefe Verankerungen der Lager mit GEWI-Stäben in den Pfeiler sichergestellt werden. Die Führungslager wurden mit einem Drehkranz ausgestattet um den Lager-spalt so klein wie möglich zu halten und Verkan-

**Bild 10.4:** Regelquerschnitt Entwurfsplanung**Bild 10.5:** Lagerschema**Bild 10.6:** Steuerstab (Foto: Jörg Lutzens)

tungen bzw. Kantenabrieb der Gleitpaarungen zu vermeiden.

In den Richtzeichnungen der Deutschen Bahn sind Stabbogenbrücken nur bis zu einer Betriebsgeschwindigkeit von 160 km/h geregelt. Ebenso sind darin nur Stabbogenbrücken mit offenen Doppel-T-Querschnitten als Versteifungsträger mit entsprechenden Regeldetails des Hängeranschlusses an den Steg des Versteifungsträgers beschrieben. Aus diesem Grund wurde während der Ausführungsplanung klar, dass für das Bauwerk in seiner Gesamtheit eine Zustimmung im Einzelfall erforderlich ist. Im Zuge dessen wurde an einer der beiden derzeit im Hochgeschwindigkeitsnetz in Betrieb befindlichen Stabbogenbrücken – an der Eisenbahnüberführung über den Havelkanal bei Wustermark auf der Strecke Berlin-Hamburg – Langzeitmessungen des dynamischen Verhaltens der Brücke durchgeführt. Die Messungen sollten zum einen Aufschlüsse über das Schwingungsverhalten dieses Brückentyps liefern und zum anderen zur Kalibrierung bzw. Verifizierung eines Rechenmodells dienen.

Bei den Messungen der EÜ Wustermark wurden ca. 7.700 Überfahrten mit Betriebsgeschwindigkeiten von bis zu 250 km/h gemessen und ausgewertet. Es wurde festgestellt, dass bei zweigleisigen Stabbogenbrücken mit Spannweiten der Querträger im Bereich von 10-12 m eine potentielle Gefährdung für Resonanzerscheinungen verbunden mit zu großen Beschleunigungen der festen Fahrbahn besteht. Durch die Schwingung der Querträger besteht des Weiteren die Gefahr, dass die Hänger über eine Fußpunkterregung in der Verankerung im Versteifungsträger angeregt werden. Es wurde daher festgelegt, dass die Biegesteifigkeit der Querträger und die Torsionssteifigkeit der Versteifungsträger vergrößert werden mussten. Ziel dieser Maßnahme war eine Vergrößerung der Eigenfrequenzen des Quertragsystems und damit eine Verkleinerung der Amplituden der Biegeschwingungen der Querträger, um die Fußpunkterregung der Hänger zu minimieren. Zusätzlich wurde gefordert, dass die Verankerung der Hänger im Ver-

steifungsträger möglichst weich auszuführen ist. Infolgedessen wurden die Querschnitte des Versteifungsträgers und des Bogens um 20 cm verbreitert und die Querträger auf eine Höhe von ca. 1,90 m am Anschnitt zum Versteifungsträger vergrößert (Bild 10.7). Der Querschnitt der Flachstahlhänger musste auf 280 x 50 mm heraufgesetzt werden, um den erhöhten Ermüdungsanforderungen gerecht zu werden. Das aus aerodynamischer Sicht anzustrebende Verhältnis der Abmessungen der Hänger von $b/h = 3...5$ wurde zwar überschritten, konnte aber mit anderen Maßnahmen (siehe unten) zur Erhöhung der Dämpfung ausgeglichen werden.

10.4 Numerische Analysen und Bemessung

10.4.1 Statik

Mit der Ausführungsplanung der Stabbogenbrücke wurde im Jahr 2008 begonnen. Über die Dauer der Planung mussten die entsprechenden Änderungen aus den Fortschreibungen der Eisenbahnspezifischen Liste Technischer Baubestimmungen (ELTB) laufend überarbeitet werden. Dies betraf im besonderen Maße die Anforderungen an die dynamischen Berechnungen, aber auch statische Nachweise wie die Untersuchung des Lastfall-Bremsen-Bremsen, also der Berücksichtigung zweier parallel fahrender und gleichzeitig auf der Brücke bremsender Züge. Im Wesentlichen erfolgte die statische Berechnung auf Grundlage der DIN-Fachberichte 101 und 103 in der Fassung vom März 2009. Die Auswirkungen der Einführung der Eurocodes wurden im weiteren Verlauf geprüft, blieben jedoch für den besonderen Fall der Stabbogenbrücke ohne Auswirkungen. Die Nachweisparameter für die Ermüdungsberechnung wurden von zunächst 20×10^6 t/a in der Ausschreibung auf 25×10^6 t/a sowie von einer Nutzungsdauer von 80 Jahren auf 100 Jahre heraufgesetzt.

10.4.2 Dynamik

Aufgrund des Hochgeschwindigkeitsverkehrs und der Komplexität der Struktur der Stabbogenbrücke ist es unabdingbar, genauere dynamische Berechnungen durchzuführen. Dafür wurde ein detailliertes Stabwerksmodell verwendet, das alle Haupt- und Nebentragglieder abbildet. Bei dynamischen Berechnungen ist es erforderlich, das System so

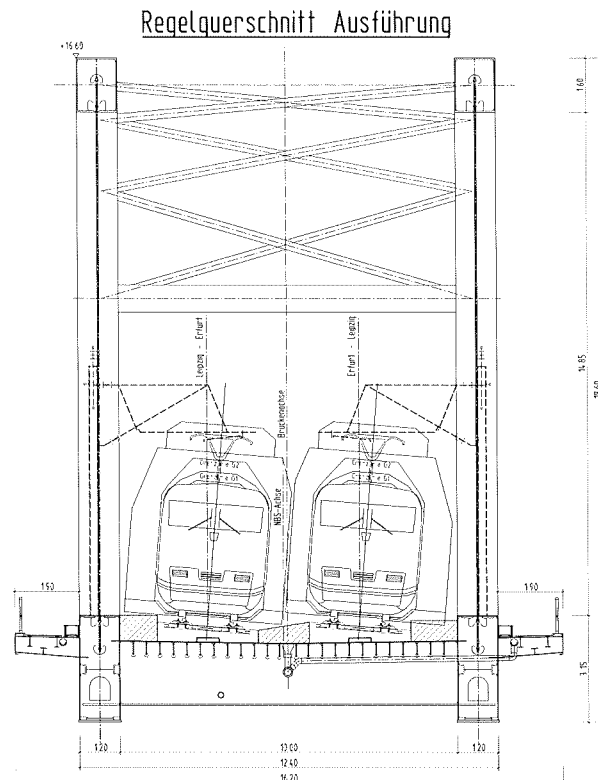


Bild 10.7: Regelquerschnitt Ausführungsplanung

genau wie möglich abzubilden und dabei die Brille des Statikers abzulegen. Eine Modellierung „auf der sicheren Seite“ im statischen Sinne, also die Nicht-Berücksichtigung unsicherer Steifigkeitsreserven führt bei dynamischen Berechnungen mitunter zu Unschärfen, deren Auswirkungen schwer quantifizierbar sind. Gerade ein so komplexes Tragwerk wie eine Stabbogenbrücke besteht aus vielen Einzelbauteilen, die eine Vielzahl von Eigenformen annehmen und von einer Zugüberfahrt angeregt werden können. Dabei ist nicht alleine der Hochgeschwindigkeitsverkehr mögliche Ursache, sondern auch relativ langsam fahrende Güterzüge können durch eine periodische Wiederkehr von Achslasten resonante Schwingungen in einzelnen Bauteilen oder dem gesamten Tragwerk erzeugen [5].

Im Rahmen der zu den TSI (Technische Spezifikationen für die Interoperabilität) konformen Nachweisführung wurde neben den üblichen High-Speed-Load-Models A (HSLM A) des Eurocodes zusätzlich die ICE-Züge 1-3, T und X untersucht. Dazu wurden die Güterzüge des Typs 7 und 8 des DIN-Fachberichts 101 als dynamische Einwirkung herangezogen. Somit ergaben sich meh-

rere hundert rechnerische Überfahrten, die mit einem Inkrement von 1/100 Sekunde per Zeitschrittintegration als bewegte Kräfte berechnet wurden. Zunächst wurden die daraus resultierenden Extremwerte der Schnittgrößen mit den statischen Bemessungsschnittgrößen verglichen. Es zeigten sich keine signifikanten Resonanzprobleme der Haupttragglieder aufgrund des antimetrischen Schwingungsverhaltens der Stabbogenbrücke und der relativ großen Spannweite. Als problematisch stellten sich jedoch Hängerschwingungen in Brückenquerrichtung infolge lokaler Anregung durch die Einzelachsen der untersuchten Züge heraus.

Für den Nachweis der Ermüdung ist der Nachweis der dynamischen Beanspruchungen bei nicht auszuschließenden Resonanzerscheinungen mit dem λ -Verfahren nach DIN-Fachbericht 103 bzw. des EC 3 nicht anwendbar, da die Anzahl der Spannungsschwingspiele so stark ansteigt, dass das dem Verfahren zugrunde liegende Sicherheitskonzept nicht mehr gültig ist. Es wurde daher im Rahmen der Zustimmung im Einzelfall festgelegt, dass die extremen Doppelspannungsamplituden der dynamischen Berechnungen für alle Bauteile und deren relevante Kerbdetails gegen die Dauerfestigkeit nachzuweisen sind. Die Anwendung präziserer Verfahren über Spannungskollektive und die Palmgren-Miner-Regel waren aufgrund unsicherer Prognosen des tatsächlichen Betriebs nicht möglich.

Dieses Nachweisverfahren für dynamische Einwirkungen hinsichtlich Ermüdung wurde auch für die Details der Hängeranschlüsse an die Schotte der Versteifungsträger und Bogen angewandt. Die Maxime, diese Details so weich wie möglich auszugestalten, um die bereits angesprochene Fußpunkterregung der Hänger durch Zugüberfahren so gering wie möglich zu halten, führte zu einer neuartigen Formgebung der Freischnitte des Anschlusses. In Anlehnung an die mit Korbbögen ausgeleitete Anarbeitung der Hängeranschlüsse an offene Versteifungsträger wurde hier eine Lösung gefunden, deren Übergänge Spannungsspitzen, die zur Erstrissbildung führen könnten, vermeiden. Ein solcher Anschluss ist in Bild 10.8 zu sehen. Die Rotationsfähigkeit dieses Anschlusses bei Verformungen des Haupttragssystems in dessen typischer sinusförmigen Schwingform ist groß genug, um diese Verformungen bei geringen Doppelspannungsamplituden zuzulassen. Aus gleichem Grund wurde auf ein Dichtblech auf dem Obergurt des Versteifungsträgers verzichtet. Stattdessen wurde eine Abdichtung mit UV-beständigen Kautschuk-

keilen vorgenommen, die an die Hänger und den Gurt der Versteifungsträger anvulkanisiert wurden (Bild 10.9). Positiver Nebeneffekt ist eine erhebliche Verbesserung der Dämpfung der Hänger, deren logarithmisches Dekrement um ca. das 10-Fache vergrößert wurde. Zudem wurde aufgrund der schweren Inspektionsfähigkeit des Anschlusses im dichtgeschweißten Kasten zur konstruktiven Verbesserung der Schweißnähte in diesen Bereichen Spannungsarmglühen der vorgefertigten Baugruppen aus Schott und Hängeranschluss bei ca. 650 °C durchgeführt. Im Vorgriff auf die Eurocodes wurde zur Einhaltung der Voraussetzungen des Konzepts der Schadenstoleranz die Inspektionsfähigkeit dieses sensiblen Details durch luftdicht verschraubte Endoskopöffnungen gewährleistet.



Bild 10.8: Werksfertigung Versteifungsträger mit Hängerschott

Für den Fall, dass nicht tolerierbare Resonanzerscheinungen während des Betriebs auftreten, sind entsprechende Anschlüsse und Aussteifungen für den Einbau von Dämpfungselementen vorhanden. So sind entsprechende Aufstandsflächen für Tilger in den Viertelpunkten sowie in Brückenmitte auf den Versteifungsträgern für jeweils 5 % der mo-

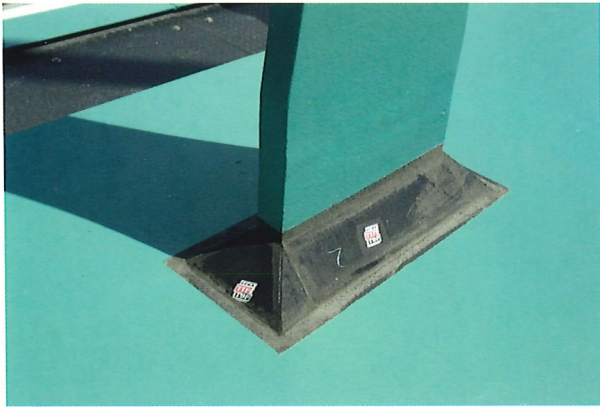


Bild 10.9: Dauerelastische Hängerabdichtung



Bild 10.10: Untersicht der Montagehilfskonstruktion

dalen Masse der zugehörigen Eigenformen vorgesehen. Für eine zusätzliche Dämpfung der Hänger wurden Anschlagösen für Störseile eingebaut. Eine Auslegung dieser Dämpfungselemente erfolgt erst dann, wenn Messungen deren Erfordernis aufzeigen und die Tilger- bzw. Störseilkonfiguration auf Grundlage der Messwerte dimensioniert und kalibriert werden können.

10.5 Montage

10.5.1 Werk

Im 1. Quartal 2012 wurde mit der Materialbestellung und der Werksfertigung begonnen. Die Stabbogenbrücke wurde für die Werksfertigung in 24 größere Baugruppen unterteilt. Dabei waren die schwersten Bauteile die Endteile bestehend aus

Endquerträger und Bogenkämpfer mit einem Gewicht von ca. 100 t. Die Fahrbahn wurde in Querrichtung in der Mitte und in Längsrichtung in den Drittelpunkten geteilt. Die gleiche Teilung erfolgte für die Versteifungsträger. Die Bögen wurden in je fünf Teilen vorgefertigt. Anschließend wurden die Teile mit einem Korrosionsschutzsystem beschichtet und auf die Baustelle transportiert.

10.5.2 Baustelle

Die Montage des Stabbogens erfolgte auf einer Montagehilfskonstruktion, die aufgrund der bereits fertiggestellten Abzweigbrücke besonders komplexe Randbedingungen zu erfüllen hatte. So wurden Zweigelenkrahmen mit Fachwerkstützen aufgestellt, auf die drei Einfeldträger mit Unterspannung aufgelegt wurden (Bild 10.10).

Im 3. Quartal 2012 erfolgte der Zusammenbau der ersten Baugruppen auf der Baustelle. Dafür konnten wegen der beengten Platzverhältnisse die schweren Baugruppen der Fahrbahn, Versteifungsträger und Endquerträger nur auf der Westseite der Hilfskonstruktion aufgelegt werden. Es wurde zunächst ein Drittel der Baugruppen eingehoben, verschweißt und anschließend mit speziellen Wagen verrollt. Hierauf wurden die mittleren Teile der Fahrbahn und Versteifungsträger angeschlossen und nach Abschluss der Arbeiten in die endgültige Position verrollt. Das letzte Drittel der unten liegenden Brückenteile konnte an Ort und Stelle eingehoben und verschweißt werden. Bild 10.11 vermittelt einen Eindruck von den Montagetätigkeiten. Für die Montage der Bögen wurden auf jeder Seite je vier Lasttürme auf die Versteifungsträger aufgesetzt. Mit deren Hilfe wurden die verhältnismäßig leichten Baugruppen der Bögen, Verbände und Portalriegel innerhalb kurzer Zeit verschlossert und anschließend verschweißt (Bild 10.12).

10.5.3 Hängereinbau

Besonderes Augenmerk bei der Montage galt dem Einbau der Hänger. Hierbei war Ziel sicherzustellen, dass alle Hänger die in der Berechnung vorgesehenen Zugkräfte infolge des Eigengewichts der Konstruktion erhalten. Durch die große Biegesteifigkeit des Versteifungsträgers und die dynamische Beanspruchung durch den Hochgeschwindigkeitsverkehr waren die Anforderungen bei der Saale-Elster-Talbrücke besonders hoch. In der Konsequenz wurde ein detailliertes Hängereinbaukon-



Bild 10.11: Montage von Fahrbahn und Versteifungsträger (Foto: DB AG)



Bild 10.12: Bogenmontage (Foto: DB AG)



Bild 10.13: Belastungszüge auf der Stabbogenbrücke (Foto: Jörg Lutzens)

zept festgelegt, das unter strengen Auflagen eingehalten wurde. Nachdem die Versteifungsträger und Bogen fertiggestellt und verschweißt waren wurden die Bögen von den Hilfsstützen freigesetzt und somit die Eigengewichtsverformung der Bögen vorweggenommen. Anschließend wurde der obere Hängeranschluss verschweißt. Nachdem alle Hänger unter deren Eigengewicht am Bogen angehängen waren, wurden diese genau vermessen und abgelängt. Beim anschließenden Verschweißen des Stoßes am Versteifungsträger wurde genau darauf geachtet, dass zum einen nachts bzw. während der frühen Morgenstunden ohne Sonneneinstrahlung gearbeitet wird, alle vier zugehörigen Hänger gleichzeitig angeschlossen werden und der zu schließende Schweißspalt gegenüber der Nullmessung unverändert ist. Anschließend wurden die Versteifungsträger freigesetzt. Bei einer Messung der Normalkräfte über die Eigenfrequenzen der Hänger an der fertiggestellten Brücke konnte eine sehr gute Übereinstimmung der Messwerte mit den Sollwerten aus der Vorberechnung festgestellt werden.

Die Stahlbauarbeiten wurden im Juni 2013 abgeschlossen und es konnte mit dem Gleisbau sowie der Installation der Oberleitung begonnen werden.

10.6 Probetrieb und erste Messungen

10.6.1 Messkonzept

Im Zuge der Erkenntnisse der statischen und dynamischen Berechnungen sowie der Stellung des Bauwerks als Pilotprojekt im 300-km/h-Netz wurde ein ausführliches Messprogramm festgelegt. Dieses beinhaltet die Messung der Auswirkung verschiedener Belastungen aller signifikanten Bauteile. Hierzu liegt ein besonderer Fokus auf den Hängerschotten, aber auch den Versteifungsträgern, Querträgern, Hängern und dem Steuerstab. Dazu werden Dehnungsmessstreifen (DMS), DMS-Rosetten, Beschleunigungsaufnehmer und Wegaufnehmer verwendet. In das Messprogramm wurden zu den typischen Betriebszügen der DB AG speziell Zugtypen aufgenommen, bei denen in den dynamischen Berechnungen Resonanzerscheinungen erkennbar waren.

10.6.2 Statische Messungen

Im August 2014 wurde mit dem Probetrieb auf der gesamten Strecke begonnen. Dabei wurden zunächst Belastungsfahrten mit zwei ca. 1000 t schweren Güterzügen mit einer Geschwindigkeit von ca. 20 km/h vorgenommen (Bild 10.13). Die dabei gemessenen Verformungen der Stabbogenbrücke unter maximaler Last entsprachen bis auf einen Millimeter genau den berechneten Werten. Darüber hinaus wurden Bremsungen durchge-

führt, um den horizontalen Lastabtrag nachzuvollziehen. Dabei zeigte sich, dass die Lastannahmen des Steuerstabes auf der sicheren Seite liegen. Bei Dauerstandsbelastungen mit Standzeiten von ca. 20 Minuten zeigten sich nur sehr kleine plastische Dehnungen in den Bauteilen, die auf ein Plastizieren von Schweißseigenspannungen in den Hängern hindeuten.

10.6.3 Dynamische Messungen

Im September 2014 wurden Hochtastmessfahrten mit dem Messzug ICE-S der DB durchgeführt. Dabei wurden Geschwindigkeiten von bis zu 340 km/h erreicht. Zwar wurde bisher erst ein kleiner Teil des vorgesehenen dynamischen Messprogramms durchgeführt, jedoch konnte bereits festgestellt werden, dass sich die Brücke auch im Hochgeschwindigkeitsbereich im Bereich der Prognosen verhält. Auch konnten keine signifikanten Beanspruchungsüberhöhungen aus resonantem Bauwerksverhalten festgestellt werden.

10.7 Projektbeteiligte

Bauherr:

DB Netz AG

Projektleitung:

DB ProjektBau, Leipzig

Bauausführung:

Arbeitsgemeinschaft Saale-Elster-Talbrücke:
Hochtief AG, Berlin
Adam Hörnig, Aschaffenburg
Gerdum und Breuer, Fulda

Nachunternehmer Stabbogenbrücke:

ZSB Zwickauer Sonderstahlbau, Zwickau

Entwurfsverfasser:

Krebs und Kiefer, Darmstadt

Ausführungsplanung:

Planungsgemeinschaft Saale-Elster-Talbrücke:
Leonhardt, Andrä und Partner, Dresden/Nürnberg (Überbauten)
Kinkel und Partner, Neuhausen (Gründungen und Unterbauten)

Prüfingenieure:

Dr.-Ing. Walter Streit, München (Massivüberbauten)
Dr.-Ing. Klaus Baumann, Greifswald (Gründungen und Unterbauten)
Prof. Dr.-Ing. Gerd Albrecht, München (Stabbogenbrücke bis 2010)
Dipl.-Ing. Jörg Lutzens, München (Stabbogenbrücke ab 2010)

Messungen und Zustimmung im Einzelfall Stabbogenbrücke:

Prof. Dr.-Ing. Karsten Geißler, Dresden

Zustimmung im Einzelfall Steuerstab:

Prof. Dr.-Ing. Martin Mensinger, München

10.8 Literaturverzeichnis

- [1] SCHENKEL, M.; FELGNER, M.: Die Stabbogenbrücke der Saale-Elster-Talbrücke. EI – der Eisenbahningenieur 64 (2013) 10, S. 63-68.
- [2] DB PROJEKTBAU GMBH: Verkehrsprojekt Deutsche Einheit 8. www.vde8.de [Stand 12/2014]
- [3] FELGNER, M.; STREIT, W.; GRIEBEL, M.: Der Bau der Saale-Elster-Talbrücke – Ingenieurtechnik und Ökologie im Gleichklang. In: VSVI Bayern 2009, abrufbar unter: http://www.vsvi-bayern.de/?loadCustomFile=30_Downloads/Zeitschrift/2009_Zeitschrift.pdf [12/01/2015]
- [4] MANSPERGER, T.: Die Stabbogenbrücke der Saale-Elster-Talbrücke. In: Morgenthal, G. (Hrsg.) Tagungsband zum Young Engineers Colloquium Dresden 2014 am 10. März 2014 in Dresden, Dresden: Eigenverlag German Group of IABSE, S. 30-31
- [5] GEISSLER, K., RODEMANN, J., STEIN, R.: Entwurfskriterien für Brücken in Hochgeschwindigkeitsstrecken unter Beachtung dynamischer Effekte. In: STRITZKE, J. (Hrsg.): Tagungsband zum 21. Dresdner Brückenbausymposium am 8. März 2011 in Dresden, Dresden: Eigenverlag TU Dresden, Institut für Massivbau, 2011, S. 127-145

11 Sicherung der Rheinbrücke Leverkusen – Von der Schadensaufnahme zum Instandsetzungsmanagement unter Berücksichtigung der Altstahlproblematik

Dr.-Ing. Gero Marzahn; Dr.-Ing. Markus Hamme
Landesbetrieb Straßenbau NRW, Gelsenkirchen

Dr.-Ing. Peter Langenberg
Ingenieurbüro für Werkstofftechnik (IWT), Aachen

Prof. Dr.-Ing. Gerd Groten
Institut für Schweißtechnik und Fügetechnik (ISF) der RWTH Aachen

Dipl.-Ing. Michael Paschen
Ingenieurbüro Professor Sedlacek & Partner (PSP), Aachen

An der Rheinbrücke Leverkusen wird die ganze Dramatik der in Deutschland dringend erforderlichen Brückenertüchtigung deutlich sichtbar. Durch das in den vergangenen Jahrzehnten ungebrems-te Wachstum der Transportmengen im Güterverkehr und stetig steigende Fahrzeugesamtgewichte und Achslasten haben sich die Beanspruchungen dermaßen erhöht, dass die Reserven der Tragwerke aufgebraucht sind. Dies zeigt sich am umfangreichen und rasant forstschreitenden Schadensbild der Rheinbrücke Leverkusen in besonderer Weise. Die Schadensentwicklung wird dadurch beschleunigt, dass die Brücke für derart hohe Dauerbeanspruchungen nicht ausgelegt wurde und die Ausführungsqualität auch nicht den heutigen Anforderungen an eine ermüdungssichere Konstruktion entspricht. Die zur Aufrechterhaltung des Verkehrs zwingend erforderlichen Instandsetzungs- und Verstärkungsmaßnahmen werden durch die Materialeigenschaften des seinerzeit beim Neubau verbauten Stahls erheblich erschwert.

11.1 Einleitung

Die Rheinbrücke Leverkusen im Zuge des Kölner Ringes der Bundesautobahn 1 gehört zu den wichtigsten Brückenbauwerken im Bundesfernstraßennetz in Nordrhein-Westfalen. Sie ist ein wesentlicher Bestandteil des Kölner Autobahnringes

(Bild 11.1) und mit einer täglichen Verkehrsbelastung von derzeit etwa 120.000 Kfz/d für den Nah- und Fernverkehr nahezu unverzichtbar. Für den Schwerverkehrsanteil von zurzeit 12 % ist gemäß dem Prognosehorizont des Bundes bis 2025 eine Zunahme auf 18 % zu verzeichnen, sodass die Brücke auch für den Güterverkehr von großer Bedeutung ist.

Aufgrund von massiven und teilweise irreparablen Bauwerksschäden ist es dringend geboten, für die im Jahre 1965 unter Verkehr genommene Brücke einen Ersatzneubau zu schaffen. Da Planung und Erstellung des Ersatzneubaus nach heutiger Einschätzung mindestens bis zum Jahr 2020 andauern werden, müssen bis zur endgültigen Außerbetriebnahme der Bestandsbrücke noch erhebliche Anstrengungen unternommen werden, um den Verkehr mit möglichst geringen Einschränkungen bis dahin aufrecht zu erhalten.

11.2 Bauwerksbeschreibung

Die insgesamt 1057,10 m lange Rheinbrücke Leverkusen besteht aus der linksrheinischen Spannbeton-Vorlandbrücke mit einer Länge von 369,78 m und der 687,32 m langen stählernen Strombrücke. Die Strombrücke ist eine Schrägseilbrücke über insgesamt fünf Felder, wobei die Hauptöffnung über dem Rhein eine Stützweite von 280 m einnimmt (Bild 11.2). Die Pylone weisen eine Höhe von ca. 45 m über der Fahrbahn auf.

Der im Regelbereich 37,80 m breite Brückenquerschnitt wird aus einem zweizelligen Hohlkasten mit seitlichen Kragarmen (Bild 11.3) gebildet. Im letzten Feld auf der Leverkusener Seite findet eine Querschnittsaufweitung auf 45,25 m statt.

Die Hohlkästen sind im Abstand von ca. 2,55 m durch Querrahmen und bei jedem fünften Querrahmen zusätzlich noch durch einen Querverband ausgesteift. Die Kragarme werden durch Längsträger unterstützt, die wiederum in jeder Querrahmenachse mit Schrägstreben am Hohlkasten angeschlossen sind.



Bild 11.1: Rheinbrücke Leverkusen (Quelle: Straßen.NRW)

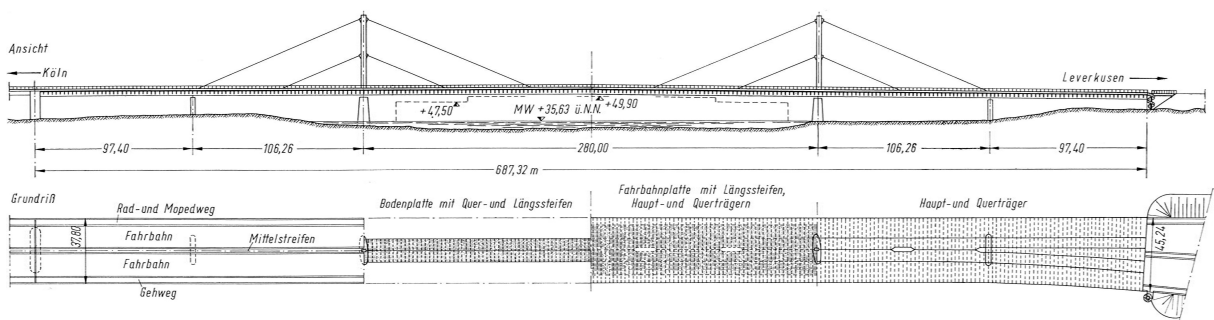


Bild 11.2: Ansicht und Draufsicht der Strombrücke [1]

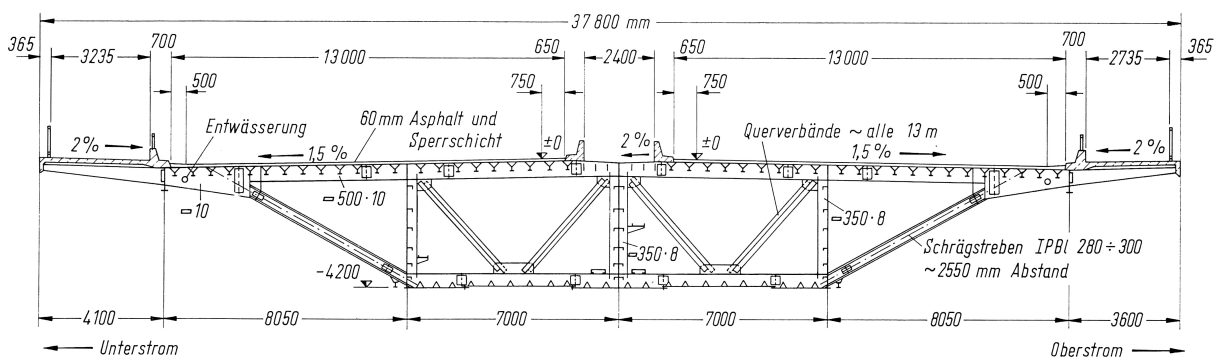


Bild 11.3: Regelquerschnitt [1]

Als Material wurde überwiegend Baustahl St52 verbaut. Aufgrund geringerer Beanspruchung in den Quersteifen der Stege und im Bodenblech sowie in den Steglängssteifen wurden diese teilweise in St37 ausgeführt. Als Verbindungstechniken kam entsprechend der damaligen Zeit überwiegend das Schweißen, auf der Baustelle jedoch auch noch das Nieten zum Einsatz. Eine ausführliche Beschreibung der Strombrücke ist in der Augustausgabe der Zeitschrift Stahlbau von 1967 [1] enthalten.

Im Jahre 1994 wurden Lärmschutzwände auf dem Bauwerk ergänzt und die äußeren Betongleitwände durch eine leichtere Stahlkonstruktion ersetzt. Infolge des stark gestiegenen Verkehrsaufkommens wird die ursprüngliche Standspur seit 1986 als zusätzlicher dritter Fahrstreifen genutzt, sodass der Verkehr in beiden Fahrtrichtungen mit drei statt seinerzeit geplanten zwei Fahrstreifen geführt wird. Zur Behebung von Defiziten in der Beulsicherheit der Hauptträger wurden im Jahre 2010 umfangreich zusätzliche Beulsteifen in die Hohlkästen eingebaut.

11.3 Schadensentwicklung

Risse an der orthotropen Fahrbahnplatte wurden an der Rheinbrücke Leverkusen erstmals bei der Bauwerkprüfung 1973 festgestellt. Trotz mehrerer, teils sehr umfangreicher Instandsetzungsmaßnahmen treten sie bis heute immer wieder auf und sind vornehmlich der Kombination aus hoher ermüdungswirksamer Beanspruchung und ungeeigneter Konstruktionsart geschuldet. Entsprechend den technischen Möglichkeiten kämpft man dagegen an. So wurde zum Beispiel im Jahr 1991 an allen 16.280 Kreuzungspunkten der Deckblechlängs- mit den Quersteifen die Form der Freischnitte verändert.

Im Jahr 2009 wurde eine Reihe von Rissen an den Lasteinleitungssteifen der Schrägstreben im Inneren des Hohlkastens festgestellt (Bild 11.4).

Während der Instandsetzung dieser Risse wurden Ende November 2012 gravierende Schäden in den äußeren oberen Rahmenecken der Hohlkästen festgestellt (Bild 11.5), die zur zeitweiligen Sperrung des Bauwerks für Fahrzeuge mit mehr als 3,5 t Gesamtgewicht geführt haben. Die Risse sind teilweise auch in die Stege der Hauptträger gewachsen.



Bild 11.4: Riss an einer Lasteinleitungssteife an einer Schrägstrebe (Quelle: PSP Aachen)



Bild 11.5: Gerissene Rahmenecke (Quelle: Straßen.NRW)

Im Juni 2014 wurden Risse an den Seilkammern (Bild 11.6) festgestellt.

Die festgestellten Risse führten zu einer erneuten Sperrung der Brücke für den gesamten LKW-Verkehr. Bei der nachfolgenden Entfernung des Korrosionsschutzes und intensiven Prüfung inkl. zerstörungsfreier Prüfverfahren aller zugänglichen Schweißnähte in den Seilkammern wurden auch Risse an den Seilverankerungstraversen festgestellt. Diese sind ursächlich für die bis heute andauernde Sperrung des Bauwerks für Fahrzeuge mit mehr als 3,5 t Gesamtgewicht. Eine Überprüfung der Pylone und der Seilumlenksättel ergab zum Glück keine Schäden.

Neben den zuvor beschriebenen Rissbildern treten vor allem an den oberen und unteren Anschlüssen

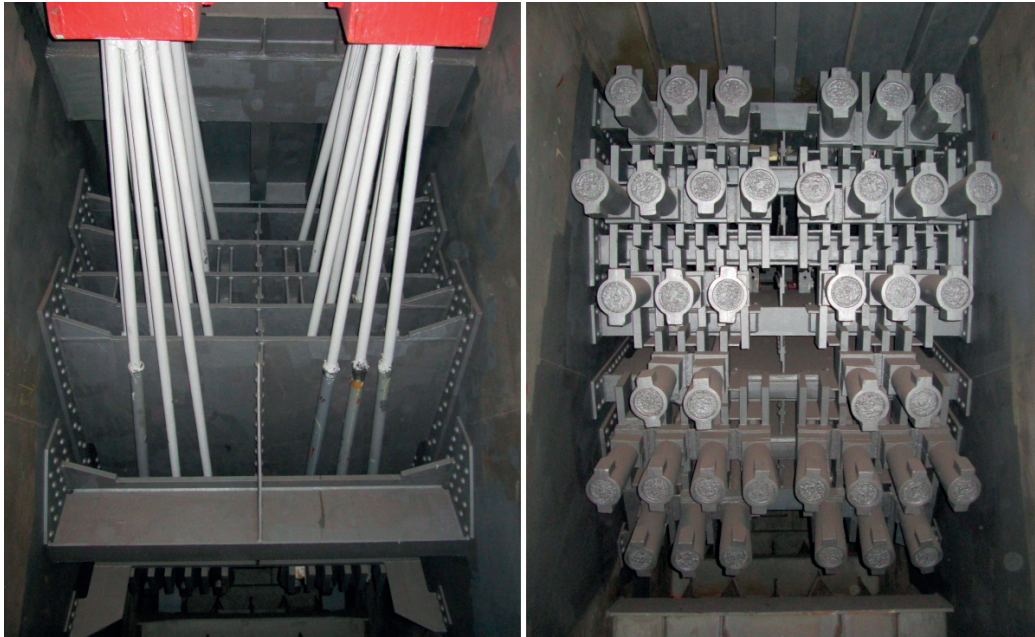


Bild 11.6: Seilkammer (Quelle: Straßen.NRW)

der äußeren Schrägstreben, an den inneren oberen Rahmenecken der Querrahmen, an den Anschlüssen der Verbandsdiagonalen und an vielen Freischnitten weitere Risse auf, die einer ständigen Instandsetzung und Prüfung bedürfen.

Für Risse an Stahlbrücken hat sich die Einteilung in die Kategorien 1-4 gemäß der Darstellung in [2] durchgesetzt. Die Rheinbrücke Leverkusen hat mittlerweile einen Zustand erreicht, in dem Risse aller vier Kategorien auftreten, d. h. neben der orthotropen Fahrbahnplatte (Kategorien 1 und 2) sind das Quertragwerk (Kategorie 3) und auch das Haupttragwerk (Kategorie 4) von der Rissbildung betroffen.

11.4 Schadensursachen

Der gravierende Schadensumfang an der Rheinbrücke Leverkusen lässt sich nur aus einer Kombination mehrerer Ursachen erklären. Ein wesentlicher Einfluss ist der Anstieg des Verkehrsaufkommens und hier insbesondere die drastische Zunahme des Schwerverkehrs. Straßenbrücken sind in den 1960er Jahren mangels Wissens in der Regel noch nicht so konstruiert worden, wie es insbesondere für die heute vorhandene Ermüdungsbelastung eigentlich erforderlich wäre. Insbesondere die orthotrope Fahrbahnplatte entspricht angesichts des bei dieser Brücke auch nur 60 mm

dicken Fahrbahnbelags nicht den hohen Anforderungen. Der für die Bauzeit typische, sehr sparsame Materialeinsatz ergibt eine wenig robuste Konstruktion.

Eine weitere wichtige Schadensursache ist die Materialgüte des Stahls. Diese entspricht zwar den Festigkeitsanforderungen, jedoch vielfach nicht den zusätzlichen Eigenschaftsparametern, die heutigen Baustählen abverlangt werden. So zeigen genauere makro- und mikroskopische Untersuchungen, dass die Schweißseignung des Materials nur eingeschränkt gegeben ist. Flächige Mangansulfideinschlüsse und weitere metallische Ungängen (also Fehler im metallischen Gefüge) schränken die Beanspruchbarkeit des Stahls besonders in Dickenrichtung der Bleche ganz erheblich ein. Die Analyse der Bruchflächen von aktuellen Risschäden zeigt, dass es sich zumindest teilweise nicht um klassische Ermüdungsrisse handelt, sondern die Ursache in der mangelhaften Materialgüte in Verbindung mit thermischen Beanspruchungen aus dem Schweißprozess und den Spannungen aus der äußeren Belastung liegt. Qualitätsanforderungen hinsichtlich Z-Güten für Stähle mit Beanspruchung in Blechdickenrichtung waren seinerzeit nicht bekannt und auch nicht gefordert.

Ein dritter, nicht unwesentlicher Aspekt ist die teilweise unzureichende Ausführungsqualität der Schweißnähte, teilweise auch Resultat übergroßer Toleranzen in den Blechzuschnitten. Die Schweiß-

nahtgüte entspricht häufig nicht den heute bekannten Anforderungen an eine ermüdungssichere Ausführungsqualität, schwankt in den geometrischen Abmessungen und in der ermüdungssicheren Detaillierung der Naht.

11.5 Maßnahmen zur Aufrechterhaltung des Verkehrs

Angeichts der oben beschriebenen Schäden sind zur Aufrechterhaltung des Verkehrs an der Rheinbrücke Leverkusen besondere Maßnahmen erforderlich. Hierzu wurde ein Expertenkreis mit Vertretern verschiedener Fachrichtungen gegründet, in dem die Schadensproblematik und das grundlegende Vorgehen zum weiteren Betrieb der Brücke festgelegt werden.

Eine kontinuierliche Bauwerksprüfung und eine möglichst zeitnahe Instandsetzung aufgefundener Schäden sind dafür unabdingbar. Dies geschieht nach einem speziellen Prüfplan, der in Abhängigkeit von der Schadensentwicklung auf den 14-tägigen Baubesprechungen angepasst wird. In diesen Besprechungen werden auch Art und Umfang der jeweils kurzfristig erforderlichen Instandsetzungen festgelegt. Ziel ist es, die Schäden möglichst so frühzeitig instand zu setzen, dass eine weitere Schadensentwicklung aufgehalten wird und Verkehrseinschränkungen möglichst verhindert werden. Falls jedoch größere Maßnahmen, wie z. B. ein Blechaustausch in hochbeanspruchten Knotenpunkten (Bild 11.7), erforderlich oder das Schweißen zur Schwingungsreduzierung nur unter Verkehrsberuhigung oder Verkehrsfreiheit möglich sind, werden die Arbeiten an Wochenenden oder in den Nachtstunden, ggf. auch mit Verkehrseinschränkungen ausgeführt.

Um weitere gravierende Schäden in den Rahmenecken zu vermeiden, werden die Querträgergurte mit zusätzlichen Untergurtlaschen, die durch die Hauptträgerstege durchgeführt werden, verstärkt und damit die Spannungen in den Rahmenecken erheblich reduziert (Bild 11.8).

Nach dem erfolgreichen Probeeinbau an vier Querrahmen soll nun im gesamten Bauwerk diese Verstärkung ausgeführt werden.

Darüber hinaus werden zur besseren Verteilung der Achslasten auf mehrere Querrahmen und zur Erhöhung der Redundanz bei Ausfall einer Schrägstrebe zusätzliche lastverteilende Längsfachwerkträger etwa in der Mitte zwischen den äußeren



Bild 11.7: Instandsetzung der Rahmenecken mit Blechaustausch (Quelle: Straßen.NRW)



Bild 11.8: Verstärkte Rahmenecke (Quelle: Straßen.NRW)

Hohlkastenstegen und den äußeren Längsträgern angeordnet werden. Eine generelle Erhöhung der Tragfähigkeit des Bauwerks wird mit diesen Maßnahmen aber nicht erreicht.

Zur Kompensation der im Sommer 2014 festgestellten Schäden an den Seilkammern wurden aufwändige geschraubte Verstärkungen eingebaut (Bild 11.9).

An fünf ausgewählten Querrahmen der Brücke wurden Dehnungsmessstreifen appliziert, die ein dauerhaftes Monitoring ermöglichen. Damit können nicht nur die Beanspruchungen der Knotenpunkte verfolgt, sondern auch Rückschlüsse auf den Verkehr gezogen werden. Bei außergewöhnlichen Ereignissen lassen sich hierrüber auch umgehende Bauwerksprüfungen veranlassen. Außerdem dient das Monitoring zur Beurteilung der Ef-

gen beim Schweißen von T-Stößen als Vollanschluss oder als Kehlnaht) zu Terrassenbruch führen können. Aber auch bei Stumpfnähten können die Seigerungszone in Blechkern u. U. Rissprobleme verursachen.

- Insbesondere bei dünnen Blechen finden sich ausgeprägte Verunreinigungen, die über das normale Seigerungsverhalten alter Stähle hinausgehen und als oxidische Zeilen in Blechmitte verlaufen. Diese werden verallgemeinert als Dopplung beschrieben, sollen hier aber als *metallurgisch bedingte Fehlstellen* (MBF) eingeführt werden, da sie an der betreffenden Stelle einen Werkstoffverbund herstellen, welcher jedoch nicht die zu erwartenden Eigenschaften in Dickenrichtung hat (liefert niedrigste Z-Werte). Außerdem kann der Bereich nicht mittels Ultraschall gefunden werden, da es sich nicht um eine Werkstofftrennung handelt.
- Niedrige Kerbschlagzähigkeiten, die teilweise nicht mehr die Anforderung an einen St52-3 (also 27 J bei $T = -20\text{ °C}$) erfüllen und damit die Sprödbrechtsicherheit in Frage stellen.
- Prinzipiell die chemische Zusammensetzung, die für ihre Zeit typisch ist und aus heutiger Sicht bei Anwendung moderner Schweißprozesse und Zusatzwerkstoffe ein anderes Schweißverhalten bedingen kann als Schweißer es von modernen Stählen mit niedrigerem Kohlenstoffäquivalent gewohnt sind.
- Rissphänomene an Schweißverbindungen, die sich zunächst nicht eindeutig hinsichtlich der Bruchursache einordnen lassen.

Damit für derartige Brückenstähle mit den oben beschriebenen Besonderheiten Instandsetzungs-lösungen gefunden werden konnten, hat das Expertenteam folgende Arbeitshypothesen aufgestellt:

- Die Stähle der Brücke sind grundsätzlich schweißgeeignet, da die Brücke ansonsten so nicht hätte hergestellt werden können.
- Die verwendeten Stähle werden für den weiteren Umgang als Altstahl bezeichnet, um eine Abgrenzung zu heutigen Stählen zu schaffen.
- Die heutigen Methoden der Verarbeitung von Stahl beim Trennen und Schweißen müssen und können an die Gegebenheiten alter Stähle angepasst werden.

- Der Aufwand hierfür kann den für heutige moderne Stähle übersteigen, da mehr geprüft und aufwändiger geschweißt werden muss.

Diese Aussagen werden im Übrigen auch durch die Schweißliteratur der 1960er Jahre [3] bestätigt: „Allgemein kann über diese Anpassung (r. A. des Schweißverfahrens an den Werkstoff) gesagt werden, dass man für jede Stahlsorte ein Schweißverfahren entwickeln kann, dass gesundes Schweißen ergibt. Bei schlechten Schmelzeigenschaften von Stahl kann dies im Allgemeinen nicht erreicht werden, ohne dass man in anderer Hinsicht etwas verliert. Gewöhnlich werden Wirtschaftlichkeit und Geschwindigkeit des Schweißens dabei verschlechtert. Man steht also vor der Wahl einer Kostensteigerung, entweder durch das Schweißen oder durch das Beschaffen eines leicht schweißbaren Stahls.“

11.6.2 Stahlherstellung in den 1960er Jahren

Die Herstellung von Stahl ist bis in die Frühzeit belegt. Insbesondere mit der einsetzenden Industrialisierung im 19. Jahrhundert stand mit dem Puddelverfahren das erste industrielle Verfahren zur Verfügung. Es wurde ab etwa 1870 durch die weitaus leistungsfähigeren Verfahren, z. B. Siemens-Martin-Verfahren (Herdfrischverfahren) und Bessemer- und Thomas-Verfahren (Windfrischverfahren) ergänzt, die es schließlich ab dem 20. Jahrhundert auch verdrängten. Diese Verfahren hatten in Westdeutschland bis zum 2. Weltkrieg Bestand. Nach dem 2. Weltkrieg setzte der Siegeszug des Sauerstoffaufblaskonverters und der Elektrostahlverfahren ein. Diese Verfahren sind auch heute noch üblich. Zusätzlich wurden in den 1960er Jahren das Stranggussverfahren und ab den 1970er Jahren die Sekundärmetallurgie, die Mikrolegierung und das thermomechanische Walzen eingeführt.

Tabelle 11.1 zeigt einen Vergleich der Herstellungsverfahren in Hinblick auf die wesentlichen mechanisch-technologischen Eigenschaften sowie die Schweißseignung. Mit jedem neuen Verfahren und jeder ergänzenden Methode konnte eine Qualitätsverbesserung erzielt werden. Dies macht sich weniger an der Festigkeit und Duktilität fest (mit Ausnahme der hochfesten und höchstfesten Stähle ab den 1970er Jahren), als vielmehr an der Verbesserung der Zähigkeit und der Schweißseignung.

