

Tragfähigkeitsuntersuchungen der weltgrößten Ziegelsteinbrücke – Berechnung der Göltzschtalbrücke mit ANSYS®

Dipl.-Ing. Roger Schlegel, Prof. Dr.-Ing. Karl Rautenstrauch
Bauhaus-Universität Weimar, Professur Holz- und Mauerwerksbau

Dr.-Ing. Johannes Will, Dynardo GmbH, CAD-FEM GmbH

Dipl.-Ing. D. Fischer, Deutsche Bahn AG

Summary

For the first time the stability of the world largest masonry structure, the German Göltzschtalbrücke was proven by FEM analysis. The famous railway bridge built from 1846 to 1851 is constructed like a Roman aquaduct. A detailed model of the geometry and the different materials was necessary. Non-linear load history analysis for load case combinations according to German code DS 804 was performed. For realistic modeling of the masonry material a sophisticated 3-dimensional elasto-plastic masonry material model was developed and implemented in ANSYS. Only by modeling the 3-dimensional non-linear effects realistic stress and strain fields were determined and the stability and serviceability of the bridge was comprehensive proven.

Zusammenfassung

Der Beitrag stellt die erstmalige Nachrechnung der 100 m hohen und ca. 600 m langen Göltzschtalbrücke als 3-dimensionales Tragwerk unter Berücksichtigung von elasto-plastischen Materialverhalten vor. Die 1846 bis 1851 erbaute Eisenbahnbrücke wurde durchgängig in der dem römischen Aquädukt ähnlichen Form aus Natur- und Ziegelstein gemauert. Hierfür wurde in ANSYS® ein detailliertes 3D-Geometriemodell, welches den Einbauort und die Lage des Verbandes der unterschiedlichen Mauerwerksarten beinhaltet, erstellt. Das nichtlineare Materialverhalten wurde mit einem neuen, in ANSYS implementierten elastoplastischen 3D-Materialmodell für Mauerwerk erfasst. Damit wurde es möglich, den Spannungs- und Verformungszustand der Struktur sehr realistisch abzubilden und die Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit des Gesamtbauwerkes unter Einbeziehung der Lastgeschichte nachzuweisen.

Keywords

Göltzschtalbrücke, Mauerwerk, Eisenbahnbrücke, elastoplastisches Materialmodell, ANSYS

1. Einleitung, Aufgabenstellung

Die von 1846 – 1851 im sächsischen Vogtland unter Leitung von Schubert und Wilke erbaute 600 m lange und 100 m hohe Göltzschtalbrücke war seinerzeit das mit Abstand höchste Eisenbahnviadukt der Welt. Die durchgängig im regelmäßigen Verband gemauerte Brücke setzte eine rassante Entwicklung der maschinellen Massenproduktion von Mauerziegeln in Gang. Noch heute ist die Göltzschtalbrücke in voller Nutzung durch den Fahrbetrieb der Deutschen Bahn AG. Da das Bauwerk einer regelmäßigen Wartung und Inspektion bedarf, wurde es notwendig, die Befahreinrichtung an der Brücke zu erneuern und zu erweitern. Im Rahmen dieser Baumaßnahmen wurde von der Deutschen Bahn AG eine erstmalige rechnerische Überprüfung der Standsicherheit unter Berücksichtigung der neu einzutragenden Belastungen gewünscht. Die Berechnungen wurden von der DYNARDO GmbH in Zusammenarbeit mit der Bauhaus-Universität Weimar, Professur Holz- und Mauerwerksbau durchgeführt. Zur Modellierung des Mauerwerks wurde ein sehr hochwertiges elasto-plastisches 3D-Mauerwerksmodell in ANSYS implementiert. Durch die Kombination aus detaillierter Modellierung und realitätsnahem Materialverhalten wurde eine realistische elasto-plastische Nachrechnungen möglich.



Fig. 1: Göltzschtalbrücke (Foto [F1])

2. 3D-Finite-Element Modell

Die Modellierung des Brückenbauwerkes erfolgte als 3D-Modell. Dabei wurde der Bereich von Achse P bis Z (Fig. 2), d.h. fünf Stützen- und Bogenreihen beiderseits der großen Mittelbögen in Achse U modelliert. Daraus ergibt sich eine Länge des Berechnungsausschnittes von 190,14 m. Zur realistischen Erfassung des räumlichen Gesamttragverhaltens wurden alle vier Brückenebenen berücksichtigt. Unterschiedliche Materialbereiche (Naturstein- und Ziegelmauerwerk) wurden in den relevanten Bereichen (Bögen und Pfeiler) berücksichtigt.

Die aus Natursteinmauerwerk (unter Verwendung von Granit und Sandstein [9] [10]) hergestellten Pfeilergründungen wurden in das Modell mit einbezogen. Die angenommene Gründungstiefe beträgt ca. 14 m [9] [10]. Der vorhandene Geländeverlauf wurde dem zur Verfügung gestellten Planmaterial entnommen. Der Felsuntergrund selbst wurde nicht modelliert. Aufgrund der abgeschlossenen Setzungen wird die Gründungssohle vertikal und horizontal unverschieblich gelagert. Die Stirnflächen der Gründungskörper werden ebenfalls horizontal fixiert, so dass sich für die Brückenpfeiler eine realitätsnahe, elastische Lagerung und Einspannung ergibt.

2.1 Geometriemodell

Sämtliche Geometriewerte wurden dem vom Auftraggeber (DB AG) beigestellten Planmaterial und aus [10] entnommen. Nachfolgend sind die wesentlichen, dem Modell zugrunde liegenden Geometriedaten zusammengestellt. Der Ursprung des globalen Koordinatensystems wurde in die Achse U (Mitte der großen Mittelbögen), mittig zur Brückenbreite und in Höhe der Flusssohle der Göltzsch gelegt.

ANSYS

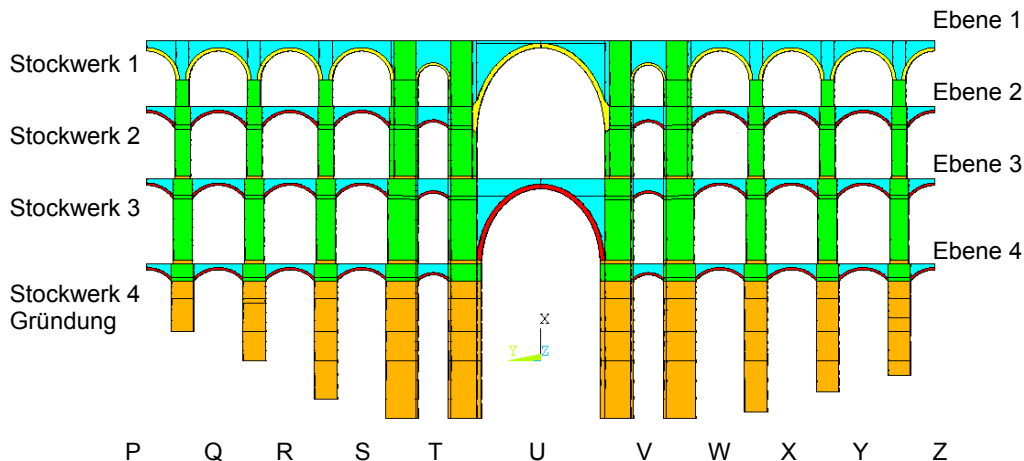


Fig. 2: Geometriemodell – Bezeichnungen und Achsen

Globales Koordinatensystem: X – vertikale Achse
 Y – horizontale Achse in Längsrichtung der Brücke
 Z – horizontale Achse in Breitenrichtung der Brücke

