

Nachweis von Gewölbebrücken gegenüber Schiffsanprall

Dipl.-Ing. Claus Kunz (BAW)

Dr.-Ing. Roger Schlegel (Dynardo GmbH, Weimar)

1 Einführung

Zur Verbesserung der Schifffahrtsverhältnisse wird der Main für eine Abladetiefe der Schiffe bis zu 2,70 m sowie für einen Begegnungsverkehr von Großmotorgüterschiff und Zwei-Leichter-Schubverband ausgebaut. Als Folge der Planfeststellung sollte die Standsicherheit und Tragfähigkeit der Alten Straßenbrücke Lohr bei Main-km 197,7, Stauhaltung Rothenfels, hinsichtlich Schiffsstoß nachgewiesen werden. Die Alte Straßenbrücke Lohr gründet mit 2 Pfeilern im Fahrwasser, so dass die Gefahr eines Schiffstoßes potentiell für die Brücken-Pfeiler, aber auch für das Brücken-Gewölbe im Kämpfer-Bereich gegeben ist.

Das Straßenbauamt Würzburg als Baulastträger der Brücke und der Träger des Main-Ausbaus, das WNA Aschaffenburg, ließen nach umfangreichen Voruntersuchungen das Maß der Standsicherheit der Alten Straßenbrücke Lohr nach dem Konzept des Zuverlässigkeitsindex β nachweisen. Dieses Konzept beruht auf der probabilistischen Betrachtungsweise von Einwirkungs- und Widerstandseite (DIN 1055-100, 2001), (Curbach/Proske, 2003). Als Folge dieser Untersuchungen wurden bereits Verstärkungen an den Pfeilern mittels GEWI-Pfählen vorgenommen, wobei eine gewünschte Zuverlässigkeit β noch nicht ganz erreicht wurde, so dass das Problem bis vor kurzem als noch ungelöst galt.

2 Alte Straßenbrücke Lohr

Die alte Straßenbrücke Lohr quert als Gewölbebrücke den Main bei Km 197,9 mit 6 Bögen und 2 Pfeilern, wovon 3 Bögen das Fahrwasser überspannen und 2 Pfeiler Flusspfeiler sind, Bild 1. Die Brücke wurde in den Jahren 1873 bis 1875 als Bogenbrücke mit 6 gleichgroßen Öffnungen in Sandstein-Mauerung errichtet. Die Gesamtlänge der Brücke beträgt ca. 177 m, die Stützweite eines Bogens beträgt ca. 29,3 m, die lichte Weite ca. 25 m (StBA Würzburg, 2015). Die Fahrbahnplatte hat einschließlich der Gehweg-Kappen eine Breite von 12 m.

Durch kriegsbedingte Einwirkungen waren Pfeiler III und Bögen 3 und 4 zerstört worden. Die Wiederherstellung von Pfeiler III wurde in Stahlbeton, die beiden Bögen mit einem Spargewölbe in Beton ausgeführt. Die Grundfläche der Pfeilerschäfte misst etwa 14 x 4 m, ihre Stirnseiten sind ober- und unterstromig halbkreisförmig ausgerundet. Die Pfeiler sind flach gegründet wobei die Pfeilergründungen im Wasser durch Betonmanschetten, GEWI-Elemente und Stahlspundwände zusätzlich gesichert bzw. verstärkt wurden. Gewölbebrücken sind in der Regel aufgrund der Lastabtragung über Druckkräfte in Verbindung mit massiven Baustoffen robuste Konstruktionen, von denen noch viele aus früherer Zeit erhalten sind, einige davon als geschützte Denkmäler.



Bild 1: Alte Straßenbrücke Lohr (Quelle: StBA Würzburg)

3 Ermittlung der Schiffsstoßbelastung

Die Schiffsstoßbelastung für die Alte Straßenbrücke Lohr wurde unter Berücksichtigung der örtlichen Randbedingungen, aus Analysen des Verkehrssystems Wasserstraße, aus Unfall-Analysen, aus Prognosen und mit Hilfe eines Kollisions-Modells ermittelt, wobei Verteilungen und Wahrscheinlichkeitswerte der für einen Schiffsstoß auf die Brücke maßgebenden Parameter aufbereitet wurden (BAW, 1998). Dies sind zum einen Stoßlast-Verteilungsfunktionen, gesondert für Frontal- und für Flankenstoß, sowie zusätzlich eine Verteilungsfunktion für Leer-Fahrzeuge wegen der gefährdeten Bereiche der Überbau-Bögen. Zum anderen beinhaltet ein Kollisionsmodell eine statistisch, aus dem Unfall-Geschehen des Mains aufbereitete Fehlerrate und verknüpfte sie mit Passagen von Schiffen durch die Brücke und möglichen, nachfolgenden Kollisionen mit Brückenpfeiler bzw. Brücken-Überbau mit dem Ergebnis einer Kollisionsrate. Das statistische Wiederkehrintervall einer Kollision mit der Brücke - jeweils noch ohne Bezug zur Schwere der Kollision - errechnete sich zu etwa alle 28 Jahre, was im Rahmen der Modell-Bildung als plausibel und leicht überschätzt bezeichnet werden kann.

Die aufbereiteten Verteilungsfunktionen erlauben über eine probabilistische Last-Konzeption für Schiffsstoß eine Beziehung zwischen Stoßbelastung und der Kollisionsrate herzustellen (Kunz, 1993), (Kunz, 1998). Der Ansatz einer Überschreitung-Wahrscheinlichkeit nach (DIN 1055-9, 2003), jetzt (DIN EN 1991-1-7, 2010), lieferte die anzusetzenden Stoßlasten. Diese jeweils dynamische Lasten betragen für Frontalstoß maximal 7,5 MN und für Flankenstoß maximal 4,0 MN. Für kämpfernahe Bogen-Bereiche des Überbaus sind bis zu 0,1 MN anzusetzen. Unter Berücksichtigung der möglichen Bughöhen und Schiffstiefgänge wurden Stoßhöhen und Anprallflächen ermittelt. Für eine dynamische Analyse wurden in Abhängigkeit der Stoßlasten Stoßlast-Zeitfunktionen gemäß (DIN 1055-9, 2003), jetzt (DIN EN 1991-1-7, 2010), herangezogen.

4 Nichtlineare und dynamische Analyse der Alten Straßenbrücke Lohr

4.1 Grundlagen

Die Nachrechnung erfolgte als nichtlineare, dynamische Finite-Elemente Berechnung auf der Grundlage einer Modellierung der gesamten Brücke mit räumlichen Volumenelementen mit dem Programm ANSYS®, Bild 2. Berechnet wurden Pfeiler II und III sowie die Bögen 2 bis 4 der Brücke unter Eigengewicht und Verkehr, unter Eigengewicht und Schiffsstoß sowie die Bögen 2 und 3 unter Eigengewicht und einer statisch äquivalenten Last von 1 MN gemäß (DIN 1055-9, 2001) bzw. jetzt (DIN EN 1991-1-7, 2010).