Diese Effekte wurden vor allem durch die Reduzierung der Schwefel- und Phosphor- sowie

Tabelle 11.1: Vergleich der Eigenschaften für die industriellen Herstellungsverfahren seit 1850

	Festigkeit	Duktilität	Zähigkeit	Schweiß-eignung
Puddelstahl bis ca. 1920	bis St33	< 10 %	<50 J	keine
Thomas-, Bessemer- und Siemens-Martin Stahl bis 2. Weltkrieg	bis St 37 St44	> 14%	< 100 J	Eingeschränkt (nicht üblich)
Konverterstahl (Sauerstoffblasverfahren) nach 2. Weltkrieg bis 70er Jahre	bis St52	> 14 %	< 150 J	gegeben
Konverterstahl (Sauerstoffblasverfahren) plus Sekundärmetallurgie plus Strangguss plus Mikrolegierung plus TM Walzen ab 70er Jahre	bis S1100	>> 14%	< 450 J	Sehr gut

der Sauerstoff- und Stickstoffgehalte durch Al-Legierung und sekundärmetallurgische Maßnahmen erzielt. Heute können Pipeline-Stähle Kerbschlagarbeiten in der Hochlage bis 450 Joule aufweisen. Übergangstemperaturen T27J von kleiner -50 °C sind kein Problem für Feinkornstähle. Dabei werden gleichzeitig niedrige Kohlenstoffäquivalente eingestellt, die wirtschaftliches Schweißen ermöglichen.

In den 1960er Jahren war man davon noch weit entfernt. Man war stolz darauf, Schwefel- und Phosphorgehalte im Baustahl praktisch auf 0,65 Masseprozent zu reduzieren. Heute weiß man jedoch, dass die Gehalte qualitätsschädigender Begleitstoffe noch viel zu hoch sind und es daher kein Wunder ist, wenn die Stähle aus dieser Zeit keine ausreichende Z-Güte aufweisen. So findet sich interessanterweise auch im Stichwortverzeichnis der angesehenen Fachzeitschrift Stahl und Eisen in den Jahrgängen von 1960 bis 1965 nicht einmal das Stichwort „Terrassenbruch“.

Als Erkenntnis aus diesem kleinen Exkurs ist also festzuhalten, dass im Rahmen der Stahltechnologie in den 1950er und 1960er Jahren Stähle mit hohen S- und P-Werten üblich waren. Als Folge sind umfangreiche Seigerungen, oxidische Verunreinigungen und langgestreckte Mangansulfide nicht ungewöhnlich und die Zähigkeit im Vergleich zu heute folglich eher niedrig. Bild 11.10 zeigt dazu ein

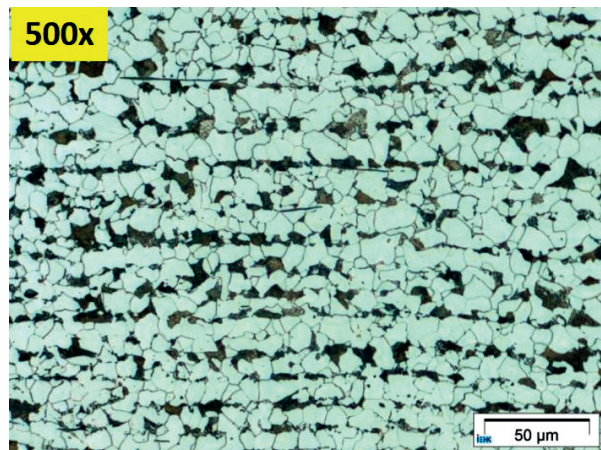


Bild 11.10: Typisches ferritisch-perlitisches Gefüge von Baustählen aus Untersuchungen der Leverkusener Brücke; hier: Stahl von 1965 (Quelle: IWT Aachen)

typisches ferritisch-perlitisches Gefüge in zeiliger Anordnung. Die zeilige Anordnung des Gefüges ist walzentechnisch bedingt und typisch für diese Stähle. Bei unlegierten einfachen Baustählen tritt sie so auch nach heutiger Produktion auf. Diese Zeiligkeit hat zwar einen gewissen Effekt auf Festigkeit und Zähigkeit (Anisotropie der Längs- und Quereigenschaften), sollte aber nicht mit dem deutlich ne-

gativen Effekt der Verunreinigungen durch ausgewalzte Mangansulfidzeilen oder mit anderen Einschlüssen verwechselt werden. Der polierte Schliff in Bild 11.11 zeigt die für Stähle der 1950er und 1960er Jahre typischen, umfänglichen Verunreinigungen, mit denen man bei diesen Stählen rechnen muss. Dennoch bleibt aus Expertensicht festzuhalten: Auch diese Stähle wurden geschweißt und die Bauwerke haben bis heute überlebt.

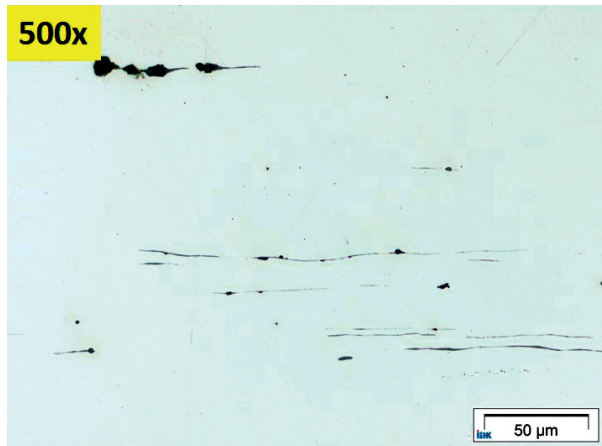


Bild 11.11: Typische Einschlussverteilung von Baustählen; hier: 1965, entnommen aus der Le-verkusener Brücke; sichtbar: langgestreckte Mangansulfide und ein oxidischer Einschluss (Quelle: IWT Aachen)

11.6.3 Eigenschaften alter Stähle

Die mechanischen Eigenschaften der alten Stähle wurden nach DIN 17100 [4] für das Bauwesen festgelegt. Für den Brückenbau kam in dieser Zeit schon der damals hochfeste Stahl St52 zum Einsatz. Vor- und Nachteile wurden in der entsprechenden Literatur ausführlich von der Fachwelt diskutiert, z. B. in den Zeitschriften *Stahlbau* oder *Schweißen und Schneiden*, Jahrgänge 1960 bis 1965.

Die Festigkeit der Stähle und die Duktilität wurden mit $R_{e,min} = 355 \text{ MPa}$ und $R_m = 510 \text{ MPa}$ angegeben, die Mindestdehnung bei Raumtemperatur betrug 18 %. Ergebnisse an Zugproben aus Stählen aus der Brücke Leverkusen zeigen, dass die Einhaltung dieser Anforderungen in den meisten Fällen kein Problem darstellt.

Anders kann es bei den Kerbschlagprüfungen an alten Brückenstählen aussehen. Hier werden durchaus Werte von unter 27 J bei $T = -20 \text{ °C}$ gefunden

und geben damit Anlass zur Sorge, dass im Winter Sprödbrüche auftreten könnten.

Die chemischen Analysen, die bis jetzt ermittelt wurden, zeigen die typische Zusammensetzung der führenden Legierungselemente für diesen Stahl: Kohlenstoff, Mangan und Silizium. Außerdem findet sich häufig ein ausreichend hoher Gehalt an Aluminium, um von beruhigt vergossenem Stahl zu sprechen. Ergebnisse zu Stickstoffwerten, die die Alterung begünstigen, liegen nicht in ausreichender Zahl vor. Es ist aber davon auszugehen, dass Stähle aus dieser Zeit noch von Alterung betroffen sein können. Dies würde auch die teilweise niedrigen Zähigkeitswerte nach 50 Jahren erklären.

Von Interesse im Hinblick auf die Instandsetzung durch Schweißen ist jedoch das Gefüge. In den Bildern 11.10 und 11.11 wurde bereits eine typische Ausprägung der Gefüge dargestellt. Weitere Besonderheiten, die eingangs bereits erwähnt wurden, werden im folgenden Kapitel behandelt. Dabei werden die Besonderheiten, die bisher gefunden wurden und die für die Verarbeitung der Stähle bei der Reparatur von Bedeutung sind, diskutiert.

11.6.4 Besonderheiten des Stahls in Hinblick auf die Verarbeitung

Für die Werkstoffuntersuchungen an der Brücke in Leverkusen standen vier Fragen im Vordergrund:

1. Wie sieht das Gefüge generell aus? Welche Besonderheiten treten auf?
2. Wie sehen die alten Schweißnähte aus?
3. Bei den gefundenen Rissen: Welche Bruchursache kann festgestellt werden?
4. Und immer wieder: Wie ist die Schweißreignung?

Die erste Frage wurde für den Grundwerkstoff bereits zuvor beantwortet. Interessant sind jedoch die metallurgischen Besonderheiten, die sich außerdem und unerwartet ergeben haben. So wurden bei einigen Proben Aufreißungen in der Blechdickenmitte gefunden, die bevorzugt an gebrannten Freischnitten auftraten (Bild 11.12).

Die Untersuchung solcher Bereiche zeigte dann auch, dass es etwa in der Mitte eine oxidisch gefüllte Zeile gibt, die zu Aufreißungen führt, wenn Spannungen in Dickenrichtung, z. B. beim Ausbrennen, auftreten. Sie wirken dann wie ein Reißverschluss, der durch den Blechkern läuft (Bild 11.13).



Bild 11.9: Verstärkung der Seilkammern (Quelle: Straßen.NRW)

fektivität der Verstärkungen, die zunächst probe-
weise nur in Teilbereichen eingebaut werden.

Zur Sicherung der Seiltraversen werden zurzeit
noch Lösungen ausgearbeitet. Erst wenn die Si-
cherung erfolgt ist, kann eine Wiederaufnahme
des LKW-Verkehrs im Betracht gezogen werden.

11.6 Werkstoffliche Aspekte der Instandsetzung

11.6.1 Anlass

Risse an älteren Stahlbrücken, insbesondere an
der orthotropen Fahrbahnplatte, sind neben der
Rheinbrücke Leverkusen auch von anderen stäh-
lernen Brücken bekannt. Sie können aufgrund re-
gelmäßiger Inspektion jedoch weitgehend als be-
herrschbar angesehen werden. Beherrschen heißt
hier:

- Sicherheit haben, dass der Riss nicht unter Be-
trieb in kürzester Zeit eine kritischen Versa-
gensgröße erreicht,
- Mögliches unterkritisches Risswachstum –
zum Beispiel infolge Ermüdung – in regelmä-
ßigen, angemessen kurzen Intervallen zu kon-
trollieren oder Risse durch geeignete Maßnah-
men im Wachstum zu stoppen,
- Unter Umständen (unpopuläre) Verkehrsbe-
schränkungen einzuführen, wenn sich zum

Beispiel im Winter die Spröbruchgefahr auf-
grund niedrigerer Temperaturen nicht aus-
schließen lässt,

- Dass aufgefundene Risse so schnell wie mög-
lich zu reparieren oder gegebenenfalls gan-
ze Baugruppen auszutauschen sind. Dies ist
zweifelsfrei die schwierigste Aufgabe, insbe-
sondere unter Verkehr. Regelmäßig Brücken-
schließungen sind zwar gut für die Reparatur,
aber nicht beliebt in der Wirtschaft und bei den
Verkehrsteilnehmenden.

Für die Planung der Reparaturmaßnahmen kommt
es meist darauf an, genügend Informationen
über den alten Stahl herauszufinden und einen
Schweißplan aufzustellen, der eine fehlerfreie Wie-
derherstellung der Konstruktion ermöglicht. Diese
Aussage ist soweit trivial und auch Stand der Pra-
xis. Es gilt jedoch, verschiedene Besonderheiten
des Altstahls zu berücksichtigen. Solche Beson-
derheiten wurden bei den Arbeiten in Leverkus
gefunden und man kann davon ausgehen, dass sie
auch bei anderen Brücken aus dieser Zeit anzutref-
fen sind.

Diese Besonderheiten lassen sich kurz wie folgt
zusammenfassen:

- Der Baustahl St52 hat aus heutiger Sicht einen
hohen Gehalt an Schwefel und Phosphor und
damit eine Vielzahl von oxidischen und sulfi-
dischen Verunreinigungen, die bei Beanspru-
chungen in Dickenrichtung (Wärmespannun-



Bild 11.12: Aufreißung in Blechmitte (Quelle: IWT Aachen)

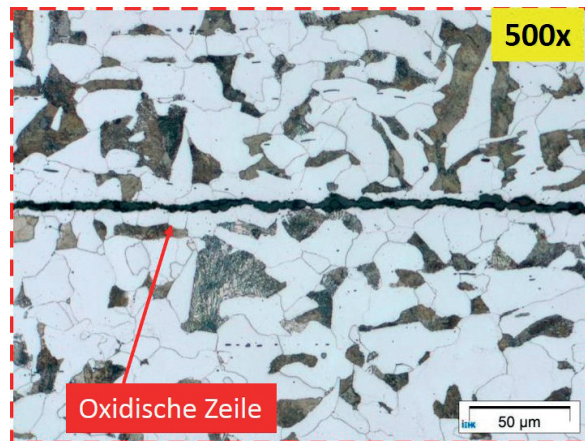


Bild 11.13: Oxidische Zeile in Blechmitte (Quelle: IWT Aachen)

Man spricht bruchtechnisch gesehen von einer Delamination in Dickenrichtung. Dort, wo der Riss endet, zeigt das umgebende Gefüge meist eine breitere ferritische Zeile mit einer Vielzahl von oxidischen Verunreinigungen. Zur Abgrenzung gegen den Begriff der Dopplung wurde dieser Effekt im Rahmen der Untersuchung als metallurgisch bedingte Fehlstelle (MBF) definiert. Dieser Effekt dürfte bei der Verarbeitung mit Wärme (Brennen, Plasmaschneiden, Trennen, Schleifen und Schweißen) aufgrund der Wärmespannungen und ggf. metallurgischer Reaktionen zu den Aufreißungen führen. Entsprechend ist es notwendig, solche Stellen vor der Reparatur zu identifizieren und entsprechende Maßnahmen zur Vermeidung von Aufreißungen zu ergreifen. Diese sind bisher nicht vorhanden und werden zurzeit entwickelt.

Die zweite Fragestellung betrifft die Ausführung der Schweißverbindungen. Bei heutigen Reparaturschweißungen können teilweise Probleme mit erneuter Rissbildung auftreten. Als Ursache wird aufgrund der vorher diskutierten Stahleigenschaften meist Terrassenbruch vermutet und teilweise auch bestätigt. Außerdem wurden immer wieder, wie in Bild 11.14 dargestellt, abgerissene Anschlüsse der Längssteife an den Querträger gefunden. Um diese Effekte zu untersuchen, wurde aus der Brücke eine Bauteilprobe entnommen, welche Teile der Längsrippe und des Querträgers in der Mitte enthält (Bild 11.14).

Am dargestellten Bauteil waren auf einer Seite des Querträgers Risse am Anschluss des Längsträger-Sektkelchsteg-Profils an den Querträger über nahezu die gesamte Länge detektiert worden (Bild 11.15). Außerdem war der Anschluss des T-Trägers an die Sektkelchstegbleche aufgrund der

Kreuzung von Bauteilen und der entsprechenden Mehrschichtigkeit im Verdacht, rissauslösend zu wirken.

Das Ergebnis der Untersuchung zeigt exemplarisch Bild 11.16. Dargestellt ist der Anschluss des Sektkelchsteges an den Querträger mit der gerissenen Seite (links im Bild). Sofort wird deutlich, dass die Schweißverbindung auf der gegenüberliegenden Seite sehr viel stärker und auch mehrlagig ausgebildet ist und die Schweißraupen, die direkt am Querträgerstegblech angreifen, eine stärkere Anbindung haben als die einlagige Naht auf der gerissenen Seite. Bei der metallographischen Untersuchung der Bruchseite (Bild 11.17) wird dann auch deutlich, dass der Riss durch die wärmebeeinflusste Zone verläuft, welche ein aus bruchmechanischer Sicht ungünstiges martensitisch-bainitisches Gefüge, also Bereiche reduzierter Zähigkeit, aufweist.

Da weiter klargestellt werden konnte, dass die Schweißverbindung auf der anderen Seite eine nachträgliche Reparaturaht ist, gilt es als wahrscheinlich, dass der Bruch auf der anderen Seite durch Schrumpfspannungen bei gleichzeitiger Dehnungsbehinderung bei der Reparatur entstanden sein muss. Weiter zeigt dieses Beispiel, dass es offensichtlich möglich war, die Reparaturaht ohne Verursachung von Terrassenbruch anzubringen. Folglich ist die Reparaturmöglichkeit grundsätzlich gegeben. Es ist jedoch darauf zu achten, dass die gegenüberliegende Seite nicht zu stark belastet wird und nach der Reparatur auch auf Risse zu prüfen ist.

Der dritten Frage nach den Brucharten wurde ebenfalls anhand des in Bild 11.14 dargestellten Bauteils



Bild 11.14: Ausgeschnittenes Bauteil – Längsrippe mit Querträger (Quelle: IWT Aachen)

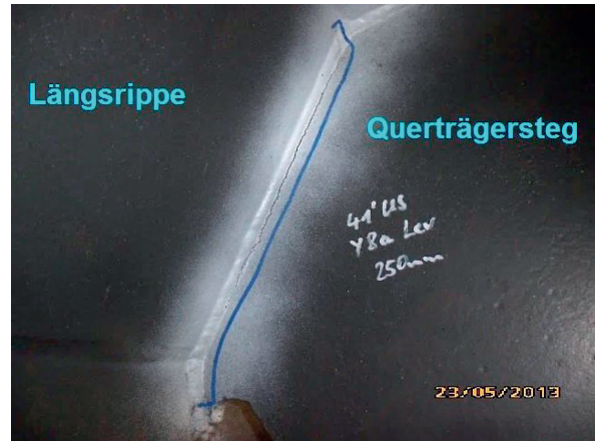


Bild 11.15: Rissanzeige entlang des Anschlusses Längsrippe (rechts oberhalb des Anschlusses) an Querträger (unterhalb des Anschlusses, Quelle: IWT Aachen)

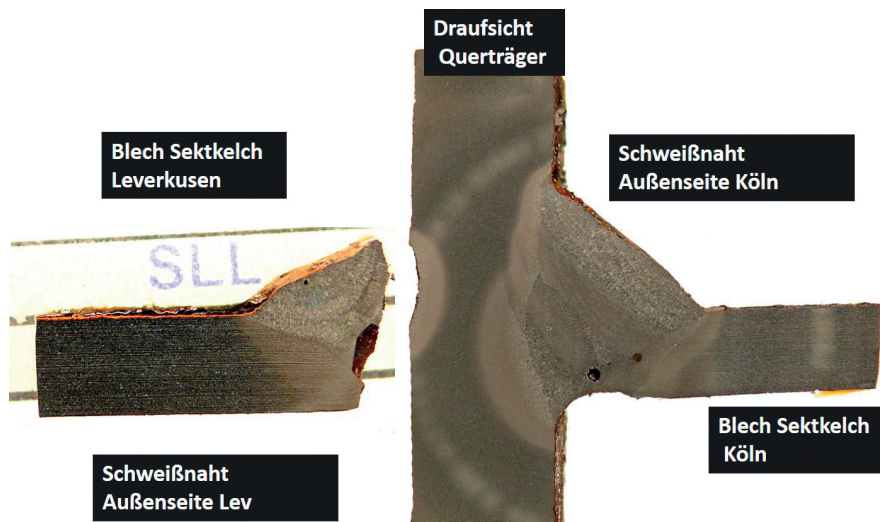


Bild 11.16: Makro des beidseitigen Anschlusses Längsrippe (Sektkelchsteg) an Querträger (Quelle: IWT Aachen)

nachgegangen. Neben der bereits diskutierten metallographischen Betrachtung wurde jetzt auch die Bruchfläche herausgetrennt und im Rasterelektronenmikroskop (REM) untersucht. Bild 11.18 zeigt die makroskopische Bruchflächenaufsicht. Es wird deutlich, dass das Problem von einer ungenügenden Durchschweißung der Verbindung herrührt. Am Übergang von Schweißnaht zu Stegblechante ist ein glänzender Bereich erkennbar, der vermutlich aus der Schweißung resultiert, aber keine Anbindung an den Querträger hatte. Das Ergebnis der REM-Untersuchung ist in Bild 11.19 wiedergegeben. Die ursprüngliche Vermutung, dass es sich um einen Ermüdungsanriss oder einen Spröbruch handelt, konnte nicht bestätigt werden. Vielmehr zeigen die Bruchstrukturen ausgeprägte Korrela-

tionen zu der Gefügebeobachtung an Querschliffen aus der Metallographie. Damit wurde bestätigt, dass der Bruch fertigungsbedingt infolge der Schweißspannungen aufgetreten sein muss und zwar vermutlich durch eine Reparatur auf der anderen Seite des Querträgers.

Die vierte und ganz und gar nicht unwichtige Frage ist die nach der Schweißseignung der Stähle. Diese Frage soll am Beispiel von Untersuchungen an dickeren Blechen aus einer Seilkammer der Brücke diskutiert werden. Nachdem sich auch in einer der Brückenseilkammern Anrisse zeigten, erfolgte auch an den hier verwendeten Stählen eine systematische Werkstoffuntersuchung mit dem Ziel, die Herkunft und die Wachstumsfähigkeit der

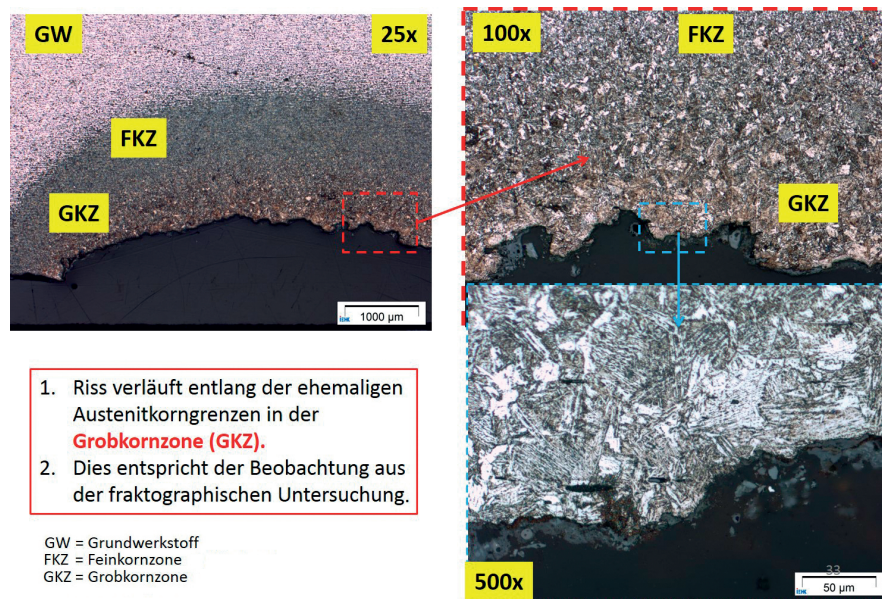


Bild 11.17: Gefüge im Bruchbereich (bis zu 500fache Vergrößerung, Quelle: IWT Aachen)



Bild 11.18: Bruchfläche Sektkelchstegseite (Quelle: IWT Aachen)

aufgefundenen innenliegenden Fehler zu ermitteln und Informationen hinsichtlich der Werkstoffeigenschaften und Schweißseignung der dicken Bleche zu geben.

Dazu zeigt Bild 11.20 ein Makro einer beidseitig ausgeführten Kehlnaht zwischen Steg und Deckblech mit einem rissartigen Fehler unterhalb der obersten Lage. In der Mitte befindet sich eine größere Kavität und von dort verläuft der Riss durch den Rest der Schweißnaht bis zum unten angeschweißten Blech. In Längsrichtung (nicht dargestellt) verläuft der Fehler durch die gesamte Bauteilprobe, die eine Länge von ca. 200 mm hat.

Die Schweißnähte sind auf beiden Seiten mehrlagig ausgeführt und sind unterschiedlich in ihrer Ausrichtung und Nahtform (nicht dargestellt). Dies gibt u. a. einen Hinweis darauf, dass sie unter verschiedenen Bedingungen geschweißt wurden.

Obwohl die eine Kehlnaht einen deutlichen Fehler enthält, ist insgesamt die seitliche Anbindung der Schweißraupen an die Bleche an allen Stellen sehr gut gelungen und es gibt keinen Hinweis auf Terrassenbruch. Die Untersuchung des Fehlers im Rasterelektronenmikroskop ergab, dass der Fehler sehr wahrscheinlich herstellungsbedingt und von der sichtbaren Schlauchpore in der Mitte ausgegangen ist. Weiteres Ermüdungsrisswachstum konnte nicht festgestellt werden.

Die Untersuchung der Grundwerkstoffe der verschweißten Bleche beinhaltet auch die Ermittlung der chemischen Zusammensetzung und der Festigkeits- und Zähigkeitseigenschaften inkl. Aufnahme des Gefüges. Die chemischen Analysen der in Bild 11.20 gezeigten Probe und zwei weiterer Proben (insgesamt sechs Bleche mit Dicken um

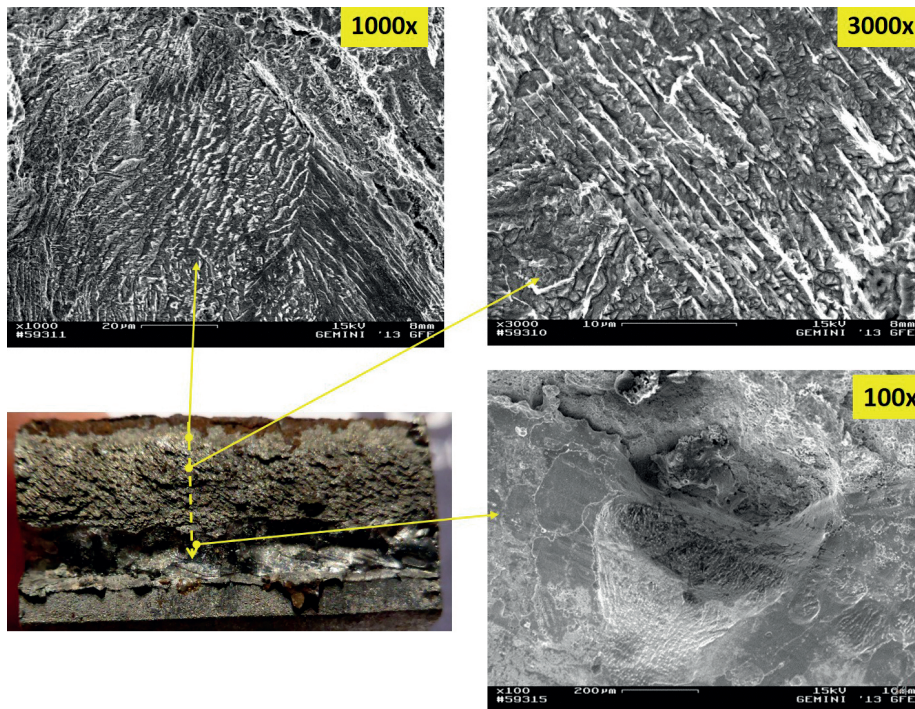


Bild 11.19: Bruchflächen im REM, verschiedene Positionen (Quelle: IWT Aachen)

35 mm) zeigt die Tabelle 11.2, die auch das Kohlenstoffäquivalent nach EN 10025 [5] wiedergibt.

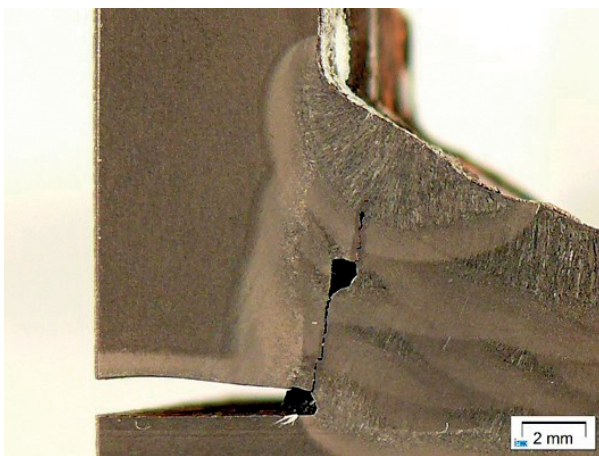


Bild 11.20: Kehlnaht zwischen Deckblech (unten) und Steg oben mit Schlauchpore und Rissen (ML2 ist die Probenbezeichnung, Quelle: IWT Aachen)

Man erkennt eine für Baustahl typische chemische Zusammensetzung, die auch die Bedingungen eines heute hergestellten S355 hinsichtlich der zulässigen Maximalgehalte bestimmter Elemente erfüllt. Auffällig ist insbesondere, dass bei diesen dickeren Blechen durchweg niedrigere Schwefel-

und Phosphorgehalte gefunden wurden als bei den meisten dünnen Blechen in den anderen Bauteilen der Brücke. Dies kann damit zusammenhängen, dass von jeher bei dickeren Blechen höhere Anforderungen gestellt wurden als bei dünneren. Die Kerbschlagzähigkeiten waren bei insgesamt sechs verschiedenen Blechen mit 30 bis 35 mm Dicke mit > 50 J bei -20 °C ausreichend hoch. Vor diesem Hintergrund ist die Schweißeignung aus werkstofftechnischer Sicht gewährleistet. Dennoch sollte sich der ausführende Betrieb bewusst machen, dass die Schweißeignung außer vom Werkstoff auch noch von der Schweißmöglichkeit (Zwängungen, behinderte Schrumpfung, Schweißposition über Kopf) und dem gewählten Verfahren beeinflusst wird.

11.6.5 Schlussfolgerungen zur Schweißbarkeit der verwendeten Stähle

Aufgrund der bisherigen Werkstoffuntersuchungen an den Stählen aus der 1965 fertiggestellten Leverkusener Rheinbrücke kann in Hinblick auf Qualität und Verarbeitung dieser Stähle bei notwendigen Reparaturmaßnahmen festgestellt werden:

- Alte Stähle aus den 1960er Jahren in Brücken können im Regelfall als eingeschränkt

Tabelle 11.2: Chemische Zusammensetzung der verwendeten Stähle in %

Chemisches Element	Probe 10'-1			Probe 10'-2		Probe 10'-3		
	Blech O	Blech U	Schweißnaht	D	S	Blech O	Blech U	Schweißnaht
C	0,206	0,19	0,0547	0,172	0,194	0,219	0,214	0,121
Si	0,295	0,537	0,329	0,382	0,524	0,56	0,30	0,46
Mn	0,976	1,31	0,901	1,16	1,314	1,36	0,982	1,122
P	0,013	0,006	0,011	0,008	0,007	0,007	0,012	0,008
S	0,012	0,015	0,018	0,01	0,015	0,014	0,012	0,020
Cr	0,0225	0,0147	0,015	0,021	0,018	0,014	0,022	0,016
Mo	< 0,005	< 0,005	< 0,005	0,005	0,005	< 0,005	< 0,005	< 0,005
Ni	0,0347	0,0439	0,0408	0,032	0,047	0,046	0,036	0,038
Al	0,0401	0,0641	0,0048	0,064	0,063	0,063	0,040	0,014
Cu	0,152	0,104	0,133	0,133	0,108	0,106	0,149	0,119
Nb	0,0217	0,0295	0,0024	0,008	0,031	0,030	0,021	0,010
Ti	< 0,001	0,0012	0,0013	< 0,001	0,001	0,0011	0,001	0,0032
V	0,0038	0,0046	0,0039	0,004	0,005	0,005	0,004	0,004
Fe	98,1	97,6	98,3			97,3	97,9	98,00
CEV ¹⁾	0,39	0,42		0,38	0,43	0,46	0,41	

¹⁾ **CEV = C+Mn/6+(Ni+Cu)/15+(Cr+Mo+V)/5 nach DIN EN 10025-1, 7.2.3 [6]**

schweißgeeignet betrachtet werden. Das Gefüge der Stähle ist ferritisch-perlitisch in zeiliger Anordnung, was auch bei den heute gängigen einfachen Baustählen üblich ist. Es sind jedoch einige spezifische Besonderheiten zu beachten.

- Insbesondere treten deutlich höhere Schwefel- und Phosphorgehalte als heute üblich auf, was zu Seigerungen und umfangreichen Verunreinigungen mit langgestreckten Mangansulfiden führt. Bei Schweißungen in Dickenrichtung kann es daher zu Terrassenbruch kommen. Vermeidungsstrategien müssen aus schweißtechnischer Sicht sorgfältig geplant werden. Zu nennen sind:
 - Maßnahmen, wie z. B. Pufferung bevor der Verbund hergestellt wird,
 - Schweißen mit kontrollierter niedriger Wärmeeinbringung und kleinen Raupen,
 - Verwendung weicher Schweißgüter mit hoher Dehnfähigkeit und
 - Verwendung von Schlackenbildnern, die in der Lage sind, Schwefel zu binden.

- Die Zähigkeit der Stähle kann durch Verunreinigungen, aber auch durch Alterung (was nicht explizit untersucht wurde) beeinträchtigt sein. Auch wenn Werte unter 27 J bei -20 °C auftreten, muss dies nicht sofort zum Sprödbbruch führen. Gegebenenfalls lassen sich bruchmechanische Berechnungen einsetzen, um die Sprödbrechtsicherheit zu berechnen.
- Weiter zu beachten ist die Beobachtung, dass es metallurgische Besonderheiten gibt, sogenannte metallurgisch bedingte Fehlstellen, wie z. B. Oxidzeilen im Blechkern, die bei Beanspruchung in Dickenrichtung leicht aufreißen, aber auch beim Schweißen Probleme verursachen können. Beanspruchungen in Dickenrichtung können insbesondere durch thermische Einwirkungen, z. B. aus Schweißen, Brennen und evtl. auch Schleifen, Fräsen und Trennschleifen hervorgerufen werden. Dies sollte bei der Instandsetzungsplanung Beachtung finden, indem gegebenenfalls vorher an kleinen Bohrkernen metallographische Untersuchungen vorgenommen werden. In diesem Zuge kann dann auch gleich die chemische Zusammensetzung mitbestimmt werden, was für die Schweißung von Bedeutung ist.

12 Friedrichsbrücke Berlin – Denkmalgerechte Erneuerung und Anpassung der Friedrichsbrücke über die Spree – die Verbindung von zwei verschiedenartigen Brückenkonstruktionen

Dipl.-Ing. Michael Hänig; Dipl.-Ing. (FH)

Andreas Höregott

ibb Mangold GmbH, Berlin

Dipl.-Ing. Andrea Thoms

Senatsverwaltung für Stadtentwicklung und Umwelt, Berlin

12.1 Historische Bedeutung und Bestand

Die Friedrichsbrücke überspannt die Spree-Oder-Wasserstraße im Stadtbezirk Berlin Mitte und überführt ausschließlich Geh- und Radwegverkehr. Dem Ingenieurbauwerk kommt dabei eine besondere Bedeutung zu, da hierüber die Erschließung des zum Weltkulturerbe ernannten Ensembles der Museumsinsel mit den bedeutenden Kulturstätten wie dem Neuen Museum oder dem Pergamonmuseum gewährleistet und gleichzeitig der Europaradweg Berlin–Kopenhagen überführt wird.

Die denkmalgerechte Erneuerung und Anpassung der Friedrichsbrücke umfasst die Instandsetzung der bestehenden Spannbetonrahmenbrücke (Bilder 12.1 und 12.2) sowie deren Verbreiterung durch beidseitig ergänzende Verbundbauwerke. Die 2014 abgeschlossene Brückenverbreiterung lehnt sich architektonisch an das Vorbild von 1894 an.

Historisch wurde am Standort der jetzigen Friedrichsbrücke erstmals 1703 ein Brückenbauwerk in Holzbauweise unter dem Namen Große Pomeranzenbrücke errichtet [1]. Entsprechend den sich stetig ändernden verkehrlichen und städtebaulichen Erfordernissen wurde die Brücke dann mehrfach umgebaut bzw. durch neue Bauwerke ersetzt. 1792 bekam die Brücke ihren heutigen Namen Friedrichsbrücke in Anlehnung an den 1786 verstorbenen preußischen König Friedrich II.

Von 1893 bis 1894 wurde die Friedrichsbrücke als 3-feldrige Bogenbrücke neu gebaut (Bild 12.3). Im Zuge dieser Arbeiten wurde die Durchfahrtshöhe

vergrößert und es wurden unter anderem an den Eingangsbereichen zum Brückenbauwerk je zwei Obelisksen errichtet. Auf den Podesten der Obelisksen wurde der Adler als Symbol Preußens installiert. Die neue Brückenbreite betrug nun rund 27 m. In den letzten Kriegstagen des II. Weltkrieges wurde 1945 der mittlere Bogen der Brücke durch die Wehrmacht gesprengt. Von 1950 bis 1951 erfolgte der Ersatzneubau einer 20 m breiten Behelfsbrücke aus Holz. 1982 wurde diese Behelfsbrücke durch die heute noch bestehende, 12 m breite Spannbetonrahmenkonstruktion ohne Flusspfeiler ersetzt (Bilder 12.1 und 12.2). Das Haupttragwerk der 1982 errichteten Friedrichsbrücke ist eine vorgespannte Spannbetonrahmenkonstruktion aus einem Hohlkastenquerschnitt sowie einer mehrstegigen Plattenbalkenkonstruktion (Bild 12.4). Die Stützweite beträgt 56,50 m (Bild 12.5). Das Bauwerk ist auf dornförmigen Widerlagern mit Rucksackbeton, die auf den historischen Gründungskörpern der Vorgängerbrücken aufliegen, gegründet. Die Brücke wurde im Freivorbau errichtet.

12.2 Entwurfsgestaltung

Die Entwurfsgestaltung für die Baumaßnahme wurde, im Auftrag der Senatsverwaltung für Stadtentwicklung und Umwelt Berlin, durch das Ingenieurbüro Grassl Berlin in Zusammenarbeit mit dem Architekturbüro Strecker + Partner Berlin realisiert. Dem Entwurf (Bilder 12.6 und 12.7) liegen folgende wesentliche Gestaltungsmerkmale zu Grunde:

- beidseitige Verbreiterung der vorhandenen Spannbetonrahmenbrücke auf die historische Breite von 27 m,
- Positionierung der vier Obelisksen an ihren ursprünglichen Standorten,
- Beibehaltung der bestehenden Schifffahrtsöffnung von 24,55 m Breite und der lichten Höhe von 4,30 m,



Bild 12.1: Bestandsbauwerk, Seitenansicht Süd, Blickrichtung West (Quelle: Wikimedia Commons, User Beek100)



Bild 12.2: Bestandsbauwerk, Seitenansicht Süd, Blickrichtung Ost (Foto: Michael Hänig, ibb Mangold mbH Berlin)

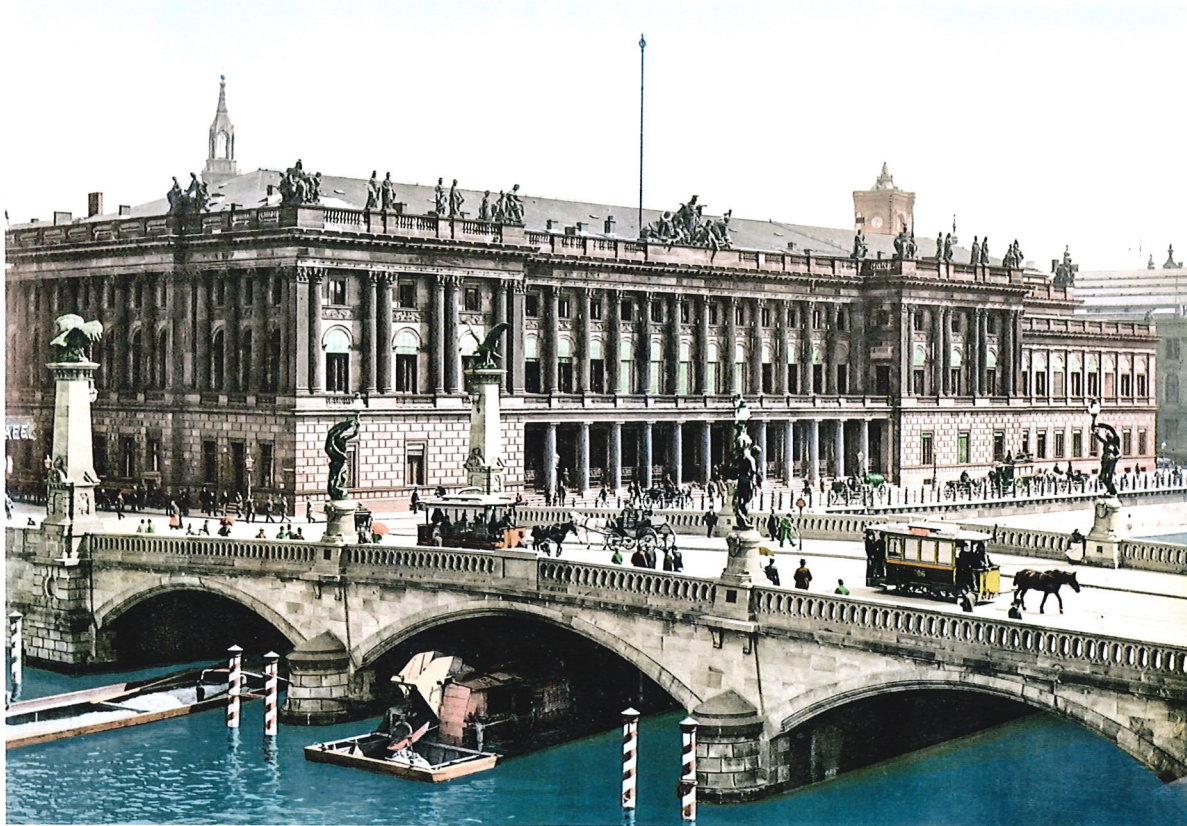


Bild 12.3: Steinerne Friedrichsbrücke mit Obelisksen um 1900 (Quelle: Wikimedia Commons, Library of Congress (US), Abt. Drucke und Fotografien, digitale ID: pmsca.00350)

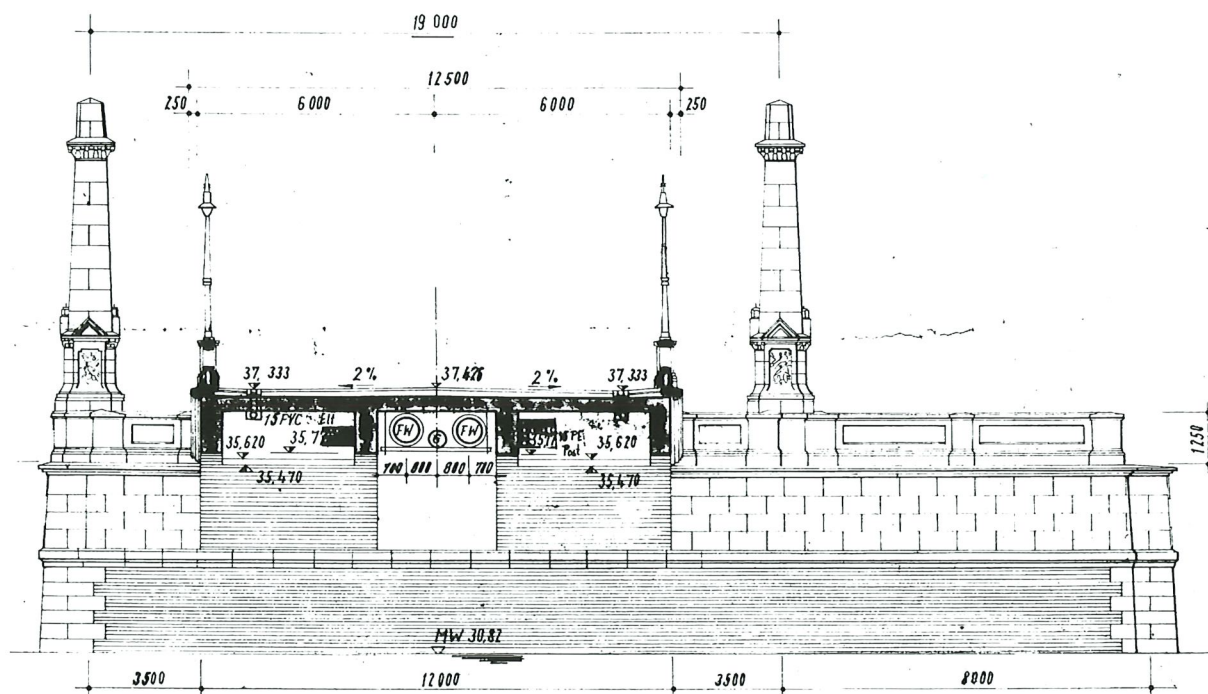
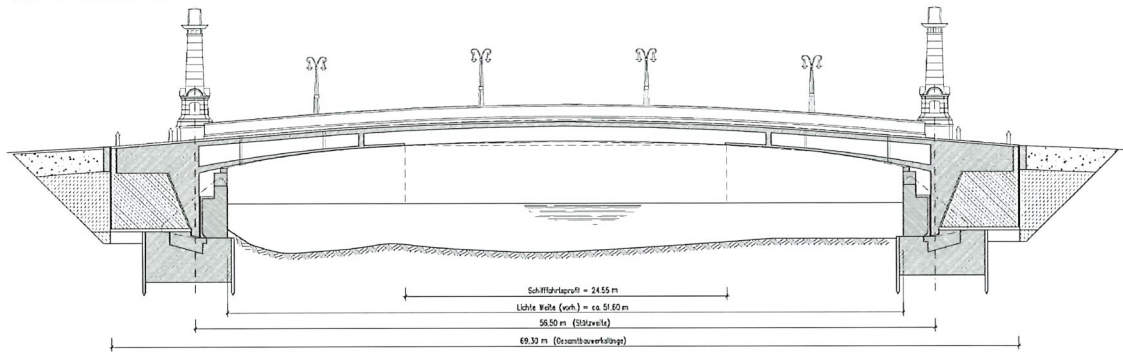
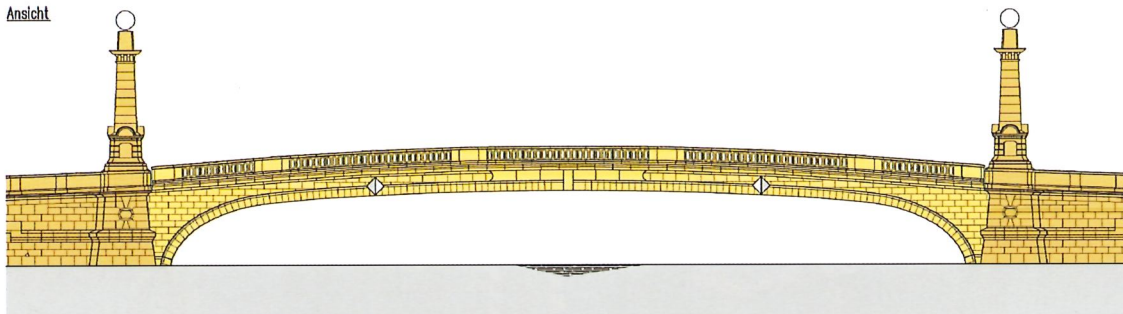


Bild 12.4: Querschnitt des Überbaus des 1982 errichteten Bestandsbauwerks vor dem Widerlager (Quelle: Ingenieurbüro Grassl Berlin)

Längsschnitt Spann beton-Rahmenbauwerk (1982)

**Bild 12.5:** Längsschnitt des Bestandsbauwerks (Quelle: Ingenieurbüro Grassl Berlin)

Ansicht

**Bild 12.6:** Auszug aus dem Entwurf: Ansicht der Friedrichsbrücke nach der Brückenverbreiterung (Quelle: Ingenieurbüro Grassl Berlin)**Bild 12.7:** Auszug aus dem Entwurf: visualisierte Ansicht der Südseite der Brückenverbreiterung (Quelle: Ingenieurbüro Grassl Berlin)

- Integration der Spannbetonrahmenbrücke mit den jeweils beidseitigen parallelen Brückenerweiterungen zu einer gestalterischen Gesamteinheit,
- stromaufwärts und stromabwärts: Anordnung jeweils uferseitiger Portale mit unterschiedlichen Radien, die sich im Weiteren mit dem 250-m-Radius des Mittelbereiches des Bestandsbauwerkes verbinden,
- Einbindung der Brücke in das Erscheinungsbild der Museumsinsel durch Verblendung mit Natursandstein,
- Erhalt der angrenzenden denkmalgeschützten Bausubstanz der bestehenden Uferwände und
- Rückbau, Instandsetzung und Wiederaufbau der auf der 1982 errichteten Spannbetonrahmenbrücke vorhandenen Sandsteinbrüstung gemäß Empfehlung des Denkmalrates Berlin.

