

Instandsetzung oder Neubau von Massivbrücken? Erfahrungen und davon abgeleitete Ansätze

Dr.-Ing. Timo Wüstholtz (RP Stuttgart, Dienstsitz Heilbronn)

1 Einleitung

Brücken, insbesondere Straßenbrücken, unterliegen einer Reihe von nutzungsbedingten Einwirkungen (Verkehrseinwirkungen). Hinzu kommen klimatische Einwirkungen (temperaturbedingte Längenänderungen, unterschiedliche Erwärmung von Ober- und Unterseite, Frost) sowie die Beanspruchungen aus dem Eigengewicht, das bei durchschnittlich schlanken Stahl- und Spannbetonbrücken die Gesamteinwirkungen dominiert. Die direkten und indirekten Verkehrseinwirkungen führen im Laufe der Nutzungszeit, die bei Spann- und Stahlbetonüberbauten gemäß [16] mit rund 70 Jahren angesetzt wird, zu einer Bauwerksdegradation in Form von bereichsweisen Entfestigungen, Substanzverlust (Querschnittsschwächung), Versprödung und durch dynamische Beanspruchungen hervorgerufene Ermüdungserscheinungen. Die klimatischen Einwirkungen führen in Verbindung mit dem für die Verkehrssicherheit notwendigen aber für die Konstruktion sehr schädlichen Tausalz zu Betongefügeschädigungen und zur Korrosion des Spann- und Bewehrungsstahls. Hinzu kommt, dass vor allem die Spannbetonbrücken bis Ende der 1970er Jahre nach anderen Konstruktions- und Bemessungsregeln erstellt wurden und heutigen Anforderungen an die Tragwerkszuverlässigkeit nicht mehr genügen.

2 Verkehrsbeanspruchung und Altersstruktur

Im Gegensatz zu Hochbauten, wo sich in vielen Fällen die Nutzlasten eines Bürogebäudes über die letzten Jahrzehnte nicht oder nur unwesentlich geändert haben, kam es bei Straßenbrücken - vor allem auf den Bundesautobahnen - aufgrund der drastischen Verkehrssteigerung (Fahrzeuganzahl und vor allem Fahrzeuggewichte des maßgebenden Schwerverkehrs DTVSV¹) zu einer erheblichen Nutzungsänderung. Auf die Verkehrsbeanspruchung im Verhältnis zum Eigengewicht wird an späterer Stelle eingegangen. Beispielsweise hat sich der Verkehr auf den Bundesautobahnen nach einer Erhebung der BMVBS aus dem Jahre 2009 seit Gründung der Bundesrepublik auf den 18-fachen Wert erhöht. Die Folge ist, dass z.B. bei Karlsruhe im Jahreschnitt rund 140.000 Kfz pro Tag die BAB A5 passieren, bei der BAB A6 im Bereich Heilbronn sind es rund 100.000 Kfz pro Tag. Verkehrsprognosen schätzen für diesen Bereich der BAB A6 eine Steigerung des Schwerverkehrs bis zum Jahre 2025 um weitere 25% gegenüber 2013. Diese Entwicklung konnte in den 1970er Jahren, die etwa den Schwerpunkt der Brückenbautätigkeit in Baden-Württemberg (Abb.1) markieren, niemand erahnen. Hinzu kommt, dass der genehmigungspflichtige Schwerverkehr, also Großraum- und Schwertransporte, die auf bestimmten Routen nicht selten Gewichte bis 300 Tonnen und mehr aufweisen können, in den letzten Jahren exponentiell zunahm.

¹ DTV_{SV} = Anzahl von Kraftfahrzeugen in 24 h mit zul. Gesamtgewicht > 3,5 t

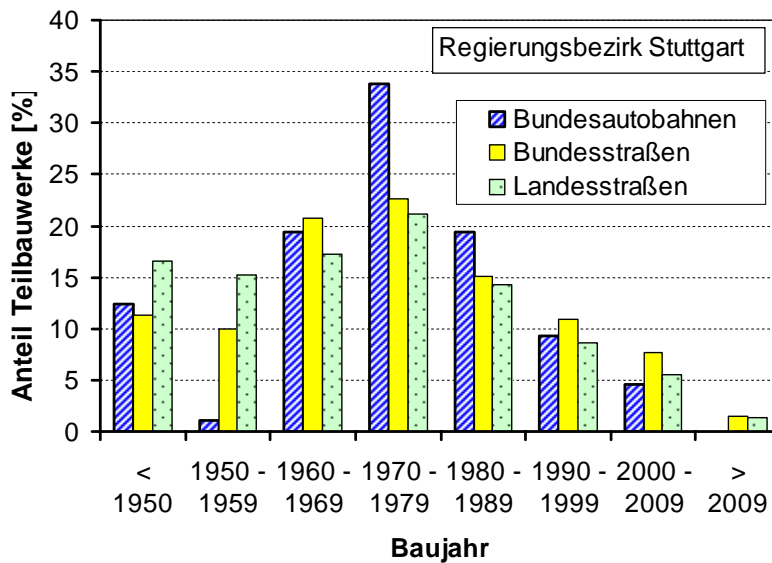


Abb. 1: Typische Altersstruktur der Straßenbrücken. Hier am Beispiel von Baden-Württemberg (Regierungsbezirk Stuttgart)

3 Verfahrensablauf bei der Bauwerkserhaltung

Im Folgenden werden kurz die wesentlichen Elemente der Bauwerkserhaltung beschrieben. Basis für die Erhaltungsplanung von Ingenieurbauwerken bilden einerseits die regelmäßigen **Bauwerksprüfungen**, die bei Brücken als Hauptprüfungen, einfache Prüfungen, jeweils im 6-jährigen Turnus, bzw. als anlassbezogene Sonderprüfungen, nach den Regelungen der DIN 1076 [1] und den Vorgaben der Richtlinie RI-EBW-PRÜF [2] durchzuführen sind. Gleichermäßen wichtig sind die ebenfalls in der DIN 1076 geregelte Bauwerksüberwachung in Form von Bauwerksbesichtigungen (jährlich) und laufenden Beobachtungen (halbjährlich und laufend im Rahmen der Streckenkontrolle), die durch die Straßenbetriebsdienste durchgeführt werden, um etwa Undichtigkeiten der Bauwerksentwässerung etc. sowie entstehende Schäden frühzeitig zu erkennen und somit rechtzeitig Maßnahmen einleiten zu können. Bei Bedarf ist zur Abklärung des Schadensausmaßes und dessen Auswirkungen im Einzelfall eine sog. objektbezogene Schadensanalyse (OSA) durchzuführen. Der Ablauf einer solchen OSA ist im zugehörigen OSA-Leitfaden [15] beschrieben. Mit einer OSA geht eine Neuermittlung der Bauwerkszustandsnote (ZN) einher. Regelmäßig sind bei größeren Schäden bzw. größeren rechnerisch ermittelten Defiziten immer auch Maßnahmen einer Entlastung in Form einer Reduktion der Verkehrslasten zu prüfen (vgl. Abschnitt 0). Zur Überwachung eines Schadensfortschrittes oder - in seltenen Fällen - auch als indirektes Instrument zur Überprüfung der Wirksamkeit von verkehrlichen Kompensationsmaßnahmen (siehe Abschnitt 0) können sog. Monitoringmaßnahmen zum Einsatz kommen. Aufgrund intensiver vorbereitender Maßnahmen und aufwändiger Hardware-Installationen wird jedoch eher versucht, mit den Mitteln einer konventionellen Bauwerksprüfung und Bauwerksbeobachtung derartige Konstruktionen zu begleiten.

