

**Zum Tragsicherheitsnachweis bestehender
Mauerwerksgewölbebrücken mittels nichtlinearer
Finite-Elemente-Simulationen**

**On the Structural Safety Analysis of Existing Masonry Arch
Bridges by Nonlinear Finite Element Simulations**

Von der Fakultät für Bauingenieurwesen und Geodäsie
der Gottfried Wilhelm Leibniz Universität Hannover
zur Erlangung des Grades

DOKTOR-INGENIEURIN

Dr.-Ing.

genehmigte Dissertation
von

Dipl.-Ing. (FH) Stephanie Andrea Franck, M.Sc.

geboren am 28.07.1984 in Lutherstadt Wittenberg

2016

Referent: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx
Korreferent: Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Raimund Rolfes
Tag der Promotion: 21.10.2016

Kurzfassung

Für den rechnerischen Tragsicherheitsnachweis von bestehenden Mauerwerksgewölbebrücken wird ein auf nichtlinearen Finite-Elemente-Simulationen beruhendes Konzept vorgeschlagen. Mit Hilfe dieses Konzeptes lassen sich das Versagen derartiger Bauwerke wirklichkeitsnah nachbilden, Tragreserven erschließen und mögliche Ursachen für vorhandene Schäden ermitteln. Wesentliche Merkmale des Konzeptes sind erstens die möglichst genaue geometrische Modellierung der Mauerwerksgewölbebrücke einschließlich der Stirnmauern, der Füllung und weiterer Bauteile, vorzugsweise in 3D, zweitens die Einbeziehung des an das Bauwerk angrenzenden Bodens in das Finite-Elemente-Modell, drittens der Ansatz eines nichtlinearen Materialverhaltens sowohl für das Mauerwerk als auch für den Boden sowie viertens die Berücksichtigung von Vorschädigungen und verschiedenen Bauzuständen. Das für das Mauerwerk verwendete bruchmechanische Materialmodell berücksichtigt eine verschmierte Rissbildung und Dehnungsentfestigung unter Zugbeanspruchung. Unter Druckbeanspruchung kommt für dieses Material eine nichtlineare Spannungs-Dehnungslinie zum Ansatz. Um im Bodenmodell Zugspannungen zu begrenzen und Spannungskonzentrationen abzubauen, ist die Annahme eines plastischen Materialverhaltens unter Verwendung des *Drucker-Prager-Fließkriteriums* sinnvoll. Für den Tragsicherheitsnachweis werden verschiedene Versagenskriterien und ein zugehöriges Sicherheitskonzept vorgeschlagen, welches sich an gültigen Normen orientiert, aber den Besonderheiten nichtlinearer Simulationen Rechnung trägt. Um die Objektivität der Simulationsergebnisse zu überprüfen, erfolgten Vergleichsrechnungen und darauf aufbauend die Formulierung von Empfehlungen für Modellaufbau, Diskretisierung und Simulationsablauf. Weiterhin wurden in Vergleichsrechnungen verschiedene geometrische Bauwerksparameter sowie Materialeigenschaften bezüglich ihres Einflusses auf das Tragverhalten von Mauerwerksgewölbebrücken untersucht. Die Ergebnisse zeigen, dass jedes dieser Bauwerke eine individuelle Modellbildung sowie darauf aufbauende numerische Simulationen erfordert. Generell lässt sich die Ausgesicherheit der Simulationsergebnisse erhöhen, indem ein Vergleich mit unter normaler Verkehrsbelastung gewonnenen Messergebnissen erfolgt. Simulationen des Bauwerksverhaltens unter jahreszeitlich bedingten Temperatureinwirkungen ergaben, dass wirklichkeitsnahe Ergebnisse dann erhalten werden, wenn viskoelastische Verformungen Berücksichtigung finden.

Stichworte: Mauerwerksgewölbebrücke, Finite Elemente, Tragsicherheit

Abstract

On the Structural Safety Analysis of Existing Masonry Arch Bridges by Nonlinear Finite Element Simulations

A concept for the safety evaluation of existing masonry arch bridges based on nonlinear finite element simulations is proposed. Through this concept, the failure of such structures may be simulated, load-bearing reserves may be discovered, and possible causes for existing damage may be identified. The main characteristics of the concept are the accurate geometrical modelling of the masonry arch bridge with all structural members, including columns, spandrel walls, and backfill, preferably in 3D, second, the incorporation of adjacent soil in the finite element model, third, the consideration of nonlinear material behaviour of both the masonry and soil, and fourth, the consideration of pre-existing damage and different construction stages. The material model used for the masonry includes smeared cracking and strain softening under tension. Under compression, a nonlinear stress-strain curve is adopted. To limit tensile stresses and reduce stress concentrations in the soil, the assumption of plastic material behaviour by applying the *Drucker-Prager* yield criterion appears to be reasonable. For the safety evaluation, different failure criteria and a corresponding safety concept are proposed. The latter approximately conforms to valid design codes but also accounts for the specifics of nonlinear analyses. In order to prove the objectivity of the simulation results, parametric studies were conducted, and recommendations for modelling, discretisation, and simulation procedures are formulated based on the results. In further numerical simulations, the influence of different geometrical and material parameters on the load-bearing behaviour of masonry arch bridges was investigated. The results show that each individual structure requires a specific model and corresponding numerical simulations. The validity of the simulation results can generally be improved if the simulation is supported by in situ measurements at the respective bridge under regular traffic loads. Simulations of the structural behaviour under yearly temperature cycles have shown that realistic results may be obtained if viscoelastic deformations are considered.

Keywords: masonry arch bridge, finite elements, structural safety

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand im Rahmen eines Promotionsverfahrens an der Leibniz Universität Hannover in Kooperation mit der Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Leipzig (HTWK Leipzig). Das Institut für experimentelle Mechanik an der HTWK Leipzig hat sowohl bei der experimentellen Tragsicherheitsbewertung als auch bei numerischen Simulationen des Verformungs- und Versagensverhaltens von Mauerwerks-gewölbebrücken jahrelang Erfahrung gesammelt. Dabei offen gebliebene Fragen stellten den Ausgangspunkt für diese Dissertation dar.

An erster Stelle gilt mein Dank Herrn Prof. Dr.-Ing. Volker Slowik, der mich in meinem Wunsch zu promovieren bestärkt und mit mir die Idee zu diesem Thema entwickelt hat. Mein Dank betrifft insbesondere seine fachliche Betreuung und seinen unermüdlichen Einsatz für den Fortschritt der Arbeit. Als wissenschaftlicher Leiter der vom Europäischen Sozialfonds geförderten Nachwuchsforschergruppe „ResuS“ setzte er sich stets für den erfolgreichen Abschluss dieser Arbeit ein. Für die Erfahrung, mit acht anderen Nachwuchswissenschaftlern in der genannten Gruppe interdisziplinär zu forschen, sowie für die finanzielle Förderung bin ich sehr dankbar.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx danke ich sehr für die stets intensiven und fachlich fördernden Betreuungsgespräche sowie für die zahlreichen Anregungen und kritischen Rückfragen. Besonders dankbar bin ich für sein Engagement bei der Eröffnung des Promotionsverfahrens an der Leibniz Universität Hannover. An seinem Institut für Massivbau konnte ich ein sehr angenehmes und stets freundliches Arbeitsklima genießen. Für die Übernahme des Korreferats gilt mein Dank Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. Raimund Rolfes.

Außerdem möchte ich mich bei den Mitarbeitern in den Laboren der Fakultät Bauwesen der HTWK Leipzig für ihre Unterstützung sowie für die angenehme und motivierende Arbeitsatmosphäre bedanken. Besonders dankbar bin ich Herrn Dr.-Ing. Nick Bretschneider und Frau Dr. rer. nat. Beate Villmann für die vielen fachlichen Diskussionen. Zudem gilt mein Dank Herrn Marc Gebhardt, Frau Fanny Renker und Herrn Ali Schulz für ihre große Hilfsbereitschaft.

Schließlich danke ich herzlichst meiner Familie sowie meinen Freunden für ihre jahrelange Unterstützung, ihre Geduld und ihr Verständnis.

Leipzig, im Juni 2016

Stephanie A. Franck

Inhaltsverzeichnis

1	Einführung	1
1.1	Motivation.....	1
1.2	Zielstellung	2
1.3	Aufbau der Arbeit	4
1.4	Begriffsklärung	5
1.4.1	Vom Bogen bis zur Mauerwerksgewölbebrücke.....	5
1.4.2	Natursteinmauerwerk	12
1.4.3	Schädigungsarten bei Mauerwerksgewölbebrücken.....	14
2	Stand des Wissens	17
2.1	Berechnungsmethoden für Gewölbetragerwerke.....	17
2.1.1	Historische Modellvorstellungen	19
2.1.2	Stützlinientheorie	23
2.1.3	Elastizitätstheorie	25
2.1.4	Traglastverfahren	28
2.1.5	Empirische Methoden	31
2.1.6	Numerische Methoden	37
2.1.7	Zum Vergleich verschiedener Berechnungsmethoden	47
2.2	Normen und Sicherheitskonzepte für die Tragsicherheitsbewertung bestehender Gewölbebrücken	49
2.2.1	Relevante Normen	49
2.2.2	Bewertungsstufen für die Tragsicherheitsbewertung.....	50
2.2.3	Notwendigkeit und Umfang von Tragsicherheitsbewertungen	50
2.2.4	Grenzzustände.....	51
2.2.5	Sicherheitskonzepte	52
2.2.6	Teilsicherheitsbeiwerte	53
2.2.7	Lastannahmen	54
2.3	Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Mauerwerksgewölbebrücken	55
2.4	Zusammenfassung der Auswertung des Wissensstandes	59

3	Vorschlag eines Konzeptes für den Tragsicherheitsnachweis von Mauerwerksgewölbebrücken.....	61
3.1	Bestandsaufnahme	61
3.2	Zur Modellbildung in 3D	64
3.3	Bauwerk-Boden-Interaktion	64
3.4	Materialverhalten des Mauerwerks.....	65
3.5	Materialverhalten des Bodens.....	67
3.6	Versagenskriterien und Sicherheitskonzept.....	68
3.7	Berücksichtigung von Vorschädigungen und Bauzuständen.....	73
3.8	Experimentelle Unterstützung des Tragsicherheitsnachweises	73
4	Numerische Simulationen unter Anwendung des vorgeschlagenen Nachweiskonzeptes	75
4.1	Vergleich und Bewertung ausgewählter Berechnungsmethoden anhand eines Beispiels.....	75
4.2	Untersuchungen zur Objektivität der Rechenergebnisse	82
4.2.1	Untersuchungen zur Bodenmodellgröße.....	82
4.2.2	Vergleich von 2D- und 3D-Modellen	91
4.2.3	Untersuchungen zur Netzabhängigkeit	97
4.2.4	Untersuchungen zur Berücksichtigung von Bauzuständen.....	106
4.2.5	Zusammenfassung zur Objektivität der Rechenergebnisse	110
4.3	Untersuchung von Einflussgrößen auf die ermittelte Tragsicherheit	111
4.3.1	Einfluss der Gewölbegeometrie.....	111
4.3.2	Einfluss von Stirnmauern und Füllung	114
4.3.3	Einfluss der Mauerwerkeigenschaften	123
4.3.4	Einfluss der Bodeneigenschaften	129
4.3.5	Beanspruchung durch Temperaturänderung	136
4.3.6	Beanspruchung durch Anfahren, Bremsen und Wind	147
4.3.7	Zur Berücksichtigung von Vorschädigungen	155
4.3.8	Zusammenfassung zu den Einflussgrößen auf die Tragsicherheit.....	158
4.4	Nachbildung von Schäden an Mauerwerksgewölbebrücken	160
4.5	Validierung von Simulationsergebnissen durch Messungen am Bauwerk.....	168
5	Zusammenfassung und Ausblick.....	173
	Literaturverzeichnis	177

Anhang A: Ergänzungen zum Stand des Wissens	193
A.1 Natursteinmauerwerk	193
A.2 Schädigungsarten bei Mauerwerksgewölbebrücken.....	195
A.3 Erläuterungen zur MEXE-Methode.....	199
A.4 Tragsicherheitsbewertungsstufen und Teilsicherheitsbeiwerte	202
Anhang B: Ergänzungen zu den numerischen Simulationen	205
B.1 Ergebnisse des Vergleichs ausgewählter Berechnungsmethoden.....	205
B.2 Untersuchung zu den mechanischen Randbedingungen.....	219
B.3 Finite-Elemente-Modelle und Materialkennwerte.....	220
B.4 Ergebnisse des Vergleichs verschiedener Gewölbegeometrien.....	243
B.5 Ergebnisse der thermisch transienten Berechnung	244
B.6 Verwendete Kriechfunktion und Rissbilder infolge Temperaturbelastung	249
B.7 Ergebnisse der Validierung von Simulationsergebnissen durch Messungen	253

1 Einführung

1.1 Motivation

Mauerwerksgewölbebrücken gehören zu den ältesten Konstruktionsformen im Brückenbau. Als Erfinder des Keilsteingewölbes gelten die Etrusker, ein antikes Volk, welches zwischen 800 – 100 v. Chr. im nördlichen Mittelitalien angesiedelt war. Perfektioniert wurde die Bauweise der Etrusker durch die Römer, die das Gewölbe zu einer weitgespannten Tragkonstruktion weiterentwickelten. Die Römer erbauten bereits 600 v. Chr. Brücken und Aquädukte mit Spannweiten von 20 m bis 30 m. Eine der ältesten noch im Originalzustand erhaltenen Brücken ist die Fabriciusbrücke in Rom, welche 62 v. Chr. erbaut wurde und deren zwei Hauptöffnungen eine Spannweite von jeweils 26 m aufweisen (*Heinrich 1979*). Dieses Beispiel verdeutlicht die hohe Dauerhaftigkeit von Mauerwerksgewölbebrücken.

Laut einer Untersuchung des sogenannten *Sustainable Bridges Project* wird die Anzahl von Gewölbebrücken im europäischen Eisenbahnnetz auf 90000 geschätzt (*Bell 2007*). Viele dieser Brücken existieren seit mehr als 100 Jahren. Sie prägen Landschaftsbilder und besitzen einen großen kulturellen sowie ästhetischen Wert.

Aufgrund zunehmender Verkehrslasten im Laufe der Jahre müssen Mauerwerksgewölbebrücken häufig bezüglich ihrer Tragsicherheit rechnerisch neu bewertet werden. Jedoch besteht bei diesen Bauwerken oftmals eine vergleichsweise große Differenz zwischen der rechnerisch vorhergesagten und der tatsächlichen Beanspruchbarkeit. Dies zeigen die Ergebnisse von mehreren Belastungsversuchen an bestehenden Bauwerken dieses Typs sowie jahrelange Nutzungserfahrungen mit Brücken, für die mit herkömmlichen rechnerischen Methoden keine ausreichende Tragsicherheit nachgewiesen werden konnte. Die Folge nicht zutreffender Tragsicherheitsbewertungen können vermeidbare Nutzungseinschränkungen sowie ungerechtfertigte Ersatzneubau- oder Verstärkungsmaßnahmen sein. Bei der Vielzahl existierender Mauerwerksgewölbebrücken sollte im Sinne der Nachhaltigkeit die Erhaltung dieser Bauwerke angestrebt werden.

Mögliche Ursachen für die Abweichungen rechnerischer Vorhersagen vom tatsächlichen Tragverhalten der Mauerwerksgewölbebrücken sind zu stark idealisierte Tragwerksmodelle, die Nichtberücksichtigung von Belastungsgeschichte und Vorschädigung sowie vereinfachende Annahmen bezüglich des Materialverhaltens, bezüglich der mechanischen Randbedingungen beziehungsweise bezüglich der Bauwerk-Baugrund-Wechselwirkung. Die Komplexität des Verformungs- und Versagensverhaltens derartiger Bauwerke sowie die

technischen Konsequenzen nicht zutreffender Tragsicherheitsbewertungen begründen den Forschungsbedarf auf diesem Gebiet.

Eine Alternative zum rechnerischen Tragsicherheitsnachweis stellt die experimentelle Tragsicherheitsbewertung dar. Unter der Wirkung von Testlasten werden mechanische Bauteilreaktionen gemessen. Wird bis zu einem um Sicherheitsfaktoren erhöhten Gebrauchslastniveau keine signifikante Schädigung des Bauwerkes festgestellt, ist die ausreichende Tragsicherheit auf experimentellem Wege nachgewiesen. Diese Vorgehensweise ist einerseits vergleichsweise aufwändig und andererseits nicht in allen Fällen anwendbar. Insbesondere bei weitgespannten Brücken ist es technisch unmöglich, mit vertretbarem Aufwand die erforderlichen Testlasten oberhalb des Gebrauchslastniveaus zu erzeugen. In zunehmendem Maße findet daher eine kombinierte Nutzung experimenteller und rechnerischer Methoden statt. Diese Vorgehensweise wird in der Fachliteratur auch als *hybride Statik* bezeichnet. Dabei dienen die rechnerischen Methoden zur Extrapolation experimenteller Ergebnisse in Richtung höherer Lasten sowie zur Untersuchung von im Experiment nicht berücksichtigten Lastfällen. Die Berechnungen erfolgen im Allgemeinen mit der Finite-Elemente-Methode. Um möglichst zutreffende Simulationsergebnisse zu erhalten, kommen nichtlineare Materialmodelle zur Anwendung. Derartige numerische Simulationen sind jedoch zurzeit nur Forschungsinstituten sowie wenigen spezialisierten Ingenieurbüros vorbehalten. Die einzelnen Arbeitsgruppen haben jeweils ihre eigene Vorgehensweise entwickelt. Veröffentlichte und allgemein anerkannte technische Regeln für die Durchführung von Tragsicherheitsbewertungen mittels nichtlinearer numerischer Simulationen des Verformungs- und Versagensverhaltens von Mauerwerksgewölbebrücken existieren noch nicht.

1.2 Zielstellung

Das Ziel der vorliegenden Arbeit besteht in der Erarbeitung von Empfehlungen für den rechnerischen Tragsicherheitsnachweis von Mauerwerksgewölbebrücken mittels nichtlinearer Finite-Elemente-Simulationen. Dazu sind bestimmte Vorgehensweisen zu entwickeln, die es erlauben, unter Berücksichtigung nichtlinearer Materialgesetze, der Bauwerk-Boden-Wechselwirkung sowie verschiedener Bauzustände das zu untersuchende Tragwerk möglichst wirklichkeitsnah nachzubilden. Das vorzuschlagende Berechnungskonzept soll dabei nicht ausschließlich zum Tragsicherheitsnachweis, sondern auch zur Aufklärung von Schadensursachen anwendbar sein.

In vielen Fällen erlaubt nur die dreidimensionale Modellbildung eine wirklichkeitsnahe Simulation des Tragverhaltens von Mauerwerksgewölbebrücken. Ein Grund hierfür liegt in der Nachbildung der Stirnmauern mit der dazwischenliegenden Füllung, welche einen erheblichen Einfluss auf den Lastabtrag in einer Mauerwerksgewölbebrücke haben. Zudem

ermöglicht eine dreidimensionale Modellierung die Berücksichtigung von Versagensarten mit Längsrissen, von gekrümmten Brückenachsen sowie von Lastausmittigkeiten und seitlich wirkenden Kräften. Dennoch ist zu untersuchen, unter welchen Bedingungen vereinfachende 2D-Simulationen gerechtfertigt sind, welcher Fehler sich daraus ergibt und welche Regeln bei dieser Art der Modellbildung zu beachten sind.

Auch die Bauwerk-Boden-Interaktion kann in 3D wirklichkeitsnäher nachgebildet werden. Das Tragverhalten von Mauerwerksgewölbebrücken wird stark von den Eigenschaften des Baugrundes beeinflusst. Dabei ist zu beachten, dass Böden ein nichtlineares Verformungsverhalten aufweisen. Zudem unterscheiden sich die Maximalspannungen im Druck- und Zugbereich deutlich. Um die Bauwerk-Baugrund-Wechselwirkungen in physikalisch begründeter Weise berücksichtigen zu können, soll im Rahmen der vorliegenden Arbeit versucht werden, den Boden mit in das geometrische bzw. Finite-Elemente-Modell einzubeziehen und ein nichtlineares Materialverhalten zu berücksichtigen.

Für die im Brückenüberbau verwendeten Werkstoffe, d. h. vornehmlich für das Mauerwerk, gelegentlich aber auch für Beton, soll ebenfalls ein nichtlineares Materialverhalten berücksichtigt werden. Um errechnete Rissbilder mit tatsächlich zu beobachtenden Rissen vergleichen zu können, ist unter Zugbeanspruchung die Simulation einer diskreten Rissbildung sinnvoll. Normalerweise wird in den Simulationen des Verformungs- und Versagensverhaltens vom ungeschädigten Bauwerk ausgegangen. Gegenstand der vorliegenden Arbeit sollen jedoch auch die Einflüsse von Vorschäden, insbesondere von vorhandenen Rissen, auf das Tragverhalten sein.

Tragsicherheitsnachweise für Mauerwerksgewölbebrücken mittels nichtlinearer Finite-Elemente-Simulationen sind noch nicht in technischen Normen geregelt. Schwerpunkte der vorliegenden Arbeit bilden deshalb auch die Auswahl geeigneter Kriterien für den Grenz-zustand der Tragfähigkeit sowie der Vorschlag eines sinnvollen und praktikablen Sicherheitskonzeptes. Nach einer Auswertung von Normen und Empfehlungen sowie unter Beachtung der eigenen Ergebnisse von Bruchsimulationen sollen verschiedene Versagenskriterien diskutiert und bewertet werden.

Eine Erprobung der vorgeschlagenen Vorgehensweise erfolgt mit Hilfe von numerischen Simulationen unter Variation relevanter geometrischer, physikalischer und numerischer Modellparameter. Dabei wird der Einfluss der einzelnen Parameter auf die ermittelte Tragsicherheit untersucht und bewertet. Zur Überprüfung der Simulationsergebnisse sollen der Vergleich mit tatsächlich beobachteten Schadensbildern sowie mit den Ergebnissen von Überfahrtmessungen dienen.

