

Carbonbeton – Eine neue Verstärkungsmethode für Massivbrücken

Teil 1: Grundlagen und Hintergründe zum Pilotprojekt „Brücken über die Nidda im Zuge der BAB A 648“

Im Rahmen von Ertüchtigungsmaßnahmen eines Brückenzuges über die Nidda wurden im Jahr 2020 erstmals zwei Spannbetonbrücken mit Carbonbeton verstärkt. Bei den im Jahr 1971 errichteten Teilbauwerken wurde sogenannter Sigma-Oval Spannstahl verbaut, der als spannungsrissskorrosionsgefährdet gilt. Die Straßenbrücken zeigten rechnerisch kein ausreichendes Ankündigungsverhalten im Sinne der Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion, sodass ein plötzliches Versagen den Verkehrsteilnehmer gefährdete. Um dieses Defizit zu beheben, wurde eine Verstärkung notwendig. Im Hinblick auf die exponierte Lage im Verkehrsnetz am Westkreuz Frankfurt a. M. stellte sich die Verstärkung mit Carbonbeton als die wirtschaftlichste und minimalinvasivste Verstärkungsmöglichkeit heraus. Nachfolgender Beitrag ist Bestandteil eines dreiteiligen Aufsatzes, der die notwendigen Planungsschritte und erste Erfahrungen aus der Ausführung zusammenträgt. Im vorliegenden Teil 1 werden neben den Grundlagen zur Spannungsrissskorrosion das Konzept und die Planungsschritte erläutert. Der zweite Teil stellt die Besonderheiten des Carbonbetons im Brückenbau dar. Teil 3 wird detaillierte Angaben zur Verstärkungsmaßnahme und erste Erfahrungen aus der baulichen Umsetzung umfassen.

Stichworte Carbonbeton; Spannbetonbau; Spannungsrissskorrosion; Verstärkungsmethoden; Brückenbau; Brücken im Bestand

1 Vorwort

Das vorgestellte Bauvorhaben beschreibt die erstmalige Durchführung einer Verstärkungsmaßnahme mit Carbonbeton an zwei Spannbetonbrücken. Als Bestandteil der BAB A 648 am Westkreuz Frankfurt am Main überqueren die beiden Brücken den Fluss Nidda und liegen in der Verwaltung von Hessen Mobil Straßen- und Verkehrsmanagement. Einen Eindruck des Brückenzugs und der Örtlichkeit vermittelt Bild 1. Das Bauwerk ist elementarer Bestandteil der örtlichen Infrastruktur, sodass seitens des Bauherrn großes Interesse besteht, das Bauwerk möglichst lange unter Verkehr zu halten. Die Restnutzungsdauer des Bauwerks war aufgrund des verbauten Spannstahls, der als spannungsrissskorrosionsgefährdet gilt, zunächst auf das Jahr 2020 beschränkt. Aufgrund des fehlenden Ankündigungsverhaltens bei Spannungsrissskorrosion war die Gefahr eines plötzlichen Versagens nicht ausgeschlossen. Es bestand somit Handlungsbedarf,

Carbon reinforced concrete – An alternative method for strengthening Concrete Bridges; Part 1: Basics and background information to the pilot project “federal highway bridges (A 648) across the river Nidda”

In 2020 two of three bridges, which are part of the German highway road A 648, were strengthened with carbon reinforced concrete for the first time in Germany. The two superstructures were erected in the 1970s as a pre-stressed beam. As tendons a so called -sigma-oval-steel was used, which is sensitive for stress corrosion cracking. According to German guidelines and to exclude a sudden failure, it has to be verified if a damage of the tendons can be seen at the surface of the cross section via cracks along the superstructure. This -crack before failure- criteria was not fulfilled for the described superstructures. With reference to the relevance of the bridges in the local infrastructure around Frankfurt a. M., a strengthening concept was necessary. Due to that fact, a strengthening with carbon reinforced concrete was identified as an economic and minimal invasive method. The report on that forerunner project is spread into three parts. The following first part gives an overview about the bridges and the background on stress corrosion cracking, added with explanations about the planning steps. The second part describes the strengthening with carbon reinforced concrete with a focus on bridges. The third part goes further into detail, regarding the construction and the design of a carbon reinforced strengthening for the superstructure.

Keywords carbon reinforced concrete; pre-stressed reinforced structures; stress corrosion cracking; strengthening of concrete structures; bridge constructions; existing bridges

um die Kriterien Tragsicherheit, Dauerhaftigkeit und Verkehrssicherheit wieder sicherzustellen. Daher wurden im Auftrag von Hessen Mobil Straßen- und Verkehrsmanagement zunächst verschiedene konventionelle Verstärkungsmethoden projektiert. Die Vorschläge zeigten



Bild 1 Seitenansicht des Brückenzugs – hier: Teilbauwerk 1
Side view of bridge section

Foto: O. Steinbock

jedoch keine zufriedenstellende Lösung im Hinblick auf die örtlichen Randbedingungen und die statischen Anforderungen (vgl. hierzu auch Teil 2 [1] auf den Seiten 109–117 dieser Ausgabe). Letztlich wurde eine aufwändige Notunterstützung unterhalb des vorliegenden Tragwerks ausgearbeitet. Einerseits hätten die Kosten infolge planungsrechtlicher Vorgaben die Kosten eines Neubaus überstiegen, andererseits hätte der technische Aufwand ein vertragsrechtlich erhebliches Risiko dargestellt. Hessen Mobil Straßen- und Verkehrsmanagement nutzte die Erkenntnisse aus jahrzehntelanger Forschung zum Verstärken von Tragwerken mit Carbonbeton von Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach, um das Ankündungsverhalten der Nidda-Bauwerke wieder herzustellen. Nach ersten überschlägigen Berechnungen durch den Hauptautor wurde eine Verstärkung des Tragwerks mit Carbonbeton als aussichtsreiche Lösung erachtet. Mit der Planung und Konzeption der Verstärkungsmaßnahme wurde das Ingenieurbüro Curbach Bösche Ingenieurpartner (nachfolgend: CBing) beauftragt, im dem der Hauptautor (neben seiner Tätigkeit am Institut für Massivbau) als Projektleiter tätig ist.