4.2 Sicherheitskonzept

Die Bewertung der Standsicherheit in den deterministischen Tragsicherheitsanalysen erfolgt auf der Grundlage des Sicherheitskonzepts von (DIN 1055-100, 2001), (DIN 1045-1, 2001) sowie jetzt (DIN EN 1990, 2010) und (DIN EN 1992-1-1, 2010) für nichtlineare Tragwerksanalysen. Das Sicherheitskonzept beider Normen fordert grundsätzlich für nichtlineare Berechnungen die Gegenüberstellung des Designwerts der Einwirkungen mit dem Designwert des Widerstands, wobei die Gleichgewichts- und Verträglichkeitsbedingungen zu erfüllen und die Nichtlinearität der Baustoffe angemessen zu berücksichtigen sind.

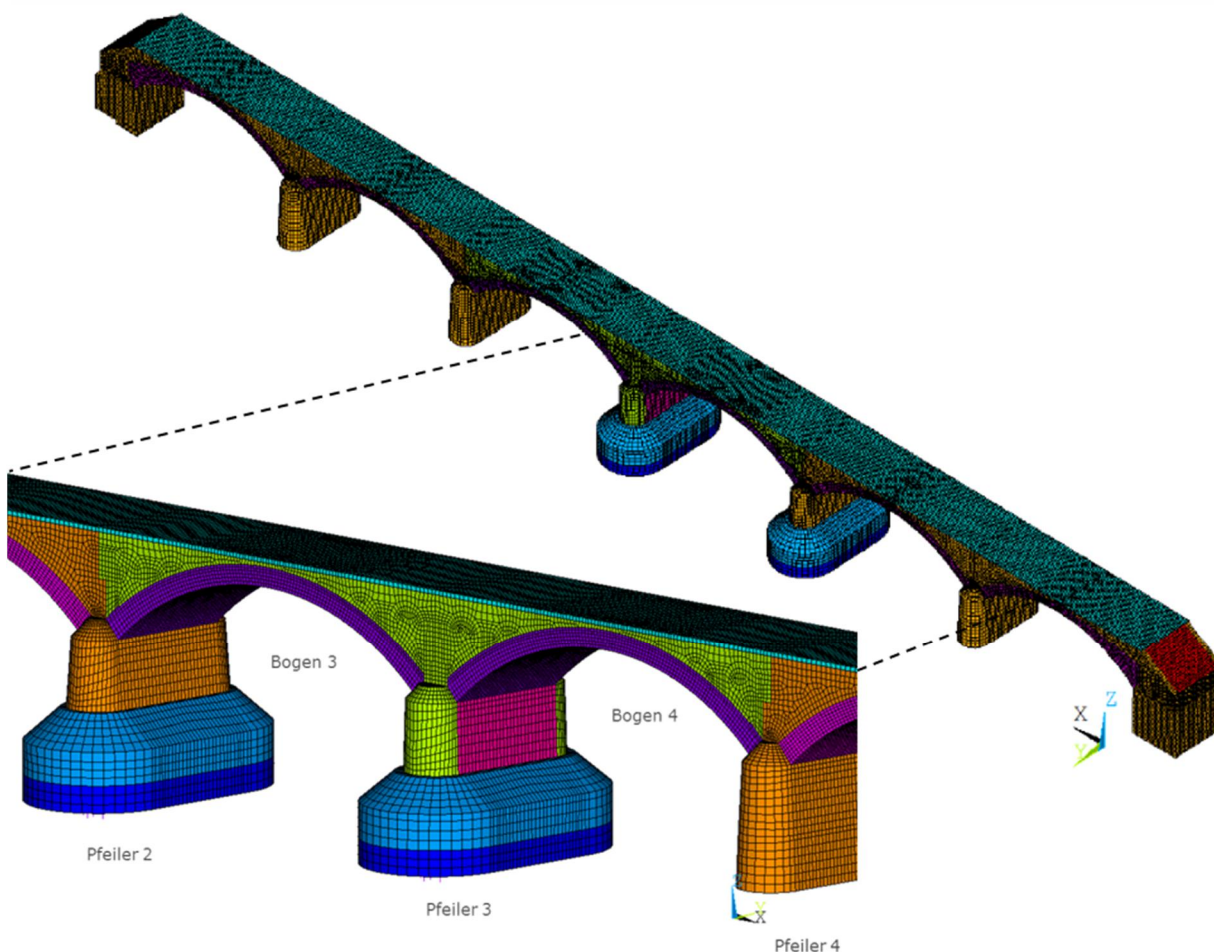


Bild 2: Berechnungsmodell 1: FE-Modell, Diskretisierung im Bereich der Bögen 3 und 4

Das Sicherheitsformat wird beschrieben durch:

$$E_d = f(\dots F_k, g_f, \dots) \leq R_d = f(\dots e_{krit}, f_c, f_m, g_R, \dots) \quad (1)$$

$$g_R E_d \leq R_k \quad (2)$$

mit

F_k	:	allgemein für alle maßgebenden Einwirkungen (charakteristischer Wert)
R_k	:	charakteristischer Wert des Widerstands am Tragwerkssystem
R_d	:	Systemtraglast am Gesamttragwerk
g_R	:	einheitlicher Teilsicherheitsbeiwert der Widerstände
g_f	:	Teilsicherheitsbeiwerte der Einwirkungen gemäß DIN EN 1991
e_{krit}	:	kritische (zulässige) Dehnungsmaße
f_{cR}, f_{mR}	:	rechnerische Mittelwerte der Materialfestigkeiten für Beton und Mauerwerk

Für die Widerstandsseite (Materialkennwerte) ist es für nichtlineare Berechnungen erforderlich, dass Baustoffeigenschaften verwendet werden, die zu einer realistischen Steifigkeit führen und die Unsicherheiten beim Versagen berücksichtigen. Für die nichtlineare (deterministische) Berechnungen werden „rechnerische Mittelwerte“ verwendet.

Zur Bewertung der Tragsicherheit muss als Grenzkriterium (Versagenskriterium) ein Gleichgewichtszustand in den elasto-plastischen Berechnungen aufgefunden werden. Das heißt, unter Berücksichtigung der geforderten Sicherheitsbeiwerte kann eine ausreichende Standsicherheit nachgewiesen werden. Treten dabei Überschreitungen zulässiger Spannungen auf, werden diese Spannungsüberschreitungen mit Hilfe der elasto-plastischen Materialgesetze identifiziert und es werden durch plastische Dehnungen Kraftumlagerungen in der Struktur initiiert. Können die plastischen Ungleichgewichtskräfte von der Struktur aufgenommen werden (können die Kräfte erfolgreich umgelagert werden), wird ein ausreichendes Kraftumlagerungsvermögen nachgewiesen. Im Ergebnis werden die totalen Dehnungen (elastische + plastische Dehnungen), die plastische Vergleichsdehnung und die plastischen Aktivitäten bewertet.