Ort	Höhenkote (x) in m
Gründungstiefe	- 14,00
Flusssohle der Göltzsch	0,00
OK Pfeilermauerwerk aus Naturstein (Sandstein, Granit) im untersten Stockwerk	+ 19,28
OK Ebene 4	+ 23,50
OK Ebene 3	+ 43,95
OK Ebene 2	+ 61,52
OK Ebene 1 (OK tragender Brückenquerschnitt)	+ 77,52

Tab. 1: Höheneinordnung des Geometriemodells im globalen Koordinatensystem:

Die lichte Spannweite der großen Mittelbögen in Achse U beträgt 30,90 m (Ebene 1) bzw. 28,64 m (Ebene 3). Der Bogenstich wird in Ebene 1 mit 20,60 und in Ebene 3 mit 18,11 m angegeben. Die Brücke ist in Ebene 1 7,95 m breit. Sämtliche Bögen bestehen aus einem (in Achse U 1,13 m und sonst 0,57 m dicken) radial gemauerten Teil und einem Aufmauerungsbereich. Die Scheitelhöhe misst in Achse U, Ebene 1 1,85 m und in Ebene 3 2,34 m.

Die Pfeiler haben in den einzelnen Stockwerken Abstufungen. Die maximale Pfeilerbreite (z) im Stockwerk 4 bzw. im Gründungsbereich beträgt 21,22 m. Sie nimmt in den darüber liegenden Stockwerken bis auf 12,71 m ab. Die Pfeilerstärke (y) schwankt zwischen 7,93 m und 3,12 m.

Die lichte Spannweite der kleineren Bögen in den Achsen P bis S bzw. W bis Z wird mit 11,90 m bis 14,16 m ausgewiesen. Die Bögen in den Achsen T und V spannen über 4,90 m bzw. 3,69 m im obersten Stockwerk 1.

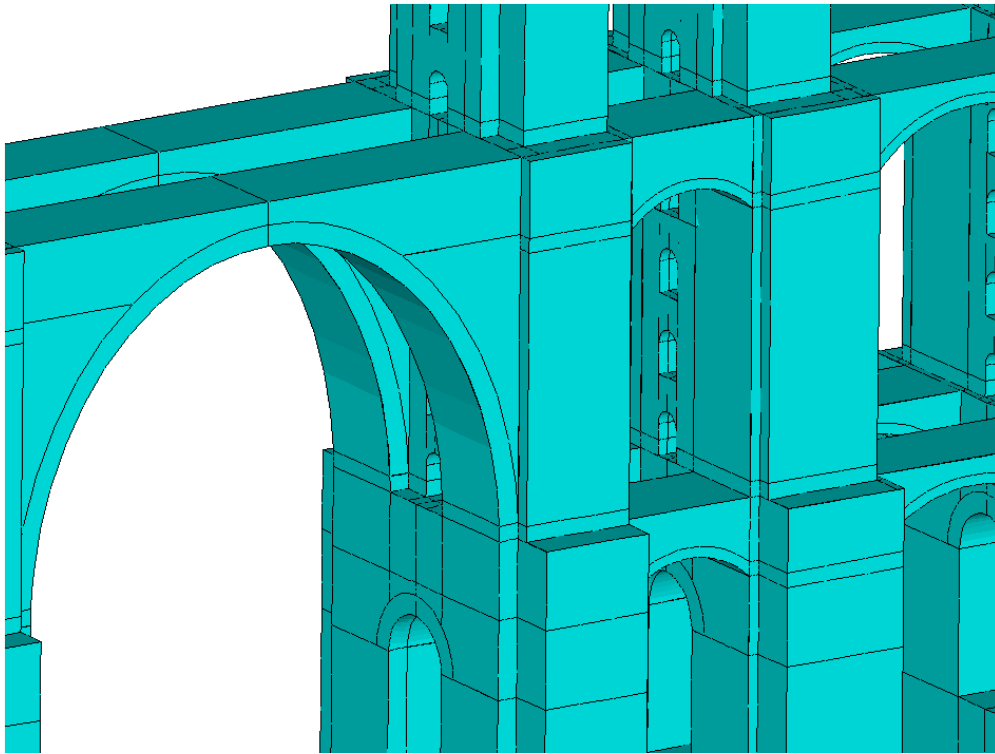


Fig. 3: Berücksichtigung der Pfeilergeometrie – Blick auf großen Bogen Achse U

2.2 Diskretisierung

Für die Diskretisierung der Struktur wurden 8-knotige Volumenelemente verwendet (Solid45 Mechanik). Für die mechanischen Berechnungen wurde die Elementintegration mit extra shape functions verwendet (Behinderung von Schub- und Volumenlocking). Die Netzdichte ist Fig. 4 zu entnehmen. Das FE-Modell besteht insgesamt aus 46 504 Elementen und 63 336 Knoten. Das Modell hat damit 190 008 Freiheitsgrade.