Die Bearbeitung des Projekts startete mit Untersuchungen an den Bestandsbauwerken, die im Auftrag von CBing durch Marx Krontal Partner und in Abstimmung mit Hessen Mobil Straßen- und Verkehrsmanagement erfolgten. Da es sich bei der Verstärkung mit Carbonbeton um eine Pilotanwendung im Brückenbau handelte, wurde eine Zustimmung im Einzelfall (ZiE) notwendig. Diese wurde in enger Abstimmung zwischen Planer, dem Institut für Massivbau (IMB) und der Firma CARBOCON GmbH erarbeitet. Die Prüfung der statischen Unterlagen erfolgte durch das Ingenieurbüro Hegger + Partner (nachfolgend: H+P), welches im weiteren Projektverlauf mit der Qualitätssicherung im Rahmen der Ausführung beauftragt wurde (vgl. auch Teil 3 [2] auf den Seiten 118–126 dieser Ausgabe). Die bauliche Umsetzung erfolgte durch eine Arbeitsgemeinschaft aus Züblin Bauwerkserhaltung (unterstützt durch das Tochterunternehmen Torcret) und Implenja Instandsetzung. Seitens der Arbeitsgemeinschaft beauftragt, aber im Sinne des Bauherrn agierend, war Al-Jamous-Engineering Consult für die Fremdüberwachung der Baumaßnahme verantwortlich. Aufgrund der Neuartigkeit der Baumethode stand CBing über alle Projektphasen hinweg unterstützend und beratend zur Seite.

2 Herausforderung Spannungsrisskorrosion

2.1 Phänomen Spannungsrisskorrosion

Beim Spannstahl kann zwischen Korrosionsarten mit und ohne mechanischer Beanspruchung unterschieden werden. Einen Überblick über die wichtigsten Korrosionsarten bei Spannstahl gibt Bild 2. Korrosion ohne mechanische Beanspruchungen zeigt sich anhand von Korrosionsprodukten und geht mit einer Querschnittsschwächung einher. Korrosionsvorgänge in Verbindung mit

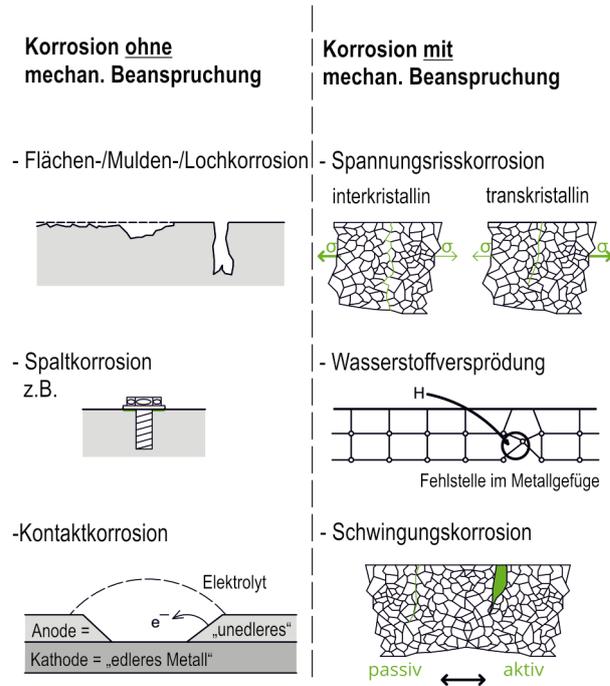


Bild 2 Verschiedene Arten der Stahlkorrosion
Different types of steel corrosion

mechanischer Beanspruchung sind komplexer. Neben der Spannungsrisskorrosion zählen hierzu die Wasserstoffversprödung und die Schwingungskorrosion. Diese Korrosionsarten haben Auswirkungen auf die Materialeigenschaften, die sich in veränderten Kennwerten widerspiegeln, wie z. B. einem eingeschränkten Dehnungsvermögen. Die Ursachen auf Materialebene für das Auftreten von Spannungsrisskorrosion sind noch nicht vollends erforscht. Eine rein metallurgische Zusammensetzung lässt keine pauschale Aussage über das Gefährdungspotenzial hinsichtlich Spannungsrisskorrosion zu, vgl. auch [3–5]. Vielmehr ist es das Konglomerat aus Gefügezusammensetzung, dem gewählten Vergütungsprozess sowie der Verarbeitung des Spannstahls, das eine Abschätzung der Anfälligkeit für Spannungsrisskorrosion zulässt. Die Handlungsanweisung Spannungsrisskorrosion [3] versteht unter Spannungsrisskorrosion „[...] eine chemische und/oder elektrochemische Korrosion des Werkstoffs unter gleichzeitiger Einwirkung eines Korrosionsmediums und einer statischen Zugbeanspruchung.“ Demzufolge ist das Auftreten von Spannungsrisskorrosion auch an bestimmte Umgebungsbedingungen gekoppelt, die die Gefahr von Spannungsrisskorrosion erhöhen beziehungsweise reduzieren, vgl. hierzu auch [6].

2.2 Gefährdungspotenzial durch Spannungsrisskorrosion

Trotz vermehrter Schadensfälle bereits in den 1960er Jahren an Spannbetontragwerken [7], die auf eine Spannungsrisskorrosion verbauter Spannstähle zurückzuführen waren, erfolgte die intensive Erforschung des Phänomens Spannungsrisskorrosion erst in den 1980er und 1990er Jahren, vgl. z. B. [8–10]. Die Untersuchungen führten

Tab. 1 Übersicht über gefährdete Spannstähle gemäß [3]

Bezeichnung	Güte	Zeitraum	Anfälligkeit Spannungsrissskorrosion
Neptun-Spannstahl	St 145/160	bis 1965	stark gefährdet (rund, oval & eckig)
Sigma-Spannstahl	St 145/160	bis 1965	stark gefährdet (rund & oval)
		bis 1978	gefährdet (oval)
Hennigsdorfer Spannstahl	St 145/160	bis 1972	stark gefährdet
	St 140/160	bis 1981	stark gefährdet
	St 1370/1570	ab 1982	stark gefährdet

letztlich im Jahre 1990 dazu, sich auch im Spannbetonbrückenbau der Problematik anzunehmen [11]. Nach heutigen Erkenntnissen gelten die in Tab. 1 bzw. [3] aufgelisteten Spannstähle als spannungsrissskorrosionsgefährdet.