In der vorliegenden Arbeit wird auch diskutiert, wie die Aussagefähigkeit von Simulationsergebnissen anhand von Messungen während des normalen Zug- bzw. Straßenverkehrs

verbessert werden kann. Diese Vorgehensweise stellt eine preisgünstige und leicht umsetzbare Alternative zu experimentellen Tragsicherheitsbewertungen dar. Allerdings hat sie den Nachteil, dass durch diese sogenannten Überfahrtsmessungen die Tragsicherheit nicht auf direktem Wege nachgewiesen werden kann, da die Belastungen das Gebrauchslastniveau während dieser Messungen nicht übersteigen.

1.3 Aufbau der Arbeit

An dieser Stelle soll ein kurzer inhaltlicher Einblick in die einzelnen Kapitel der vorliegenden Arbeit erfolgen. Den Abschluss des Einführungskapitels bildet eine Erklärung der wichtigsten Begriffe, die im Zusammenhang mit dem Thema Mauerwerksgewölbebrücken stehen. In den nachfolgenden Kapiteln wird daher weitgehend auf weitere Begriffsklärungen verzichtet.

Kapitel 2 beinhaltet eine Literaturlauswertung zu den wesentlichen Inhalten der vorliegenden Arbeit. Es wird zunächst ein Überblick zu den Berechnungsmethoden für Gewölbebrücken und deren geschichtliche Entwicklung gegeben. Die Grundsätze der einzelnen Methoden werden diskutiert. Bei den numerischen Methoden wird zudem auf den aktuellen Stand der Forschung eingegangen. Den Abschluss des ersten Teils von Kapitel 2 bildet eine Literaturlauswertung bezüglich des Vergleichs verschiedener Berechnungsmethoden. Es folgt eine Übersicht zu Normen und Sicherheitskonzepten, die für die Tragsicherheitsbewertung von bestehenden Mauerwerksgewölbebrücken herangezogen werden können und den Stand der Technik darstellen. Dabei werden insbesondere diejenigen normativen Vorgaben vorgestellt, die auch auf die Nachrechnung mittels nichtlinearer Finite-Elemente-Simulationen übertragen werden können. Außerdem beinhaltet Kapitel 2 eine Literaturübersicht zur experimentellen Tragsicherheitsbewertung von Mauerwerksgewölbebrücken.

Es existieren noch keine allgemein anerkannten Regeln der Technik für die Durchführung von Tragsicherheitsbewertungen mittels nichtlinearer numerischer Simulationen des Verformungs- und Versagensverhaltens von bestehenden Mauerwerksgewölbebrücken. In Kapitel 3 wird dafür ein Konzept vorgeschlagen. Dieses beinhaltet eine Vorgehensweise, die es erlaubt, unter Berücksichtigung nichtlinearer Materialgesetze, der Bauwerk-Baugrund-Wechselwirkung, verschiedener Bauzustände sowie Vorschädigungen das Verhalten des zu untersuchenden Tragwerkes möglichst wirklichkeitsnah nachzubilden.

Kapitel 4 ist numerischen Parameterstudien zur Erprobung des vorgeschlagenen Nachweiskonzeptes gewidmet. Dabei wird gezeigt, welche Vor- und Nachteile die nichtlineare Finite-Elemente-Berechnung gegenüber anderen Verfahren hat, wie wichtig die wirklichkeitsnahe Modellierung der jeweiligen Mauerwerksgewölbebrücke ist, welche Einflussgrößen auf die ermittelte Tragsicherheit existieren und dass das Konzept auch zur Untersuchung von

Schadensursachen angewendet werden kann. Außerdem erfolgt eine Diskussion zur Nutzung von Überfahrtsmessungen für die Anpassung und Verifikation von Berechnungsergebnissen.

Eine Zusammenfassung der Arbeit sowie Vorschläge für die weitere Forschung enthält Kapitel 5.

1.4 Begriffsklärung

1.4.1 Vom Bogen bis zur Mauerwerksgewölbebrücke

1.4.1.1 Unterschied zwischen Bogen und Gewölbe

In der Literatur existieren verschiedene Definitionen der Begriffe Bogen und Gewölbe, die teilweise stark von einander abweichen. Die großen Unterschiede in den Definitionen zum Begriff Gewölbe zeigt *Proske et al.* (2006). Am treffendsten definiert *Kurrer* (2002) die Begriffe Bogen und Gewölbe:

„Ein Bogen im baustatischen Sinne ist ein einfach konkav gekrümmtes Tragwerk, dessen Lastabtragung über biegefesten Baustoffe erfolgt.“ (Kurrer 2002)

„Ein Tragwerk ist dann ein Gewölbe, wenn die zur Sicherung der Raumüberspannung erforderliche Tragfunktion allein durch druckfeste Baustoffe mit vernachlässigbarer Zugfestigkeit fugend verwirklicht wird.“ (Kurrer 2002)

Ein Bogen kann somit als ebener gekrümmter Biegeträger aufgefasst werden, während das Tragverhalten eines Gewölbes im Vergleich dazu durch eine ausschließliche Druckbeanspruchung im Querschnitt gekennzeichnet ist. Außerdem kann im Gewölbe innerhalb der gekrümmten Systemfläche eine dreidimensionale Tragwirkung entstehen, die sich nur schwer mit einem Stabtragwerksmodell nachbilden lässt.

Es ist zu beachten, dass auch die räumliche Verteilung der Belastung bestimmt, ob es sich im Sinne der oben gegebenen Definitionen um einen Bogen oder um ein Gewölbe handelt. Da jedoch die Verwendung eines gekrümmten Flächentragwerkes für Brücken generell darauf abzielt, die Biegenormalspannungen zu reduzieren, wird im Rahmen der vorliegenden Arbeit im Allgemeinen der Begriff *Gewölbe* für das Haupttragglied einer Mauerwerksgewölbebrücke verwendet, auch wenn es unter bestimmten Einwirkungen zu einer maßgeblichen Biegebeanspruchung kommen kann. Bei einigen in der Arbeit diskutierten zweidimensionalen Problemen mit offensichtlicher Biegebeanspruchung des Haupttraggliedes kommt jedoch auch der Begriff *Bogen* zur Anwendung.

1.4.1.2 „Echtes“ und „unechtes“ Gewölbe

Historisch betrachtet können Gewölbe in „echte“ und „unechte“ Gewölbe unterschieden werden (Nodoushani 1996), siehe Abbildung 1. Eine der ältesten Formen des Gewölbebaus ist das „unechte Gewölbe“, auch Kraggewölbe oder Kragsteingewölbe genannt. Dessen Wirkprinzip besteht in der Auskragung von waagrecht ausgerichteten Steinen. Die Verzahnung im Mauerwerksverband und der Vertikaldruck verhindern das Versagen. Außerdem können die sich im Scheitel treffenden Gewölbehälften eine gegenseitige horizontale Stützung erfahren. Der Lastabtrag senkrecht wirkender Lasten erfolgt beim „unechten“ Gewölbe senkrecht in die Auflager.

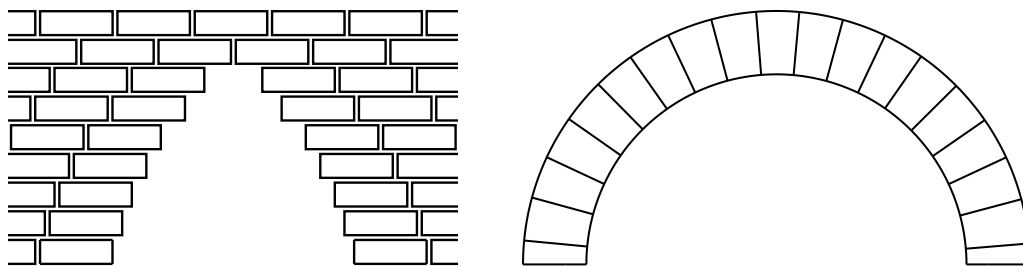


Abbildung 1: Schematische Darstellung eines „unechten“ (links) und eines „echten“ Gewölbes (rechts)

Aus dem Kragsteingewölbe entwickelte sich später das „echte“ Gewölbe, auch Keilsteingewölbe genannt. Charakteristisch für das Keilsteingewölbe sind die radial angeordneten Steine, wobei die Fugen zwischen den Steinen auf den Mittelpunkt des jeweiligen Krümmungskreises ausgerichtet sind. Zur Herstellung des Keilsteingewölbes kamen entweder keilförmig bearbeitete Steine zur Anwendung oder die Keilform der Schichten wurde durch den Einsatz von Mörtel als Fugenmaterial erreicht. Seine volle Tragwirkung entfaltet das Keilsteingewölbe erst nach Einbau des letzten Steines, des sogenannten *Schlusssteines*. Dieser ermöglicht die Druckspannungen zwischen den einzelnen Steinen, die für die Tragfähigkeit des Gewölbes nötig sind. Zum Bau eines solchen Gewölbes ist ein Gerüst erforderlich, das sogenannte Lehrgerüst, welches bis zur Fertigstellung des Gewölbes das gesamte Gewicht des Bogenmaterials trägt. Die Herstellung eines Lehrgerüsts stellte in der Baugeschichte stets eine große technische Herausforderung dar. Senkrecht auf das Keilsteingewölbe wirkende Lasten werden in Richtung der Gewölbeachse zu den Widerlagern abgeleitet. Diese Lastübertragung erfolgt vor allem über Druckspannungen, weshalb sich Naturstein sehr gut als Gewölbematerial eignet. Die schräggerichtete Gewölbedruckkraft lässt sich in eine vertikale und horizontale Komponente zerlegen. Letztere wird auch als Horizontal- bzw. Gewölbeschub bezeichnet und muss von den Widerlagern aufgenommen werden. Voraussetzung dafür ist die Behinderung horizontaler Widerlagerverschiebungen.

1.4.1.3 Aufbau einer Mauerwerksgewölbebrücke

Abbildung 2 zeigt den schematischen Aufbau einer Mauerwerksgewölbebrücke mit allen Konstruktionsteilen in Anlehnung an Page (1993), McKibbins et al. (2006) und Proske et al. (2006).

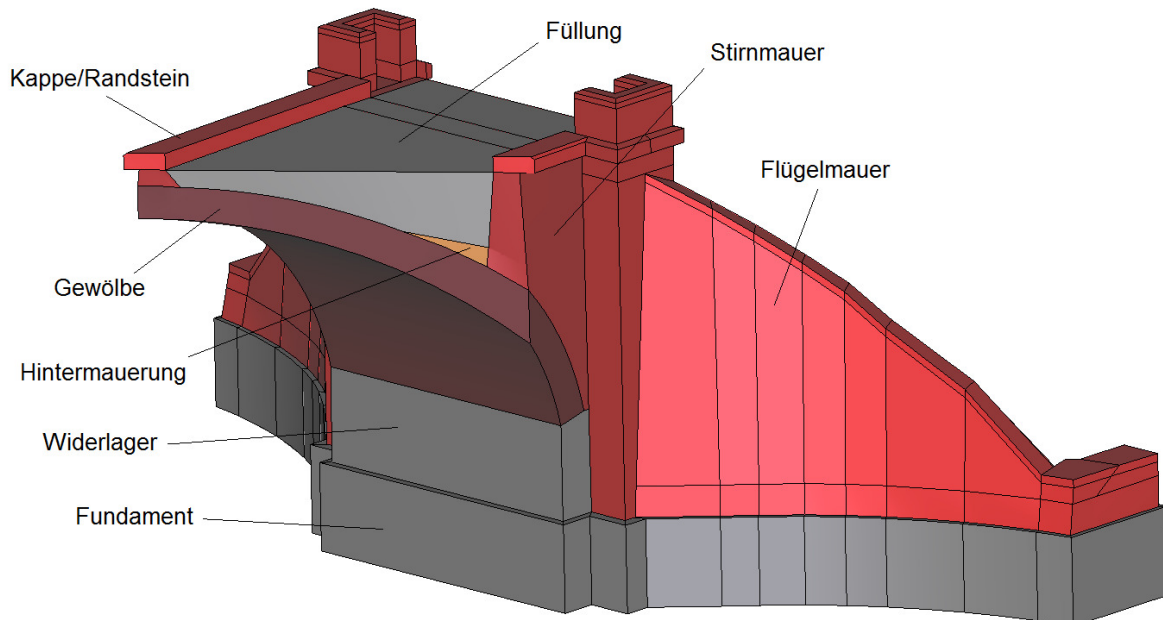


Abbildung 2: Schematischer Aufbau einer Mauerwerksgewölbebrücke

Das Haupttragelement einer Gewölbebrücke ist das *Gewölbe*, welches aus einem oder mehreren *Gewölberingen* besteht. Durch dieses Gewölbe werden vertikale Lasten zu den *Widerlagern* bzw. bei mehrfeldrigen Brücken zu den Pfeilern abgeleitet. Von dort aus erfolgt die Weiterleitung der Kräfte über die aus Mauerwerk oder Beton bestehenden *Fundamente* in den Baugrund. An die Widerlager schließen seitlich die sogenannten *Flügelmauern* an, welche die Sicherung der Erdböschung hinter dem Bauwerk übernehmen. Neben dem Gewölbe sind die *Stirnmauern*, welche sich auf den Rändern des Gewölbes befinden, maßgeblich am Lastabtrag beteiligt. Die Stirnmauern weisen in den meisten Fällen einen veränderlichen Querschnitt auf, d. h. eine Verbreiterung des Querschnittes mit zunehmender Tiefe. Zwischen den Stirnmauern befindet sich eine *Füllung*, auch *Auffüllung* genannt, welche bis zur Unterkante des Straßenaufbaus bei Straßenbrücken bzw. des Gleisbettes bei Eisenbahnbrücken reicht. Als Füllstoffe wurden üblicherweise vermörtelte Steinreste, Magerbeton oder andere nichtbindige Bodenmaterialien verwendet. Bei bindigen Füllmaterialien könnte eindringendes Wasser infolge Frosteinwirkung zu einem zusätzlichen Seitendruck auf die Stirnmauern führen (Bienert et al. 1976). Zwischen Gewölbe und Füllung verläuft eine Abdichtungsschicht, die der Entwässerung dient und somit das Gewölbe vor Durchfeuchtung schützt. Nicht zu verwechseln ist die Auffüllung mit der sogenannten *Hinterfüllung*, gegebenenfalls auch *Hintermauerung* genannt, welche aus minderfestem Steinmaterial besteht, eine seitliche Stützung des Gewölbes darstellt und als

Untergrund für die Abdichtungsschicht dient. In der Füllung und möglicherweise auch in der Hinterfüllung kann ein passiver Erddruck aktiviert werden, beispielsweise bei asymmetrischer Belastung. Den oberen seitlichen Abschluss für die Fahrbahn bzw. das Gleisbett bildet die *Kappe* mit *Randstein*.

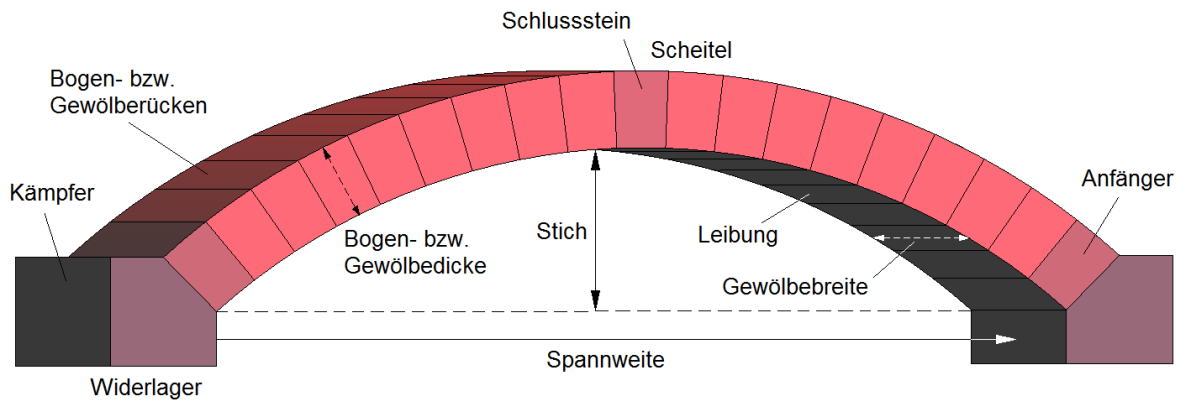


Abbildung 3: Schematische Darstellung des Gewölbebogens

Das Gewölbe ist mit seinen Bestandteilen in Abbildung 3 separat dargestellt. Als *Kämpfer* wird der oberste Teil des Widerlagers bezeichnet. An dieser Stelle erfolgt die Lastübertragung vom Gewölbe in das Widerlager. Nicht zu verwechseln ist der Kämpfer mit dem *Anfänger*, welcher oft auch als „Kämpferstein“ bezeichnet wird, da er als unterster Gewölbestein unmittelbar auf dem Kämpfer ruht. Der Anfänger stellt somit den Beginn des Gewölbes dar. Außen und innen wird das Gewölbe begrenzt durch den *Rücken* (äußere Gewölbeffläche) bzw. durch die *Leibung* (innere Gewölbeffläche). Am *Scheitel* hat das Gewölbe seinen höchsten Punkt erreicht. Wichtige Größen zur geometrischen Beschreibung eines Gewölbes bzw. einer Gewölbebrücke stellen der *Stich* und die *Spannweite* dar. Der Stich entspricht der vertikalen Höhe des Gewölbes vom Anfang bis zum Scheitel der Leibung. Als Spannweite wird der horizontale innere Abstand zwischen den Auflagern bezeichnet.

1.4.1.4 Bogenformen

Die Spur der Mittelfläche im Längsschnitt durch ein einfach gekrümmtes Gewölbe wird nachfolgend als Bogenform bezeichnet. Abbildung 4 zeigt Bogenformen, die in der Baugeschichte häufig für Mauerwerksgewölbebrücken zur Anwendung kamen.

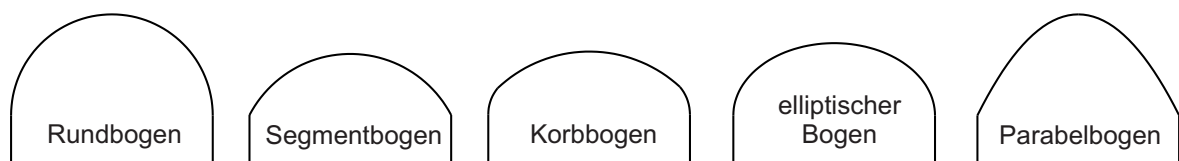


Abbildung 4: Übliche Bogenformen für Mauerwerksgewölbebrücken

Die häufigste Bogenform und die dominierende Technik im Gewölbebrückenbau war von den Anfängen in Rom bis zur frühen Neuzeit (19. Jh.) der Rundbogen (*Holzer 2013*). Da ein Halbkreis die Form des Rundbogens beschreibt, entspricht der Stich stets der Hälfte der Spannweite. Dies führt bei großen Spannweiten notwendigerweise zu großen Stichhöhen. Die dadurch stark ansteigenden Fahrbahnen können noch heute bei einigen alten römischen Brücken besichtigt werden. Während der Renaissance in Europa (16. Jh.) fanden zunehmend auch andere Bogenformen Anwendung. Dazu gehören der Segmentbogen, der Korbbogen und der elliptische Bogen. Mit diesen Bogenformen war es möglich, vergleichsweise kleine Stichhöhen auch bei großen Spannweiten zu gewährleisten. Die Form des Segmentbogens wird durch ein Kreissegment mit einem Öffnungswinkel kleiner 180° beschrieben. Der Korbbogen setzt sich aus mindestens drei Bogensegmenten mit unterschiedlichen Krümmungsradien zusammen. Dem elliptischen Bogen liegt eine Ellipse als Form zugrunde. Nachteil der geringen Stichhöhen bei den drei letztgenannten Bogenformen ist die daraus resultierende vergleichsweise große Horizontalkraft.

Bei modernen Bogenbrücken kommen oft Parabelbögen zur Anwendung. Die Parabelform entspricht der Stützlinie für eine konstante Streckenlast, woraus eine vergleichsweise hohe Tragfähigkeit resultiert. Weitere Bogenformen, die eher im Kirchen- bzw. Fenster- und Türenbau verwendet wurden, sind beispielsweise der Spitz-, der Strebe-, der Tudor-, der Hufeisen-, der Schulter-, der Kiel-, der Zacken-, der Kleeblatt-, der Vorhang- und der scheinrechte Bogen. Diese Bogenformen betreffen einfach gekrümmte Gewölbe. Bei mehrfach gekrümmten Flächentragwerken, die hauptsächlich im Kirchenbau Anwendung fanden, ist der Begriff *Gewölbeform* zutreffender. Gewölbeformen sind zum Beispiel das Tonnen-, das Kreuz-, das Kloster- und das Kuppelgewölbe.

Im 19. Jahrhundert lösten zunehmend andere Baustoffe das Mauerwerk im Brückenbau ab. Der Einsatz von Stahl bzw. Stahlbeton ermöglichte wesentlich größere Spannweiten.

1.4.1.5 *Bauliche Besonderheiten von Mauerwerksgewölbebrücken*

Es gibt verschiedene Ausführungsformen für das Gewölbe, siehe Abbildung 5. Nach der Art des Mauerwerksverbandes werden unterschieden:

- a) ein Ring bestehend aus Keilsteinen,
- b) ein Ring bestehend aus Bindersteinen,
- c) drei Ringe, jeder Ring bestehend aus Läufersteinen, und
- d) zwei effektive Ringe mit jeweils einem Verband aus Binder- und Läufersteinen.