Nachrechnung von Brücken

Die normativen und vertraglichen Vorgaben zur Konstruktion, Bemessung und zum Bau von Straßenbrücken waren in den letzten Jahrzehnten einer ständigen Veränderung unterworfen. Die Gründe liegen einerseits in Erkenntnissen, die sich aus dem Betrieb, der laufenden Beobachtung und der regelmäßigen Prüfung gewonnen wurden. Andererseits wurde dem stetig gestiegenen Verkehrsaufkommen und den Ergebnissen aus der Forschung und Entwicklung Rechnung getragen. Einzelne Zementarten, die zeitweise auch im konstruktiven Ingenieurbau für Fertigteile verwendet worden waren, wie etwa Tonerdeschmelzzement, wurden nach Schadensfällen Anfang der 1960er Jahre für tragende Bauteile verboten. Die Zulassungen von Spannstählen mit ausgeprägter Neigung zur Wasserstoffversprödung wurden nach dem Bekanntwerden dieser Eigenschaft zurückgezogen. Anfänglich zu geringe Betondeckungen und Mindestbauteilabmessungen wurden schrittweise deutlich erhöht. Schließlich wurden die Verkehrslastmodelle (→ Brückenklassen nach DIN 1072 [3], [4] und Lastmodelle nach DIN-FB 101 [19] bzw. DIN EN 1991-2 [21], [22]) im Laufe der Jahre dem gestiegenen und prognostizierten Verkehrsaufkommen ständig angepasst. Erwähnenswert ist auch die Abkehr vom Hauptspannungskriterium bei der Schubbemessung von Spannbetonbrücken durch die Einführung der fachwerksmodellbasierten Schubbemessung im Jahre 1973. Bedeutsam ist auch die Einführung des Temperaturlastfalles im Jahre 1979, der bei statisch unbestimmten Tragwerken zu beachten ist und der mitunter zu erheblichen Zwangsbeanspruchungen führt, die in der Größenordnung der gleichmäßig verteilten Verkehrslast (UDL) liegen können. Zwar bauen sich diese Zwangsbeanspruchungen durch Risse teilweise ab, aber ausgechnet in den (seinerzeit) nur schwach konstruktiv bewehrten Koppelfugenquerschnitten, die ja üblicherweise in den Momentennullpunkten der Eigengewichtsbeanspruchung liegen, birgt dies dann die Gefahr einer unplanmäßigen Spannstahlermüdung. Nachdem diese Schwachstellen im Bereich der Spanngliedkoppelfugen bekannt waren, wurden diese im Nachhinein untersucht² [24] und die statisch-konstruktiven Vorgaben im Regelwerk dementsprechend angepasst.

Seit dem endgültigen Vorliegen der sog. **Nachrechnungsrichtlinie** des Bundes [17], die im Jahre 2011 verbindlich für Bundesfernstraßenbrücken eingeführt wurde, liegt nun erstmalig ein einheitlicher Bewertungsmaßstab vor, mit dem die Zukunftsfähigkeit des mannigfaltigen Brückenbestandes betrachtet wird. Dabei werden die vordringlich zu betrachtenden Brücken, dies sind im Wesentlichen statisch unbestimmte Mehrfeldbrücken mit Baujahr vor 1980 (→ Temperaturlastfall), nach aktuellen Bemessungsvorschriften und für eine prognostizierte Verkehrsbedeutung und -belastung, das die Wahl des anzusetzenden Verkehrslastmodells bestimmt, sukzessive nachgerechnet und hinsichtlich der Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit bewertet. Die Brückennachrechnung stellt damit ein strategisches Element der Bauwerkserhaltung dar.

² In Baden-Württemberg ab dem Jahre 1977 gemäß Runderlass 66/3453/4 des Ministeriums für Wirtschaft, Mittelstand und Verkehr vom 4. März 1977

4 Wichtige technische Entscheidungskriterien im Einzelnen

Im Folgenden werden die Erkenntnisse aus der Bauwerksprüfung, Überwachung und Nachrechnung zusammengefasst. Am Beispiel von Spannbetonbrücken werden die einzelnen technischen Aspekte dargestellt, die bei der Entscheidungsfindung „Instandsetzung oder Neubau“ herangezogen werden können.

4.1 Korrosion und Korrosionsgefährdung

Die gefährliche Chloridkorrosion, die im Vergleich zur Carbonatisierungskorrosion wesentlich schneller voranschreitet und äußerlich, aufgrund der ausbleibenden Volumenvergrößerung der Korrosionsprodukte, i.d.R. ohne Betonabplatzungen - also im Verborgenen - abläuft, führt zusätzlich zur raschen Querschnittsschwächung infolge des Lochfraßes und aufgrund der Kerbwirkung relativ schnell zu einem bereichsweisen Ausfall der (Spann-)Bewehrung und insbesondere bei den Spannbetonbauwerken zum lokalen Abfall der Vorspannung (Abb.2). Der im abgebildeten Beispiel verbaute Spannstahl war entsprechend den Bauwerksunterlagen als nicht empfindlich hinsichtlich einer Spannungsrisskorrosion eingestuft. Gut zu erkennen sind die für Chloridkorrosion typischen blau-schwarzen Verfärbungen. Die zulässigen Chloridgehalte betragen gemäß der DIN 1045-2 [5] bei der Herstellung von Betonen für Spannbetonbauteile 0,2 M.-%, für Stahlbetonbauteile 0,4 M.-% des Zementgehaltes. Allerdings dürfte davon auszugehen sein, dass derartige Grenzwerte keine absolute Gewähr für das Auftreten oder Ausbleiben einer Chloridkorrosion darstellen. Vielmehr dürfte dies eine Frage der Wahrscheinlichkeit des Auftretens sein, siehe hierzu auch [7].



Abb. 2: Spanndrahtbruch (gelb markiert) in der Fahrbahnplatte einer Autobahnbrücke (Baujahr 1972) infolge Chloridkorrosion

Besonders kritisch ist die sog. **Spannungsrisskorrosion**. Bestimmte legierte Spannstähle, die eine ausgeprägte Neigung zur Wasserstoffversprödung aufweisen, können selbst noch nach Jahren und Jahrzehnten im Zuge einer korrosionsbedingten Wasserstofffreisetzung (auch bei vollständig ausgepressten Hüllrohren) durch einen Spröbruch versagen. Im Abschnitt 0, in dem problematische Baustoffe aufgeführt sind, wird dieser Punkt nochmals aufgegriffen.

4.2 Baujahr

Neben der grundlegend notwendigen Unterscheidung zwischen der Bauweise (Stahlbeton- oder Spannbetonbauweise) bildet die Entstehungszeit, also das Baujahr, einen weiteren wichtigen Indikator - die zeitliche Verzögerung zwischen Planung, Berechnung und baulicher Vollendung ist ein Einzelfall zu beachten. Über das Baujahr wird indirekt auch die Brückenklasse erfasst, die in Relation zum notwendigen Lastmodell (Ziellastmodell) der jeweiligen Straßenkategorie und Verkehrsbedeutung zu sehen ist. Gleichzeitig spiegelt das Baujahr den Stand der Normung und der bauvertraglichen Regelungen wider.