Die Spannstähle werden hinsichtlich ihres Herstellzeitraums, der Herstellfirma sowie ihrer Spannungsrissskorrosionsneigung unterschieden. Als stark gefährdet zählen die Querschnittsformen rund, oval sowie eckig des bis 1965 produzierten Spannstahls der Hersteller Felten & Guillaume Carlswerke AG der damaligen Nennfestigkeit St 145/160 (Handelsname Neptun). Weiter gilt die Spannstahlsorte mit vergütetem Spannstahl St 145/160 (rund oder oval) des Herstellers Hütten- und Bergwerke Rheinhausen AG (Handelsname Sigma) als anfällig. Eine Abschätzung der Relevanz von Spannungsrissskorrosion für den Brückenbau kann auf Grundlage von [12] bzw. Bild 3 erläutert werden. Hierbei zeigt sich, dass ≈ 40 bis 45 % der Brücken im Bundesfernstraßennetz in der Zeit von 1950 bis 1979 errichtet wurden. Ausgehend von nur vereinzelt Spannbetonbrücken im Bestand stieg der Anteil an Spannbetonbrücken als Hauptbaustoff (bezogen auf die Brückenfläche) bis 1980 auf ≈ 65 %, vgl. auch [12]. Viele Brücken fallen somit in die Zeitspanne der Verwendung von stark gefährdeten und gefährdeten Spannstählen. Hier sei je-

doch angemerkt, dass eine pauschale Kategorisierung schwer fällt, da lokal große Unterschiede auftreten können. Beispielsweise war die Firma Philipp Holzmann AG während dieser Zeitspanne im Rhein-Main-Gebiet sehr aktiv und griff auf eigens entwickelte Spannverfahren zurück. Nach heutigem Kenntnisstand gelten die Zugglieder des seinerzeit durch die Firma oft verwendeten Spannverfahrens KA [13] als spannungsrissskorrosionsgefährdet. Klarer ist dagegen die Situation in Ostdeutschland, da es sich bei dem Hennigsdorfer Spannstahl um die seinerzeit einzig verfügbare Spannstahlsorte handelte. Strikt betrachtet müssten somit alle Brücken auf dem Gebiet der ehemaligen DDR als spannungsrissskorrosionsgefährdet eingestuft werden. Neuere Untersuchungen [14] zeigen, dass sich Schadensfälle infolge Spannungsrissskorrosion hier jedoch auf die weniger verbreiteten Ortbetonbauwerke konzentrieren.

2.3 Rechnerischer Nachweis eines ausreichenden Ankündigungsverhaltens für Straßenbrücken im Bestand

Beim rechnerischen Nachweis eines ausreichenden Ankündigungsverhaltens wird auf das „Riss vor Bruch-Kriterium“ zurückgegriffen. Im Konkreten ist zu untersuchen, ob ein möglicher Spanngliedausfall durch Rissbildung an der gezogenen Querschnittsoberfläche detektiert werden kann und gleichzeitig noch eine ausreichende Querschnittstragfähigkeit bei einer bestimmten Lastfallkombination über die Bauwerkslänge gewährleistet ist, Bild 4. Rechnerisch wird demzufolge der Spannstahl so weit reduziert, bis sich der Ausfall von Spannstahl durch Risse an der Betonoberfläche beim Überschreiten der Betonzugfestigkeit zeigt. Das Vorgehen legt dabei zugrunde, dass der Ausfall der Spanndrähte spanngliedweise erfolgt und sich lokal in einem Querschnitt häuft.

Die ermittelte Restbruchsicherheit γ_r als Quotient aus Resttragfähigkeit des geschädigten Querschnitts und der äußeren Last infolge des Verkehrs lässt eine Aussage zum Ankündigungsverhalten zu, vgl. [3]. Eine reine Untersuchung auf Querschnittsebene ergab, dass bei einigen Tragwerken nicht alle Bereiche über die Bauwerkslänge (in der Regel erfolgt eine Betrachtung in den Zehntelpunkten) über eine ausreichende Resttragfähigkeit verfügen beziehungsweise die Detektion von

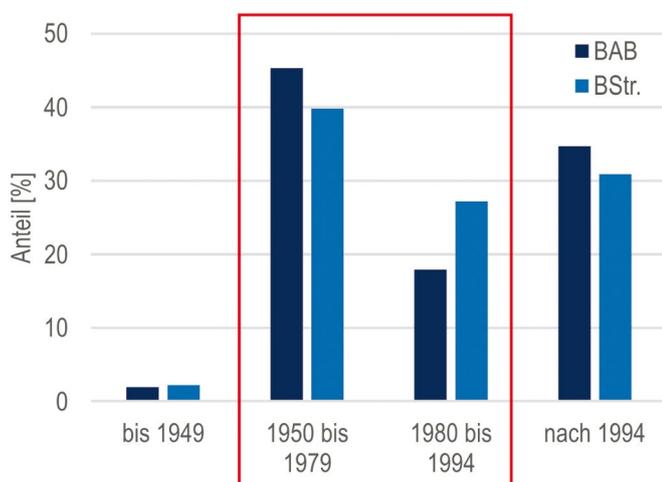


Bild 3 Altersstrukturen der Brücken im Bundesfernstraßennetz mit Bezug auf die Brückenfläche
Age structure of federal highway bridges – reference to bridge area, according to [12]

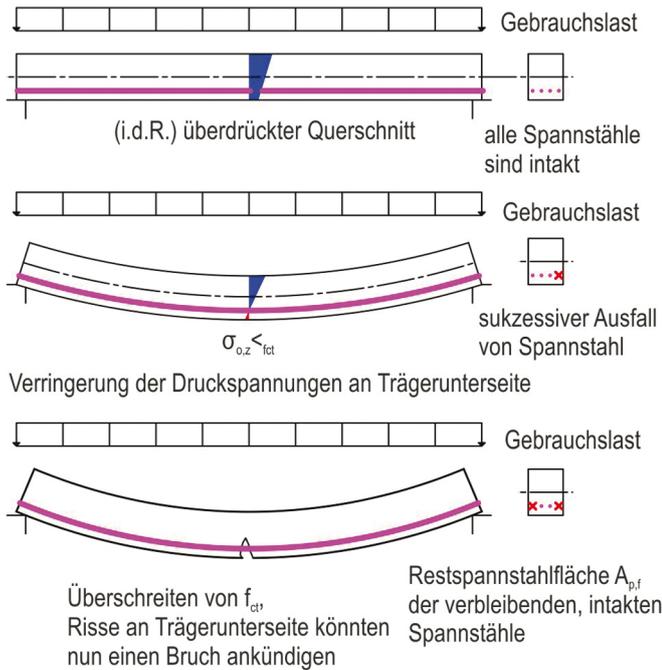


Bild 4 Sukzessiver Ausfall von Spannstahl und einsetzende Rissbildung beim Nachweis eines ausreichenden Ankündigungsverhaltens – „Riss vor Bruch-Kriterium“ im Sinne von [3]
Successive failure of pre-stress steel and collaborating cracks at the surface of the cross section – “crack before failure-criteria”, according to [3]