12.3 Konstruktionsmerkmale der Brückenverbreiterungen

Die nördliche und die südliche Brückenverbreiterung wurden jeweils als Einfeld-Rahmenbauwerk in Stahlverbundbauweise konzipiert. Die Stützweite beträgt analog dem Bestandsbauwerk 56,50 m und die neue Gesamtbreite der Brücke zwischen den Brüstungen 26,25 m (Bilder 12.8 und 12.9).

Die Gründung der beidseitigen Brückenverbreiterungen erfolgte auf Bohrpfählen mit einem Durchmesser von 1,20 m. Die neuen Widerlager wurden in Stahlbeton hergestellt. Die Gründung und die Unterbauten wurden dabei räumlich vom Bestand der angrenzenden Uferwände sowie von den vorhandenen Alt-Fundamenten getrennt. Somit können Bauwerksverformungen der beiden Brückenverbreiterungen zwangungsfrei aufgenommen und unplanmäßige Belastungen auf die historischen Gründungskörper der Vorgängerbrücken aus Setzungen der neuen Widerlager vermieden werden.

Die neuen Überbauten der beidseitigen Brückenverbreiterungen wurden in Stahlverbundbauweise hergestellt. Die Stahlverbundträger binden als Rahmenriegel in die Widerlagerkonstruktionen ein. Die seitlichen Ansichtsflächen der Stahlverbundüberbauten wurden mit einer Vorsatzschale aus Natursandstein verkleidet.

Weiterhin sind vier Stück Stahlschürzen stromaufwärts und stromabwärts als vorgesetzte uferseitige Portale angeordnet. Da an diesen Stellen eine erhöhte Anprallgefahr durch die Schifffahrt besteht, sind diese Bereiche ausbetoniert. Die Unterkante der Brückenverbreiterungen außerhalb der Portale war im Endzustand parallel zur Unterkante der vorhandenen Spannbetonrahmenbrücke herzustellen.

Infolge des unterschiedlichen Verformungsverhaltens der beidseitigen Brückenverbreiterungen (Stahlverbund) und des Bestandsbauwerkes (Spannbeton) sind auch längs der Brückenaußenkanten des Bestandsbauwerkes Übergangskonstruktionen angeordnet.

12.4 Bauablauf

Während der Bauarbeiten war der Fußgängerverkehr (Zugang zur Museumsinsel) aufrechtzuerhalten. Der vor allem in den Sommermonaten starke Schifffahrtsverkehr auf der Spree-Oder-Wasserstraße musste über die gesamte Bauzeit ebenfalls gewährleistet werden. Die Montagearbeiten für die neuen Überbauten konnten somit nur nachts erfolgen. Infolge der innerstädtischen Lage und der unmittelbar angrenzenden, zum Teil denkmalgeschützten Bebauung waren besonders hohe Anforderungen an den Lärm- und Erschütterungsschutz einzuhalten.

Der gesamte Bauablauf erfolgte in fünf Bauphasen mit folgenden Hauptbauleistungen:

1. Bauphase:

- Rückbau Bestand: Obelisk und Brüstungen aus Natursandstein
- Herstellung Bohrpfahlgründung (Bilder 12.10 und 12.11)
- Einbringen Verbau hinter den neu herzustellenden Widerlagern

2. Bauphase:

- Herstellen wasserseitiger Verbau aus Spundwandprofilen
- Einbringen temporäres Leitwerk
- Herstellung der Unterbauten der beidseitigen Brückenverbreiterungen

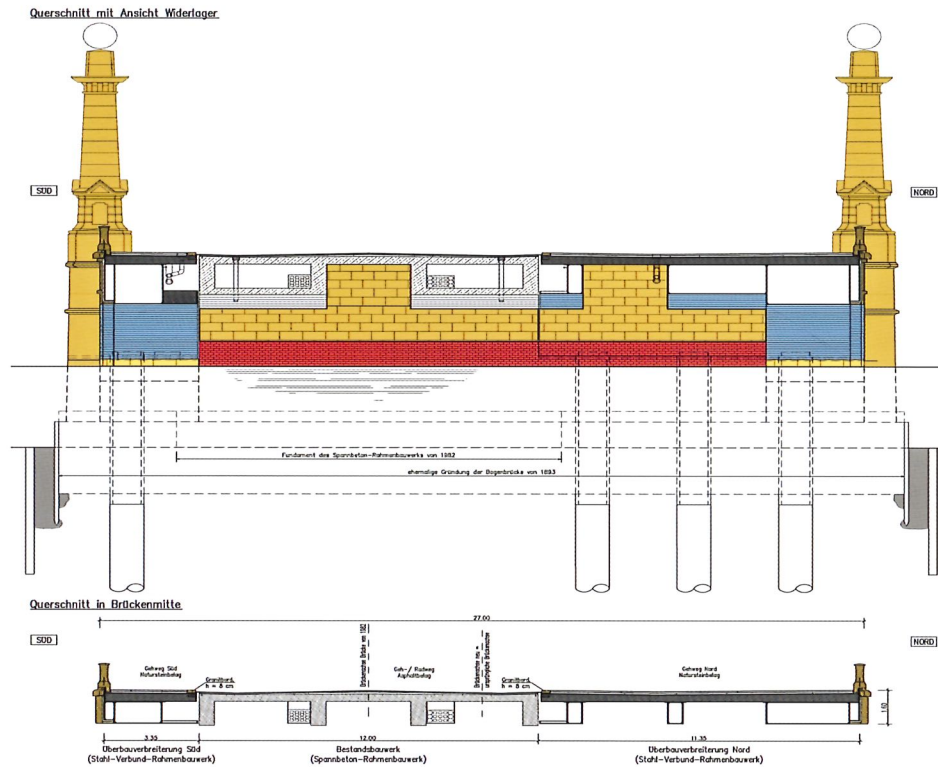


Bild 12.8: Auszug aus dem Entwurf: Querschnitt durch Brückenverbreiterung und Bestandsbauwerk vor Widerlager und in Brückenmitte (Quelle: Ingenieurbüro Grassl Berlin)

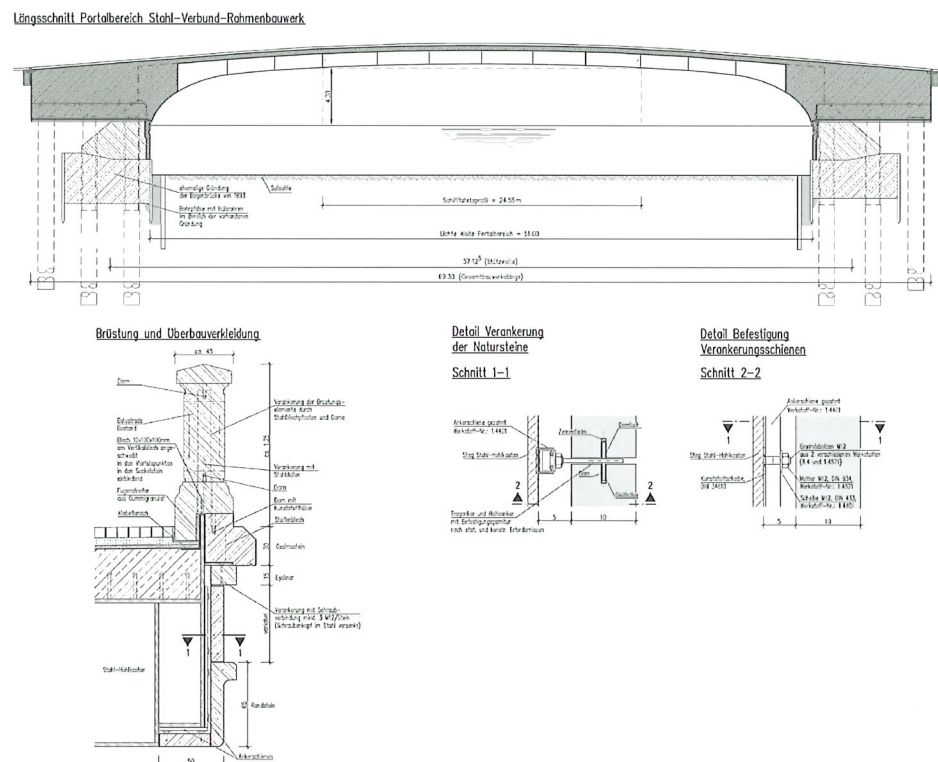


Bild 12.9: Längsschnitt durch Brückenverbreiterung und Detail Natursteinverkleidung am Überbau (Quelle: Ingenieurbüro Grassl Berlin)



Bild 12.10: Bohrpfahlarbeiten am Widerlager Seite Südwest unter beengten Platzverhältnissen (Foto: Steffen Metzner, ibb Mangold mbH Berlin)



Bild 12.11: Dynamische Pfahlprobebelastung (Foto: Steffen Metzner, ibb Mangold mbH Berlin)

3. Bauphase:

- Montage der Stahlträger des Stahlverbundüberbaus der beidseitigen Brückenverbreiterungen in Nachtsperrpausen (Bild 12.12)

4. Bauphase:

- Betonage der Überbauten der beidseitigen Brückenverbreiterungen
- Teilhinterfüllung der neuen Widerlager
- Abdichtung der neuen Stahlverbundüberbauten und Herstellung der Brückenbeläge
- Herstellung der Natursteinverkleidung und Wiederaufbau der Obeliskens und Brüstungen (Bild 12.13)

5. Bauphase:

- Rückbau der land- und wasserseitigen Verbauten
- Instandsetzung des Bestandsbauwerkes (Beläge, Abdichtung, Betoninstandsetzung)
- Einbau der Dalben für den Endzustand

Die Bilder 12.14 und 12.15 zeigen Eindrücke vom fertigen Bauwerk.

12.5 Technische Daten und Beteiligte

Technische Daten zu den Brückenverbreiterungen:

Statisches System:	Einfeld-Rahmenbauwerk auf elastisch gebetteten Rahmenstielen
Stützweite:	56,50 m
Lichte Weite:	ca. 51,60 m zwischen bestehenden Widerlagern und ca. 51,00 m in Portalbereichen
Kleinste lichte Höhe:	$\geq 4,30$ m über Bemessungswasserstand
Konstruktionshöhe:	variabel auf Grund der bogenförmigen Unterkante, in Brückenmitte ca. 1,04 m
Lastannahmen:	Fuß- und Radwegverkehr nach DIN-Fachbericht 101 (03/2009) unter Berücksichtigung eines Reinigungsfahrzeugs nach DIN-Fachbericht 101 (03/2009), zwei Achslasten mit 80 kN bzw. 40 kN
Material Überbau:	Stahl S235+N, Beton C45/55
Gründung:	Bohrpfähle $d = 1.200$ mm, Beton C30/37
Widerlager:	Schwergewichtswiderlager, Beton C30/37 und C35/45



Bild 12.12: Montage der Stahlträger des Überbaus in einer Nachtsperrpause der Spree (Quelle: Ingenieurbüro Grassl Berlin)



Bild 12.13: Montage der Natursteinverkleidung (Foto: Steffen Metzner, ibb Mangold mbH Berlin)



Bild 12.14: Übersichtsbild der Friedrichsbrücke, Blickrichtung Nord vom Berliner Dom nach erfolgter VOB-Abnahme (Quelle: Ingenieurbüro Grassl Berlin)



Bild 12.15: Unteransicht der Friedrichsbrücke nach Fertigstellung mit Blickrichtung auf das Widerlager Ost (Quelle: Ingenieurbüro Grassl Berlin)

Bauzeit: 2011 bis 2014

Für die Herstellung der beidseitigen Brückenverbreiterungen wurden 842 m Bohrpfähle, 1.742 m³ Beton, 182 t Betonstahl, 392 t Konstruktionsstahl sowie 2,14 t Kopfbolzen eingebaut.

Beteiligte:

Bauherr: Senatsverwaltung für Stadtentwicklung und Umwelt – XPIA, Berlin

Entwurfsplanung: Ingenieurbüro Grassl GmbH, Berlin

Ausführungsplanung: GMG Ingenieurgesellschaft Berlin mbH

Prüfstatik: Dr.-Ing. Peter Andrä

Bauüberwachung: ibb Mangold – Ingenieurgesellschaft für Bauwerkserhaltung u. Bauüberwachung mbH, Berlin

Bauausführung: Hentschke Bau GmbH Bautzen
Nachunternehmer Natursteinarbeiten: Nüthen Restaurierungen GmbH & Co KG Niederlassung Berlin

Die Baumaßnahme wurde mit Zuschüssen zur Förderung von Investitionen in nationale UNESCO-Weltkulturerbestätten kofinanziert. Die Gesamtkosten betrugen ca. 7,7 Millionen Euro.

12.6 Literaturverzeichnis

- [1] <http://de.wikipedia.org/wiki/Friedrichsbrücke>
(geprüft am 1.2.2015)

13 Egg-Graben-Brücke, Wildbrücke AM2, Lafnitzbrücke – Anwendung von neuen Bauverfahren für Brücken in Österreich

Prof. Dr.-Ing. Johann Kollegger; Dipl.-Ing. Sara Foremniak; Dipl.-Ing. Benjamin Kromoser
TU Wien, Institut für Tragkonstruktionen

Zusammenfassung

In dem vorliegenden Beitrag werden drei neue Ansätze zur Herstellung von Betonbrücken erläutert. Ein Kernpunkt der Forschungsarbeiten ist die Verbesserung der Dauerhaftigkeit und der Kosteneffizienz der neuen Bauverfahren. Bei dem ersten vorgestellten Projekt handelt es sich um die Egg-Graben-Brücke – eine Brücke, die im Wesentlichen keine schlaffe Bewehrung beinhaltet und nur mittels Spanngliedern mit nachträglichem Verbund bewehrt ist. Das zweite Projekt befasst sich mit der Konstruktion von Freiformflächen aus Beton und einem daraus abgeleiteten Bauverfahren für Schalenbrücken. Die Idee besteht darin, Betonschalen mit doppelter Krümmung aus einer zunächst ebenen Platte zu errichten. Eine Wildbrücke in Österreich wird mittels dieser Baumethode geplant. Das dritte beschriebene Brückenbauprojekt ist der Entwurf der Lafnitz- und Lahnbachbrücken für die S7 Fürstenfelder Schnellstraße in Österreich. Die Brücken werden mittels dem Brückenklappverfahren, einer an der Technischen Universität Wien entwickelten Brückenbaumethode, errichtet.

13.1 Einleitung

Den Baustoff Beton zeichnet neben seiner Dauerhaftigkeit und seiner Widerstandsfähigkeit gegen Umwelteinflüsse vor allem durch seine freie Formbarkeit aus. Bei der Formgebung und Bemessung ist allerdings zu berücksichtigen, dass die Zugfestigkeit des Betons nur einen Bruchteil der Druckfestigkeit beträgt. Die geringe Betonzugfestigkeit bedingt bei zugbeanspruchten Bauteilen das Einlegen von Bewehrung, die nach der Rissbildung im Beton die Zugkräfte zu übernehmen hat. Eine weitere Möglichkeit materialgerechten Bauens mit Beton ist neben dem Bewehren und Vorspannen der Bauwerke das Herstellen von Konstruktionen, in denen überwiegend Druckspannungen auftreten. In den nachfolgend präsentierten Beispielen – Bogenbrücke, Schalenbrücke und Brücke mit Druckstreben – wird die Formbarkeit des Betons unter Berücksichtigung des geringen Zugtragvermögens ausgenutzt, um durch eine günstige Ableitung der Kräfte in den Tragwerken Baustoffe und Ressourcen einzusparen.

Der Vorteil der freien Formbarkeit des Betons ist verbunden mit zusätzlichen Aufwendungen für die Herstellung eines Traggerüsts und einer Schalung. Die Forschungsaktivitäten am Institut für Tragkonstruktionen der TU Wien waren in den vergangenen zehn Jahren darauf gerichtet, Bauverfahren für Betonbrücken zu entwickeln, bei denen auf die Herstellung eines Traggerüsts und einer konventionellen Schalung verzichtet werden kann. Kosteneinsparungen können erreicht werden, wenn die Randbedingungen eines Brückenbauvorhabens den Einsatz der an der TU Wien entwickelten Technologien zulassen.

Die im Zuge der Forschungsaktivitäten entwickelten Bauverfahren sind neue Ansätze zur Herstellung von Betonbrücken. Ein erklärtes Ziel der Forschungsprojekte war, dass die nach den neuen Bauverfahren hergestellten Brücken mindestens die gleiche Dauerhaftigkeit wie die nach den bekannten Methoden hergestellten Betonbrücken aufweisen sollen. Durch die Entwicklung eines Bauverfahrens für Brücken ohne Betonstahlbewehrung und die konsequente Verwendung von Hochleistungsbeton in industriell hergestellten, dünnwandigen Betonfertigteilträgern konnten Bauverfahren entwickelt werden, die eine höhere Dauerhaftigkeit im Vergleich zu den bisher verwendeten Bauverfahren gewährleisten.

Die im Zuge der Forschungsaktivitäten entwickelten Bauverfahren sind neue Ansätze zur Herstellung von Betonbrücken. Ein erklärtes Ziel der Forschungsprojekte war, dass die nach den neuen Bauverfahren hergestellten Brücken mindestens die gleiche Dauerhaftigkeit wie die nach den bekannten Methoden hergestellten Betonbrücken aufweisen sollen. Durch die Entwicklung eines Bauverfahrens für Brücken ohne Betonstahlbewehrung und die konsequente Verwendung von Hochleistungsbeton in industriell hergestellten, dünnwandigen Betonfertigteilträgern konnten Bauverfahren entwickelt werden, die eine höhere Dauerhaftigkeit im Vergleich zu den bisher verwendeten Bauverfahren gewährleisten.

13.2 Bauverfahren für Brücken ohne Betonstahlbewehrung – Egg-Graben-Brücke

13.2.1 Forschungsprojekt

Bei Brückentragwerken aus Beton weist die konventionelle Abdichtung in der Praxis häufig keine zufriedenstellende Gebrauchsdauer auf. Fehlerhafte Abdichtungen führen zu Chlorideintrag in das

Tragwerk. Neben der Sanierungsanfälligkeit der Abdichtung stellt der Fahrbelag, der die Abdichtungen vor den Verkehrseinwirkungen schützen soll, ebenfalls einen Verschleißteil dar. Beide müssen in regelmäßigen Abständen erneuert werden, was neben der Beeinträchtigung des Verkehrs auch hohe Kosten verursacht. Aufgrund der hohen Erhaltungskosten von Brücken gibt es mittlerweile unterschiedliche Ansätze, um die Dauerhaftigkeit zu erhöhen.

Im Zuge des Forschungsprojektes *Vorgespannte Betonbrücken ohne Abdichtung und Fahrbelag* wurde eine Technologie entwickelt, mit der bewehrte Betonbrücken dauerhafter als bisher ausgeführt werden können. In Versuchen der Technischen Universität Wien wurde nachgewiesen [1], dass die Anforderungen an die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit in biegebeanspruchten Tragkonstruktionen auch ohne schlaffe Bewehrung erfüllt werden können. Zur Erreichung einer höheren Dauerhaftigkeit von Betonbrücken wird vorgeschlagen, Betonbrücken mit folgenden Merkmalen zu bauen:

- Die Brücke enthält Spannglieder mit nachträglichem Verbund und im Wesentlichen keine schlaffe Bewehrung.
- Die Vorspannbewehrung ist in Kunststoffhüllrohren mit abgedichteten Verankerungen angeordnet, wodurch diese zuverlässig vor Chloriden und somit Korrosion geschützt ist.
- Eine Abdichtung wird eingespart, weil keine vor Korrosion zu schützende Bewehrung im Brückenüberbau vorhanden ist.
- Auf einen Fahrbelag zum Schutz der Abdichtung kann verzichtet werden. Es wird vorgeschlagen, die Fahrbelag aus Hochleistungsbeton als oberen Teil der Konstruktion auszuführen.
- Für kürzere Brücken kann darüber hinaus auf die Anordnung von Lagern und Fahrbelagverläufen verzichtet werden (integrale Brücken).

Die wirtschaftliche Bedeutung liegt darin, dass derartige Brücken eine viel höhere Lebensdauer als konventionelle, mit schlaffer Bewehrung hergestellte Brücken aufweisen. Durch das Weglassen von Abdichtung und Fahrbelag und bei integralen Brücken auch von Lagern und Fahrbelagverläufen entfallen Verschleißteile und es entstehen dadurch zusätzliche Einsparungen für den Brückenerhalter.

Die Landesbaudirektion Salzburg konnte von dieser innovativen Idee überzeugt werden und hat deshalb im Jahr 2008 die Technologie beim Bau der Egg-Graben-Brücke ausgeschrieben. Bevor diese Baumethode angewendet werden konnte, mussten Großversuche durchgeführt werden, um realistische Aussagen über die Gebrauchstauglichkeit, die Duktilität und die Tragfähigkeit der im Zuge des Forschungsprojektes entwickelten Tragsysteme zu gewinnen [1].

13.2.2 Entwurf der Egg-Graben-Brücke

Die Egg-Graben-Brücke ist die erste Brücke in Österreich, bei der die Technologie des Vorspannens unter weitestgehendem Verzicht auf Betonstahlbewehrung für das Tragwerk angewandt wurde. Die Brücke wurde für den Ausbau der L109 Großarler Landesstraße im Straßenabschnitt km 8,32 errichtet und befindet sich zwischen *Alter Wacht* und der Streusiedlung Gollegg. Im Zuge des Entwurfs der Egg-Graben-Brücke wurden das Tragsystem, die Spannweiten, die Fundierungen, die Baustoffe und die Querschnittsabmessungen festgelegt.

Aufgrund der Steilheit des Geländes wurde ein Tragsystem angestrebt, das diesen Bereich stützenfrei überspannt. Dem Wunsch der Brückenbauabteilung des Landes Salzburg, ein integrales Brückenbauwerk zu planen, konnte nicht entsprochen werden. Für dieses Projekt wurde entschieden, die Fahrbelagplatte von den Widerlagerwänden durch Lager zu trennen, da die ersten Berechnungen zeigten, dass die zusätzliche Beanspruchung infolge Zwang aus Temperaturschwankung und Schwinden sehr große Zwangsspannungen verursachen würde.

Der Entwurf der Egg-Graben-Brücke wurde von Maillarts Schwandbachbrücke [2, 3], einer 37,40 m weit gespannten Bogenbrücke mit einer im Grundriss gekrümmten Fahrbelagplatte, inspiriert. Die Brücke wurde als Stabbogenbrücke entworfen und hat in der Brückenachse eine Tragwerkslänge von 50,69 m. Im Grundriss ist die Brücke gekrümmt. In Anlehnung an die Schwandbachbrücke ist die Grundrissform des Bogens auf der Bergseite geradlinig und auf der Talseite folgt die Krümmung der Fahrbelagplatte. Der Bogen weist im Auflagerbereich eine Dicke von 0,50 m auf. Sonst verläuft der Bogen konstant über die ganze Länge in einer Dicke von 0,40 m. Als Tragwerk wurde eine durchlaufende Spannbetonplatte, die vom Bogen gestützt wird, gewählt. Im mittleren Bereich der Brücke ist die Fahrbelagplatte mit dem Bogen

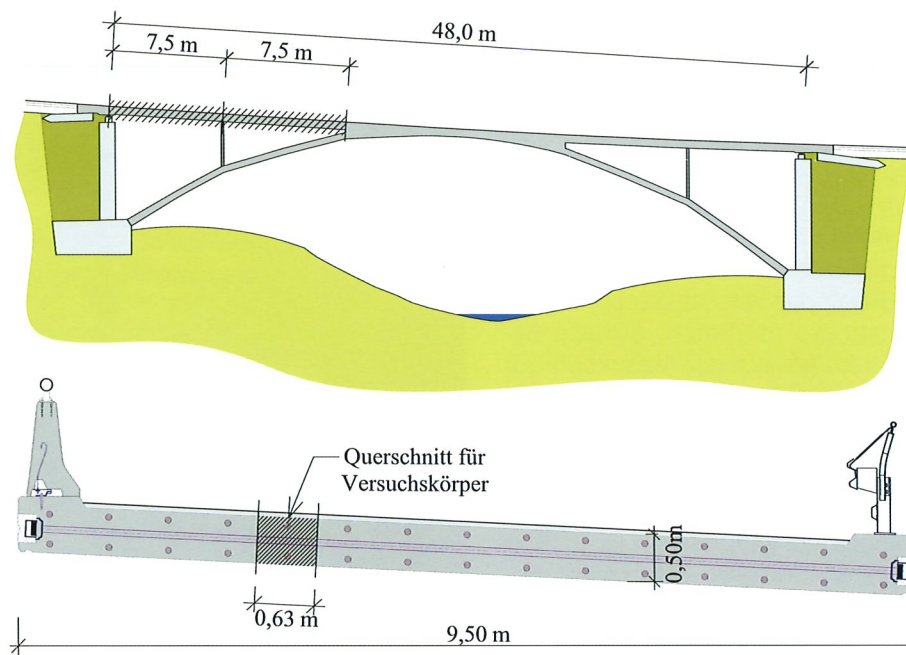


Bild 13.1: Längs- und Querschnitt der Egg-Graben-Brücke und Auslegung der Versuchskörper

verbunden, siehe Bild 13.1. Außerdem ist die Fahrbahnplatte noch durch zwei Scheiben gestützt, die sie mit dem Bogen verbinden. Die Wandscheiben wurden mit einer Dicke von 0,16 m ausgeführt. Die Widerlager sind um 30° zur Straßenachse verdreht. Die Fundamente der Widerlager wurden bis zur Baugrubensicherungswand ausgeführt und vollflächig im unverwitterten Fels gegründet.

Als Querschnitt der Fahrbahnplatte wurde eine Vollplatte mit 9,50 m Breite und einer Konstruktionsdicke von 0,50 m gewählt, siehe Bild 13.1. Die Fahrbahnplatte wurde in Längsrichtung und Querrichtung durch Spannglieder mit nachträglichem Verbund vorgespannt. Die Randbalken wurden in den Brückenquerschnitt integriert. Die Gesamtbrückenbreite an der Oberseite setzt sich wie folgt zusammen: 0,70 m (Abstand vorgesehen für die Betonleitwand) + 8,10 m Fahrbahn + 0,70 m (Abstand vorgesehen für die Leitschiene) = 9,50 m. Das fünffeldrige Objekt wurde gemäß ÖNORM EN 1991-2 nach Lastmodell 1 dimensioniert [4]. Es wurden die Einzeleinwirkungen aus Eigengewicht, Windlasten, Temperatureinwirkungen, außergewöhnlichen Einwirkungen und Verkehrslasten auf Brücken, die in den österreichischen Normen der Reihe ÖNORM EN 1991 [5] geregelt sind, berücksichtigt.

Für die Gewährleistung der Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit wurde die Fahrbahnplatte in Längs- und Querrichtung vorgespannt. Es ist im

Wesentlichen keine weitere Bewehrung aus Betonstahl vorhanden, außer im Rand- und Krafteinleitungsbereich der Ankerköpfe, wo eine Spaltzugbewehrung eingelegt wurde. Dort kam als Bewehrungsstahl Edelstahl 1.4571, BSt 500 zum Einsatz. Für die Längs- und Querrichtung wurden Spannglieder 07-150 ($A_p = 1050 \text{ mm}^2$) mit einer Spannstahlgüte St 1570/1770 verwendet. Die Spannglieder liegen in Kunststoffhüllrohren PT-PlusTM, wobei für die Verankerungen der Typ CS6-7 [6] verwendet wurde. Diese wurden mit einer permanenten Ankerkappe aus Kunststoff geschlossen und die Hüllrohre wurden nachträglich mit Zementmörtel ausinjiziert. Die Anzahl der Spannglieder wurde so gewählt, dass der Nachweis der Dekompression unter der häufigen Einwirkungskombination an jeder Stelle der Brücke erfüllt wird.

13.2.3 Großversuche

Wie bereits erwähnt, mussten, bevor diese Bauphase des Bauens ohne Betonstahlbewehrung angewendet werden konnte, Großversuche durchgeführt werden, um realistische Aussagen über die Gebrauchstauglichkeit, Duktilität und Tragfähigkeit der im Zuge des Forschungsprojektes entwickelten Tragsysteme zu gewinnen. Die Auslegung der zwei Versuchskörper in Bezug auf die geometrischen Abmessungen und das Spannsystem erfolgte in Anlehnung an die Egg-Graben-Brücke, siehe

Bild 13.1, mit den Abmessungen $l / b / h = 15,30 \text{ m} / 0,63 \text{ m} / 0,50 \text{ m}$.

Die Spanngliedführung erfolgte gerade, siehe Bild 13.2, nur an den Enden auf den letzten 1,50 m hin war ein Verzug der geraden Spanngliedführung aus geometrischen Gründen notwendig, da die Form und Größe der Ankerplatten keine andere Führung der Spannglieder zuließ, siehe Bild 13.3. Der Bewehrungsgehalt der Versuchskörper lag bei 52,30 kg Spannstahl pro m^3 Beton. Schlaife Bewehrung wurde nur im Bereich der Ankerköpfe zur Aufnahme der Spaltzugkräfte eingebaut.

Zwei Tage nach dem Betonieren erfolgte das Schwindvorspannen mit 30 % der vollen Vorspannkraft. Nach sieben Tagen wurde die volle Vorspannkraft durch einseitiges Vorspannen mit $F_p = 1400 \text{ kN}$ (vor Keileinzug) pro Spannglied aufgebracht. Anschließend wurden die Hüllrohre mit Einpressmörtel voll verpresst, um den Verbund zwischen Betonkörper und Spanngliedern herzustellen.

Aufgrund der großen Abmessungen und des Gewichts der Versuchskörper konnten die Versuche nicht im innerstädtischen Labor des Institutes durchgeführt werden, sondern wurden am Gelände der aufgelassenen Brückenwerkstatt der ÖBB in Wien durchgeführt. Bei den Versuchen erfolgte die Lastaufbringung symmetrisch jeweils 2,50 m vom Mittelaufleger entfernt und weggesteuert. Der Vergleich der im Versuch erreichten Traglasten mit den berechneten Werten zeigte, dass die Berechnung mit Mittelwerten gut mit den Versuchswerten übereinstimmt.

Grundsätzlich war bei beiden Versuchskörpern die Versuchsdurchführung gleich. Da die Auslegung der Versuchskörper sowie des Versuchsaufbaus die Möglichkeit bot, die Veränderung eines Zwangsmoments durch Kriechen zu beobachten, wurde beim zweiten statischen Versuch ein Zwangsmoment eingeprägt. Das abgeschlossene Rissbild des Versuches mit eingeprägtem Zwangsmoment zeigt Bild 13.4. Der durchschnittliche Rissabstand betrug beim Erreichen der Traglast 350 mm, der maximale 500 mm und der minimale 150 mm. In Bild 13.5 ist die Entwicklung des Momentenverlaufs über die Trägerlänge dargestellt. Der Momentenverlauf resultiert aus Eigengewicht und statischer Belastung, wobei in der graphischen Darstellung auf den quadratischen Verlauf infolge Eigengewichts aus Gründen der Darstellbarkeit verzichtet wurde.

Die Errichtung von rissefreien Betonbrücken mit korrosionsgeschützter Armierung kann mit dem



Bild 13.2: Schalung und Spannglieder des Versuchskörpers (Foto: TU Wien)

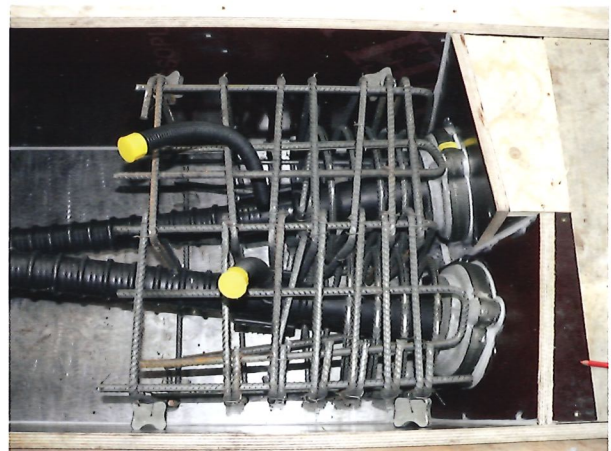


Bild 13.3: Spaltzugbewehrung des Versuchskörpers im Bereich der Ankerköpfe (Foto: TU Wien)

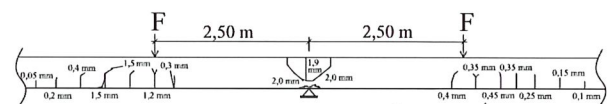


Bild 13.4: Rissbild des Versuchsträgers VK2 mit eingeprägtem Moment

beschriebenen System durchgeführt werden. Der Verzicht auf die Betonstahlbewehrung ist einerseits normativ zulässig, andererseits konnten die Anforderungen dieser Tragstruktur an die Gebrauchstauglichkeit, Duktilität sowie an die Tragfähigkeit experimentell nachgewiesen werden.

Erwartungsgemäß konnte festgestellt werden, dass die Vorspannung eine günstige Wirkung auf das Durchbiegungsverhalten hat. Es wurde auch gezeigt, dass bei Einsatz von Vorspannung ohne weitere schlaaffe Bewehrung ein ausreichend duktiles Nachbruchverhalten erreicht wird. Die Ankündigung des Versagens durch Verformungen, große Rissbreiten und schließlich durch das Abplatzen des Betons in der Druckzone, die bei der Bemessung von Stahlbetontragwerken implizit gefordert wird, wurde durch die Versuche in ausreichendem Maße nachgewiesen. In Tabelle 13.1 sind die Ergebnisse der Versuche gegenübergestellt.

13.2.4 Errichtung der Egg-Graben-Brücke

Im Herbst 2008 begannen die Arbeiten für den Unterbau. Vor dem Winter 2008 konnten noch ein Widerlager samt Böschungsflügel errichtet werden. Die Schalarbeiten für das zweite Widerlager für den Bogen begannen im darauffolgenden Frühjahr. Beim Betonieren des Bogens wurde jener Bereich, wo der Verschnitt mit dem Tragwerk stattfindet, ausgelassen. Dieser wurde dann gleichzeitig mit dem Tragwerk betoniert. Als Beton kam selbstverdichtender Beton zur Anwendung. Für die Bewehrung des Bogens wurde konventioneller Bewehrungsstahl verwendet. Für das Betonieren der schlanken aufgehenden Wandscheiben, die mit Edelstahl bewehrt wurden, kam ebenfalls selbstverdichtender Beton zur Anwendung.

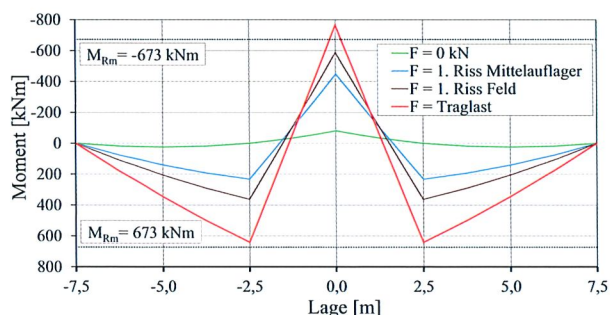


Bild 13.5: Momentenentwicklung des Versuchsträgers VK2 mit eingepprägtem Moment



Bild 13.6: Spanngliedführung im Tragwerk und Detail Abstandhalter (Foto: TU Wien)

Nach der Fertigstellung der Schalhaut für das Tragwerk wurden die Ankernischen montiert. Das Verbinden der 5 m langen Kunststoffhüllrohre erfolgte durch Spiegelschweißen. Für den lage- und höherichtigen Einbau der Spannglieder wurden diese bei jedem Kreuzungspunkt zwischen Längs- und Querspannglied mit Faserbetonblöcken unterstellt, siehe Bild 13.6.

Die Betonierarbeiten für das Tragwerk mit dem integrierten Randbalken fanden am 15. September 2009 statt, siehe Bild 13.7. Zwei Tage nach dem Betonieren erfolgte das Teilvorspannen mit 25 % der vollen Vorspannkraft. Für das Vorspannen wurde eine Reihenfolge vorgegeben, beginnend mit den Querspanngliedern, wobei zwischen den einzelnen Spannvorgängen jeweils vier Spannglieder ausgelassen wurden. Um einen gleichmäßigen Spannkraftverlauf über die Länge zu erhalten, wurden 50 % der Längsspannglieder von einem Widerlager und die anderen 50 % vom anderen Widerlager aus gespannt. Das Aufbringen der vollen Vorspannkraft erfolgte 13 Tage nach dem Betonieren. Die fertige Brücke ist in den Bildern 13.8 und 13.9 dargestellt. Die Egg-Graben-Brücke wurde im November 2009 in Betrieb genommen.

13.2.5 Fib-Award for Outstanding Concrete Structures

Auf dem Kongress der Fédération internationale du béton fib in Mumbai, Indien, wurde die Egg-Graben-Brücke im Februar 2014 mit dem fib Award for Outstanding Concrete Structures ausgezeichnet [7]. Dieser Preis wird nur alle vier Jahre an fünf herausragende Betonbauwerke – zwei Brücken



Bild 13.7: Betonieren des Tragwerks (Foto: TU Wien)

und drei Hochbauten – vergeben. Die Egg-Graben-Brücke ist das erste österreichische Bauwerk, das mit diesem seit 1990 verliehenen Preis ausgezeichnet wurde.

Projektdaten:

Auftraggeber:

Land Salzburg, Amt der Salzburger Landesregierung

Bauausführung:

Alpine Bau GmbH

Schalung: DOKA GmbH

Entwurf und Berechnung:

TU Wien

Planung:

BauCon ZT GmbH

Unterstützung des Forschungsvorhabens:

Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft mbH, Vereinigung der Österreichischen Zementindustrie, Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie, Land Salzburg, ÖBB Infrastruktur Bau AG, ALPINE Bau GmbH, STRABAG AG, Holcim (Wien) GmbH

13.3 Das “Pneumatic Forming of Hardened Concrete” (PFHC)-Schalenbauverfahren: Anwendung für die Errichtung einer Wildbrücke

Betonschalen als Tragwerke weisen ein sehr günstiges Tragverhalten auf. Große Spannweiten können mit einem verhältnismäßig geringen Materialaufwand realisiert werden. Wird die Form des Tragwerks günstig gewählt, treten im Querschnitt hauptsächlich gut vom Beton aufnehmbare Druckspannungen und nur geringe, für ein Schalentragswerk ungünstige, Biegespannungen und transversale Schubspannungen auf. Sind die Biegespannungen und transversalen Schubspannungen vernachlässigbar klein, spricht man von einem Membranspannungszustand. Um Schalen mit einem derartig günstigen Tragverhalten zu realisieren, ist es erforderlich, den Beton entsprechend der entworfenen Geometrie zu formen. Die gängigste Methode dafür ist die Herstellung einer Schalung, auf die der Beton im Bauzustand aufgebracht werden kann und die die Lasten aus dem Eigengewicht des Betons solange abträgt, bis der Beton genügend Festigkeit erlangt hat, um diese selbst zu tragen. Die bekanntesten Systeme dafür sind beispielsweise aufwändige konventionelle Holzschalungen mit Lehrgerüst oder alternative Systeme mit unterschiedlichen Arten pneumatischer Schalung. Konventionelle Holzschalungen können mit hoher Genauigkeit positioniert werden und liefern dadurch sehr genaue Bauwerksabmessungen. Nachteilig ist dabei der sehr hohe Arbeits- und Materialaufwand für die Herstellung der Schalung, der trotz der günstigen Tragwirkung der Schalentragswerke die Herstellung dieser in der Vergangenheit zunehmend unwirtschaftlicher machte. Die wesentlich günstigere alternative Herstellungsmethode mit Hilfe von pneumatischen Schalungen und Spritzbeton konnte sich aufgrund der schlechten Oberflächenqualität und großen Problemen mit Geometrieabweichungen und daraus entstehenden statischen Problemen mit ungeplanten Imperfektionen nicht durchsetzen. In [8] wird genauer auf die unterschiedlichen Arten von pneumatischen Schalungen eingegangen.

13.3.1 Grundzüge des PFHC-Verfahrens

Die an der TU Wien entwickelte PFHC-Baumethode (PFHC = Pneumatic Forming of Hardened Concrete) ermöglicht die Herstellung von Betonschalen



Bild 13.8: Seitenansicht der Egg-Graben-Brücke (Foto: © Pez Hejduk, Wien)



Bild 13.9: Untersicht der Egg-Graben-Brücke (Foto: © Pez Hejduk, Wien)

Tabelle 13.1: Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse der beiden Spannbetonbalken bei den Großversuchen

	Versuchskörper 1	Versuchskörper 2 (mit eingepprägtem Moment)
Rissmoment Mittelaufleger	-448 kNm	-422 kNm
Rissmoment Feld	363 kNm	381 kNm
max. Belastung	641 kN	644 kN
max. Stützmoment	-766 kNm	-705 kNm
max. Feldmoment	641 kNm	660 kNm
max. Querkraft	571 kN	556 kN
max. Verformung	20,5 mm	22,1 mm
Ø Rissabstand	35 cm	35 cm
max. Rissöffnung	2,8 mm	3,5 mm
max. Stauchung Betondruckrand	-4,21 ‰	-4,93 ‰
max. Dehnung Spannglied	10,27 ‰	11,67 ‰
max. Krümmung	0,0195 m ⁻¹	0,022 m ⁻¹
max. Momentenumlagerung Mittelaufleger	31 %	72 %
max. Momentenumlagerung Feld	23 %	37 %

mit positiver Gaußscher Krümmung aus ursprünglich ebenen Platten, wobei dabei vollkommen auf Schalung und Lehrgerüst verzichtet wird [8], [9], [10], [11]. Der wesentliche Unterschied zu bereits bekannten Bauverfahren ist, dass bei dieser Baumethode der ausgehärtete Beton verformt wird.

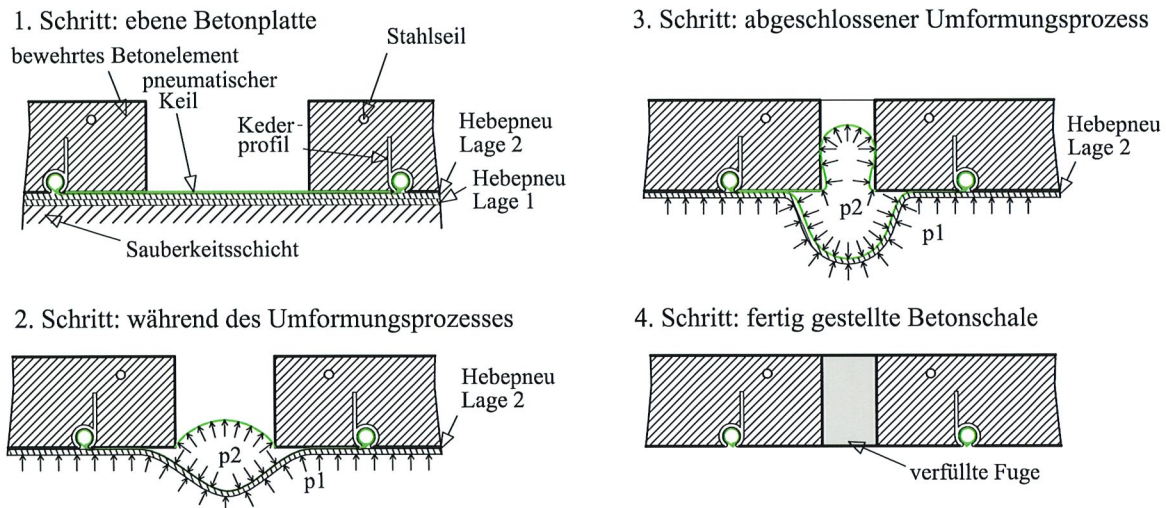
Die ursprünglich ebene Platte muss so beschaffen sein, dass die Stauchungen, die beim Übergang von einer ebenen in eine doppelt gekrümmte Form auftreten, aufgenommen werden können. Dazu wird die Zielform, eine Fläche mit positiver Gaußscher Krümmung, in abwickelbare und leicht biegbare, einfach gekrümmte Segmente zerteilt. Zwischen den Segmenten sind in der ursprünglich ebenen Betonplatte keilförmige Stauchungsfugen vorhanden. Wie in Bild 13.10 zu sehen ist, schließen sich beim Aufstellvorgang die Fugen und es entsteht die geplante Betonschale. Zum Umformen der Betonplatte zu einer doppelt gekrümmten Schale werden ein Luftkissen unter der Betonplatte und Spannritzen ohne Verbund verwendet, die entlang des Umfangs angeordnet sind. Durch Aufblasen des Hebeplaneus wird zuerst das Eigengewicht der Betonplatte kompensiert und anschließend die gesamte Platte verformt. Zugleich verkürzt sich der Umfang der Platte und die Spannglieder werden dementsprechend nachgestrafft. Durch die Vorverformung und den Luftdruck des

Luftkissens wird verhindert, dass die Betonplatte während des Spannens der Spannritzen lokal ausbeult.

In den keilförmigen Aussparungen zwischen den Segmenten werden pneumatische Keile angeordnet. Diese Pneus bilden eine Verbindung zwischen den Betonsegmenten und sind mit Hilfe von Kederschienen im Beton verankert (siehe Bild 13.11). Wenn beim Aufstellen die Vorspannkraft der Spannritzen in Ringrichtung zunimmt und gleichzeitig der unter der Schale befindliche Pneu aufgeblasen wird, werden die keilförmigen Pneus zusammengedrückt. Da in den pneumatischen Keilen ständiger Überdruck herrscht, besteht während des Umformungsprozesses kein Stabilitätsproblem.

Nach vollständiger Umformung werden die Spannritzen verkeilt und die Schale ist damit in ihrer Lage gesichert. Die geplanten Fugen zwischen den Segmenten werden im Anschluss mit aushärtendem Vergussmaterial verfüllt.

Möchte man bereits ausgehärtete Betonplatten verformen, so ist dies nur möglich, wenn die auftretenden Verzerrungen durch Dehnungen in der Bewehrung und durch Stauchungen in der Betondruckzone aufgenommen werden. Da die Summe der möglichen Stauchungen im Beton klein

**Bild 13.10:** Transformation einer ebenen Betonplatte in eine doppelt gekrümmte Schale**Bild 13.11:** Querschnitt der pneumatischen Keile

ist, wird die maximale Krümmbarkeit einer Betonplatte hauptsächlich durch die verwendete Bewehrung bestimmt. Um eine passende Materialkombination zu bestimmen, die die großen auftretenden Krümmungen aufnehmen kann, wurden Vorversuche zur Ermittlung der maximalen Dehnbarkeit und Biegsamkeit durchgeführt. Dabei wurden unterschiedliche Typen von Bewehrung mit unterschiedlichen Bewehrungsgraden und unterschiedlichen inneren Hebelarmen im Betonbauteil untersucht. Darauf basierend konnten Stahlseile als für die Anwendung am besten passend bestimmt werden. Diese ermöglichen große Dehnungen, weisen gute Verbundeigenschaften auf und sind einfach auf der Baustelle einzubauen.