Abb. 3 zeigt vereinfacht am Beispiel der Spannbetonbrücken die normative Entwicklung bis zur Einführung der DIN-Fachberichte im Jahr 2003 auf.

| | |
|--------------|--|
| Bis 1967 | Keine Vorgaben für Mindestschubbewehrung bei Spannbetonbauwerken |
| 1968 | Ab 1966 (ARS 2)1966, Febr. 1966) Präzisere Regeln für Querkraftmindestbewehrung (konstruktive Mindestbewehrung) für Spannbetonbauwerke: Ermittlung der erf. Querkraftbewehrung für eine reduzierte Hauptzugspannung, Mindestquerkraftbewehrung 0,14 bis 0,40 %. <i>[Bei Nichteinhaltung der Hauptzugspannung wurden Querschnitt (z.B. Stege) oder Vorspannung vergrößert]</i> |
| 1973 1979 | Erstmals Bemessung mittels Fachwerkanalogie bei Schubbewehrung (Nov. 1973, ARS 19/1973). <i>Anwendung für Ausschreibungen ab 1.1.1974</i> |
| 1980 1985 | Erst ab 1980 wird der Temperaturlastfall ΔT (unterschiedliche Erwärmung von Brückenober- und -unterseite) eingeführt (ARS 24/1980 im Dez. 1980). Betrifft statisch unbestimmte Bauwerke (falls kein ΔT -Lastfall → Rissgefahr insbesondere in den Koppelfugen der statisch unbestimmten Spannbetonbrücken → Koppelfugen-Ermüdung) $\Delta T = 5K$ (2,5K Bauzustand) |
| 1986 2003 | Erst ab 1985 Einführung der Brkl. 60/30, 30/30 nach DIN 1072 [4] $\Delta T = 7K$ (10K Bauzustand) |
| Ab 2003 | Einführung der DIN-Fachberichte. Lastmodell für Verkehrslasten: LM1 nach DIN-FB 101 |

Abb. 3: Wesentliche normative Vorgaben für die Konstruktion und Bemessung von Spannbetonbrücken (vereinfacht bis zum Jahre 2003, erstellt unter Verwendung von [9])

4.3 Herstellungsverfahren von Brücken

Bekanntermaßen bestimmt das Herstellungsverfahren von Brücken, wie etwa Lehrgerüst-, Taktschiebe- oder Freivorbauverfahren etc., über die abzudeckenden Bauzustände die Bemessung einzelner Tragwerksbereiche. Mehrfeld-Spannbetonhohlkastenbrücken mit Baujahren vor 1980 weisen häufig ausgeprägte Gurtanschlussbewehrungsdefizite im Bereich negativer Momente auf. Im Wesentlichen ist der Anschluss der Bodenplatte an Steg betroffen. Gurtanschlussdefizite im Bereich der Brückenfeldmitten treten in der Regel nicht auf.

Dementsprechend lassen sich aber hinsichtlich des heute anzulegenden Bemessungs- und Konstruktionsmaßstabes Brückenkonstruktionen und -bauweisen angeben, die als vergleichsweise robust anzusehen sind:

1. Schlaff bewehrte Brücken: Plattenbalken, Platten (Vollplattenquerschnitte)
2. Spannbetonbrücken mit abschnittweisem Freivorbau
3. Spannbeton-Taktschiebebrücken im Gegensatz zu Spannbetonlehrgerüstbrücken

Schlaff bewehrte Brücken, insbesondere solche Brücken mit planmäßiger Biege- und Schubbe- wehrung nach den Grundsätzen der Fachwerkanalogie (z.B. Plattenbalken), zeigen Überbean- spruchungen in der Regel durch auftretende Risse an, die bei Bauwerksprüfungen erkannt werden können. U.a. aus diesem Grunde werden derartige Brücken nicht vordringlich nachgerechnet.

Die bislang durchgeführten Nachrechnungen zeigen auch auf, dass die Brückentypen 2 und 3 meist - in Bauwerkslängsrichtung gesehen - über entsprechende Biegetragfähigkeitsreserven ver- fügen. Je nach baulicher Durchbildung sind hingegen mehr oder weniger große Probleme beim Schubtragverhalten und der Spannstahlermüdung (Koppelfugen) auch bei den Taktschiebebrü- cken zu verzeichnen. Teilweise ist dies auch auf die früheren Vorgaben zur konstruktiven Mindest- bewehrung zurückzuführen, siehe hierzu auch [9]. Was die Bauwerksquerrichtung und das Torsi- onstragverhalten angeht, so weisen auch diese Brücken oftmals die für die 1960 und 1970er Jahre typischen, weiter oben erwähnten, Gurtanschlussdefizite auf. Wenn nur die schlaffe Längsbeweh- rung bei den Nachweisen der Torsionslängsbewehrung angesetzt werden darf, so liegen hier meist ebenfalls Defizite vor.

Spannbetonhohlkastenbrücken in Taktschiebebauweise haben aber gegenüber der Lehrgerüst- bauweise auch den Vorteil, dass die aufgrund der für den Vorgang des Taktschiebens notwendi- gen zentrischen Vorspannbewehrung ggf. auch für die Abtragung der Verkehrsbeanspruchung herangezogen werden kann. Die bei Taktschiebebrücken typischerweise in den Eckbereichen des Hohlkastens eingebauten zentrischen Spannglieder können mittlerweile unter gewissen Voraus- setzungen (→ 1. Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie [18]) anteilig auf die erforderliche Torsi- onslängsbewehrung angerechnet werden.

4.4 Ausschlusskriterien

Damit kritische Tragwerkszustände im Rahmen einer Bauwerksprüfung und -beobachtung erkannt werden können, sind Baustoffe und Konstruktionsweisen einzusetzen, die eine Versagensankün-

digung aufweisen, etwa durch stark anwachsende Rissbreiten, Durchbiegungen oder andersartige Verformungen - ein duktileres Bauteilverversagen wird also angestrebt. Baustoffe bzw. Konstruktionen, die hingegen ein sprödes oder schlagartiges Versagen aufzeigen, sind nach Möglichkeit zu vermeiden bzw. mit einer ausreichenden Sicherheit (Wahrscheinlichkeit) gegen ein solches Versagen zu bemessen. Ein vergleichsweise sprödes Betonzugversagen wird bekanntermaßen z.B. durch eine ausreichende Mindestbewehrung in ein duktileres Versagen überführt (→ Schubversagen). Gerade in der Zeit der frühen Spannbetonbrückenbauweise wurden konstruktive Mindestbewehrungsgrade nicht oder nur bedingt vorgegeben [9], da davon ausgegangen wurde, dass die Querschnitte dauerhaft überdrückt sind bzw. die schiefen Hauptzugspannungen sich innerhalb der Zugfestigkeit des Betons bewegen. Zwangsbeanspruchungen und Eigenspannungszustände, die lokal die Betonzugfestigkeit überschreiten und bei zu geringer konstruktiver Schlaufstahlbewehrung zu größeren Rissen führen, fanden aus heutiger Sicht zu wenig Berücksichtigung.

Bei einigen Baustoffen und Konstruktionsweisen wurde erst nach Jahren des Brückenbetriebes im Rahmen einer Brückennachrechnung erkannt, dass diese unter gewissen Umständen keine ausreichende Versagensankündigung aufzeigen, sondern schlagartig versagen können.

Rissbilder, die eine massive Bauwerksüberlastung bzw. einen Versagenszustand anzeigen, führen i.d.R. dazu, dass eine Verstärkung oder Instandsetzung aus technischen oder wirtschaftlichen Erwägungen von vorne herein ausscheidet. Brücken, die ein solches Verhalten aufweisen bzw. in der beschriebenen Weise geschädigt sind, werden bis zum regelmäßigen Ersatz je nach Baujahr, Schädigungsgrad und Verkehrsbelastung zunächst wirksam entlastet (vgl. 0), meist in Kombination mit einer intensivierten Bauwerksbeobachtung und -prüfung.

Im Folgenden werden die kritischen Rissbilder und problematischen Baustoffe und Bauweisen beschrieben. Treffen diese Sachverhalte im konkreten Fall zu, dann ist in aller Regel eine Erneuerung der Brücke, der Überbauten bzw. der betreffenden Bauteile angezeigt, da eine Instandsetzung oder Verstärkung aus technischen und wirtschaftlichen Gründen ausscheidet.