4.3 Einwirkungen und Widerstände

Die Sicherheiten werden nach Gl. (1) komplett auf der Einwirkungsseite angesetzt. Die für die Definition der Designwerte der Einwirkungen E_d erforderlichen Teilsicherheitsbeiwerte werden gemäß (DIN EN 1991, 2010) berücksichtigt. Für die nichtlineare Tragfähigkeitsanalyse zum Nachweis der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit werden jeweils Lastschritte innerhalb von Lastgeschichten berechnet.

Materialkennwerte wurden aus früheren Untersuchungen und Betrachtungen entnommen (TU Dresden, 1997), (TU Dresden, 1999). Laut der gültigen Normung dürfen im unbewehrten Beton Zugspannungen nicht und beim Stahlbeton nur in begrenztem Umfang übertragen werden. Ebenso sind auch die übertragbaren Schub- und Druckspannungen begrenzt. Für die Spannungsermittlung bedeutet das, dass auftretende unzulässige Spannungen iterativ umgelagert werden müssen und ein Gleichgewichtszustand unter Ausschluss unzulässiger Spannungsgrößen zu ermitteln ist. Dieser Nachweis

wird bei der Verwendung elasto-plastischer Materialgesetze explizit erfüllt. Für die einzelnen Materialbereiche (s. Bild 3) wurden jeweils folgende nichtlineare Materialmodelle verwendet:

- Beton: Menetrey-William Materialmodell (Menetrey, 1994); (Dynardo, 2016-1)
- Mauerwerk (Bögen, Stirnwände, Pfeilervormauerung): Materialmodell nach Ganz / Schlegel (Schlegel, 2004; Ganz, 1985; Dynardo, 2016-1)
- Stahl: v. Mises Materialmodell
- Untergrund / Kies / regellooses Hinterfüllungsmauerwerk: Mohr-Coulomb Materialmodell (Dynardo, 2016-1)

Alle Materialmodelle können mittels Ver- und Entfestigungsvorschriften das nichtlineare Spannungs-Dehnungsverhalten realitätsnah simulieren. Auftretende Rissbildungen im Mauerwerk oder Beton werden verschmiert, d.h. in Form von plastischen Dehnungen ermittelt.

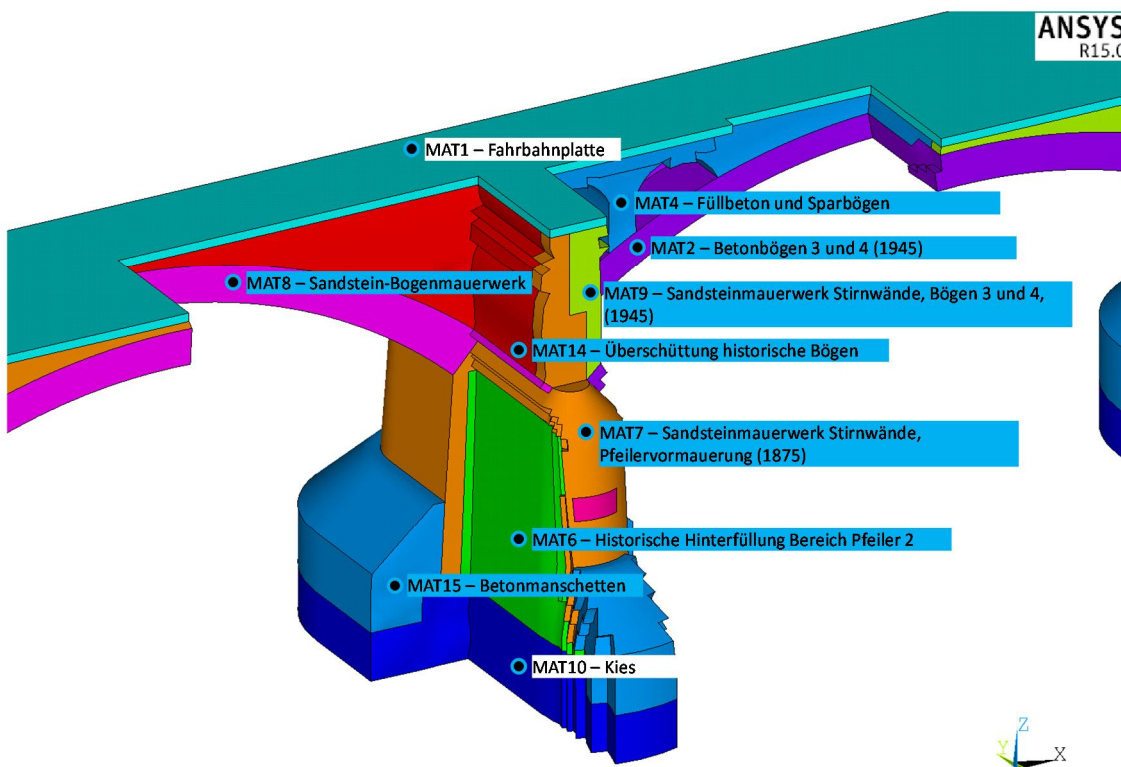


Bild 3: Materialbereiche im Finite-Element-Modell

4.4 Nichtlineare dynamische Analysen unter Eigengewicht und Schiffsstoß

Innerhalb der Lastgeschichte wurden mehr als 7 Lastschritte berücksichtigt. Für die Auswertung der dynamischen Berechnungen werden die Verformungen als Historie-Plot für die Verformungen an den Kontrollpunkten KP1 bzw. KP2, vgl. Bild 4, dargestellt. Dabei ist zu beachten, dass der Stoß auf der Zeitachse bei 6 Sekunden beginnt, vgl. Bild 5. Verformungen vor dieser Zeit resultieren aus der Vorbelastung (Eigengewicht, etc.).

In Tabelle 1 sind die für die Ausgabe der Dehnungen verwendeten Farbskalen erläutert. Dabei werden die totalen Dehnungen (totale Dehnung = elastische + plastische Dehnung) als Umhüllende über die simulierte Zeit geplottet. Das bedeutet, dass für jedes finite Element die während der simulierten Zeit auftretende minimale bzw. maximale totale Dehnung geplottet wird. Als Bezugsgröße für die Einschätzung der Auslastung aus Schiffsstoß wird die Dehnung bei Erreichen der einaxialen Festigkeit (ϵ_{c1}) als zulässige Druckdehnung definiert.