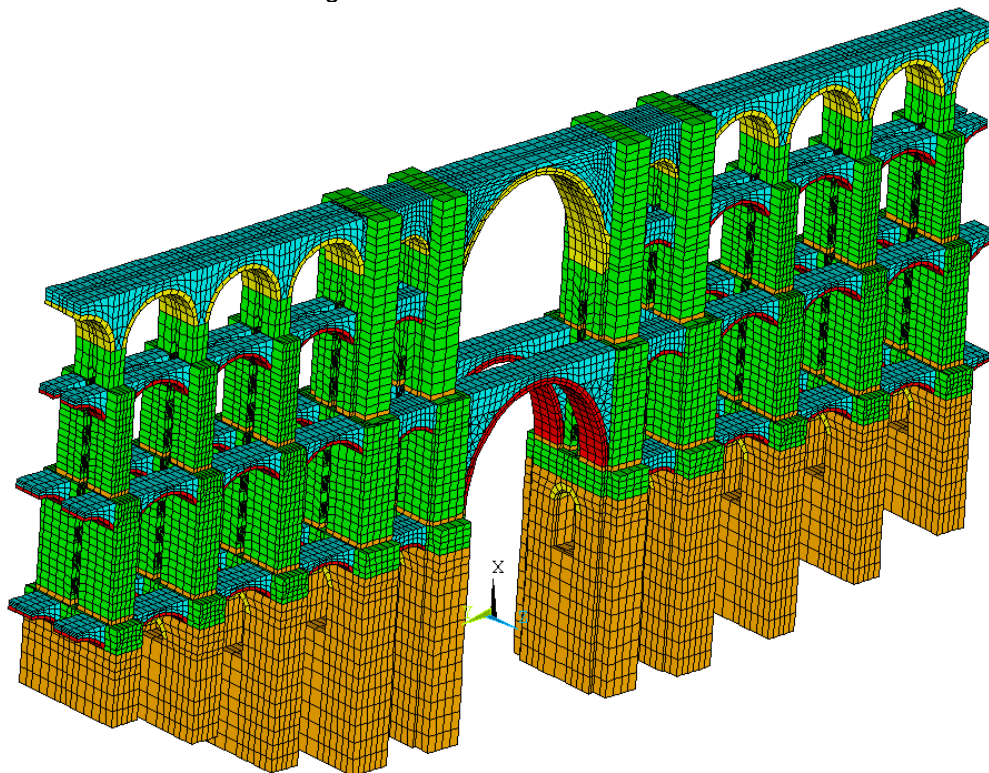


Fig. 4: FE-Modell - Perspektive

3. Materialkennwerte und Materialmodell

Bei Besichtigung der Brücke wurden bis auf Verwitterungsschäden keine größeren Schädigungen der Tragstrukturen bzw. keine größeren sichtbaren Risse, die Standsicherheitsprobleme erwarten lassen, erkannt. Vorschädigungen wurden in den Tragfähigkeitsberechnungen daher in Absprache mit dem Auftraggeber nicht explizit berücksichtigt. In den unteren Bereichen der Stützpfeiler wurden Granitblöcke und Sandsteinblöcke mit kleinen Fugen verlegt. Nach visueller Sichtung ist dieses Blockmauerwerk sehr sorgfältig ausgeführt worden und weist keine Schädigungen auf. Es werden hier keine Standsicherheitsprobleme erwartet. Deshalb kann in diesem Stützpfeilerbereich ein Satz verschmierter Materialwerte verwendet werden und auf eine genaue Kartierung von Granit- und Sandsteinbereichen wird verzichtet.

Prinzipiell kann das bei der Göltzschtalbrücke verwendete Mauerwerk in die drei Mauerwerksarten

- Ziegelmauerwerk,
- regelmäßiges Quadermauerwerk aus Sandstein- und Granitblöcken und
- unregelmäßiges Bruchsteinmauerwerk

eingeteilt werden. Im betrachteten Berechnungsausschnitt wurden das Ziegelmauerwerk und das regelmäßige Quadermauerwerk verarbeitet.

Sehr hilfreich für die Einordnung und Abschätzung der Materialkennwerte sind die in [10] veröffentlichten Ergebnisse von Druckversuchen an dem verwendeten Stein- und Ziegelmaterial. Es handelte sich dabei um Versuche zur Gütekontrolle während der Bauphase bzw. um Eignungsprüfungen vor Baubeginn. Die Steindruckfestigkeit des zur Anwendung gekommenen Sandsteins liegt zwischen 17 – 31,5 MN/m², die des verwendeten Granitgesteins zwischen 39 – 109 MN/m². Die verwendeten Ziegel wurden in umliegenden Ziegelleien in der Nähe von Plauen, Reichenbach und Leubnitz bei Werdau produziert [9], [10]. Auf Grund des großen Bedarfs an Ziegeln (in der Ausschreibungsphase 1845 wurde der Gesamtbedarf auf 50 Millionen Stück geschätzt) wurden erste Versuche einer maschinellen Produktion von Ziegeln vor allem in Leubnitz bei Werdau unternommen. Diese sogenannten Maschinenziegel wiesen jedoch eine geringere Festigkeit als die traditionell gefertigten handgestrichenen Ziegel auf und wurden deshalb nur für Pfeilerfüllungen verwendet. Die mittlere Druckfestigkeit der handgestrichenen Ziegel betrug 16,24 MN/m² (Druckfestigkeitsklasse 12 nach DIN 105 [4]), die Maschinenziegel wiesen dagegen nur eine Druckfestigkeit von 7,31 MN/m² (Druckfestigkeitsklasse 6 nach DIN 105 [4]) auf. Die Ziegelrohddichte beider Ziegelsorten wurde mit 1,35 kg/dm³ angegeben. Als Mörtel wurden über die Bauzeit variierende Kalkmörtelgemische, die der Mörtelgruppe I nach DIN 1053 [3], Teil 1 zuzuordnen sind, verwendet.

3.1 Charakteristische Materialkennwerte des Ziegel- und Natursteinmauerwerks

In Tab. 2 sind die den Berechnungen zugrunde gelegten Materialkennwerte der verschiedenen Mauerwerksarten zusammengestellt.

Materialparameter Ziegelmauerwerk		Ziegelmauerwerk Bögen	Ziegelmauerwerk Pfeiler	Quadermauerwerk	Einheit
Elastizitätskennwerte					
E-Modul senkrecht zur Lagerfuge	E_V	2800	2275	5600	MN/m ²
E-Modul parallel zur Lagerfuge	E_H	2100	1706	4200	MN/m ²
Querdehnzahl	ν	0,2	0,2	0,2	
Schubmodul	G_V	1167	948	2333	MN/m ²
Schubmoduli	G_H	875	711	1750	MN/m ²
Festigkeitswerte					
Druckfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge	f_{mV}	2,28	1,86	5,60	MN/m ²
Druckfestigkeit parallel zur Lagerfuge	f_{mH}	1,71	1,40	4,20	MN/m ²
Reibungs- / Dilatanzwinkel (Lagerfuge)	ϕ	31 / 25	31 / 25	31 / 25	°
Haftscherfestigkeit (Lagerfuge)	c	0,032	0,032	0,032	MN/m ²
Zugfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge	f_{tV}	0	0	0	MN/m ²
Zugfestigkeit parallel zur Lagerfuge	f_{tH}	0,21	0,15	0,42	MN/m ²
Stoßfugenabstand	a_S	0,14	0,14	0,25	m
Lagerfugenabstand	a_L	0,07	0,07	0,25	m
Sonstige					
Wärmedehnungskoeffizient	α_T	$6 \cdot 10^{-6}$	$6 \cdot 10^{-6}$	$6 \cdot 10^{-6}$	1/K
Wichte	γ_{MW}	1,5	1,5	2,75	t/m ³

Tab. 2: Charakteristische Materialwerte der Mauerwerksarten

Die Ermittlung der Materialwerte erfolgte unter Berücksichtigung der aktuellen Normen (DIN 1053 [3], EC 6 [5], DS 805 [2]) und Vergleichswerten aus Versuchs- und Forschungsarbeiten [6]-[8], [12], [17], [18]. Die angesetzten Festigkeiten orientieren sich vereinbarungsgemäß weitestgehend an den sehr konservativen Ansätzen der DIN 1053 [3]. Zum Bezug auf das fugenbezogene Koordinatensystem bedeuten die Indizes

V – senkrecht zur Lagerfuge

H – parallel zur Lagerfuge (senkrecht zur Stoßfuge bzw. Längsfuge)