4.4.1 Anzeichen eines massiven Tragfähigkeitsabfalls

Bei Spannbetonbrücken, welche die Schadensbilder nach Abb. 4 aufweisen, sollte auch die Option eines Ersatzneubaus bzw. einer Überbauerneuerung geprüft werden. Etwa, wenn sich Schubrisse (a) im Steg einer vorgespannten Hohlkastenbrücke älterer Bauart zeigen, oder, wenn Risse (b) in der Bodenplatte auf ein Versagen des Gurtanschlusses bei Hohlkastenbrücken hindeuten. Bei Versagen des Gurtanschlusses ist einerseits die Torsionstragwirkung nicht mehr sichergestellt (Wirkung nur noch als zweistegiger Plattenbalken), andererseits ist durch die partielle Reduktion der Druckzone eine Herabsetzung der Biegetragfähigkeit - im vorliegenden Beispiel - im Bereich negativer Momente die Folge. Als Anzeichen für einen erheblichen Tragfähigkeitsabfall sind auch Biegerisse (c) in den Hauptträgern von älteren Spannbetonbrücken zu werten, hier am Beispiel eines mehrstegigen Plattenbalkens, der aus mit Ortbeton ergänzten vorgespannten Trägern be-

steht. Der Spannkraftabfall dürfte in diesem Beispiel durch die Verwendung von Tonerdeschmelz-
zement begründet sein, siehe hierzu 0.

- a) **Schubrisse im Steg einer vorgespannten Hohlkastenbrücke**
Spannbetonhohlkasten, Bj. 1972



- b) **Versagen der Biegedruckzone:** Risse infolge zur geringer Druckgurtanschlussbewehrung
(Fotomontage)



c) **Biegerisse in Spannbetonbauteilen durch Abfall der Vorspannkraft**
(Spannbetonplattenbalken mit Ortbetonergänzung, Bj. 1949)

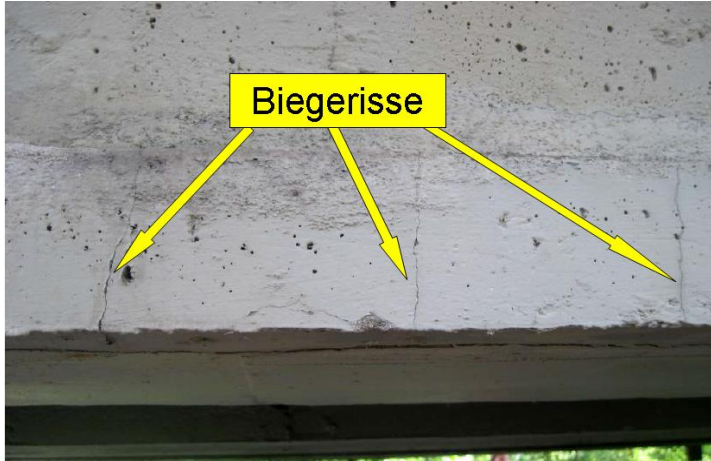


Abb. 4: Lokales Bauteilversagen, typische Schäden: a) Schubriss im Steg eines Spannbetonhohlkastens einer Autobahnbrücke. b) Risse in Bodenplatte (Gurtanschlussproblem), schematisch. c) Ausgeprägte Biegerisse im Steg einer Spannbetonbrücke [12]

4.4.2 Problematische Baustoffe

Einzelne Baustoffe haben sich als ungeeignet und in Teilen als äußerst risikoreich erwiesen.

A) Spannstähle mit ausgeprägter Neigung zur Spannungsrisskorrosion

Hierunter fallen nach der Handlungsanweisung Spannungsrisskorrosion [10] bestimmte legierte Spannstähle, wie das folgende Zitat aus [10] zeigt:

- Vergüteter Spannstahl St 145/160, Querschnitt rund oder oval, Hersteller Felten & Guillaume Carlswerke AG, Handelsname Neptun, Produktionszeitraum bis 1965 stark gefährdet
- Vergüteter Spannstahl St 145/160, Querschnitt rund oder oval, Hersteller Hütten- und Bergwerke Rheinhausen AG, Handelsname Sigma, Produktionszeitraum bis 1965 stark gefährdet (rund oder oval), Produktionszeitraum bis 1978 gefährdet (nur oval).
- Vergüteter Hennigsdorfer Spannstahl St 140/160, Querschnitt rund oder oval, Hersteller VEB Stahl- und Walzwerk Hennigsdorf (ehemals DDR). Vergütungsprozess durch Ölschlussvergütung oder Hochtemperatur-Thermo-Mechanische Behandlung (HTMB-Stähle), Produktionszeitraum bis 1993 stark gefährdet. Obwohl ca. 1980 eine Produktionsumstellung erfolgte, um das Verhalten der Stähle gegenüber Spannungsrisskorrosion zu verbessern, wird der m Hennigsdorfer Spannstahl bis zum Produktionsende 1993 als stark gefährdet angesehen, solange keine gesicherten Informationen über eine Nichtgefährdung vorliegen.

In vielen Fällen sind auch nach den Erfahrungen des Autors dieses Beitrages die eigentlichen Spannstahzulassungen nicht bei den Bauwerksunterlagen abgelegt. Bestenfalls lassen sich auf

den Plänen Hinweise zur Geometrie (z.B. rund, oval, gerippt) finden. Meist beschränken sich die Angaben aber auf die Stahlgüte und -durchmesser sowie das verwendete Spannverfahren, z.B. Leoba AK etc. Die Bundesanstalt für Wasserbau hat aus diesem Grunde die vorhandene Zulassungsunterlagen gesichtet und eine Zuordnung von Spannverfahren zu Spannstählen im BAW-Brief 3/2006 [11] vorgenommen.

B) Nichtrostender Stahl (X 10 Cr 13) für Edelstahlrollenlager

Häufig wurden in den 1960er und 1970er Jahren Rollenlager aus Edelstahl verwendet, aus Gründen des Platzbedarfes und um die Reibungskräfte auf den Pfeilern zu minimieren (→ Gründungsnachweise). Aufgrund der sehr hohen zulässigen Hertz'schen Pressungen sind diese Lager außerordentlich hoch belastet. Betroffen sind nach einem BMV-Rundschreiben vom 28. Juli 1981 [13] vor allem Lager, die aus Walz- und Schmiedestahl X 10 Cr 13 hergestellt worden sind. Auch die Lagerplatten können betroffen sein.

Diese Lager zeichnen sich durch eine Empfindlichkeit gegenüber Schwingungen (ermüdende Zug-schwellbelastungen) sowie ungleichmäßigen Belastungen und Zwängungen aus. Im Laufe des Betriebes kann es zu einer Materialermüdung kommen, die sich in letzter Konsequenz durch einen Spaltriss, wie in Abb. 5 dargestellt, zeigt. Glücklicherweise wurde das abgebildete Lager im Rahmen einer Hauptprüfung entdeckt, so dass unmittelbar der 1. Hauptfahrstreifen abgesperrt und eine seitliche Unterstützung installiert werden konnte. Die erforderliche Bewegungskapazität (z.B. Lagerverschiebungen aus Bremsen und Temperaturdehnungen) muss bei dieser Form der Unterstützung beachtet werden, vor allem, wenn diese über mehrere Monate installiert bleibt.

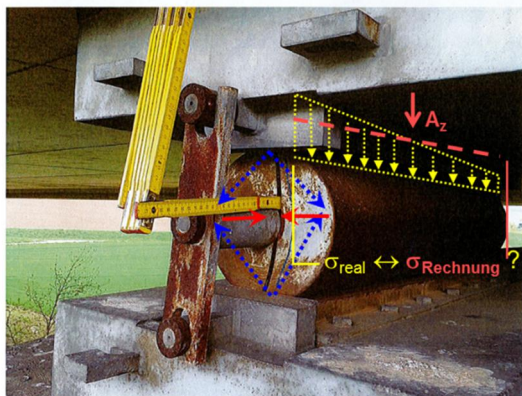


Abb. 5: Teilweise aufgespaltetes Edelstahlrollenlager (links) mit temporärer seitlicher Hilfsabfangung (rechts) einer Brücke mit Baujahr 1975

Ein Totalausfall dieses Lagers hätte zu einer derart massiven Schädigung des Gesamttragwerks geführt, dass die Brücke gesperrt und abgebrochen hätte werden müssen.