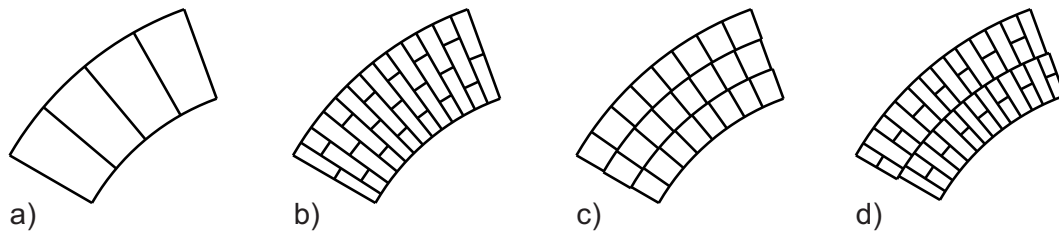


Abbildung 5: Ausführungsformen für das Gewölbe (nach Melbourne et al. 1995)

Variante a findet bei Mauerwerksgewölbebrücken Anwendung, die aus großformatigem Natursteinmauerwerk bestehen. Bei kleinformatigem Natursteinmauerwerk und sehr großen bzw. breiten Gewölberingen ist häufig Variante b zu finden. Die Varianten b bis d sind charakteristisch für Brücken aus Ziegelmauerwerk. Dabei besteht bei Gewölben aus Ziegelmauerwerk in den Ausführungsvarianten c und d die Gefahr der Rissbildung in der Fuge zwischen den einzelnen Ringen, was zu einer Separation der Ringe führen kann. Das Tragverhalten dieser sogenannten Multiring-Mauerwerksgewölbebrücken wurde von *Melbourne et al.* (1995) untersucht. Dabei zeigte sich, dass Brücken mit Multiring-Gewölben gegenüber Mauerwerksgewölbebrücken mit einem einzigen Ring (wie in Variante a und b, beide mit ähnlichem Tragverhalten) eine deutlich verminderte Tragfähigkeit besitzen (*LimitState Ltd* 2011). Aus diesem Grund sollte bei der Modellierung der Brücke zum Zwecke rechnerischer Tragsicherheitsuntersuchungen eine eventuell vorhandene durchgehende Fuge zwischen Gewölberingen Berücksichtigung finden. Bei weitgespannten Brücken mit mehr als 5 m ist dabei die Gefahr der Ringseparation größer als bei Brücken mit kleinen Spannweiten von 3 m und kleiner (*LimitState Ltd* 2011).

Weitere bauliche Besonderheiten bei Mauerwerksgewölbebrücken stellen die sogenannten Spargewölbe dar. Bei diesen beinhalten die Stirnmauern Hohlräume bzw. Öffnungen oberhalb des Hauptbogens oder auch im oberen Bereich der Pfeiler. Dabei können diese meist runden bzw. gewölbten Öffnungen sowohl in Längsrichtung als auch in Querrichtung auftreten. Bei weitgespannten Brücken dienten Spargewölbe zur Einsparung von Gewicht und Material, oftmals aber auch dem Hochwasserschutz. Abbildung 6 a zeigt eine der Öffnungen oberhalb des Pfeilers der Sternbrücke über die Ilm in Weimar. Im Hochwasserfall kann das Wasser durch diese zusätzliche Öffnung abfließen und so das Bauwerk entlasten. Spargewölbe in den Stirnmauern oberhalb des Hauptbogens werden auch als offene Stirnmauern bezeichnet und haben zumeist mehrere gewölbte Öffnungen. In Abbildung 6 b ist ein Beispiel für offene Stirnmauern zu sehen.



Abbildung 6: Beispiel a) für ein Spargewölbe in Längsrichtung (Sternbrücke Weimar) und b) für offene Stirnmauern (Schalchgraben-Brücke Österreich)

Die kleinen Gewölbe der offenen Stirnmauern weisen aufgrund der speziellen Verformungsrandbedingungen im Allgemeinen ein anderes Verformungsverhalten als das große Gewölbe auf (Tao 2003, Molins et al. 2007). Bei numerischen Berechnungen zur Tragsicherheit sollten Spargewölbe unbedingt Berücksichtigung finden, da sie einen wesentlichen Einfluss auf das Verformungsverhalten und die Steifigkeit des Bauwerkes haben können, siehe Abschnitt 4.4. Dies gilt sowohl für Spargewölbe in Längsrichtung als auch für solche in Querrichtung. Abbildung 7 zeigt ein Beispiel für ein Brückenbauwerk mit Spargewölben in Querrichtung. Das Göltzschtalviadukt weist entsprechende Aussparungen in den Pfeilern auf. Eine Sonderform der Spargewölbe in Querrichtung kann in sogenannten internen Stirnmauern auftreten. Diese verlaufen senkrecht zu den äußeren Stirnmauern und können gewölbte Öffnungen haben. Sie stützen sich direkt auf dem Gewölbe des Hauptbogens ab und führen zu einer Versteifung des Gesamtbauwerkes (Brencich et al. 2002). Im 20. Jahrhundert wurden Spargewölbe nur noch selten vorgesehen, da die Personalkosten für deren Erstellung höher waren als die eingesparten Materialkosten (Proske et al. 2006) bzw. ein Mangel an qualifizierten Arbeitskräften bestand (Brencich et al. 2002).



Abbildung 7: Beispiel für Spargewölbe in Querrichtung (Göltzschtalbrücke)

1.4.2 Natursteinmauerwerk

Mauerwerksgewölbebrücken bestehen entsprechend ihrem Alter zum Großteil aus Natursteinmauerwerk. Erst durch die Entwicklung von künstlichen Mauerziegeln wurde der Naturstein verdrängt und nur noch als Schmuckelement bzw. Verblendmauerwerk verwendet (Jäger et al. 2010). Unter dem Begriff Naturstein werden Gesteine zusammengefasst, die auf natürlichem Weg entstanden sind. Sie werden nach der Art ihrer Entstehung in magmatische Gesteine, Sedimentgesteine und metamorphe Gesteine eingeteilt, siehe Anhang A.1.

Nach Anordnung und Form der Steine werden unterschiedliche Arten von Verbänden unterschieden, siehe Abbildung 8. Diese sind das Trockenmauerwerk, das Zyklopenmauerwerk, das Bruchsteinmauerwerk, das Schichtenmauerwerk und das Quadermauerwerk. Außerdem erfolgt nach *DIN 1053-100* (2007) eine Zuordnung zu vier Güteklassen.

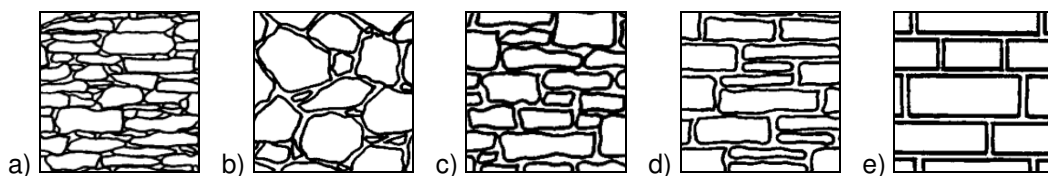


Abbildung 8: Arten von Verbänden für Natursteinmauerwerk; a) Trockenmauerwerk, b) Zyklopenmauerwerk, c) Bruchsteinmauerwerk, d) regelmäßiges Schichtenmauerwerk und e) Quadermauerwerk nach *DIN 1053-1* (1996)

Trockenmauerwerk besteht aus unbearbeiteten Bruchsteinen, die ohne Verwendung von Mörtel zusammengefügt sind. Hohlräume werden dabei durch kleinere Steine ausgefüllt, was die Anzahl der lastübertragenden Kontaktstellen erhöht. Diese Verbandart darf nach *DIN 1053-1* (1996) allerdings nur für Schwergewichtsmauern verwendet werden. Zyklopen- und Bruchsteinmauerwerk besteht aus mehr oder weniger bearbeiteten Bruchsteinen, die im Verband und in Mörtel verlegt werden. Zyklopenmauerwerk ist durch eher große und abgerundete Steine in einem unregelmäßigeren Verband gekennzeichnet. Aufgrund der abgerundeten Steine und der vielen unregelmäßigen Fugen ist der Mörtelanteil mit bis zu 30 Vol.-% vergleichsweise hoch. Deshalb hat die Qualität des Mörtels einen großen Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten von Zyklopenmauerwerk (*Warnecke 1995*). Der Verband des Bruchsteinmauerwerks hingegen ist regelmäßiger und die Steine sind annähernd rechteckig. Bei Schichtenmauerwerk erfolgt eine Unterscheidung in hammerrechtes, unregelmäßiges und regelmäßiges Schichtenmauerwerk. Die Steine der Sichtflächen des Schichtenmauerwerks erhalten auf 120 mm bzw. 150 mm Tiefe bearbeitete Lager- und Stoßfugen, die rechtwinklig zueinander und zur Oberfläche stehen. Diese Fugen dürfen nach *DIN 1053-1* (1996) nicht dicker als 30 mm sein.

Beim Mauerwerksverband einer Wand entspricht die horizontale Fuge, also die Mörtelschicht zwischen den Lagerflächen von Steinen, der sogenannten Lagerfuge. Die Stoßfuge hingegen verläuft immer senkrecht zur Lagerfuge und ist somit eine vertikale Fuge. In einem Gewölbe verlaufen die Fugen anders als im Mauerwerksverband einer Wand. Die Lagerfugen im Gewölbe sind die Fugen, die radial zwischen den einzelnen Steinschichten liegen und zum Krümmungsmittelpunkt des Gewölbes hin gerichtet sind. Sie werden deshalb auch als Radialfugen bezeichnet. Die Stoßfugen im Gewölbe stellen die parallel zur Gewölbeachse verlaufenden Fugen dar, die in tangentialer Richtung zwischen den Steinen liegen.

Gemäß den Anforderungen der *DIN 1053-1* (1996) darf bei regelmäßigem Schichtenmauerwerk die Steinhöhe innerhalb einer Schicht nicht wechseln, bei hammerechten und unregelmäßigem Schichtenmauerwerk ist dies hingegen möglich. Gewölbe und Kuppeln aus Schichtenmauerwerk müssen mit über die komplette Gewölbedicke durchgehend bearbeiteten Lagerfugen ausgeführt werden. Bruchsteinmauerwerk und Schichtenmauerwerk ist im Abstand von 1,50 m über die komplette Dicke rechtwinklig zur Krafrichtung auszugleichen. Beim Quadermauerwerk sind die Steine regelmäßig verlegt. Nach *DIN 1053-1* (1996) müssen die Steine innerhalb einer Schicht gleich hoch sein und über die gesamte Tiefe bearbeitete Lager- und Stoßfugen aufweisen. Der Mörtelanteil bei Quadermauerwerk ist aufgrund der dünnen Fugen gering und somit besteht kaum ein Einfluss der Mörtelqualität auf das Trag- und Verformungsverhalten (*Jäger et al. 2010*).

1.4.3 Schädigungsarten bei Mauerwerksgewölbebrücken

An vielen Mauerwerksgewölbebrücken können Veränderungen beobachtet werden, die als Schäden zu bewerten sind. Gründe dafür sind nicht nur in der mangelnden Qualität dieser Brücken zu finden, sondern vor allem auch im hohen Alter, in der gestiegenen Verkehrsbelastung sowie in der mangelnden Instandhaltung. In vielen Fällen ist natürlicher Verschleiß in Verbindung mit Konstruktions- und Ausführungsfehlern die Hauptursache für Schäden an Mauerwerksgewölbebrücken (*Bienert et al. 1976*). Bei der praktischen Beurteilung von Schäden wird in drei Schritten vorgegangen: Feststellung des betroffenen Bauteils, Identifikation der Schadensart und Ermittlung der Schadensursache. Von Schäden betroffen sein können grundsätzlich alle Bauteile einer Mauerwerksgewölbebrücke, wobei die Schadensarten sehr vielfältig sind. Zu den wichtigsten zählen (*Bienert et al. 1976, Bień et al. 2004* und *Proske et al. 2006*):

- Risse,
- Materialverlust (Herausfallen von Steinen, Abplatzungen),
- starke Verformungen,
- Verwitterung (chemisch, biologisch, physikalisch) und
- Schäden an Schutzeinrichtungen (Abdichtungsschäden).

Orbán (2004) listet die Häufigkeit bestimmter Schadensarten auf, die bei gewölbten Eisenbahnbrücken aus Mauerwerk in Europa beobachtet werden konnten. Grundlage für diese Untersuchung bildeten Daten von über 200000 Gewölbebrücken und Durchlässen, zusammengetragen von 14 europäischen Eisenbahnorganisationen. Am häufigsten, d. h. bei 25 % der Brücken, sind Schäden an der Abdichtung oder Materialalterung bzw. -verwitterung feststellbar. Ablösung und Bewegung der Flügel- oder Stirnmauern weisen circa 10 % der Brücken auf. Risse im Gewölbe durch Setzungen, durch Überlastung oder durch Fundamentschäden sind eher selten und traten nur bei 5 % der untersuchten Brücken auf. Bei weniger als 5 % der Brücken konnte eine Schädigung infolge konzentrierter Last auf das Gewölbe festgestellt werden. Insgesamt gesehen, befindet sich der Großteil, d. h. 85 %, der Mauerwerksgewölbebrücken europäischer Eisenbahnorganisationen in einem guten Zustand, rund 15 % in einem schlechten.

Im Rahmen des UIC-Projektes I/03/U/285 wurde von *Ozaeta et al. (2006)* ein Schadenskatalog für Mauerwerksgewölbebrücken zusammengestellt. Grundlage bildeten Untersuchungen an 265 europäischen Gewölbebrücken. In diesem Schadenskatalog erfolgt eine getrennte Betrachtung von Schäden an den Fundamenten und Schäden am restlichen Brückenbauwerk. Begründet wird die besondere Bedeutung der Schäden an den Fundamenten mit der Tatsache, dass diese zu einer Schädigung anderer Bauwerksteile bzw. des gesamten

Bauwerkes führen können. Da Fundamente sich teilweise tief im Erdreich befinden, stellt die Feststellung bzw. Bewertung von Fundamentschäden ein technisches Problem dar. Weiterhin erfolgt bei *Ozaeta et al.* (2006) eine Unterscheidung zwischen Schäden, die die Dauerhaftigkeit beeinträchtigen, und solchen, die die Tragsicherheit gefährden. Die letztgenannten Schäden stellen ein hohes Risiko dar und bedürfen immer einer Beobachtung und gegebenenfalls einer Beseitigung.

Schäden, die die Dauerhaftigkeit von Fundamenten beeinträchtigen, sind nach *Ozaeta et al.* (2006) der Verlust von Schutzelementen, Risse in Fundamentteilen, der lokale Abtrag von Fundamentteilen, die Verwitterung von Holzpfehlern bei Pfahlgründungen oder das Rosten von Stahlelementen der Fundamenteile. Verursacht werden diese Schäden hauptsächlich durch Wassereinwirkung und daraus resultierende Arten von Verwitterung. Damit kann die Wassereinwirkung auch Einfluss auf die Tragfähigkeit einer Brücke haben. Beispielsweise sind Unterspülungen der Fundamente möglich und daraus resultierend Setzungen oder Verdrehungen der sich darüber befindenden Pfeiler oder Widerlager. Dies wiederum kann eine Schädigung des Gewölbes zur Folge haben und eine Gefahr für die Tragsicherheit der gesamten Gewölbebrücke darstellen. Weitere Ursachen für Bauwerkssetzungen können die Grundwasserabsenkung, die Schrumpfung bindiger Böden, Hohlräume, Frosthhebung oder Drucküberschneidung sein (*Nodoushani* 1996).

Zu den Dauerhaftigkeitsschäden am übrigen Bauwerk zählen nach *Ozaeta et al.* (2006) Flecken bzw. Verschmutzung durch Wasser oder Bremsstaub, Moos- sowie Pilzbefall, Ausblühungen, Oberflächenablagerungen und Abplatzungen. Diese Verwitterungsschäden werden verursacht durch diverse Umwelteinflüsse und können an allen Bauteilen einer Mauerwerksgewölbebrücke auftreten. Näheres zu den verschiedenen Verwitterungsarten ist bei *Bień et al.* (2004), *Proske et al.* (2006) und *Ozaeta et al.* (2006) zu finden.

Abbildung 9 zeigt typische Rissbilder am Gewölbe einer Mauerwerksgewölbebrücke. Gewölberisse sind in den meisten Fällen als kritisch für die Tragsicherheit des Bauwerkes zu betrachten, vor allem Querrisse und Stirnringrisse. Auch in anderen tragenden Bauwerksteilen wie Pfeilern, Widerlagern oder Stirnmauern können Risse auftreten. Die Ursachen für Rissbildungen in Mauerwerksgewölbebrücken sind vielfältig. Einige davon sind Überbelastungen, Ermüdung, Baugrundprobleme oder behinderte Verformungen infolge Temperatureinwirkung, Kriechen und Schwinden. Anhang A.2 enthält eine Zusammenstellung von kritischen Schäden an Mauerwerksgewölbebrücken mit einer zugehörigen Auflistung möglicher Ursachen.

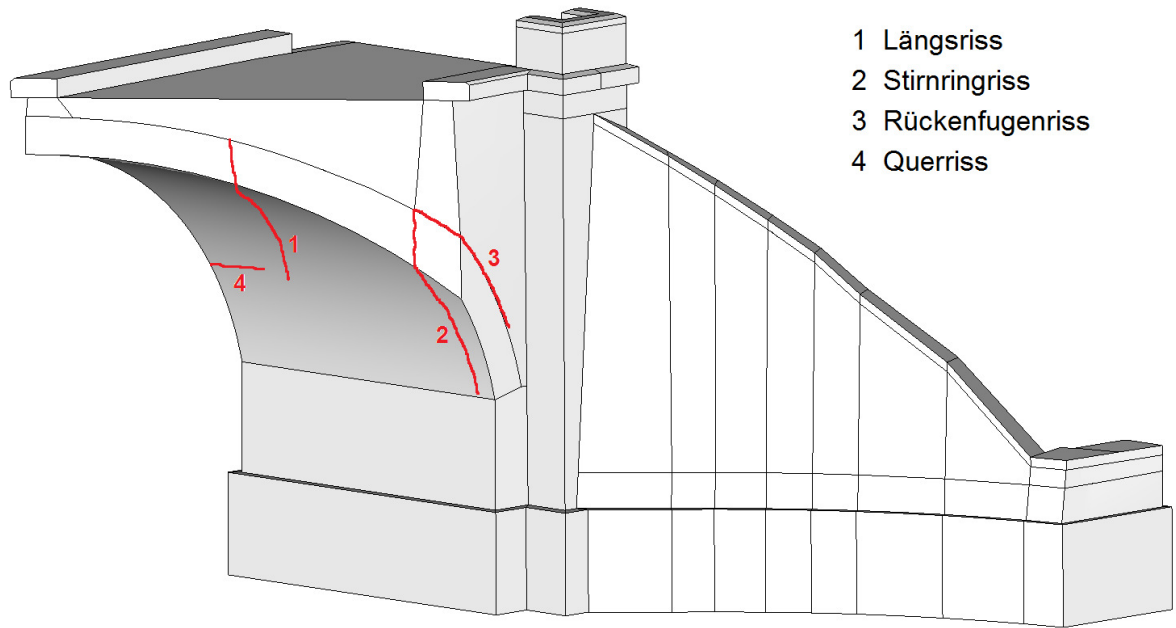


Abbildung 9: Typische Rissbildungen an Mauerwerksgewölbebrücken

Kenntnisse zu den verschiedenen Schadensarten, zu den möglichen Ursachen sowie zu den Auswirkungen auf die Tragfähigkeit des Brückenbauwerkes sind notwendig, um die Tragfähigkeit nachweisen oder auch um geeignete Instandsetzungsmaßnahmen planen zu können. Zur Feststellung und Untersuchung von Schäden gibt es zerstörende, zerstörungsarme und zerstörungsfreie Verfahren. Sie dienen der Ermittlung geometrischer Größen oder von Materialkennwerten, welche für die Erstellung von Rechenmodellen erforderlich sind. Einen Überblick zu anwendbaren Untersuchungsmethoden geben *Bieñ et al.* (2004), *Proske et al.* (2006) sowie *Orbán et al.* (2008) und eine umfassende Abhandlung zur Instandsetzung von Natursteinbrücken ist bei *Nodoushani* (1996) zu finden. In der letztgenannten Arbeit werden verschiedene Maßnahmen zur Baugrundverbesserung, zur Mauerwerksinstandsetzung, zur Sicherung verschiedener Bauwerksteile sowie zur Abdichtung diskutiert. Auch bei *Proske et al.* (2006) und *Wilmers* (2013) werden Instandsetzungsverfahren genannt und erläutert.

2 Stand des Wissens

Bei der nachfolgenden Darstellung ist zwischen dem Stand der Technik und dem Stand der Forschung zu unterscheiden. Ersterer betrifft allgemein akzeptierte Modellvorstellungen, in Anwendung befindliche Berechnungsverfahren sowie diesbezügliche technische Regeln und Normen. Zum Stand der Forschung gehören aktuelle wissenschaftliche Arbeiten zur wirklichkeitsnäheren Modellierung des Tragverhaltens von Mauerwerksgewölbebrücken sowie zur Erweiterung des Instrumentariums für entsprechende Tragsicherheitsnachweise. Um Dopplungen zu vermeiden, wurde das nachfolgende Kapitel in die drei Themenbereiche Berechnungsmethoden, Normen bzw. Sicherheitskonzepte und experimentelle Tragsicherheitsbewertung gegliedert. In jedem der Abschnitte wird dann zwischen dem Stand der Technik und dem Stand der Forschung unterschieden. Schwerpunkte der aktuellen Forschung zu Mauerwerksgewölbebrücken sind die Anwendung numerischer Berechnungsmethoden, für nichtlineare Simulationen anwendbare Sicherheitskonzepte sowie experimentelle Methoden der Tragsicherheitsbewertung.