Grundsätzlich umfasst die Herstellung einer Betonschale mit PFHC folgende Arbeitsschritte:

- Erstellen eines ebenen Unterbauplanums,
- Herstellen der keilförmigen Schalungselemente sowie der Randabschalung,
- Auflegen der als Hebepneu dienenden Pneufolien (z. B. Silo- oder Nylonfolie) auf das Unterbauplanum,

- Auflegen der keilförmigen Pneus mit bereits eingefädelt Keterschienen (zur Verankerung der Pneus im Beton) auf die Pneufolien,
- Positionieren der Schalungselemente auf den Pneufolien und den keilförmigen Pneus,
- Verlegen und Vorspannen der 5 mm starken Bewehrungsstahlseile,
- Verlegen der Querbewehrung (Durchmesser 6 mm),
- Betonieren der ebenen Platte,
- Herstellung der zweifach gekrümmten Schale durch Aufblasen und gleichzeitiges Vorspannen.

Da die aufnehmbaren Dehnungen in Beton und Bewehrung begrenzt sind, sinkt mit zunehmender Plattendicke die maximale Krümmbarkeit der einzelnen Betonelemente. Auf die Grenzen wird in [10] im Detail eingegangen. Im Rahmen von numerischen Simulationen von Biegeversuchen konnte gezeigt werden, dass, solange der Verbund zwischen dem Beton und den Stahlseilen gewährleistet werden kann, das Betonalter keinen wesentlichen Einfluss auf die Verformbarkeit der Platten hat [11]. Da beim Verfahren in den Betonplatten

feine Risse entstehen, kann das Tragwerk je nach Anwendung verspachtelt oder anschließend durch eine zusätzliche Aufbetonschicht verstärkt werden. Wird eine zusätzliche Aufbetonschicht angebracht, dient die "aufgeblasene" Schale als verlorene Schalung.

13.3.2 Großversuche zur Errichtung von Schalen mit PFHC

Das PFHC-Schalenbauverfahren wurde erstmals an einer rotationssymmetrischen Kugelschale praktisch getestet (Bilder 13.12 bis 13.14). Ausgehend von einer ebenen Betonplatte mit einem Durchmesser von 13,00 m und 50 mm Dicke wurde eine zweifach gekrümmte Kuppelschale mit einem Basisdurchmesser von 10,00 m und einer Höhe von rund 3,50 m gebaut (Bild 13.14). Auf die Eigenschaften der verwendeten Materialien wird in [9] eingegangen.

Nach einer Wartezeit von drei Monaten wurde der eigentliche Versuch, die Verkrümmung der ebenen Betonplatte zu einer zweifach gekrümmten Schale durchgeführt. Insbesondere die Druckregelung der 16 pneumatischen Keile stellte eine besondere Herausforderung dar, da die zu regelnden Drücke mit rund 100 mbar für die vorhandene pneumatische Regelungstechnik verhältnismäßig klein waren. Zur Abdichtung des Hebe pneumus wurde die unter der Betonplatte verlegte Silofolie in einem Abstand von 0,40 m zur Betonkante abgeschnitten, aufgeklappt und durch das Anspannen der Spannritzen abgedichtet. Die Betonplatte wurde anschließend durch das Aufblasen des Hebe pneumus und durch gleichzeitiges Vorspannen der Spannritzen zu einer zweifach gekrümmten Schale verformt.

In einem weiteren Versuch wurde die mögliche Anwendung des Schalenbauverfahrens an einer Freiformschale getestet (siehe Bild 13.15). Für die Herstellung dieser Schale wurde die ursprünglich glatte Betonschale in 24 einfach gekrümmte Segmente und eine Anschlussplatte im Scheitelpunkt zerteilt und anschließend abgewickelt. Die Segmentbreite betrug außen rund 1,90 m. Der Abstand der Keile bewegte sich an der Außenkante zwischen 250 mm und 350 mm. Die Dicke der Betonplatte betrug 50 mm und die Grundrissabmessungen der ebenen Platte betrugen 13,00 m x 19,50 m (siehe Bild 13.16). Im Endzustand erreichte die Schale eine Länge von 17,60 m, eine Breite von 10,80 m sowie eine Höhe von 2,90 m (siehe Bild 13.17). In den äußeren 500 mm der Platte wurde die Schalendicke auf 200 mm vergrößert, um das Gewicht

im Randbereich zu erhöhen und somit ein Abheben der Platte beim Aufstellvorgang zu verhindern.

Der Versuch zur Transformation von der ebenen Platte zur Freiformschale konnte sechs Tage nach dem Betonieren der Betonplatte reibungslos durchgeführt werden. Aus Gründen der Robustheit wurde die Silofolie, die beim Großversuch an der Kugelschale als Pneu verwendet wurde, durch eine Nylonfolie ersetzt. Um Relativverschiebungen zwischen den einzelnen Elementen zu vermeiden, wurden vor Versuchsbeginn zusätzliche Querverschubsicherungen angebracht (Stahlprofile in Bild 13.17).

Mit den beiden Großversuchen konnte gezeigt werden, dass das Verfahren sowohl für rotationssymmetrische Schalen als auch für frei geformte Schalen anwendbar ist. Das mögliche Einsatzspektrum ist somit sehr groß und könnte von einer simplen Grünbrücke (z. B. Wildquerung) durch das Einschneiden von zwei Portalen bis hin zum spektakulären Raum für Ausstellungen reichen. Die Machbarkeit vor Ort müsste von Fall zu Fall überprüft werden, aber viel mehr als eine ebene Arbeitsfläche wäre meist nicht notwendig. Bedingt durch die Tatsache, dass sich eine doppelt gekrümmte Betonschale mittels PFHC mit vergleichsweise geringem Aufwand herstellen lässt, ergeben sich viele Verwendungsmöglichkeiten für eine mit diesem Verfahren errichtete Schale. Die im zweiten Großversuch hergestellte Freiformschale wurde in zwei Abschnitten abgebrochen, um unterschiedliche Anwendungen vorzustellen. Im ersten Abbruch wurde ein "Portal" ausgebrochen, um die Verwendbarkeit als Wildbrücke zu überprüfen. In einem weiteren Abbruch wurde mehr als die Hälfte der Schale entfernt und es wurde die Anwendbarkeit als Konzertüberdachung demonstriert (siehe Bild 13.18).

13.3.3 Entwurf einer Schalenbrücke am Beispiel der Wildüberführung AM2 über die Koralmbahn

Aktuell befindet sich eine erste praktische Anwendung des Bauverfahrens für eine Wildbrücke über eine zweigleisige Bahnstrecke am Institut für Tragkonstruktionen an der TU Wien in Planung. Das Bestimmen einer optimalen Form für die freie Schalenform des Brückenobjektes AM2, bei der für eine Schale ungünstige transversale Schubspannungen und Biegemomente möglichst vermieden werden sollen, stellt einen komplexen Prozess dar. In mehreren Schritten wird ein Polygonnetz, das nach Fertigstellung der Optimierung die Form der

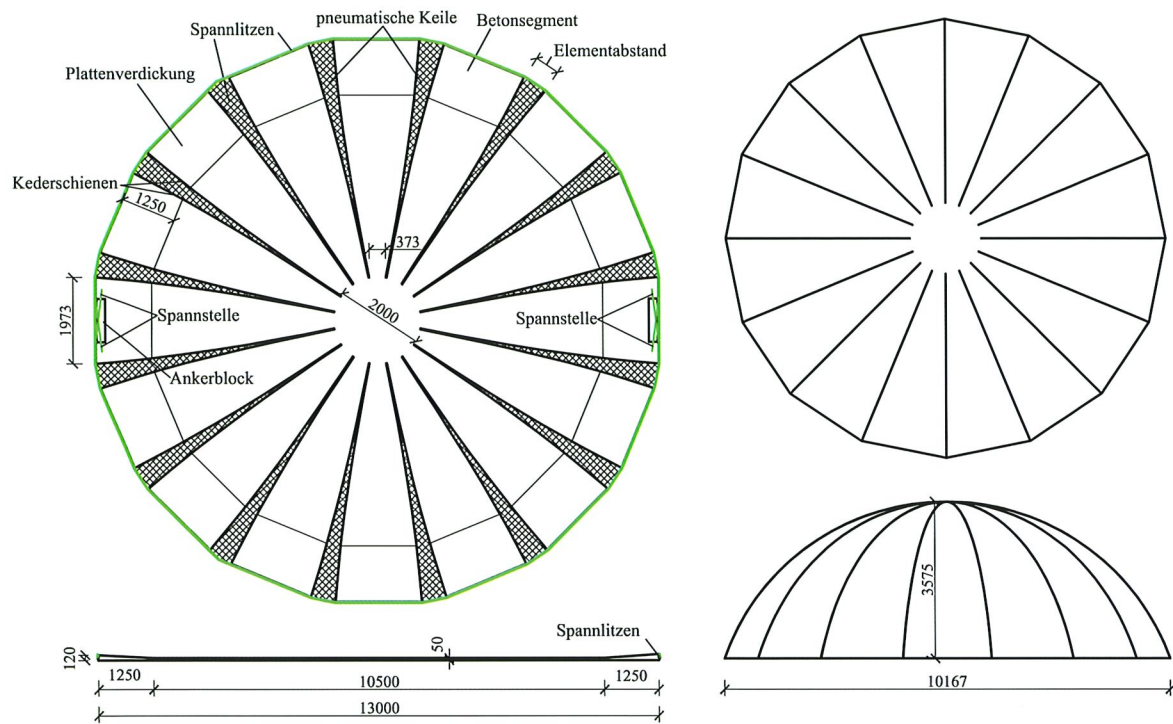


Bild 13.12: Übersichtsplan Kugelschale



Bild 13.13: Ebene Betonplatte (Foto: TU Wien)



Bild 13.14: Fertiggestellte Kugelschale (Foto: TU Wien)

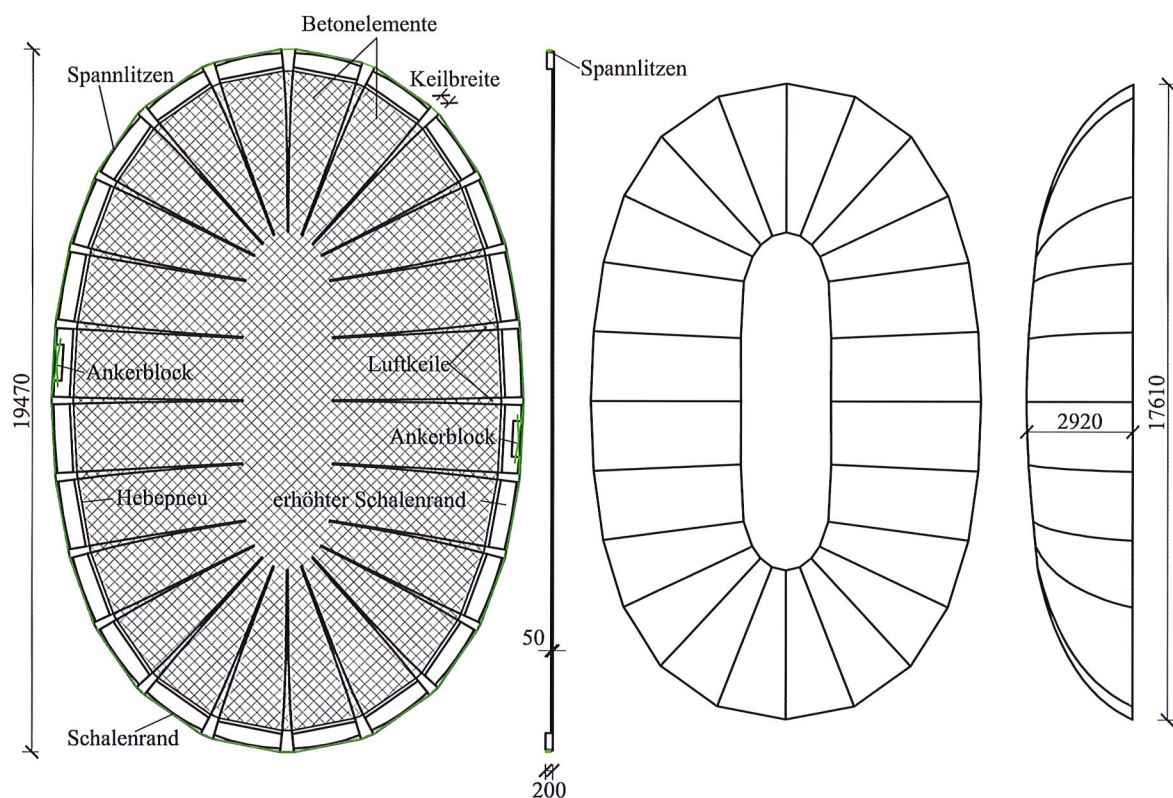


Bild 13.15: Übersichtsplan Freiformschale



Bild 13.16: Ebene Betonplatte für die Freiformschale (Foto: TU Wien)



Bild 13.17: Fertiggestellte Freiformschale (Foto: TU Wien)



Bild 13.18: Die Freiformschale als Konzertschale (Foto: TU Wien)

Brücke darstellt, mit den schlussendlich einwirkenden Kräften in umgekehrter Richtung belastet. Geht man von einer rein mit Eigengewicht belasteten Schale aus, wäre das ein reines Hängemodell. Da die Wildbrücke aber durch eine zusätzliche Überschüttung belastet wird, werden auch diese Kräfte in umgekehrter Richtung bei der Formfindung berücksichtigt. Die wichtigsten Randbedingungen sind dabei einerseits, eine Schale zu finden, die das erforderliche Lichtraumprofil mit einer möglichst kleinen Oberfläche umfasst, und andererseits die Minimierung von Horizontalschubkräften, da die Tragfähigkeit des Bodens hinsichtlich einer derartigen Belastung beschränkt ist. Berücksichtigt wird dabei in einem ersten Schritt das Eigengewicht der Struktur. Die dabei gefundene Form wird weiter mit den vertikalen und horizontalen Erdlasten und Nutzlasten optimiert. Die Bestimmung der Form wird im Rahmen des Projektes mit einer speziellen Programmierung von Kangaroo, einem Aufsatz für das Rhino-Plugin Grasshopper, realisiert und stellt einen iterativen Prozess dar. Um die Optimierungen zu überprüfen, werden die Formen anschließend mit einem FEM-Programm zusätzlich nachgerechnet.

Um PFHC nun für die Brücke anwenden zu können, ist es erforderlich die ursprünglich glatte, bei der Formfindung gefundene Struktur zu einer solchen aus einfach gekrümmten Flächen bestehenden Struktur zu diskretisieren und für das Betonieren der ebenen Betonplatte abzuwickeln. Einflussparameter sind dabei die einzuhaltenden Randbedingungen wie die Größe der gewählten Elementanschlussplatte im Scheitelpunkt sowie die Begrenzung der maximalen Krümmungen. Für die Zerlegung wird zuerst die perfekte glatte Struktur modelliert. Anschließend werden Größe und Form der am Scheitelpunkt angeordneten Anschlussplatte bestimmt. Nun wird die Mantelfläche mit Hilfe eines speziellen Algorithmus in mehreren Schritten zu einfach gekrümmten Flächen optimiert. Abschließend wird diese Struktur für die Herstellung der ebenen Betonplatte abgewickelt.

Der momentan in Planung befindliche Bauablauf soll analog zu dem in den Großversuchen durchgeführt werden. Zuerst werden die Widerlager betoniert und eine Sauberkeitsschicht hergestellt. Anschließend werden der Hebeplan, die pneumatischen Keile sowie die keilförmigen Abschalungen und die Randabschalung positioniert. Daraufhin wird die ebene Betonplatte mit den keilförmigen

gen Auslässen betoniert. Im nächsten Schritt wird die ebene Platte durch Aufblasen und gleichzeitiges Vorspannen in Ringrichtung zu der geplanten Geometrie verformt. Da die „aufgeblasene“ Betonschale für die Brücke als verlorene Schalung dient, wird nach dem Verfüllen der Fugen eine zusätzliche Aufbetonschicht aufgebracht. Nach Fertigstellung der Betonierarbeiten werden die Dämme an beiden Seiten stufenweise angeschüttet. Abschließend werden die Portale ausgebrochen und die Sauberkeitsschicht entfernt. Da die Gleisebene unter dem Niveau der Sauberkeitsschicht liegt, wird im letzten Arbeitsschritt noch bis zur geplanten Soltiefe ausgehoben. Bild 13.19 zeigt eine Visualisierung der fertig gestellten Brücke.

Projektdaten:

Auftraggeber:

ÖBB Infrastruktur AG

Entwurf und Berechnung:

TU Wien

Planung:

Zimmermann Consult ZT

Unterstützung des Forschungsvorhabens:

Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft mbH, Österreichische Bautechnik Vereinigung, DOKA GmbH, ÖBB Infrastruktur AG, ASFINAG, STRABAG AG, Porr Bau GmbH, ALPINE Bau GmbH, Bilfinger Baugesellschaft mbH, HABAU Hoch- und Tiefbaugesellschaft mbH, Swietelsky Baugesellschaft mbH, Holcim (Wien) GmbH, TIWO Wopfinger Tiefbau- und Umweltbaustoffe GmbH, Lafarge Zementwerke GmbH, Sika Österreich GmbH, Festo Gesellschaft mbH

13.4 Brückenklappverfahren – Lafnitz- und Lahnbachbrücken auf der S7

13.4.1 Grundzüge des Verfahrens

Das Brückenklappverfahren ist eine neue Baumethode, die aufbauend auf dem Bogenklappverfahren an der Technischen Universität entwickelt wurde, und die sich durch die Möglichkeit auszeichnet, eine Brücke ohne Traggerüst herstellen zu können. Die Brückenträger werden dabei als Fertigteile in vertikaler Lage montiert. Mit Hilfe von Druckstreben und rotationsfähigen Gelenken können die Brückenträger anschließend in die endgültige horizontale Lage geklappt werden. Das Funktionsprinzip ähnelt dem eines Regenschirms. Bei geeigneten topographischen Randbedingungen ist

das Brückenklappverfahren eine wirtschaftliche Alternative zum Taktschiebverfahren und zum Freivorbau. Auch für die Herstellung von Ersatzbauwerken bietet das Brückenklappverfahren Vorteile, da der Klappvorgang weniger Zeit beansprucht als das Einschieben eines Brückenträgers und die vertikale Montage auch unter beengten Platzverhältnissen möglich ist. Die Druckstreben reduzieren die Spannweite der Brückenträger und ermöglichen beträchtliche Masseneinsparungen. Das Brückenklappverfahren ist besonders vorteilhaft bei Brücken mit hohen Pfeilern und bei Spannweiten zwischen 50 m und 250 m einsetzbar. Ein Einsatz des Brückenklappverfahrens ist jedoch auch für Brücken mit niedrigen Pfeilern, durch den Einsatz von Hilfspfeilern, möglich [12, 13].

Im Zuge eines Forschungsvorhabens wurde eine Reihe von Großversuchen durchgeführt, um die Machbarkeit des Brückenklappverfahrens zu demonstrieren und durch die praxisnahe Erprobung der Halbfertigteile Optimierungsmöglichkeiten und konstruktive Detaillösungen zu erarbeiten. Es konnte gezeigt werden, dass die Herstellung von Brücken mit trogförmigen Halbfertigteilen unter Verwendung von Elementdecken beziehungsweise Doppelwandelementen technisch möglich ist. Im Vergleich zu Stahlträgern können bei ähnlichen Hubgewichten beträchtliche Kosteneinsparungen auf Grund der günstigen Baustoffpreise von Beton realisiert werden.

13.4.2 Entwurf der Lafnitz- und Lahnbachbrücken auf der S7

Im Rahmen des Auftrages der ASFINAG Bau Management GmbH für die S7 Fürstenfelder Schnellstraße, Fürstenfeld-Heiligenkreuz, wird es zur Erstanwendung des Brückenklappverfahrens bei den Brücken über die Lafnitz und den Lahnbach kommen. Die Längen der Lafnitz- und Lahnbachbrücken werden 116 m und 100 m betragen. Die Brücken werden als zweifeldrige Spannbetontragwerke mit getrennten Tragwerken je Fahrbahnrichtung mit einer Breite von 14,50 m ausgeführt. Der Tragwerksquerschnitt wird durch einen zweistetigen Plattenbalken gebildet, dessen Konstruktionshöhe 2,00 m beträgt, siehe Bild 13.20, Schnitt B-B. Da nur die Stege der Plattenbalken geklappt werden, handelt es sich um vier separate Brückenklappvorgänge, die für die Konstruktion einer Brücke durchgeführt werden müssen.

Das Brückenklappverfahren ist aufgrund der ökologischen Verhältnisse des Standorts, der sich

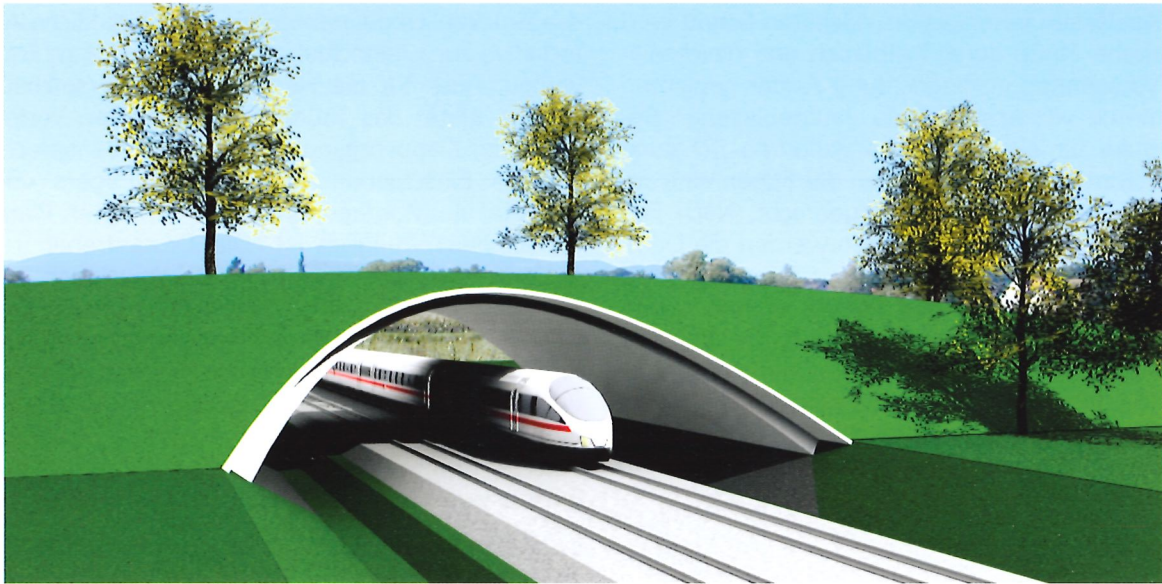


Bild 13.19: Visualisierung der Wildüberführung über die Koralmbahn (Visualisierung: Zechner & Zechner, Wien)

mittlen im Naturschutzgebiet Natura 2000 befindet, eine optimale Lösung für die Errichtung der Brücke. Während des ganzen Bauvorganges ist nur ein Eingreifen in die Natur im Bereich der Pfeiler und der Widerlager erlaubt. Um diese Bedingungen zu erfüllen, standen drei Baumethoden zur Verfügung: Freivorbau, das Einschieben einer Stahlbrücke und das Brückenklappverfahren. Die mittels Brückenklappverfahren entworfene Brücke überzeugte durch ihre Schlankheit, siehe den Vergleich mit der rot markierten Stahl-Beton-Verbundbrücke mit einer Konstruktionshöhe von 4,60 m in Bild 13.20. Die lichte Höhe über dem Urgelände beträgt für die Brückenklappvariante ca. 8,00 m und liegt somit über der geforderten lichten Höhe für Hochwild von 5,00 m. Zusätzlich konnte gezeigt werden, dass die Klappbrückenvariante nur 70 % der Stahl-Beton-Verbundbrücke kosten würde. Bei dem Brückenentwurf unter Anwendung des Brückenklappverfahrens wurden die Widerlager und die Achse der Mittelpfeiler im Vergleich zu der Stahl-Beton-Verbundbrücken-Variante um 30 ° gedreht, um die Brücke besser an den Verlauf des Flusses anzupassen, siehe hierzu Bild 13.20.

Der Bauablauf spielt bei dem Entwurf von Brücken, die mittels des Brückenklappverfahrens gebaut werden, eine wesentliche Rolle. Er ist in Bild 13.21 dargestellt. Um das Gewicht der während der Klappvorganges bewegten Elemente so klein wie möglich zu halten, wurden die Druckstreben und die Brückenträger aus dünnwandigen Fertigteil-elementen geplant. Durch die Verwendung von Fer-

tigteilelementen werden einerseits ein schneller Bauablauf gewährleistet, andererseits das Gewicht der Elemente minimiert und, da die Fertigteile als verlorene Schalung wirken, die Baukosten reduziert. Die dünnwandigen Druckstreben und Brückenträger werden während der Bauphasen unterschiedlich belastet und müssen somit auf alle Belastungen dimensioniert werden, wodurch sich die Schlankheit der einzelnen Elemente ergibt.

Die ersten Bauphasen der Lafnitz- und Lahnbachbrücken unterscheiden sich keineswegs von einem herkömmlichen Brückenbauprojekt. Es werden die Gründung hergestellt und Fundamente, Widerlager wie auch Pfeiler betoniert. Da es sich bei den Lafnitz- und Lahnbachbrücken um Brücken mit niedrigen Pfeilern handelt, muss für den Klappvorgang ein Hilfspfeiler errichtet werden. Im Anschluss können die Druckstreben (Bild 13.21, Bauphase 1) und die Brückenträger (Bauphase 2 in Bild 13.21) montiert werden. Die Druckstreben bestehen aus Doppelwandelementen mit einer Wandstärke von 70 mm und Seitenwänden mit einer Wandstärke von 100 mm. Die Trogquerschnitte der Brückenträger (Stege des Plattenbalkens) bestehen aus 70 mm dicken Fertigteilen, die durch eine 120 mm dicke Bodenplatte verbunden werden. Aus transport- und platztechnischen Gründen bestehen die 35,50 m langen Brückenträger aus zwei Teilen mit Längen von 19,00 m und 16,50 m, die mittels hochfestem Mörtel und vier Monolitzen verbunden werden (Bild 13.21).

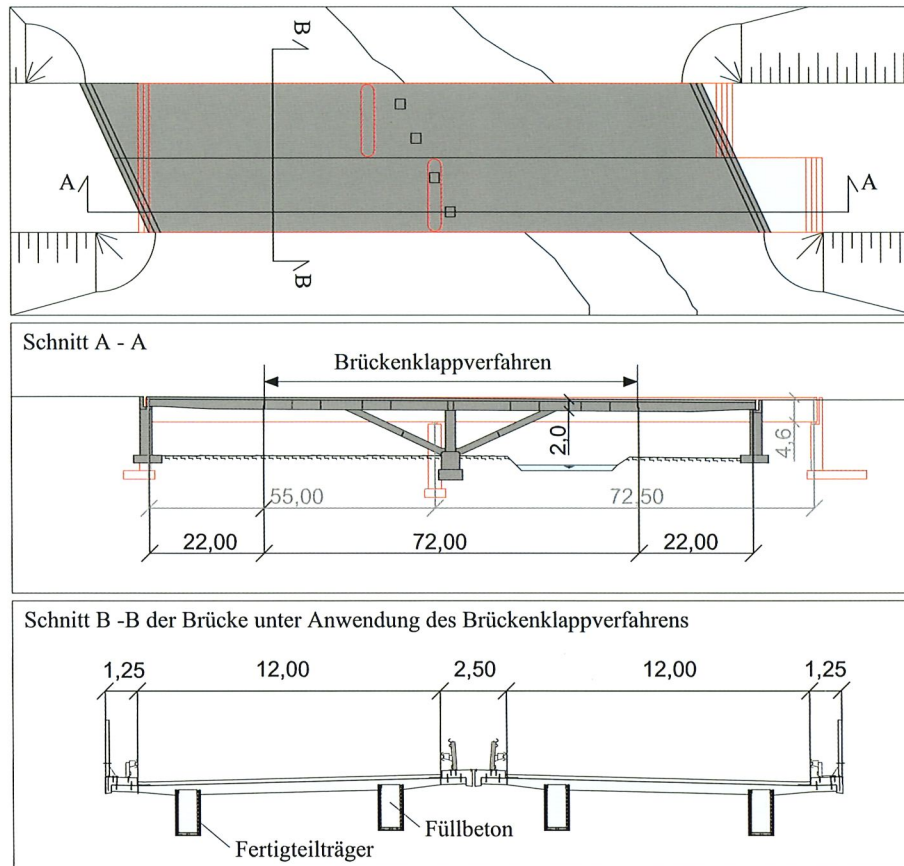


Bild 13.20: Vergleich der Brückenentwürfe für die Lafnitz-Brücke, einerseits bei Anwendung des Brückenkippverfahrens und andererseits für eine Stahl-Beton-Verbundbrücken-Variante (rot dargestellt)

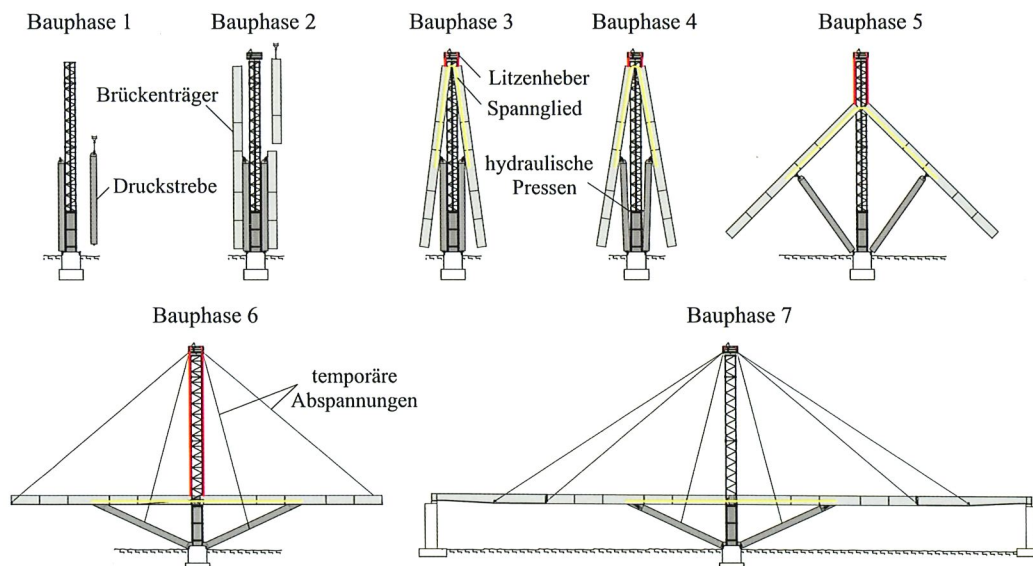


Bild 13.21: Bauphasen für die Lafnitz- und Lahnbachbrücken



Bild 13.22: Großversuch für die Ausführung der S7-Brücken: Brücke in Bauphase 2 (Foto: TU Wien)

Für den Klappvorgang ist die Verbindung der zwei Brückenträger an der Spitze eine Voraussetzung. Die Verbindung wird mittels eines Spanngliedes, bestehend aus 16 Monolitzen, hergestellt (Bild 13.21, Bauphase 3, Monolitzen in Gelb dargestellt). Um den Klappvorgang zu initiieren, ist das Aufbringen einer kleinen Horizontalkraft von Nöten. Zwei hydraulische Pressen, die am Brückenpfeiler angebracht werden, setzten das Aufklappen mit einer Kraft von 20 kN in Gang (Bauphase 4). Das Klappverfahren kann nun, mit Hilfe von Litzenhebern, kontrolliert durchgeführt werden (Bauphase 5, Litzenheber in Rot dargestellt).

Nachdem die Brückenträger ihre Endposition erreicht haben, können sie mittels der Spannglieder eingerichtet und die Knoten Druckstrebe-Brückenträger und Brückenträger-Pfeiler mit Ortbeton ausgefüllt werden. Temporäre Abspannungen werden angebracht und der Knoten Druckstrebe-Pfeiler ausbetoniert (Bauphase 6 in Bild 13.21),

bevor die fehlenden Teile des Brückenträgers, die ebenfalls aus im Werk vorgefertigten Elementen bestehen, eingehoben werden (Bauphase 7). Das Ausbetonieren des nun durchlaufenden Brückenträgers erfolgt schichtweise. Ist der Beton ausgehärtet, können die Abspannungen gelöst, der Hilfspfeiler abgebaut werden und die Konstruktion der nächsten Klappbrücke (nachfolgender Steg des Plattenbalkens) beginnen. Es müssen insgesamt vier Klappvorgänge durchgeführt werden. Die Bauphasen 1 bis 7 werden für alle vier Klappvorgänge gleich ausgeführt. Im Anschluss kann die Fahrbahnplatte mit einem Verbundschalwagen betoniert werden.

Das Rotieren der dünnwandigen Trogquerschnitte, die unterschiedlichen Spannvorgänge, das Ausbetonieren der Trogquerschnitte, die Umlagerung und Vorspannung von den dünnwandigen Trogquerschnitten auf den Füllbeton, das Betonieren der Fahrbahnplatte und alle Belastungen, die auf die fertige Brücke einwirken, spielen eine wichtige Rolle bei der Dimensionierung der genauen Abmessungen der einzelnen Elemente.

13.4.3 Großversuche und Weiterentwicklung für die Anwendung von Fertigteilen im Brückenbau

Um die Machbarkeit und das Verhalten von dünnwandigen vorgespannten Trägern zu untersuchen, wurden aufbauend auf den Entwürfen für die Brücken der S7 Großversuche durchgeführt. Einer der Großversuche entsprach einem Klappvorgang der Lafnitzbrücken im Maßstab 1:0,7. Die Druckstreben und Brückenträger bestanden wie bei den S7-Brücken aus dünnwandigen Fertigteilen, wobei die 25,00 m langen Brückenträger eine Höhe von 1,26 m und eine Breite zwischen 0,70 m und 1,40 m hatten. Die Verbreiterung der Träger wurde wie auch bei den S7-Brücken bei der Verbindung mit der Druckstrebe ausgeführt, siehe Bild 13.22. Die Wandstärken der Fertigteile und die Bodenplatten der Brückenträger entsprachen den Abmessungen der S7-Brücken mit 70 mm und 120 mm.

Die Montage der Brückenelemente wie auch das Brückenklappverfahren wurden wie das der geplanten S7-Brücken, mit der Ausnahme der Verwendung von zwei Mobilkränen, anstatt der Litzenheber für der Absenkvorgang (siehe Bild 13.23), durchgeführt. Insgesamt dauerte der Aufbau und Klappvorgang vier Tage, siehe Bild 13.24. Im Gegensatz zu den S7-Brücken wurden die Brückenträ-



Bild 13.23: Großversuch für die Ausführung der S7-Brücken: Brücke in Bauphase 5 (Foto: TU Wien)



Bild 13.24: Fertiggestellter Großversuch für die Ausführung der S7-Brücken (Foto: TU Wien)

ger des Großversuchs nicht ausbetoniert. Lediglich der Knoten, der beide Brückenträger mit dem Pfeiler verbindet, wurde aus Steifigkeitsgründen mit Beton ausgegossen. Es konnte bewiesen werden, dass das Brückenklappverfahren schnell und effizient ausführbar ist und dass alle Konstruktionsdetails, die für das Klappverfahren von Wichtigkeit sind, funktionieren.

Zusätzlich zu den 1:07-Großversuchen wurden einzelne Fertigteilträger zur praxisnahen Erprobung zahlreichen Belastungstests unterzogen. Die Herstellungsverfahren für trogförmige Fertigteilträger wurden ebenfalls untersucht. Einerseits wurde der Querschnitt aus Elementdecken zusammengesetzt, wie es auch bei den 1:0,7-Großversuchen der Brückenklappverfahrens der Fall war, andererseits wurde versucht, durch die Verwendung von Doppelwandelementen den Vorfertigungsgrad weiter zu erhöhen. Es konnte gezeigt werden, dass mit beiden Varianten wirtschaftlich Fertigteilträger hergestellt werden können [14, 15].

Der aus Fertigteildecken hergestellte, trogförmige Träger wurde nach der Fertigung ausbetoniert. Um die Belastung des Füllbetons aufnehmen zu können, musste der Träger stufenweise, je nach Menge des Füllbetons, vorgespannt werden. Neben einer ausführlichen Dokumentation des Verhaltens der Fertigteilträger während des Vorspann- und Füllvorgangs wurde eine Langzeitmessung durchgeführt, um die Kriechverformungen der hoch vorgespannten Fertigteile und die Umlagerung der Vorspannkraft in den Füllbeton feststellen zu können.

Um das Verbundverhalten zwischen Fertigteil und Füllbeton und die Schubtragfähigkeit bei unterschiedlicher Verbügelung zu untersuchen, wurde der ausbetonierte Träger Torsionsbelastungen ausgesetzt.

Das Stabilitätsverhalten der dünnwandigen Fertigteilträger wurde bei einem weiteren Versuch an einem 30 m langen, aus Doppelwandelementen bestehenden und aus vier 7,50 m langen Einzelstücken zusammengesetzten Träger untersucht. Die dünnwandigen Fertigteilträger müssen hoch vorgespannt werden, um die Belastung des Füllbetons aufnehmen zu können. Um Aussagen über den Grenzwert der zulässigen Druckspannung treffen zu können und um ein örtliches Stabilitätsversagen bei hohen Druckspannungen auszuschließen, wurde an diesem Versuchsträger ein zentrischer Druckversuch durchgeführt. Mit diesem Versuch konnte gezeigt werden, dass das Versagen der Trägers durch das Erreichen der Betonfestig-

keit und nicht durch ein Stabilitätsversagen ausgelöst wird.

Da das Brückenklappverfahren für Brücken mit Spannweiten bis zu 250 m angedacht ist, wurden auch größere Kastenquerschnitte aus dünnwandigen Fertigteilen entworfen, hergestellt und getestet [16]. Im Rahmen von unterschiedlichen Forschungsprojekten wurden mehrere Brücken mit unterschiedlichen Spannweiten, Querschnitten und Pfeilerhöhen entworfen. Die durchgeführten Großversuche lieferten wertvolle Erkenntnisse, um Montagearbeiten optimieren und konstruktive Details verbessern zu können.

Projektdaten:

Auftraggeber:

ASINAG BAU MANAGEMENT GmbH

Entwurf und Berechnung:

TU Wien und Kollegger GmbH

Planung:

Schimetta Consult ZT GmbH

Unterstützung des Forschungsvorhabens:

Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft mbH, Verband Österreichischer Beton- und Fertigteilwerke, ASFINAG, ÖBB Infrastruktur AG, Franz Oberndorfer GmbH & Co KG

13.5 Schlusswort

Die Verbesserung der Dauerhaftigkeit und die Reduzierung von Baukosten sind die zwei Hauptziele der drei vorgestellten Forschungsprojekte. Im Zuge von mehreren Forschungsvorhaben wurden die Brückenbaumethoden zur praxisnahen Erprobung zahlreichen Belastungstest und numerischen Simulationen unterzogen. Durch die Entwicklung eines Bauverfahrens für Brücken ohne Betonstahlbewehrung und die konsequente Verwendung von Hochleistungsbeton in industriell hergestellten dünnwandigen Betonfertigteilträgern konnten Bauverfahren entwickelt werden, die eine höhere Dauerhaftigkeit im Vergleich zu den bisher verwendeten Bauverfahren gewährleisten.

Im Fall der ersten vorgestellten Baumethode konnte gezeigt werden, dass bei dem Einsatz von Vorspannung ohne weitere schlaffe Bewehrung im Brückenbau alle Anforderungen in Bezug auf die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit erfüllt werden. Die Dauerhaftigkeit der Brücke hängt nur von der Dauerhaftigkeit des Betons ab, wenn die Korrosion der Bewehrung

verhindert werden kann. Keine zusätzliche Bewehrung ist für den Bau von vorgespannten Brücken notwendig, wenn Spannglieder mit nachträglichem Verbund in Kunststoffhüllrohren und abgedichteten Verankerungen verwendet werden. Das Bauverfahren für Betonbrücken ohne Betonstahlbewehrung fand seine erste Anwendung bei der Egg-Graben-Brücke und wurde 2014 mit dem fib Award for Outstanding Structures ausgezeichnet.

Der vorliegende Beitrag zeigt mittels des zweiten vorgestellten Projektes, dass PFHC eine wirtschaftliche Alternative zu den konventionellen Schalenbauverfahren darstellt, mit der Material und Arbeitszeit gespart werden können. Die als Bewehrung verwendeten Stahlseile entsprechen den Anforderungen einer guten Krümmbarkeit, guten Verbundeigenschaften und einer hohen Bruchdehnung, sodass die einzelnen Elemente entsprechend verformt werden können. Anhand der bereits durchgeführten Großversuche wurde gezeigt, dass das Verfahren auch baupraktisch umsetzbar ist. Schalen stellen nach wie vor wirtschaftliche Tragwerke dar, mit denen große Spannweiten mit geringem Materialaufwand realisiert werden können. Die neue Baumethode soll zeitgemäße Entwürfe für räumlich gekrümmte Tragwerke umsetzbar machen und die Entwicklung, Schalen wieder vermehrt in der Praxis einzusetzen, unterstützen.

Ein wesentlicher Vorteil des Brückenklappverfahrens ist die verkürzte Bauzeit und das Freibleiben des Lichtraumprofils unterhalb der Brücke während der gesamten Bauzeit. Mit den bisherigen Ergebnissen aus Großversuchen konnte gezeigt werden, dass die Herstellung der Brückenträger aus dünnwandigen vorgespannten Fertigteilen technisch möglich ist und gegenüber Ortbeton-Spannbetonträgern eine wirtschaftliche Alternative zur Errichtung von Brücken darstellt. Im Vergleich zu Stahlträgern können bei ähnlichem Hubgewicht während der Montage beträchtliche Kosteneinsparungen auf Grund der günstigeren Baustoffpreise von Beton realisiert werden. Im Rahmen des Auftrages der ASFINAG Bau Management GmbH für die S7 Fürstenfelder Schnellstraße, Fürstenfeld-Heiligenkreuz wird die Erstanwendung des Brückenklappverfahrens bei den Brücken über die Lafnitz und den Lahnbach erfolgen.

Danksagung

Die Autoren danken der Österreichischen Forschungsförderungsgesellschaft (FFG), ASFINAG, ÖBB Infrastruktur AG, Vereinigung Österreichischer Beton- und Fertigteilwerke (VÖB), doka, Strabag, Porr, Alpine, Bilfinger, Habau, Swietelsky, Hol-

cim, Lafarge, Wopfinger, sika und Festo für die finanzielle Unterstützung und die gute Zusammenarbeit. Zusätzlich gilt ein großer Dank der Firma Schimetta Consult GmbH für die Zusammenarbeit bei der Planung der S7-Brücken, der Firma baucon ZT für die Zusammenarbeit bei der Planung der Egg-Graben-Brücke und der Firma Franz Oberndorfer GmbH & Co KG für die Unterstützung bei der Durchführung der Großversuche und die Bereitstellung des Areals für die Großversuche.

13.6 Literaturverzeichnis

- [1] BRUSCHETINI-AMBRO, Z.: Betontragwerke ohne Bewehrung aus Betonstahl. Dissertation Technische Universität Wien, 2008
- [2] BILLINGTON, D. P.: Robert Maillart und die Kunst des Stahlbetonbaus. Verlag für Architektur Artemis, 2005
- [3] MARTI, P.; MONSCH, O.; SCHILLIG, B.: Ingenieur-Betonbau. Gesellschaft für Ingenieurbaukunst, 2005
- [4] ÖNORM EN 1991-2, EUROCODE 1: Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken. Ausgabe 08/2004
- [5] EN 1992-1-1, EUROCODE 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken; Teil 1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau. Ausgabe 2005
- [6] BERGER, J.: Betonbrücken ohne Abdichtung und Fahrbahnbelag. Dissertation, Technische Universität Wien, 2012
- [7] FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (FIB): 2014 fib Awards for Outstanding Concrete Structures. International Federation of Structural Concrete, Lausanne, 2014
- [8] KROMOSER, B.: Pneumatisches Verformen von ausgehärtetem Beton – die Errichtung von Betonschalen aus ursprünglich ebenen Platten. Dissertation, Technische Universität Wien, 2015
- [9] KROMOSER, B.; KOLLEGGER, J.: Herstellung von Schalenträgwerken aus Beton mit der "Pneumatic Wedge Method" – Ein neues Bauverfahren für den Bau von zweifach gekrümmten Betonflächen. Beton- und Stahlbetonbau 109 (2014) 8, S. 557-565

- [10] KROMOSER, B.; KOLLEGGGER, J.: Application areas for pneumatic forming of hardened concrete. Submitted to the Journal of the International Association for Shell and Spatial structures (IASS), 2014.
- [11] KROMOSER, B.; KOLLEGGGER, J.: Pneumatic forming of hardened concrete – building shells in the 21st century. Submitted to Structural Concrete (Journal of the fib), 2014.
- [12] GMAINER, S.: Brückenklappverfahren – Untersuchungen zur Entwicklung eines praxistauglichen Bauverfahrens. Dissertation, Technische Universität Wien, 2011
- [13] KOLLEGGGER, J.; FOREMNIAK, S.; SUZA, D.; WIMMER, D.; GMAINER, S.: Building Bridges using the balanced lift method. Structural Concrete 15 (2014) 3, S. 281-291
- [14] WIMMER, D.: Dünnwandige Beton-Fertigteilträger im Brücken- und Ingenieurbau. BFT International 79 (2013) 8, S. 44-51
- [15] WIMMER, D.; KLEISER, M.: Precast Reloaded – Fertigteile im Brückenbau wieder im Vormarsch. Schriftenreihe der ASFINAG 7 (2012), S. 19-26
- [16] FOREMNIAK, S.: Bridge girders out of hollow wall elements and ultra-thin precast elements. In: Bastien, J.; Rouleau, N.; Fiset, M.; Thomassin, M. (Hrsg.): Proceedings of the 10th fib International PhD Symposium in Civil Engineering am 21.07.2014 in Quebec, Quebec: Université Laval Québec, 2014, S. 297-301

14 Feuerverzinken im Brückenbau – Anwendung und aktuelle Forschungsergebnisse

Holger Glinde
Institut Feuerverzinken

14.2 Feuerverzinkte Stahlkonstruktionen im Brückenbau

14.2.1 Forschungsprojekt „Feuerverzinken von Stahlbauteilen im Stahl- und Verbundbrückenbau“

14.1 Einleitung

Stahlbauteile an Stahl- und Verbundbrücken wurden in Deutschland bisher zumeist durch Beschichtungen vor Korrosion geschützt, obwohl diese nur eine Schutzdauer von rund 25 bis 33 Jahren bieten und danach erneuert werden müssen. Die dauerhaftere Feuerverzinkung kam bisher selten zum Einsatz, da ihr Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit von zyklisch belasteten Bauteilen nicht ausreichend erforscht war. Aktuelle wissenschaftliche Untersuchungen belegen nun, dass eine Feuerverzinkung auch für dynamisch belastete Bauwerke wie Straßenbrücken geeignet ist. Zudem wurde der Nachweis für eine theoretische Korrosionsschutzdauer von 100 Jahren für stückverzinkte Brückenbauteile erbracht. Hierdurch wurde der Weg für das Feuerverzinken als Korrosionsschutz an Stahl- und Verbundbrücken freigemacht, ein Beispiel zeigt Bild 14.1. Studien zur Wirtschaftlichkeit zeigen, dass eine Feuerverzinkung nicht nur langfristig, sondern bereits bei den Erstkosten günstiger ist. In Nachhaltigkeitsvergleichen zeigen feuerverzinkte Stahlbauteile geringere Umweltauswirkungen als beschichtete Stahlbauteile.