Auch bei nicht äußerlich geschädigten Edelstahlrollenlagern sollte ein Lagertausch in Erwägung gezogen werden. Zuvor sollten die beschriebenen Entlastungsmaßnahmen bzw. (Teil-)Sperrungen geprüft und das Aufbauen von Unterstapelungen ausgeführt werden. Präventive Unterstapelungen werden oberseitig mit einer Teflonplatte und einem planmäßigen Spalt von wenigen Millimetern zwischen Teflonplatte und oberer Lagerplatte bzw. Überbau (i.d.R. dann mit Keilplatte zum Gefälleausgleich) ausgeführt. Senkt sich der Überbau im Falle eines Lagerbruchs ab, dann vermindert die Teflonplatte die auftretenden Reibungskräfte.

Sofern ein Lagertausch aus technischen Gründen ausscheidet, können auch hier Umbaumaßnahmen, im ungünstigsten Falle auch der Ersatz der Brücke in Betracht zu ziehen sein. Derartige Edelstahlrollenlager stellen für sich genommen noch kein definitives Ausschlusskriterium dar, da ein Lagertausch durchaus möglich und wirtschaftlich sein kann.

Dem Verfasser ist eine größere Talbrücke bekannt, bei der ein Lagertausch nicht ohne Weiteres möglich ist, da wegen fehlender Pressensatzpunkte kein ausreichender Platz für das Aufstellen der Pressen vorhanden ist und eine gegenüber der Auflagerlinie versetzte Einleitung der Pressenkräfte in den Überbau ohne größere Umbaumaßnahmen, vor allem auch bei Berücksichtigung aller weiteren „Schwachstellen“ des Überbaus, in wirtschaftlicher Hinsicht insgesamt ausscheidet.

C) Betone unter Verwendung von Tonerdeschmelzzement

Eher selten dürften sich noch Brücken im Betrieb befinden, die mit Tonerdeschmelzzement hergestellt wurden, einem Bindemittel, das aufgrund seiner schnellen Erhärtung vornehmlich für vorgespannte Fertigteile (Deckenträger) - bis in die 1950er Jahre auch im Spannbetonbau - eingesetzt wurde. Nach Deckeneinstürzen von bayerischen Viehställen im Jahre 1962, die ein vergleichsweise korrosionsfreundliches Milieu boten, wurde der Baustoff, der eigentlich aus dem Feuerstättenbau kommt, für tragende Bauteile verboten. Derart hergestellte Betone zeichneten sich nach den Untersuchungen der Technischen Universität München, über die in [6] berichtet wird, durch einen raschen Festigkeitsabfall (bis 50%), eine rasche Zunahme der Porosität und schließlich durch eine schnelle Carbonatisierung aus. Ein Verlust des Korrosionsschutzes sowie Spannkraftverluste und Spannstahlbrüche waren seinerzeit die Folge. Grund für diesen Festigkeitsabfall sind nach [20] die (nur) metastabilen Phasen Monocalciumaluminat $\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 10 \text{H}_2\text{O}$ (CAH_{10}) und/ oder Dicalciumaluminathydrat $2 \text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 8\text{H}_2\text{O}$ (C_2AH_8). CAH_{10} und C_2AH_8 wandeln sich je nach den Lagerungsbedingungen mehr oder weniger schnell in die stabilen Phasen Hydrogranat $3 \text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 6 \text{H}_2\text{O}$ (C_3AH_6) und „Gibbsit“ $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3 \text{H}_2\text{O}$ (AH_3) um. Diese Umwandlung geht mit der oben beschriebenen Zunahme der Porosität und damit mit einem Festigkeitsabfall einher. Weitere Folgeerscheinung ist eine vergleichsweise schnelle Carbonatisierung.

Ein Beispiel aus dem Brückenbau kann hier angebracht werden: Die ebenfalls mithilfe von einbetonierten Spannbetonfertigteilträgern im Jahre 1949 erbaute Kocherbrücke im Zuge der L 1045 bei Kochersteinsfeld (Regierungsbezirk Stuttgart, Abb. 6), die mittlerweile abgebrochen wurde und

derzeit durch einen Neubau ersetzt wird. Bis zu ihrem Abbruch wurde diese Brücke aufgrund der Schäden nur noch sehr stark eingeschränkt betrieben wurde: mittlerer Einbahnverkehr mit Ampelregelung, Tonnagebeschränkung auf 7,5 t, gleichzeitig sehr verdichtetes Prüfintervall.

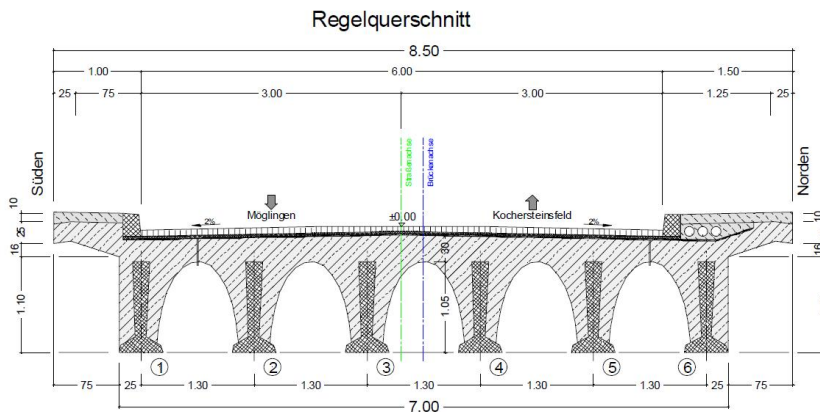


Abb. 6 Brückenquerschnitt mit einbetonierten Spannbeton-Fertigteilträgern aus Tonerdeschmelz-zement [12]

4.4.3 Kritische Konstruktionsweisen

Zuletzt sind besonders kritische Brückenkonstruktionen zu nennen, wie unzugängliche Hohlkörperquerschnitte und insbesondere (Spann-)betonhohlkörperplattenbrücken (Abb. 7).

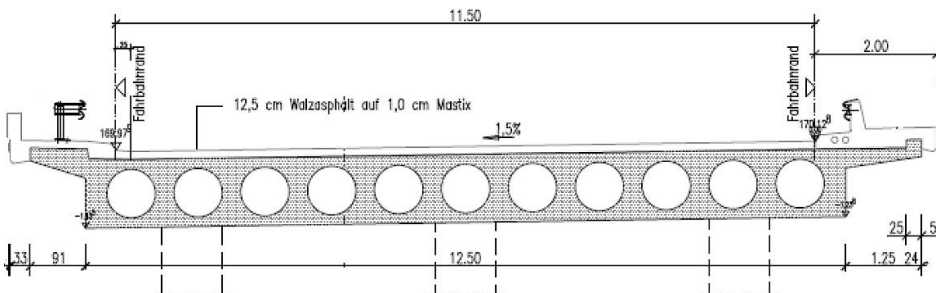


Abb. 7: Kritische Querschnittsform:
 Hohlkörperplatte

Die Hohlräume dieser Brücken wurden mittels Verdrängungskörpern hergestellt. Problematisch ist hierbei, dass die Hohlräume dieser Querschnittstypen im Rahmen der Bauwerkprüfung nicht in Augenschein genommen werden können. Auch die Herstellung gestaltete sich seinerzeit als schwierig, insbesondere die Lagesicherung der Verdrängungskörper beim Betonieren sowie das Verdichten selbst. Große Streuungen der Betongüte sind häufig die Folge gewesen. In statischer Hinsicht ist eine solche Hohlkörper-„Platte“ ebenfalls kritisch zu bewerten, da die sonst bei Massivplatten auftretende zweiachsige Lastabtragung nicht gegeben ist. Zudem haben sich zwei nachge-

rechnete Spannbetonhohlkörperbrücken mit Baujahr < 1967 als kritisch hinsichtlich der Schubtragfähigkeit erwiesen.