2.1 Berechnungsmethoden für Gewölbeträgerwerke

Im 15. Jahrhundert erfolgten die ersten Versuche zur Veranschaulichung des Tragverhaltens von Gewölben mittels mechanischer Modelle. Es entstanden verschiedene Gewölbetheorien, die teilweise auf starken Vereinfachungen beruhen. Einige von ihnen sind heute nur noch von wissenschaftsgeschichtlicher Bedeutung. Im Allgemeinen wurde in diese Theorien nur das Verhalten des eigentlichen Gewölbes bzw. Bogens als Haupttragelement des entsprechenden Bauwerkes einbezogen. Das Zusammenwirken mit anderen Bauwerksteilen fand kaum Berücksichtigung. *Kurrer* (1997, 2002) gibt einen ausführlichen Überblick über die wissenschafts- und baugeschichtlich interessanten, zumeist auf stabartigen Tragwerksnachbildungen beruhenden frühen Gewölbetheorien.

Auch die Berechnungsverfahren des 19. und 20. Jahrhunderts gingen im Allgemeinen von einem Bogen als stabartiges Tragwerk aus. Die Anwendung der Elastizitätstheorie erlaubte erstmals eine zutreffende Spannungsanalyse, wenn auch unter vereinfachenden Annahmen bezüglich des Materialverhaltens. Überelastische Beanspruchungen fanden später im Traglastverfahren Berücksichtigung.

Zusätzlich zu den Stabtragwerksmodellen wurden empirische Methoden entwickelt. Diese haben den Vorteil, dass sie eine schnelle Ergebnisfindung ermöglichen. Des Weiteren berücksichtigen die bekanntesten dieser Näherungsverfahren das Bauwerk in seiner Gesamt-

heit im Gegensatz zu den Stabtragwerksmodellen, welche meist ausschließlich den Bogen bzw. das Gewölbe abbilden. Trotz ihrer oft engen Anwendungsgrenzen sind empirische Methoden für den Tragsicherheitsnachweis von Mauerwerksgewölbebrücken bis heute in internationalen Normen zu finden.

Durch die fortschreitende Entwicklung der Rechentechnik ergaben sich ab der zweiten Hälfte des 20. Jahrhunderts neue Möglichkeiten der Modellbildung für Mauerwerksgewölbebrücken. Eine Vereinfachung der Tragwerksgeometrie ist bei Anwendung moderner numerischer Methoden im Grunde nicht mehr notwendig. Einflüsse von Stirnmauern, Füllung, Pfeiler, Kappen und Schienen können berücksichtigt werden. Im Rahmen der Nachrechnung einer Eisenbahnbrücke bei Schauenstein (Deutschland) ermittelte *Weber* (1999) die Tragfähigkeitsbeiträge einzelner Bauwerksteile. Parallel dazu erfolgten experimentelle Untersuchungen am Bauwerk. Es zeigte sich, dass die Füllung und das lückenlos verlegte Gleis traglaststeigernd wirken. *Proske et al.* (2006) gibt eine prozentuale Auswertung der Berechnungen von *Weber* (1999) an, die verdeutlicht, dass das Gewölbe an sich nur einen Anteil von 42 % an der Tragfähigkeit hat, siehe Abbildung 10. Einen nicht zu vernachlässigenden Anteil haben Füllung und Stirnmauern. Mit Hilfe von numerischen Verfahren wie der Finite-Elemente-Methode oder der Diskrete-Elemente-Methode ist es möglich, das Verhalten solcher zusammengesetzten Tragwerke wirklichkeitsnah zu beschreiben. Das Zusammenwirken aller Bauwerksteile und auch das Versagensverhalten, welches durch inelastische Verformungen und Rissbildung gekennzeichnet ist, kann auf diese Weise nachgebildet werden.

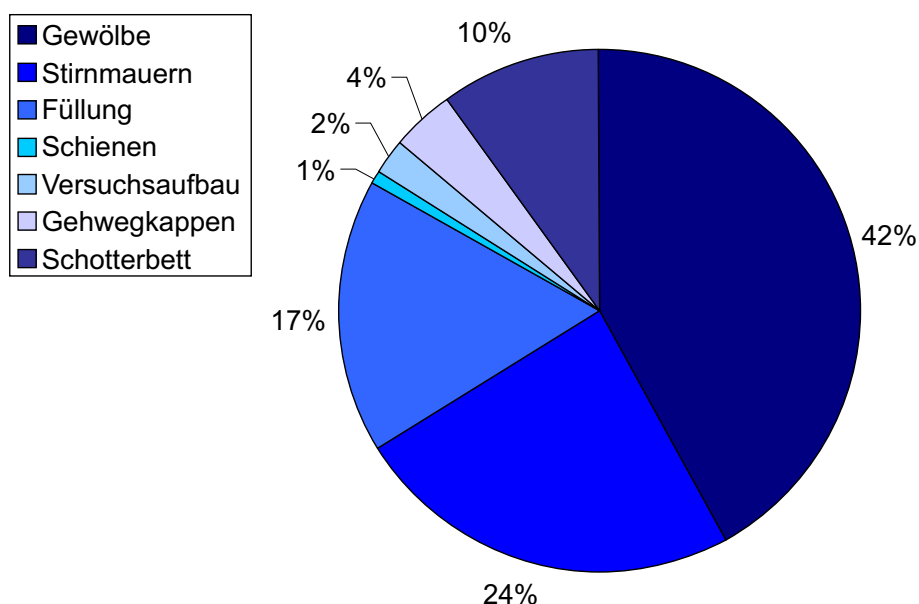


Abbildung 10: Anteil einzelner Bauwerksteile an der Tragfähigkeit der Gewölbebrücke bei Schauenstein nach *Weber* (1999)

2.1.1 Historische Modellvorstellungen

Zu den historischen Modellvorstellungen können die Keil- und die Kantungstheorie gezählt werden. Die Keiltheorie ist die älteste Art, das Gewölbe in ein Modell zu überführen, und wurde bereits von *da Vinci* (1452-1519) im 15. Jahrhundert genutzt. Das Gewölbe wird dabei in Keile eingeteilt, die durch reibungsfreie Fugen miteinander verbunden sind. Durch Addition der einzelnen Keile als Tragstrukturelemente ergibt sich das Gewölbe. Diese Art der Modellbildung entspricht der von den italienischen Baumeistern der Renaissance tatsächlich angewandten Bauweise, bei der großformatige keilförmige Steine zu Gewölben zusammengefügt wurden (*Kurrer* 1997).

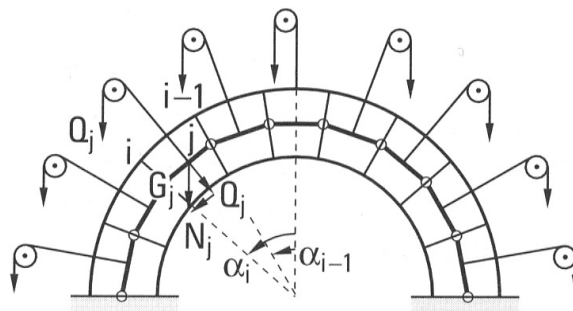


Abbildung 11: Keilmodell nach Leonardo da Vinci (*Kurrer* 1997)

Da Vinci sah das Gewölbe als eine aus Keilen, Seilen und Rollen zusammengesetzte Maschine an, siehe Abbildung 11. Dabei stützte sich *da Vinci* auf die auf *Aristoteles* (AC 384-322) zurückgehende kinematische Richtung der Statik. Die Gewichtskraft G jedes Keils wird in eine Normalkraft N und in eine Querkraft Q zerlegt. *Da Vincis* Modell hat damit zwar das Gleichgewicht an jedem einzelnen Tragstrukturelement, d. h. an jedem Keil berücksichtigt, jedoch lässt sich mit diesem Modell für das Gewölbe als Ganzes kein Gleichgewichtszustand aufstellen. Die Aufnahme der Querkräfte ist ungeklärt und in den Gewölbefugen bleiben die Übergangsbedingungen für das Gleichgewicht unbeachtet. Aus den Horizontalkomponenten der Normal- und Querkräfte erklärt sich der Gewölbeschub, d. h. die von den Kämpfern aufzunehmende Horizontalkraft. *Da Vinci* war dies bewusst. Er schlug Messanordnungen vor, mit welchen der Gewölbeschub mittels Seil, Rolle und Gewicht bestimmt werden konnte (*Kurrer* 1997).

Auch *de la Hire* (1640-1718) und später *Bélibidor* (1697-1761) betrachteten das Gewölbe als aus Keilen zusammengesetzt. Beide gingen wie *da Vinci* von reibungsfreien Fugen aus. *De la Hire* stellte 1695 eine Verbindung zwischen dem Keilmodell eines Halbkreisgewölbes unter Eigengewicht und einem umgedrehten Seileck her. Er formulierte die Frage, welches Gewicht die einzelnen keilförmigen Gewölbesteine haben müssen, damit sich das Halbkreisgewölbe im labilen Gleichgewicht befindet (*Kurrer* 1997). Somit lieferte er erste Gedankenansätze zu einer Theorie, die sich erst viel später entwickelte, nämlich zur Stützlinientheorie,

siehe Abschnitt 2.1.2. *Couplet* (1670-1744) schlug 1729 aufbauend auf dem Ansatz von *de la Hire* eine Methode zur Bestimmung der für den Gleichgewichtszustand erforderlichen Steingewichte vor (*Kurrer* 1997).

Bélibor befand den Ansatz der Suche einer bestimmten Belastungsfunktion für eine vorgegebene Gewölbeachse, d. h. der Ermittlung des Gleichgewichts gewährleistender Steingewichte, als nicht praxistauglich. Er hielt aber an der ursprünglichen Keiltheorie basierend auf reibungsfreien Fugen fest. In Abbildung 12 ist das Keilmodell nach *Bélibor* aus dem Jahr 1729 dargestellt. Bei diesem Modell verläuft die Kraftresultierende jeweils senkrecht zur Kontaktfuge. Für bestimmte Steingewichte können die Übergangsbedingungen für das Gleichgewicht in den Fugen auch unter Ausschluss von Querkraften erfüllt werden. Die Horizontalkomponenten der Fugenkräfte entsprechen dem Gewölbeschub, der eine Aussage zur Beanspruchung der Widerlager erlaubt.

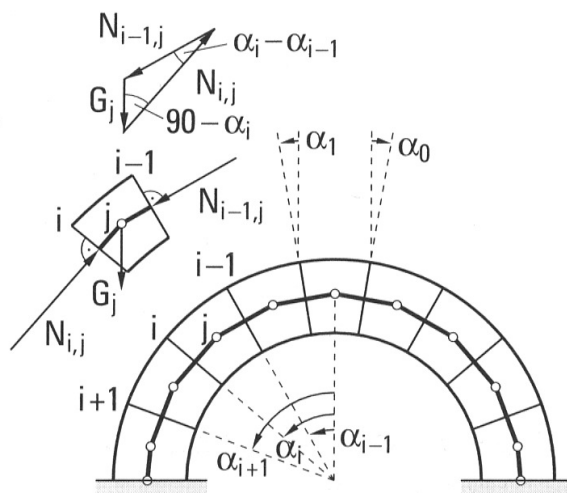


Abbildung 12: Keilmodell nach *Bélibor* (*Kurrer* 1997)

Bélibor war sich der Tatsache bewusst, dass seine Modellvorstellungen nicht sehr realistisch sind und erklärte selbst, dass ein solches aus Keilen zusammengesetztes Gewölbe nur mit vermörtelten Fugen tragsicher sei (*Kurrer* 1997). Der Grund dafür ist, dass anderenfalls die Steine zu den Widerlagern hin an Gewicht bzw. an Größe zunehmen müssten. Die oberen Steine wären dann im Allgemeinen zu schwer und würden nach unten gleiten. Außerdem würde das labile Gleichgewicht durch das zusätzliche Wirken von Verkehrslasten gestört. Ohne die Aufnahme von Querkraften in den Fugen ist ein aus Keilen zusammengesetztes Gewölbe nicht tragsicher.

In späteren Modellen, auch in der sogenannten Gleitungstheorie, erfolgte die Berücksichtigung von Reibungskraften in den Kontaktfugen (*Kurrer* 1997). Das Gewölbe setzt sich dann aus reibungsbehafteten Keilen zusammen und es können Querkraften für die Grenzzustände des Herauf- und Herabgleitens der Keile bestimmt werden. Es ergeben sich dabei mehrere kinematisch mögliche Gewölbekonfigurationen, für die unter Vorgabe einer be-

stimmten Belastungsfunktion das Gleichgewicht nachgewiesen werden kann. Ein Zusammenwirken der Keile als Gesamttragwerk war aus statischer Sicht auch auf diese Weise nicht nachbildbar. Damit ist die Keiltheorie nur noch von wissenschafts- und baugeschichtlichem Interesse.

Die Kantungstheorie kann ebenso als eine historische Modellvorstellung verstanden werden. Bei ihr erfolgt eine Einteilung des Gewölbes in gelenkig verbundene Starrkörper, sodass sich eine Scheibenkette ausbildet. Mit Hilfe dieser Theorie sollte der Lastabtrag im Versagenszustand erklärt werden. Dabei wurde von Bruchfiguren ausgegangen, bei denen sich die Starrkörper in den Kontaktfugen um Punkte an der Außen- oder Innenleibung gegeneinander verdrehen können. Aus der kinematischen Beweglichkeit der Starrkörper lassen sich Gleichgewichtszustände am ganzen Gewölbe, nicht mehr nur am Tragstrukturelement wie beispielsweise einem Keil, bestimmen. Mit dieser Theorie kann auch eine Aussage darüber getroffen werden, ob sich das Gewölbe in einem labilen oder stabilen Gleichgewichtszustand befindet. Als Hilfsmittel zur Bestimmung des Gleichgewichtszustandes dient die Lage der Druckresultierenden im Querschnitt. In einem Gleichgewichtszustand unter Ausschluss von Zugspannungen muss diese stets im Gewölbequerschnitt liegen. Die Form der Linie, die sich aus den Druckresultierenden im Gewölbe ergibt, ist abhängig von der Belastungsfunktion.

Mit der Kantungstheorie ist es nicht möglich, Aussagen über die Druckverteilung im Querschnitt zu treffen. Es lässt sich aber der Gewölbeschub und die für einen Gleichgewichtszustand notwendige Gewölbedicke ermitteln. *Couplet* formulierte 1730 drei Grundannahmen für die Kantungstheorie, die einen wesentlichen wissenschaftsgeschichtlichen Fortschritt gegenüber der Keiltheorie darstellen:

- unendlich große Reibung in den Gewölbefugen,
- unendlich große Druckfestigkeit des Gewölbematerials und
- Ausschluss von Zugspannungen im Gewölbe.

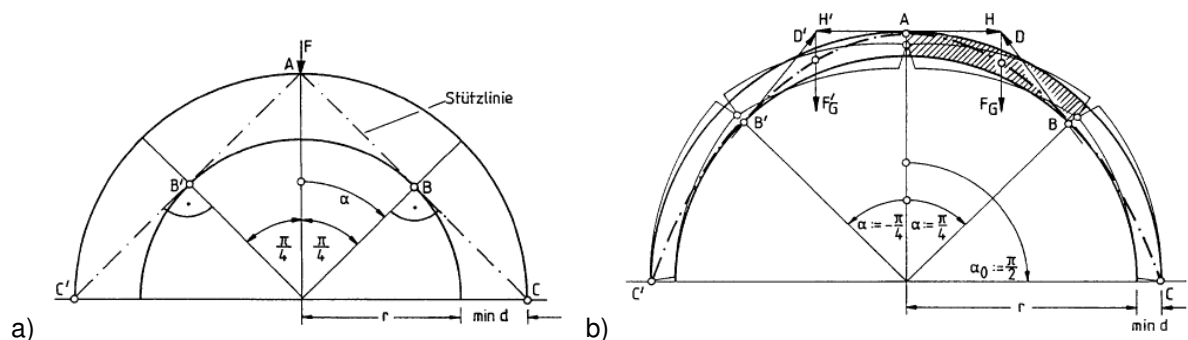


Abbildung 13: Kantungstheorie nach Couplet, a) Herleitung der Mindestgewölbedicke und Stützzlinie unter einer Einzellast und b) Bruchfigur und Stützzlinie unter Eigengewicht (Weber 1999)

Abbildung 13 veranschaulicht die Kantungstheorie nach *Couplet*. Ausgehend von einer auf der Grundlage von Beobachtungen angenommenen Bruchfigur unterteilte er das Gewölbe in Starrkörper, siehe Abbildung 13 b. Er legte fest, dass sich an der Innenleibung unter einem Winkel von 45° und an der Außenleibung im Scheitel sowie in den Widerlagern Dreh- bzw. Kantungspunkte ergeben. Diese lassen sich aus statischer Sicht als Gelenke auffassen, welche die Durchstoßpunkte für die Druckresultierende darstellen. In *Couplets* Modell bildet sich damit ein Fünfgelenkbogen und folglich eine kinematische Gelenkkette. Bei einem solchen statischen System kann ein Gleichgewichtszustand nur labil, nicht stabil sein. Das Modell dient allein zur Ermittlung der Mindestdicke eines Gewölbes, welche sich genau dann ergibt, wenn das labile Gleichgewicht gerade noch gewährleistet ist, d. h. wenn die Druckresultierende gerade noch vollständig im Gewölbequerschnitt liegt. Der Verlauf der Druckresultierenden entlang der Gewölbeachse wird durch die Belastung bestimmt. Bei Annahme einer Einzellast verläuft die Druckresultierende geradlinig vom Lasteintragungspunkt zu den beiden Auflagern. Die Mindestgewölbedicke ergibt sich dann aus geometrischen Überlegungen gemäß Abbildung 13 a.

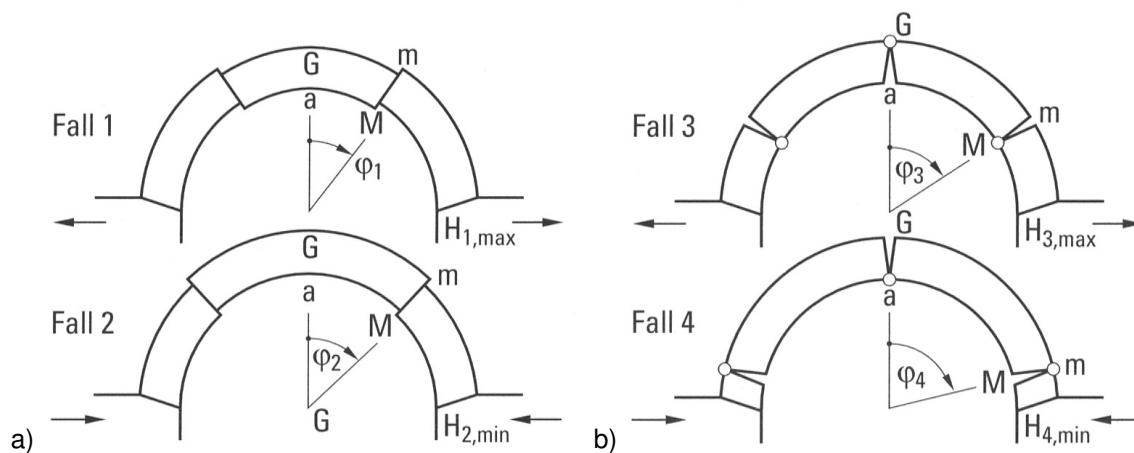


Abbildung 14: Kantungstheorie nach Coulomb, Grenzwerte des Horizontalschubes für a) Gleiten nach unten (Fall 1) und nach oben (Fall 2) bzw. b) für Kanten um M (Fall 3) sowie um m (Fall 4) (Kurrer 1997)

Im Gegensatz zu *Couplet* ging *Coulomb* (1736-1806) im Jahre 1773 bei seinem Modell von einem statisch bestimmten Dreigelenkbogen aus, siehe Abbildung 14. Diese statische Bestimmtheit erreichte er, indem er den Gewölbekämpfer und das Widerlager als einen zusammenhängenden Starrkörper modellierte. *Coulomb* bestimmte mit diesem Modell die Lage der Gelenke für die Fälle des minimalen und maximalen Horizontalschubes H mit Hilfe von Extremwertberechnungen (Kurrer 1997). Es wurden dabei die Winkel φ für vier Grenzfälle ermittelt, siehe Abbildung 14, die sich beim Ansatz von kleinen Horizontalverschiebungen, symbolisiert durch die Pfeile, an den Widerlagern ergaben. Fall 1 und 2 entsprechen dem minimalen und maximalen Horizontalschub bei Versagen durch Gleiten nach unten bzw. oben. Diese Fälle können jedoch nur bei sehr dicken Gewölben auftreten

und sind deshalb kaum relevant. Der maximale bzw. minimale Horizontalschub bei Versagen durch Kanten ergibt sich in den Fällen 3 und 4, die sich durch die Lage der Kantungspunkte an der Innen- bzw. Außenleibung unterscheiden.

Der Verlauf der Druckresultierenden ist beim Modell nach *Coulomb* nicht explizit dargestellt, würde sich aber in den Fällen 3 und 4 aus den Dreh- bzw. Kantungsstellen als Durchstoßpunkte ergeben. Auch hier gilt, dass die Druckresultierende vollständig innerhalb des Gewölbequerschnittes liegen muss, damit sich das Gewölbe im Gleichgewicht befindet. Grund dafür ist, dass das Mauerwerk in diesem Modell keine Zugspannungen übertragen kann.

Im Unterschied zu *Couplet*, der für die Lage der Gelenke eine auf beobachteten Bruchfiguren basierende Annahme traf, versuchte *Coulomb* die Bruchfigur und damit die Durchstoßpunkte der Druckresultierenden in statischen Berechnungen zu ermitteln. Somit kann das Modell von *Coulomb* als ein Übergang zur Stützlinientheorie angesehen werden.