In Vorbereitung der dynamischen Analysen (Bestimmung der Zeitschrittweiten) und zur Überprüfung der erforderlichen Netzfeinheit des FE-Modells wurden mittels Modalanalyse die relevanten Eigenfrequenzen, Eigenformen und effektiven Massen ermittelt. Wie die Ergebnisse zeigten, liegen die für Schiffsstoß wichtigen Eigenfrequenzen im Bereich bis 10,5 Hz bzw. in Auswertung der effektiven Masse im Bereich bis 30 Hz. Für die nichtlinearen dynamischen Analysen wird die Rayleigh-Dämpfung verwendet. Die Koeffizienten der Rayleigh-Dämpfung α und β wurden so ermittelt, dass der resultierende Dämpfungskoeffizient für den Frequenzbereich von 2-30 Hz 2,5-5 % beträgt. Hierfür betragen $\alpha = 1,17809$ und $\beta = 0,000497359$.

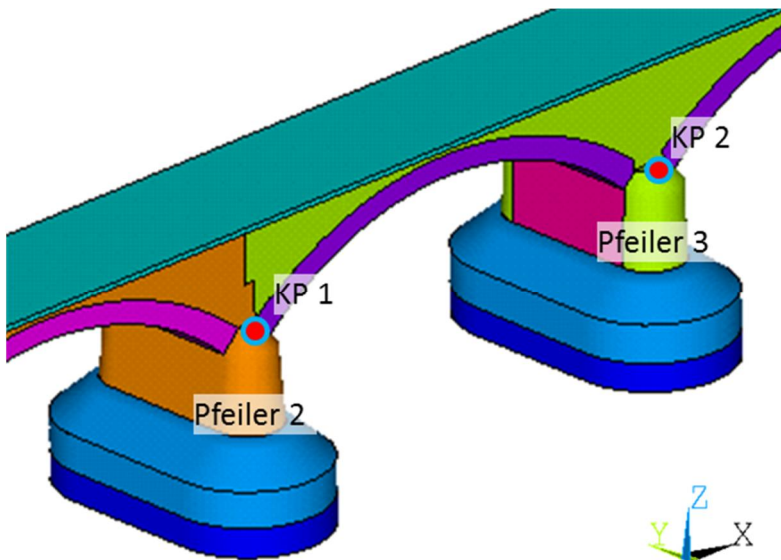


Bild 4: Positionen der Kontrollpunkte für die Auswertung der Verschiebungen

Dehnung	Bedeutung	
-3.50E-04	80% der zulässigen Druckdehnung der Hinterfüllung	Rot
-4.40E-04	zulässige Druckdehnung der Hinterfüllung	Orange
-9.00E-04	50% der zulässigen Druckdehnung des Betons C12/15	Grün
-1.44E-03	80% der zulässigen Druckdehnung des Betons C12/15	Blau
-1.80E-03	zulässige Druckdehnung des Betons C12/15	Lila
-2.80E-03	80% der zulässigen Druckdehnung des Sandsteinmauerwerk	Blau
-3.50E-03	zulässige Druckdehnung des Sandsteinmauerwerks	Dunkelblau

Zulässige Druckdehnung bedeutet die Dehnung bei der höchst ertragbaren resp. zulässigen Druckspannung.

Tabelle 1: Erläuterung zur Farbskala der Plots für die Umhüllende (MIN) der totalen Dehnungen (zulässige Druckdehnung), siehe Bild 7.

Bild 5 zeigt die Historie der Reaktionskräfte der einzelnen Pfeiler infolge der Frontalstoßbeanspruchung auf Pfeiler 2. Dabei wurde für die deterministischen Analysen die mittragende Wirkung der restlichen Pfeiler (Durchlaufwirkung) durch entsprechende Definition der Randbedingungen auf der sicheren Seite liegend weitgehend vernachlässigt. Die maximale Reaktionskraft am Pfeiler 2 beträgt ca. 10 MN. Der zeitliche Verlauf des Reaktionskraftsignals folgt weitgehend dem Lastsignal. Bild 6 zeigt die Historie der Verformungen am Pfeiler 2 (KP 1) infolge der Stoßbeanspruchung. In Stoßrichtung (y) erreicht die zugehörige Verformung einen Wert von ca. 0,32 mm (max. $UY=0,36 / UY_6 = 0,04$). Die in Bild 7 dargestellten min. Stauchungen zeigen, dass das Mauerwerk des Pfeilers 2 im direkten Stoßbereich lokal versagt und im restlichen Bereich zu $\leq 10\%$ gegenüber der einaxialen Druckfestigkeit ausgelastet ist. Aus der Auswertung von weiteren plastischen Dehnungen geht hervor, dass der Frontalstoß lediglich zu lokalen Schädigungen im unmittelbaren Stoßbereich infolge Druck- / Schubversagen führt. Die nach dem Stoß in der Brücke bleibenden irreversiblen Verformungen treten nur lokal auf und sind aus globaler Sicht gesehen, vernachlässigbar.

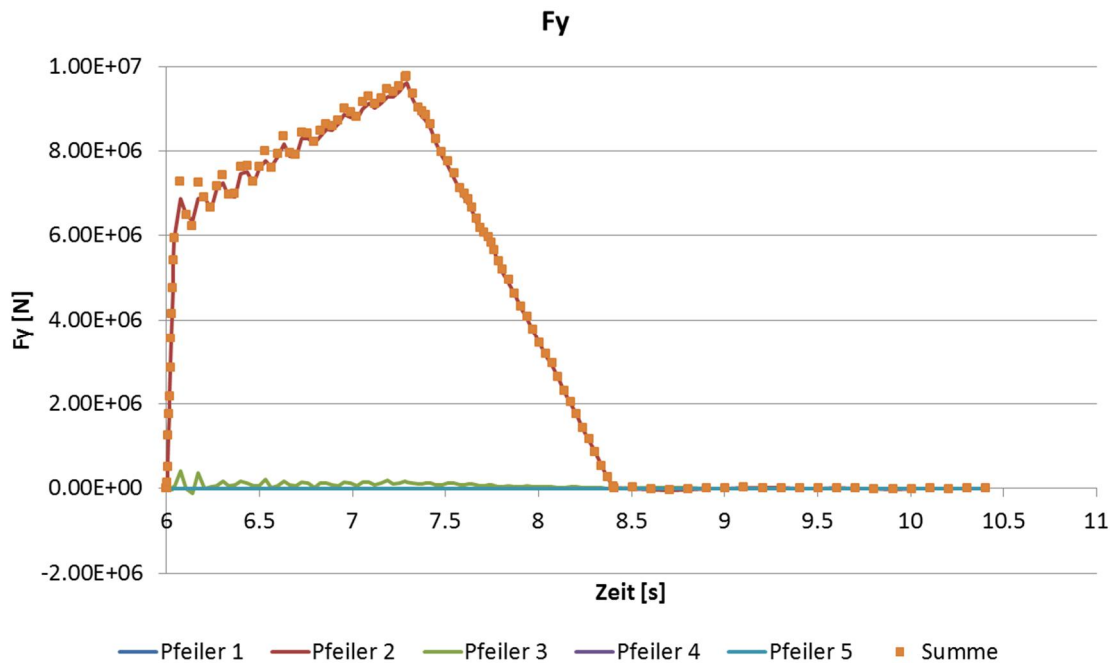


Bild 5: Historie der Reaktionskräfte der Pfeiler, F_Y [MN]