Bei einer Risikobetrachtung wären Hohlkörperplatten in Spannbetonbauweise und wegen des nicht berücksichtigten Temperaturlastfalls als äußerlich statisch unbestimmtes System mit Baujahr < 1979 als kritisch einzustufen, vor allem, wenn schmale Stege (mit geringer Betonzugtragfähigkeitskapazität bei Abfall der Vorspannkraft) und gleichzeitig eine große Plattenschlankheit vorliegen. Auf der anderen Seite beherbergen statisch bestimmte Konstruktionen keine Lastumlagerungsmöglichkeiten (z.B. durch Ausbildung von Fließgelenken), so dass solche Systeme ebenfalls kritisch sind.

4.4.4 Kombiniertes Auftreten

Kritisch ist es, wenn Brücken gleich mehrere problematische Konstruktionsweisen und Baustoffe in sich vereinen, wie dieser Fall zeigt: eine Spannbetonhohlkastenbrücke, die in den frühen 1970er Jahren erstellt wurde und in der spannungsrissskorrosionsempfindlicher Spannstahl in Bauwerkslängs- und -querrichtung zum Einsatz kam. Im Rahmen der Brückennachrechnung wurde festgestellt, dass das Ankündungsverhalten in Längsrichtung nicht gegeben ist. Zusätzlich besteht die Gefahr einer Koppelfugenermüdung. Hinzu kommt, dass die Überbauten auf sprödbrechgefährdeten Edelstahlrollenlagern aufliegen, die ebenfalls eine starke Ermüdungsgefährdung aufweisen. Der Ersatz solcher Bauwerke sollte mit oberster Priorität vorangetrieben werden. Geeignete Kompensations-, Überwachungs- und Präventionsmaßnahmen sind zu bedenken.

5 Verkehrliche Kompensationsmaßnahmen

Wenn Bauwerksschädigungen signifikante tragfähigkeitsrelevante Ausmaße erreichen, Brückennachrechnungen erhebliche Tragfähigkeitsdefizite ans Tageslicht fördern oder etwa die Kriterien nach 0 zutreffen, sollten noch vor einer intensivierten Bauwerksbeobachtung und -prüfung verkehrliche Kompensationsmaßnahmen in Betracht gezogen werden, d.h. entsprechend geschädigte bzw. überlastete Brücken (-teile) sollten übergangsweise oder dauerhaft wirksam entlastet werden (verkehrskompensierende Maßnahmen). Die Nachrechnungsrichtlinie [17] differenziert hierbei zwischen der Einwirkungs- und Widerstandsseite in:

1. Verkehrliche Nutzungsaufgaben im Falle eines nicht nachweisbaren, jedoch für die Straßenkategorie und -nutzung als notwendig angesehenen (Verkehrs-) Ziellastniveaus, wie etwa Lkw-Abstandsgebote und Lkw-Überholverbote, jeweils abhängig von der Fahrstreifenanzahl und der Einzelstützweite
2. Verkehrliche Nutzungseinschränkungen, um Defizite auf der Widerstandsseite auszugleichen z.B.: Lkw-Gewichts- und Achslastbeschränkungen, Einschränkungen des genehmigungspflichtigen Schwerverkehrs, Ummarkierungen, Einengungen und Sperrungen von Fahrstreifen.

Nach Ansicht des Autors dieses Beitrages kommt der Einschränkung des genehmigungspflichtigen Schwerverkehrs eine sehr wichtige Rolle zu, da vor allem die ganz schweren Transporte eine Brü-

cke regelmäßig bis nahe an Ihre Belastungsgrenze heranführen, während der normale Verkehr die Brücke (je nach Brückentyp und Brückenklasse) häufig nur im Staufall (Lkw an Lkw) in dieser Höhe belastet.

In diesem Zusammenhang wie noch kurz auf das Verhältnis von Eigengewicht zu Verkehr hingewiesen. Ergebnisse der Brückennachrechnung zeigten, dass der Eigengewichtsanteil von Spannbetonhohlkästen üblicher Autobahnbrücken (11,50 m Fahrbahnbreite) mit je 1 Überbau pro Fahrtrichtung und bei üblichen Spannweiten zwischen 35 und 40 m rund 70 % beträgt, also die Verkehrsbeanspruchung aus dem Lastmodell LM1 nach DIN-FB 101 dann 30 % der Gesamtbeanspruchung ausmacht.

6 Verfahrensablauf bei Erhaltungsmaßnahmen mit Berücksichtigung zuvor definierter Ausschlusskriterien

Mit Hilfe der zuvor definierten Ausschlusskriterien lässt sich der Verfahrensablauf bei Erhaltungsmaßnahmen in Form von Abb. 8 darstellen. Das Prinzip besteht im Grunde genommen darin, stufenweise vorzugehen und mit jeder Stufe den Untersuchungs- und Detaillierungsgrad zu erhöhen. Der Einfachheit halber sind in Abb. 8 die Elemente BW-Prüfung, objektbezogene Schadensanalysen und Datenbankanalysen nicht dargestellt.

Zunächst wird geklärt, ob die Erhaltung grundsätzlich angestrebt ist. Wenn diese Frage bejaht werden kann, weil etwa die bauliche Anlage ein hohes Anlagevermögen darstellt oder z.B. Ausbauabsichten nicht entgegenstehen, wird geprüft, ob signifikante technische Defizite vorliegen bzw. die zuvor definierten Ausschlusskriterien zutreffen (Abschnitt 0). Wenn derartige Ausschlusskriterien nicht zutreffen, dann kann eine detaillierte Nachrechnung und Bauwerksuntersuchung mit nachgeschalteter Planung erfolgen (linke Seite der Grafik). Alternativ wäre auch von vorn herein denkbar, dem gestrichelt dargestellten Pfad zu folgen und zunächst eine verkürzte Nachrechnung vorzusehen, wie sie weiter unten beschrieben ist.

Wenn allerdings die Ausschlusskriterien zutreffen und die Defizite wirtschaftlich nicht behoben werden können, dann folgt in der Regel ein Neubau. Erscheinen die Defizite hingegen wirtschaftlich behebbar, kann eine verkürzte Nachrechnung erfolgen. Bei einer verkürzten Nachrechnung wird sich auf die wichtigsten Nachweise und Nachweisstellen konzentriert. In gewisser Analogie zur Vorgehensweise bei der Definition von Ausschlusskriterien werden v.a. auch diejenigen Stellen beleuchtet, die in Abhängigkeit von Baujahr, Baustoffen und Konstruktionsweise in aller Regel als besonders kritisch anzusehen sind. Bei Spannbetonbrücken älterer Bauart sind beispielsweise die verschiedenen Schubnachweise und Ermüdungsnachweise zu nennen. Auch der Dokumentationsaufwand der verkürzten Nachrechnung wird begrenzt. Wenn wiederum die erkannten Defizite wirtschaftlich behebbar erscheinen, wird eine detaillierte Nachrechnung (linke Seite der Grafik) durchgeführt. Andernfalls folgen die weiteren Verfahrensschritte in Richtung Neubau.

In Abhängigkeit der Nachrechnungsergebnisse und unter Berücksichtigung der örtlich vorherrschenden Verkehrsbelastung wird grundsätzlich die Notwendigkeit der bereits erwähnten verkehrliche Kompensationsmaßnahmen (=Bauwerksentlastung) geprüft.