Eine weitere Einsatzmöglichkeit der Feuerverzinkung ist der Korrosionsschutz von Bewehrungsstahl an Brückenbauwerken, speziell in tausalzbelasteten Bereichen sowie in konstruktiven Problemzonen mit geringer Betonüberdeckung. Die Dauerhaftigkeit von brückentypischen Verschleißteilen wie Brückenkappen, die in der Regel nach 30 Jahren erneuert werden müssen, kann hierdurch erheblich verbessert werden.

Vorabbemerkung: Die Ausführungen in Abschnitt 14.2.1 wurden dem Forschungsbericht [1], teilweise mit geringfügigen Änderungen, entnommen.

Für den Korrosionsschutz von atmosphärisch beanspruchten Stahlbauteilen unter vorwiegend ruhender Beanspruchung hat sich das Feuerverzinken bewährt, eine Korrosionsschutzdauer von vielen Jahrzehnten ohne Wartung und Instandhaltung ist die Regel. Daher stimmt bei vielen feuerverzinkten Bauwerken die Korrosionsschutzdauer der Feuerverzinkung mit der Nutzungsdauer des Bauwerkes überein. Im Vergleich zu handelsüblichen, organischen Korrosionsschutzsystemen, die erfahrungsgemäß in Abständen von 25-33 Jahren erneuert werden müssen, ist Feuerverzinken unter Einbezug der Nutzungsdauer von Stahlbauten die wirtschaftlichste Korrosionsschutzmaßnahme. Für den Einsatz der Feuerverzinkung im Stahl- und Verbundbrückenbau fehlten bisher grundlegende wissenschaftliche Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten feuerverzinkter Brückenkonstruktionen und -details unter zyklischen Verkehrsbeanspruchungen. Die Regelungen im Eurocode 3 (DIN EN 1993-2:2010-12) bzw. Eurocode 4 (DIN EN 1994-2:2010-12) für den im Brückenbau notwendigen Ermüdungsnachweis gelten nicht für feuerverzinkte Bauteile, der Anwender hatte bisher somit keine Möglichkeit, feuerverzinkte Brücken auf Basis geltender Normen bzw. Regelwerke gegen Werkstoffermüdung auszulegen. Des Weiteren waren wissenschaftliche Untersuchungen zum Korrosionsschutzverhalten einer Feuerverzinkung vor dem Hintergrund einer 100-jährigen Nutzungsdauer einer Brücke bei aktuellen klimatischen Umweltbedingungen zu erbringen.

Ziel dieses Forschungsvorhabens war die Erarbeitung und Bereitstellung der wissenschaftlich und technisch erforderlichen Grundlagen zur Verwen-



Bild 14.1: An der Stoneham-Brücke in Quebec kamen feuerverzinkte Stahlbauteile und feuerverzinkter Bewehrungstahl zum Einsatz. (Foto: American Galvanizers Association)

derung der Feuerverzinkung im zyklisch beanspruchten Stahl- und Verbundbrückenbau bei einer angestrebten Nutzungsdauer von 100 Jahren.

Dazu wurde im Rahmen des Forschungsprojekts Feuerverzinken im Stahl- und Verbundbrückenbau unter der Federführung der TU Dortmund zusammen mit der staatlichen Materialprüfungsanstalt und dem Institut für Werkstoffkunde (MPA-IfW) der TU Darmstadt der Einfluss der Feuerverzinkung auf das Ermüdungsverhalten an Stahl- und Verbundbrückenkonstruktionen kleiner und mittlerer Spannweiten untersucht. Des Weiteren erfolgten Untersuchungen am Institut für Korrosionsschutz Dresden GmbH (IKS Dresden GmbH) zur Schutzdauer der Feuerverzinkung des Stahlbaus sowie thermisch gespritzter Zinküberzüge für Montageschweißstöße bei verschiedenen korrosiven Belastungen zum Nachweis einer angestrebten Nutzungsdauer der Stahl- und Verbundbrückenkonstruktionen von 100 Jahren. Die Struktur des Forschungsprojektes ist schematisch in Bild 14.2 dargestellt.

Zusammenfassung der Forschungsergebnisse

Durch ein breites Spektrum an Ermüdungsversuchen konnte nachgewiesen werden, dass eine Feuerverzinkung die Dauerfestigkeit von Baustahl im Vergleich zum unverzinkten Zustand signifikant

verringert. Als ursächlich für den Abfall der Dauerfestigkeit wird die Ausbildung des Zinküberzuges mit den im unbelasteten Ausgangszustand vorhandenen Mikrorissen in der δ_1 -Phase angesehen. Diese Mikrorisse wachsen unter einer Ermüdungsbeanspruchung in das Grundmaterial bzw. begünstigen die Rissbildung im Grundwerkstoff durch eine mikroerbbedingte Spannungsüberhöhung. Für die Bemessung von Brücken kleinerer und mittlerer Spannweite nach den Regeln des Eurocode 3-1-9:2010-12 ergeben sich jedoch nur moderate Abminderungen um maximal einen Kerbfall für die geprüften Konstruktionsdetails. Dies führt nicht zwingend zu der Notwendigkeit einer Vergrößerung der Querschnitte, da der Nachweis gegen Werkstoffermüdung in diesem Spannweitenbereich häufig nicht maßgebend für die Querschnittswahl ist.

Die Untersuchungen zu den aktuellen Korrosivitäten in Deutschland belegen, dass die atmosphärische Belastung im Vergleich zum Jahr 1983 deutlich verringert ist und der Korrosionsschutz des Konstruktionsstahls durch eine Feuerverzinkung für die Nutzungsdauer von 100 Jahren theoretisch und ohne nennenswert zusätzlichen Aufwand umsetzbar ist. Auslagerungsversuche an einer Brücke über eine Autobahn zeigen, dass unter dem dort vorherrschenden Mikroklima von einer Korrosivitätskategorie C4 auszugehen ist.

Auf Basis der ausgelagerten Proben kann gezeigt werden, dass mit im Stahlbau üblichen Zinküberzugsdicken von $>200\text{ }\mu\text{m}$ Korrosionsschutzdauern von 100 Jahren erreicht werden können. Durch die Versuche zur Ausbesserung praxisrelevanter Baustellenschweißstöße mit thermisch gespritzten Zinküberzügen und die Identifizierung von möglichen Fehlerquellen, konnte zudem eine geeignete Ausbesserungstechnologie auf Basis der Spritzverzinkung entwickelt werden.

Das vorgestellte Forschungsvorhaben Feuerverzinken im Stahl- und Verbundbrückenbau zeigt, dass die Feuerverzinkung als Korrosionsschutz für dynamisch belastete Stahl- und Verbundbrücken kleiner und mittlerer Spannweiten geeignet ist. Die erarbeiteten Ergebnisse sind in einer Arbeitshilfe zur Anwendung der Feuerverzinkung im Stahl- und Verbundbrückenbau anwendungsgerecht aufbereitet und können direkt technisch umgesetzt werden.

14.2.2 Wirtschaftlichkeit von feuerverzinkten Stahlkonstruktionen im Brückenbau

Im Auftrag der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) [2] wurde durch die Universität Stuttgart die Wirtschaftlichkeit von beschichteten und feuerverzinkten Brückenbauwerken am Beispiel einer Brücke in integraler Verbundbauweise mit einer Spannweite von 45 Metern verglichen. Die Untersuchung kam zu dem Ergebnis, dass die feuerverzinkte Brücke in allen Kostenkategorien gegenüber der beschichteten Brücke kostengünstiger ist. In der Untersuchung lagen die Herstellkosten der feuerverzinkten Brücke um 0,5 Prozent unter den Herstellkosten der beschichteten Brücke. Hierbei ist jedoch zu berücksichtigen, dass aufgrund preislicher Bandbreiten dieser Herstellungskosten vorteil nicht in allen Fällen eintreten muss. Betrachtet man die Lebenszykluskosten über einen Nutzungszeitraum von 100 Jahren, wird durch die feuerverzinkte Brücke eine Kostenersparnis von 10 Prozent bezogen auf die Gesamtkosten erreicht. Durch Wartungs- und Instandsetzungsarbeiten an Brücken kommt es zumeist zu einer Behinderung von Verkehrsteilnehmern, die sich in verlängerten Fahrzeiten sowie erhöhten Kraftstoffverbräuchen und erhöhtem Fahrzeugverschleiß durch Stop-&-Go-Fahrweise ausdrückt. Dies lässt sich wirtschaftlich als sogenannte externe Kosten beziffern. Die externen Kosten der feuerverzinkten Brücke liegen rund 20 Prozent niedriger als bei der untersuch-

ten beschichteten Brücke, was in absoluten Zahlen rund 700.000 Euro ausmacht.

In der an der Technischen Universität Dresden durchgeführten Studie Beschichtungssysteme für den Korrosionsschutz von Brückenbauwerken im Wirtschaftlichkeitsvergleich [3] wurden empirisch an Hand des Neubaus einer Stahlverbundbrücke die anfallenden Korrosionsschutzkosten für eine organische Beschichtung und eine Feuerverzinkung bei einer Brücken-Nutzungsdauer von 100 Jahren bestimmt. Für die Beschichtung wurden Volnerneuerungen nach 33 und nach 66 Jahren zu Grunde gelegt. Die Schutzdauer der Feuerverzinkung entspricht der Nutzungsdauer ohne zusätzliche Instandsetzungen. Die Erstschutzkosten der Beschichtung lagen um 14 Prozent über den Erstschutzkosten der Feuerverzinkung. Bei der Betrachtung der gesamten Korrosionsschutzkosten über 100 Jahre inklusive der Kosten für Bauwerkprüfungen lagen die Beschichtungskosten bei einem Diskontierungssatz von 3 Prozent um 50 Prozent über den Kosten für die Feuerverzinkung.

14.2.3 Nachhaltigkeit von feuerverzinkten Stahlkonstruktionen im Brückenbau

Für feuerverzinkte Baustähle ist seit Oktober 2013 eine drittgeprüfte Umweltproduktdeklaration (EPD) mit der Deklarationsnummer EPD-BFS-20130173-IBG1-DE [4] verfügbar. Sie zeigt die Umweltauswirkungen von feuerverzinkten Baustählen bezogen auf die deklarierte Einheit 1 Tonne feuerverzinkten Baustahls. Die EPD belegt unter anderem, dass der Beitrag der Feuerverzinkung am Gesamtprodukt feuerverzinkter Baustahl vergleichsweise niedrig ist (Bild 14.3). Für beschichtete Baustähle bzw. für Korrosionsschutz-Beschichtungen liegt keine aussagekräftige EPD vor, die den kompletten Beschichtungsprozess von der Herstellung der Beschichtungsstoffe bis zur Applikation abbildet. Vor diesem Hintergrund sind auf Umweltproduktdeklarationen bezogene Vergleiche zwischen beschichteten und feuerverzinkten Baustählen nicht möglich.

Ergebnisse aus laufenden wissenschaftlichen Untersuchungen, in denen feuerverzinkte mit beschichteten Brücken unter Nachhaltigkeitsaspekten verglichen werden, sind noch nicht veröffentlicht, aber in Kürze zu erwarten. Allerdings hat die Technische Universität Berlin in einer vergleichenden Ökobilanzstudie den Korrosionsschutz durch Feuerverzinken gemäß DIN EN ISO 1461:1999-03 mit einer Beschichtung gemäß DIN EN ISO 12944,

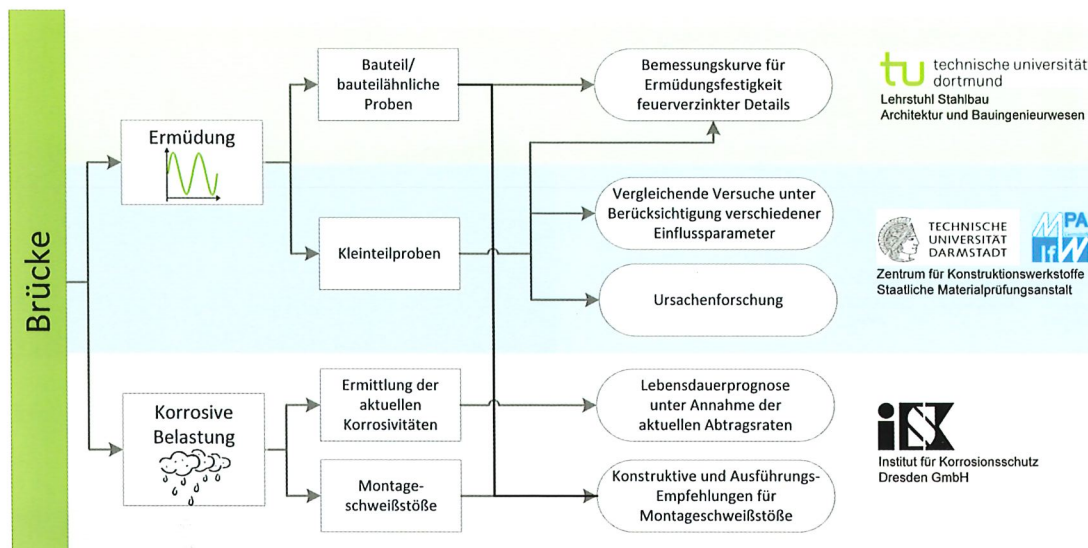


Bild 14.2: Schematische Darstellung der Aufteilung der experimentellen Untersuchungen (aus [1])

Relative Beiträge der Stahlherstellung und Feuerverzinken zu ausgewählten Wirkungskategorien

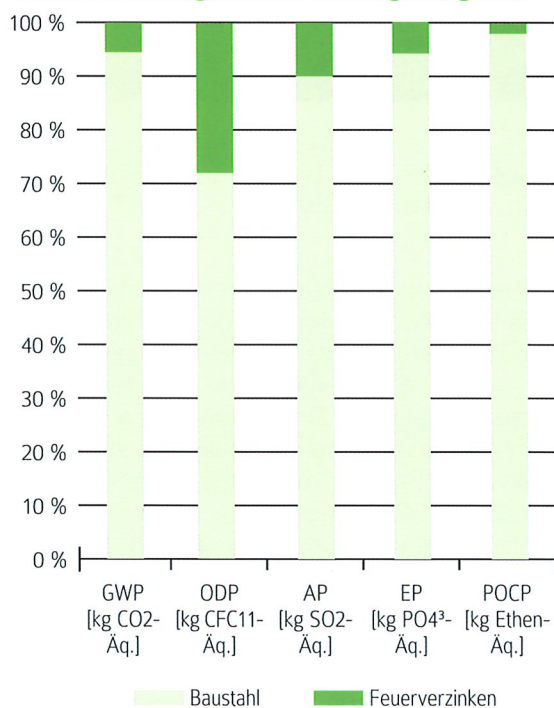


Bild 14.3: Relative Beiträge der Stahlherstellung und Feuerverzinken zu ausgewählten Wirkungskategorien [4]

Teil 5:1998-07 am Beispiel eines Parkhauses in Stahlbauweise untersucht [5]. Als Grundlage wurde eine Nutzungsdauer des Bauwerkes von 60 Jahren in der Korrosivitätskategorie C3 angenommen. Für die Beschichtung wurde eine zweimalige Instandsetzung angesetzt. Die Feuerverzinkung bedarf während der gesamten Nutzungsdauer keiner Wartung. Die Studie belegt, dass der Korrosionsschutz durch Feuerverzinken in allen untersuchten Umweltwirkungskategorien niedrigere Werte aufweist (Bild 14.4) als das Beschichtungssystem und deshalb als nachhaltiger eingestuft werden kann. Bezogen auf einen brückentypischen Nutzungszeitraum von 100 Jahren ist anzunehmen, dass der Unterschied zugunsten der Feuerverzinkung noch größer wird.

14.2.4 Anwendungsbeispiele und case histories

Auch wenn aktuelle Forschungsergebnisse den Weg für eine breite Anwendung der Feuerverzinkung im Straßenbrückenbau erst jetzt freigemacht haben, gibt es bereits umfassende Langzeiterfahrungen mit existierenden feuerverzinkten Stahl- und Verbundbrücken, vorwiegend außerhalb Deutschlands. Einige sollen kurz vorgestellt werden.

Lydlinch-Brücke (Baujahr 1942)

Im Jahr 1942 errichteten kanadische Truppen in Vorbereitung des D-Days im britischen Lydlinch eine mobile Brücke (Bild 14.5). Eine Inspektion im Okto-

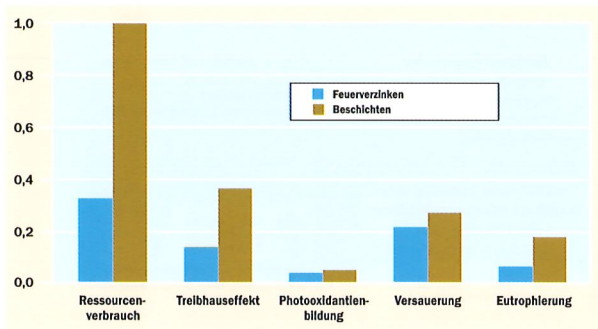


Bild 14.4: Ökobilanzieller Vergleich Feuerverzinken und Beschichten der TU Berlin [5]



Bild 14.5: Baujahr 1942: Die feuerverzinkte Lydlinch-Brücke (Foto: Iqbal Johal)

ber 2014 kam zu dem Ergebnis, dass sich die feuerverzinkte Stahlkonstruktion der Brücke noch immer in einem sehr guten Zustand befindet [6]. Messungen an den Stahlprofilen ergaben Zinkschichtdicken zwischen 126 und 167 Mikrometer. An den Schraubenköpfen wurden Zinkschichten zwischen 55 und 91 Mikrometer festgestellt. In den 72 Jahren Standzeit mussten die Holzbohlen der Brücke erneuert werden. An der feuerverzinkten Stahlkonstruktion wurden während dieser Zeit keinerlei Instandhaltungsarbeiten durchgeführt. Lediglich im Jahr 1996 mussten an der Konstruktion verstärkende feuerverzinkte Profile angebracht werden, damit auch 40-Tonnen-Trucks die Brücke überqueren können. Aufgrund der gemessenen Zinkschichtdicken wird die Lydlinch-Brücke weitere 50 Jahre korrosionsfrei sein.

Shin-Nukui-Brücke (Baujahr 1964)

In Japan gibt es weit über 700 feuerverzinkte Stahlbrücken. Die 1964 erbaute Brücke über den Shin-Nukui ist eine der ältesten. Bei einer Überprüfung der Brücke im Jahr 2006, nach 42 Jahren Standzeit, zeigte sich die Brücke in einem rostfreien Zustand (Bild 14.6). Die bei der Überprüfung gemessenen Zinkschichtdicken lagen zwischen 137 und 166 Mikrometer. Die Brücke hat damit das Potenzial, über 100 Jahre alt zu werden [7].

Höllmecke-Brücke (Baujahr 1987)

Seit 1987 überspannt die feuerverzinkte Höllmecke-Brücke die Lenne bei Werdohl (Nordrhein-Westfalen). Rund 60 Meter lang ist die Brücke mit Spannweiten von je 30 Metern. Im Mai 2014, das heißt nach 27 Jahren Standzeit, wurde die Bogenbrücke inspiziert [7]. Die visuelle Prüfung ergab keine erkennbare Korrosion. Der Gesamteindruck weist ein optisch unterschiedliches Erscheinungsbild auf (Bild 14.7). Die obenliegenden Bögen zeigen auf



Bild 14.6: Baujahr 1964: Die feuerverzinkte Shin-Nukui-Brücke (Foto: HDGASA)

der Oberseite und teilweise an den Seitenflächen braune Verfärbungen. Messungen der Zinkschichtdicken belegen, dass es sich hierbei nicht um Korrosion an der Stahlkonstruktion, sondern um eine Braunfärbung des Zinküberzuges handelt. Alle weiteren feuerverzinkten Stahlbauteile sind verzinkungstypisch hellgrau mit ausgeprägtem Zinkblumenmuster. Die gemessenen Zinkschichtdicken liegen zwischen 150 und mehr als 500 Mikrometern. Ähnlich wie die Lier-Brücke (s. u.) muss die Höllmecke-Brücke trotz ländlicher Lage aufgrund der Nähe zum Wasser in die Kategorie C3 eingeordnet werden. Damit ergibt sich eine rechnerische Schutzdauer für weitere 75 Jahre und mehr.

Lier-Brücke (Baujahr 1993)

Über dem Nete-Kanal im belgischen Lier wurde 1993 eine Verbundträger-Brücke aus feuerverzinktem Stahl gebaut. Sie hat eine Gesamtlänge von 90 Metern mit Spannweiten von 40 bzw. 25 Metern. Die Feuerverzinkung der Brücke wurde im Ju-



Bild 14.7: Baujahr 1987: Die feuerverzinkte Hölmecke-Brücke (Foto: Institut Feuerverzinken)

ni 2014 überprüft [7]. Nach einer Nutzungszeit von 21 Jahren befindet sich die Feuerverzinkung in einem hervorragenden Zustand (Bild 14.8). Es wurden keine Mängel festgestellt. Die stichprobenartig gemessenen Schichtdicken der Brücke lagen weit über 300 Mikrometer. Obwohl die Lier-Brücke in einem ländlichen Gebiet liegt, muss sie, wie bereits erwähnt, aufgrund der unmittelbaren Nähe zum Nete-Kanal und damit verbundener regelmäßiger Befeuchtung in die Korrosivitätskategorie C3 eingeordnet werden. Bei einer Belastung gemäß Korrosivitätskategorie C3 liegt der Zink-Abtrag bei bis zu 2 Mikrometern pro Jahr. Es ist mit einer weiteren Korrosionsschutzdauer von mehr als 150 Jahren für die Brücke zu rechnen.

14.3 Feuerverzinkter Bewehrungsstahl im Brückenbau

Beton ist an Brückenkonstruktionen vielfältigen Belastungen ausgesetzt. Risse und Fugen, unzureichende Betonüberdeckung, Tausalzeinflüsse sowie die atmosphärisch bedingte Versauerung sind potenzielle Auslöser für Korrosion am Bewehrungsstahl von Brückenbauwerken. Durch die korrosionsbedingte Volumenvergrößerung des Bewehrungsstahls kommt es zum Absprengen des Betons mit entsprechenden Folgeschäden. Die-

ser Wirkungsmechanismus kann durch den Einsatz von feuerverzinktem Bewehrungsstahl langfristig vermindert werden. Dies gilt nicht nur für stark belastete Brückenkappen, sondern für alle korrosionsbelasteten Betonbauteile einer Brücke.

Bewehrungskorrosion an Brücken

An vielen Brücken treten früher oder später nur schwer oder gar nicht sanierbare Schäden durch Bewehrungskorrosion auf, da der „natürliche“ Schutz der Bewehrung durch Passivierung, bedingt durch die hohe Alkalität des Betons, verloren geht. Typische Ursachen für Bewehrungskorrosion sind Fehlstellen im Beton durch Risse, Fugen, Kiesnester, fehlerhafte Betonüberdeckung, die Versauerung des Betons durch das Kohlendioxid der Luft (Karbonatisierung) und saure Substanzen, das Einwirken von Chloriden durch Tausalzbelastung oder Meeresatmosphäre sowie mechanische Beschädigungen. Die Folge sind Betonabplatzungen (Rosttreiben) und damit verbundene Gefährdungen des Straßenverkehrs- sowie langfristig der Verlust der Standsicherheit (Bild 14.9).

Anwendung von feuerverzinktem Bewehrungsstahl im Brückenbau

Die Verwendung von feuerverzinktem Bewehrungsstahl empfiehlt sich an allen Brückenbauwerken, die regelmäßig Tausalzen ausgesetzt sind oder in Meerwasserbereichen stehen. Feuerver-



Bild 14.8: Baujahr 1993: Die feuerverzinkte Liebrücke (Foto: Institut Feuerverzinken)



Bild 14.9: Bewehrungskorrosion unter einer Autobahnbrücke der A 661 bei Frankfurt (Foto: Karl-Heinz Wellmann)

zinkte Bewehrungsstähle sind nämlich auch unter Chloridbelastung deutlich beständiger als unverzinkte. Die Chloride werden von der Verzinkung als schwerlösliche basische Zinkchloride abgebunden und unschädlich gemacht. Die typische Volumenvergrößerung durch Korrosion und als Folge das Absprengen des Betons wird verhindert. Feuerverzinkter Bewehrungsstahl kann an allen tragenden Brückenbauteilen zum Einsatz kommen. Besonders belastet sind die Brückenkappen, da hier ins-

besondere im Bereich des durch Schneeräumfahrzeuge mechanisch beanspruchten Schrammbordes und an der Gesimsunterkante Bewehrungskorrosion prioritär auftritt. Da Brückenkappen aus unverzinktem Stahl in der Regel nach ca. 30 Jahren erneuert werden müssen, besteht sowohl beim Neubau von Brücken als auch im Sanierungsfall die Möglichkeit, feuerverzinkten Bewehrungsstahl zu verwenden (Bild 14.10).

Ausführung von feuerverzinktem Bewehrungsstahl

Feuerverzinkter Bewehrungsstahl ist ein zugelassenes Bauprodukt. Die Herstellung und Anwendung wird in der allgemeinen bauaufsichtliche Zulassung Z-1.4-165 [8] geregelt. Zusätzliche Nachweise sind nicht notwendig. Gemäß dieser Zulassung dürfen feuerverzinkte Betonstähle wie unverzinkte Betonstähle zur Bewehrung von Stahlbeton nach DIN EN 1992-1-1:2011-01 (Eurocode 2) unter Beachtung der Regeln dieser Zulassung verwendet werden. DIN EN 1992-1-1:2011-01 gilt stets zusammen mit dem nationalen Anhang DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04.

Erfahrungen mit feuerverzinktem Betonstahl im Brückenbau

Langzeituntersuchungen aus den USA [9], wo verzinkter Betonstahl seit Jahrzehnten verwendet wird, beweisen den hochwirksamen Schutz der

Tabelle 14.1: Chlorid- und Schichtdickenmessungen an Beton-Brückenbauwerken mit feuerverzinktem Bewehrungsstahl in den USA (Quelle: International Zinc Association [9])

Brücke und Ort	Erbaut Jahr	Inspektion Jahr	Chloride lb/yd ³	Zinkschichtdicke µm
Boca-Chica-Brücke, Florida	1972	1999	3,21	170
Tioga-Brücke, Pennsylvania	1974	2001	2,23	198
Curtis-Road-Brücke, Michigan	1976	2002	6,88	155
Spring-Street-Brücke, Vermont	1971	2002	4,17	191
Evanston Interchange, Wyoming	1975	2002	2,55	236

**Bild 14.10:** Einsatz von feuerverzinktem Bewehrungsstahl an Brückenkappen (Foto: Institut Feuerverzinken)

Feuerverzinkung. Messungen an Betonbrücken zeigten, dass der verwendete feuerverzinkte Bewehrungsstahl nach 26 bis 29 Jahren Nutzungsdauer noch immer hohe Zinkschichtdicken aufwies, die zwischen 155 und 236 Mikrometer betrugen (Tabelle 14.1). Die untersuchten Brücken waren regelmäßig Tausalzen bzw. Salzeinflüssen durch unmittelbare Meeresnähe ausgesetzt. Im Hinblick auf eine unmittelbare Übertragbarkeit auf europäische Verhältnisse ist zu berücksichtigen, dass in den USA abweichende Zementzusammensetzungen verwendet werden.

Links und Download:

- Der GAV-Bericht Nr. 164 [1] zum Forschungsprojekt „Feuerverzinken von Stahlbauteilen im Stahl- und Verbundbrückenbau“ ist als kostenloser Download verfügbar unter: <http://www.gav-verzinken.de/index.php?id=14>.
- Der Bericht zum Forschungsvorhaben P 835 / IGF-Nr. 351 ZBG „Feuerverzinken im Stahl- und Verbundbrückenbau“ kann hier eingesehen werden: http://www.stahl-online.de/wp-content/uploads/2013/09/P835_Feuerverzinken_Stahl_Verbundbrueckenbau.pdf.
- Eine Broschüre mit einer Arbeitshilfe zur Planung und Ausführung von feuerverzinkten Stahlkonstruktionen im Straßenbrückenbau kann kostenlos bestellt werden unter: www.feuerzinken.com/bruecken.
- Die aktuelle bauaufsichtliche Zulassung Z-1.4-165 für feuerverzinkte Betonstähle steht als kostenfreier Download unter www.feuerzinken.com/betonstahl zur Verfügung.

Alle Internetlinks wurden am 21.1.2015 geprüft.

14.4 Literaturverzeichnis

- [1] UNGERMANN, D.; RADEMACHER, D.; OECHSNER, M.; SIMONSEN, R.; LEBELT, P.: Feuerverzinken im Stahl- und Verbundbrückenbau. Gemeinschaftsausschuss Verzinken (GAV; Hrsg.), Bericht Nr. 164, 2014

- [2] ROGALSKI, E.: Verzinkte Brücken. Vortrag beim Expertengespräch Stahlbrückenbau, Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach, 2014
- [3] REBEL, A.: Beschichtungssysteme für den Korrosionsschutz von Brückenbauwerken im Wirtschaftlichkeitsvergleich. Diplomarbeit, Technische Universität Dresden, 2014
- [4] Umweltproduktdeklaration „Feuerverzinkte Baustähle – Offene Walzprofile und Grobbleche“ (Deklarationsnummer EPD BFS-20130173-IBG1-DE), Institut für Bauen und Umwelt e.V., Berlin, 2013
- [5] FLEISCHER, G.; ACKERMANN, R.; MATYSCHIK, J.: Ökobilanzieller Vergleich von Korrosionsschutzsystemen für Stahlbauten. TU Berlin, 2006
- [6] JOHAL, I.: Seventy two years young – Lydlinch Bridge, Dorset. Hot Dip Galvanizing 4 (2014), S. 12-13
- [7] GLINDE, H.: Noch selten, aber dauerhaft – Feuerverzinkte Straßenbrücken in der Praxis. In: Industrierverband Feuerverzinken e.V. (Hrsg.): Feuerverzinken Special „Dauerhaftigkeit in der Praxis“, 2014, S. 18-23
- [8] Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-1.4-165: Feuerverzinkte Betonstähle, 20.11.2014, Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt), Berlin
- [9] International Zinc Association (IZA): Examples of use of Galvanized Reinforcement in Highways and Bridges. 2013, s. auch www.galvanizedrebar.com & <http://www.galvanizedrebar.com/Documents/Publication/table1.pdf> (Zugriff am 21.1.2015)

15 Das Schwergutgewerbe – Großraum- und Schwertransporte, Autokrane, Brückenbau

Dipl.-Ing. Wolfgang Draaf

Bundesfachgruppe Schwertransporte und Kranarbeiten (BSK) e. V., Frankfurt am Main

15.1 Allgemeine Aussagen zu Großraum- und Schwertransporten im Straßenraum

Das Befahren öffentlicher Straßen mit Großraum- und Schwertransporten und mit Autokranen ist bekanntlich Sondernutzen an ebendiesen Straßen und in jedem Fall genehmigungspflichtig durch Straßenbau- und Straßenverkehrsbehörden. Zudem stellen diese Fahrzeugkombinationen und Fahrzeuge für die Berechnung von Bauwerken einen Sonderlastfall dar, der zu unterschiedlichen Ergebnissen führen kann, wie z. B. zu einzuhaltenen Fahrauflagen. Bei denen geben die Straßenbaulastträger dann vor, wie diese Bauwerke von den verschiedenen Fahrzeugkombinationen und Fahrzeugen jeweils befahren werden können. Die Vorgabe des zu benutzenden Fahrstreifens oder einer einzuhaltenden Maximalgeschwindigkeit sind dabei probate Mittel, die Überfahrten bauwerksunschädlich zu gestalten.

Unter der Prämisse, dass der Antragsteller für eine solche Genehmigung seine Angaben hinsichtlich der Achslasten und dem Gesamtgewicht stimmig vorträgt, und unter der Annahme, dass das Bauwerk tatsächlich entsprechend der Planung und Berechnung bautechnisch auch umgesetzt worden ist, sollte dem Bauwerk diesbezüglich für den Einzellastfall kein Schaden entstehen. Aber es ist nicht von der Hand zu weisen, dass in den 1960er und 1970er Jahren Materialien oder Techniken zum Einsatz kamen, wie z. B. die stumpf gestoßene Verbindung von Koppelankern bei Spannbetonbrücken, die nach heutigen Erkenntnissen nicht wirklich nachhaltige Standfestigkeiten produzierten.

15.2 Das Schwergutgewerbe hilft dem Brückenbau

15.2.1 Konventionelle Dienstleistung

Aber unabhängig von diesen Bewertungen sind Großraum- und Schwertransporte wie Autokrane aus der Brückenertüchtigung oder dem Brückena-briss und dem Brückenneubau nicht mehr wegzudenken. Das Schwergutgewerbe, welches diese Techniken zur Verfügung stellt, dient damit der Umsetzbarkeit von diesen Bauvorhaben; oder anders ausgedrückt: ohne diese Technik sind viele unserer Bauvorhaben in der geplanten bzw. realisierten Form oder der veranschlagten Zeit nicht darstellbar. Beispiele zeigen die Bilder 15.1 und 15.2.

Das Schwergutgewerbe bietet zunächst die konventionelle klassische Transportvariante an, mit denen Brückenelemente, seien es Stahlbauteile oder seien es Betonfertigteile wie z. B. Binder, über die Straße an die Baustelle gelangen, wo sie mit Autokranen entladen und in den meisten Fällen dann auch direkt an ihren Einbauplatz gehoben werden. Dabei ist die Transporttechnik weniger durch die Technik an sich begrenzt, sondern die Begrenzung der Möglichkeiten wird durch die öffentlichen Straßen determiniert.

15.2.2 Einsatz von selbst angetriebener Achsentechnik

Sind solche Einschränkungen nicht vorhanden, so bietet das Schwergutgewerbe Spezialfahrzeuge mit sehr hohen Nutzlasten oder auch so genannte self propelled modular trailers (SPMT) dem Markt an, die bis zu einer Achslast von 40 Tonnen und beliebig miteinander computergesteuert kombinierbar selbst Gewichte von 15.000 Tonnen und mehr gummibereit transportieren können (Bild 15.3).

Diese Technik eignet sich insbesondere für den Brückenbau, da vorgefertigte Elemente bis hin zu komplett fertiggestellten Teilsegmenten, die von Widerlager zu Widerlager reichen, transportiert werden können. Dies ist z. B. bei der Storebeltbrücke geschehen, wo Segmente mit einem Gewicht von 2.500 Tonnen jeweils mit Hilfe einer Bar-



Bild 15.1: Transport eines Brückenteils für ein Hamburger Bauvorhaben (Foto: Spedition Gutmann GmbH & Co. KG)



Bild 15.2: Einheben von Brückenbauteilen, (Foto: Alfred Klug GmbH & Co. KG)



Bild 15.3: Transport eines Generatorständermittelteils mit angebautem Kühler (Foto: August Alborn GmbH & Co. KG)

ge zum Einbauort verbracht worden sind. Mit einer speziell für solche Zwecke von dem Schwergutunternehmen Mammoet Europe B. V. entwickelten Schwimmkrantechnik, einer Barge mit zwei Ringergittermastkranen, konnte der Hebevorgang sicher und zuverlässig durchgeführt werden [1], [2].

Die SPMT verfügen über ein Hydrauliksystem, welches ein eigenständiges Aufnehmen der Ladung durch den bordeigenen Hub von ± 350 mm ermöglicht. Man nimmt die Ladung sozusagen Huckepack. In dem vorgenannten Fall waren die Brückenelemente inklusive Entwässerungssystem komplett vorgefertigt, so dass eine einfache und schnelle Montage möglich war. Das gleiche Verfahren wandte das gleiche Schwergutunternehmen auch für den Brückenbau über den Tajo bei Lissabon an [3].

Ein Befahren von öffentlichen Straßen und Plätzen ist dabei aufgrund der extrem hohen Achslasten und dem hieraus resultierenden hohen Gesamtgewicht eher die absolute Ausnahme.

15.2.3 Einsatz modernster Hebetechnik

15.2.3.1 Litzensystem

Im Jahre 2001 wurde eine Technik weltweit bekannt, die bei der Bergung des U-Bootes Kursk zum Einsatz kam, die so genannte Litzentechnik. Bei der Bergung als Bestandteil der Seilsäge können Litzeneheber, je nach Ausstattung und Größe miteinander kombiniert, mit Hilfe durch sie hin-

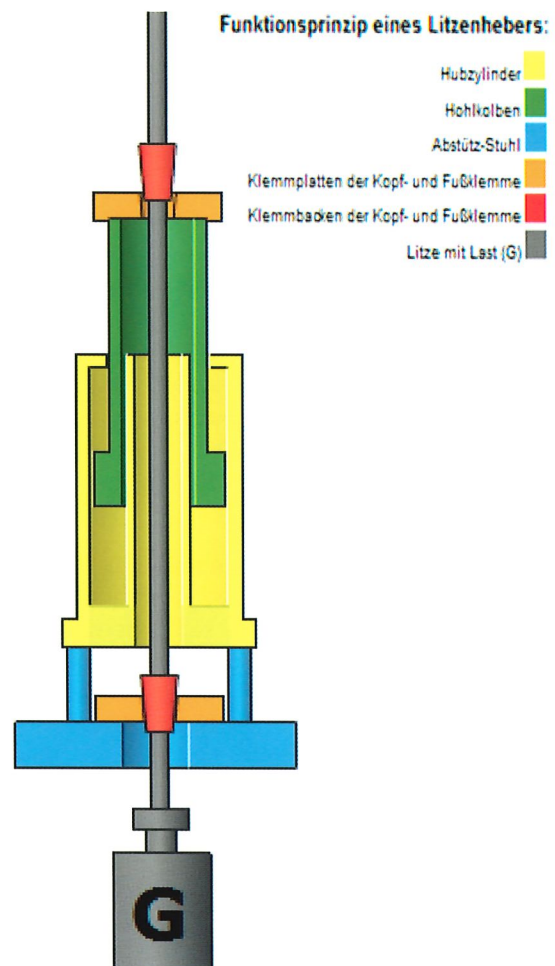


Bild 15.4: Systemskizze eines Litzenehebers (Quelle: Firma PAUL Maschinenfabrik GmbH & Co. KG)

durch laufender Seile Gewichte von mehreren tausend Tonnen sicher bewegen. Die Litzentechnik ist im Grunde ein Abfallprodukt einer Technik zum Vorspannen von Seilen bei Spannbetonbauwerken und wurde im Jahr 1986 erst mit einem mechanischen und dann später mit einem hydraulischen Klemmkopf entwickelt [4].

Das System der Litzenheber (Bild 15.4) ist leicht zu beschreiben, da jeder in einer Turnstunde schon einmal an einem Seil oder an einer Stange hochklettern bzw. sich abwärts bewegen musste. Hydraulisch bewegte Krampen übernehmen bei einem Litzenheber die Funktion von Händen und Füßen. Wie schon erwähnt, werden Litzenheber miteinander kombiniert und entsprechend der zu hebenden Last und ihren Tragwerten zusammengestellt. Dabei hängt die Tragkraft entscheidend von der Anzahl der durch den Heber geführten Seile ab. Der Litzenheber-Verbund wird computergesteuert und permanent überwacht.

Als Beispiel für den Einsatz von Litzenhebern kann der Abriss der Mainbrücke Randersacker im Zuge der A 3 angeführt werden [5]. Ein Verbund der Litzenheber ist dabei auf den Stützen positioniert und mit der Fahrbahn zwischen den Stützen mit Ankern verbunden worden. So konnte die Fahrbahn exakt an den Stützen durchgesägt und mittels der Litzenheber dann langsam abgesenkt werden. Unten ist die abgebrochene Fahrbahn von einer entsprechenden Anzahl von SPMT's links und rechts aufgenommen. Eine Gruppe der SPMT's stand dabei auf einer Barge im Main, die andere Gruppe auf dem Ufer. So konnte das Brückensegment sicher ans Ufer und danach zu dem Platz verfahren werden, an dem die eigentliche Zerstörung problemlos vorstattengehen konnte.

Aber nicht nur für den Abriss eines Brückenbauwerkes sind Litzenheber eine willkommene, da arbeits erleichternde Technik, die sich überdies positiv auf die Aufrechterhaltung des Verkehrsflusses auswirken kann, sondern auch bei der Montage von Brückenteilen bis hin zu ganzen Bauwerken, beispielsweise auch beim Neubau der Mainbrücke Randersacker [6]. Für den Neubau der zweiten Fahrbahn wurden die Brückenpfeiler auf der rechten Seite in Fahrtrichtung Nürnberg entsprechend verbreitert. Danach wurde das komplette Bauwerk im Taktschiebverfahren neben der alten Fahrbahn erstellt, die während der Bauphase, wie zuvor beschrieben, abgerissen wurde. Nach Fertigstellung des Brückenbauwerkes kamen erneut Litzenheber zum Einsatz, diesmal allerdings nicht für das vertikale Ablassen, sondern für das horizonta-

le Ziehen des neuen Bauwerks an seine neue Position, siehe Bild 15.6. Dabei betrug das Gewicht des Brückenbauwerks ca. 33.000 Tonnen. Entsprechend viele Litzenheber kamen dabei zum Einsatz. Das Bauwerk wurde dann über eine mit Teflon beschichtete Bahn bis zu seinem endgültigen Platz gezogen.

15.2.3.2 FLUIDTS-Schwerlasttransportsystem

Ein weiteres System hat sich in den vergangenen 24 Jahren bei mehr als 650 Verschieben von Rahmenbauwerken, Überbauten, Widerlagern oder Gebäuden bewährt: das FLUIDTS-Schwerlasttransportsystem (Bild 15.7). Dabei sind maximal 15.000 Tonnen verschiebbar, da das System über den geringsten Reibwert von 1 % aller am Markt befindlichen Systeme verfügt. Die Verschiebungsgeschwindigkeit beträgt dabei ca. 1 m pro Minute: Das System ist damit erheblich schneller als beispielsweise das Litzensystem [7].

Das FLUIDTS-Schwerlasttransportsystem besteht in der Hauptsache aus einer Stahlgleitbahn, einem Lastmodul mit einer maximalen Tragkraft von 250 t, einer hydraulischen Zug-/Schubvorrichtung, einem Hydraulikaggregat und der Stickstoffversorgung. Und damit ist das grundlegende Prinzip schnell erläutert: zwischen Gleitbahn und Lastmodul wird Stickstoff eingebracht und auf diesem Stickstofffilm gleitet dann das Lastmodul. Die Anzahl der Lastmodule wird dabei durch das Gewicht des zu verschiebenden Teiles determiniert. Entwickelt wurde FLUIDTS Ende der 1980er Jahre durch die Bauakademie DDR in Erdmannshausen, z. B. [8].

Damit lassen sich beispielsweise die eigentlichen Bauarbeiten für ein solches Widerlager wie in Bild 15.8 neben der eigentlichen Einbaustelle realisieren, ohne dass es an dieser Stelle zu Beeinträchtigungen über einen längeren Zeitraum kommt. Dies ist z. B. an einer Bahnstrecke von sehr großem Vorteil, da das Zeitfenster einer Sperrung somit auf das absolut notwendigste beschränkt werden kann. Der Verschiebungsweg kann dabei durchaus 100 m betragen.

15.2.4 Kombination verschiedener Techniken

Eine Schwergutdienstleistung, die in den vergangenen Jahren für das Erstellen von Flussquerungen ebenfalls an Bedeutung zugenommen hat, ist der Einsatz der vorher beschriebenen Techniken in

Kombination, wie dies z. B. bei der Waldschlößchenbrücke in Dresden am 18. & 19.12.2010 geschehen ist [9].

Wenn es in direkter Nähe zum eigentlichen Einbauort die Platzverhältnisse zulassen, kann ein Bauwerk, in der Regel eine Stahlbrücke, dort zusammengebaut werden. Der Antransport der einzelnen Brückenteile geschieht in konventioneller Art entweder durch einen Schwertransport über die Straße oder über das Binnenschiff, wenn die Kailage dies gestattet.

Nach Fertigstellung des Bauwerks wird dieses entweder quer auf eine mit Hubgerüsten versehene Barge verschoben oder es wird mit SPMT's auf die Barge gefahren und dort auf ein Hubgerüst platziert. Danach wird das so auf der Barge platzierte Brückenbauwerk eingeschwommen, d. h. es wird bis kurz vor die Widerlager per Barge und Schubschiff transportiert. Danach wird das Bauwerk mittels Hubgerüst so angehoben, dass man es über die Widerlager platzieren und dann punktgenau auf diese Lager ablassen kann.

Was hier einfach beschrieben ist, ist in Wirklichkeit natürlich ein höchst komplexer Vorgang, der einer genauesten Vorplanung bedarf und der auch natürlich von den verschiedenen äußeren Einflussfaktoren wie z. B. Pegelschwankungen abhängt.

große Rolle spielen. Aber auch hier ist zu konstatieren: die Umschlagstellen zu den alternativen Verkehrsträgern müssen erreichbar bleiben und nicht z. B. durch hemmende Kreisverkehrsplätze eingeschränkt werden.

Aber die nachlassende Tragfähigkeit der Infrastruktur hat auch noch weitere Auswirkungen. Und hier ist speziell auch der Brückenbau zu nennen, wo der Neubau nicht vor Ort komplett vonstattengeht. Hier sind die Bauwerke zu nennen, die aus Betonfertigteilen oder aus Stahlteilen hergestellt werden sollen. Diese Bauteile werden i. d. R. über die Straße, teilweise auch über die Schiene, angeliefert. Wenn sich die Infrastrukturtragfähigkeit und -durchlässigkeit weiterhin so negativ entwickelt [10], [11], werden auch die klassischen Produktionsstätten für diese Bauteile die negativen Auswirkungen zu spüren bekommen. Denn solche Bauteile, die durchaus bis zu 100 t Stückgewicht haben können und entsprechende Abmessungen vorweisen, über eine längere Strecke zu transportieren, wird nach Auffassung des Autors immer mühsamer bis hin zu dem worst case, dass es keine tragfähige Strecke zur Baustelle gibt. Dies bedeutet, dass man sich heute bereits früh bei der Vorplanung Gedanken machen muss, ob die Transportierbarkeit gegeben ist. Wenn dies zu verneinen ist, müssen kleinere und leichtere Bauweisen in Erwägung gezogen werden.