2.1.2 Stützlinientheorie

Bereits im 17. Jahrhundert wurde die Mechanik des Seils für die Formfindung von Gewölben genutzt (*Kurrer* 1997). Es erfolgte die Annahme, dass so wie ein biegeschlaffes Seil durchhängt, umgekehrt auch ein stabiles Gewölbe geformt sein muss. Für die Druckkräfte im Gewölbe gilt demzufolge das Gleiche wie für die im Gleichgewicht mit der Belastung stehenden Zugkräfte in einem Seilpolygon. In Abbildung 15 sind exemplarisch Seilpolygone für verschiedene Belastungen dargestellt. Aus der Umkehrung dieser Seilpolygone ergeben sich unterschiedliche Gewölbeformen für die verschiedenen Belastungen.

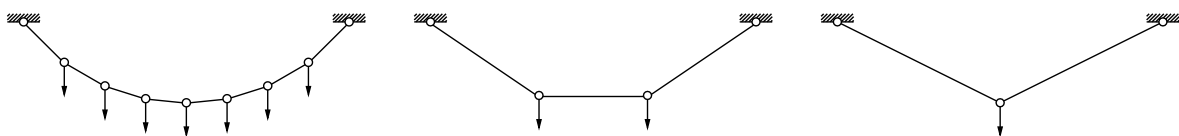


Abbildung 15: Seilpolygone für verschiedene Belastungen (umgekehrt ergibt sich eine entsprechende Gewölbeform)

Gerstner (1756-1832) führte in seinem „Handbuch der Mechanik“ im Jahr 1831 den Begriff der Stützlinie ein. Er baute unter Eigengewicht stehende Stäbe zu einer labilen Gleichgewichtsfigur auf und durch Infnitisierung der Stabanzahl vollzog er den Übergang vom umgedrehten Seilpolygon zu einer stetigen Stützlinie (*Kurrer* 1997). Mit dem Begriff der Stützlinie erhielt die Linie aus den Durchstoßpunkten der resultierenden inneren Druckkraft in den Gewölbefugen nun einen bestimmten Namen und wissenschaftsgeschichtlich gesehen rückte mit der Stützlinientheorie nun die Erfüllung der Übergangsbedingungen für das Gleichgewicht zwischen benachbarten Gewölbesegmenten in den Vordergrund (*Kurrer* 1997).

Gerstner (1833) ging in seiner Theorie von starren Tragstrukturelementen aus. Für ein Gewölbe mit konstanter Dicke unter Eigengewicht leitete er Gleichung (2.1) der Stützlinie $y(x)$ her. Den Ursprung des Koordinatensystems (x, y) nahm er dabei in Kämpferhöhe genau unterhalb des Scheitels an. Der vertikale Abstand f zwischen Kämpfer- und Scheitelpunkt, die Horizontalkraft H (Gewölbeschub) sowie die Fallbeschleunigung g müssen bekannt sein.

$$y(x) = f + m \cdot \left[1 - \cosh\left(\frac{x}{m}\right) \right] \quad \text{mit} \quad m = \frac{H}{g} \quad (2.1)$$

Des Weiteren stellte *Gerstner* (1833) die drei Hauptaufgaben der Stützlinientheorie auf:

1. Hauptaufgabe: Bestimmung der Stützlinie für eine vorgegebene Belastung,
2. Hauptaufgabe: Ermittlung der Belastungsfunktion für eine vorgegebene Gewölbeachse, wobei die Gewölbeachse der Stützlinie entsprechen soll,
3. Hauptaufgabe: Berechnung der Stützlinie für eine vorgegebene Belastung und Gewölbeachse.

Die Stützlinientheorie baut auf bereits vorher bekannten Zusammenhängen auf. So war bereits bekannt, dass die Stützlinie vollständig im Bogenquerschnitt liegen muss, um einen Gleichgewichtszustand unter Ausschluss von Zugspannungen herzustellen. Ebenso war bekannt, dass die Stützlinienform von der Belastungsfunktion abhängt.

Die ersten beiden Hauptaufgaben waren baugeschichtlich von geringerer praktischer Bedeutung, da Gewölbe meistens in Form von Halbkreisen, Kreissegmenten oder Korbbögen gebaut wurden. Außerdem ist im Brückenbau von stark wechselnden Belastungsfunktionen auszugehen. Die dritte Hauptaufgabe war jedoch bis in das 20. Jahrhundert hinein von großer Bedeutung.

Ausgehend von einem starren Bogen ergeben sich für die gleiche Belastung unendlich viele mögliche Stützlinien, die vollständig im Bogen liegen. Die Stützlinienform hängt dabei von der Belastung ab, ähnlich wie bei einem Seilpolygon. Für die flachste und die steilste Stützlinie, auch maximale und minimale Stützlinie genannt, ist der Gewölbeschub am größten bzw. kleinsten. Ein optimaler Zustand ist erreicht, wenn die Bogenachse der Stützlinienform entspricht. Dann tritt im Bogen kein Biegemoment auf. Um die dritte Hauptaufgabe der Stützlinientheorie nur mit Hilfe der Gleichgewichtsbedingungen lösen zu können, müssen der Randneigungswinkel sowie die Randordinate als geometrische Parameter der Stützlinie vorgegeben werden (*Kurrer* 1997).

Gerstner (1833) behauptete, dass ein Gewölbe umso stabiler ist, je mehr Stützlinien statisch möglich sind. Wahrscheinlich stellte er richtigerweise fest, dass in einem solchen Fall die Belastungsfunktion vergleichsweise stark variieren kann, ohne dass die Stützlinie den

Bogenquerschnitt verlässt. Allerdings erkannte *Gerstner* noch nicht die Bedeutung der Lage der Stützlinie für die Schnittgrößen, d. h. für die inneren Gewölbekräfte (*Kurrer* 1997).

Der tatsächliche Stützlinienverlauf kann nur unter Berücksichtigung von Verformungen ermittelt werden. Somit ist die wahre Stützlinie, die zwischen minimaler und maximaler Stützlinie liegt, nur mit Hilfe der Elastizitätstheorie bestimmbar. Die Stützlinientheorie des starren Bogens ermöglichte jedoch den Übergang von der Kantungstheorie zur Elastizitätstheorie.

2.1.3 Elastizitätstheorie

Bei Berücksichtigung der elastischen Verformung des Gewölbematerials ist es möglich, die tatsächliche Lage der Stützlinie durch Berücksichtigung der Verformungsbedingungen zu ermitteln. In der zuvor beschriebenen Stützlinientheorie ergab sich aus den Gleichgewichtsbedingungen nur die Form der Stützlinie, nicht der tatsächliche Verlauf.

Einen wichtigen Beitrag zum Verständnis des mechanischen Verhaltens von Bögen leistete *Navier* (1785-1836) mit der Einführung des Spannungsnachweises. In seiner Gewölbetheorie orientiert sich *Navier* an *Coulombs* Kantungstheorie. Zudem sind bei *Navier* Horizontallasten zugelassen und er geht in den betrachteten Gewölbequerschnitten von einer linearen Spannungsverteilung bei exzentrischer Belastung aus (*Kurrer* 1997). In Abbildung 16 ist die von *Navier* mit der Elastizität des Materials begründete Spannungsverteilung im Gewölbe für den Fall dargestellt, dass die Ausmittigkeit der Spannungsergebnisse der ersten Kernweite entspricht. Spätere Versuche von *Bauschinger* (1834-1893) und anderen haben bestätigt, dass das Steinmaterial innerhalb des in der Praxis üblichen Beanspruchungsbereiches tatsächlich als elastisch angesehen werden kann (*Winkler* 1879).

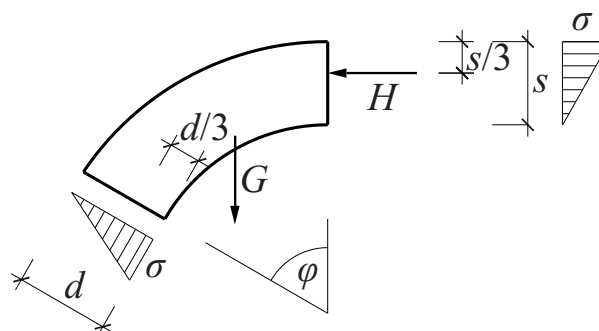


Abbildung 16: Spannungsverteilung im Gewölbe nach Navier (G ... Gewichtskraft, H ... Horizontalschub)

Die wahre Lage der Stützlinie unter Nutzung der Elastizitätstheorie beschrieb als erster *Winkler* (1879). *Winklers* Gewölbetheorie beruht auf vier Grundaussagen:

- Die Stützlinie ist die Linie, die die Durchstoßpunkte der Druckresultierenden in jeder Gewölbefuge miteinander verbindet.
- Im Mittelpunkt der Gewölbetheorie steht die Bestimmung der tatsächlichen Stützlinienlage, nicht die der Stützlinienform wie in der zuvor beschriebenen Stützlinientheorie.
- Ein Gewölbe befindet sich in einem ungestörten Zustand, wenn alle Fugen vollständig geschlossen und die Auflager unverrückbar sind.
- Bei konstanter Gewölbedicke ist für eine gegebene Belastung diejenige Stützlinie die richtige, bei der die Summe der Quadrate der Abweichung von der Mittellinie ein Minimum ergibt, d. h. die Stützlinie nähert sich der Mittellinie des Gewölbes an. Somit wird das Biegemoment minimal bzw. es entsteht keines.

Die letztgenannte Aussage, auch bekannt als *Satz von Winkler*, wurde für den dreifach statisch unbestimmten Bogen aus den Elastizitätsgleichungen, die den Zusammenhang zwischen Schnittgrößen und Verschiebungen bzw. Verdrehungen beschreiben, abgeleitet. Dabei wurde von einem ungestörten, d. h. ungerissenen Gewölbezustand ausgegangen.

Falls das Gewölbematerial keine Zugspannungen aufnehmen kann, lässt sich nach der Lage der Stützlinie in Bezug zur Schwerachse des Querschnittes zwischen dem gestörten und ungestörten Zustand des Gewölbes unterscheiden. Aus der Lage der Stützlinie, d. h. der Druckresultierenden, ergibt sich dann jeweils eine bestimmte Spannungsverteilung über den Fugenquerschnitt, siehe Abbildung 17.

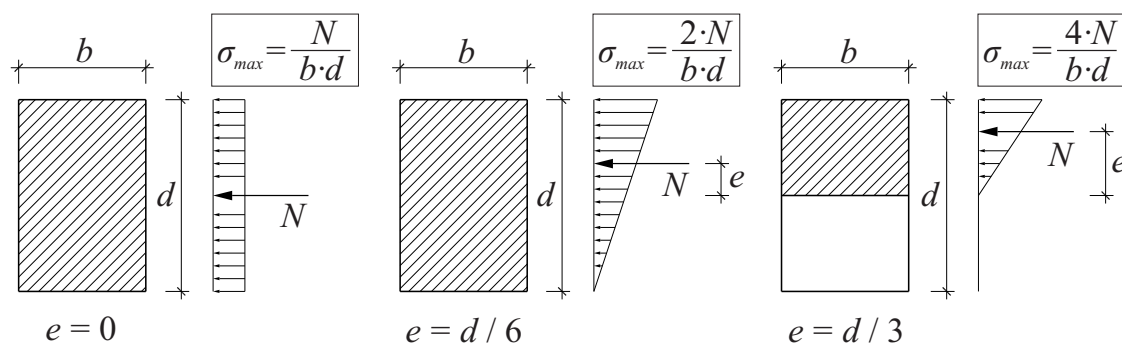


Abbildung 17: Lage der Druckresultierenden N und die sich ergebene Spannungsverteilung σ im Querschnitt (Annahme: Zugfestigkeit gleich Null)

Im ersten Fall, siehe Abbildung 17 links, liegt die Druckresultierende in der Schwerachse und es ergibt sich eine konstante Spannungsverteilung über den ganzen Querschnitt. Verläuft die Druckresultierende bei der ersten Kernweite wird die Spannungsverteilung dreiecksförmig mit der größten Spannung am gedrückten Rand, siehe Abbildung 17 Mitte. Im kompletten Querschnitt herrschen Druckspannungen. Das Gewölbe kann als noch ungeschädigt betrachtet werden (Zustand I), was mit der oben genannten dritten Grundaussage

von *Winkler* (1879) gemeint ist. Es gelten die Grundgleichungen der Elastizitätstheorie. Durchläuft die Druckresultierende jedoch den Bereich außerhalb der ersten Kernweite, dann kommt es zum Aufreißen der Gewölbefuge, siehe Abbildung 17 rechts. In diesem Fall befindet sich das Gewölbe in einem geschädigten Zustand (auch Zustand II genannt). Dieser Zustand bedeutet allerdings noch kein Versagen. Erst wenn die Stützlinie aus dem Gewölbequerschnitt heraustritt, führt dies zum gegenseitigen Verdrehen der Gewölbesteine und somit zum Querschnittsversagen.

Durch das Aufreißen der Zugzone kommt es zum Einschnüren des gedrückten Querschnittsteils und zum überproportionalen Anstieg der Randdruckspannungen. Des Weiteren verändern sich die Steifigkeitsverhältnisse sowie die Lage der Systemlinie im Querschnitt, siehe Abbildung 18. Im Zustand II kann nicht mehr von einem linearen Tragwerksverhalten ausgegangen werden. Die Verformungen nehmen trotz linearer Druckspannungs-Dehnungsbeziehung nichtproportional zur Belastung zu. Daher können der Spannungs- und Risszustand sowie die Lage der Druckresultierenden nur iterativ, d. h. mit erhöhtem Rechenaufwand, bestimmt werden. Das Superpositionsprinzip ist nicht anwendbar. Dies wurde unter anderem von *Voigtländer* (1971) demonstriert. Einzelne Lastfälle, die den Zustand II zur Folge haben, können nicht überlagert werden. Somit beschränkt sich die Elastizitätstheorie nur auf die Lastabtragung über eine Stützlinie innerhalb der ersten Kernweite. Die Lastabtragungswege im gerissenen Zustand können nur näherungsweise erfasst werden.

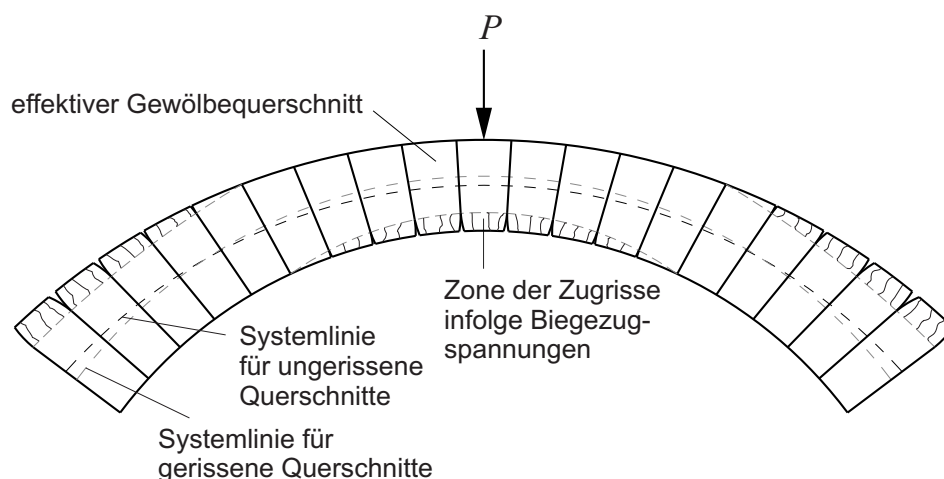


Abbildung 18: Veränderung der Gewölbequerschnitte durch Rissbildung infolge einer Scheitellast P

Die Grenzen der Elastizitätstheorie werden durch Versagenskriterien, die in technischen Normen vorgegeben sind, bestimmt. Diese betreffen hauptsächlich die Begrenzung der Randspannung oder der Risstiefe auf ein bestimmtes Maß. Zwar ist mit Erreichen der zulässigen Randspannung die Elastizitätsgrenze erreicht, dennoch wäre unter Ausnutzung der Entfestigungseigenschaften des Materials eine weitere Laststeigerung möglich. Ebenso bedeutet eine Ausmittigkeit der Druckresultierenden gleich der zweiten Kernweite, also ein Aufreißen des Gewölbequerschnittes bis zur Mittelfläche, noch kein Versagen des Gewölbe-

tragwerkes. Aus diesem Grund eignet sich die Elastizitätstheorie in Hinblick auf Gewölbe eher für Aussagen zum Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, wobei Verformungen aus Temperatureinflüssen, Kriechen und Schwinden sowie Baugrundverformungen zu berücksichtigen sind (Weber 1999). Erst mit Hilfe der Plastizitätstheorie ist eine Ermittlung der Traglast und somit eine Beurteilung der Tragsicherheit hinsichtlich des Grenzzustandes der Tragfähigkeit möglich.

2.1.4 Traglastverfahren

Die Bruchuntersuchungen nach der Kantungstheorie finden im Traglastverfahren eine Fortsetzung. Noch heute sind die von *Couplet* aufgestellten Grundannahmen der Kantungstheorie für spröde Materialien, siehe Abschnitt 2.1.1, im Traglastverfahren gültig. *Heyman* (1982) war der erste, der die Gewölbetheorien des 17. und 18. Jahrhundert traglasttheoretisch gedeutet und daraus einfache Verfahren zur Berechnung von historischen Gewölben entwickelt hat.

Das Traglastverfahren ist eine Anwendung der Plastizitätstheorie. Mit Hilfe dieses Verfahrens lassen sich auch für Bögen der Versagensmechanismus beschreiben und der dazugehörige Grenzzustand der Tragfähigkeit ermitteln. Das Versagen stellt sich ein, wenn durch das Ausbilden von einem oder mehreren Gelenken, welche auch „plastische Gelenke“ genannt werden, eine kinematische Gelenkkette entsteht. Dieser Versagenszustand wird rechnerisch meist erst nach einer Folge von Belastungsschritten erreicht. Dabei stellt die Endstufe der Belastungsschritte das Tragvermögen des Bauwerkes dar. Die erreichte Last wird als Trag- bzw. Grenzlast bezeichnet.

Aufgrund der entfestigenden Eigenschaften der Materialien werden die plastischen Gelenke bei Mauerwerksgewölbebrücken auch Rissgelenke genannt. Eine Vollplastizierung, d. h. eine konstante Spannungsverteilung sowohl in der Druck- als auch in der Zugzone, ist mit der Bildung eines Risses ausgeschlossen. Es kommt zur Zugentfestigung, d. h. zur Verringerung der verbleibenden Zugfestigkeit und -steifigkeit mit zunehmender Rissöffnung. Ein ähnliches Verhalten zeigt der Werkstoff Beton, dessen entfestigendes Verhalten beispielsweise im Modell des fiktiven Risses nach *Hillerborg* (1976) Berücksichtigung findet. Das im Rissgelenk noch aufnehmbare plastische Moment ist abhängig von der Druck- und Zugfestigkeit sowie vom Entfestigungsverhalten. Im Allgemeinen wird dieses Moment allerdings vernachlässigt und ein momentenfreies Rissgelenk angenommen (Weber 1999). In Abbildung 19 ist links der Fall eines spannungsfreien Risses und konstanter Druckspannungen im Rissgelenk dargestellt sowie rechts der Fall eines momentenfreien Rissgelenkes.

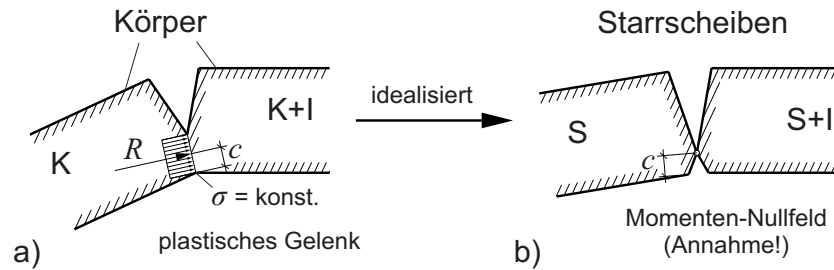


Abbildung 19: Rissgelenk a) mit Aufnahme eines plastischen Momentes bei verformungsfähigen Körpern und b) die Idealisierung als momentenfreies Gelenk bei Starrscheiben (nach Weber 1999)

Weber (1999) beschreibt die Voraussetzungen bzw. Einschränkungen, die im Allgemeinen dem Verfahren der Traglastermittlung für Mauerwerksgewölbebrücken zugrunde gelegt werden:

- Die Widerlager der Gewölbebrücke sind unverschieblich.
- Das plastische Biegemoment wird in jedem Bruchgelenk vernachlässigt. Es gelten die Annahmen der Kantungstheorie, d. h. das Gewölbematerial ist schub- und druckfest, aber hat keine Zugfestigkeit.
- Das Gewölbematerial besitzt eine ausreichende „Kantungsfestigkeit“.
- Der Elastizitätsmodul ist unendlich groß, d. h. die Scheiben der Bruchfigur werden als starr angenommen. Die Formänderungen bzw. die Verträglichkeitsbedingungen bleiben bei der Traglastermittlung unberücksichtigt.
- Die starren Scheiben zwischen den Rissgelenken sind nicht stabilitätsgefährdet. Auch ist ein Durchschlagen (engl. *snap-through buckling*) bis zum Erreichen des globalen Versagens ausgeschlossen.
- Die Stirnmauern, die Hinterfüllung, die Überschüttung und das lückenlose Gleis haben keinen Einfluss auf die Anordnung der Rissgelenke und sind an der Lastabtragung nicht beteiligt. Überschüttung und Hinterfüllung verteilen die Last nur.
- Nach einem schrittweisen Ansatz von Rissgelenken ist das Tragwerk am Ende statisch bestimmt und die Ermittlung der Traglast erfolgt mit Hilfe der Gleichgewichtsbedingungen am unverformten System bestehend aus der Starrscheibenkette. Es gilt somit die Theorie I. Ordnung.