3.2 Elastoplastisches Materialmodell

Für die Beschreibung der orthotropen Mauerwerksfestigkeit der regelmäßig gemauerten Verbände wurde die von Ganz [19] vorgeschlagene Bruchbedingung für Mauerwerk verwendet und für den räumlichen Beanspruchungszustand erweitert. Diese Bruchbedingung bildet die Grundlage der Schweizer Mauerwerksnorm SIA 177/2. Für den Sonderfall einer einachsigen, vertikalen Druck- und gleichzeitigen Schubbeanspruchung ist eine weitgehende Übereinstimmung mit dem in DIN 1053 [3] enthaltenen Bruchmodell von Mann [11] sowie dem für Schichten- und Quadermauerwerk aus Sandstein vorgeschlagenen Modell von Berndt [6] – [8] gegeben. Durch die Verwendung des Bruchmodells nach Ganz wird darüber hinaus auch die Interaktion mit einer horizontalen Beanspruchung (parallel zur Lagerfuge) berücksichtigt. Für dicke Mauerwerksverbände (wie im vorliegenden Fall der Göltzschtalbrücke) kann zusätzlich noch die Beachtung der Zug-, Schub- und Druckfestigkeiten in der dritten Richtung (parallel zur Lagerfuge) einbezogen werden. Das im Rahmen eines Forschungsprojektes der Bauhaus-Universität Weimar entwickelte Materialmodell wurde in ANSYS und LSDYNA implementiert [13], [14]. Die Simulation einer Materialschädigung bzw. Rissbildung erfolgt durch eine Reduzierung der Anfangsfestigkeiten nach dem Versagen infolge Schub- oder Zugbeanspruchung. Damit kann der Mauerwerksverband nach einsetzender Rissbildung nur in geringerem Umfang durch Reibung Scherkräfte übertragen. Die Werte der Zugfestigkeit werden zu Null reduziert, wodurch ein sprödes Materialverhalten simuliert wird. Im Falle des Schubversagens der Mörtelfugen kann durch die Berücksichtigung eines Dilatanzwinkels ψ das Öffnen der Mörtelfuge senkrecht zur Fugenebene gesteuert werden [15].

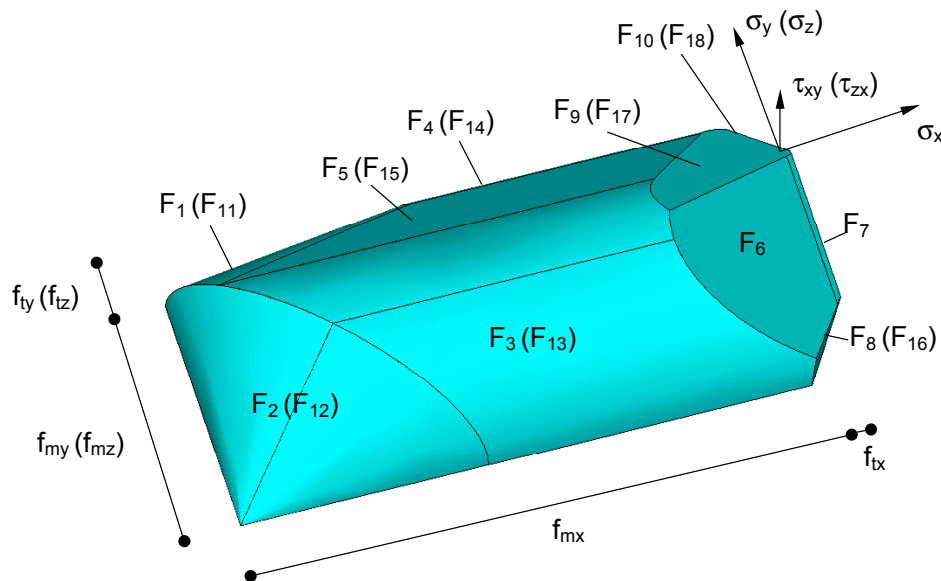


Fig. 5: Fließbedingung für regelmäßiges Mauerwerk nach Ganz [19], [13], [14]

4. Einwirkungen

Zur realitätsnahen Berechnung werden nichtlineare Lastgeschichteberechnungen durchgeführt. Die Eigenlasten werden mit ungünstigen Laststellungen der Überfahrt und der Befahreinrichtung, mit konservativen Temperaturlasten sowie den Windlasten bzw. Anfahr- und Bremslasten überlagert (Tab.3). Damit stellen die Lastkombinationen wiederum konservative Grenzlastfälle nach DS 804 [1] dar.

Vorrangig dienen die Tragfähigkeitsberechnungen dem Nachweis, dass die zusätzlichen Lasten aus der Befahranlage in Ebene 3 durch die Brücke aufgenommen werden können. Die hierfür maßgeblichen Lastkombinationen sind die Lastkombination 1 und 3. In diesen beiden Lastkombinationen wird zusätzlich in einem 6. Lastschritt nachgewiesen, dass durch das

Brückenbauwerk auch die zweifache Belastung aus Verkehr aufgenommen werden kann. Diese Laststeigerung kann als doppelte Belastbarkeit oder 2-fache Sicherheit gegenüber der zu untersuchenden Verkehrsbelastung interpretiert werden.

Zum Nachweis der Bögen in Achse U

Lastkombination 1 – Volllast, zweigleisiger Verkehr - mittige Laststellung

Lastschritt	Belastung
1	Eigenlasten
2	Verkehrslasten SSW auf Gleis 1, mittige Laststellung UIC auf Gleis 2, mittige Laststellung
3	Befahranlage beidseitig in Ebene 1 und 3, mittige Laststellung
4	Wärmewirkungen, Lastfall Winter (gleichmäßige Abkühlung –20 K)
5	Anfahr- und Bremslasten

Die Lastschritte 1 bis 5 entsprechen der nach DS 804 [1] geforderten Lastfallkombination. In einem 6. Lastschritt werden Einwirkungen aus Verkehr auf den doppelten Wert gesteigert.

6	Laststeigerung der Verkehrslasten und der Befahranlage auf den doppelten Wert (Sicherheitsfaktor 2,0)
---	---

Lastkombination 2 – eingleisiger Verkehr - mittige Laststellung

Lastschritt	Belastung
1	Eigenlasten
2	Verkehrslasten UIC auf Gleis 1, mittige Laststellung Befahranlage einseitig in Ebene 1 und 3, mittige Laststellung
3	Seitenstoß
4	Windlasten auf Bauwerk und Verkehr
5	Wärmewirkungen, Lastfall Winter (gleichmäßige Abkühlung –20 K)

Nachdem gezeigt werden konnte, dass Lastfallkombination 2 nicht maßgebend wird, wurde auf eine Laststeigerung verzichtet.