15.3 Schlussbemerkungen

Wie geschildert, ist das Schwergutgewerbe unverzichtbarer Bestandteil der Bauwirtschaft weltweit, wenn es um den Abriss und den Neubau von Brückenbauwerken geht. Und dem Brückenbau kommt in der Bundesrepublik Deutschland eine überragende Bedeutung zu, wenn es um den Wirtschaftsstandort Deutschland geht. Für eine florierende Wirtschaft und für die Aufrechterhaltung des Wirtschaftsstandortes Deutschland ist Mobilität existentiell wichtig, auch und gerade für die Großraum- und Schwertransporte wie Autokranverbringungen. Dies ist nur bei einer durchlässigen Verkehrsinfrastruktur gegeben. Heute muss man leider festhalten, dass es mit der Durchlässigkeit nicht gut bestellt ist und dass immer mehr „Flaschenhälse“ in Form von tonnagebeschränkten Bauwerken (reduzierte Tragfähigkeit) hinzukommen. Und es betrifft nicht nur die direkten Straßentransporte, sondern auch die multimodalen Transportketten, bei denen neben der Straße auch die Schiene wie das Binnenschiff eine

15.4 Literaturverzeichnis

- [1] http://www.bernd-nebel.de/bruecken/index.html?/bruecken/3_bedeutend/storebaelt/storebaelt.html. (access: 16.01.2015)
- [2] GOTFREDSEN, H.-H.: Brücken und Tunnel der Überquerung des Großen Belt. Beton- und Stahlbetonbau 89 (1994) 1, S. 17-20
- [3] Aussage Frans van Seumeren im Video „Van Seumeren World Wide“ heute Mammoet Europe B. V.
- [4] QUELLE: Paul Maschinenfabrik GmbH & Co. KG; www.paul.eu
- [5] Autobahndirektion Nordbayern: Bericht vom Abbruch der Mainbrücke Randersacker: http://www.abdnb.bayern.de/imperia/md/content/stbv/abdnb/autobahndirektion/projekte/publikationen/a3_mb_randersacker.pdf (access: 17.1.2015)
- [6] Multilift: Bericht vom Querverschub beim Neubau der Mainbrücke Randersacker:



Bild 15.5: Aufnahme abgebrochenes Fahrbahnteil durch SPMT/s (Foto: MULTILIFT Transportsysteme Deutschland GmbH & Co. KG)



Bild 15.6: Einsatz von Litzenhebern beim Vershub des neuen Brückenbauwerks, Mainbrücke Randersacker (Foto: MULTILIFT Transportsysteme Deutschland GmbH & Co. KG)

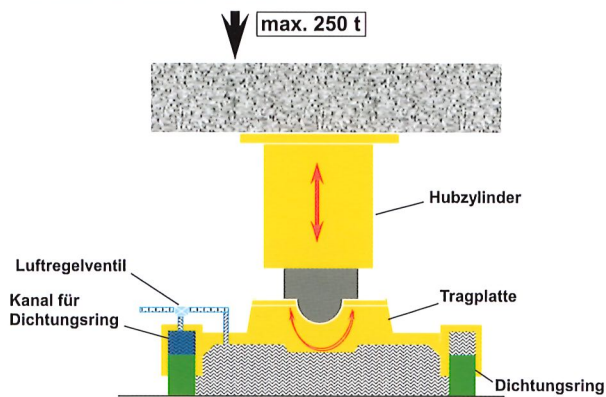
FLUIDTS-Lastmodul

Bild 15.7: Systemskizze FLUIDTS-Lastmodul (Quelle: MULTILIFT Transportsysteme Deutschland GmbH & Co. KG)



Bild 15.8: Beispiel eines Verschubs (Foto: MULTILIFT Transportsysteme Deutschland GmbH & Co. KG)



Bild 15.9: Einschwimmen der Brücke über den Main im Frankfurter Osthafen (Foto: Martin Joppich, Frankfurt am Main)

http://multilift.de/download/CY370dbdd7X13b08c2fcaaX5f39/Multilift_JobReport_Randersacker_DT_k3.pdf (access: 17.2.2015)

[7] <http://www.hebezeuge-foerdermittel.de/konecranes-job/2011/05/30> (access: 15.01.2015)

[8] <http://www.trademarkia.com/fluidts-73600910.html> (access: 15.01.2015)

[9] http://www.dresden.de/de/02/035/01/2010/12/pm_032.php (access: 16.01.2015)

[10] NAUMANN, J.: Brückenertüchtigung jetzt – Ein wichtiger Beitrag zur Sicherung der Mobilität auf Bundesfernstraßen. DBV-Heft, Band 22, 2011

[11] KASCHNER, R.; BUSCHMEYER, W.; SCHNELLENBACH-HELD, M.; LUBASCH, P.; GRÜNBERG, J.; HANSEN, M.; LIEBIG, J. P.; GEISSLER, K.: Auswirkungen des Schwerlastverkehrs auf die Brücken der Bundesfernstraßen. BAST-Bericht B 68, 2009

16 Massivbrücken unter extremen Wetterbedingungen

Dr.-Ing. Dirk Proske

Axpo Power AG, Döttingen (Schweiz)

16.1 Einleitung

Die Beanspruchung alter Massivbrückenbauwerke wird in der Regel durch ihre große Eigenlast dominiert. Sehr schön kann man dies bei römischen Bogenbrücken sehen, die selbst heutige Verkehrslasten aufzunehmen vermögen, da das Verhältnis von Eigenlast zu Verkehrslast hoch ist und sich somit eine Erhöhung der Verkehrslasten vergleichsweise gering auf die Tragfähigkeit auswirkt. Bei modernen Massivbrücken, die deutlich schlanker ausgebildet werden, sind die Verkehrslasten, temporäre Bauzustände oder Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit bemessungswirksam. Die Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit können z. B. bei integralen Brückenbauwerken auch aus Temperatureinwirkungen kommen.

Während die Verkehrslasten zur Gruppe der technischen veränderlichen Einwirkungen gehören, zählen die Temperatureinwirkungen zu den natürlichen veränderlichen Einwirkungen. Die bedeutendste natürliche veränderliche Einwirkung ist die seismische Einwirkung, deren Betrag als Folge der Ergebnisse des SHARE-Projektes (Seismic Hazard Harmonization in Europe) [1] wahrscheinlich in den nächsten Jahren auch in Deutschland steigen wird. Neben der seismischen Einwirkung und Hochwassereinwirkungen kann man die verbleibenden natürlichen veränderlichen Einwirkungen unter dem Begriff *extreme Wetterbedingungen* zusammenfassen. Der Begriff wird seit einigen Jahren bei der Robustheitsbeurteilung kritischer Infrastrukturprojekte verwendet (siehe z. B. [2]).

Zur Abschätzung *extremer Wetterbedingungen* wurden in den vergangenen Jahren zahlreiche Forschungsarbeiten durchgeführt, die zum einen eine Erweiterung der Datenreihen mittels nicht-instrumentell vorliegender Werte versuchen, die zum Zweiten neue statistische Verfahren verwenden und die zum Dritten an der Quantifizierung und Einbeziehung von Trends arbeiten, wobei die letzten beiden Punkte zusammengehören. Ziel dieses Beitrages ist die Zusammenfassung dieser aktuel-

len Entwicklungen für die Schweiz bzw. den mitteleuropäischen Raum.

Die Zusammenfassung steht nicht in Konkurrenz zur DIN-1055-Reihe oder zum Eurocode 1 (z. B. [3]), die den anerkannten Regeln der Technik [4] entsprechen, sondern stellt vielmehr eine Ergänzung im Sinne des Standes der Wissenschaft dar. Der heutige Stand der Wissenschaft kann insofern für die Bauingenieure von Bedeutung sein, als dass er Auswirkungen auf die Erreichbarkeit der heute üblichen planmäßigen Lebensdauer von bis zu 100 Jahren für Brücken hat. Auf der anderen Seite ist die Abschätzung der Auswirkungen des Standes der Wissenschaft für die planenden Ingenieure genauso schwierig wie die von politischen und technischen Änderungen in den nächsten Jahren, die die Planung und Ausführung von großen Bauprojekten begleiten [5].

16.2 Definition

Unter dem Begriff *extreme Wetterbedingungen* versteht man eine Sammlung von Extremwerten verschiedener klimatologischer Parameter. Die Extremwerte dieser Parameter werden entweder allein oder in Kombination betrachtet. Die klimatologischen Parameter umfassen in der Regel:

- Extreme Lufttemperaturen,
- Extreme Temperaturen von Flüssen,
- Extreme Windgeschwindigkeiten aus Stürmen, Gewittern und Tornados,
- Extreme Niederschlagsmengen (Starkregen),
- Extreme Schneelasten (Neuschneelasten) und Schneehöhen,
- Extreme Vereisung (vereisender Regen),
- Extremer Hagel,
- Natürliche Brandeinwirkungen wie Waldbrände (keine Fahrzeugbrände auf Brücken),
- Extreme Dürre.

Wie bereits erwähnt werden seismische Einwirkungen, aber auch Einwirkungen aus Hochwasser, separat behandelt. Auch außergewöhnliche Szenarien durch technische Einwirkungen, wie Anpralle, sind nicht Gegenstand dieses Beitrages.

16.3 Grundlagen der Ermittlung von Bemessungswerten

Grundlage für die Festlegung von Bemessungswerten für Einwirkungen auf Brücken ist das aktuelle Sicherheitskonzept, das in verschiedenen Normen erläutert wird (Eurocode 1). Dieses Sicherheitskonzept basiert auf einer statistischen Beschreibung der aleatorischen (zufälligen), teilweise epistemischen (auf der Begrenztheit der Erkenntnisse beruhend) Unsicherheit der verwendeten Berechnungsgrößen [6].

Normalerweise entsprechen die charakteristischen Werte der natürlichen veränderlichen Einwirkungen 98-%-Fraktilwerten. Dies entspricht einer mittleren Wiederkehrperiode von 50 Jahren. Die Festlegung dieser mittleren Wiederkehrperioden erfolgt durch die Festlegung der jeweiligen Einwirkungskombinationen in den Normen. Tabelle 16.1 listet diese Wiederkehrperioden für die verschiedenen Einwirkungskombinationen auf dem Konzept der DIN 1055er Reihe auf. Die charakteristischen Werte werden mittels Kombinationsbeiwerten in repräsentative und mittels Teilsicherheitsfaktoren in Bemessungswerte umgewandelt. Bemessungswerte und charakteristische Werte können deutlich größeren Wiederkehrperioden entsprechen, wie man z. B. an außergewöhnlichen Einwirkungen sehen kann.

In der Regel basiert die Ermittlung der natürlichen veränderlichen Einwirkungen auf statistischen Auswertungen von Messdaten. Diese Statistiken sind durchaus in der Lage, für bestimmte Wiederkehrperioden, wie z. B. für die charakteristische Einwirkung mit 50 Jahren, robuste und zuverlässige Schätzungen zu geben. Geht man jedoch über diese Wiederkehrperioden hinaus, wie z. B. bei verschiedenen außergewöhnlichen Einwirkungen, oder sind die Zeitreihen sehr kurz, so werden die Schätzungen immer unsicherer, die epistemische Unsicherheit steigt. Deshalb soll man den Datenzeitraum nicht um mehr als das Drei- bis Vierfache extrapolieren [7].

Die Messreihen für verschiedene klimatologische Parameter liegen im Bereich von Jahrzehnten, manchmal im Bereich von wenigen Jahrhunderten vor. So gibt es tägliche Temperaturmessungen seit dem 18. Jahrhundert [8], [9]. Die wahrscheinlich älteste durchgehende Temperaturmessserie liegt für Mittelengland mit Daten seit 1772 vor [10]. Die kontinuierlichen Zeitreihen der anderen klimatologischen Parameter, wie z. B. Niederschlag oder Schneehöhen, sind deutlich kürzer.

Auf Grund dieser relativ kurzen Datenreihen ist man in den vergangenen Jahren dazu übergegangen, nicht-instrumentell erhobene Klimadaten in die Entwicklung statistischer Verteilungen mit einzubinden. Diese Vorgehensweise ist gerade im Bereich des Wasserbaus heute Stand von Wissenschaft und Technik. So liegen dort allgemein anerkannte Verfahren vor, historische Pegelstände mit in die Gefährdungsbestimmung einzubeziehen [11]. Für die Stadt Basel konnte man Hochwasserereignisse über einen Zeitraum von bis zu 700 Jahren quantifizieren [12], die dann z. B. für Gefährdungsanalysen von Brücken verwendet werden können. Auch im Bereich der Seismik verwendet man paleo-seismische Untersuchungen zur Erweiterung des Datenbestandes an Erdbeben [13], [14].

Im Folgenden soll die Anwendung nicht-instrumentell erhobener Daten am Beispiel der Temperaturermittlungen für die Schweiz vorgestellt werden.

16.4 Beispiel für extreme Lufttemperaturen

16.4.1 Einleitung

Gemäß Eurocode 1 [3]/DIN 1055-7 [15] werden verschiedene Temperaturgradienten für die Bemessung von Brücken berücksichtigt. Grundlage für die Bereitstellung der normativen Werte sind kontinuierliche Datenreihen der Lufttemperaturen, die in Messstationen erfasst werden. Diese Messstationen müssen verschiedene Qualitätsanforderungen erfüllen. So liegen sie meistens 2 m über dem Boden und sind beschattet. Die Ergebnisse historischer Messstationen waren häufig noch von lokalen Randbedingungen, wie z. B. von der Farbe der umliegenden Häuser, abhängig [16]. Basierend auf Verschiebungen von Messorten und dem Einsatz neuer Messstationen mussten die Daten homogenisiert werden, um sie zu einer Datenreihe zusammenfügen zu können. In der Regel werden solche Messdaten auch manuell und automatisch geprüft. Damit wird heutzutage eine relativ hohe Qualität der instrumentell erfassten Daten erreicht.

Allerdings hängen auch heute noch Temperaturmessungen von standortspezifischen Bedingungen ab, wie z. B. der Lage in einer Stadt oder auf unbebautem Gebiet und dem damit einhergehenden Feuchtegehalt des Bodens. Gerade der Feuchtegehalt des Bodens führt bei Maximaltemperaturen zu erheblichen Unterschieden. Für Brücken

Tabelle 16.1: Mittlere Wiederkehrperiode für verschiedene Einwirkungskombinationen (überwiegend nach [6])

Einwirkungskombinationen	Mittlere Wiederkehrperiode
Quasi-statisch	50 % der Jahreszeit
Nicht-häufig gemäß (DIN 1055-Reihe	1 Tag (300-mal im Jahr)
Nicht-häufig gemäß DIN-Fachberichten	1 Woche
Häufig	1 Jahr
Selten	10 Jahre
Charakteristisch (Natürliche Einwirkung)	50 Jahre
Außergewöhnlich (Erdbeben)	350 Jahre
Charakteristisch (Straßenverkehrslasten)	1000 Jahre
Außergewöhnlich	10000 Jahre

spielen solche Einflüsse weniger eine Rolle, da sie in der Regel deutlich oberhalb des Geländes liegen. In der Regel ist die Temperatur wenige Meter über dem Boden weniger extrem als am Boden selbst. Allerdings besteht bei Brückenbauwerken ein nicht unerheblicher Einfluss der Strahlungswärme durch die Sonne und durch Wind [17], [18], [32], [33].

Nicht-instrumental erfasste klimatologische Daten werden indirekt über ökonomische, soziale und landwirtschaftliche Proxidaten bestimmt. Die Daten sind in der Regel beschreibend. Die zeitliche und räumliche Auflösung ist deutlich geringer als bei den messtechnischen Daten, kann aber durchaus auch Tageswerte umfassen [9].

In der Schweiz existiert seit 1985 die durch Pfister erstellte klimageschichtliche Dokumentation CLIMHIST-CH [19]. Die Datenbank wird von der Universität Bern gepflegt und vom Bundesamt für Meteorologie und Klimatologie MeteoSchweiz unterstützt. Im Internet liegen zusätzlich verschiedene paleo-klimatologische Daten für Europa und verschiedene andere Weltregionen vor, auf die unter anderem beim World Data Center for Paleoclimatology, Boulder, und dem NOAA Paleoclimatology Program [20] zugegriffen werden kann. Diese Datensätze umfassen aber zahlreiche klimatologische Parameter, nicht nur die Temperaturen.

16.4.2 Die wärmsten Sommer in Mitteleuropa

Gerade in den vergangenen Jahren wurden mehrere aktuelle Forschungsarbeiten zu extremen historischen klimatologischen Daten veröffentlicht. Dazu gehört eine Zusammenfassung der Frühling-Sommer-Temperaturen der vergangenen ca. 500 Jahre für die Schweiz [21] oder für Zentraleuropa [22]. Eine Bewertung des Klimaverlaufs der vergangenen 2000 Jahre findet sich in [23].

Neben den Zeitverläufen werden oft auch besondere Ereignisse betrachtet. Eine Bewertung des Extremsommers 1540 findet sich in [24] und [25]. Dort wird eine Erhöhung der durchschnittlichen jahreszeitlichen Temperatur von April bis Juni mit bis zu 6 °C angegeben (Temperaturdifferenzen werden in °C angegeben). Allen diesen Veröffentlichungen ist gemein, dass sie *mittlere* klimatologische Werte angeben. Tatsächlich liegen zurzeit noch keine wissenschaftlichen Verfahren vor, um aus solchen, z. B. Viermonatsmittelwerten, Tagesmaximalwerte zu bestimmen, die für die Brücken bemessungswirksam werden können.

Gemäß den vorliegenden Daten werden die Sommer 2003 und 1540 als die heißesten Sommer der vergangenen tausend Jahre in Mitteleuropa betrachtet. Außerdem gab es weitere sehr heiße Sommer, wie z. B. 1822 und 1718 (siehe Bilder 16.1 und 16.2).

16.4.3 Die kältesten Winter in Mitteleuropa

In den vergangenen Jahrhunderten und Jahrtausenden wurden mehrere extrem kalte Winter in Mitteleuropa beobachtet und dokumentiert. So waren die Winter 536, 763/764, 1364, 1607/08, 1709 und 1739/40 außerordentlich kalt [26]. Das Jahr 536 ist insbesondere für seine Verdunklung der Atmosphäre bekannt [27]. Es ist aber unbekannt, ob ein Vulkanausbruch, ein Meteoriteneinschlag oder eine Kombination aus beidem dazu geführt hat [27].

Der Winter 763/764 gilt als einer der kältesten Winter der vergangenen 2000 Jahre [28] in Europa. Allerdings liegen für diesen Winter keine Messwerte vor und konnten bisher auch nicht rekonstruiert werden. Die Winter 1709 und 1739/40 gelten als die kältesten Winter des vergangenen Jahrtausends ([29], Seite 96 und [26], [30], [31]). Die Aussagen „kälteste Winter des vergangenen Jahrtau-

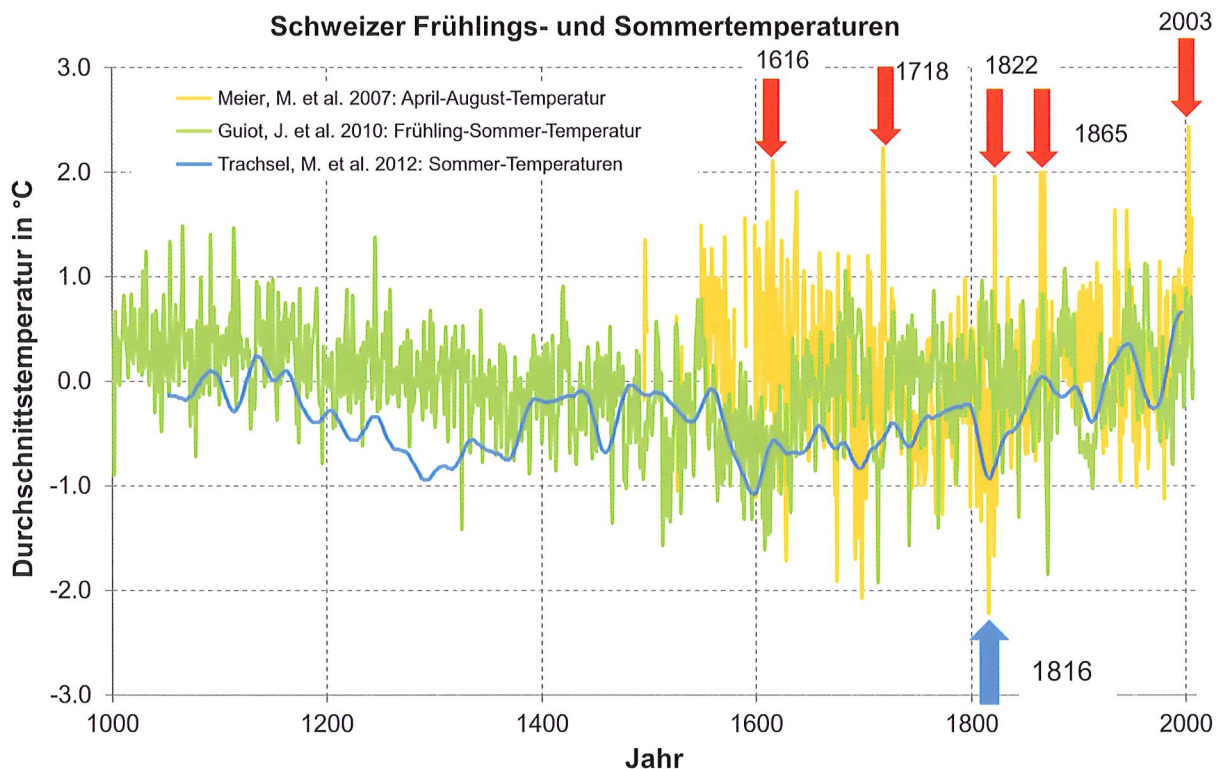


Bild 16.1: Historische klimatologische Angaben zur relativen Frühlings- bzw. Sommertemperatur in der Schweiz mittels Daten aus [20]

sends“ werden allerdings vom selben Autor auch für einen anderen Winter genutzt [32]: „Der Winter 1364 war möglicherweise der kälteste des verflossenen Jahrtausends“.

In den Wintern 1709 und 1739/40 platzten die Bäume in Deutschland und einigen Gebieten der Schweiz auf. Dazu sind länger andauernde Tiefsttemperaturen von -25 bis -30 °C notwendig. 1709 konnten an mehreren Orten thermometrische Messungen festgehalten werden. In Berlin wurde am 10. Januar 1709 eine Tagesmitteltemperatur von -30 °C gemessen. Am 27. November 1739 wurden -25 °C in Dresden gemessen.

16.4.4 Zuverlässigkeit der Daten

Die Zuverlässigkeit und Glaubwürdigkeit solcher Daten soll am Beispiel der Schweizer maximalen Lufttemperaturen geprüft werden. In Tabelle 16.2 werden die maximalen instantanen und standortspezifischen Lufttemperaturen für verschiedene Schweizer Messstationen angegeben. Für große Städte wurden die Maximalwerte im Jahr 2003 erreicht, wie z. B. in Zürich oder Basel. Für einen Großteil der Schweizer Messstationen wurde der

Maximalwert aber 1983, also nicht 2003, erreicht. Dieses Jahr markiert auch für die Städte Basel und Zürich die zweithöchsten Messwerte. Für die Städte Zürich und Bern brachte auch das Jahr 1947 Extremwerte, für Basel das Jahr 1921.

Im Bild 16.2 werden die aus den Weintraubenernten zurückgerechneten jährlichen mittleren Aprilbis-Juli-Temperaturen für die Schweiz dargestellt. Vergleicht man nun die Messungen aus Tabelle 2 mit den Temperaturen aus Bild 16.2, so zeigen sich verschiedene Widersprüche. Zwar wird in der Tabelle 16.2 und in Bild 16.2 das Jahr 2003 als extrem angezeigt, aber die Extremwerte aus den Messungen für die Jahre 1947 und 1921 lassen sich in Bild 16.2 bei den aus der Weintraubenernte ermittelten Temperaturen nicht belegen. Dort werden eher Extremwerte in den Jahren 1934 und 1945 nachgewiesen.

In Bild 16.3 werden außerdem die Temperaturen für zwei unterschiedliche biologische Proxys (indirekte Klimaanzeiger) angegeben: die Traubenernte und die Roggenernte. Auch hier erkennt man Unterschiede, nicht nur in den Maximalwerten, sondern teilweise auch im Verlauf. Während im Bild 2 für den Sommer des Jahres 1540 eine Temperatur

Tabelle 16.2: Maximaltemperaturen in °C an verschiedenen Schweizer Orten, die zweithöchsten und dritthöchsten Messwerte sind ebenfalls in Abhängigkeit vom Jahr aufgeführt [13]. Das orange gefärbte Feld zeigt die höchste gemessene Lufttemperatur für eine bestimmte Messstation.

Ort	Messstation	2003	1983	1971	1957	1947	1945	1921
Tessin/Misox	Grono	41,5 ¹⁾						
	Locarno-Monti	37,9	37,3				36,0	
	Piotta	34,0	32,8					
	San Bernardino	27,6	27,9					
	Basel	38,6 ²⁾	38,4 ⁴⁾					38,4 ⁴⁾
	Zürich	36,0	35,8 ⁵⁾			35,8		
	Bern	37,0				35,9		
Berner Oberland	Altdorf	36,5		35,6 ⁶⁾				
	Chateau-d'Oex	33,4	35,0					
	Gstaad-Grund	32,0	34,0					
	Adelboden	29,4	32,2					
Höhenlagen Zentral- und Ostschweiz	Mürren (1638 m)		30,4					
	Elm und Engelberg	32,6	32,7					
	Napf	29,7	30,4					
	Pilatus	22,3	27,3					
	Gütsch ob Andermatt	22,8	25,1					
Wallis und Nord-/Mittel-bünden	Säntis	18,8	20,8					
	Sion	37,2						
	Ulrichen	30,5	32,2					
	Montana	30,0	30,6					
	Zermatt	30,1	31,9					
	Grächen	29,5	31,5					
	Chur	37,1	37,5					
	Disentis	32,6	32,9					
	Davos	27,3	29,0					
	Arosa	26,2	26,5					
	Weissfluhjoch	19,6	22,8					
Münstertal und Puschlav	Sta. Maria	29,7	30,6					
	Robbia	32,9	33,3					
	Scuol	33,1			34 ³⁾			
	Genf	37,8						38,5

¹⁾ Rekord der Schweiz: Grono liegt nahe der Grenze zu Italien.

²⁾ Rekord nördlich der Alpen

³⁾ Wert wird angezweifelt.

⁴⁾ 38,4 °C vom Juli 1983 und Juli 1921, der bisherige Maximalwert von 39 °C vom 2. Juli 1952 wurde auf 37,3 °C korrigiert.

⁵⁾ Der bisherige Höchstwert von 37,7 °C vom 29. Juli 1947 wurde auf 35,8 °C korrigiert.

⁶⁾ Föhn

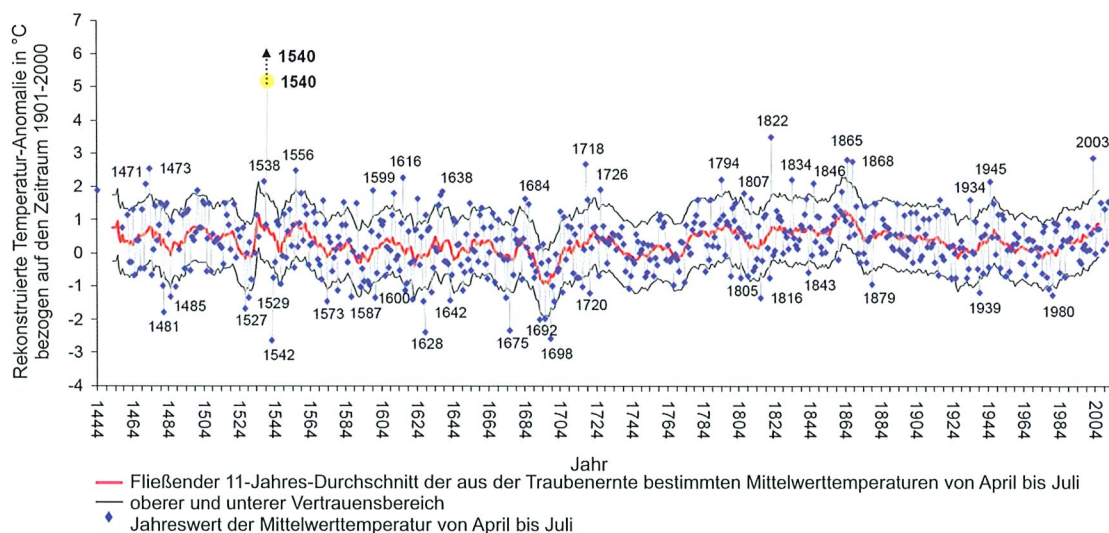


Bild 16.2: April-Juli Temperaturen in °C bezogen auf den Durchschnitt von 1901 bis 2000 nach [24] (leicht überarbeitet)

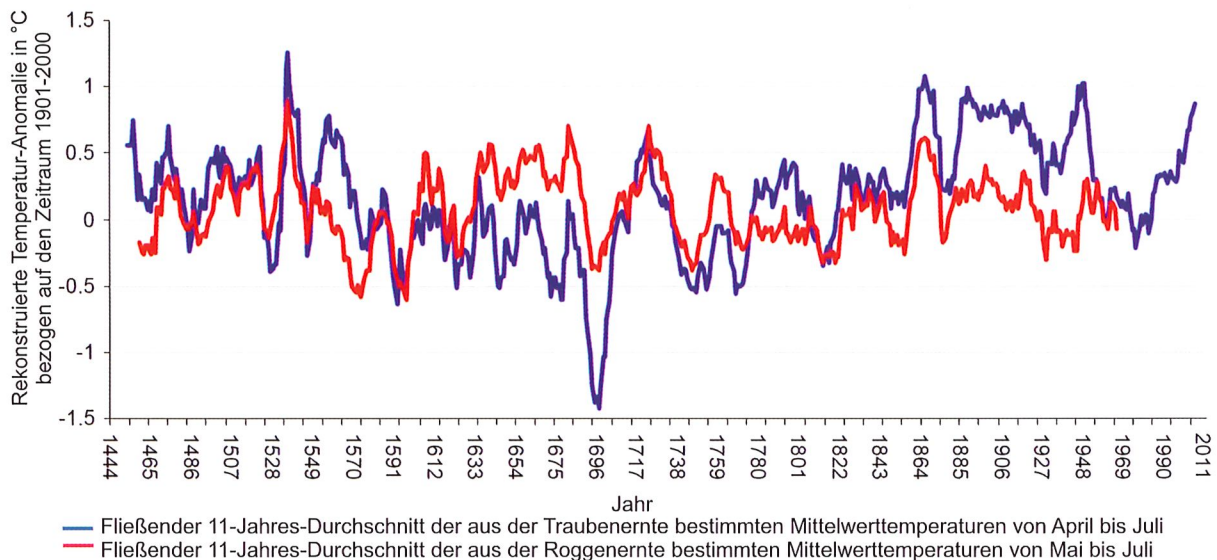


Bild 16.3: April-Juli- bzw. Mai-Juli-Temperaturen in °C nach [33] und [24] (leicht überarbeitet)

ranomalie von 5 bis 6 °C angegeben wird, beträgt die Anomalie in Bild 16.3 maximal 2 °C.

Die Abweichungen zwischen den Messungen und den Angaben aus Bild 16.2 lassen sich z. B. durch die unterschiedlichen Granularitäten (zeitliche und räumliche Auflösung) erklären – während die Messung einen instantanen Wert beschreibt, liefert der Proxy einen Temperaturanhaltspunkt für einen Zeitbereich von drei Monaten. Aber gerade in den vergangenen Jahren haben wir eine überproportionale Erwärmung der Frühlingsmonate in Mitteleuropa erlebt. Hier besteht also weiterhin Forschungsbedarf.

Prinzipiell kann es aber bei der Verwendung von Schriftstücken als Proxydaten – und Schriftstücke bilden auch die Grundlage für die Datenauswertung der Bilder 16.2 und 16.3 – immer auch zu Fehlern kommen. Dies gilt nicht nur für *extreme Wetter*, sondern für alle Gefährdungen. So hat man bei der Erstellung des Makroseismischen Katalogs der Schweiz lange die Intensität des Lindauer Erdbebens vom 20. Dezember 1720 durch einen Übersetzungsfehler überschätzt [13]. Auch bei der räumlichen Zuordnung historischer Erdbeben entstehen Fehler. So wurde ein Erdbeben im *Welschland* im Jahre 1152 dem Schweizer Ort Neuenburg zugeordnet. Tatsächlich aber bezeichnete der Begriff *Welschland* vor dem 19. Jahrhundert nicht die Romandie, sondern Italien [14].

Nicht-instrumentell erhobene Daten können also nur zum Teil den Datenmangel für die Extrapolation großer Wiederkehrperioden beheben. In vie-

len Bereichen ist die zeitliche und räumliche Auflösung zu gering (die Granularität), die Beschreibungen sind widersprüchlich und indirekt. Die Ergebnisse wissenschaftlicher Arbeiten der vergangenen Jahre zeigen große Unterschiede auf, selbst von denselben Autoren.

16.5 Andere klimatologische Parameter

Der Sommer 2003 stellt ein Extremereignis bei den Maximaltemperaturen dar. Auch bei den anderen klimatologischen Parametern findet man solche Extremereignisse in den vergangenen Jahren. Beim Niederschlag waren das die Starkniederschläge im August 2005 in der Schweiz. Dabei wurden 48-Stunden-Niederschläge beobachtet, die gemäß der statistischen Auswertung der bis dahin vorliegenden 100-jährigen Datenreihe einem 300-jährigen, in einem Ort sogar einem 1000-jährlichen Ereignis entsprachen [34]. Auch die 24-Stunden-Niederschläge erreichten extreme Werte.

Neben den Temperaturen und den Niederschlägen wurden in Europa in den vergangenen Jahrzehnten auch extreme Stürme beobachtet. Dazu zählen unter anderem die Stürme Lothar (1999) und Vivian (1990) mit punktuellen Windgeschwindigkeiten von 50 m/s im Schweizer Mittelland und 75 m/s im Bergland [35]. Dies entspricht einer Wiederkehrperiode von 100 Jahren. Pfister [29] bezeichnet Vivian als den stärksten Sturm der vergangenen 260 Jahre.

Auch Tornados der Fujita-Stufe F4 mit über 90 m/s wurden in den vergangenen Jahren im mitteleuropäischen Raum beobachtet (Pforzheim 1968, Brandenburg 1979). Neben den verursachten erheblichen Windgeschwindigkeiten können sie auch in Form sogenannter Windborn Missiles, also windgetragene Festkörper, auf Brückenbauwerke einwirken.

Auch bei Hagel hat man in den vergangenen Jahren mehrere extreme Ereignisse beobachtet. So wurde am 6. August 2013 in Baden-Württemberg ein Hagelkorn mit einem Durchmesser von 14 cm gefunden. Damit erreicht man zwar nicht die extremen Hagelkörner aus den USA von knapp über 20 cm, aber ein Durchmesser von 14 cm entspricht einem sehr seltenen Wert. Das Hagelereignis vom 12. Juli 1984 in München mit Schäden in Höhe von ca. 800 Millionen Euro zeigte das enorme Schädigungspotential solcher Ereignisse auf.

Bei anderen Ereignissen, wie z. B. bei Waldbränden, lassen sich noch keine Extremwerte nachweisen.

16.6 Statistische Auswertung der Messdaten

16.6.1 Verfahren

Für die statistische Auswertung der Daten und für die Entwicklung einer Verteilungsfunktion der unterschiedlichen klimatologischen Parameter stehen verschiedene statistische Verfahren zur Verfügung. Im Rahmen einer vom Autor betreuten Untersuchung wurden die Block-Maxima-Methode mit der generalisierten Extremwertverteilung (GEV), die Ordnungsstatistik (r-largest order) und das POT-Verfahren (POT = Peaks-over-threshold) eingesetzt. Jedes dieser Verfahren hat gewisse Vor- und Nachteile, die Auswirkungen auf die Bestimmung der charakteristischen Werte haben. Durch den Einsatz verschiedener Verfahren soll eine Absicherung der Ergebnisse erfolgen.

Zunächst wurden die Daten auf Trends untersucht. Die GEV wurde bei der Temperatur für die monatlichen Maximalwerte genutzt. Allerdings wurden für die Bestimmung der Maximaltemperaturen nur die Monate Mai bis September und für die minimalen Lufttemperaturen nur die Monate Oktober bis April verwendet. Beim Niederschlag wurden nur die Monate Mai bis September untersucht. Es wurde sowohl ein linear Trend (Klimawandel) als auch

ein harmonischer Trend über den Jahreslauf berücksichtigt. Die zeitabhängige Schätzung für einen Parameter der GEV sah dann beispielsweise wie folgt aus:

$$\mu(t) = \mu_0 + \mu_1(t - t_0) + \sum_{j=1}^L \left\{ c_j \cos \frac{2\pi \cdot j \cdot t}{365} + s_j \sin \frac{2\pi \cdot j \cdot t}{365} \right\}$$

Mit:

$\mu(t)$	statistischer Parameter für den Zeitpunkt t, hier z. B. der Mittelwert
μ_0	statistischer Parameter für das Bezugsjahr
μ_1	linearer Trend des statistischen Parameters
t	gewählter Zeitpunkt
t_0	Bezugszeitpunkt (meistens Jahr)
c_j, s_j	Konstanten zur Berücksichtigung der jahreszeitlichen Schwankungen

Für die anderen statistischen Parameter der GEV wurde die gleiche Methode verwendet.

Anschließend wurde die Ordnungsstatistik ebenfalls für die Monatswerte unter Verwendung der beiden größten Monatswerte erstellt. Die Ergebnisse aus der GEV wurden bestätigt.

16.6.2 Langzeittrend

Im vorangegangenen Abschnitt wurde der Begriff Klimawandel verwendet. Unter Klima versteht man als Abgrenzung zum Wetter einen statistisch ermittelten Zustand der Erdatmosphäre über mehrere Jahrzehnte. Die Weltorganisation für Meteorologie hat als Referenzwert eine 30-Jahre-Periode definiert, die sogenannte Klimanormalperiode. Die festgelegten Intervalle sind die Zeiträume von 1931 bis 1960, von 1961 bis 1990, von 1991 bis 2020, 2021 bis 2050 etc.

Im Gegensatz dazu besitzt das Wetter einen Zeitrahmen von Stunden bis wenige Wochen und die Witterung einen Zeitrahmen von einigen Tagen bis zu wenigen Monaten. Die Veränderungen, die sich zwischen den Klimanormalperioden zeigen, können als klimatische Schwankungen interpretiert werden. Auf Grund der Annahme, dass die zuletzt beobachteten Veränderungen zumindest teilweise vom Menschen induziert sind, sind statistische Klimaschwankungsmodelle nur begrenzt verwendbar. Man spricht deshalb heute von einem menschengemachten Klimawandel.

Die vorliegenden und untersuchten Temperaturmessungen der vergangenen Jahre bestätigen diesen Klimawandel. Je nach Schweizer Region stieg die mittlere Jahrestemperatur in den vergangenen beiden Jahrzehnten mit einer Rate von 5 bis 7 °C pro Jahrhundert. Die Maximaltemperaturen steigen dabei langsamer als die Jahresmittelwerte, da die Temperaturzunahme im Wesentlichen die Frühlings- und teilweise die Wintermonate betrifft. Bild 16.4 zeigt die Tagesmaximalwerte für einen Schweizer Messort, deren Entwicklung diese Aussage bestätigt. Bei den anderen klimatologischen Parametern, wie Niederschlag oder Wind, sind die Trends nicht eindeutig nachweisbar.

16.7 Ausblick

Für Brücken sind standortspezifische Bedingungen von Bedeutung [17]. Im Gegensatz dazu werden in den Normen in der Regel aber Regionen abgedeckt [18]. Dazu müssen Messwerte aus verschiedenen Stationen miteinander korreliert werden. Insbesondere in den vergangenen Jahren wurden dazu verschiedene Forschungsprojekte gestartet, die mittels Copulas nichtlineare Korrelationen zwischen verschiedenen Messserien berücksichtigen können. Copulas erlauben eine umfassendere Beschreibung des Zusammenhangs zweier oder mehrerer Zufallsvariablen als es übliche eindimensionale Korrelationskoeffizienten ermöglichen. Erwähnenswert wäre für Niederschlag z. B. das Forschungsprojekt STAMMEX [36] oder verschiedene Projekte der Deutschen Forschungsgemeinschaft (z. B. Spatial Interpolation of environmental parameters with Copulas), teilweise auch mit Bezug auf Hochwasser. Die Anwendung von Copulas kann zu höheren charakteristischen Werten zu führen, wie bisher an einem Beispiel gezeigt wurde.

Zusammenfassend kann man feststellen, dass auf Grund verschiedener Weiterentwicklungen statistischer und klimahistorischer Verfahren heute umfassendere Abschätzungen der extremen Wetterbedingungen erfolgen können, als noch vor wenigen Jahren. Auf der anderen Seite zeigt dieser Beitrag offene Fragen auf.

16.8 Auswirkungen für den Brückenbau

Langfristig werden sich die natürlichen Einwirkungen auf Brücken verändern, wahrscheinlich grund-

sätzlich steigen. Allerdings ist eine direkte Übernahme von neuen Ergebnissen, z. B. bei der Temperatur, für die Bemessung nicht möglich. Die hier vorgestellten Temperaturdaten beziehen sich in der Regel auf eine Höhe von 2 m über dem Boden. Normalerweise sind die Lufttemperaturen in Bodennähe extremer, so dass sich an den Brücken, die sich mehrere Meter über dem Talboden befinden, im Sommer geringere und im Winter höhere Temperaturen einstellen.

Zusätzlich werden für die gleichmäßige Temperaturbelastung Effekte wie Wind und Sonnenstrahlung [33], [34] in Form von Summanden berücksichtigt. So wird die Maximaltemperatur um 2 °C verringert und die Tiefsttemperatur um 5 °C erhöht.

Dadurch dürften die -24 °C gemäß DIN 1055-7 [15] bzw. Eurocode [3] die oben genannten historischen Tagesmittelwerte von -30 °C auf 2 m Höhe gerade noch abdecken. Das gleiche gilt für die +37 °C, die kurzzeitige Extremwerte von 40 °C auf 2 m Höhe abdecken. Der Bemessungswert in Verbindung mit einem Teilsicherheitsfaktor von 1,5 erscheint ausreichend.

Bezüglich der anderen Einwirkungen, wie Stürme, Niederschläge oder Hagel, rechnen wir eher mit Einschränkungen in der Gebrauchstauglichkeit bzw. Dauerhaftigkeit der Brücken als mit Fragen der Standsicherheit. So können Brückeneinbauten, wie Lärmschutzwände, durch Tornados und Windborne Missiles beschädigt werden. Das gleiche gilt für Hagelkörner. Extreme Niederschläge können die Nutzungsfähigkeit der Brücken durch die begrenzte Abführung des Niederschlagswassers beeinträchtigen.

16.9 Zusammenfassung

In den vergangenen Jahren wurden zahlreiche Studien zu nicht-instrumentell erhobenen Klimadaten veröffentlicht. Diese Daten können in die statistische Auswertung der instrumentell erhobenen klimatologischen Daten einbezogen werden und haben Auswirkungen auf die Festlegung charakteristischer bzw. repräsentativer Einwirkungen. Gleichzeitig erlauben neue statistische Verfahren (GEV, Copulas) robustere statistische Extrapolationen.

Die Veränderung solcher Einwirkungskenngrößen kann wiederum Konsequenzen für die Bemessung von Brückenbauwerken haben, wie z. B. veränderte Temperatureinwirkungen bei semi-integralen oder integralen Brückenbauwerken. Die ersten, hier vorgestellten Überlegungen zeigen,

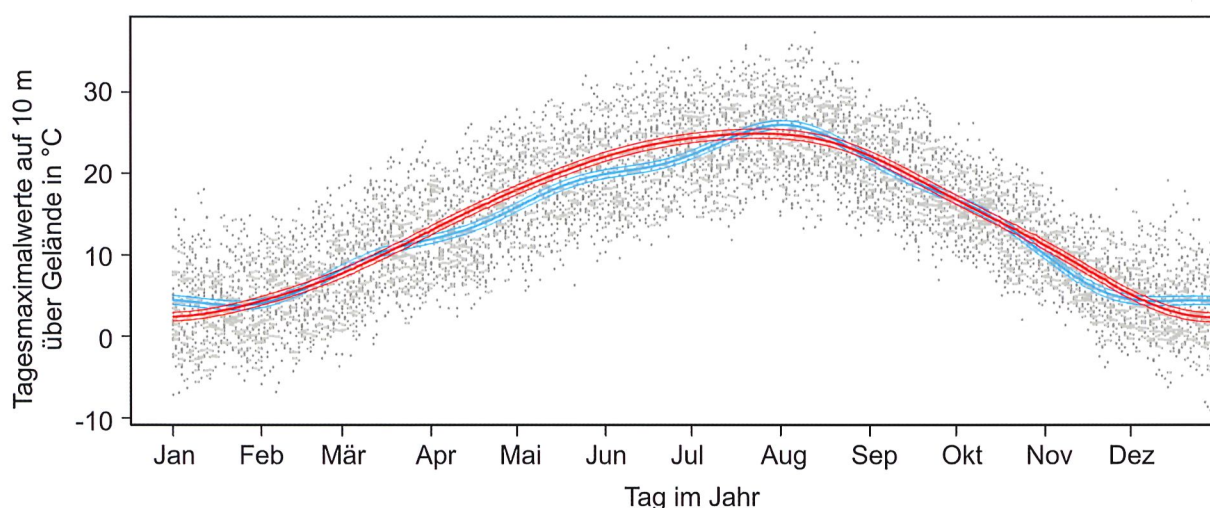


Bild 16.4: Beispiele des Jahresverlaufs der Tagesmaximaltemperatur für einen Schweizer Standort für die Jahre 1989 und 2008

dass die Abweichungen zu den normativen Werten im Bereich von 10 % liegen. Geht man ferner davon aus, dass für größere Brückenbauprojekte ortsspezifische Werte erhoben und berücksichtigt werden, so dürften die Auswirkungen auf den Bemessungsprozess noch geringer werden. Im Gegensatz dazu können für die Bemessung von Brücken mit einer Lebensdauer von 100 Jahren allerdings aktuelle Trends der klimatologischen Parameter von Bedeutung sein. So zeigen die Jahresmitteltemperaturen an verschiedenen Schweizer Orten in den vergangenen Jahrzehnten eine Temperaturerhöhung von bis zu 7 °C pro Jahrhundert. Das würde bedeuten, dass heute errichtete Brücken Ende des 21. Jahrhunderts erheblich größeren Maximaltemperatureinwirkungen ausgesetzt sind.

Fazit: Wir erleben im Augenblick eine äußerst schnelle Zunahme des Wissens über historische Klimadaten und statistische Datenauswertungen klimatologischer Parameter, die zu Veränderungen der Bemessungseinwirkungen auf Brücken führen können. Die Auswirkungen auf den Brückenbau erscheinen bis auf weiteres noch überschaubar. Dies gilt für die gesamte Einwirkungsgruppe der *extremen Wetterbedingungen*.