Rissen, vor allem im Stützbereich, nicht gewährleistet ist, vgl. z.B. [15]. Betroffen sind hier Querschnittsteile, bei denen die resultierende Spanngliedlage nahe des Querschnittsschwerpunkts liegt, da hier rechnerisch ein sehr großer Anteil Spannstahl ausfällt und somit nur eine geringe Resttragfähigkeit (vorwiegend durch den vorhandenen Betonstahl M_{AS} bestimmt) verbleibt. Im Rahmen der Harmonisierung mit der 2011 eingeführten [16] bzw. 2015 [17] ergänzten Nachrechnungsrichtlinie erfolgte daher auch die Ergänzung eines stochastischen Verfahrens auf Systemebene, Bild 5. Hierbei erfolgt eine abschnittsweise Betrachtung des Überbaus, unterteilt in Feld- oder Bauabschnitte. Gegenüber dem Verfahren auf Querschnittsebene ist bei der Anwendung jedoch keine Schnittgrößenumlagerung möglich. Das Prinzip beruht darauf, dass sich trotz vorhandener Bereiche ohne ausreichendes Ankündigungsverhalten ein Schaden in Bereichen mit Ankündigungsverhalten zeigt. Dies ist umso wahrscheinlicher, je geringer der Ausfallgrad in den Ankündigungsbereichen ist bzw. je geringer die rechnerische Restspannstahlfläche in Bereichen ohne Ankündigung ist. Somit ist es Ziel des Verfahrens, die Auftretenswahrscheinlichkeit p einer Unterschreitung der Tragfähigkeit zu ermitteln und diese einer zulässigen Wahrscheinlichkeit gegenüberzustellen. Das Verfahren auf Systemebene ist jedoch an Randbedingungen geknüpft (z.B. Spanngliedanzahl) und schränkt somit die Anwendung ein, vgl. hierzu u.a. [18]. Erweiterte Methoden zur Nachweisführung anhand einer Monte-Carlo-Simulation zeigt u.a. [19].

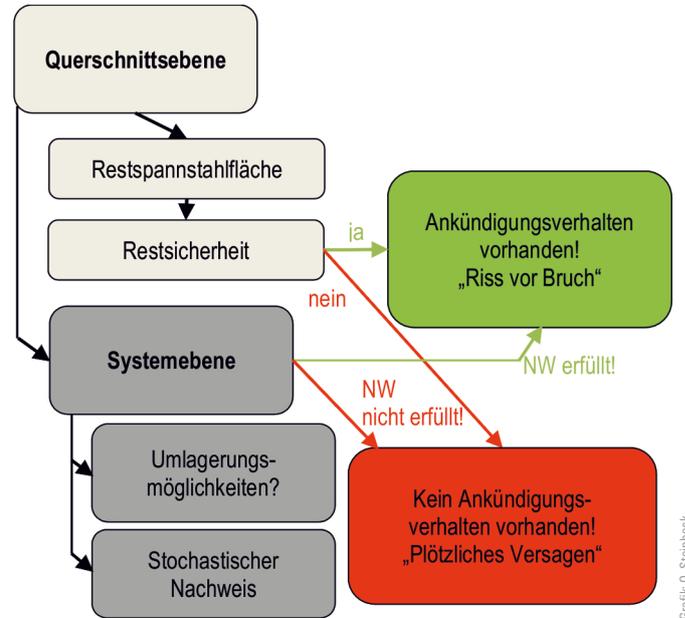


Bild 5 Grobschema zum Nachweis eines ausreichenden Ankündigungsverhaltens im Sinne von [3]
Scheme for demonstrating the “crack before failure-criteria” according to [3]

3 Bestandsbauwerk

3.1 Lage und Örtlichkeit im Verkehrsnetz

Die Bundesautobahn A 648 ist heute Zubringer von Westen zur Messe Frankfurt a. M., geplant jedoch als Teil des westlichen Stadtrings Frankfurts, die damalige Bundesstraße 8/40 umfassend. Am Westkreuz Frankfurt a. M. werden die Bundesautobahnen A 5 und A 648 großzügig über Direkttrampen verbunden, Bild 6. Die das Autobahnkreuz querende Nidda wird durch drei Teilbauwerke unterschiedlicher Baujahre überspannt. Zunächst wurde eine der ersten Stahlverbundbrücken Deutschlands 1947 noch dem Verkehr der B 8/40 übergeben, dem ein Schwesterbauwerk, bereits in Spannbeton, 1960 zur Seite gestellt wurde (TBW 3). 1971 erfolgte ein weiterer Ausbau. Das Stahlverbundbauwerk, limitiert durch die Lastenklasse der 24 t Dampfwalze, musste im Jahre 1971 zwei Spannbetonbauwerken (TBW 1 und TBW 2) weichen. Entlang der Nidda verlaufen beidseitig Radwege, die mit 3.000 Fahrrädern pro Tag die meistbefahrenen Radwege Hessens sind und sich einer besonderen politischen Beachtung erfreuen.