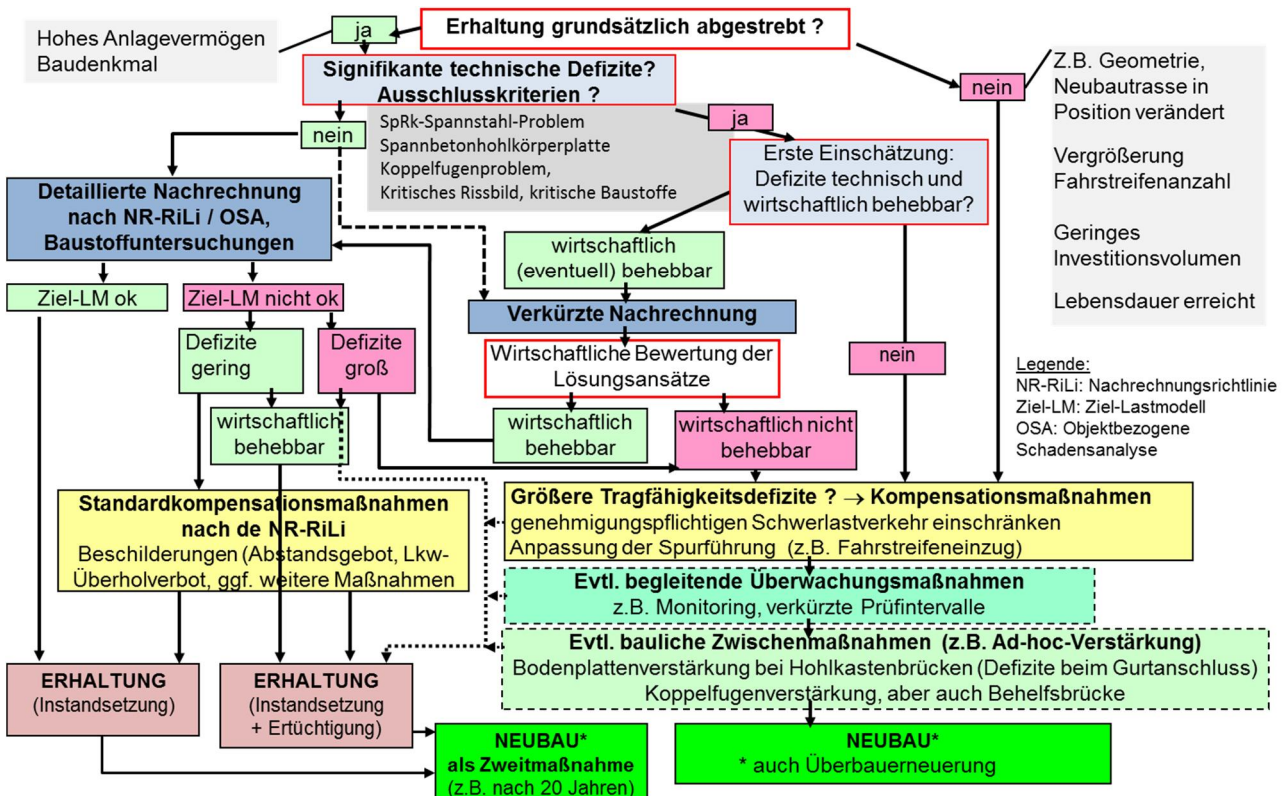


Abb. 8: Verfahrensablauf bei Erhaltungsmaßnahmen mit Berücksichtigung zuvor definierter Ausschlusskriterien

Der Bund hat bei Erhaltungsmaßnahmen für Brücken in der Baulast des Bundes vorgegeben, dass ab einem Auftragsvolumen > 3 Mio. Euro oder 50 % der reinen Baukosten des Bauwerks zum heutigen Preisstand eine Wirtschaftlichkeitsuntersuchung durchzuführen ist. In solchen Fällen ist die Richtlinie zur Durchführung von Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen im Rahmen von Instandsetzungs-/Erneuerungsmaßnahmen bei Straßenbrücken (RI-WI-BRÜ) [14] anzuwenden. Die Ablösungsbeträge-Berechnungsverordnung (ABBV) [16] gibt in diesem Zusammenhang die Nutzungszeiträume und Abschreibungsbeträge vor.

In jedem Falle ist es ratsam, frühzeitig die genehmigenden Stellen in den Verfahrensablauf einzubinden, um sicherzustellen, dass eine modifizierte bzw. vereinfachte Vorgehensweise mitgetragen wird. Verkürzte Nachrechnungen von Brücken wurden beim Regierungspräsidium Stuttgart bereits im Rahmen zweier geplanter Fahrbahnerneuerungsmaßnahmen zur Abklärung etwaiger Standsicherheits- und Dauerhaftigkeitsdefizite sowie zur Festlegung des Instandsetzungsumfanges bzw. Verstärkungsaufwandes durchgeführt. Im Weiteren dienten sie auch zur Prüfung der Notwendig-

keit von verkehrlichen Kompensationsmaßnahmen und zur Festlegung der Weiterungsdauer der Brücken.

Es sei erwähnt, dass die hier vorgestellte Vorgehensweise gemeinsam mit meinen Kollegen Dipl.-Ing. Ronald Blochwitz und Dipl.-Ing. Martin Jehlicka am Referat 43 (Ingenieurbau) erarbeitet wurde.

7 Zusammenfassung und Fazit

Brücken, insbesondere Straßenbrücken, unterliegen neben den konstruktionsbedingten Beanspruchungen (Eigengewicht und ggf. Vorspannung) einer Reihe von nutzungsbedingten und klimatischen Einwirkungen. Vor allem die direkten und indirekten Verkehrseinwirkungen, die in den letzten Jahrzehnten drastisch zugenommen haben, und die im Laufe der Nutzungszeit, die bei Spann- und Stahlbetonüberbauten üblicherweise mit rund 70 Jahren angesetzt wird, führen zu einer allmählichen Bauwerksdegradation. Aufgrund der miteinander in wechselseitiger Beziehung stehenden Einflussgrößen müssen insbesondere im Brückenbau neben den rein materialtechnologischen Schädigungsmechanismen und Schäden auch die statisch-konstruktiven Besonderheiten sowie die verkehrlichen Rahmenbedingungen in Rahmen einer ganzheitlich angelegten Betrachtung und Risikobewertung beleuchtet werden. Insbesondere Spannbetonhohlkästen der 1960er und 1970er Jahre weisen nach dem heutigen Kenntnisstand eine Reihe typischer (bauzeitabhängiger) Schwachstellen auf, die sich bei der Bauwerksprüfung und bei der sog. Brückennachrechnung zeigen können. Im Ergebnis bedeutet dies, dass eine Reihe von Spannbetonbrücken der 1960er und 1970er Jahre, vor allem vorgespannte Talbrücken im Zuge der hoch belasteten Bundesfernstraßen, bereits nach 40 bis 50 Nutzungszeit ersetzt werden muss. Die Beantwortung der Frage „Instandsetzung oder Neubau?“ gestaltet sich im Einzelfall als vielschichtige Aufgabenstellung.

In diesem Beitrag wurde anhand verschiedener Spannbetonbrücken aufgezeigt, welche Tragwerkswerkstypen in einer ersten, gröberen Betrachtung als weniger robust und welche als vergleichsweise robust und damit zunächst grundsätzlich als erhaltenswert angesehen werden können - auch die als kritisch einzustufenden Baustoffe und Bauteile sowie Rissbilder, die auf einen massiven Tragfähigkeitsabfall hindeuten, finden dabei Beachtung. Mit diesem Wissen ist es nun möglich, sog. „Ausschlusskriterien“ zu definieren. Somit kann bei der Beantwortung der Frage „Instandsetzung oder Neubau?“ schrittweise abgeprüft werden, ob nicht von vorne herein der Erhalt einer Brücke ausgeschlossen werden kann. Neben diesen Ausschlusskriterien kann es im weiteren Verfahren einer Entscheidungsfindung auch zweckmäßig und konsequent sein, zunächst eine verkürzte Nachrechnung von Brücken durchzuführen, um etwa größeren Defiziten nachzuspüren. Auch diese Vorgehensweise fügt sich in das schrittweise Verfahren ein, das darauf abzielt, den zeitlichen und finanziellen Aufwand für Analysen, Berechnungen und Bewertungen zu begrenzen und damit die Entscheidung „Instandsetzung oder Neubau“ effizient und zugleich transparent fällen zu können. Grundsätzlich lässt sich eine solche Vorgehensweise auch auf andere Bauwerksarten übertragen.