Zum Nachweis der Bögen in Achse R

Lastkombination 3 – zweigleisiger Verkehr - halbseitige Laststellung

Lastschritt	Belastung
1	Eigenlasten
2	Verkehrslasten UIC auf Gleis 1 und 2, halbseitige Laststellung
3	Befahranlage beidseitig in Ebene 1 und 3, halbseitige Laststellung
4	Anfahr- und Bremslasten
5	Wärmewirkungen, Lastfall Winter (gleichmäßige Abkühlung –20 K)

Die Lastschritte 1 bis 5 entsprechen der nach DS 804 [1] geforderten Lastfallkombination. In einem 6. Lastschritt werden Einwirkungen aus Verkehr auf den doppelten Wert gesteigert.

6	Laststeigerung der Verkehrslasten und der Befahreinrichtung auf den doppelten Wert (Sicherheitsfaktor 2,0)
---	--

Lastkombination 4 – Volllast, zweigleisiger Verkehr - mittige Laststellung

Lastschritt	Belastung
1	Eigenlasten
2	Verkehrslasten UIC auf Gleis 1 und 2, mittige Laststellung Befahranlage beidseitig in Ebene 1 und 3, mittige Laststellung
3	Anfahr- und Bremslasten
4	Wärmewirkungen, Lastfall Winter (gleichmäßige Abkühlung –20 K)

Tab. 3: Zusammenstellung der Lastgeschichteberechnungen der Lastfallkombinationen

5. Nachweiskonzept und Bewertungskriterien

Für die Bewertung der Tragsicherheit werden die folgenden Kriterien angewendet:

Es muss 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 umgelagert. Durch plastische Dehnungen werden die Kraftumlagerungen in der Struktur initiiert. Können die plastischen Ungleichgewichtskräfte von der Struktur aufgenommen werden, wird ein ausreichendes Kraftumlagerungsvermögen nachgewiesen (Traglastnachweis).

In den folgenden Auswertungen werden die plastische Dehnungsintensität und die plastische Aktivität bewertet. Die plastische Dehnungsintensität ist ein Maß der plastischen Dehnungen. Die plastische Aktivität zeigt an, welche Fließbedingungen in Gleichgewichtszuständen aktiv sind. Das heißt hier befinden sich die Spannungszustände auf der Fließfläche und Belastungen können nicht mehr in alle Richtungen aufgenommen werden.

Ein mögliches Versagen der Brücke (ein nicht ausreichendes Kraftumlagerungsvermögen) wird durch das Versagen der zentralen Tragglieder identifiziert. Hauptgegenstand der Untersuchungen sind die Mauerwerksbögen der Gölschtalbrücke. Konstruktionsbedingt tragen die aus Sandstein oder Mauerwerk erstellten Bögen entscheidend zur Standsicherheit bei. Überbeanspruchungen der Brücke können an Hand von Plastizierungen in den Bögen identifiziert werden und werden durch folgende Indizien angezeigt:

- es können die Ungleichgewichtskräfte nicht mehr umgelagert werden (es wird keine Konvergenz erreicht – globales Versagen)
- es gibt weiträumig starke plastische Dehnungen
- es kann mindestens ein durchgehendes Band plastischer Aktivitäten identifiziert werden, bzw. fast der gesamte Sandsteinbogen ist plastisch aktiv
- die maximalen globalen Verschiebungen im Sandsteinbogen nehmen stark zu
- ein Versagensmechanismus der Bögen wird identifiziert [z.B.: zuerst bildet sich ein plastisches Gelenk in Bogenmitte heraus, dann bildet sich ein Dreigelenkbogen (plastische Gelenke in den Fußpunkten), dann versagt der Bogen infolge zu großer Druckspannungen]

Bei den folgenden Auswertungen werden deshalb die plastischen Aktivitäten, die plastischen Dehnungen, die Relativverschiebungen und die Bogenspannungen ausgewertet. Die Differenz der max. Bogenspannung zur zulässigen Druckbelastung des Bogens sind neben dem Nachweis des erforderlichen Kraftumlagerungsvermögens ein Maß noch vorhandener Tragreserven und werden deshalb explizit ausgewertet.

Gemäß dem Sicherheitskonzept der DS 804 [1], DS 805 [2], DIN 1053 [3] wird weiterhin zur Führung der Tragsicherheitsnachweise die Lage der Resultierenden der Bogendruckspannungen überprüft. Sie muß mindestens innerhalb der zweiten Kernweite liegen. Des weiteren wird die Ausnutzung der Mauerwerksdruckspannungen an Hand der auftretenden Extremwerte ausgewiesen.

6. Berechnungsergebnisse

Im folgenden werden einige wesentliche Ergebnisse und Schlußfolgerungen der durchgeführten Tragfähigkeitsberechnungen vorgestellt. Dabei soll hier insbesondere die Leistungsfähigkeit des in ANSYS implementierten Materialmodells demonstriert werden.

6.1 Lastfall Eigenlasten

Grundsätzlich wird mit dem Lastschritt Eigenlasten der Ausgangszustand für die weiteren Berechnungen erzeugt. Das bedeutet, dass das mit einer idealen (unverformten) Geometrie erstellte FE-Modell in die verformte Ausgangslage gebracht wird. Zu vergleichen ist dieser Rechenschritt mit der Erstellung des Mauerwerkes, dem Abbinden des Mauerwerkes und dem Abbau der Leegerüste der Bögen am Ende der Bauphase. Als Folge des Lastfalles Eigengewicht treten Kraftumlagerungen ein, welche die eigentliche Bogentragwirkung aktivieren. Die resultierenden Gesamtverschiebungen dieses Lastschrittes betragen im Maximum 2,91 cm am Bogenscheitel des oberen Hauptbogens in Achse U. Die in Fig. 6a und 6b dargestellten plastischen Vergleichsdehnungen bzw. plastischen Aktivitäten zeigen den oben beschriebenen Effekt der Initiierung der Ausgangslage und damit

einhergehende Aktivierung der Bogentragwirkung sehr deutlich. Die auftretenden plastischen Dehnungen in den Bögen resultieren hauptsächlich aus den aktiven Fließkriterien F6 bzw. F9 und damit aus der Umlagerung unzulässiger Schub- und Zugspannungen. Diese Umlagerungen bzw. die daraus resultierenden Plastizierungen sind als Gefügefingung zu interpretieren und nicht mit sichtbaren Rissbildungen verbunden. Vielmehr entzieht sich das nicht in Bogenrichtung gemauerte Mauerwerk dem Lastabtrag und wirkt daher zu einem gewissen Anteil als Auflast der Bögen. In Folge dieser Kraftumlagerung wird die Bogentragwirkung des in Bogenrichtung gemauerten Bereiches erst aktiviert. Die betragsmäßig größten plastischen Dehnungen entstehen an den Pfeilerversprüngen. Sie resultieren aus der Relaxation unzulässiger Schub- und Zugspannungen, die infolge des vertikalen Kraftflusses im Bereich der Pfeilerverbreiterungen entstehen. Die an der Oberseite infolge einer Durchlaufwirkung entstehenden horizontalen Zugspannungen werden auf die durch den Mauerwerksverband aufnehmbare Größe begrenzt. Die Berechnungsergebnisse zeigen, dass eine realistische Beurteilung des Spannungs- und Verformungszustandes derartig gemauerter Bogenstrukturen erst mit Hilfe elastoplastischer Berechnungen möglich wird.