3.2 Beschreibung der Konstruktion

Die beiden nördlichen Teilbauwerke sind in einheitlicher Konstruktionsprache ausgeführt und wurden als Spannbetonüberbauten in den Jahren 1970 bzw. 1971 errichtet. Das südliche Teilbauwerk wurde ebenfalls in Spannbetonbauweise ausgeführt, ist jedoch älter und somit nach älteren Regelwerken entworfen. Gegenstand des vorliegenden Beitrags ist die Planung und Umsetzung der Teilbauwerke 1 und 2. Die vorgesehene

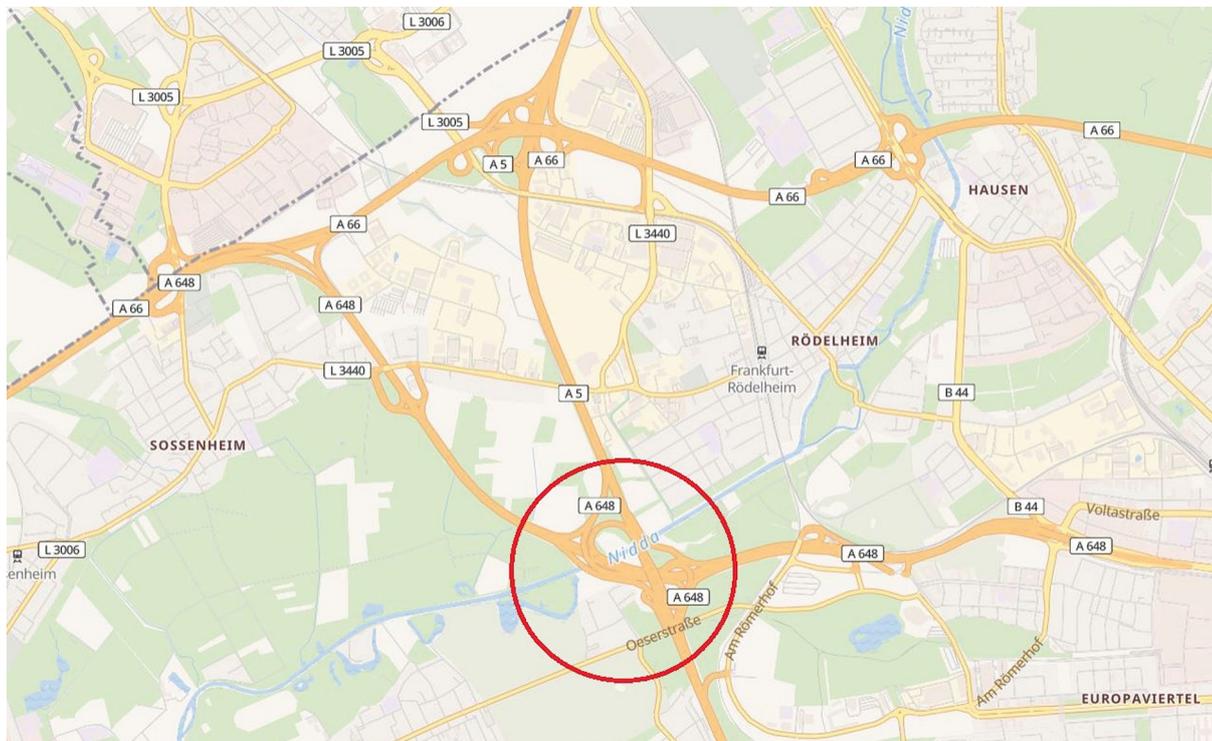


Bild 6 Lageplan Westkreuz Frankfurt a. M. – Einbindung Bauwerk in Infrastruktur. Daten von OpenStreetmap - Veröffentlicht unter CC-BY-SA 2.0 Download unter metager.map am 05.01.2021
 Site plan of the federal highway interchange – embedment to the local infrastructure

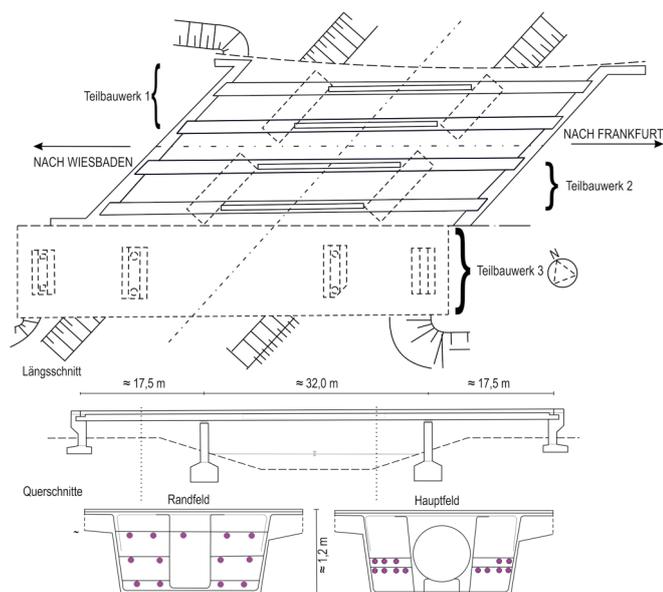


Bild 7 Grundriss Teilbauwerke 1 bis 3, Längsschnitt und Querschnitt Teilbauwerke 1 und 2 – Bestandszeichnungen
 Ground plan of superstructures 1 to 3, longitudinal section and cross-sections of superstructure 1 and 2 – As-built drawings

Verstärkungsmaßnahme für Teilbauwerk 3 bleibt einer separaten Veröffentlichung vorbehalten.

Die Überbauten wurden als zweistegige Plattenbalken mit einer konstanten Konstruktionshöhe von 1,20 m ausgelegt, Bild 7. Die dreifeldrigen Bauwerke überspannen die Nidda mit einer Spannweite von ≈ 32 m. Die Randfelder schließen mit jeweils $\approx 17,5$ m an und überbrücken die beidseitig der Nidda gelegenen Rad- und Fußgängerwege.

Die lichte Höhe in den Randfeldern beträgt lediglich $\approx 1,75$ m, sodass das Lichtraumprofil bereits stark eingeschränkt ist. Die Teilbauwerke folgen der in den 1960er Jahren noch üblichen Optimierung der Spannstellmenngen durch die Anordnung von Hohlkörpern im weit spannenden Hauptfeld und der Ausbildung eines Vollquerschnitts in den kurzen Randfeldern. Die Spannglieder verlaufen dadurch im Hauptfeld parabolisch unter Ausnutzung der vorhandenen Konstruktionshöhe und sind in den Randfeldern gleichmäßig über den Querschnitt verteilt, vgl. Bild 7. Seinerzeit kam das Spannverfahren Philipp Holzmann (KA 141/40) zur Anwendung, siehe [11]. Insgesamt sind über die gesamte Überbaulänge 13 Spannglieder mit jeweils 40 Einzeldrähten bei einem Querschnitt von 30 mm^2 verbaut.