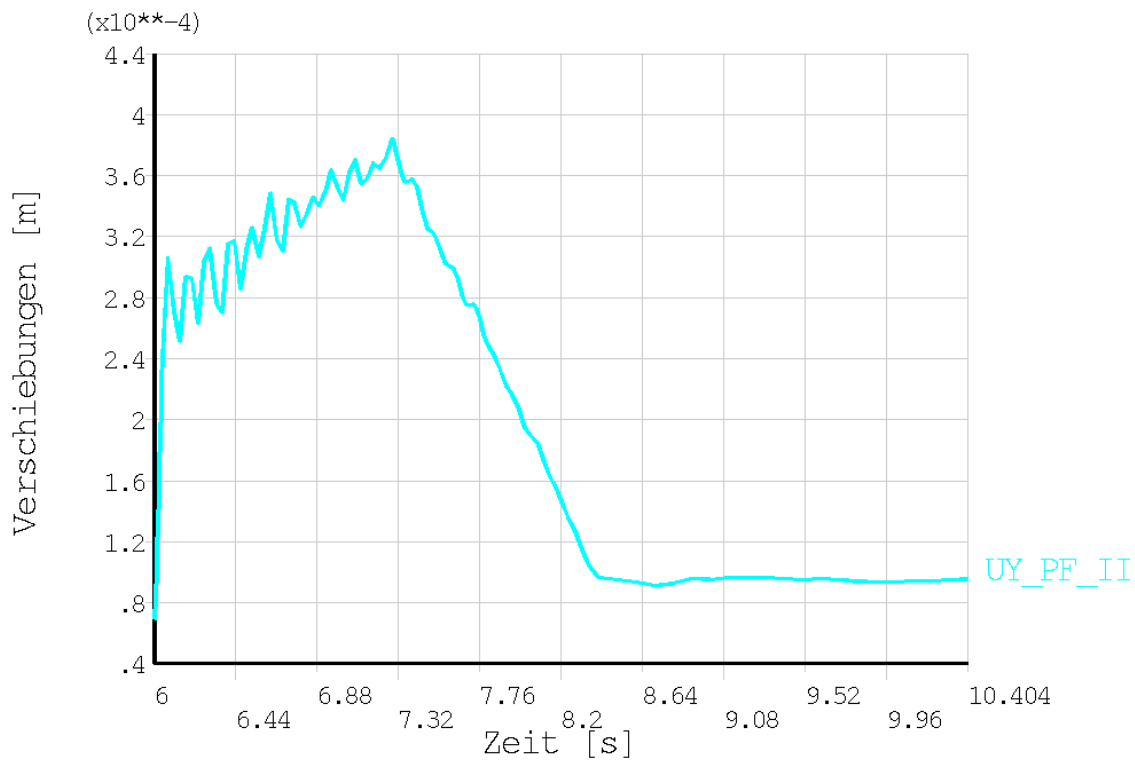


Bild 6: Historie der Verformung am Pfeilerkopf (Pfeiler II) UY [m]

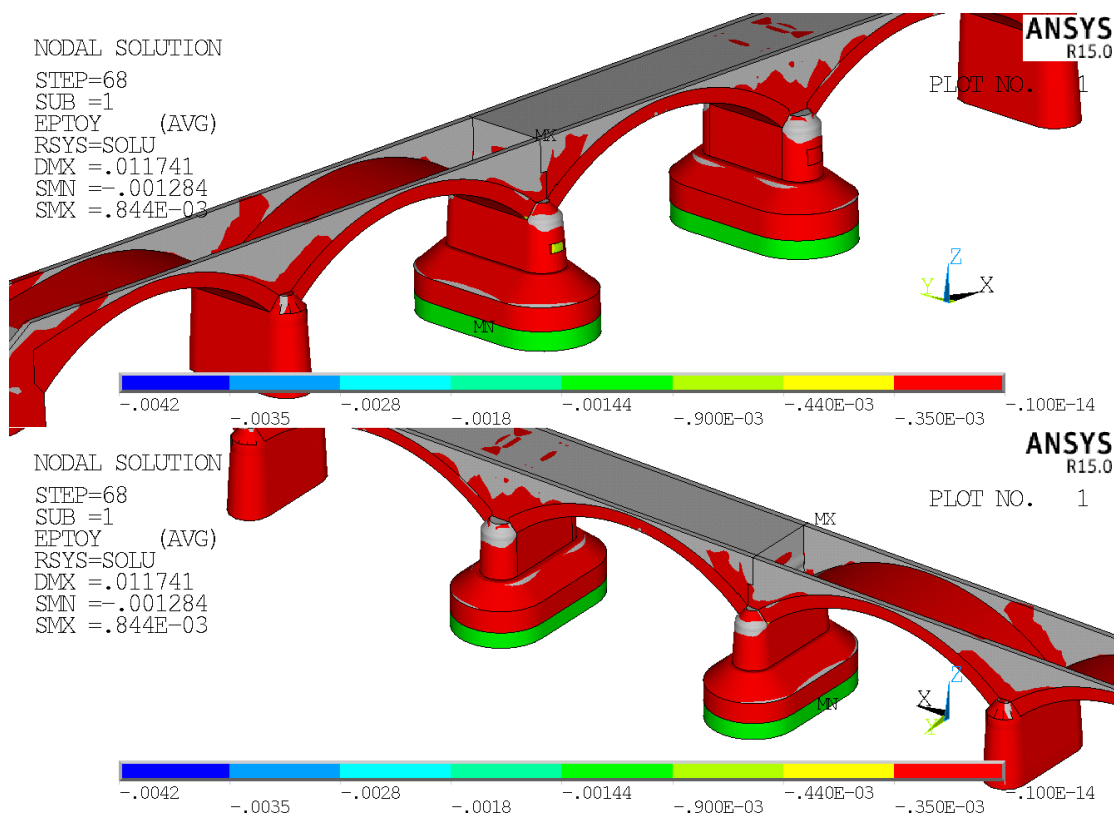


Bild 7: Umhüllende (MIN) der totalen Dehnungen EPTO_Y über alle Zeitschritte

4.5 Stochastische Analysen zur Versagenswahrscheinlichkeit gegenüber Schiffsstoß

Zusätzlich zu den deterministischen Standsicherheitsuntersuchungen wurden stochastische Analysen zur Bewertung der Versagenswahrscheinlichkeit gegenüber Schiffsstoß mit der Software optiSLang (Dynardo, 2016-2) und ANSYS durchgeführt. Dabei wurde die räumliche Tragwirkung des Bauwerks (auch die horizontale Durchlaufwirkung aller Pfeiler bei Schiffsstoß) berücksichtigt.