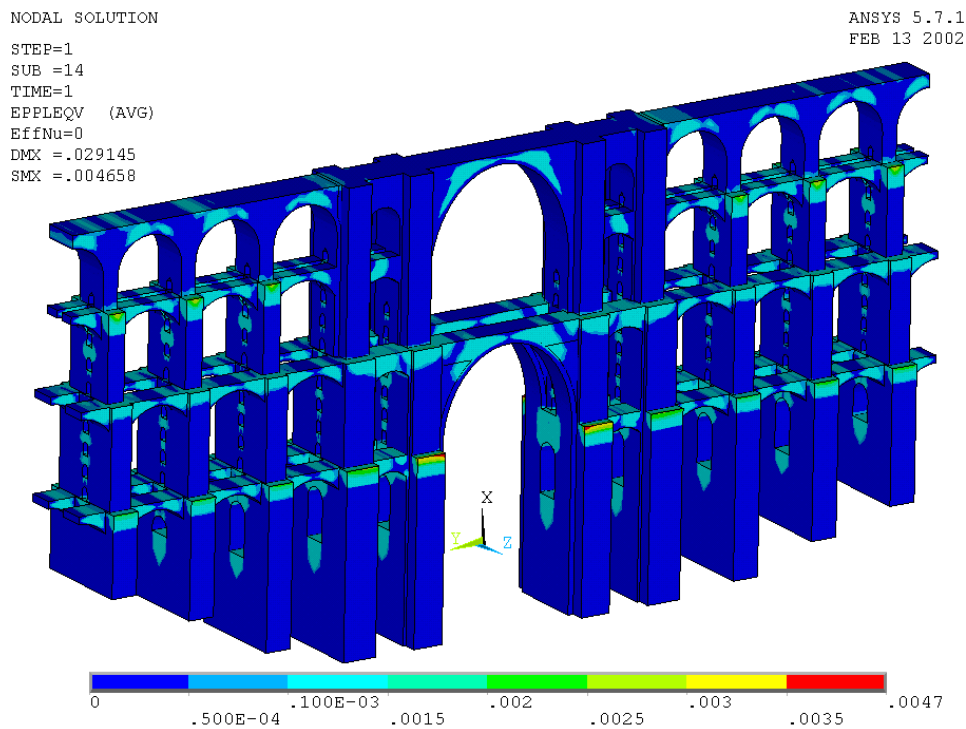


Fig 6a: Plastische Vergleichsdehnungen, Lastschritt Eigenlasten

ELEMENT SOLUTION
STEP=1
SUB =14
TIME=1
NLSRAT (NOAVG)
DMX =.029145
SMX =.110E+09

ANSYS 5.7.1
FEB 13 2002

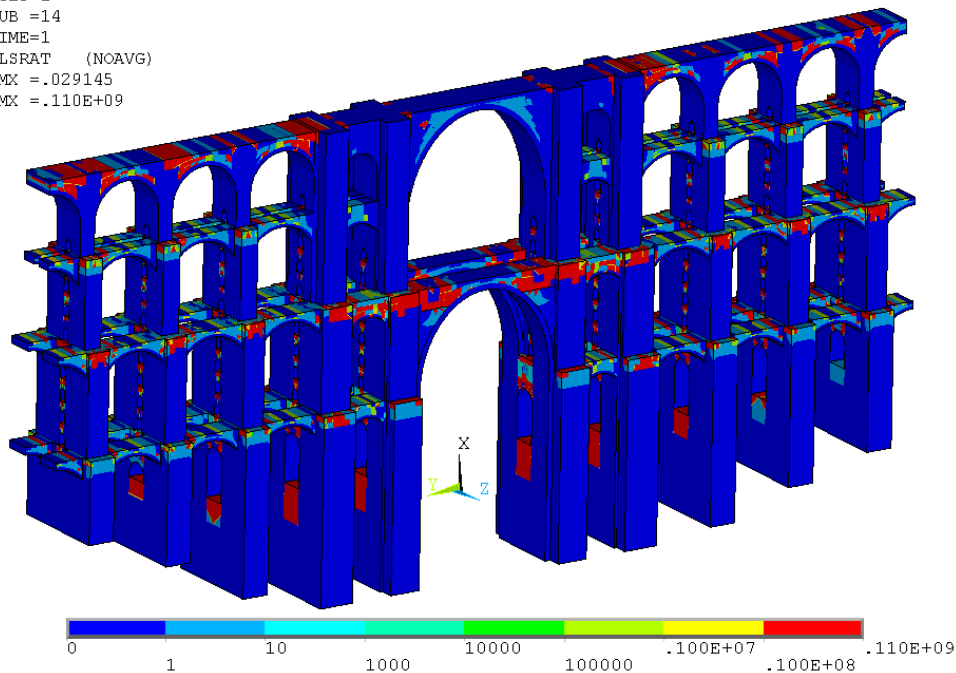


Fig 6b: Plastische Aktivitäten, Lastschritt Eigenlasten

6.2 Nachweis der Hauptbögen in Achse U

Die maßgebliche Lastkombination 1 enthält die unter Punkt 4. aufgeführten Lastschritte Eigenlasten, Verkehrsbelastung (Zugüberfahrt zweigleisig), Belastung aus Befahreinrichtung in ungünstigster Überlagerung mit Wärmewirkungen (Lastfall Abkühlung im Winter) sowie den Anfahr- und Bremslasten. Im 6. Lastschritt erfolgte eine Steigerung der Verkehrslasten aus SSW bzw. UIC und der Befahreinrichtung in Ebene 1 und 3 auf den doppelten Wert. Hierdurch wird für das Brückenbauwerk eine mindestens 2-fache Belastbarkeit gegenüber den zu untersuchenden Verkehrslasten (in ungünstigster Lastkombination) nachgewiesen. Während infolge Eigenlast und Verkehrsbelastung die Bögen vollständig überdrückt sind, ist nach erfolgter Temperatureinwirkung und der Berücksichtigung der Anfahr- und Bremslasten an der Unterseite des Bogenscheitels jeweils in Ebene 1 und 3 eine leichte plastische Aktivität infolge der Begrenzung von Schub- und Zugspannungen zu erkennen. Diese, räumlich sehr beschränkte plastische Aktivität setzt sich auch bei weiterer Steigerung der Verkehrsbelastungen im Lastschritt 6 fort. Sie führt jedoch auch in diesem extremen Lastzustand nur zu geringen plastischen Dehnungen (Werte kleiner als $0,1 \cdot 10^{-2}$). Wie aus Fig. 7a, 7b ersichtlich wird, liegt die Resultierende der Bogenspannungen innerhalb der zweiten (nahe der Grenze zur ersten) Kernweite.