3.3 Materialeigenschaften und Bestandsaufnahme

Zum Abgleich der vorhandenen Bauwerksunterlagen mit dem Bestand wurden minimalinvasive Untersuchungen am Bestandsbauwerk durchgeführt. Neben der Entnahme von Bohrkernen wurden an gering beanspruchten Bereichen Spanngliedöffnungen vorgenommen, vgl. [20]. Insgesamt wurden an den Teilbauwerken sechzehn Bohrkern entnommen und für die Zuordnungen zu einer Festigkeitsklasse herangezogen. Basierend auf einer Auswertung nach [21] wurde eine Betonfestigkeitsklasse von C30/37 abgeleitet. In Verbindung mit den Empfehlungen aus [22, 23 bzw. 16] konnte somit die planmäßig vorgesehene Betongüte B450 nach [24] bzw. [25] bestätigt werden. Die Betonzugfestigkeit wird bei Biegenachweisen üblicherweise nicht angesetzt, ist jedoch bei der Bewertung des An-

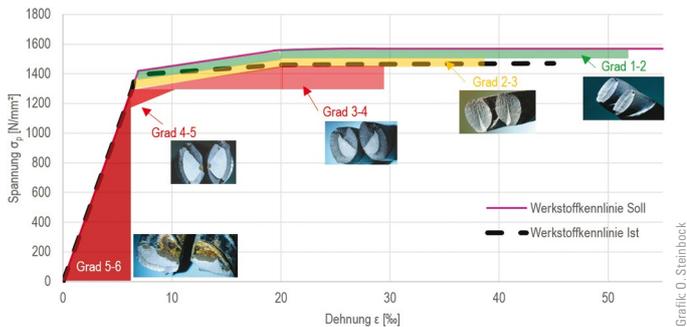


Bild 8 Vergleich Soll- und Ist-Werte in Abhängigkeit vom Versprödungsgrad nach [5]
Comparison of set value and actual value in relation to the degree of embrittlement, according to [5]

kündungsverhaltens infolge Spannungsrissskorrosion von besonderer Relevanz. [3] empfiehlt für B450 eine Zugfestigkeit von $2,9 \text{ N/mm}^2$ anzunehmen, das etwa dem 5%-Quantil entspricht.

Die Spanngliedöffnungen dienten einerseits der Entnahme von Spanndrahtproben und Validierung der Verpressqualität, andererseits der Ermittlung der tatsächlich vorhandenen Vorspannung in den Drähten. Die Vorspannung wurde über Rückdehnungsmessungen bestimmt. Hierbei wird ein Dehnmessstreifen auf dem Spanndraht appliziert und beim Durchtrennen des Drahts die Verkürzung gemessen. Die ermittelten Spannungen lagen meist zwischen $\approx 800 \text{ N/mm}^2$ und 910 N/mm^2 und somit höher als unter Berücksichtigung von Kriech- und Schwindverlusten und einer planmäßigen Vorspannung von 880 N/mm^2 angenommen. An einer Messstelle wurde aber auch eine geringere Spannung ($\approx 660 \text{ N/mm}^2$) festgestellt. Der Verpresszustand konnte an allen Öffnungen als gut eingestuft werden. Der Spannstahl zeigte zwar vereinzelte Rostnarben, aber einen unbedenklichen Zustand. Untersuchungen unter dem Mikroskop ergaben jedoch vereinzelte Anrisse, sodass das Vorhandensein von Spannungsrissskorrosion nicht auszuschließen war. Die durchgeführten Zugversuche an den entnommenen Spanndrähten zeigten ein duktiler Verhalten bis zum Bruch, sodass ein hoher Versprödungsgrad des Spannstahls ausgeschlossen werden konnte, vgl. hierzu auch [5]. Jedoch versagten die entnommenen Spannstähle bei geringeren Festigkeiten beziehungsweise erreichten die Fließgrenze früher als in [3] bzw. [16] ausgewiesen. Im Mittel lagen Streckgrenze und Zugfestigkeit $\approx 10\%$ unterhalb der Rechenfestigkeiten aus [3] bzw. [16], Bild 8. Auf Grundlage von fünf Spannstahlproben wurde eine charakteristische Streckgrenze von $f_{yk} \approx 1170 \text{ N/mm}^2$ und eine charakteristische Zugfestigkeit von $f_{yk} \approx 1270 \text{ N/mm}^2$ abgeleitet. Die Untersuchungsergebnisse fanden unmittelbar Eingang bei der rechnerischen Bewertung des Ist-Zustands.

3.4 Ergebnisse der rechnerischen Bewertung des Ist-Zustands

Das Bauwerk verfügt gemäß seines Baujahres über die Brückenklasse 60 nach DIN 1072 [26]. Die rechnerische

Bewertung machte umfassende Verstärkungsmaßnahmen transparent, die eine bauzeitliche Verkehrsführung erforderte. Hierbei zeigte sich, dass während der Bauausführung häufig zwei LKW-Spuren parallel auf den Teilbauwerken zu führen sind, die durch den alleinigen Schwerlastwagen SLW 60 nicht abgedeckt wären. Daher wurden zusätzliche Untersuchungen notwendig, die auch zwei Schwerlastwagen SLW 45 (sinngemäß eine Brückenklasse BK 45/45) betrachteten. In diesem Zusammenhang ergaben sich Schnittgrößen, die etwa 10 % über denen der BK 60 lagen.