In Vorbereitung der stochastischen Analysen wurden quasistatische Grenztraglastanalysen zu den verschiedenen Stoßszenarien (Frontal-, Flanken-, und Bogenstöße im Bereich der Pfeiler 2 und 3) durchgeführt. Diese hatten folgende Hintergründe:

- Untersuchung des maßgebenden Schiffsstoßszenarios,
- Untersuchung der zu erwartenden Versagensmechanismen und Grenztraglasten,
- Ableitung von Bewertungs- bzw. Schädigungskriterien für die probabilistische Nachrechnung

Im Ergebnis dieser Voruntersuchungen konnte festgestellt werden, dass der Frontalstoß auf den historischen Pfeiler 2 als maßgebend und abdeckend für alle betrachteten Stoßszenarien angesehen werden kann. Dieser wurde daher in der Folge für alle stochastischen Untersuchungen betrachtet. Als relevante Versagensmechanismen wurden Schubversagen und Kippen des Pfeilers festgestellt. Bild 8 zeigt die mittels quasistatischer Grenztraglastanalyse ermittelte Last-Verformungslinie für eine auf den Anprallpunkt des Frontalstoßes wirkende Last F_y am Pfeiler 2. Unter einer quasistatischen Laststeigerung tritt ein globales Bauwerksversagen bei einer Horizontallast von 63,6 MN und einer Pfeiler-Horizontalverformung von 12,7 mm auf.

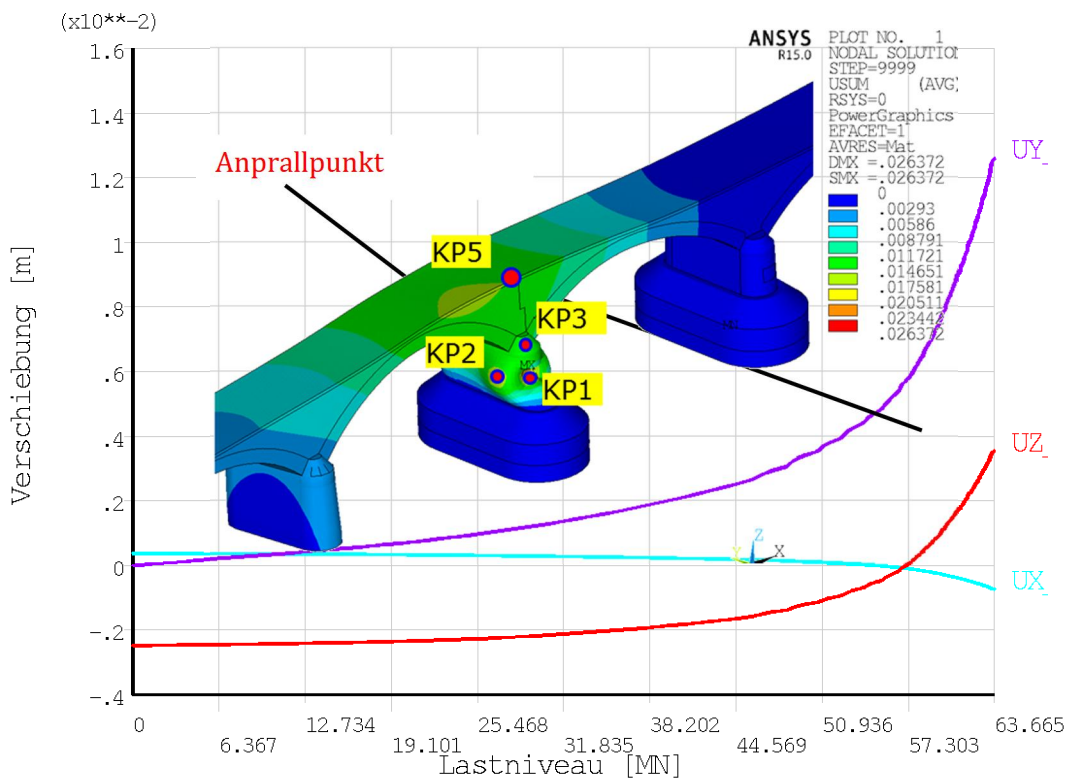


Bild 8: Quasistatisch ermittelte Last-Verformungslinie ($F_y - u_y$) für Frontallast F_y auf Pfeiler 2

Die Streuungen der Material- bzw. Widerstandskennwerte wurde den Untersuchungen (TU Dresden 1997) entnommen. Für die Streuung der Einwirkungen wurde entsprechend der Untersuchungen (BAW, 1998) die maximale Schiffsanprallkraft F_{μ} (Lastamplitude) sowie die Anprallhöhe auf den Pfeiler 2 (Lastposition) berücksichtigt.

Die stochastischen Analysen wurden in zwei Schritten durchgeführt. Im ersten Schritt wurden in einer Sensitivitätsanalyse 191 Designs mittels Latin-Hypercube Sampling (Dynardo, 2016-2) erzeugt und berechnet. Die Berechnungen wurden bei Dynardo auf einem Hochleistungs-Rechencluster mit jeweils 64 parallel laufenden Berechnungen durchgeführt.

In Bild 9 ist der Streubereich der Verformungssignale der Horizontalverschiebung u_y am Kontrollpunkt KP5 dargestellt. Aus der Sensitivitätsanalyse geht hervor, dass die Haupteinflussgröße auf die Streuung der Pfeiler-Horizontalverformung u_y die Schiffsanprallkraft (Lastamplitude, L_Amp) ist. Weiterhin haben die Elastizitätsmoduln historischen Hinterfüllung, Sandsteinmauerwerk, Füllbeton und Betonmanschette (E_6 , E_7 , E_4 , E_{15}) sowie die Anprallhöhe (Lastposition, L_Pos) und die Steinlänge der Lagerfuge des Sandsteinmauerwerks (aL_7) einen Einfluss auf die Streuung der Pfeiler-Horizontalverformung u_y . Der Vergleich des Streubereichs der maximalen Pfeiler-Horizontalverformung in Bild 9 ($\max u_y$ ca. 0,4 mm) mit der in Bild 8 abgebildeten Last-Verformungslinie der Grenztraglastuntersuchung zeigt, dass die Bauwerksantwort der Sensitivitätsanalyse im weitgehend elastischen Bereich verbleibt.