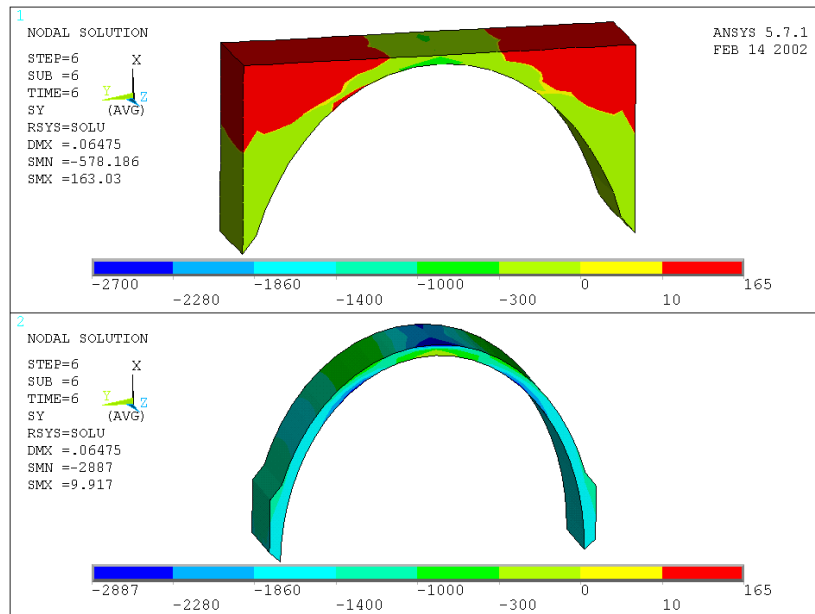


Fig 7a: Bogenspannungen σ_y (kN/m²) Bogen Ebene 1, LKN1-Lastschritt 6

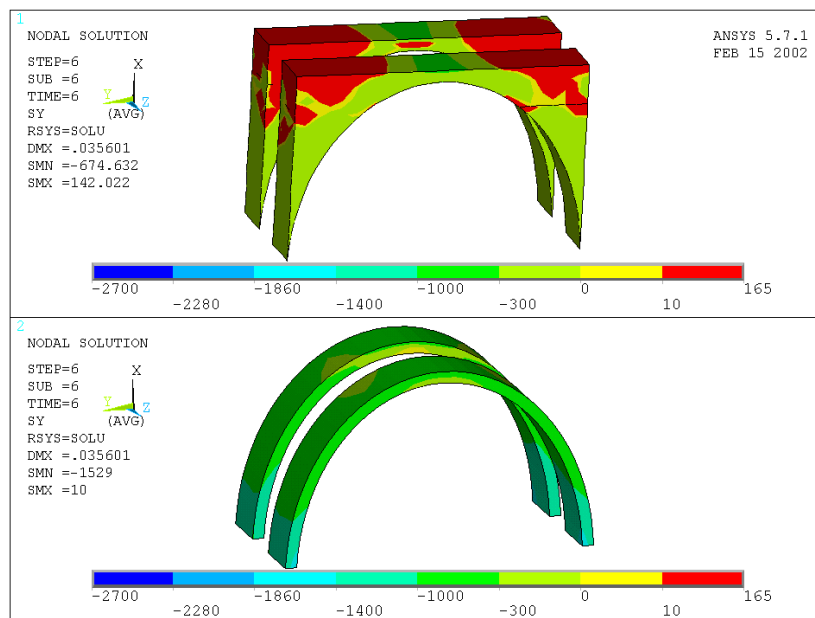


Fig 7b: Bogenspannungen σ_y (kN/m²) Bögen Ebene 3, LKN1-Lastschritt 6

Ein Vergleich der maximalen Bogendruckspannungen macht die Auswirkungen der einzelnen Lastschritte deutlich. Ausgehend von $\sigma_y = -1,35$ MN/m² im Lastschritt Eigenlasten steigt der Maximalwert im Lastschritt 2 infolge SSW und UIC auf $\sigma_y = -1,39$ MN/m² um 3%, im Lastschritt 3 infolge der zusätzlichen Beanspruchung aus der Befahrenrichtung auf $\sigma_y = -1,40$ MN/m² um 4% und im Lastschritt 5 infolge Temperatur und Anfahr- u. Bremslasten auf $\sigma_y = -2,53$ MN/m² um 87% an.

Daraus wird ersichtlich, dass die gemäß DS 804 [1] angesetzte, extreme Temperatureinwirkung nach den deutlich dominierenden Eigenlasten die größte Beanspruchung darstellt. Die im Lastschritt 6 zusätzlich durchgeführte Verdopplung der Verkehrslasten aus SSW, UIC und Befahrenrichtung führt zu den nachfolgend in Tabelle 5 aufgeführten maximalen Spannungswerten. Diese Spannungswerte und die in Fig. 6a, 6b dargestellten plastischen Bereiche zeigen, dass selbst in diesem extremen Beanspruchungszustand noch Tragreserven bestehen. In Fig. 8 sind die Verläufe der vertikalen Verschiebungen der Bogenscheitel in Ebene 1 und 3 dargestellt. Auch hier wird noch einmal der Einfluss der einzelnen Einwirkungen deutlich.

Mauerwerk aus	max. Druckspannung senkr. zur Lagerf. min σ_V (MN/m ²)	Ausnutzung der Druckfestigkeit f_{mV} (%)	max. Druckspannung parallel zur Lagerf. min σ_H (MN/m ²)	Ausnutzung der Druckfestigkeit f_{mH} (%)
Sandstein-, Granit	-2,89	52	-0,83	20
handgestrichenen Ziegeln	-1,72	75	-0,67	39
handgestrichenen Ziegeln und Maschinenziegeln	-1,61	86	-0,33	24

Tab. 4: Maximale Druckspannungen Lastkombination 1, Lastschritt 6

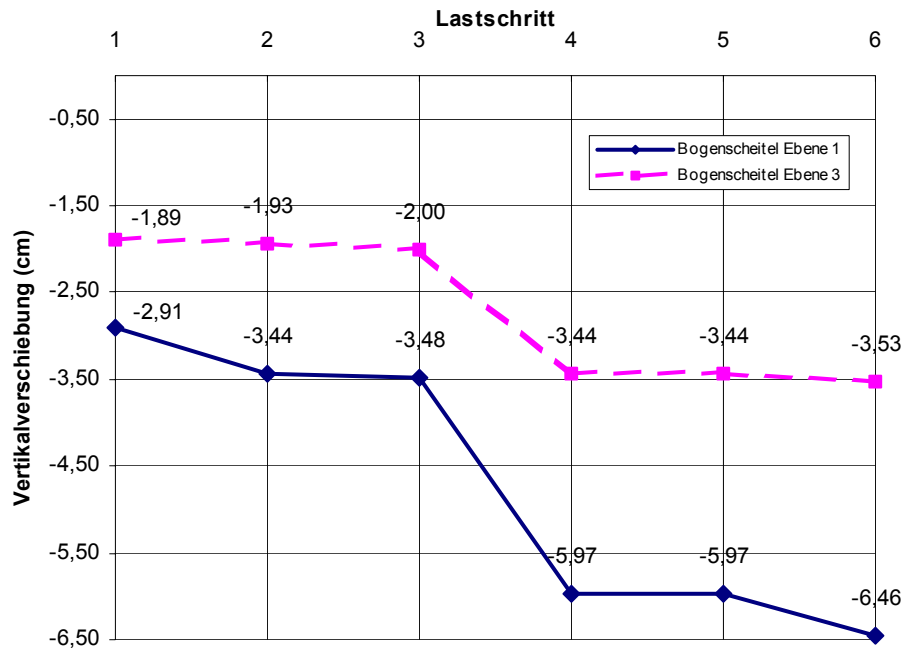


Fig. 8: Totale Vertikalverschiebungen der Bogenseitel in Achse U, Ebene1 und 3 (cm)