Die erhöhten Lastannahmen auf der einen Seite und die festgestellten Minderfestigkeiten des Spannstahls auf der anderen Seite, führten zu erhöhten rechnerischen Auslastungsgraden im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit. Eher untypisch für Bauwerke dieser Epoche verfügte das Tragwerk über eine ausreichende Querkraftbewehrung, sodass ein ausreichender Tragwiderstand bereits im Sinne der Stufe 2 nach [17] unter Ansatz eines variablen Druckstrebenwinkels erreicht wurde. Weiter zeigten die Nachweise des Schubanschlusses zwischen Balkensteg und Gurt sowie Ermüdungsnachweise einen hohen Auslastungsgrad, waren jedoch ingenieurmäßig vertretbar. Das ohne Koppelfugen ausgebildete Tragwerk konnte hierbei unter Ansatz des Ermüdungslastmodells ELM 4 und der direkten Berechnung der Schädigung D nachgewiesen werden, vgl. auch [16]. Im Hinblick auf die Biegung ist das Tragwerk auch im Ist-Zustand für den Grenzzustand der Tragfähigkeit ausreichend tragfähig. Die ermittelten Spannstahlspannungen sowie die Dekompression des Tragwerks waren im Ist-Zustand dagegen als kritisch zu bewerten. Beim Nachweis der Dekompression ergaben sich rechnerische Zugspannungen, die im Bereich der mittleren Betonzugfestigkeit und somit über den noch vertretbaren Betonrandspannungen gemäß [16] bzw. [17] von $f_{ctk,0,05} \approx 2,5 \text{ N/mm}^2$ lagen. Daher wurde eine verkürzte Restnutzungsdauer von 15 Jahren anstelle von 20 Jahren ausgesprochen. Die Spannstahlspannungen im Gebrauchszustand sind dagegen kritischer zu betrachten. Rechnerisch ergaben sich im Gebrauchszustand Spannungen von $\approx 930 \text{ N/mm}^2$. Im Mittel spiegeln diese Spannungen in ausreichender Näherung die Messergebnisse im Rahmen der Spanngliedöffnungen und Rückdehnungsmessungen wider. Vor dem Hintergrund der ermittelten Minderfestigkeiten des Spannstahls liegt eine Ausnutzung von $\approx 73\%$ vor und ist somit höher als mit 65% normativ nach [27] vorgesehen.

Besonders kritisch zeigte sich der Nachweis zur Vermeidung eines spröden Versagens, das sogenannte „Riss vor Bruch-Kriterium“. Insbesondere die Randfelder und die Stützbereiche wiesen kein ausreichendes Ankündungsverhalten auf. Grund hierfür ist vornehmlich das ungünstige Stützweitenverhältnis aus Haupt- und Randfeld und der daraus resultierende Spanngliedverlauf. Im Konkreten war der Anteil an verbleibender Restspannstahlfläche bei Rissbildung an der gezogenen Randfaser sehr gering, sodass auch die Resttragfähigkeit gering ist. Ein ausreichendes Sicherheitsniveau war somit rechnerisch nicht mehr

gegeben. Daher wurden Varianten zur Verstärkung des Tragwerks durchgeführt, die verschiedene Methoden betrachteten und abwogen.

4 Fazit

Teil 1 der dreiteiligen Beitragsserie beschreibt Vorgehensweise und Hintergründe zum Pilotprojekt zur Umsetzung einer Carbonbetonverstärkung. Zunächst erfolgt ein Exkurs zu der Problematik Spannungsrisskorrosion älterer Spannbetonbrücken, der die theoretischen Grundlagen weiterer Ausführungen bildet. Wichtige Informationen zum Bestand, die für die Auslegung der Verstärkungsmaßnahme von Bedeutung waren, sind ebenfalls aufgeführt. Im Besonderen wird die Relevanz des Bau-

werks im Verkehrsnetz beschrieben, die eine hohe Effektivität einer Verstärkungsmethode forderte. Des Weiteren werden die statischen Defizite des Tragwerks vorgestellt. Mit Ausnahme eines fehlenden Ankündungsverhaltens infolge von Spannungsrisskorrosion konnte für das Tragwerk eine ausreichende Standsicherheit unter Berücksichtigung geltender Regelwerke nachgewiesen werden. Ein ausreichendes Ankündungsverhalten wurde durch die Applikation einer Carbonbetonverstärkung erreicht. Teil 2 [1] greift daher die Randbedingungen der vorgestellten Baumaßnahme wieder auf und erläutert Inhalt und Umfang der Zustimmung im Einzelfall, die für die im Brückenbau unregelmäßige Carbonbetonbauweise notwendig wurde, vgl. [27]. Infos zu Planung und Erfahrungen aus der Umsetzung sind Teil 3 vorbehalten, vgl. [2].