Brumme (2003) zeigte in seiner Arbeit die Entwicklung des plastischen Momentes bei gegenseitiger Verdrehung der Starrkörper unter Berücksichtigung der nichtlinearen Bruchmechanik und schlussfolgerte, dass die für das Traglastverfahren vorgenommenen Vereinfachungen gerechtfertigt sind.

Mit Hilfe der sogenannten Traglastsätze der Plastizitätstheorie lassen sich eine obere und eine untere Grenze für die Traglast eines Körpers unter Berücksichtigung der Gelenkbildung angeben. Der erste Traglastsatz, der sogenannte statische Traglastsatz, lautet:

„Die gegebene Belastung eines Körpers ist höchstens so groß wie die Traglast, wenn ein mit dieser Belastung im Gleichgewicht stehender Spannungszustand angegeben werden kann, der die Fließbedingung an keiner Stelle verletzt.“ (Mang 2008)

Es wird dabei vom statisch zulässigen Spannungszustand gesprochen. Die betrachtete Laststufe P' ist kleiner oder gleich der tatsächlichen Traglast $ult P$. Somit liefert der erste Traglastsatz die untere Grenze für die Traglast.

Der zweite Traglastsatz, auch kinematischer Traglastsatz genannt, besagt:

„Die gegebene Belastung eines Körpers ist mindestens so groß wie die Traglast, wenn ein dieser Belastung entsprechender Versagensmechanismus angegeben werden kann, der den Randbedingungen für die Verschiebungsraten genügt.“ (Mang 2008)

Dieser zweite Traglastsatz beschreibt den kinematischen Versagensmechanismus. Dabei ist die betrachtete Laststufe P'' größer oder gleich der tatsächlichen Traglast $ult P$. Der zweite Traglastsatz bildet somit die obere Grenze für die Traglast. Ermittelt werden kann die Traglast P'' nach dem Prinzip der virtuellen Verrückungen.

Bei Erfüllung der genannten Voraussetzungen und bei bekannter Lage der Rissgelenke ist der Grenzzustand der Tragfähigkeit ohne Zwischenschritte unmittelbar berechenbar. Bei Vernachlässigung des plastischen Momentes und beliebiger Anordnung der Gelenke im Gewölbemodell kann die Ermittlung von P' nach der Stützlinientheorie erfolgen. *Kooharian* (1952) formulierte eine Begründung der Stützlinientheorie durch den ersten Traglastsatz der Plastizitätstheorie. Jede statisch sichere Stützlinie, verlaufend durch die Rissgelenke, erfüllt den ersten Traglastsatz (*Brumme* 2003). Bei der Berechnung nach dem zweiten Traglastsatz bedarf es der Wahl eines Versagensmechanismus. Es sind mehrere Versagensmechanismen mit einer Vielzahl von Rissgelenkanordnungen möglich. Derjenige, der das kleinste P'' zur Folge hat, ist der maßgebende Versagensmechanismus. Dabei hängt die Rissgelenkanordnung im Wesentlichen von der Lage des Lastangriffspunktes ξ_0 ab. Weitere Einflussgrößen sind die Gewölbeform, das Stichverhältnis, die Randbedingungen sowie, falls berücksichtigt, die Mitwirkung von Hinterfüllung und Überschüttung. Abbildung 20 zeigt einen Versagensmechanismus für eine einfeldrige Gewölbebrücke unter außermittiger Belastung. Untersuchungen zum maßgebenden Lastangriffspunkt ξ_0 und zu Versagensmechanismen einfeldriger und mehrfeldriger Gewölbebrücken finden sich bei *Weber* (1999) und *Brencich et al.* (2001). Dabei zeigt sich, dass bei Gewölbereihen nicht nur im belasteten

Gewölbe Rissgelenke entstehen, sondern die benachbarten Gewölbe bei der Gelenkbildung ebenso eine Rolle spielen, was sich auf die Durchlaufwirkung zurückführen lässt.

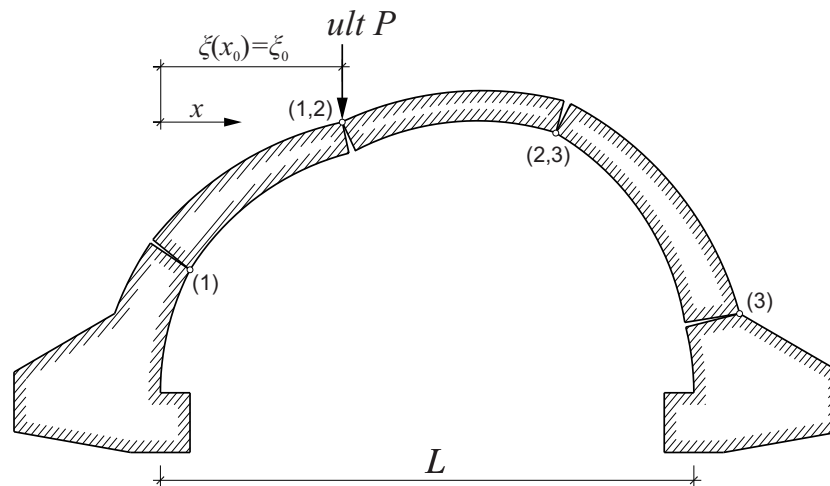


Abbildung 20: Versagensmechanismus einer einfeldrigen Gewölbebrücke unter außermittiger Last P in Anlehnung an den Modellversuch von Weber (1999)

Gegenüber den zuvor beschriebenen Berechnungsmethoden für Gewölbe kann mit dem Traglastverfahren eine Grenz- bzw. Traglast unter Berücksichtigung von überelastischen Tragreserven ermittelt werden. Aus der statischen Unbestimmtheit des Tragsystems resultieren Systemreserven und durch das im inelastischen Bereich entfestigende Materialverhalten können sich Querschnittsreserven ergeben.

2.1.5 Empirische Methoden

2.1.5.1 MEXE-Methode

Zur schnellen und einfachen Bewertung bestehender Gewölbebrücken wurde das Military Engineering Experimental Establishment Verfahren, kurz MEXE-Methode, entwickelt. Die Methode beruht auf Untersuchungen von Pippard (1939, 1948), der Berechnungen sowie Bruchversuche an vorhandenen Gewölbebrücken und nachgebildeten Brückenmodellen in Originalgröße durchführte. Dabei ging er von einem parabelförmigen Zweigelenkbogen unter Einzellast im Scheitel sowie linear-elastischem Materialverhalten aus. Der Grund für die Wahl dieses statischen Systems war, dass bereits bei kleinen Verschiebungen der Kämpfer sich dort Gelenke ausbilden (Proske et al. 2006). Pippard (1939, 1948) wählte für die Bogensystemlinie eine Parabel zweiter Ordnung und eine vom Scheitel zum Kämpfer zunehmende Gewölbedicke. Weiterhin ging er von einer Füllung oberhalb des Bogens aus, welche allerdings nur mit ihrem Gewicht Berücksichtigung findet. Dabei wurde für die Füllung die gleiche Dichte wie für das Mauerwerk (2240 kg/m^3) angenommen. Senkrecht zur Brückenlängsrichtung kommt ein Lastausbreitungswinkel von 45° zum Ansatz. Demzufolge entspricht die mitwirkende Gewölbebreite stets der doppelten Füllungshöhe (Page

1993). Ein Versagen tritt ein, wenn die Druckspannungsergebnisse aus der mittleren Hälfte des Querschnittes herauswandert (*middle-half rule*). Demzufolge werden in gewissem Maße Zugspannungen oder ein Aufreißen des Gewölbes zugelassen. Außerdem begrenzte Pippard die Druckfestigkeit des Gewölbematerials auf $1,39 \text{ N/mm}^2$ (Crisfield et al. 1990).

Die MEXE-Methode ist sowohl für Straßenbrücken als auch für Eisenbahnbrücken anwendbar. Während des zweiten Weltkrieges fand das Verfahren zur Berechnung der Tragfähigkeit von Straßenbrücken unter Militärlasten Anwendung. Später wurde das Verfahren mehrmals überarbeitet und durch den Abgleich mit Versuchsergebnissen verbessert. Zudem erfolgte eine Anpassung an aktuelle Verkehrslasten und die Einführung als modifizierte MEXE-Methode im internationalen *UIC-Kodex 778-3* (1995).

Das Verfahren ist an einige Randbedingungen gebunden, die den Anwendungsbereich innerhalb der Gesamtheit aller bestehenden Gewölbebrücken einschränken. Folgende Kriterien müssen erfüllt sein:

- eine lichte Weite kleiner 20 m,
- ein Gewölbestich größer $\frac{1}{4}$ der lichten Weite und
- eine Höhe der Füllung von Unterkante Schwelle bis Oberkante Gewölbe im Bereich von 30 cm bis 105 cm.

Nach *UIC-Kodex 778-3* (1995) lassen sich mit der MEXE-Methode für die entsprechenden Gewölbebrücken zulässige Achs- und Meterlasten Q_{adm} bzw. q_{adm} ermitteln, siehe Gleichungen (2.2) und (2.3).

$$q_{adm} = \frac{Q_{adm}}{1,5m} \quad (2.2)$$

$$Q_{adm} = Q_p \cdot f \quad (2.3)$$

Mit diesen zulässigen Achs- bzw. Meterlasten werden alle vorkommenden Achsfolgen in beliebiger Anzahl mit einem Abstand von 1,5 m und größer abgedeckt. Q_p stellt dabei eine ideelle Achslast dar, die sich in Abhängigkeit von der Gewölbedicke im Scheitel, der lichten Weite und der Stärke der Füllung zwischen der Unterkante der Schwellen und der Oberkante des Gewölbes im Scheitel ergibt. Diese Achslast kann aus Nomogrammen im Anhang 1 des *UIC-Kodex 778-3* (1995) entnommen werden.

Die ideelle Achslast wird mit einem globalen Anpassungswert f multipliziert. Dieser globale Anpassungswert berücksichtigt eine Vielzahl von Einflussparametern, siehe Gleichung (2.4), die im Anhang 1 des *UIC-Kodex 778-3* (1995) aufgelistet sind.

$$f = f_S \cdot f_M \cdot f_J \cdot f_C \cdot f_N \cdot \frac{1}{f_\phi} \quad (2.4)$$

Nach *UIC-Kodex 778-3* (1995) zählen zu diesen Einflussfaktoren:

- der Bogenformfaktor f_S ,
- der Materialfaktor f_M ,
- der Fugenfaktor f_J ,
- der Zustandsfaktor f_C ,
- der Faktor für Brücken mit mehreren Feldern f_N und
- der dynamische Beiwert f_ϕ , welcher einheitlich 1,25 beträgt.

Einflüsse von Stirnmauern, Flügelmauern sowie der Gründung bleiben in der modifizierten MEXE-Methode unberücksichtigt. Es wird nur das Gewölbe einschließlich Füllung in seinem aktuellen Zustand betrachtet.

Die sich ergebenden Achs- und Meterlasten Q_{adm} bzw. q_{adm} sind mit den zulässigen Lasten gemäß Streckenklassen und den Lastbildern für Schwerlasten zu vergleichen. Somit liefert die MEXE-Methode vergleichsweise schnell Ergebnisse. Es wird jedoch darauf hingewiesen, dass diese Ergebnisse mit vergleichsweise großen Unsicherheiten behaftet sind und die MEXE-Methode deshalb in der Fachliteratur kritisiert wurde (*Brencich et al.* 2001, *McKibbins et al.* 2006, *Wang et al.* 2010, 2013).

2.1.5.2 Methode nach *Martín-Caro et al.*

Ein weiteres empirisches Verfahren zur schnellen Tragsicherheitsbewertung von Mauerwerksgewölbebrücken ist die Methode nach *Martín-Caro et al.* (2004). *Proske et al.* (2006) bezeichnen sie auch als FILEV-Methode, was sich aus der Abkürzung von *first level analysis tool* ergibt. Grundlage für dieses vereinfachte Berechnungsverfahren sind von *Martín-Caro et al.* (2004) durchgeführte numerische Berechnungen, die auf einem Approximationsansatz und einer Entkopplung von Parametern beruhen. Dabei wurde zwischen der Belastung durch Einzellast und derjenigen durch gleichverteilte Streckenlast unterschieden.

Zum Zwecke der Ermittlung einer Näherungsformel für die Grenzeinzellast erfolgten Berechnungen mittels Traglastverfahren für 790 verschiedene Bauwerksgeometrien. Dabei kamen ein- und zweifeldrige Gewölbebrücken mit unterschiedlichen geometrischen Abmessungen zum Ansatz. Als Versagensmechanismen wurden Gelenkbildung und Schubversagen berücksichtigt. Der Eintragungsort der Einzellast lag zwischen 1/5 und 1/2 der Gewölbespannweite.

Zusätzlich zu den Untersuchungen zur Grenzeinzellast erfolgten mit Hilfe des Programms SOFISTIK 96 nichtlineare 2D-Stabwerksberechnungen mit verschiedenen Parameterkombinationen zur Ermittlung einer maximalen Streckenlast, wobei für deren Erreichen das Druckversagen des Mauerwerks maßgebend war. Die Streckenlast wurde als Halblast oder als Volllast über einfeldrige Gewölbebrücken mit verschiedenen geometrischen Abmessungen angesetzt.

Bei allen Berechnungen betrug die Gewölbebreite konstant 3,0 m und der Lastausbreitungswinkel in der Füllung 30° . Das Eigengewicht wurde im Falle der Einzellasten mit einem Faktor von 1,0 und im Falle der Streckenlasten jeweils auf der ungünstigeren Seite liegend mit einem von 1,0 oder 1,35 beaufschlagt. Übersichten der durchgeführten Berechnungen und der variierten Parameter sind *Martín-Caro et al. (2004)* zu entnehmen. Abbildung 21 zeigt die Skizze einer zweifeldrigen Gewölbebrücke mit den wichtigsten variierten Parametern.

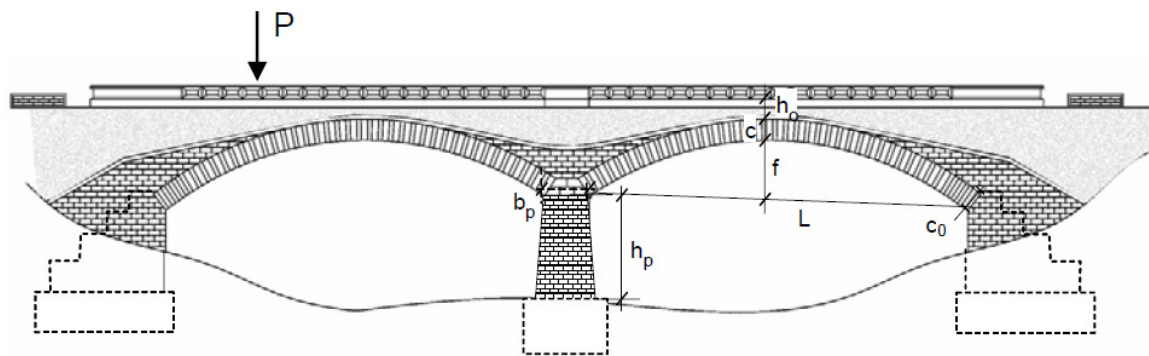


Abbildung 21: Skizze einer Gewölbebrücke, die *Martín-Caro et al.* für ihre Parameterstudien nutzten (*Martín-Caro et al. 2004*)

Die Methode nach *Martín-Caro et al. (2004)* hat aufgrund der vielen Modellannahmen vergleichsweise enge Anwendungsgrenzen. Diese Anwendungsgrenzen sowie die wichtigsten Ausnahmen können wie folgt zusammengefasst werden (*Martín-Caro et al. 2004*):

- Die Brücke muss im Grundriss geradlinig sein.
- Das Gewölbe besteht nur aus einer Lage Steine.
- Mehrere Brückenfelder können nur dann betrachtet werden, wenn alle die gleiche Spannweite besitzen.
- Die Widerlager werden als unendlich steif angenommen.
- Es wird von einem ungeschädigten Zustand der Brücke ausgegangen.
- Die Gewölbezwickel werden als nicht hohl angenommen.
- Die Spannweite L der Brücke sollte größer als 2 m, jedoch kleiner als 20 m sein.
- Die Untergrenze für den Stich f beträgt $1/6$ der Spannweite L .

- Für das Verhältnis von Gewölbedicke c im Scheitel zur Spannweite L gelten die Grenzwerte nach Tabelle 1.
- Für die Höhe der Hinterfüllung, die sich oberhalb des Gewölberückens am Widerlager befindet, werden folgende Werte in Abhängigkeit vom Verhältnis des Gewölbestiches f zur Spannweite L angenommen. Zwischen den Werten darf linear interpoliert werden.
 - für hohe Gewölbe (Stich $f = 1/2 \times$ Spannweite L): $h_{\text{Hinterfüllung}} = 0,6 \cdot f$
 - für flache Gewölbe (Stich $f = 1/6 \times$ Spannweite L): $h_{\text{Hinterfüllung}} = 0,3 \cdot f$
- Die Höhe der Stirnmauer h_o am Gewölbescheitel sollte zwischen 0,25 m und 2,0 m liegen.
- Die Pfeilerhöhe h_p darf maximal 10 m betragen.
- Die Pfeilerbreite b_p sollte mindestens $1/6$ der Spannweite L entsprechen.

Tabelle 1: Grenzen für das Verhältnis von Scheiteldicke zu Spannweite (Martín-Caro et al. 2004)

Spannweite L in m	2,0 – 5,0	5,0 – 7,5	7,5 – 10,0	10,0 – 15,0	15,0 – 20,0
Scheiteldicke/Spannweite c/L	$\geq 0,10$	$\geq 0,09$	$\geq 0,07$	$\geq 0,06$	$\geq 0,05$

Wenn eine zu untersuchende Brücke all diese Bedingungen erfüllt, ist die Tragfähigkeit unter einer Einzellast P_{ult} nach Gleichung (2.5) ermittelbar (Martín-Caro et al. 2004):

$$P_{ult} = (A \cdot L^2 + B \cdot L + C) \cdot K_1 \cdot K_2 \quad (2.5)$$

Die Parameter A , B und C sind vom Verhältnis der Gewölbedicke im Scheitel c zur Spannweite L des Gewölbes abhängig, siehe Tabelle 2.

Tabelle 2: Parameter A , B und C in Abhängigkeit vom Verhältnis der Gewölbedicke im Scheitel c zur Spannweite L (Martín-Caro et al. 2004)

Scheiteldicke/Spannweite	Parameter A	Parameter B	Parameter C
0,10	24,432	15,796	792
0,09	29,891	-183,15	1092
0,07	20,000	-190,00	1020
0,06	14,927	-173,30	1095
0,05	3,3036	7,4106	345

Das Verhältnis des Stiches f zur Spannweite L wird mit dem Parameter K_1 berücksichtigt. Parameter K_2 ergibt sich aus der Höhe der Füllung h_o über den Scheitel. Diese Parameter lassen sich mit Gleichung (2.6) bzw. (2.7) ermitteln (Martín-Caro et al. 2004).

$$K_1 = \begin{cases} 1 - 0,05 \left(\frac{L}{f} - 4 \right)^2 & \text{wenn } \frac{f}{L} \leq 0,25 \text{ und } \frac{h_p}{L} \geq 0,5 \\ 1 + 0,03 \left(\frac{L}{f} - 2 \right)^2 & \text{in allen anderen Fällen} \end{cases} \quad (2.6)$$

$$K_2 = 1 + \left(\frac{h_o}{2,5} \right)^2 \quad (2.7)$$

Bei den Untersuchungen von *Martín-Caro et al.* (2004) zeigte sich für die Lastfälle mit Gleichstreckenlast eine starke Abhängigkeit der Bruchlast von der Druckfestigkeit des Mauerwerks f_c . Dafür ist der Einfluss des Stich-Spannweiten-Verhältnisses eher gering. Die Ergebnisse für die Tragfähigkeit unter Streckenlast sind in Tabelle 3 zusammengefasst. Aus der Interpolation dieser Ergebnisse ergeben sich die in Tabelle 4 aufgeführten Näherungsformeln zur Ermittlung der Grenzstreckenlast q_{ult} .

Tabelle 3: Zusammenfassung der Ergebnisse für die Tragfähigkeit unter Streckenlast (*Martín-Caro et al.* 2004)

Spannweite [m]		L = 5,00		L = 10,00		L = 20,00	
f_c [N/mm ²]		q_{ult} [kN/m]					
		$f/L = 1/2$	$f/L = 1/6$	$f/L = 1/2$	$f/L = 1/6$	$f/L = 1/2$	$f/L = 1/6$
4,0	Volllast	1197	1097	797	721	721	621
	Halblast	1463	1107	963	831	738	480
6,0	Volllast	1797	2094	931	1442	1101	952
	Halblast	1625	1183	1107	1107	887	738
8,0	Volllast	2795	2891	1397	2105	1383	1301
	Halblast	1773	1849	1187	1773	1107	945
10,0	Volllast	3392	3593	2218	2595	1996	1730
	Halblast	1922	1922	1266	2074	1177	1044

Tabelle 4: Näherungsformeln für die Grenzstreckenlast q_{ult} in Abhängigkeit von der Druckfestigkeit f_c (*Martín-Caro et al.* 2004)

Spannweite in m	5,0		10,0		20,0
Druckfestigkeit des Mauerwerks in MPa	$f_c \leq 6,0$	$f_c > 6,0$	$f_c \leq 7,0$	$f_c > 7,0$	
ertragbare Streckenlast q_{ult} in kN/m mit f_c in MPa	1230	$185 \cdot f_c + 75$	$210 \cdot f_c - 333$	$50 \cdot f_c + 788$	$95 \cdot f_c + 140$

2.1.6 Numerische Methoden

Probleme der Kontinuumsmechanik können mit Hilfe von gewöhnlichen oder partiellen Differentialgleichungen dargestellt werden. Eine exakte Lösung für diese Differentialgleichungen bzw. Differentialgleichungssysteme lässt sich jedoch nur für spezielle Fälle finden, die sich bezüglich Geometrie und Belastung im Allgemeinen von tatsächlichen Problemen der Ingenieurmechanik unterscheiden. Aus diesem Grund kommen numerische Methoden zum Einsatz, welche eine ausreichend genaue Näherungslösung des jeweiligen Problems bieten. Zu diesen numerischen Näherungsverfahren zählen beispielsweise folgende Diskretisierungsverfahren: die Finite-Differenzen-Methode, die Finite-Elemente-Methode, die Randelementmethode und die Diskrete-Elemente-Methode. Auf die Anwendung der Finite-Elemente-Methode und der Diskrete-Elemente-Methode für die Modellierung von Mauerwerksgewölbebrücken wird in den nachfolgenden Unterkapiteln näher eingegangen.