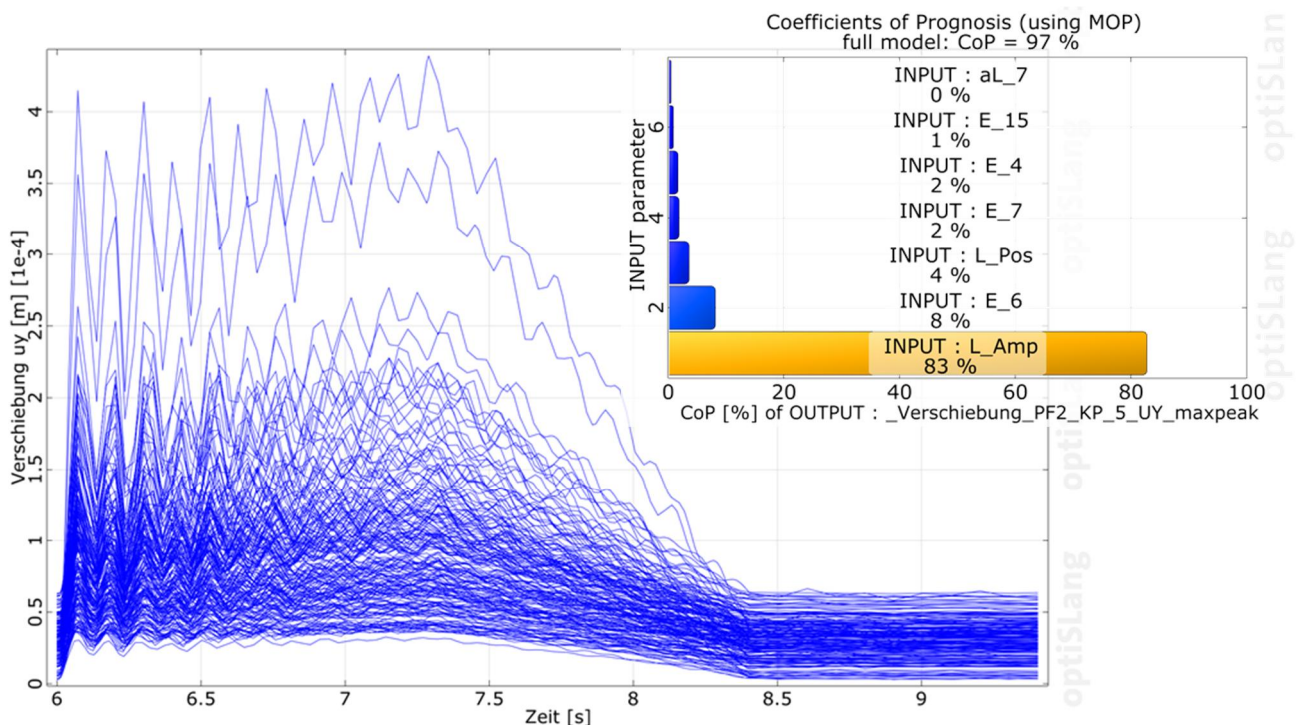


Bild 9: Kurvenverlauf der Verschiebung in globaler Y-Richtung am Kontrollpunkt 5 über die Zeit 6 s bis 9.4043 s für alle Designs [m]; Wichtigkeitsmaße (CoP) der maßgeblichen Einflussgrößen.

Im zweiten Schritt wurden zur probabilistischen Untersuchung des Bauwerks mit Hilfe von Zuverlässigkeitsanalysen Überschreitungswahrscheinlichkeiten für verschiedene Grenzkriterien der Pfeiler-Horizontalverformung u_y untersucht.

Insgesamt wurden drei Zuverlässigkeitsanalysen mit einem Verschiebungskriterium u_y von 1,2 mm, 2,0 mm und 3,0 mm mittels zwei Verfahren (Adaptive Response Surface Method und Directional Sampling) durchgeführt. Folgende Ergebnisse können diesen entnommen werden:

- Die Abgrenzung des linearen Bereiches des Tragwerksverhaltens des Bauwerks durch das Verschiebungskriterium u_y von 1,2 mm liegt bei einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von $2,14 \cdot 10^{-5}$ (\triangleq Zuverlässigkeitsindex β von 4,09).
- Für das Verschiebungskriterium u_y von 2,0 mm liegt die Überschreitungswahrscheinlichkeit bei $4,32 \cdot 10^{-6}$ (\triangleq Zuverlässigkeitsindex β von 4,45).
- Für das Verschiebungskriterium von 3,0 mm liegt die Überschreitungswahrscheinlichkeit bei $6,96 \cdot 10^{-7}$ (\triangleq Zuverlässigkeitsindex β von 4,83).

Alle drei Verschiebungskriterien liegen im Bereich einer weitgehend linearen / gering nichtlinearen Bauwerksantwort (vgl. Bild 8). Für alle drei Verschiebungskriterien liegen die Zuverlässigkeitsindizes (Beta-Werte) über 4,09.

Daraus kann geschlussfolgert werden, dass der Zuverlässigkeitsindex des Bauwerks gegenüber Schiffsanprall deutlich oberhalb des nach EC0 geforderten Mindestwertes von 3,8 liegt.

5 Straßenbrücke Marktheidenfeld

Ähnliche Betrachtungen wie für die Alte Straßenbrücke Lohr wurden für die denkmalgeschützte Brücke Marktheidenfeld angestellt. Auch hier zeigten die Ergebnisse, dass das Bauwerk unter Schiffsstoß-Belastung standsicher ist und keiner diesbezüglichen Ertüchtigung bedarf (Dynardo, 2017).

6 Zusammenfassung

Die Alte Straßenbrücke Lohr quert als Gewölbebrücke den Main bei Km 197,9 mit 6 Bögen und 5 Pfeilern, wovon 3 Bögen das Fahrwasser überspannen und 2 Pfeiler Flußpfeiler sind. Die Brücke wurde in den Jahren 1873 bis 1875 als Bogenbrücke mit 6 gleichgroßen Öffnungen in Sandstein-Mauerung errichtet. Durch den Ausbau des Mains war die Sicherheit gegenüber Schiffsstoß zu untersuchen. Trotz zwischenzeitlicher Ertüchtigung von Pfeilern schien die Brücke noch nicht die gewünschte Sicherheit aufzuweisen. Die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) beauftragte daher Dynardo GmbH mit der statisch/dynamischen Bewertung der Brücke, um zu überprüfen, ob hinsichtlich Schiffsanprall eine (weitere) Ertüchtigung der Brücke erforderlich ist. Die Einwirkungen für Schiffsanprall entstammen einer früheren ortsbezogenen Ermittlung der BAW.

Die Bewertung der Gebrauchstauglichkeit und Standsicherheit erfolgt mittels (deterministischer) Tragsicherheitsanalysen und basiert auf der Grundlage des Sicherheitskonzepts der (DIN 1055-100, 2001), (DIN 1045-1, 2001) bzw. (DIN EN 1990, 2010) und (DIN EN 1992-1-1, 2010) für nichtlineare Tragwerksanalysen. Die Unsicherheiten der einzelnen Lasten sowie der verwendeten Materialkenn-

werte werden gemäß dem Nachweis- und Sicherheitskonzept komplett auf der Einwirkungsseite angesetzt. Frühere, ausgiebige Materialuntersuchungen wurden für Gewinnung von Kennwerten auf der Widerstandsseite aufbereitet.