Zuletzt sei darauf hingewiesen, dass sich trotz sorgfältiger Voruntersuchungen und Planungen nicht alle Schäden erkunden lassen. Vielfach wird das eigentliche Schadensausmaß erst bei der Instandsetzung erkennbar, wenn beispielsweise der komplette Fahrbahnaufbau - also Fahrbahnbelag, Schutzschicht und Bauwerksabdichtung - entfernt wird. Tief in den Konstruktionsbeton des Überbaus eingedrungene Chloride verbleiben in der Regel, da der mögliche Betonabtrag aus statischen Gründen begrenzt ist. Auch ist zu beachten, dass Ermüdungsdefekte irreversibel sind und in die Konstruktion eingepreßt bleiben, selbst wenn durch eine externe Vorspannung die zukünftigen Schwingbreiten reduziert werden. Wegen der technischen und bauvertraglichen Ausführungsrisiken lässt sich Kostensteigerungspotenzial von Instandsetzungsmaßnahmen nur schwer eingrenzen. Unter Berücksichtigung all dieser Aspekte sollte im Zweifelsfall also die Entscheidung zu Gunsten des Neubaus bzw. der Erneuerung gefällt werden.

8 Literatur

- [1] DIN 1076 (1999) Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen - Überwachung und Prüfung. Beuth Verlag, Berlin, Ausgabe 11-1999
- [2] RI-EBW-PRÜF (2004) Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076, Ausgabe 2004
- [3] DIN 1072 (1967) Straßen- und Wegbrücken; Lastannahmen. Beuth Verlag, Berlin, Ausgabe 1967-11
- [4] DIN 1072 (1985) Straßen- und Wegbrücken; Lastannahmen. Beuth Verlag, Berlin, Ausgabe 1985-12
- [5] DIN 1045-2:2008-08 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität – Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1
- [6] Bayerisches Staatsministerium des Innern (1984) Hinweise für Eigentümer und Mieter von Wohngebäuden und Wohnungen, in den Spannbetondecken mit Tonerdeschmelzzement eingebaut. RB-Nr. 03B/84 08
- [7] Schöppel, K. (2010) Aussagekraft von Chloridwerten aus Betonbauwerken hinsichtlich der Korrosionsgefährdung. Beton- und Stahlbetonbau 105, Heft 11, S. 703 - 713
- [8] Lingemann, J., Zilch, K., Ehmann, R., Marzahn, G., Krüger, D. (2010) Die neue Handlungsanweisung zur Überrückung und Beuteilung des Ankündigungsverhaltens von älteren Brückenbauwerken mit spannungsrissskorrosionsempfindlichen Spannstahl. Bauingenieur 85, Juli/August 2010, S. 297-306
- [9] BAST (2009) Ermittlung relevanter Bauwerke zur Ertüchtigung des Brückenbestandes der Bundesfernstraßen. Stellungnahme. Ermittlung relevanter Bauwerke zur Ertüchtigung des Brückenbestandes der Bundesfernstraßen Sachstand: Mai 2009 Datennacherhebung und Priorisierung: September 2009

- [10] Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden (2011); BMVBS, Abteilung Straßenbau und Straßenverkehr, Ausgabe 06-2011
- [11] Bundesanstalt für Wasserbau (2006) Spannungsrisskorrosion von Spannstählen (587 - B). BAW-Brief Nr. 3 - November 2006
- [12] Strehle und Partner (2012) Prüfbericht zur Sonderprüfung der Kocherbrücke bei Kochersteinsfeld im Auftrag des Regierungspräsidiums, 2012
- [13] Der Bundesminister für Verkehr (1981) Schäden an Brücken von Bundesfernstraßen. Erfassen von Schäden an Brückenlagern. Rundschreiben vom 28. Juli 1981 (Az.: StB 25/38.55.40-01/25020 Va 81)
- [14] RI-WI-BRÜ (2004) Richtlinie für die Erhaltung von Ingenieurbauten (RI-ERH-ING), Teil 4 Richtlinie zur Durchführung von Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen im Rahmen von Instandsetzungs-/Erneuerungsmaßnahmen bei Straßenbrücken
- [15] Leitfaden Objektbezogene Schadensanalyse Richtlinie für die Erhaltung von Ingenieurbauten (RI-ERH-ING), Teil 3 Leitfaden Objektbezogene Schadensanalyse (OSA)
- [16] ABBV (2010) Verordnung zur Berechnung von Ablösungsbeträgen nach dem Eisenbahnkreuzungsgesetz, dem Bundesfernstraßengesetz und dem Bundeswasserstraßengesetz (Ablösungsbeträge-Berechnungsverordnung - ABBV)
- [17] Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie) (2011) Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Berlin, Ausgabe 05-2011
- [18] Ergänzung zur Nachrechnungsrichtlinie (2015) 1. Ergänzung zu: Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie) (2011). Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Berlin, Ausgabe der Ergänzung 01-2015
- [19] DIN-Fachbericht 101 (2009): Einwirkungen auf Brücken. Beuth Verlag, Berlin, Ausgabe März 2009
- [20] Zement-Taschenbuch (2000) Verein Deutscher Zementwerke e.V. (Hrsg.), Düsseldorf. Verlag Bau+Technik, 2000
- [21] DIN EN 1991-2:2004-05 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken; Deutsche Fassung EN 1991-2:2003
- [22] DIN EN 1991-2/NA Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken; Deutsche Fassung EN 1991-2:2003
- [23] Handlungsanweisung Koppelfugen (1998) Handlungsanweisung zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit vorgespannter Bewehrung von älteren Spannbetonüberbauten; Bundesanstalt, für Straßenwesen BAST -Abteilung Brücken und Ingenieurbau, Ausgabe 1998

9 Bildnachweis

Abb. 1: Typische Altersstruktur der Straßenbrücken. Hier am Beispiel von Baden-Württemberg (Regierungsbezirk Stuttgart): Grafik RP Stuttgart, Wüstholz

- Abb. 2: Spanndrahtbruch (gelb markiert) in der Fahrbahnplatte einer Autobahnbrücke (Baujahr 1972) infolge Chloridkorrosion: Foto RP Stuttgart, Wüstholz
- Abb. 3: *Wesentliche normative Vorgaben für die Konstruktion und Bemessung von Spannbetonbrücken (vereinfacht bis zum Jahre 2003, erstellt unter Verwendung von [9]):* RP Stuttgart, Wüstholz
- Abb. 4: *Lokales Bauteilversagen, typische Schäden: a) Schubrisse im Steg eines Spannbetonhohlkastens einer Autobahnbrücke. b) Risse in Bodenplatte (Gurtanschlussproblem), schematisch. c) Ausgeprägte Biegerisse im Steg einer Spannbetonbrücke:* Grafiken und Verwendung von Fotos verschiedener Prüfberichte: a) und b) RP Stuttgart, c) Foto Strehle und Partner
- Abb. 5: Teilweise aufgespaltetes Edelstahlrollenlager (links) mit temporärer seitlicher Hilfsabfangung (rechts) einer Brücke mit Baujahr 1975: Grafiken RP Stuttgart, Wüstholz
- Abb. 6 Brückenquerschnitt mit einbetonierten Spannbeton-Fertigteilträgern aus Tonerdeschmelzement: Auszug aus Planungsunterlagen, RP Stuttgart
- Abb. 7: Kritische Querschnittsform:
Hohlkörperplatte: RP Stuttgart
- Abb. 8: Verfahrensablauf bei Erhaltungsmaßnahmen mit Berücksichtigung zuvor definierter Ausschlusskriterien: Grafik RP Stuttgart, Wüstholz