Die Anwendung numerischer Methoden in der Baumechanik begann in den 1960er Jahren und wurde durch den technischen Fortschritt der Rechentechnik ermöglicht. Damit konnten beliebige Bauteilgeometrien und Lastanordnungen berücksichtigt werden. Zudem war es nun leichter möglich, nichtlineare Materialgesetze anzuwenden und somit Tragwerke aus Mauerwerk, beispielsweise Mauerwerksgewölbebrücken, wirklichkeitsnäher nachzubilden. Deshalb eignen sich numerische Methoden in besonderem Maße zur Problemlösung und zur Ursachenklärung für Schäden an bestehenden Mauerwerksstrukturen. Bei Mauerwerksgewölbebrücken führen stark idealisierte Tragwerksmodelle, die Nichtberücksichtigung von Belastungsgeschichte und Vorschädigung sowie vereinfachende Annahmen hinsichtlich des Materialverhaltens, hinsichtlich der mechanischen Randbedingungen bzw. hinsichtlich der Bauwerks-Boden-Interaktion zu Abweichungen zwischen dem rechnerisch vorhergesagten und dem tatsächlichen Tragverhalten. Bei Anwendung numerischer Methoden sind viele dieser Vereinfachungen nicht erforderlich, weshalb wirklichkeitsnähere Ergebnisse erhalten werden. Auch eignen sich die numerischen Berechnungsmethoden zur Beurteilung der Wirksamkeit von Ertüchtigungsmaßnahmen an geschädigten Mauerwerksstrukturen. Es ist zu beachten, dass im Umgang mit den numerischen Methoden und bei der Interpretation von Berechnungsergebnissen ein gutes Grundlagenwissen und Erfahrung erforderlich sind.

In der Forschung existieren verschiedene Strategien für die numerische Modellierung von Mauerwerk, siehe Abbildung 22. Es wird zwischen Makro- und Mikromodellierung unterschieden (Lourenço 1996, Jäger 2007, Lange et al. 2014 und Addessi et al. 2014). Im Falle der Makromodellierung erfolgt die Annahme eines homogenen Kontinuums. Jede Stelle des Kontinuums hat die gleichen Materialeigenschaften. Eine Unterscheidung in Stein und Fuge ist nicht vorgesehen. Die Materialeigenschaften beider Komponenten (Stein und Fuge) werden verschmiert über das Kontinuum angesetzt. Daraus folgend wird mit mittleren

Spannungen und Dehnungen gerechnet. Bei der Mikromodellierung hingegen wird der Mauerwerksverband durch eine Diskretisierung in die Einzelkomponenten Stein und Fuge nachgebildet. Dabei können die Fugen vereinfacht oder detailliert Berücksichtigung finden, siehe Abbildung 22. Im vereinfachten Mikromodell besteht das Mauerwerksgefüge aus einzelnen von einander unabhängigen Steinen, die im Kontakt miteinander stehen. Kontaktelemente bilden vereinfacht die Fugen zwischen den Steinen ab. Der eigentliche Fugenanteil wird dabei dem Stein zugerechnet. Den Kontaktelementen lassen sich bestimmte Verbundeigenschaften zuweisen. Bei der detaillierten Mikromodellierung werden Stein und Mörtelfuge einzeln und mit ihren tatsächlichen geometrischen Abmessungen im Modell nachgebildet. Dabei können verschiedene Materialeigenschaften bzw. -modelle für Stein und Mörtelfuge angesetzt werden.

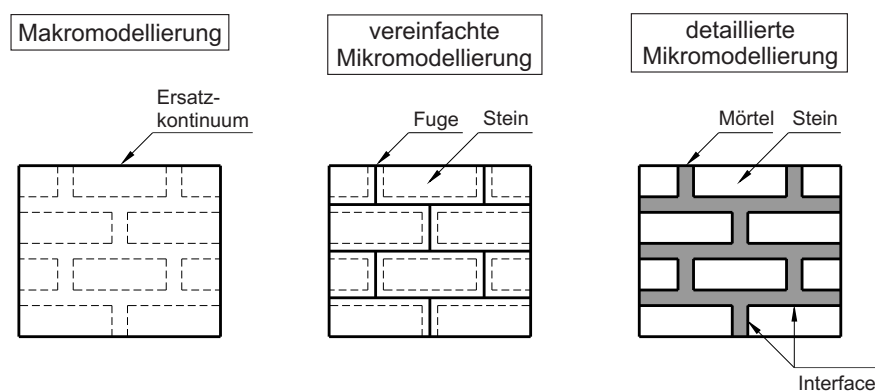


Abbildung 22: Modellierungsstrategien für Mauerwerk

Die Wahl der entsprechenden Modellierungsstrategie hängt vornehmlich von der gegebenen Problemstellung ab. Bei großen Mauerwerksstrukturen ist es sinnvoll, die Makromodellierung zu nutzen. Voraussetzung für diese Idealisierung ist, dass die Abmaße der einzelnen Steine im Verhältnis zur Gesamtgeometrie klein sind und die auftretenden Diskontinuitäten bis zu einem bestimmten Maß (Makrorissbildung ausgenommen) als verschmiert betrachtet werden können. Mit der Mikromodellierung lässt sich hingegen das Verhalten der einzelnen Steine abbilden, so auch deren Verdrehung gegeneinander. Allerdings ist der Modellierungsaufwand für größere Mauerwerksstrukturen sehr hoch. Daher eignet sich die Mikromodellierung eher für einzelne Bauteile aus Mauerwerk oder für die Betrachtung begrenzter Bereiche mit lokaler Schädigung. In vielen Fällen ist es sinnvoll, eine Kombination beider Modellierungsarten anzuwenden. Beispielsweise kann das Gewölbe bei Mauerwerks-gewölbebrücken durch einzelne Steine sowie Fugen entsprechend der Mikromodellierung abgebildet werden und der Rest der Brücke durch ein Kontinuum entsprechend der Makromodellierung. Diese Vorgehensweise wird als parallele oder simultane Multiskalenmodellierung bezeichnet. Das Gesamtmodell besteht aus Bereichen mit Mikro- bzw. Makromodellierung, wobei eine Lösung des mechanischen Problems für alle Bereiche gleichzeitig gefunden wird. Der Vorteil dieser Art der Multiskalenmodellierung besteht in der Kombination einer großen Modellfeinheit in einigen interessierenden Bereichen einerseits und

einer effizienten Simulation des Tragverhaltens der Gesamtkonstruktion andererseits. Eine andere Art der Multiskalenmodellierung ist die sogenannte sequentielle Multiskalenmodellierung, bei der das Materialverhalten zunächst am Mikromodell eines repräsentativen Volumens simuliert wird und so effektive Eigenschaften eines entsprechenden homogenisierten Volumens abgeleitet werden. Diese Eigenschaften kommen dann auf der nächsthöheren Modellierungsebene zum Ansatz (Lourenço 2013 und Addessi et al. 2014). Auf diese Weise ist eine effiziente Berechnung auf der Makroebene unter Ansatz des mittels Mikromodellierung ermittelten Materialverhaltens möglich.

Die Modellierungsstrategien stehen in gewisser Weise im Zusammenhang mit den numerischen Berechnungsmethoden. Beispielweise eignet sich für ein großes Kontinuumsmodell (Makromodellierung) vor allem die Finite-Elemente-Methode. Für die Mikromodellierung kann sowohl die Finite-Elemente-Methode als auch die Diskrete-Elemente-Methode angewandt werden. Bei der Wahl der Berechnungsmethode sind auch Modellierungsaufwand und die Berechnungsdauer zu beachten.

Abbildung 23 zeigt links ein Beispiel für eine Gewölbebrücke mit kleinformatischen Steinen, für die eine Makro- oder Multiskalenmodellierung sinnvoll wäre, und rechts ein Viadukt mit großen blockartigen Steinen, für die sich eine Mikromodellierung anbieten würde, weil der daraus resultierende höhere Rechenaufwand aufgrund der vergleichsweise geringen Einzelsteinanzahl vertretbar wäre.



Abbildung 23: Beispiel für eine Gewölbebrücke mit kleinformatischen Steinen (links) und für ein Viadukt mit großen blockartigen Steinen (rechts)

2.1.6.1 Finite-Elemente-Methode

Die Finite-Elemente-Methode ist ein Diskretisierungsverfahren, welches zur Gewinnung von Näherungslösungen auch in der Kontinuumsmechanik Anwendung findet. Da es sich

um eine seit Jahrzehnten in Ingenieurwesen angewandte Methode handelt, soll nachfolgend nur auf einige zum Verständnis der Arbeit erforderliche Charakteristika des zugrunde liegenden Berechnungskonzeptes eingegangen werden. Gemäß der Finite-Elemente-Methode wird das Kontinuum in eine endliche (finite) Anzahl von Elementen unterteilt. Benachbarte Elemente sind durch gemeinsame Knotenpunkte miteinander verbunden. Bei Anwendung der Methode in der Elastostatik können an den Knotenpunkten Verschiebungsgrößen (Verschiebungen und Verdrehungen) oder Kraftgrößen (Kräfte und Momente) als äußere Belastung des Systems vorgegeben werden können. Die statische Berechnung erfolgt dann bei linearem Tragverhalten mittels eines linearen Gleichungssystems mit dem Lastvektor $\{P\}$ und dem Verschiebungsvektor $\{\Delta\}$:

$$\{P\} = [K]\{\Delta\} \quad (2.8)$$

Die Systemsteifigkeitsmatrix $[K]$ lässt sich unter Nutzung von Gleichgewichts- und Verträglichkeitsbedingungen an den Knotenpunkten aus den Elementsteifigkeitsmatrizen $[k]$ zusammensetzen. Letztere beschreiben das Verhalten der einzelnen Elemente und beinhalten Informationen zur Art der inneren Kräfte, welche im Element auftreten können, sowie zu Geometrie und Materialverhalten. Entsprechend dem im Modell nachzubildenden Tragelement kommen verschiedene Elementarten, wie Fachwerk-, Balken-, Scheiben-, Platten-, Schalen- sowie Volumenelemente, zur Anwendung, die sich in der Dimensionalität und in den berücksichtigten Freiheitsgraden unterscheiden. Nur diejenigen Knotenverschiebungen oder -verdrehungen, die in einem Element der jeweiligen Art innere Kräfte zur Folge haben, werden als Freiheitsgrade berücksichtigt.

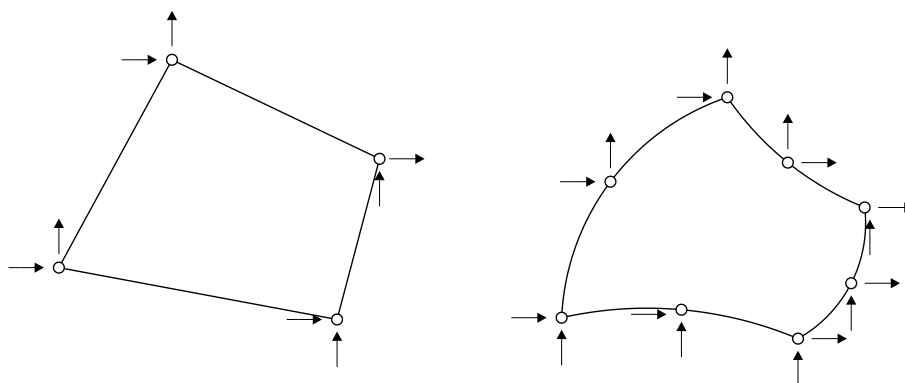


Abbildung 24: Viereck-Scheibenelement mit linearer (links) und quadratischem (rechts) Verschiebungsansatz

Abbildung 24 zeigt zwei verschiedene Typen von Viereck-Scheibenelementen mit den zugehörigen Freiheitsgraden. Zu jedem der dargestellten Freiheitsgrade gehören jeweils eine Knotenverschiebung und eine Knotenkraft. Beide wirken innerhalb der Elementebene, woraus sich in dieser Ebene wirkende Normal- und Schubspannungen ergeben, was einer Scheibenbeanspruchung des Elementes entspricht.

Über die Elementsteifigkeitsmatrix $[k]$ sind die Vektoren der Knotenkräfte $\{F\}$ und der Knotenverschiebungen $\{\Delta\}$ miteinander verbunden:

$$\{F\} = [k]\{\Delta\} \quad (2.9)$$

Im Allgemeinen sind zur Ermittlung der Elementsteifigkeitsmatrix $[k]$ für einen bestimmten Elementtyp Annahmen zum Verformungsverhalten zu treffen, so auch bei den beiden in Abbildung 24 dargestellten Typen von Scheibenelementen. Es wird ein entsprechender Verschiebungsansatz gewählt, der die Knotenverschiebungen als Parameter enthält. Bei einem linearen Verschiebungsansatz verlaufen die Verschiebungen entlang der Ränder stets linear. Dies ist bei einem quadratischen Verschiebungsansatz nicht notwendigerweise der Fall. Da bei beiden in Abbildung 24 dargestellten Elementtypen die jeweilige Knotenanzahl ausreicht, um den Verlauf der Randverschiebungen exakt zu bestimmen, ist die Kontinuität der Verschiebungen zu einem Nachbarelement gewährleistet, wenn dieses an den gleichen Knoten anschließt. Der Polynomgrad des gewählten Verschiebungsansatzes, mit dem die tatsächlichen Verformungen des Elementes im Allgemeinen nur näherungsweise abgebildet werden können, sowie die Feinheit des Finite-Elemente-Netzes sind die wesentlichen Einflüsse auf die Genauigkeit der erhaltenen Rechenergebnisse.

Zweckmäßigerweise wird der Verschiebungsansatz zunächst in einem lokalen Elementkoordinatensystem, einem dimensionslosen, sogenannten natürlichen Koordinatensystem aufgestellt. Gleicht der Ansatz für die Transformation der Koordinaten auf ein globales, die tatsächliche Elementtopologie wiedergebendes Koordinatensystem dem gewählten Verschiebungsansatz, handelt es sich um sogenannte isoparametrische Elemente. Diese können bei höherwertigem Verschiebungsansatz krummlinig berandet sein, siehe Acht-Knoten-Element in Abbildung 24 links. Bei den in der vorliegenden Arbeit beschriebenen Berechnungen kamen isoparametrische Elemente zur Anwendung.

Nach Ermittlung der unbekanntenen Verschiebungs- und Kraftgrößen im Gleichungssystem (2.8) lassen sich die Spannungen in den einzelnen Elementen errechnen. Bei nichtlinearem Tragwerksverhalten ist die Systemsteifigkeitsmatrix $[K]$ abhängig vom Belastungsniveau und es ergibt sich ein nichtlineares Gleichungssystem, dessen Lösung mittels numerischer Verfahren wie dem *Newton-Raphson*-Verfahren oder dem Bogenlängenverfahren möglich ist. Bei Mauerwerksgewölbebrücken treten gewöhnlich nur materialbedingte (physikalische) Nichtlinearitäten auf. Geometrische Nichtlinearitäten sind aufgrund der kleinen Verformungen im Allgemeinen zu vernachlässigen.

Nach dem in technischen Normen und Richtlinien dokumentierten Stand der Technik ist die Finite-Elemente-Methode zum Nachweis der Tragsicherheit von Mauerwerksgewölbebrücken generell anwendbar. Dies wird ausführlich in Abschnitt 2.2.1 erläutert. Die ge-

nannten Regelwerke enthalten jedoch keine ausreichenden Empfehlungen zur Modellierungsstrategie sowie zur Ergebnisbewertung, insbesondere für den Fall nichtlinearer Finite-Elemente-Simulationen. Daraus begründet sich der Forschungsbedarf auf diesem Gebiet. Nachfolgend wird der Stand der Forschung zur Anwendung der Finite-Elemente-Methode für die Simulation des Tragverhaltens von Mauerwerksgewölbebrücken dargestellt. Da linear-elastische Berechnungen das Versagen von Bauwerken dieser Art nicht adäquat nachbilden können und die Vorteile der Finite-Elemente-Methode bei Berücksichtigung des tatsächlichen Materialverhaltens in besonderer Weise zum Tragen kommen, konzentriert sich die Forschung vor allem auf nichtlineare Berechnungen. Erste diesbezügliche Arbeiten wurden von *Crisfield* (1984), *Choo et al.* (1990), *Loo et al.* (1991), *Sicilia et al.* (1998), *Middleton et al.* (1998) und *Hughes et al.* (1998) veröffentlicht. *Crisfield* (1984) implementierte ein elasto-plastisches Materialgesetz mit begrenzter Zug- und Druckfestigkeit in ein Programm zur Nachrechnung von Mauerwerksgewölben. *Choo et al.* (1990), *Loo et al.* (1991), *Middleton et al.* (1998) und *Hughes et al.* (1998) nutzen hingegen bereits Ansätze zur Berücksichtigung der Rissbildung an Mauerwerksgewölbebrücken. Wie in Abschnitt 2.1.6 ausgeführt, werden in der Mauerwerksforschung Mikro- und Makromodellierung unterschieden. Die zuvor genannten ersten Arbeiten zu nichtlinearen Berechnungen von Mauerwerksgewölbebrücken bildeten das Mauerwerk makroskopisch ab, d. h. als Kontinuum ohne Unterteilung in Steine und Fugen. Wesentliche Beiträge zu auf dieser Betrachtungsebene verwendbaren Materialmodellen leisteten *Ganz* (1985) und *Lourenço* (1996). Auf die einzelnen Materialmodelle für Mauerwerk soll hier allerdings nicht näher eingegangen werden, sondern vorrangig auf ihre Anwendung für Finite-Elemente-Simulationen des Tragverhaltens von Mauerwerksgewölbebrücken.

Einen wichtigen Beitrag zur Makromodellierung von Mauerwerksgewölbebrücken lieferte *Schlegel* (2002, 2004a). Er implementierte ein elasto-plastisches anisotropes Materialmodell in ANSYS, welches durch eine spezielle Versagensfläche das Fugen-, Stein- und Verbundversagen berücksichtigt. Mit Hilfe dieses Materialmodells erfolgte die Nachrechnung des Göltzschtalviadukts in Sachsen als dreidimensionales Tragwerk. Dabei wurde die Tragfähigkeit der Brücke anhand von in den Bögen auftretenden plastischen Dehnungen bewertet. Zusätzlich erfolgte eine Überprüfung der Druckspannungen sowie der Lage der Druckspannungsergebnisse in den Mauerwerksbögen. Die Boden-Bauwerk-Interaktion blieb jedoch unberücksichtigt.

Das von *Schlegel* verwendete Materialmodell stellt eine Erweiterung des Versagenskriteriums nach *Ganz* (1985) auf den räumlichen Beanspruchungszustand dar. Weitere Versagenskriterien, die für die Makromodellierung von Mauerwerksgewölbebrücken angewandt wurden, sind diejenigen nach *Mohr-Coulomb* und nach *Drucker-Prager*. Letztere verwendeten unter anderem *Frunzio et al.* (2001) und *Ural et al.* (2006). *Bodendiek* (2007) untersuchte das Trag- und Verformungsverhalten des historischen Bahrmühlenviadukts bei

Chemnitz, insbesondere die Mitwirkung von Aufmauerungen im Füllungsbereich. Dabei gab *Bodendiek (2007)* für das Mauerwerk in Materialuntersuchungen ermittelte Spannungs-Dehnungs-Kurven für Druck- und Zugbeanspruchung vor.

Neben den elasto-plastischen Materialmodellen kamen auch solche zur Anwendung, die eine Berücksichtigung von Rissbildungen ermöglichen. Derartige Materialmodelle werden meist zur Beschreibung des Materialverhaltens von Beton verwendet, sind jedoch auch auf Mauerwerk übertragbar. *Slowik et al. (2005)* nutzten Finite-Elemente-Modelle von Gewölbebrücken für begleitende Berechnungen im Zuge experimenteller Tragsicherheitsbewertungen. So konnten einzutragende Versuchslasten ermittelt und im Versuch nicht nachbildbare Lastfälle berechnet werden. Die Berechnungen erfolgten mit dem Programm ATENA unter Nutzung eines verschmierten Rissmodells und die Auflagerbedingungen wurden mittels eines Bodenmodells berücksichtigt. *Chandra Kishen et al. (2010)* und *Raj et al. (2014)* nutzten ebenfalls das Programm ATENA für nichtlineare Simulationen an Mauerwerksgewölbebrücken. *Chandra Kishen et al. (2010)* führten auch Feldversuche durch und schätzten die Ermüdungslebensdauer der untersuchten Bauwerke ab. Sowohl für das Mauerwerk als auch für die Füllung kam ein verschmiertes Rissmodell zum Ansatz. Die Interaktion zwischen Bauwerk und Baugrund wurde jedoch nicht berücksichtigt. *Rhodes et al. (2014)* verwendeten das Programm LUSAS, *Fanning et al. (2001)* sowie *Stablon et al. (2012)* das Programm ANSYS für ihre Rissimulationen in Mauerwerksgewölbebrücken. *Stablon et al. (2010)* implementierten dafür ihr eigenes Schädigungsmodell.