16.10 Literaturverzeichnis

- [1] GIARDINI, D.; WOESSNER, J.; DANCIU, L.; CROWLEY, H.; COTTON, F.; GRÜNTAL, G.; PINHO, R.; VALENSISE, G.: SHARE European Seismic Hazard Map for Peak Ground Accelerati-

on, 10% Exceedance Probabilities in 50 years, doi: 10.2777/30345, Zürich: ETH Zürich, 2013

- [2] VDI Technologiezentrum GmbH (Projekträger): Verbundprojekt SKRIBT – Schutz kritischer Brücken und Tunnel im Zuge von Straßen, Bedrohungsanalyse, Öffentliche Fassung des Berichts. bearbeitet von Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), Bundesamt für Bevölkerungsschutz und Katastrophenhilfe (BBK), Fraunhofer-Institut für Kurzzeiddynamik, Ernst-Mach-Institut (EMI), Institut für Leichtbau, Entwerfen und Konstruieren der Universität Stuttgart (ILEK), Lehrstuhl für Psychologie I der Julius-Maximilians-Universität Würzburg, gefördert durch Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF) Berlin, Bochum, 2013, <http://skribt.org/ergebnisse.htm>
- [3] DIN EN 1991-1-5 (12/2010): Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen – Temperatureinwirkungen, Deutsche Fassung, EN 1991-1-5-2003
- [4] Architektenkammer Nordrhein-Westfalen: Praxishinweis – Die rechtliche Bedeutung von technischen Regelwerken. Oktober 2011
- [5] PROSKE, D.: Entscheidung unter Unsicherheit als Beruf: Der Bauingenieur. In: Bauforschung und Baupraxis. Wie wollen wir in Zukunft bauen? Festschrift zum 60. Jahrestag von Prof. Dr.-Ing. Wolfram Jäger. Schriftenreihe des Lehrstuhls für Tragwerksplanung der TU Dresden, Band 10, 2011, S. 367-372

- [6] CURBACH, M.; PROSKE, D.: Einführung in das Sicherheitskonzept, die Baustoffe, die Einwirkungen und Schnittgrößenermittlung in den DIN-Fachberichten. Einführung in die DIN-Fachberichte. Sächsisches Staatsministerium für Wirtschaft und Arbeit & Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität Dresden (Hrsg.), Dresden: 2002
- [7] PUGH, C.: Changing Sea Levels – Effects of Tides, Weather and Climate. Cambridge: Cambridge University Press, 2004
- [8] PFISTER, CH.: Wetternachhersage – 500 Jahre Klimavariationen und Naturkatastrophen. Berlin Stuttgart Wien: Paul Haupt, 1999
- [9] BEHRINGER, W.: Die Kulturgeschichte des Klimas. dtv, München: 2011
- [10] <http://www.metoffice.gov.uk/hadobs/hadcet/>
- [11] DHI-WASY Software: HQ-EX 3.0: Programm zur Berechnung von Hochwasserwahrscheinlichkeiten. Benutzerhandbuch, 2007
- [12] WETTER, O.; PFISTER, C.; WEINGARTNER, R.; LUTERBACHER, J.; REIST, T.; TRÖSCH, J.: The largest floods in the High Rhine basin since 1268 assessed from documentary and instrumental evidence. Hydrological Sciences Journal 56 (2011) 5, S. 733-758
- [13] SCHWARZ-ZANETTI, G.; FÄH, D.: Grundlagen des Makroseismischen Erdbebenkatalogs der Schweiz, Band 2: 1681-1878. Schweizerischer Erdbebendienst (Hrsg.), Zürich: vdf Hochschulverlag AG an der ETH Zürich, 2011
- [14] SCHWARZ-ZANETTI, G.; FÄH, D.: Grundlagen des Makroseismischen Erdbebenkatalogs der Schweiz, mit Beiträgen von Virgilio Masciadri und Philipp Kästli, Band 1: 1000-1680, Schweizerischer Erdbebendienst (Hrsg.), Zürich: vdf Hochschulverlag AG an der ETH Zürich, 2011
- [15] DIN 1055-7:2002-11: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 7: Temperatureinwirkungen. Berlin: Beuth
- [16] Z'GRAGGEN, L.: Die Maximaltemperaturen im Hitzesommer 2003 und Vergleich zu früheren Extremtemperaturen. In: Bundesamt für Meteorologie und Klimatologie, MeteoSchweiz (Hrsg.): Arbeitsbericht MeteoSchweiz Nr. 212, 2006, Zürich
- [17] KOHOUTEK, J.; LINH TRAN, N.; GRAUBNER, C.-A.: Thermal actions on box girder bridges made of prestressed concrete. In: Lahmer, T.; Huber, M.; Most, T.; Proske, D.; Werner, F. (Hrsg.): Proceedings of the 12th International Probabilistic Workshop, Weimar, November 2014, S. 139-149
- [18] LICHT, U.: Klimatische Temperatureinwirkungen und Kombinationsregeln bei Brückenbauwerken. Diss., Universität der Bundeswehr München, 2004
- [19] <http://www.euroclimhist.unibe.ch/de/>
- [20] NOAA: National Climatic Data Center: NOAA Paleoclimatology. <http://www.ncdc.noaa.gov/paleo/recons.html>, letzter Zugriff: 26.11.2013
- [21] WETTER, O.; PFISTER, C.: Spring-summer temperatures reconstructed for northern Switzerland and southwestern Germany from winter rye harvest dates, 1454-1970. Climate of the Past, Journal of the European Geosciences Union (2011) 7, S. 1307-1326
- [22] DOBROVOLNY, P.; MOBERG, A.; BRAZDIL, R.; PFISTER, C.; GLASER, R.; WILSON, R.; VAN ENGELN, A.; LIMANOWKA, D.; KISS, A.; HALICKOVA, M.; MACKOVA, J.; RIEMANN, D.; LUTERBACHER, J.; BÖHM, R.: Monthly, seasonal and annual temperature reconstructions for Central Europe derived from documentary evidence and instrumental records since AD 1500. Climatic Change 101 (2010) Juli, Issue 1-2, S. 69-107
- [23] AHMED, M.; ANCHUKAITIS, K. J.; ASRAT, A.; BORGAONKAR, H.-P.; BRAIDA, M.; BUCKLEY, B. M.; BÜNTGEN, U.; CHASE, B. M.; CHRISTIE, D. A.; COOK, E. R.; CURRAN, M. A. J.; DIAZ, H. F.; ESPER, J.; FAN, Z. X.; GAIRE, N. P.; GE, Q.; GERGIS, J.; GONZÁLEZ-ROUCO, J. F.; GOOSSE, H.; GRAB, S. W.; GRAHAM, R.; GRAHAM, N.; GROSJEAN, M.; HANHIJÄRVI, S. T.; KAUFMAN, D. S.; KIEFER, T.; KIMURA, K.; KORHOLA, A. A.; KRUSIC, P. J.; LARA, A.; LÉZINE, A.-M.; LJUNGQVIST, F.-C.; LORREY, A.-M.; LUTERBACHER, J.; MASSON-DELMOTTE, V.; MCCARROLL, D.; MCCONNELL, J. R.; MCKAY, N. P.; MORALES, M. S.; MOY, A. D.; MULVANEY, R.; MUNDO, I. A.; NAKATSUKA, T.; NASH, D. J.; NEUKOM, R.; NICHOLSON, S. E.; OERTER, H.; PALMER, J. G.; PHIPPS, S. J.; PRIETO, M. R.; RIVERA, A.; SANO, M.; SEVERI, M.; SHANAHAN, T. M.; SHAO, X.; SHI, F.; SIGL, M.; SMERDON, J. E.; SOLOMINA, O. N.; STEIG, E. J.; STENNI, B.; THAMBAN, M.; TROUET, V.; TURNEY, C. S. M.; UMER, M.; VAN OMMEN, T.; VERSCHUREN, D.; VIAU, A. E.; VILLALBA, R.; VINTHER, B. M.; VON GUN-

- TEN, L.; WAGNER, S.; WAHL, E. R.; WANNER, H.; WERNER, J. P.; WHITE, J. W. C.; YASUE, K.; ZORITA, E.: Continental-scale temperature variability during the last two millennia PAGES 2k Consortium. *Nature Geoscience* 6 (2013), S. 339-346
- [24] WETTER, O.; PFISTER, C.: An underestimated record breaking event – why summer 1540 was likely warmer than 2003. *Climate of the Past, Journal of the European Geosciences Union* 9 (2013), S. 41-56
- [25] WETTER, O.; PFISTER, CH.; WERNER, J. P.; ZORITA, E.; WAGNER, S.; SENEVIRATNE, S.I.; HERGET, J.; GRÜNEWALD, U.; LUTERBACHER, J.; ALCOFORADO, M.-J.; BARRIENDOS, M.; BIEBER, U.; BRÁZDIL, R.; BURMEISTER, K.-H.; CAMENISCH, C.; CONTINO, A.; DOBROVOLNÝ, P.; GLASER, R.; HIMMELSBACH, I.; KISS, A.; KOTYZA, O.; LABBÉ, T.; LIMANÓWKA, D.; LITZENBURGER, L.; NORDLI, Ø.; PRIBYL, K.; RETSÖ, D.; RIEMANN, D.; ROHR, CHR.; SIEGFRIED, W.; SÖDERBERG, J.; SPRING, J.-J.: The year-long unprecedented European heat and drought of 1540 – a worst case. *Climatic Change* 125 (2014), S. 365-367
- [26] HENNIG, R.: Katalog bemerkenswerter Witterungsereignisse von den ältesten Zeiten bis zum Jahre 1800. Abhdl. Kgl. Preuß. Met. Inst., Bd. II (1904) No. 4
- [27] BARRAS, C.: The year of darkness. *NewScientist* (2014) Jan., Issue 2952, S. 35-38
- [28] PFISTER, C.; LUTERBACHER, J.; SCHARZ-ZANETTI, G.; WEGMANN, M.: Winter air temperature variations in western Europe during the Early and High Middle Ages (AD 750-1300). *The Holocene* 8 (1998), S. 535-552
- [29] PFISTER, CH.: *Wetternachhersage – 500 Jahre Klimavariationen und Naturkatastrophen*. Berlin Stuttgart Wien: Verlag Paul Haupt, 1999
- [30] BERNHARDT, K.-H.; MÄDER, C.: Statistische Auswertung von Berichten über bemerkenswerte Witterungsereignisse seit dem Jahre 1000. *Z. Meteorol.* 37 (1987) 2, S. 120-130
- [31] BERNHARDT, K.-H.; HELBIG, G.; HUPFER, P.; KLIGE, R. K.: *Rezente Klimaschwankungen*. In: Hupfer, P. (Hrsg.): *Das Klimasystem der Erde*, Berlin: Akademie-Verlag, 1991
- [32] PFISTER, C.; CAMENISCH, C.; PRIBYL, K.: *DAS KLIMA EUROPAS IM MITTELALTER, MIT ZUARBEITEN VON BRÁZDIL, R.; CAMENISCH, C.; CAMUFFO, D.; GLASER, R.; KISS, A.; MACKOVA, J.; PRIBYL, K.*; Vortrag auf der Tagung: Variabilität, Vorhersagbarkeit und Risiken des Klimas: acht Jahre NFS Klima, 12.06.2009 in Bern, Switzerland, http://occr23.unibe.ch/conferences/acht_jahre/pdfs/Pfister.pdf, letzter Zugriff 5.2.2014
- [33] WETTER, O.; PFISTER, C.: An underestimated record breaking event – why summer 1540 was very likely warmer than 2003. *Climate of the Past, Journal of the European Geosciences Union, Discussion*, 8 (2012), S. 2695-2730, www.clim-past-discuss.net/8/2695/2012/
- [34] MeteoSchweiz, Zürich (Hrsg.): *Arbeitsbericht MeteoSchweiz Nr. 211, Starkniederschlagsereignis August 2005*
- [35] CEPPI, P.; DELLA-MARTA, P. M.; APPENZELLER, C.: *Extreme Value Analysis of Wind Speed Observations over Switzerland*. *Arbeitsberichte der MeteoSchweiz*, 219, 43 S., Zürich, 2008
- [36] ZOLINA, O.; SIMMER, C.; KAPALA, A.; SHABANOV, P.; BECKER, P.; MÄCHEL, H.; GULEV, S.; GROISMAN, P.: *Precipitation Variability and Extremes in Central Europe: New View from STAMMEX Results*. *Bulletin of the American Meteorological Society* 95 (2014) July, Issue 7

(Alle Internetquellen wurden, so nicht anders angegeben, am 20.1.2015 geprüft.)

17 Brückenbauexkursion 2014 – Spurensuche in Deutschland

Dipl.-Ing. Robert Zobel, Dipl.-Ing. Sebastian Wilhelm

TU Dresden, Institut für Massivbau

17.1 Idee und Ziel der Exkursion

Die Brückenbauexkursion ist nun seit vielen Jahren ein fester Bestandteil im Lehrangebot des Instituts für Massivbau der TU Dresden. Während des straff organisierten Semesterablaufs im Studium bleibt den Studenten oft zu wenig Zeit, um praxisnahe Erfahrungen zu sammeln. Deshalb ist das erklärte Ziel der Brückenexkursion in den Ferien des Sommersemesters, die theoretisch erlangten Kenntnisse der Vorlesung Brückenbau in die Praxis zu überführen.

Innovative Brückenkonstruktionen und die ästhetische Ausführung standen dieses Mal im Mittelpunkt der Exkursion, die vom 19. bis 26. August 2014 quer durch die Bundesrepublik Deutschland führte. Unter den aufgesuchten Brücken waren einige Bauwerke, die in den vergangenen Jahren mit dem Deutschen Brückenbaupreis ausgezeichnet wurden. Aber auch die Sanierung im Brückenbestand und der Unterhalt waren Themen der Fahrt.

Durch die gemeinsame Planung mit den Studenten konnten die Schwerpunkte während der fünfmonatigen Vorbereitungsphase nach den Interessen der Studenten gesetzt werden. Dank der Unterstützung unserer treuen Sponsoren konnte die Exkursion auch dieses Mal für alle teilnehmenden Studenten finanziell ermöglicht werden.

Unterstützt durch Planungsbüros und ausführende Baufirmen – Dankeschön! – konnten eine Vielzahl an fachlichen Führungen zu Brückenbauwerken oder auf Baustellen ermöglicht werden, die einen tiefen Einblick in Besonderheiten und Probleme gaben.

Die Fahrt mit Kleinbussen und das gemeinsame Zelten ermöglicht eine flexible Routengestaltung und minimiert die Gesamtkosten der Exkursion. Neben der fachlichen Weiterbildung sollen auch sogenannte *soft skills* vermittelt werden. Gemeinsame Aktivitäten wie das tägliche Kochen aber auch die gemeinsame Gestaltung der verbleibenden Freizeit führen dabei zu einer Stärkung des

Gemeinschaftsgefühls unter den Studenten. Auch die große internationale Beteiligung durch Aufbaustudenten war eine Bereicherung der Gruppe und führte oft zu spannenden Diskussionen – sowohl auf fachlicher als auch auf interkultureller Ebene.

17.2 Auf den Spuren der Ingenieurbaukunst

Nachdem in den vergangenen Jahren Brücken des europäischen Auslandes erkundet wurden, standen auf der diesjährigen Brückenexkursion herausragende Ingenieurbauwerke Deutschlands im Fokus. Während der achttägigen Exkursion konnten die Studenten des 8. Semesters sowohl einen Einblick in bestehende Brückenbauwerke als auch in den Brückenneubau sowie in die Instandsetzung gewinnen. Viele der ausgewählten Brücken der Route erhielten in der Vergangenheit den Brückenbaupreis bzw. waren dafür nominiert. Unsere Route im Überblick zeigt Bild 17.1.

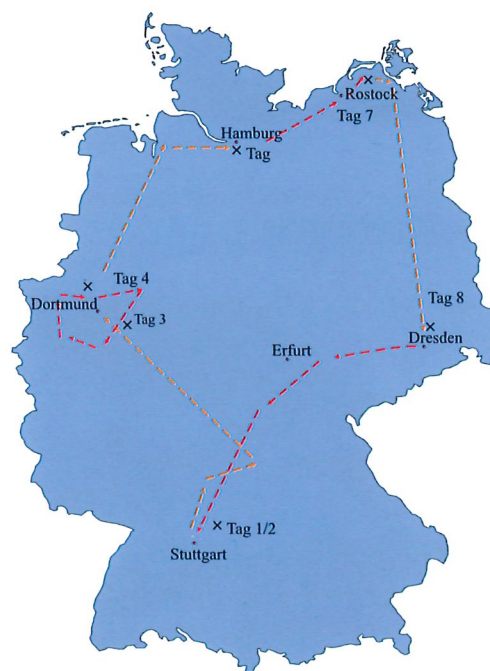


Bild 17.1: Route der Brückenexkursion durch Deutschland

Am Dienstag, dem 19.08.2014, starteten wir pünktlich unser Abenteuer mit zwei bis unters



Bild 17.2: Drachenschwanzbrücke Ronneburg
(Foto: Robert Zobel)



Bild 17.3: Talbrücke Froschgrundsee
(Foto: Robert Zobel)



Bild 17.4: Gekrümmte Autobahnüberführung der A 8
(Foto: Sebastian Wilhelm)



Bild 17.5: BOSCH-Parkhaus, Stuttgart
(Foto: Robert Zobel)



Bild 17.6: MurrtaIviadukt (Foto: Sebastian Wilhelm)



Bild 17.7: Kochertalbrücke, Spanngliedlage
Planung (rot) und Ist-Zustand (blau)
(Foto: Sebastian Wilhelm)

Dach gepackten Kleinbussen. Wir – das sind neun angehende Bauingenieure der Technischen Universität Dresden aus der Vertiefungsrichtung konstruktiver Ingenieurbau sowie zwei Betreuer vom Institut für Massivbau. Unser erstes Ziel führte uns nach Ronneburg, um die zur Bundesgartenschau 2007 erbaute Drachenschwanzbrücke zu besichtigen (Bild 17.2). Die Drachenschwanzbrücke ist eine Spannbandbrücke, deren Spannband aus einem blockverleimten Brettschichtholzquerschnitt besteht. Das Spannband wird dabei zwischen zwei Stahlbetonwiderlagern über vier baumartigen Zwischenstützen aus Stahl geführt. Mit einer Gesamtlänge von 225 m ist die Brücke gegenwärtig die längste Holzbrücke Europas und trägt, wohl in Anlehnung an ihre geschwungene Form, den Namen Drachenschwanzbrücke. Zum Abschluss der Begehung wurde die Brücke, wie es sich gehört, von uns auf ihre Schwingungsanfälligkeit getestet.

Im Anschluss ging die Fahrt weiter Richtung Coburg zu einem der aktuell größten Neubauprojekte in Deutschland, dem Verkehrsprojekt Deutsche Einheit 8 (kurz: VDE 8) mit der Neubaustrecke VDE 8.1 Ebensfeld–Erfurt. Es erwartete uns ein Großprojekt mit einer Gesamtstreckenlänge von 107 km mit insgesamt 22 Tunneln und 29 Talbrücken. An der Talbrücke Froschgrundsee (Bild 17.3) waren wir mit Herrn Schnellhardt verabredet, Teamleiter im Projekt VDE 8.1 der DB ProjektBau in Erfurt. Am Froschgrundsee angekommen, genossen wir eine wunderbare Aussicht auf die 65 m hohe Bogenbrücke. Herr Schnellhardt erläuterte uns vor Ort viele interessante Details zu Konstruktion, Planung und Umsetzung dieses Eisenbahnüberführungsbauwerkes. Die fast 800 m lange Talbrücke ist mit ihrem 270 m weit gespannten Bogen, zusammen mit der Grümpentalbrücke, die längste Eisenbahnbogenbrücke Europas. Die Überbaukonstruktion besteht aus einer Spannbeton-Durchlaufträgerkette mit einem einzelligen Hohlkastenquerschnitt. Die Stützweiten liegen zwischen 30 und 44 m. Mit der Grümpentalbrücke stand im Anschluss noch der größere Bruder der Talbrücke Froschgrundsee auf dem Programm. In ihrem Habitus gleich, unterscheidet sich jedoch die Herstellung der Bögen voneinander. Der Bogen der Grümpentalbrücke wurde, im Gegensatz zur Talbrücke Froschgrundsee, im Bogenfreivorbau mit Hilfsabspannungen auf einem Lehrgerüst auf Hilfspfeilern hergestellt. Im Anschluss der Fertigstellung des Bogens erfolgte die Sprengung der Hilfsstützen.

Im Anschluss an die Besichtigung der Grümpentalbrücke stellten uns Herr Schnellhardt und Herr Kre-

mer, verantwortlich für das Informationszentrum, das Großprojekt in seiner Gesamtheit vor. Neben allgemeinen Informationen wurde uns von Bauabläufen einzelner Brücken u. a. von der Grubentalbrücke, einem semi-integralen Bauwerk, berichtet. Zudem machten Herr Kremer und Herr Schnellhardt interessante Ausführungen zum Thema Tunnelbau. Abschließend ging es nochmals auf die Neubaustrecke VDE 8.1.

Am späten Nachmittag setzten wir unsere Fahrt zu unserem Campingplatz in Stuttgart fort. Nachdem die Zelte nach langer Platzsuche aufgebaut waren, ließen wir den Tag beim gemütlichen Grillen mit Blick auf das Gelände der Cannstatter Wasen ausklingen.

Der nächste Morgen startete mit einem gemeinschaftlichen Frühstück. Anschließend wurden wir von Herrn Angelmaier, Vorstandsmitglied von Leonhardt, Andrä und Partner (kurz: LAP), und Herrn Wahl, Projektingenieur bei LAP, freundlicherweise von unserem Zeltplatz abgeholt. Der Tag stand ganz im Zeichen der Ingenieurbauwerke von LAP im Stuttgarter Raum. Als erstes fuhren wir zu den Ingenieurbauwerken für die Verkehrserschließung der Neuen Landesmesse in Stuttgart. Neben dem Tragwerk standen bei der Führung vor allem die Randbedingungen der Bauwerke im Vordergrund, die für einen guten Entwurf entscheidend sind. Dabei sind neben einer semi-integralen Autobahnübergangsbrücke und einer Zubringerbrücke besonders der fugenlose 370 m lange Röhrentunnel und das von weitem sichtbare Parkhaus zu nennen (Bilder 17.4 und 17.5). Zur Realisierung eines geschlossenen Gesamteindrucks standen nach Herrn Angelmaier alle Bauwerke unter folgenden Gesichtspunkten: lager- und fugenlose Bauwerke, Kleeblattgedanke (kreuzungsfreie Ein- und Ausfahrtsbeziehung) sowie Stahlverbundbauweise (optimale Ausnutzung der Materialien). Da das Parkhaus aus infrastrukturellen Gründen als eine Brücke verwirklicht wurde, erhielt das 300 m lange Bauwerk zunächst die meiste Aufmerksamkeit. Das aus zwei Fingern zusammengesetzte Bauwerk überspannt dabei die A 8. Jeweils drei V-Fachwerke pro Finger bilden das Tragsystem. Auf der untersten Ebene sind beide Parkhausfinger miteinander gekoppelt. Laut LAP war neben den statisch-konstruktiven Anforderungen der erforderliche Brandschutz für das Parkhaus eine große Herausforderung. Nach der packenden Führung über das neue Messegelände ging es dann erstmal zu einer deftigen Mahlzeit in eine typische ländliche Gaststätte.

Gestärkt setzten wir die Fahrt zu drei weiteren integralen Autobahnüberführungsbrücken der A 8 nahe der Ausfahrt Leonberg/Heimsheim fort. Die erste Überführungsbrücke wurde als Dreigelenkrahmen ausgeführt. Besonders hervorzuheben ist, dass die Brücke in vier Modulen komplett vorgefertigt werden konnte, sodass im Ergebnis eine hohe Qualität des Bauwerkes bei geringer Bauzeit erzielt werden konnte. Selbiges trifft auf den daneben errichteten kleinen Bruder zu. Weiter ging es zum dritten Überführungsbauwerk auf der A 8, ebenfalls ein Einfeld-Rahmenbauwerk ohne Lager und Fugen. In Anlehnung an die Funktion der Brücke als Wendemöglichkeit wurde eine Grundrisskrümmung des Brückenbauwerks vorgenommen. Als Formgedanke wurde ein Tellerrand zugrunde gelegt. Von da aus ging es weiter zu einer Überführung der neuen Stadtbahngleise der U12. Bei diesem Brückenbauwerk handelt es sich um eine als Durchlaufträger ausgebildete fugenlose Trogbrücke. Nach der Besichtigung ging es für die Gruppe weiter ins Büro von LAP. In angenehmer Atmosphäre konnten wir im Büro Fragen bezüglich des Unternehmens stellen sowie Einblicke in die Firmenphilosophie erlangen.

Nachdem wir uns von Herrn Angelmaier verabschiedet hatten, besichtigten wir zum Abschluss des Tages den Killesbergturm, der von Schlaich Bergermann und Partner geplant wurde. Dem Turm ist sein Tragverhalten sofort anzusehen. Er erhebt sich mit mehreren Plattformen um eine Pendelstütze bis auf 41 m und wird lediglich durch ein Netz aus Seilen zwischen einem ringförmigen Stahlbetonfundament und einem Druckring gespannt. Nachdem auf der oberen Plattform von uns kurz die Schwingungsanfälligkeit des Turmes überprüft wurde, ging es zurück auf unseren Zeltplatz.

Am nächsten Morgen waren wir mit Herrn Klug, Projektingenieur von LAP, um 9 Uhr am Murrtaivia-
dukt (Bild 17.6) in Backnang verabredet. Die Besonderheiten der Brücke wurden uns zunächst in einer Präsentation erläutert, bevor wir anschließend zum Bauwerk selbst gingen. Das Viadukt, konzipiert als semi-integrales Bauwerk, fügt sich mit seinen zwei Bögen optisch passend ins Tal ein. Mit einer Spannweite von knapp über 400 m gilt die Brücke derzeit als längste integrale Straßenbrücke Deutschlands.

Im Anschluss fuhren wir mit Herrn Klug weiter zur Kochertalbrücke (Bild 17.7), bei der gegenwärtig Instandsetzungsmaßnahmen durchgeführt werden. Die Talbrücke ist mit 185 m Höhe die höchste ihrer Art in Deutschland und überbrückt eine Strecke

von ca. 1,3 km. Die maximale Spannweite beträgt 140 m. Der Querschnitt des Überbaus ist ein einzelliger, rechteckiger Hohlkasten, auf dem die Fahrbahnplatte verläuft. Diese krägt in beide Richtungen weit über den Hohlkasten hinaus und wird von Druckstreben gestützt. Ausgeführt wurde dieses Bauwerk in Spannbetonbauweise, wobei eine Vorspannung in Längs-, Vertikal- und Querrichtung aufgebracht wurde. Ein Highlight dieser Besichtigung stellte die Begehung des 6 m hohen Hohlkastens dar.

Nach der Besichtigung fuhren wir weiter in Richtung Norden, wo wir am Abend unseren Zeltplatz in der Nähe von Dortmund erreichten. Nach erfolgreichem Aufbau der Zelte nutzte die gesamte Gruppe die letzten Sonnenstrahlen für ein Fußballspiel.

Auch der nächste Morgen begann wieder früh, damit wir pünktlich an der zurzeit im Bau befindlichen Talbrücke Nuttlar (Bilder 17.8 und 17.9) sein konnten. Dort waren wir mit Herrn Herbrand, Büroleiter vom Ingenieurbüro GRASSL in Düsseldorf, und Herrn Rödel, Projektleiter bei Max Bögl, verabredet. Zu Beginn der Führung gab uns Herr Rödel einen Überblick über die Brücke. Der Oberbau besteht aus einer Stahlverbundkonstruktion mit einem einzelligen Stahlhohlkasten, der wiederum auf voll ausbetonierten Stahlbetonstützen lagert. Die erlebnis- und aufschlussreiche Führung endete im Stahlhohlkasten.

Gegen Mittag fuhren wir weiter zu unserer nächsten Station, der Müngstener Brücke bei Solingen (Bilder 17.10, 17.11 und 17.12). Auch dort bekamen wir freundlicherweise eine Führung. Der auf uns wartende Leiter der Produktionsdurchführung DB Netz AG in Düsseldorf, Herr Käufer, stellte anfänglich die Aufgabenbereiche seines Amtes vor, um nachfolgend die Müngstener Brücke vorzustellen. Die Müngstener Brücke ist zurzeit die höchste Eisenbahnbrücke Deutschlands und muss aufgrund ihres hohen Alters saniert und ertüchtigt werden. Die stählerne Bogenbrücke besitzt eine Gesamtlänge von 465 m bei einer Höhe von 107 m. Die größte zu überbrückende Spannweite beträgt 170 m. Durch ihren denkmalgeschützten Charakter sind viele Herausforderungen zu bewältigen, damit die Brücke schonend und konstruktionsgerecht saniert werden kann. Zudem wurde uns an der Brücke aufgezeigt, wie anspruchsvoll Instandhaltung und Instandsetzung bestehender Brücken ist.

Nach der Führung über die Müngstener Brücke ging es weiter zur Krefeld-Uerdinger Brücke,



Bild 17.8: Detail Talbrücke Nuttlar
(Foto: Sebastian Wilhelm)



Bild 17.9: Stahlhohlkasten der Talbrücke Nuttlar
(Foto: Sebastian Wilhelm)

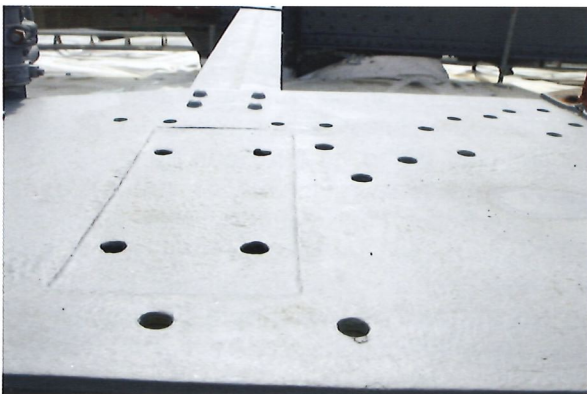


Bild 17.10: Lagerplatte, Müngstener Brücke
(Foto: Sebastian Wilhelm)



Bild 17.11: Herr Käufer erläutert die Überbaukonstruktion der Müngstener Brücke
(Foto: Sebastian Wilhelm)



Bild 17.12: Müngstener Brücke (Foto: Robert Zobel)



Bild 17.13: Strelasundquerung in Stralsund
(Foto: Sebastian Wilhelm)



Bild 17.14: Spannbandbrücke, Slinky Springs to Fame
(Foto: Sebastian Wilhelm)



Bild 17.15: Rampenbrücke, Slinky Springs to Fame
(Foto: Sebastian Wilhelm)



Bild 17.16: Brücke über die Gahlensche Straße, Bochum (Foto: Robert Zobel)



Bild 17.17: Baakenhafenbrücke, Hamburg
(Foto: Sebastian Wilhelm)



Bild 17.18: Retheklappbrücke, Hamburg
(Foto: Sebastian Wilhelm)

eine der wenigen unechten Hängebrücken Deutschlands. Wie immer, wenn wir keine organisierte Führung hatten, stellte auch hier ein Student die Brücke hinsichtlich Tragwerk und Besonderheiten vor. Nach Besichtigung der Krefeld-Uerdinger Brücke ging es zu unserer letzten Station des Tages, der Fußgängerbrücke Slinky Springs to Fame in Oberhausen. Die Brücke Slinky Springs to Fame (Bilder 17.14 und 17.15), bestehend aus einer dreifeldrigen Spannbandbrücke und mehreren, als Durchlaufträger geplanten Rampenbrücken, schlängelt sich in mehreren Kurven durch die Landschaft des Kaisergartens und überbrückt dabei den Rhein-Herne-Kanal. Neben den knalligen Farben des Überbaus springt vor allem die schwarze, nichttragende Spirale ins Auge, die sich um den Überbau der Brücke windet. Für die Besichtigung der Brücke nahmen wir uns viel Zeit, die Lagerung der Spannbandbrücke bzw. die Aufnahme der hohen Zugkräfte des Spannbandes zu studieren. Zur Aufnahme der Zugkräfte des Hauptspannfeldes wurden beidseitig des Kanals ein Bock aus V-förmigen Druckstreben sowie ein Zugglied angeordnet. Die Stützung der Seitenfelder der Spannbandbrücke erfolgt gleichzeitig über den Bock. Bei Eintritt der Dunkelheit bot sich abschließend für uns ein beeindruckendes Bild, als die Brücke in diversen Farben angeleuchtet wurde. Nach Besichtigung der letzten Brücke ging es gegen 21 Uhr zurück auf den Zeltplatz. Damit ging ein langer, erlebnisreicher und informativer Tag zu Ende.

Der nächste Morgen war durch hektisches Treiben gekennzeichnet. Nach zwei Nächten stand wieder einmal Zelte zusammenpacken auf den Programm, da wir uns auf den Weg nach Hamburg begaben. Bevor wir allerdings das Ruhrgebiet verließen, schauten wir uns noch die Brücke über die Gahlensche Straße in Bochum an (Bild 17.17). Die Brücke ist eine Rad- und Fußgängerbrücke mit einer Spannweite von 130 m. Charakteristisch bei dieser Brücke ist die Beschreibung der Linienführung durch eine S-Kurve, die sich aus der vorliegenden Wegeführung ergab und sich in der Tragwerkskonstruktion wiederfindet. Durch die Anordnung der Pylone jeweils auf der konkaven Seite der doppelt gekrümmten Wegeführung sowie durch die einseitige Lage des Seiltragwerks bildet sich ein komplexes räumliches Tragwerk aus. Mit einer koordinierten, gemeinschaftlichen Hüpfbewegung konnte die Brücke abschließend zur Schwingung angeregt werden. Dies führte jedoch bei den anwesenden Leuten teilweise zu Kopfschütteln.

Nach ausgiebiger Betrachtung der Brücke von vielen unterschiedlichen Standpunkten ging es für

uns weiter nach Bremerhaven. In Bremerhaven angekommen schauten wir uns die Gläserne Hafenbrücke an (Bild 17.19). Wie man schon aus dem Namen ableiten kann, wird die Brücke durch eine transparente Glaskonstruktion umhüllt. Die Glasröhrenbrücke verbindet dabei das Zentrum mit dem Hafen. Neben dem Witterungsschutz sowie der Wegeführung ermöglicht die Brücke durch ihre Drehbarkeit um 90 Grad zur Seite Schiffsdurchfahrten. Leider war es uns nicht vergönnt, das Schauspiel des Öffnens der Brücke aus unmittelbarer Nähe mitzuerleben.



Bild 17.19: Gläserne Brücke, Bremerhaven
(Foto: Sebastian Wilhelm)

Am späten Nachmittag fuhren wir weiter nach Hamburg, bezogen dort angekommen unser Hostel und erkundeten als Abschluss des Tages das Hamburger Stadtviertel St. Pauli.

Der nächste Tag begann nach einer gemütlichen Nacht mit einer Hamburger Hafenrundfahrt. Entlang der romantischen Kanäle konnten wir die Speicherstadt und die HafenCity vom Wasser aus besichtigen und passierten dabei zahlreiche Brücken. Nach der Rundfahrt auf dem Wasser ging die Gruppe anschließend durch die Speicherstadt zur Baakenhafenbrücke (Bild 17.18). Besonders erwähnenswert bei dieser Brücke ist, dass das Mittelstück angehoben werden kann, damit große Schiffe problemlos hindurchfahren können.

Der nächsten Morgen begann mit einem ausgewogenen Frühstück im Hamburger Hostel. Anschließend, gegen 8 Uhr, brach die Gruppe auf, da eine Besichtigung der Retheklappbrücke (Bild ??) durch die Hamburg Port Authority auf der Tagesordnung stand. Die derzeit im Bau befindliche Retheklappbrücke wird mit Fertigstellung die größte Klappbrücke Europas werden und soll die bestehende,

in die Jahre gekommene Hubbrücke ersetzen. Ziel ist es, den Verkehrsfluss auf Straße, Schiene und Wasser deutlich zu verbessern, da diese Verbindung zur einer der Hauptverkehrsadern des Hamburger Hafens gehört. Die neue bewegliche Klappbrücke wird als zweiteilige, zweiflügelige Stahlbaukonstruktion mit einer Spannweite von 104,2 m zwischen den Drehlagern ausgeführt. Der Unterbau besteht aus einer tiefgegründeten Stahlbetonwanne.

Nach Besichtigung der Retheklappbrücke wurde die Exkursion Richtung Rostocker Messturm fortgesetzt (Bild 17.20), dessen Tragwerksstruktur am Ende nochmals für reichlich Diskussionsstoff sorgte. Der einer Skulptur ähnelnde Turm besteht aus sechs Twist-Elementen, bestehend aus jeweils drei Druckstäben, drei Diagonalseilen sowie drei Horizontalseilen, und beruht auf der neuartigen Technologie des Tensegrity-Konzepts. Nach der ausführlichen Begutachtung des Rostocker Messturms von mehreren Standpunkten führte der Weg uns abschließend auf den Darß. Mit einer Runde und gemeinschaftlichem Grillen ging unser letzter Abend gemütlich zu Ende.



Bild 17.20: Messturm Rostock
(Foto: Sebastian Wilhelm)

Nach einer der kühlgsten Nächte für diese Zeit seit Beginn der Wetteraufzeichnung wurden, bereits routiniert, letztmalig für diese Exkursion die Zelte abgebaut und in unser fahrendes Zuhause verpackt. Anschließend starteten wir zu unserer letzten Brückenführung. Wir waren mit Herrn Freitag, Sachgebietsleiter des Straßenbauamtes Stralsund, verabredet. Während der Fahrt über die Landstraßen der Ostseeküste zu unserem vereinbarten Treffpunkt, dem Gebäude des Straßenbauamtes Stralsund, entstanden durch das Meer mit seinen immer wechselnden Farben sowie die übertra-

schend vielfältige Landschaft an der Ostsee ständig neue Eindrücke bei uns.

Am Gebäude des Straßenbauamtes angekommen, erwartete uns Herr Freitag schon im Besprechungsraum. Zunächst berichtete uns Herr Freitag anhand einer Präsentation von der Planung und Bau der Strelasundquerung, bevor wir anschließend zu Brücke fahren (Bild 17.13 und Bild 17.21). Die Strelasundquerung verbindet die Insel Rügen mit dem Festland. Die Querung, bestehend aus mehreren Vorlandbrücken und der stadtprägenden Schrägkabelbrücke, hat eine Gesamtlänge von 4.097 m. Angefangen vom 2-stegigen Spannbeton-Plattenbalken, über einen einzelligen Stahlverbundkasten sowie einen dreizelligen Stahlhohlkasten mit orthotroper Fahrbahnplatte bis hin zum einzelligen Spannbetonhohlkasten konnten wir die Vielzahl der verwendeten Überbauquerschnitte für die Strelasundquerung vor Ort direkt erkunden.

Nachdem wir uns von Herrn Freitag verabschiedet hatten, begaben wir uns nach einer ereignisreichen Exkursion mit vielen Eindrücken auf die Heimreise nach Dresden. Gegen 18 Uhr kamen wir endlich am Beyer-Bau der TU Dresden an. Bevor sich die Gruppe unter den schönen Erinnerungen an die gemeinsame Zeit letztendlich auflöste, wurden noch die übrig gebliebenen Nahrungsmittel unter den Studenten aufgeteilt.



Bild 17.21: Herr Freitag erklärt die letzten Details
(Foto: Sebastian Wilhelm)

17.3 Was bleibt

Durch eine abwechslungsreiche Exkursion wurden uns die vielfältigen Tätigkeitsbereiche eines Bauingenieurs hautnah gezeigt. Wir hatten die Möglich-

keit, eine Vielzahl von Ingenieurbauwerken anzuschauen, Tragwerke zu analysieren und das in den Vorlesungen vermittelte Wissen vor Ort zu vertiefen. In Diskussionen mit den Vortragenden Ingenieuren oder in der Gruppe konnten wir uns mit Fragen ingenieurmäßig auseinandersetzen. Des Weiteren zeigte uns die Exkursion, dass neben dem Entwurf und dem Bau die Instandhaltung und die Wartung von Bauwerken eine entscheidende Rolle spielen.

Mit neuen Eindrücken und neuem Elan kehrten wir von der achttägigen Exkursion an die Technische Universität Dresden zurück. Wir haben viel auf der Exkursion gelernt und erlebt. Während der Exkursion konnten wir eine große Anzahl unterschiedlichster Brückentypen bestaunen und besichtigen. Sie kann als gelungene Abwechslung gewertet werden, denn, wenn man ganz ehrlich ist, bleibt das Gefühl für die Dimensionen und der Realisierung solcher Objekte im Studienalltag auf der Strecke.

Besonders hervorzuheben bei der diesjährigen Exkursion war sicherlich auch die Reise mit Studenten aus unterschiedlichen Herkunftsländern. Durch zahlreiche Gespräche während der Fahrt konnten wir neben unserem baulichen auch unseren interkulturellen Horizont somit erweitern.



Bild 17.22: Zeltplatz bei Dortmund
(Foto: Sebastian Wilhelm)

17.4 Danksagung

Eine derartige abwechslungsreiche Exkursion ist ohne Hilfe anderer nicht möglich. Somit möchten wir uns an dieser Stelle bei all jenen bedanken, die uns bei der Planung, vor Ort bei den spannenden Ingenieurbauwerken und mit ihrer finanziellen Unterstützung geholfen haben, eine wunderbare und lehrreiche Exkursion zu erleben, von der wir heute immer noch sprechen.

Wir bedanken uns bei unseren deutschen Gastgebern - Volkhard Angelmaier, Andreas Klug, Kevin Wahl, Martin Schnellhardt, Hans Kremer, Michael Käufer, Guido Herbrand, Ulrich Rödel, den Mitarbeitern der Hamburg Port Authority sowie Thomas Freitag -, die sich bei den Brückenführungen viel Zeit für uns nahmen und uns Einblicke in die Ingenieurkunst verschafft haben.

Ein besonderer Dank geht an Herrn Professor Holger Svensson, der uns auch bei dieser Reise durch die Ingenieurbaukunst tatkräftig und finanziell unterstützt hat. Ebenfalls gilt unser Dank der Fakultät Bauingenieurwesen der TU Dresden, Bilfinger SE, Schüßler-Plan und der Gesellschaft von Freunden und Förderern der Technischen Universität Dresden für ihre finanzielle Unterstützung.

Prof. Holger Svensson



GESELLSCHAFT VON FREUNDEN UND FÖRDERERN DER
TECHNISCHEN UNIVERSITÄT DRESDEN E.V.



Technische Universität Dresden
Fakultät Bauingenieurwesen

Denkmalgerechte Erneuerung und Anpassung der Friedrichsbrücke in Berlin

Bauherr:	Senatsverwaltung für Stadtentwicklung und Umwelt – Abtl. X
Entwurf:	Ingenieurbüro Grassl GmbH
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Ingenieurgemeinschaft GMG
Ausführung:	Hentschke Bau GmbH

Technische Daten:

Bauart:	Stahlbetonverbund-Rahmenbauwerk
Überbau:	Stahlbetonhohlkästen in Verbundbauweise
Unterbau:	Stahlbetonwiderlager
Gründungsart:	Bohrpfahlgründung

Gesamtlänge:	69,30 m
Einzelstützweiten:	56,50 m
Breite:	26,25 m
Brückenfläche:	1.500 m ²
Konstruktionshöhe:	1,66 m–2,05 m (Überbau)

Bauzeit:	2012–2014
Auftragssumme:	7,7 Mio. EUR

Massen und Mengen:

Bohrpfähle:	845 lfdm
Beton:	1.750 m ³
Betonstahl:	180 t
Konstruktionsstahl:	400 t
Kopfbolzen:	2

Besonderheiten:

Durch eine umfangreiche Sanierung der Friedrichsbrücke über die Spree in Berlin wurde zwischen 2012 und 2014 die ursprünglichen Brückenbreite von 27 Meter wiederhergestellt. Dafür wurden sowohl auf der nördlichen sowie südlichen Seite 60 Meter lange Stahl-Verbundträger für die Verbreiterung eingesetzt. Das Einheben dieser Träger wurde von einem Schiff mittels zweier Kräne durchgeführt. Eine Besonderheit dieser Sanierung ist, dass der im Jahre 1981 errichtete Teil der Brücke erkennbar bleibt. Dieser Bereich erhielt einen neuen Asphaltbelag. Der neu errichtete Teil wurde mit Naturstein gepflastert. Im Zuge der denkmalgerechten Erneuerung wurden die vorhandenen historischen Sandsteinelemente der Balustraden und die vier hohen Säulen wieder an ihren ursprünglichen Standort gebracht. Für ein einheitliches Erscheinungsbild wurden die Brückenwiderlager ebenfalls mit Natursandstein verkleidet.



Ansicht von Süden mit Visualisierung der Brückenverbreiterung (Quelle: Senatsverwaltung für Stadtentwicklung und Umwelt, Berlin)

A8 – Talbrücke Bergen im Zuge der A8 München-Salzburg, BW 160

Bauherr:	Bundesrepublik Deutschland, Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung vertreten durch den Freistaat Bayern, München
Entwurf:	Autobahndirektion Südbayern, München
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Haumann & Fuchs Ingenieure AG, Traunstein
Ausführung:	ARGE Max Bögl / Max Aicher, München

Technische Daten:

Bauart:	Balkenbrücke im Taktschiebeverfahren
Überbau:	Spannbetonhohlkasten in Mischbauweise
Unterbau:	Stahlbetonpfeiler und -widerlager
Gründungsart:	Bohrpfahlgründung, teilweise Flachgründung
Gesamtlänge:	364,00 m
Einzelstützweiten:	45,00 m - 60,00 m - 80,00 m - 65,00 m - 60,00 m - 54,00 m
Breite:	38,50 m
Brückenfläche:	14.014 m ²
Konstruktionshöhe:	4,50 m (Überbau)
Bauzeit:	2010–2014
Auftragssumme:	ca. 25,5 Mio. EUR

Massen und Mengen:

Bohrpfähle:	1.720 lfdm
Beton:	26.650 m ³
Betonstahl:	3.300 t
Spannstahl:	718 t

Besonderheiten:

Das aus dem Jahr 1937 stammende Bauwerk im Bereich des Inn-Chiemsee-Hügellandes nahe der Autobahnanschlussstelle Bergen musste aufgrund seines Alters, kritischen Bauwerkszu-

stands sowie der aktuellen Belastung mit bis zu 82.000 Fahrzeugen / Tag durch einen Neubau ersetzt werden.

Um Setzungsdifferenzen ausschließen zu können, wurde das neue südliche Widerlager West sowie der Pfeiler der Achse 20 auf einer Flachgründung abgesetzt. Alle anderen Unterbauten wurden mittels 9 bis 17 Meter langen und 10:1 geneigten Großbohrpfählen, mit einem Durchmesser von 150 cm, gegründet. Die Widerlager wurden als begehbare Hohlkastenwiderlager mit massiven Flügelscheiben ausgeführt.

Die Herstellung der zwei in Längs- und Querrichtung vorgespannten Kastenträger der Überbauten erfolgte in Mischbauweise. In 14 Takten, mit Längen bis zu 30,5 m, wurde der Überbau gefertigt. Dabei wurde zunächst der Trog betoniert und anschließend die Fahrbahnplatte, welche mit Spanngliedern ohne Verbund quer vorgespannt ist, hergestellt. Beim Einschieben der Überbauten mussten in der Endphase 14 Takte in einem Längsgefälle von 4,4 % bergab geschoben und gehalten werden, was durch den Einsatz einer Hydro-Taktschiebe-Anlage am Widerlager Ost in Kombination mit Litzenhebern erreicht wurde.

Mit dem Neubau der Talbrücke Bergen entstand ein Bauwerk, das sich gestalterisch sehr gut in die Landschaft des Chiemgaus einfügt. Zudem konnte die Leistungsfähigkeit der Spannbetonbauweise in Verbindung mit Taktschiebeverfahren unter Beweis gestellt werden.