7. Zusammenfassung und Schlußfolgerungen

Es konnte die Standsicherheit des Brückenbauwerkes und die Zulässigkeit der geplanten Befahrenrichtung gemäß den Forderungen der geltenden Normen nachgewiesen werden. Mit Hilfe eines neuen, leistungsfähigen elastoplastischen Stoffmodells für Mauerwerk ist es möglich das spezifische Materialverhalten des Mauerwerkverbandes bezüglich Steifigkeit und Festigkeit zutreffend abzubilden. Es wurde besonders deutlich, dass eine realistische Untersuchung des Spannungs-, Riss- und Verformungszustandes derartiger gemauerter Brückenviadukte nur bei Berücksichtigung der nichtlinearen Struktur- und Materialantwort möglich ist. Lineare Berechnungen vermögen nicht die Aktivierung der Bogentragwirkung unter Eigengewicht wiederzugeben. Damit würde die Brücke als Durchlaufbalken mit überwiegender Biegebeanspruchung berechnet, was zu völlig falschen, den Lastfluss und die Tragwirkung unzutreffend beschreibenden Aussagen führen würde. Ebenso könnten Lastumlagerungen, wie sie insbesondere infolge von Temperaturbeanspruchungen zu verzeichnen sind nicht berücksichtigt werden. Gesicherte Aussagen zu Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit wären dann nicht möglich. Als weitere Notwendigkeit zur richtigen Erfassung der Bauwerksbeanspruchung ergibt sich die dreidimensionale Strukturmodellierung. Nur am 3D-Modell ist es möglich, die Ausmittigkeit und ungünstige Überlagerung verschiedener Einwirkungen zu berücksichtigen sowie die volle Aktivierung der Tragreserven der Mauerwerkskonstruktion sicher zu stellen. Die Durchrechnung einer Lastfallkombination erfolgt an einer PC-CPU in weniger als 24 Stunden. Das zeigt die hohe Leistungsfähigkeit von ANSYS und den guten Optimierungsgrad der implementierten Materialroutinen an.

8. References

- [1] DS 804 (B6) Vorschrift für Eisenbahnbrücken und sonstige Ingenieurbauwerke (Sep. 2000)
- [2] DS 805 Bestehende Eisenbahnbrücken Bewertung der Tragsicherheit und konstruktive Hinweise
- [3] DIN 1053 Mauerwerk, Teil 1: Berechnung und Ausführung (Nov. 1996)
- [4] DIN 105 Mauerziegel, Teil 1: Vollziegel und Hochlochziegel (Aug. 1989)
- [5] Eurocode 6, Nationales Anwendungsdokument (NAD), Richtlinie zur Anwendung von DINV ENV 1996-1-1
- [6] Berndt, E.; Schöne, I.: Tragfähigkeitsversuche an Natursteinmauerwerk aus sächsischem Sandstein zur Beurteilung historischer Konstruktionen. In: Proceedings of the 9th International Brick and Block Masonry Conference, Berlin, 1991, S. 1449-1456
- [7] Berndt, E.: Zur Druck- und Schubfestigkeit von Mauerwerk – experimentell nachgewiesen an Strukturen aus Elbsandstein. Bautechnik 73, S. 222-234 Ernst & Sohn, Berlin (1996)
- [8] Berndt, E.; Schöne, I.: Ein Bemessungsvorschlag für Mauerwerk aus Elbsandstein auf der Grundlage experimentell ermittelter Tragfähigkeiten. In: Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke. Bauefuge, Konstruktion, Werkstoffe. Sonderforschungsbericht 315, Jahrbuch 1992, S. 41-60, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin (1994)
- [9] Beyer, P.: Göltzschtal- und Elstertalbrücke als Ziegelbauten. ZI, Heft 5, S. 301-308 (1996)
- [10] Kohl, F.: Beschreibung der Göltzsch- und Elsterthalüberbrückung. Verlag von August Schröder, Plauen (1854)
- [11] Mann, W.; Müller, H.: Schubtragfähigkeit von gemauerten Wänden und Voraussetzungen für das Entfallen des Windnachweises. Berlin: Ernst u. Sohn. In: Mauerwerk.Kalender 10 (1985)
- [12] Sabha, A.; Schöne, I.: Untersuchungen zum Tragverhalten von Mauerwerk aus Elbsandstein, Bautechnik 71, Heft 30, S. 161-166, Ernst & Sohn, Berlin (1994)
- [13] Schlegel, R.; Rautenstrauch, K.: Ein elastoplastisches Berechnungsmodell zur räumlichen Untersuchung von Mauerwerkstrukturen. Bautechnik 77, Heft 6, S. 426-436 (2000)
- [14] Schlegel, R.; Rautenstrauch, K.: Berechnung von Mauerwerk als Diskontinuum oder Kontinuum – Entwicklungen in ANSYS und LSDYNA. Conference Proceedings 19. CAD-FEM USER'S MEETING, Internationale FEM-Technologietage 17.-19. Oktober 2001, Potsdam, Vol. 1, 1.5.6
- [15] Schlegel, R.; Rautenstrauch, K.: Konsistente numerische Umsetzung anisotroper Ver- und Entfestigungsmodelle bei Verwendung mehrflächiger Fließfunktionen. Conference Proceedings 20. CAD-FEM USER'S MEETING, Internationale FEM-Technologietage 09.-11. Oktober 2002, Friedrichshafen
- [16] Schlegel, R.; Will, J.: Berechnungen zur Tragfähigkeit der Göltzschtalbrücke. Technischer Bericht. 2002
- [17] Stiglat, K.: Zur Tragfähigkeit von Mauerwerk aus Sandstein, In: Bautechnik 61, Heft 2 / 3, S. 51-59 und S. 94-100, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin (1984)
- [18] Glitza, H.: Druckbeanspruchung parallel zur Lagerfuge. In: Mauerwerk-Kalender (1993), S.621-626, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin (1993)
- [19] Ganz, H.R.: Mauerwerkscheiben unter Normalkraft und Schub. ETH Zürich, Institut für Baustatik und Konstruktion. Dissertation. Birkhäuser Verlag Basel (1985)

Bildnachweis

Fig.1 Luftaufnahme Verl. Bild und Heimat, Reichenbach (Vogtl.), Kittel