Literatur

- [1] Steinbock, O.; Bösch, T.; Schumann, A. (2021) *Carbonbeton – Eine neue Verstärkungsmethode für Massivbrücken. Teil 2: Carbonbeton im Brückenbau und Informationen zur Zustimmung im Einzelfall für das Pilotprojekt „Brücken über die Nidda im Zuge der BAB A 648“* in: Beton- und Stahlbetonbau 116 H 2, S. 109–117. <https://doi.org/10.1002/best.202000106>
- [2] Steinbock, O.; Teworte, F.; Neis, B. (2021) *Carbonbeton – Eine neue Verstärkungsmethode für Massivbrücken. Teil 3: Planung und Umsetzung der Verstärkungsmaßnahme mit Carbonbeton am Pilotprojekt „Brücken über die Nidda im Zuge der BAB A 648“* in: Beton- und Stahlbetonbau 116, H. 2, S. 109–117. <https://doi.org/10.1002/best.202000107>
- [3] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (Hrsg.) (2011) *Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrisskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden (Handlungsanweisung Spannungsrisskorrosion)*. Ausgabe 2011-06.
- [4] Wilhelm, T.; Scheerer, S.; Hampel, T.; Bauer, T.; Müller, M. (2015) *Materialuntersuchungen an Hennigsdorfer Spannstahl aus Brückenbauwerken* in: Bautechnik 92, H. 2, S. 93–104. <https://doi.org/10.1002/bate.201400054>
- [5] Wilhelm, T. (2014) *Wasserstoffinduzierte Spannungsrisskorrosion – Ein Beitrag zur Beurteilung der Zuverlässigkeit von Spannbetonbrücken mit Hennigsdorfer Spannstahl*. Dissertation – Institut für Massivbau der TU Dresden. Dresden.
- [6] Hampel, T.; Bösch, T.; Anker, S.; Scheerer, S.; Curbach, M. (2010) *Untersuchung des Gefährdungspotentials älterer Spannbetonbrücken infolge Spannungsrisskorrosion in Mecklenburg-Vorpommern* in: Stritzke, J. (Hrsg.): Tagungsband zum 20. Dresdner Brückenbausymposium – Planung, Bauausführung, Instandsetzung und Ertüchtigung von Brücken. Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, S. 255–267.
- [7] Rehm, G. (1963) *Schäden an Spannbetonbauteilen, die mit Tonerdeschmelzzement hergestellt wurden* in: Betonstein Zeitung 12, S. 651–661.
- [8] Nürnberger, U. (1980) *Analyse und Auswertung von Schadensfällen an Spannstählen* in: Bundesministerium für Verkehr (Hrsg.): Bundesanstalt für Straßenbau (BASt) – Forschung Straßenbau und Verkehrstechnik. Heft 308. Bonn.
- [9] Rehm, G.; Nürnberger, U.; Frey, R. (1981) *Zur Korrosion und Rißkorrosion bei Spannstählen* in: Werkstoffe und Konstruktion 32, H. 1, S. 211–220.
- [10] Mietz, J., Pasewald, K.; Isecke, B. (1998) *Untersuchungen zum wasserstoffinduzierten Sprödbruch vergüteter Spannstähle* in: Fraunhofer – Bd. 2819. Stuttgart.
- [11] Bundesministerium für Verkehr (Hrsg.) (1990) *Untersuchung eines Spannbetondachbinders – Vorsorgliche Untersuchung möglicher Auswirkungen auf ältere Spannbetonbrücken*. StB 25/38.55.40-02/157 Va 90.1990
- [12] Homepage der Bundesanstalt für Straßenbau (BASt) – *Brückenstatistik 2019*: https://www.bast.de/DE/Statistik/Bruecken/Brueckenstatistik.pdf?__blob=publicationFile&v=7, geprüft am 21.10.2020
- [13] V A2-64b 08/27-10/68 Philipp Holzmann AG, Frankfurt (1968) *Zulassungsbescheid Spannverfahren KA*, Geltungsbereich: Hessen; Geltungsdauer: Dez. 1968-Dez. 1973, Wiesbaden.
- [14] Steinbock, O.; Mertzsch, O.; Hampel, T.; Schmidt, N.; Curbach, M. (2018) *Systematische Nachrechnung des Brückenbestands Mecklenburg-Vorpommern – Interaktion zwischen Praxis und Forschung* in: Beton- und Stahlbetonbau 113, H. 4, S. 281–290. <https://doi.org/10.1002/best.201700100>
- [15] Bösch, T.; Hampel, T.; Scheerer, S. (2011) *Ermittlung des Gefährdungspotenzials von Spannungsrisskorrosion bei Straßenbrückenbauwerken des Landes Mecklenburg-Vorpommern – Bearbeitungsphase 4: Zusammenfassung der Untersuchungsergebnisse – Bewertung und Empfehlungen*. Unveröffentlichter Bericht: Institut für Massivbau, Technische Universität. Dresden.
- [16] Nachrechnungsrichtlinie (2011) Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (Hrsg.): *Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie)*. Ausgabe 2011-05.
- [17] Nachrechnungsrichtlinie (2015) Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (Hrsg.): *Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie)*. Ausgabe 05/2011. 1. Ergänzung. 2015-04.
- [18] Lingemann, J. (2010) *Zum Ankündungsverhalten von älteren Brückenbauwerken bei Spannstahlausfällen infolge von Spannungsrisskorrosion*. Dissertation: Institut für Baustoffe und Konstruktion der TU München. München.
- [19] Rauert, T.; Zehetmaier, G. (2018) *Alternatives stochastisches Nachweisverfahren für den Spannungsrisskorrosionsnachweis von Straßenbrücken* in: Beton- und Stahlbetonbau 113, H. 11, S. 807–820.

- [20] Untersuchungsbericht Marx Krontal Partner (2018) *Bauwerksuntersuchungen an 3 Brückenbauwerken zur Erfassung der Spannstahl- und Betoneigenschaften*. Projektnummer-MK 03750, Stand: 21.11.2018.
- [21] DIN EN 13791/A 20 (2017) *Bewertung der Druckfestigkeit von Beton in Bauwerken oder in Bauwerksteilen*; Änderung A20, Deutsche Fassung EN 13791:2017-02.
- [22] Schnell, J.; Zilch, K.; Dunkelberg, D.; Weber, M. (2016) *Sachstandsbericht Bauen im Bestand–Teil I: Mechanische Kennwerte historischer Betone, Betonstähle und Spannstähle für die Nachrechnung von bestehenden Bauwerken* in: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton DAFStb (Hrsg.): Schriftenreihe des DAFStb, Heft 616, Berlin.
- [23] div. (2017) *Sachstandsbericht Bauen im Bestand–Teil II: Bestimmung charakteristischer Betondruckfestigkeiten und abgeleiteter Kenngrößen im Bestand* in: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton DAFStb (Hrsg.): Schriftenreihe des DAFStb, Heft 619, Berlin.
- [24] DIN 1045: *Beton- und Stahlbetonbau, Bauwerke aus Stahlbeton – DIN 1045*. Ausgabe 1959-11. In: Fingerloos, F. (Hrsg.): Historische technische Regelwerke für den Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau: Bemessung und Ausführung. Berlin: 2009, S. 253–307.
- [25] DIN 4227: *Spannbeton. Richtlinien für Bemessung und Ausführung–DIN 4227*. Ausgabe 1953-10. In: Fingerloos, F. (Hrsg.): Historische technische Regelwerke für den Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau: Bemessung und Ausführung. Berlin: 2009, S. 894–934.
- [26] DIN 1072: *Straßen- und Wegbrücken – Lastannahmen*. Ausgabe 1952-06.
- [27] DIN-Fachbericht 102: *Betonbrücken*. Berlin: Beuth. Ausgabe 2009-03.

Autoren



Dipl.-Ing. Oliver Steinbock (Korrespondenzautor)
os@cbing.de
Curbach Bösch Ingenieure Part mbH
Bergstraße 21 a
01069 Dresden



Dipl.-Ing. Oliver Ost
oliver.ost@mobil.hessen.de
Hessen Mobil Straßen- und Verkehrsmanagement
Fachdezernat Bauwerksplanung, Nachrechnung
Wilhelmstraße 10
65185 Wiesbaden



Dipl.-Ing. Eberhard Pelke
eberhard.pelke@mobil.hessen.de
Hessen Mobil Straßen- und Verkehrsmanagement
Dezernat Ingenieurbauwerke
Wilhelmstraße 10
65185 Wiesbaden

Zitieren Sie diesen Beitrag

Steinbock, O.; Pelke, E.; Ost, O. (2021) *Carbonbeton – Eine neue Verstärkungsmethode für Massivbrücken – Teil 1*. Beton- und Stahlbetonbau 116, H. 2, S. 101–108. <https://doi.org/10.1002/best.202000094>

Dieser Aufsatz wurde in einem Peer-Review-Verfahren begutachtet. Eingereicht: 17. Dezember 2020; angenommen: 22. Dezember 2020.