Seitenansicht (Quelle: Autobahndirektion Südbayern)

B327 – Trimbachtalbrücke im Zuge der Ortsumgehung Kastellaun

Bauherr:	Landesbetrieb Mobilität Rheinland-Pfalz, Landesbetrieb Mobilität Bad Kreuznach
Entwurf:	Verheyen Ingenieure, Bad Kreuznach
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Ingenieurbüro Dipl.-Ing. (FH) Horst Flesch, Kenn
Ausführung:	Heinz Schnorpfeil Bau GmbH, Treis-Karden

Technische Daten:

Bauart:	Mehrfeldrige Plattenbalkenbrücke auf Traggerüst
Überbau:	Einstegiger Spannbetonplattenbalken
Unterbau:	Stahlbetonpfeiler und -widerlager
Gründungsart:	Flachgründung, Bohrpfehlgründung

Gesamtlänge:	198,50 m
Einzelstützweiten:	34,75 m – 3 x 43,50 m – 34,75 m
Breite:	11,65 m
Brückenfläche:	2.330 m ²
Konstruktionshöhe:	2,00 m (Überbau)

Bauzeit:	2011–2014
Auftragssumme:	3,89 Mio. EUR

Massen und Mengen:

Bohrpfähle:	67,5 lfdm
Beton:	5.475 m ³
Betonstahl:	608 t
Spannstahl:	130 t

Besonderheiten:

Die Trimbachtalbrücke mit ihrem 5-feldrigen Überbau wurde im Zuge des Ausbaus der Ortsumgehung B327 der Stadt Kastellaun errichtet. Da ein gründungsfähiger Boden einen enormen erdbautechnischen Aufwand bedeutet hätte, wurden die Pfeiler der Achse 1 auf Großbohrpfählen mit einem Durchmesser von 1,20 m gegründet. Die Pfeiler der Achsen 2 bis 4 konnten hingegen als Flachgründung ausgeführt werden.

Die beiden Widerlager wurden als Kastenwiderlager mit beidseitigen Flügelwänden mit einer Wandstärke von 1,00 m errichtet. Durch eine Fundamentabschrägung von nur 10 cm, konnte die Fundamentdicke von 1,30 m auf jeweils 1,20 m verringert werden. Dies führte zu einer Materialeinsparung. Der Überbau wurde als längs vorgespannte Vollplatte auf einem Traggerüst hergestellt.

Als markantes Gestaltungselement der Trimbachtalbrücke wurden die Sichtflächen des Überbaus mit parallelem Verlauf zur Gradienten durch eine einseitig gehobelte Brettschalung strukturiert.



Seitenansicht (Quelle: Landesbetrieb Mobilität Rheinland-Pfalz, Landesbetrieb Mobilität Bad Kreuznach)

A10/ A24 – Erneuerung der Brückenbauwerke des Autobahndreiecks Havelland, BW 0Ü0

Bauherr:	Bundesrepublik Deutschland, vertreten durch Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg
Entwurf:	Krone Haman Reinke Ingenieurbüro GmbH, Berlin
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Klähne Ingenieure GmbH, Berlin
Ausführung:	EUROVIA Beton GmbH

Technische Daten:

Bauart:	Stahlverbund-Durchlaufträger in Montagebauweise
Überbau:	Stahlverbundhohlkasten als Durchlaufträger über 5 Felder
Unterbau:	Stahlbetonpfeiler und -widerlager
Gründungsart:	Flachgründung
Gesamtlänge:	197,50 m
Einzelstützweiten:	2x40,00 m – 44,00 m – 37,00 m – 36,50 m
Breite:	11,60 m
Brückenfläche:	2.291 m ²
Konstruktionshöhe:	2,22 m (Überbau)

Bauzeit:	2012–2014
Auftragssumme:	ca. 5,3 Mio. EUR

Massen und Mengen:

Beton:	248 m ³
Konstruktionsstahl:	551 t
Kopfbolzen:	5,6 t

Besonderheiten:

Im Zuge des 6-streifigen Ausbaus der A24/ A10 Berliner Ring wurde das Bauwerk BW 0Ü0 neu errichtet. Dieses überführt die Verbindungsrampe vom Autobahndreieck Werder in Richtung Autobahndreieck Wittstock/Dosse.

Das Bauwerk ist auf Fundamentplatten aus Stahlbeton flach gegründet. Die Stützen wurden als Stahlbetonpfeiler mit korbbogenförmigem Querschnitt ausgeführt und ebenfalls flach gegründet. Die beiden Brückenwiderlager sind als begehbare Kastenwiderlager ausgebildet und besitzen hinter der Auflagerbank einen Wartungsgang mit Zugang zum Hohlkasten des Überbaus zur Inspektion der Kalottenlager und des Fahrbahnübergangs.

Der Überbau besteht aus einem 5-feldrigen durchlaufenden Stahlverbundhohlkasten und einer Ort betonplatte aus Stahlbeton.

Das Bauwerk wurde nach Kriterien des Architekten Jux für Autobahnkreuzungen des Berliner Rings gestaltet. Es stimmt in Farbgebung, Schalungsdetails und Geländerausbildung mit den bereits erneuerten Kreuzen und Dreiecken der A10 überein.



Detail Widerlager (Quelle: Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg)

Grünbrücke Melzower Forst über die A11 bei Warnitz

Bauherr:	Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg
Entwurf:	Diplomingenieure Haak & Schulze, Zeuthen
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	VIC Brücken- und Ingenieurbau GmbH, Niederlassung Potsdam
Ausführung:	EUROVIA Beton GmbH

Technische Daten:

Bauart:	3-Gelenkbogenbrücke in Fertigteilbauweise
Überbau:	vorgespannte Bogenfertigteile
Unterbau:	Stahlbetonkämpfer
Gründungsart:	Flachgründung
Gesamtlänge:	36,30 m
Einzelstützweiten:	36,30 m
Breite:	60,00 m
Brückenfläche:	2.178 m ²
Konstruktionshöhe:	0,60 m (Überbau)

Bauzeit:	2013–2014
Auftragssumme:	ca. 4,23 Mio. EUR

Massen und Mengen:

Bohrpfähle:	240 lfdm
Beton:	4.450 m ³
Betonstahl:	480 t
Spannstahl:	80 t
Konstruktionsstahl:	27 t

Besonderheiten:

Im Rahmen des Konjunkturpaktes II sollen im Land Brandenburg Grünbrücken über bestehen-

de Bundesautobahnen errichtet werden und somit den dringenden Bedarf an Querungshilfen für Tiere und zur Vernetzung von Lebensräumen nachhaltig mindern.

Die Grünbrücke Melzower Forst bei Warnitz ist eine von zwei Brücken im Biosphärenreservat „Schorfheide – Chorin“.

Das Bauwerk wurde auf 9,00 m breiten, 1,25 m dicken und insgesamt 72,20 m langen Streifenfundamenten gegründet, welche zur Risssteuerung im Abstand von 15,00 m verzahnte Raumfugen enthalten.

Die Auflagerung der Fertigteil-Bogensegmente erfolgte auf dreieckförmigen Widerlagerwänden (Kämpfer). Die in Ortbetonweise hergestellten Kämpfer wurden biegesteif an die Fundamentplatten angeschlossen und wurden luftseitig horizontal sowie erdseitig tangential zum Bogenfertigteil abgeschalt. Den seitlichen Abschluss der Bogenwiderlager bilden massive Stahlbetonpfeiler, die die Stirnwände des 3-Gelenk-Bogens einspannen. Die anschließenden Flügelwände wurden als Schrägflügel direkt in die Pfeilerkonstruktion eingebunden.



Seitenansicht der fertig gestellten Grünbrücke (Quelle: Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg)

A44 – Neubau der Talbrücke Beerberg, BW 1

Bauherr:	Hessen Mobil Straßen- und Verkehrsmanagement
Entwurf:	Grassl Ingenieure GmbH, Düsseldorf
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Krebs & Kiefer, Niederlassung Erfurt
Ausführung:	HTI Greußen, Niederlassung Erfurt

Technische Daten:

Bauart:	3-Feld Spannbetonbrücke in 2 Teilbauwerken
Überbau:	1-stegige Plattenbalkenbrücke
Unterbau:	Stahlbetonwiderlager und -pfeiler
Gründungsart:	Pfahlgründung
Gesamtlänge:	Nord: 177,67 m Süd: 174,34 m
Einzelstützweiten:	28,27 m – 35,33 m – 40,62 m – 38,12 m – 35,33 m
Breite:	29,48 m
Brückenfläche:	10.377 m ²
Konstruktionshöhe:	2,00 m (Überbau)
Bauzeit:	2012–2014
Auftragssumme:	ca. 9,4 Mio. EUR

Massen und Mengen:

Bohrpfähle:	994 lfdm
Beton:	11.230 m ³
Betonstahl:	1.127 t
Spannstahl:	196 t

Besonderheiten:

Der Neubau der 5feldrigen Talbrücke Beerberg besteht aus zwei durch einen 10 cm breiten Spalt voneinander getrennten, nebeneinander stehenden Einzelbauwerken: einer Nordbrücke für die

Fahrbahn Kassel und einer Südbrücke für die Fahrtrichtung Herleshausen.

Die Gründung der Widerlager sowie Pfeiler der beiden Teilbauwerke wurde durch verrohrte Bohrpfähle hergestellt, die eine Länge von 2,50 m sowie einen Durchmesser von 1,00 m bis 1,20 m besitzen. Die Pfahlkopfplatten der Widerlager wurden mit einer Stärke von 1,75 m und der Pfeiler mit einer Stärke von 2,00 m ausgeführt. Die Übergänge zwischen der Dammschüttung und den Brückenüberbauten wurden durch hochgesetzte, kastenförmige Widerlager in Massivbauweise gewährleistet. Zudem wurden in Brückenlängsrichtung Flügelwände angeordnet. Die zwei getrennten Überbauten erhielten an jedem Ende ein gemeinsames Widerlager. Aufgrund der Größe der vorhandenen Lagerkräfte und Verschiebewege sowie aus wirtschaftlichen, dauerhaften und wartungsfreundlichen Gründen wurden Kalottenlager verwendet. Diese sind in jeder Lagerachse quer zur Bauwerkslängsachse angeordnet, was für beide Brückenbauwerke jederzeit eine weitestgehende zwängungsfreie Lagerung ergibt.

Die getrennten Überbauten bestehen aus 3,50 m breiten Stahlbeton-Kragplatten mit einer maximalen Konstruktionshöhe von 2,00 m.



Ansicht der Brücke (Quelle: Hessen Mobil)

A44 – Neubau der Unterführung Hegenhausen, BW 6

Bauherr:	Bundesrepublik Deutschland, vertreten durch Hessen Mobil Straßen- und Verkehrsmanagement
Entwurf:	Hessen Mobil Kompetenzzentrum Bauwerksentwurf, Dezernat BA 41
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Ingenieurbüro Jenisch & Jung, Dreieich
Ausführung:	ARGE BW6 Stutz GmbH & Co. KG; Adam Hörnig Baugesellschaft mbH & Co. KG

Technische Daten:

Bauart:	3-Feld Spannbetonbrücke in 2 Teilbauwerken
Überbau:	2-stegige Plattenbalkenbrücke
Unterbau:	Stahlbetonwiderlager
Gründungsart:	Pfahlgründung
Gesamtlänge:	Nord: 92,27 m Süd: 93,74 m
Einzelstützweiten:	Nord: 28,77 m – 34,73 m – 28,77 m Süd: 29,23 m – 35,28 m – 29,23 m
Breite:	29,62 m
Brückenfläche:	2.755 m ²
Konstruktionshöhe:	1,90 m (Überbau)
Bauzeit:	2012–2014
Auftragssumme:	ca. 4,8 Mio. EUR

Massen und Mengen:

Bohrpfähle:	568 lfdm
Beton:	4.800 m ³
Betonstahl:	478 t
Spannstahl:	60 t
Konstruktionsstahl:	4 t

Besonderheiten:

Im Zuge des Ausbaus der A44 zwischen Kassel und Herleshausen wurde der Neubau eines Talbrückenbauwerks als BW 6 Unterführung Hegenhausen erforderlich. Die Gründung der Widerlager und Pfeiler erfolgte als Tiefgründung in Form von Bohrpfehlen ohne Fußverbreiterung, die mindestens 2,50 m in den felsigen Buntsandstein einbinden. Alle Unterbauten wurden in Stahlbetonbauweise ausgeführt.

Das östliche Widerlager besitzt einen Wartungsgang, der über einen Gitterrost das Inspizieren der Lager, Übergangskonstruktionen sowie Entwässerungsanlagen ermöglicht. Die Flügelwände mit einer Dicke von ca. 1,30 m wurden parallel zur Autobahnachse hergestellt. Der Überbau wurde getrennt für jede Richtungsfahrbahn als Durchlaufträger über drei Felder in Ort beton als jeweils parallelgurtiger 2-stegiger Spannbeton-Plattenbalken, ohne Quervorspannung, errichtet. Die Auflagerung der Überbauten erfolgt durch zwei Elastomerlager pro Lagerachse, die zentrisch unter den Überbaustegen angeordnet sind. Zur Aufnahme der Bauwerksverformungen sind an beiden Überbauenden wasserdichte und lärmgeminderte Übergangskonstruktionen vorhanden.



Brücke im Bauzustand (Quelle: Hessen Mobil)

A44 – Neubau der Unterführung Sinnebach, BW 7

Bauherr:	Bundesrepublik Deutschland, vertreten durch Hessen Mobil Straßen- und Verkehrsmanagement
Entwurf:	Hessen Mobil Kompetenzzentrum Bauwerksentwurf, Dezernat BA 41
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	IBP – Ingenieurbüro für Brückenplanung, Sondershausen
Ausführung:	ARGE BW7 Stutz GmbH & Co. KG; Adam Hörnig Baugesellschaft mbH & Co. KG

Technische Daten:

Bauart:	1-Feld Stahlbetonrahmenbrücke
Überbau:	Stahlbetonvollplatte
Unterbau:	Stahlbetonwiderlager und -flügelwände
Gründungsart:	Flachgründung

Gesamtlänge:	11,00 m
Einzelstützweiten:	11,00 m
Breite:	29,60 m
Brückenfläche:	326 m ²
Konstruktionshöhe:	0,80 m (Überbau)

Bauzeit:	2012–2014
Auftragssumme:	ca. 1,7 Mio. EUR

Massen und Mengen:

Beton:	1.465 m ³
Betonstahl:	219 t

Besonderheiten:

Mit dem Neubau der Bundesautobahn A44 von Kassel nach Herleshausen soll die aus dem Ruhr-

gebiet kommende und am Autobahndreieck Kassel Süd endende Autobahn in Richtung Eisenach weitergeführt werden. Hierbei wurde die Errichtung eines Brückenbauwerkes zur Unterführung des in südwestlicher Richtung zur Wehre abfließenden Sinnebachs und eines Wirtschaftswegs erforderlich.

Die Brücke wurde als einfeldriger und offener Stahlbetonrahmen ohne Überschüttung errichtet. Durch eine monolithische Verbindung des Brückenüberbaus mit den Widerlagern konnte auf die Verwendung von Lagern und Übergangskonstruktionen verzichtet werden. Die Stahlbetonwiderlager sowie -flügelwände des Bauwerkes wurden flach gegründet und mit einem Sichtbeton versehen.

Die durch eine Raumfuge, auf ganzer Bauwerkslänge, getrennten Überbauten wurden als Stahlbetonvollplatte ausgeführt. Abschließend wurde eine Absturzsicherung aus Betonschutzwänden auf den Brückenaußenkappen angeordnet. Die seitlichen Abschlüsse bilden 4,00 m hohe, licht- undurchlässige und schallreflektierende Irritationsschutzwände.



Brücke im Bauzustand, Ansicht Süd (Quelle: Hessen Mobil)

A44 – Neubau der Auffahrtsrampe Richtung Herleshausen bei Helsa Ost, BW 818

Bauherr:	Bundesrepublik Deutschland, vertreten durch Hessen Mobil AST Kassel
Entwurf:	Hessen Mobil Kompetenzzentrum Bauwerksentwurf Bad Arolsen
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Ingenieurgesellschaft Setzpfandt, Weimar
Ausführung:	HUP Baugesellschaft, Marsberg

Technische Daten:

Bauart:	Integrale Einfeldrahmenbrücke
Überbau:	zweiteilige Stahlbetonvollplatte
Unterbau:	Stahlbetonwiderlager
Gründungsart:	Flachgründung

Gesamtlänge:	17,54 m
Einzelstützweiten:	17,54 m
Breite:	29,82 m
Brückenfläche:	520 m ²
Konstruktionshöhe:	1,00 m (Überbau)

Bauzeit:	2013–2014
Auftragssumme:	ca. 1,2 Mio. EUR

Massen und Mengen:

Beton:	1.560 m ³
Betonstahl:	260 t

Besonderheiten:

Der Neubau der Auffahrtsrampe wurde im Zuge der A44 von Kassel und Herleshausen zwischen der Anschlussstelle Helsa Ost und Hessisch Lichtenau West erforderlich.

Das Bauwerk ist auf einer 50 cm starken Bettungsschicht in den anstehenden, felsigen Buntsandstein flach gegründet. Die Unterbauten bestehen aus zwei gleichen Rahmenbauwerken mit einem Teilbauwerk je Fahrtrichtung. Die Widerlagerrwände bilden in Verbindung mit dem Überbau einen biegesteifen Rahmen und werden am Fuß vertikal und horizontal gehalten.

Die zwei Überbauhälften sind als eine schlaffbewehrte Stahlbetonvollplatte mit Kragarmen und einer konstanten Bauhöhe von 0,85 m ausgeführt.

Die in Brückenlängsrichtung entstehenden Relativverschiebungen zwischen dem Bauwerk und der anschließenden B7 werden durch beidseitig angeordnete Abschlussprofile T90 aufgenommen.



Ansicht der Brücke (Quelle: Hessen Mobil)

K 147 – Ersatzneubau der Unterführung der Fulda bei Grebenau, KA 5872

Bauherr:	Hessen Mobil Straßen- und Verkehrsmanagement Kassel
Entwurf:	Kompetenzcenter Bauwerksentwurf Hessen Mobil Bad Arolsen
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Ingenieurbüro Dipl.-Ing. Stefan Kleffel, Solz
Ausführung:	Kropp GmbH & Co. KG, Großenlütder

Technische Daten:

Bauart:	Spannbetonbrücke
Überbau:	Spannbetonfertigteilträger mit Ortbetonergänzung
Unterbau:	Stahlbetonpfeiler und -widerlager
Gründungsart:	Bohrpfahlgründung
Gesamtlänge:	73,80 m
Einzelstützweiten:	24,40 m – 28,50 m – 20,90 m
Breite:	8,30 bis 8,88 m
Brückenfläche:	615 m ²
Konstruktionshöhe:	1,35 m (Überbau)
Bauzeit:	2013–2014
Auftragssumme:	ca. 1,42 Mio. EUR

Massen und Mengen:

Bohrpfähle:	143 lfdm
Beton:	1.125 m ³
Betonstahl:	179 t
Spannstahl:	11 t

Besonderheiten:

Das Bauwerk über die Fulda bei Grebenau wurde im Jahr 1948 als dreifeldrige Stahlbetonplattenbalkenbrücke errichtet.

Aufgrund seiner geringen Fahrbahnbreite ist ein Begegnungsverkehr auf dem Bauwerk nicht

möglich. Des Weiteren ist durch eine vergleichsweise steile Kuppenausrundung von etwa 220 m die Brücke nur sehr schwer einzusehen, was zu einer erheblichen Verkehrsgefährdung führt. Zudem wurde in den vergangenen 10 Jahren durch Haupt- und einfache Prüfungen des Bauwerks festgestellt, dass eine deutliche Beeinträchtigung der Standsicherheit des für die Lasten nach Brückenklasse 30 ausgelegten Bauwerks vorliegt. Um eine Unterführung der Fulda in einen zukunftsfähigen, der regionalen Funktion gerecht werdenden Zustand zu bringen, wurde das Bauwerk durch einen Neubau ersetzt.

Die Gründung erfolgte über verrohrt hergestellte Ort beton-Großbohrpfähle mit einem Durchmesser von 1,20 m, welche mindestens 2,50 m in den tragfähigen Baugrund abgesetzt wurden. Die Flügelwände des kastenförmigen Widerlagers folgen dem Grundriss der trompetenförmigen Aufweitung der Fahrbahn am Brückenkopf.

Der Überbau besteht aus vier T-förmigen und 1,10 m hohen Fertigteilen, die mit einer 25 cm dicken Ortbetonergänzung ein Verbundsystem ergeben, das über 3 Felder durchlaufend ausgebildet ist. Die Fertigteile wurden ohne Hilfsjoche auf den vorgefertigten Querträgern abgesetzt. Die Herstellung des Verbundsystems erfolgte anschließend im Zuge der Betonage des Aufbetons mit Ergänzung der Querträger.



Seitenansicht (Quelle: Hessen Mobil Straßen- und Verkehrsmanagement Kassel)

A44 – Neubau der Wirtschaftsweg- und Grünbrücke 2 zwischen Hasselbach und AS Waldkappel Ost, BW 5

Bauherr: Hessen Mobil
 Entwurf: Hensel Ingenieure GmbH
 Genehmigungs- und Ausführungsplanung: Ingenieurbüro für Brückenplanung GmbH & Co. KG
 Ausführung: Adam Hörnig Baugesellschaft mbH & Co. KG

Besonderheiten:

Zwischen den Anschlussstellen Waldkappel-Hasselbach und Waldkappel-Ost der Bundesautobahn A44 wurde die Wirtschaftsweg- und Grünbrücke 2 neu errichtet.

Technische Daten:

Bauart: Integrale Zweifeld-Rahmenbrücke
 Überbau: Stahlbetonplatte
 Unterbau: Stahlbetonhohlpfeiler und -widerlager
 Gründungsart: Flachgründung

Gesamtlänge: 33,40 m
 Einzelstützweiten: 16,10 m – 16,10 m
 Breite: 31,46 m
 Brückenfläche: 1.051 m²
 Konstruktionshöhe: 4,75 m (Überbau)

Bauzeit: 2014
 Auftragssumme: ca. 3,5 Mio. EUR

Massen und Mengen:

Beton: 4.000 m³
 Betonstahl: 520 t

Die Brücke wurde als Zweifeldbrücke mit Überschüttung und gleichen Stützweiten erbaut. Die Fundamente des integralen Bauwerks sind mit einer Dicke von 1,20 m bis 1,30 m als Flachgründungen auf dem anstehenden, felsigen Buntsandstein ausgeführt. Zur Abstützung des Überbaus sind im Bereich des Mittelstreifens der Autobahn insgesamt sechs Einzelpfeiler angeordnet. Zwei Pfeiler erhalten jeweils eine gemeinsame Fundamentplatte.

Der Überbau besteht aus einer schlaff bewehrten Stahlbeton-Vollplatte mit einer monolithischen Verbindung zu den Widerlagerwänden und Mittelstützen. So entstand ein Rahmentragwerk mit biegesteifen Ecken, bei welchem auf die Verwendung von Lagern und Gelenken verzichtet werden konnte.



Brücke im Bauzustand (Quelle: Hessen Mobil)

Geh-/Radweg-Brücke „Güntherstraße“ über die A 59 in Duisburg

Bauherr:	Landesbetrieb Straßenbau NRW, Autobahnniederlassung Krefeld
Entwurf:	Grassl Ingenieure GmbH, Düsseldorf
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Ingenieurbüro Laumann, Emsdetten
Ausführung:	ARGE EUROVIA Teerbau GmbH/ Heinrich Walter GmbH

Technische Daten:

Bauart:	Fachwerkbrücke
Überbau:	Tragquerschnitt mit außenliegenden Fachwerkträgern aus Rundrohren und einer orthotropen Fahrbahnplatte
Unterbau:	Stahlbetonwiderlager
Gründungsart:	Flachgründung
Gesamtlänge:	34,50 m
Einzelstützweiten:	34,50 m
Breite:	3,50 m
Brückenfläche:	121 m ²
Konstruktionshöhe:	ca. 5,20 m (Überbau)

Bauzeit:	2013 – 2014
Auftragssumme:	ca. 650.000 EUR

Massen und Mengen:

Beton:	260 m ³ (Unterbauten)
Betonstahl:	25 t (Unterbauten)
Konstruktionsstahl:	60 t

Besonderheiten:

Die A 59 verläuft in Nord-Südrichtung mitten durch das Duisburger Zentrum. Zwischen den Anschlussstellen Duisburg-Zentrum und Duisburg-Duissern wurde im Rahmen des sechsstrei-

figen Ausbaues der BAB A 59 vor dem Duisburger Hauptbahnhof der Merkator Tunnel errichtet.

Südlich des Tunnels wurde die Errichtung einer Geh- und Radwegbrücke im Zuge der „Güntherstraße“ erforderlich, die die westliche und östliche Mercatorstraße miteinander verbinden sollte. Um die Brücke nicht zwischen zwei Verkehrszeichenbrücken, die zur Beschilderung der eng aufeinanderfolgenden Anschlussstellen notwendig sind, „einzuzwängen“, entstand in einer ersten Skizze die Idee, die Geh-/Radwegbrücke und Verkehrszeichenbrücken miteinander zu kombinieren. Als Widerlager für die „Kombi-Brücke“ dienten die Stützwände links und rechts der A 59.

Die Geh-/Radwegbrücke „Güntherstraße“ ist eine Einfeldbrücke mit einer Stützweite von 34,50 m und einer nutzbaren Gehwegbreite von 3,50 m. Der Überbau ist eine Fachwerkkonstruktion aus Stahl. Halbseitig wurden am Überbau die erforderlichen Verkehrszeichenschilder angebracht, die auf die Anschlussstellen Duisburg-Zentrum bzw. Duisburg-Duissern hinweisen.

Der ca. 55 t schwere Überbau wurde im Werk vorgefertigt und im Zuge einer Autobahnvollsperrung als Ganzes eingehoben.



Ansicht (Quelle: Landesbetrieb Straßenbau NRW, Autobahnniederlassung Krefeld)

Brücke „L 539 über DB“ in Finnentrop, BW 8

Bauherr:	Landesbetrieb Straßenbau NRW, Regionalniederlassung Südwestfalen
Entwurf:	Ingenieurbüro Sander, Meschede
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	IFW Ingenieurgesellschaft für Tragwerksplanung Dipl.-Ing. Feldmann, Dipl.-Ing. Wolters
Ausführung:	Schäfer-Bauten GmbH/ Heitkamp Brücken- u. Ingenieurbau GmbH

Technische Daten:

Bauart:	Stahlverbundhohlkastenbrücke
Überbau:	Stahlverbundhohlkasten
Unterbau:	Stahlbetonwiderlager
Gründungsart:	Tiefgründung

Gesamtlänge:	44,07 m
Einzelstützweiten:	44,07 m
Breite:	12,25 bis 13,25 m
Brückenfläche:	584 m ²
Konstruktionshöhe:	2,56 bis 2,75 m (Überbau)

Bauzeit:	2012–2014
Auftragssumme:	ca. 2,65 Mio. EUR

Massen und Mengen:

Bohrpfähle:	640 lfdm
Beton:	2.920 m ³
Betonstahl:	393 t
Konstruktionsstahl:	189 t
Kopfbolzen:	2,5 t

Besonderheiten:

Die L 539 führt von Attendorn nach Finnentrop und querte in Finnentrop höhengleich die Gleise der Eisenbahnstrecke Hagen–Haiger. Im Rahmen

der Beseitigung des Bahnüberganges wurde eine neue Lennebrücke und eine Brücke über die Eisenbahnstrecke erforderlich.

Bei der Brücke über die Eisenbahn handelt es sich um ein Stahlverbundtragwerk. Auf zwei luftdicht verschlossenen Stahlkästen wurde die Betonfahrbahnplatte aus Fertigteilen und einer Ortbetonerfüllung angeordnet. Entsprechend des Straßenverlaufes liegt es in einem engen Radius mit $R = 80$ m. Die Bauwerkslänge beträgt 44 m, die Breite vergrößert sich aufgrund eines Kreisverkehrs unmittelbar hinter der Brücke von 12,25 m auf 13,25 m. Entsprechend dem Verlauf der Gleisanlage wurden die beiden Widerlager schiefwinklig zum Bauwerk angeordnet. Aufgrund der örtlichen Bodenverhältnisse wurden die Widerlager auf Großbohrpfählen gegründet.

Die hohen Widerlagerwände wurden teilweise durch Gabionenwände gestaltet und fügen sich mit den grünen Stahlträgern gut in die Umgebung ein.

Die beiden Stahlkästen wurden im Werk vorgefertigt und während einer Sperrpause mit einem entsprechenden Kran eingehoben. Anschließend wurden die Querträger, später die Betonfertigteile eingesetzt.



Seitenansicht (Quelle: Landesbetrieb Straßenbau NRW, Regionalniederlassung Südwestfalen)

S72 – Instandsetzung der Brücke über die Pleiße in Böhlen, BW11

Bauherr:	Landesamt für Straßenbau und Verkehr, Niederlassung Leipzig
Entwurf:	Ingenieurbüro Bornmann & Jauck GmbH, Bad Dürrenberg
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Ingenieurbüro Bornmann & Jauck GmbH, Bad Dürrenberg
Ausführung:	Görtz Bauunternehmung GmbH, Kabelsketal

Technische Daten:

Bauart:	Plattenbalkenbrücke
Überbau:	Stahlbetonträgerrost
Unterbau:	Stahlbetonwiderlager mit Natursteinverblendung
Gründungsart:	Flachgründung
Gesamtlänge:	51,78 m
Einzelstützweiten:	16,18 m – 19,42 m – 16,18 m
Breite:	9,40 m
Brückenfläche:	510 m ²
Konstruktionshöhe:	1,40 m (Überbau)

Bauzeit:	2013–2014
Auftragssumme:	ca. 1,2 Mio. EUR

Massen und Mengen:

Beton:	162 m ³
Betonstahl:	36 t

Besonderheiten:

Die Brücke über die Pleiße bei Böhlen wurde im Jahr 1953 errichtet. Anfang der 1990er Jahre wurde im Rahmen einer Brückeninspektion eine erhöhte Korrosion der Betonstahlbewehrung festgestellt, so dass das zulässige Fahrzeuggesamtgewicht erheblich eingeschränkt werden musste.

In der durchgeführten Instandsetzung wurde das Brückenbauwerk umfassend ertüchtigt. So wurde beispielsweise das Stahlbetontragwerk der Brücke verstärkt, so dass nach Abschluss der Arbeiten die Einschränkungen des Fahrzeuggesamtgewichts aufgehoben werden konnten. Neben den Instandsetzungsaufgaben wurden die Entwässerungseinrichtungen und Abdichtungen, der Fahrbahnbelag, die Gehwege und Geländer erneuert.



Seitenansicht (Quelle: Landesamt für Straßenbau und Verkehr, Niederlassung Leipzig)

B6n – Neubau der Brücke im Zuge der B6n über die Saale, BW 104A

Bauherr:	BUND, Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt, Regionalbereich West
Entwurf:	Obermeyer Planen + Beraten GmbH, Halle/S.
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Planungsgemeinschaft Ingenieurgemeinschaft Gnade GmbH, Magdeburg; Leonhardt, Andrä und Partner GmbH, Niederlassung Dresden
Ausführung:	Bickhardt Bau AG, Kirchheim

Technische Daten:

Bauart:	einfeldrige Netzbogenbrücke
Überbau:	Netzbogen aus Stahl mit abgehängter Stahlbetonverbundfahrbahnplatte
Unterbau:	Stahlbetonpfeiler und -widerlager
Gründungsart:	Bohrpfahlgründung
Gesamtlänge:	101,00 m
Einzelstützweiten:	101,00 m
Breite:	16,35 m
Brückenfläche:	1.651 m ²
Konstruktionshöhe:	0,30 m (Überbau – Fahrbahnplatte)

Bauzeit:	2012–2014
Auftragssumme:	ca. 7,1 Mio. EUR

Massen und Mengen:

Bohrpfähle:	350 lfdm
Beton:	2.347 m ³
Betonstahl:	439 t
Konstruktionsstahl:	730 t
Kopfbolzen:	5 t

Besonderheiten:

Der Neubau der Brücke über die Saale erfolgte im Zuge des Ausbaus der B6n – Ortsumgehung Bernburg. Die einfeldrige Netzbogenbrücke

wurde mit einer Stützweite von 101,00 m ausgeführt. Die lichte Weite zwischen den Widerlagern beträgt 99,00 m.

Die Brücke ist am östlichen Ufer auf einem Stahlbetonwiderlager und westlich auf einem Stahlbetonpfeiler tief im anstehenden Sandstein mittels Bohrpfahlgründung verankert. Hierzu wurden Ortbeton-Großbohrpfähle mit einem Durchmesser von 1,20 m hergestellt. Für die Auflagerung des Widerlagers wurde eine Pfahlkopfplatte mit einer Abmessung 4,80 x 24,20 m errichtet. An das Widerlager schließen Parallelfügelwände an. Der begehbare Pfeiler stellt dabei auch gleichzeitig den Übergang zur anschließenden Flutbrücke dar.

Der Netzbogen des Überbaus ist eine Weiterentwicklung des Stabbogens, bei dem die Abhängung des Versteifungsträgers nicht über senkrecht, sondern über netzwerkartig angeordnete Hänger erfolgt. Durch die größere Anzahl der Abhängepunkte und die schräge Lastabtragsrichtung ergibt sich ein kontinuierlicher Lasteintrag in die Bögen und Versteifungsträger. Der Überbau wurde als geschweißte Stahlkonstruktion über selbst fahrende Montageplattformen sowie Pontons verschoben. Abschließend wurde die Stahlbeton-Fahrbahnplatte mittels Kopfbolzendübel an die Querträger des Überbaus angeschlossen.



Einschub des Bogens (Quelle: Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt, Regionalbereich West)

B6n – Neubau der Flutbrücke III im Zuge der Ortsumgehung Bernburg, BW 103.2A

Bauherr:	BUND, Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt, Regionalbereich West
Entwurf:	IBV, Ingenieurbüro für Verkehrs- anlagen, Halle/S.
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Planungsgemeinschaft Ingenieurge- meinschaft Gnade GmbH, Magdeburg
Ausführung:	Bickhardt Bau AG, Kirchheim

Technische Daten:

Bauart:	9-feldrige Plattenbalkenbrücke auf Traggerüst
Überbau:	zweistegiger Spannbetonplattenbalken
Unterbau:	Stahlbetonpfeiler und -widerlager
Gründungsart:	Bohrpfahlgründung
Gesamtlänge:	256,00 m
Einzelstützweiten:	23,00 m – 7x30,00 m - 21,00 m
Breite:	16,35 m
Brückenfläche:	4.186 m ²
Konstruktionshöhe:	1,50 m (Überbau)
Bauzeit:	2011–2014
Auftragssumme:	ca. 4,2 Mio. EUR

Massen und Mengen:

Bohrpfähle:	1.032 lfdm
Beton:	4.731 m ³
Betonstahl:	690 t
Konstruktionsstahl:	116 t

Besonderheiten:

Die Errichtung der Flutbrücke III erfolgte im Zuge des Neubaus der Ortsumgehung Bernburg und bildet die Verlängerung der B6n mit der A14. Sie stellt somit ein Teilstück der wichtigen West-Ost-Verbindung dar. Das Bauwerk 103.2A bindet über einen Gruppenpfeiler am östlichen Bauwerkende an die Bogenbrücke BW104A der Saalequerung an.

Die Flutbrücke III wurde, wie das anschließende Bauwerk, auf Ortbeton-Großbohrpfählen gegründet. Ein kontinuierlicher Übergang zwischen Straßendamm und Brückenbauwerk erfolgte durch die Anordnung eines begehbaren kastenförmigen Widerlagers mit beidseitigen Flügelwänden. Die Abstützung des Überbaus wird durch insgesamt acht Pfeilerachsen mit jeweils einem Pfeilerpaar realisiert. Entsprechend der Gestaltungskonzeption besitzen die Pfeiler die Form eines Rechtecks mit ausgerundeten Ecken.

Der Überbau wurde als zweistegiger, 9-feldriger und durchlaufender Spannbetonplattenbalken ausgeführt und lagert auf dem Widerlager sowie den Pfeilern auf Kalottenlagern.



Seitenansicht (Quelle: Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt, Regionalbereich West)

A14 - Brücke im Zuge der B189 über die A14, BW 11Ü

Bauherr:	BUND, Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt, Regionalbereich Süd
Entwurf:	Obermeyer Planen + Beraten GmbH, Halle/S.
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Ingenieurbüro Bornmann & Jauck, Bad Dürrenberg
Ausführung:	GP Ingenieurbau GmbH, Halle/S.

Technische Daten:

Bauart:	Plattenbalkenbrücke auf Traggerüst
Überbau:	zweistegiger Spannbetonplattenbalken
Unterbau:	Stahlbetonstützen und -widerlager
Gründungsart:	Flachgründung
Gesamtlänge:	104,10 m
Einzelstützweiten:	21,81 m – 30,24 m – 30,24 m – 21,81 m
Breite:	13,05 m
Brückenfläche:	1.359 m ²
Konstruktionshöhe:	1,45 m (Überbau)

Bauzeit:	2012–2014
Auftragssumme:	ca. 1,89 Mio. EUR

Massen und Mengen:

Beton:	1.813 m ³
Betonstahl:	232 t
Spannstahl:	38 t

Besonderheiten:

Die Brücke wurde im Zuge des Neubaus der Bundesautobahn A14 von Magdeburg über Wittenberge nach Schwerin errichtet. Sie wurde als

Spannbetonkonstruktion über vier Felder mit Einzelspannweiten von bis zu 31 m hergestellt.

Aufgrund der Tiefenlage des gering tragfähigen Untergrundes wurden die Stahlbetonwiderlager sowie die Stützen des Bauwerks flach gegründet. Die Widerlager bestehen aus 2,00 m starken Stahlbetonwänden, welche sich im Bereich der Verblendungen auf 1,85 m verjüngen. An diese schließen sich fugenlos Stahlbeton-Parallelfügel mit einer Stärke von 1,20 m an.

Für die Zwischenabstützung des Überbaus wurden massive Einzelstützen mit einem Durchmesser von 1,20 m und einer Länge von 2,00 m hergestellt. Der Überbau wurde in Ortbetonbauweise als längs beschränkt vorgespannter, zweistegiger Plattenbalken, durchlaufend über vier Felder errichtet. Die Auflagerung erfolgt über zwei Reihen auf den Widerlagern und Stützen durch Elastomerlager.

Für die einheitliche Gestaltung des Brückenbauwerks lag ein Gestaltungskonzept vor, welches schon für Bauwerke im Rahmen des nördlichen Abschnittes der Autobahn A14 zwischen Bernburg und Magdeburg verwendet wurde.



Seitenansicht (Quelle: Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt, Regionalbereich Süd)

B6n - Brücke im Zuge der B6n über die Anlagen der DB AG, BW 113A

Bauherr: BUND, Landesstraßenbaubehörde
Sachsen-Anhalt, Regionalbereich Ost
Entwurf: Dr. Löber Ingenieurgesellschaft für
Verkehrsbauwesen mbH, Halle/S.
Genehmigungs- und Ausführungsplanung: SBV Stendaler Brücken- und Verkehrs-
anlagenplanungs- GmbH, Stendal
Ausführung: Bau- und Haustechnik GmbH, Bad
Düben

Technische Daten:

Bauart: Bogenbrücke
Überbau: Stabbogen mit abgehängter Stahlver-
bundfahrbahnplatte
Unterbau: Stahlbetonwiderlager
Gründungsart: Flachgründung

Gesamtlänge: 68,00 m
Einzelstützweiten: 68,00 m
Breite: 16,35 m
Brückenfläche: 1.112 m²
Konstruktionshöhe: 1,12 m (Überbau)

Bauzeit: 2012–2014
Auftragssumme: ca. 6,3 Mio. EUR

Massen und Mengen:

Beton: 4.300 m³
Betonstahl: 350 t
Konstruktionsstahl: 600 t

Besonderheiten:

Das Bauwerk 113 A über die Strecke 6403 Magdeburg Hbf-Leipzig-Neuwiederitzsch der DB AG überführt die dreistreifige Fahrbahn mit nebenliegenden Sicherheitsstreifen und zwei Notgehwegen über die vorgenannten Bahnanlagen.

Die Strecke 6403 wird auf Dauer für elektrische Zugförderung vorgehalten und ist mit einer maximal zulässigen Geschwindigkeit von 160 km/h nutzbar.

Gegen ein späteres Abrutschen des Bahnkörpers wurden Spundwände eingebracht und das Brückenbauwerk flach gegründet. Die Widerlager bestehen aus Stahlbeton mit Parallelfügeln.

Der 600 Tonnen schwere Bogen wurde mit Hilfe von Stahlseilen, Kränen, Hydraulikpressen und zwei Schwerlastwagen nahezu frei schwebend über mehrere Rampen bis zu ihrem Zielort verschoben.

Abschließend wurde die Fahrbahnplatte aus Stahlbeton hergestellt.



Seitenansicht (Quelle: Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt, Regionalbereich Ost)

Neubau einer Eisenbahnüberführung bei Scharpitz, BW 8

Bauherr:	DEGES GmbH, im Auftrag des Straßenbauamts Stralsund
Entwurf:	Schwesig + Lindschulte GmbH, Rostock
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Lindschulte Ingenieurgesellschaft, Ingenieurbüro Ehlers - Unland
Ausführung:	BUNTE Baugesellschaft mbH & Co.KG, Niederlassung Schwerin

Technische Daten:

Bauart:	Stahlbetonrahmentrogbauwerk
Überbau:	schlaff bewehrter Stahlbetonrahmen
Unterbau:	Stahlbetonplatte
Gründungsart:	rückverankerte Unterwasser-Betonsohle

Gesamtlänge:	485,40 m
Einzelstützweiten:	110,00 m – 80,40 m – 295,00 m
Breite:	14,90 m
Brückenfläche – Fahrbahn/ Eisenbahnüberführung:	5.580 m ² / 1.000 m ²
Konstruktionshöhe:	1,30 m / 1,15 m (Überbau)

Bauzeit:	2012–2014
Auftragssumme:	ca. 25 Mio. EUR

Massen und Mengen:

Beton:	25.000 m ³
Betonstahl:	2.100 t
Spundwände:	ca. 16.000 m ²

Besonderheiten:

Bei dem neu errichteten Ingenieurbauwerk handelt es sich um eine Eisenbahnüberführung mit anschließenden Trogbauwerken sowie um ein Pumpwerk im Zuge des Neubaus der Bundesstraße B96n im Streckenabschnitt Bergen-Samtens auf Rügen. Die Eisenbahnüberführung wurde als eine geschlossene flach gegründete Stahlbetonrahmenkonstruktion ausgeführt, die durch Raumfugen von den anschließenden Trogbauwerken getrennt ist. Das Bauwerk ist als wasserundurchlässige Betonkonstruktion errichtet worden.

Die beiden Trogbauwerke schließen östlich sowie westlich an die Eisenbahnüberführung an und unterteilen sich jeweils in Abschnitte von 10 m Länge, wobei die Endblöcke eine Länge von 5 m besitzen. Sie wurden ebenfalls flach gegründet und als WUB-Konstruktion ohne zusätzliche Abdichtung hergestellt. Sowohl für die Errichtung der Eisenbahnüberführung als auch für die Trogbauwerke wurden wasserdichte Stahlspundwände eingesetzt und diese nach statischen und konstruktiven Erfordernissen verankert.



Ansicht (Quelle: DEGES)

19 Inserentenverzeichnis

Alpin Technik und Ingenieurservice GmbH	U3
AMAND GmbH & Co. KG	34
Arlt Bauunternehmen GmbH	62
BBV Systems GmbH	61
Prof. Dr.-Ing. H. Bechert + Partner Ingenieurbüro für Bauwesen	32
BETAM GmbH NL Ingenieurbau Oebisfelde	149
BETOMAX GmbH & Co. KG	10
Beuth Verlag GmbH	219
Bickhardt Bau AG	263
Böger + Jäckle & Partner Ingenieurgesellschaft mbH	141
Firmengruppe Max Bögl	238
BPR Dr. Schäpertöns+Partner	98
BÜCHTING + STREIT AG	161
C ³ – carbon concrete composite	14
Carbocon	31
Cervenka Consulting s.r.o.	82
CITec Concrete Improvement Technologies GmbH	167
DIAMANT Metallplastic GmbH	179
Dlubal Software GmbH	97
DMT GmbH & Co. KG Geschäftsfeld Bergbau Service	111
Deutsche Doka Schalungstechnik GmbH	271
dornburger zement GmbH & Co. KG	215
DYWIDAG-Systems International GmbH	35
EHS beratende Ingenieure für Bauwesen GmbH	12
EIPOS Europäisches Institut für postgraduale Bildung GmbH	251
Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG	4
Institut Feuerverzinken GmbH	216
FRANKI Grundbau GmbH & Co. KG	123
GENOSK eG und BSK e.V.	228
Graitec Innovation GmbH	264
Ingenieurbüro Grassl GmbH	180
Grontmij GmbH	162
Hentschke Bau GmbH	2
Hilti Deutschland AG	36
Raimund Höllein Carolinenhütte GmbH & Co. KG	68
IGS INGENIEURE GmbH & Co. KG – Beratende Ingenieure – VBI	252
InfoGraph GmbH	9
K+S Ingenieur-Consult GmbH & Co. KG	47
Ingenieurbüro Krone	13
KREBS UND KIEFER	245
Leonhardt, Andrä und Partner Beratende Ingenieure VBI AG	150
Dr. Löber Ingenieurgesellschaft für Verkehrsbauwesen mbH	192
mageba gmbh	8
MAURER AG	81
neoapps GmbH	237
NOE-Schaltechnik Georg Meyer-Keller GmbH + Co. KG	285
Nord-Lock GmbH	191
OBERMEYER Planen + Beraten GmbH	129
PERI GmbH	256
RIB Engineering GmbH	7

RW Sollinger Hütte GmbH – Ein Unternehmen der mageba Gruppe	8
S&P Clever Reinforcement GmbH	U2
Sächsische Bau GmbH	286
SAXOTEST Ing. GmbH	6
SANDSTRAHL SCHUCH GmbH	288
SOFISTIK AG	3
Springer Vieweg Springer Fachmedien Wiesbaden GmbH	130
SRP Schneider+Partner Ingenieur Consult GmbH	98
StoCretec GmbH	U2
SSF Ingenieure GmbH	119
TUDALIT	112
VIC Planen und Beraten GmbH	60
Gert Weißbach GmbH – Metallbau und Brückenentwässerung	233
WEMO-tec GmbH	227
Adolf Würth GmbH & Co. KG	137

11	Herzlich Willkommen zum 25. Dresdner Brückenbausymposium
15	Überall Brücken – von der Vielgestaltigkeit eines Gedankens
33	Brückenbau in Deutschland – eine Auswahl zukünftiger Schwerpunkte
37	25 Jahre Dresdner Brückenbausymposium – eine deutsche Erfolgsgeschichte
63	Bridge Architecture – from Structure to Elegance
69	Fußgängerbrücken – Entwurf und Konstruktion
83	Schlanke vorgespannte Fußgängerbrücke aus Textilbeton
99	Pilotanwendungen von Textilbeton für Verstärkungen im Brückenbau
113	Gustave Magnel – ein Wegbereiter der Spannbetonbauweise
131	Integrale Brücken im Wandel der Zeit
151	Dynamisch über das Saale-Elster-Tal – Bemessung und Konstruktion einer Stabbogenbrücke für den Eisenbahnhochgeschwindigkeitsverkehr
163	Sicherung der Rheinbrücke Leverkusen – von der Schadensaufnahme zum Instandsetzungsmanagement unter Berücksichtigung der Altstahlproblematik
181	Friedrichsbrücke Berlin – Denkmalgerechte Erneuerung und Anpassung der Friedrichsbrücke über die Spree – die Verbindung von zwei verschiedenartigen Brückenkonstruktionen
193	Egg-Graben-Brücke, Wildbrücke AM2, Lafnitzbrücke – Anwendung von neuen Bauverfahren für Brücken in Österreich
217	Feuerverzinken im Brückenbau – Anwendung und aktuelle Forschungsergebnisse
229	Das Schwergutgewerbe – Großraum- und Schwertransporte, Autokrane, Brückenbau
239	Massivbrücken unter extremen Wetterbedingungen
253	Brückenbauexkursion 2014 – Spurensuche in Deutschland
265	Chronik des Brückenbaus