Zunächst wurde die Gebrauchstauglichkeit der Brücke unter ständigen Lasten und Verkehrslasten nachgewiesen. Dabei konnte gezeigt werden, dass die Tragstruktur eine hinreichende Tragreserve aufweist. Hinsichtlich der bewertungsrelevanten physikalischen Größen sowie dem Erreichen des Gleichgewichtszustandes konnte gezeigt werden, dass die Brücke unter diesen statischen Lastkombinationen standsicher ist. Es wurden insgesamt 9 nichtlineare transiente dynamische Analysen für außergewöhnliche Bemessungssituationen „Schiffsstoß“ berechnet. Anhand der Ergebnisse kann folgendes festgestellt werden:

1. Bei jeder elasto-plastischen Berechnung wird ein Gleichgewichtszustand gefunden. Das bedeutet, unter Berücksichtigung der geforderten Sicherheitsbeiwerte kann eine ausreichende Standsicherheit nachgewiesen werden.
2. Die Bewertung der Ergebnis-Umhüllenden der totalen Dehnungen in x und y-Richtung zeigt, dass die Stauchungen der relevanten Bauteilstrukturen im zulässigen Bereich liegen.
3. Die untersuchten Frontalstöße führen nur im unmittelbaren Stoßbereich zu lokalem Versagen des Betons bzw. Mauerwerks. Die Auslastung der Druckbeanspruchung der übrigen Pfeilertragstruktur liegt unter 20% der einaxialen Druckfestigkeit.
4. Die Auslastung der Druckbeanspruchung in den Pfeilern infolge der untersuchten Flankenstöße liegt unter 20% der einaxialen Druckfestigkeit. Dies gilt auch für die untersuchten Bogenstöße.
5. Die in der Struktur auftretenden plastischen Dehnungen führen zum Aktivieren der Bogen-tragwirkung. Eine weitere, für das globale Tragwerk relevante, Strukturschädigung ist jedoch nicht zu verzeichnen.
6. Die nach dem Stoß in der Brücke bleibenden irreversiblen Verformungen treten nur lokal auf und sind aus globaler Sicht gesehen vernachlässigbar.

Durch die durchgeführten Analysen und Vorgehensweisen konnte die Standsicherheit der Brücke gegenüber den Lasteinwirkungen infolge Verkehrslast, Temperaturbeanspruchungen und insbesondere infolge von Schiffstoßlasten nachgewiesen werden. Früheren Untersuchungen, die eine Nicht-Standsicherheit der Alten Straßenbrücke Lohr gegenüber Schiffsanprall attestierten bzw. auch früher berechneten und zu gering befundenen Zuverlässigkeitsindices β kann nicht gefolgt werden.

Literatur:

- BAW (1998): Probabilistische Stoßlast-Ermittlung für Schiffstoß an der Alten Straßen-Brücke Lohr, Main-km 197,9 (Gutachten), BAW-Nr. 97116407. Karlsruhe (unveröffentlicht).
- Curbach, M.; Proske, D. (2003): Gutachten zur Ermittlung des Sicherheitsindex der Alten Mainbrücke Lohr bei Schiffsanprall nach Verstärkung durch GEWI-Elemente. TU Dresden, Fak. Bauingenieurwesen, Lehrstuhl für Massivbau.
- DIN 1045-1 (2001): Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Beuth-Verlag, Berlin.

- DIN 1055-9 (2003): Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 9: Außergewöhnliche Einwirkungen. Beuth-Verlag, Berlin.
- DIN 1055-100 (2001): Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung - Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln. Beuth-Verlag, Berlin.
- DIN EN 1990 (2010): Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010; einschließlich Nationalem Anhang. Beuth-Verlag, Berlin.
- DIN EN 1991 (2010): Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – mehrere Teile. Beuth-Verlag, Berlin.
- DIN EN 1991-1-7 (2010): Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen - Außergewöhnliche Einwirkungen; Deutsche Fassung EN 1991-1-7:2006 + AC:2010; einschließlich Nationalem Anhang. Beuth-Verlag, Berlin.
- DIN EN 1992-1-1 (2010): Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010, einschließlich Nationalem Anhang. Beuth-Verlag, Berlin.
- Dynardo (2016): Technischer Bericht K15-BAW-04.TB1: Nichtlineare und dynamische FE-Analyse zur Nachrechnung der Alten Brücke Lohr (Main). Weimar (unveröffentlicht).
- Dynardo (2016-1): multiPlas – elastoplastic material models for ANSYS, Release 5.2.4, DYNARDO GmbH, Weimar, www.dynardo.de multiPlas user's manual
- Dynardo (2016-2): optiSLang - the optimizing Structural Language version 5.0.1, DYNARDO GmbH, Weimar, 2016, www.dynardo.de optiSLang Documentation
- Dynardo (2017): Gutachten CON-16-BAWKA-001 : Nichtlineare und dynamische FE-Analyse zur Nachrechnung der Straßenbrücke Marktheidenfeld, Main-km 179,79. Weimar (unveröffentlicht).
- Ganz, H.R. (1985): Mauerwerkscheiben unter Normalkraft und Schub. ETH Zürich, Institut für Baustatik und Konstruktion. Dissertation. Birkhäuser Verlag Basel
- Kunz, C. (1993): Beurteilung der Sicherheit von Brücken hinsichtlich Schiffskollisionen. In: Zeitschrift für Binnenschifffahrt und Wasserstraßen, Nr. 6, 1993
- Kunz, C. (1998): Ship Bridge Collision in River Traffic, Analysis and Design Practice. International Symposium: Advances in Bridge Aerodynamics, Ship Collision Analysis, Operation and Maintenance, 10 - 13 May 1998, Technical University of Denmark. Balkema, Rotterdam, 1998.
- Menetrey, P. G. (1994): Numerical analysis of punching failure in reinforced concrete structures. StBA Würzburg (2015): Bauwerksbuch nach DIN 1076, Brücke St2437 über den Main in Lohr. Bayerische Straßenbauverwaltung – Staatliches Bauamt Würzburg; Stand: 15.09.2015.
- TU Dresden (1997): Gewölbebrücke Lohr (alt) Berechnungen TU Dresden – Phasen I und II, Proske, D. / Curbach, M. TU Dresden, Fak. Bauingenieurwesen, Lehrstuhl für Massivbau
- TU Dresden (1999): Gewölbebrücke Lohr (alt) Berechnungen TU Dresden – Phasen 5 -8, Proske, D. / Curbach, M. TU Dresden, Fak. Bauingenieurwesen, Lehrstuhl für Massivbau
- Schlegel, R. (2004): Numerische Berechnung von Mauerwerkstrukturen in homogenen und diskreten Modellierungsstrategien. Schriftenreihe des Institutes für Konstruktiven Ingenieurbau 002, Bauhaus-Universität Weimar, Universitätsverlag. ISBN 3-86068-243-1.