Alternativ zur Makromodellierung kann für Mauerwerk auch eine Mikromodellierung erfolgen. Im Fall von Mauerwerksgewölbebrücken wird dabei meist nur die Tragkonstruktion, d. h. der Bogen bzw. das Gewölbe, durch ein Diskontinuum bestehend aus einzelnen Steinen und Fugen nachgebildet. Die Fugen können entweder durch Kontaktelemente dargestellt oder diskret modelliert werden. Diskret modellierten Fugen und Steinen lassen sich elastische oder nichtlineare Materialeigenschaften zuweisen. Kontaktelemente werden meist so definiert, dass sie Druck- und *Coulombsche* Reibungskräfte übertragen, Zugkräfte jedoch ausgeschlossen sind. Dies ermöglicht die Nachbildung „klaffender“ Fugen.

Purtak et al. (2007, 2011) schlagen für die Berechnung von Natursteinbogenbrücken ein sogenanntes entkoppeltes Diskontinuumsmodell für 2D und 3D vor. Dabei werden zwei Untersuchungen an verschiedenen Modellen durchgeführt, eine für die Ermittlung der Beanspruchung und eine für die Ermittlung der Beanspruchbarkeit. Für die Ermittlung der Beanspruchung kommen Kontaktelemente zwischen den sich linear-elastisch verhaltenden Steinen des Bogens bzw. des Gewölbes zur Anwendung. Aus dieser Berechnung ergibt sich die Lage der Stützlinie und es bildet sich im Versagensfall eine Gelenkkette mit vier Gelenken aus. Die Ermittlung der lokalen Beanspruchbarkeit erfolgt mit einem detaillierten, gemäß *Purtak et al. (2007)* nur zwei Mörtelfugen zwischen drei Steinen umfassenden Teil-

modell unter Anwendung der Versagenskriterien nach *Mohr-Coulomb* für die Steine bzw. nach *Drucker-Prager* für die Fugen. Die Füllung kam bei *Purtak et al.* (2007, 2011) nur mit ihrem Eigengewicht zum Ansatz. Auch die Stirnmauern und ihre Mitwirkung fanden auf der sicheren Seite liegend keine Berücksichtigung. Für die Pfeiler und Widerlager wurden entweder starre Auflager oder Bettungsfedern als Randbedingungen angenommen. Weitere Arbeiten zur Mikromodellierung von Mauerwerksgewölbebrücken veröffentlichten *Gago et al.* (2002), *Ford et al.* (2003), *Kamiński et al.* (2013), *Goñi et al.* (2014) und *Zhang et al.* (2014). Im Gegensatz zu *Purtak et al.* (2007, 2011) erfolgte dabei zumeist eine Berücksichtigung der Füllung und deren Interaktion mit dem Bogen. Die nicht zu vernachlässigende Mitwirkung der Füllung und der Einfluss der Füllungshöhe verdeutlichten *Ford et al.* (2003). Bei mehreren Arbeiten zur Mikromodellierung kamen für die Mauerwerkssteine linear-elastische Materialeigenschaften zum Ansatz, wobei die dazwischenliegenden nicht-linearen Interface-Elemente die Ausbildung einer Gelenkkette erlaubten. *Ford et al.* (2003) sowie *Kamiński et al.* (2013) wiesen den Steinen jedoch ein nichtlineares Verhalten zu und konnten so zusätzlich ein Materialversagen der Steine nachbilden.

Die Interaktion zwischen einer Mauerwerksgewölbebrücke und dem sie umgebenden Baugrund fand in den veröffentlichten Arbeiten zur diesbezüglichen Anwendung der Finite-Elemente-Methode bisher kaum Beachtung. Im Allgemeinen kommen unverschiebliche Auflager oder Federlagerungen zum Ansatz. Zu unnachgiebige Auflager können zu einer Über- und in einigen speziellen Fällen auch zu einer Unterschätzung der Tragfähigkeit führen. Mehr Beachtung fand bisher hingegen die Interaktion zwischen dem Gewölbe und der darüberliegenden Füllung. Den Einfluss der Füllung auf die Tragfähigkeit einer Brücke haben *Cavicchi et al.* (2005) und *Wang et al.* (2007) in ihren Finite-Elemente-Simulationen untersucht. *Cavicchi et al.* (2005) zeigten, dass sich unter Berücksichtigung der Füllung erwartungsgemäß eine höhere Tragfähigkeit ergibt. Für die Füllung kam dabei das Versagenskriterium nach *Mohr-Coulomb* und für das Mauerwerk ein Materialmodell zum Ansatz, welches plastische Verformungen unter Druck ermöglicht und Zugspannungen vollständig ausschließt. Näher untersucht wurde der Einfluss der für die Füllung angesetzten Materialparameter Kohäsion und Reibungswinkel. Die maximale Traglast ergab sich durch Ausbildung einer Gelenkkette aus vier Gelenken. Bei *Wang et al.* (2007) fand für die Füllung das Versagenskriterium nach *Drucker-Prager* und für das Mauerwerk des Bogens ein verschmiertes Rissmodell Berücksichtigung. Untersucht wurden in diesen zweidimensionalen Finite-Elemente-Simulationen die Einflüsse der Füllungshöhe oberhalb des Bogens, der Steifigkeit der Füllung und der mechanischen Randbedingungen für Widerlager und Füllung auf das Tragverhalten. Zudem erfolgten Untersuchungen zur Kontaktfuge zwischen Bogen und Füllung. Numerische Untersuchungen an verschiedenen real existierenden Brücken unternahm *Andersson* (2011), der ebenfalls das *Drucker-Prager*-Versagenskriterium für die Füllung verwendete. *Gilbert et al.* (2007) nutzte hingegen das *Mohr-*

Coulomb-Versagenskriterium für die Füllung, wobei die Steine des Bogens als Starrkörper mit dazwischenliegenden Interface-Elementen modelliert wurden. Zur Validierung dieser Simulationen erfolgten Modellversuche an verkleinerten Brückenmodellen. Die experimentellen Ergebnisse sind in *Callaway et al.* (2012) zusammengefasst. Bei Versagen durch Ausbildung einer Gelenkkette mit vier Gelenken konnte eine gute Übereinstimmung mit dem Programm RING, welches auf dem Traglastverfahren basiert, gefunden werden.

2.1.6.2 Diskrete-Elemente-Methode

Während mittels der herkömmlichen Finite-Elemente-Methode das mechanische Verhalten eines verformbaren Kontinuums beschrieben wird, erlaubt die Diskrete-Elemente-Methode die Simulation der Wechselwirkungen einzelner, sich im Raum bewegender Festkörper und stellt somit eine sogenannte partikelbasierte Methode dar. Die sich bewegenden Festkörper bzw. Partikel können starr oder verformbar sein und eine beliebige Form haben. Ihre Wechselwirkungen werden über Kontaktkräfte nachgebildet. Letztere können sowohl physikalisch begründet (beispielsweise *van-der-Waals*-Kräfte oder *Hertz*sche Pressung) oder künstlich sein (beispielsweise Strafkraft zur Vermeidung von Partikelüberlappungen). Während der Simulation der Partikelbewegung können sich neue Kontakte ausbilden oder bestehende auflösen. Zusätzlich zu den Kontaktkräften wirken auf die Partikel Gravitationskräfte oder weitere äußere Kräfte. Das Bewegungsverhalten eines Partikels wird durch die *Newtonsche* Bewegungsgleichung beschrieben, siehe Gleichung (2.10), die üblicherweise durch eine explizite Zeitintegration gelöst wird. Die auf das Partikel mit der Masse m wirkende Kraft F ergibt eine Beschleunigung a . Aus Anfangsposition und Anfangsgeschwindigkeit lassen sich damit eine neue Position und eine neue Geschwindigkeit des Partikels ermitteln. Es ist möglich, dabei auch massenabhängige und/oder kontaktsteifigkeitsabhängige Dämpfungskräfte zu berücksichtigen.

$$\vec{F} = m \cdot \vec{a} \quad (2.10)$$

Die numerische Stabilität der expliziten Zeitintegration wird durch die Einhaltung eines kritischen Zeitschrittes gewährleistet. Vorteile der expliziten Zeitintegration sind ein gutes Konvergenzverhalten und die Unempfindlichkeit gegenüber nichtlinearem Verhalten. Die Berücksichtigung von Verformungen der einzelnen Partikel kann mittels kontinuumsmechanischer Methoden erfolgen, beispielsweise mit der Finite-Elemente-Methode. Bei statischen Berechnungen ist die Zeit im Allgemeinen eine Hilfsgröße. Gleichgewicht ist erreicht, wenn alle Beschleunigungen und Geschwindigkeiten der Partikel gleich Null sind.

Es sei an dieser Stelle erwähnt, dass die beschriebene explizite Methode, die auf *Cundall* (1971) zurückgeht, in der Literatur auch als *Distinct Element Method* bezeichnet wird. Zur Untersuchung von Mauerwerksgewölbebrücken wurden auch folgende Methoden ange-

wandt: DDA (*Discontinuous Deformation Analysis*) sowie NSCD (*Non-Smooth Contact Dynamics*). Die erstgenannte Methode basiert auf einer impliziten Zeitintegration, wobei die Verschiebungen als Unbekannte eines Gleichungssystems durch Minimierung der potenziellen Energie des Systems ermittelt werden. Die NSCD-Methode basiert ebenfalls auf einer impliziten Zeitintegration. Sie bietet erweiterte Möglichkeiten zum Ansatz von Kontaktgesetzen, was insbesondere bei der Berücksichtigung dynamischer Belastungen von Vorteil ist. Weiterführende Informationen zu den genannten Methoden sind bei *Munjiza (2004)* und *Bićanić (2007)* zu finden.

Die wichtigsten Anwendungsfelder der Diskrete-Elemente-Methode liegen in der Geotechnik und in der Verfahrenstechnik. Meist wird das Verhalten von Partikelsystemen simuliert, wobei die Partikelgrößen von denen in Lockergesteinen bis hin zu denen von Nanopartikeln reichen können. Die Diskrete-Elemente-Methode eignet sich aber auch zur Untersuchung von Mauerwerksstrukturen (*Alexandris et al. 2004, Lemos 2004, 2007* und *Smoljanović et al. 2013*), wobei dann die einzelnen Ziegel bzw. Steine oder auch größere Blöcke die wechselwirkenden Partikel darstellen.

Nachfolgend soll der Stand der Forschung zur Anwendung der Diskrete-Elemente-Methode für Berechnungen an Mauerwerksgewölbebrücken dargestellt werden. Erste diesbezügliche Anwendungen erfolgten in den 1990er Jahren (*Ma et al. 1995, Lemos 1995, Mirabella Roberti et al. 1998* und *Brookes et al. 1999*). Einige Diskrete-Elemente-Simulationen beschränkten sich auf das Gewölbe und zweidimensionale Modelle (*Bravo et al. 2007, Pérez-Aparicio et al. 2013* und *Rizzi et al. 2014*). Sowohl zwei- als auch dreidimensionale Berechnungen an Gewölben führten *Lemos (1995)* und *Rafiee et al. (2013)* durch. Entsprechend der einzelnen Mauerwerkssteine im jeweiligen Gewölbe erfolgte eine Unterteilung desselben in einzelne Blöcke. *Bravo et al. (2007), Pérez-Aparicio et al. (2013)* und *Rizzi et al. (2014)* haben den Einfluss der Blockanzahl auf den Versagensmechanismus des Gewölbes näher untersucht. Die Wechselwirkung zwischen den Blöcken wird bei der Diskrete-Elemente-Methode mittels eines Kontaktgesetzes beschrieben, wobei Berechnungen mit oder ohne Berücksichtigung von Kohäsion durchgeführt werden können. Dies entspricht dem Vorhandensein bzw. Fehlen von Mörtel. Reibung zwischen den Blöcken wird generell berücksichtigt. Ein gegenseitiges Durchdringen der Blöcke wird ausgeschlossen. Die Diskrete-Elemente-Methode ermöglicht somit die Nachbildung von Gleiten und Verkanten der Blöcke. Dadurch können sich Gelenke im Gewölbe ausbilden. Ein Versagen stellt sich dann bei kinematischer Verschieblichkeit des Systems ein, d. h. bei Ausbildung einer Gelenkkette. In einigen Simulationen wurden zusätzlich die Druckspannungen in den Blöcken ausgewertet (*Rouxinol et al. 2007* und *Brookes 2010*).

In anderen Untersuchungen fanden auch die Stirnmauern und/oder die Füllung in zweidimensionalen Brückenmodellen Berücksichtigung (*Thavalingam et al. 2001, Chetouane et*

al. 2005, Brookes 2010, Ahmad et al. 2014 und Tran et al. 2014). Den Einfluss der Stirnmauern bzw. der Füllung auf den Versagensmechanismus des Gewölbes bzw. der Brücke haben Mirabella Roberti et al. (1998), Rouxinol et al. (2007) und Tóth et al. (2009) untersucht.

Die in den Diskrete-Elemente-Simulationen ermittelten Versagenslasten wurden zum Teil mit denen aus Experimenten an Brücken bzw. aus Laborversuchen verglichen (Bravo et al. 2007, Brookes 2010, Pérez-Aparicio et al. 2013 und Ahmad et al. 2014). Dabei konnten gute Übereinstimmungen erzielt werden.

Neben der herkömmlichen expliziten Diskrete-Elemente-Methode kamen an Mauerwerksgewölbebrücken auch die bereits genannten Methoden DDA und NSCD zur Anwendung. Explizite Diskrete-Elemente-Simulationen führten Lemos (1995), Mirabella Roberti et al. (1998), Tóth et al. (2009), Brookes (2010), Ahmad et al. (2014) und Tran et al. (2014) durch. Berechnungen mit Hilfe der *Discontinuous Deformation Analysis* (DDA) erfolgten durch Bravo et al. (2007), Pérez-Aparicio et al. (2013) und Rizzi et al. (2014). Chetouane et al. (2005) und Rafiee et al. (2008, 2013) nutzten die NSCD-Methode.

2.1.7 Zum Vergleich verschiedener Berechnungsmethoden

Der Vergleich der in den vorangegangenen Kapiteln beschriebenen Berechnungsmethoden war mehrfach Gegenstand von Forschungsarbeiten, zumeist zum Zwecke der Überprüfung eigener Berechnungsmethoden. Schlegel et al. (2004b) führten einen Vergleich zwischen kontinuums- und diskontinuumsmechanischen Modellen am Beispiel einer einfeldrigen Mauerwerksgewölbebrücke durch. Dabei fand bei der Finite-Elemente-Berechnung ein eigens implementiertes anisotropes elasto-plastisches Materialmodell Anwendung. Bezüglich des Last-Verformungsverhaltens und des Versagensmechanismus zeigte sich eine gute Übereinstimmung zwischen den mittels Finiten Elementen und den mittels Diskreten Elementen erhaltenen Ergebnissen. Die Diskrete-Elemente-Berechnung ergab eine etwa 5 % höhere Versagenslast, was dem Verblockungseffekt zugeschrieben wurde. Audenaert et al. (2010) verglichen das Programm ARCHIE-M (Stützlinientheorie), das Programm RING (Traglastverfahren) und ein eigenes elasto-plastisches Berechnungsverfahren miteinander. Mit allen drei Verfahren wurde die Versagenslast für eine einfeldrige Mauerwerksgewölbebrücke mit einer Spannweite von 8 m ermittelt. Im Vergleich ergab sich mit dem Programm ARCHIE-M die größte Versagenslast und mit dem vorgeschlagenen elasto-plastischen Berechnungsverfahren die geringste. Martín-Caro et al. (2004) verglichen ihre empirische Methode ebenfalls mit dem Programm RING. Dabei wurde die Versagenslast für verschiedene Brückengeometrien ermittelt, wobei sich generell eine gute Übereinstimmung zeigte. In den meisten Fällen war die mit dem Programm RING errechnete Versagenslast etwas größer, jedoch ergab sich bei einigen Brückengeometrien die größere Versagenslast

mit der empirischen Methode. Verschiedene Brückengeometrien untersuchten auch *Gibbons et al.* (2010). Dabei erfolgte ein Vergleich von elastischen 2D- und 3D-Finite-Elemente-Berechnungen mit der MEXE-Methode, dem Stützlinienverfahren und dem Traglastverfahren. Für letzteres kam das Programm RING zum Einsatz und für das Stützlinienverfahren das Programm ARCHIE-M. Für die zehn untersuchten Brückengeometrien ergaben sich zum Teil deutliche Unterschiede zwischen den mittels verschiedener Verfahren ermittelten Versagenslasten. Es zeigte sich, dass die MEXE-Methode sehr konservativ ist, vor allem für Brücken mit kleinen Spannweiten. Bei einer dreidimensionalen Finite-Elemente-Berechnung ergab sich meist eine höhere Versagenslast als bei einer entsprechenden zweidimensionalen Berechnung. Außerdem war in vielen Fällen die mit dem Programm RING ermittelte Versagenslast größer als diejenige gemäß dem Programm ARCHIE-M. Diese drei genannten Schlussfolgerungen können zum Teil als allgemeingültig angesehen werden. Jedoch zeigten die Untersuchungen von *Gibbons et al.* (2010) auch, dass die Brückengeometrie einen großen Einfluss auf die beobachteten Trends hat und eine Verallgemeinerung schwierig ist. Dementsprechend ist bei jeder Brücke eine individuelle Bewertung der Tragfähigkeit durchzuführen und dabei jeweils abzuschätzen, ob mit dem gewählten Verfahren der zu erwartende Versagensmechanismus adäquat abgebildet werden kann und ob die erforderliche Genauigkeit der Ergebnisse erreicht wird. Dazu können sogenannte Bewertungsstufen herangezogen werden, siehe Abschnitt 2.2.

Die Vorteile der empirischen Methoden liegen in der einfachen Handhabung und in der schnellen Ermittlung der Versagenslasten. Allerdings beruhen diese Verfahren auf teilweise starken Vereinfachungen bezüglich Geometrie, Randbedingungen und Materialeigenschaften. Das Stützlinienverfahren und das Traglastverfahren erlauben zwar wirklichkeitsnähere Berechnungen, jedoch beschränken sie sich bei der Modellbildung im Allgemeinen nur auf den Gewölbebogen und die Füllung. Diese beiden Verfahren erlauben ebenfalls eine schnelle Ergebnisfindung. Sowohl die Finite-Elemente-Methode als auch die Diskrete-Elemente-Methode ermöglichen eine detaillierte Modellierung von Mauerwerksgewölbebrücken. Modellierungsaufwand und Berechnungszeit sind jedoch deutlich höher als bei den anderen Verfahren. Für weitere Informationen zum Vergleich der in den Abschnitten 2.1.2 bis 2.1.6 beschriebenen Berechnungsmethoden für Mauerwerksgewölbebrücken wird auf *McKibbins et al.* (2006) und den *UIC-Code 778-3* (2011) verwiesen. In diesen Veröffentlichungen wird auch diskutiert, mit welchem Verfahren sich welcher Versagensmechanismus nachbilden lässt.

2.2 Normen und Sicherheitskonzepte für die Tragsicherheitsbewertung bestehender Gewölbebrücken

2.2.1 Relevante Normen

Es existieren noch keine allgemein anerkannten technischen Regeln zur Durchführung von Tragsicherheitsnachweisen für bestehende Mauerwerksgewölbebrücken mittels nichtlinearer Finite-Elemente-Simulationen. Einige Normen und Richtlinien enthalten jedoch Empfehlungen, die für nichtlineare Berechnungen angewendet oder auf diese übertragen werden können. Die wichtigsten in diesem Zusammenhang zu nennenden sind der *UIC-Kodex 778-3* (1995, 2011), die *ONR 24008* (2006, 2014) und die *Richtlinie 805* (2010). Gegenstand dieser drei Normen ist die Tragsicherheitsbewertung bestehender Brückenbauwerke, wobei sich nur der *UIC-Kodex 778-3* (1995, 2011) ausschließlich auf Gewölbebrücken aus Mauerwerk oder Beton bezieht. Im Gegensatz dazu wird in der *ONR 24008* (2006, 2014) und in der *Richtlinie 805* (2010) auch auf andere Brückenarten eingegangen. Die *Richtlinie 805* (2010) und der *UIC-Kodex 778-3* (1995, 2011) beschränken sich auf Eisenbahnbrücken, während die *ONR 24008* (2006, 2014) auch Angaben zu Straßenbrücken enthält. Bezüglich der Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand ist zusätzlich noch die sogenannte *Nachrechnungsrichtlinie* (2011) zu erwähnen, welche allerdings keine konkreten Aussagen zur Nachrechnung von Gewölbebrücken aus Mauerwerk enthält. Es erfolgt nur ein Verweis auf die *DIN 1053-100* (2007), welche die Nachweisführung für Mauerwerkskonstruktionen auf der Grundlage des semi-probabilistischen Sicherheitskonzeptes regelt, allerdings eher für die Bemessung von Mauerwerkswänden bestimmt ist. Für die Berechnung von Natursteinmauerwerk werden in der *DIN 1053-100* (2007) lediglich Materialfestigkeiten für verschiedene Gesteinsklassen angegeben. Der *DIN 1053-100* (2007) ähnliche Regelungen enthält die *DIN EN 1996-1-1* (2010). Allerdings sind bestehende Bauwerke anders zu behandeln als zu bemessende Neubauten, für die die beiden letztgenannten Normen bestimmt sind. So können bei bestehenden Bauwerken hinsichtlich der Materialkennwerte, der Lasten sowie der Sicherheitsfaktoren andere Regelungen Anwendung finden. Die umfangreichsten Angaben zu Materialkennwerten sowohl für Mauerziegel und Naturstein als auch für Böden enthält der *UIC-Kodex 778-3* (1995). Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass die drei erstgenannten Normen von besonderer Relevanz für die Tragsicherheitsbewertung bestehender Brückenbauwerke sind. Deshalb wird nachfolgend auf diese Normen näher eingegangen. Weitere relevante nationale Normen, deren Inhalte hier allerdings nicht weiter erläutert werden sollen, sind die *BD 91/04* (2004) der Straßenbehörde Großbritanniens und die Schweizer Norm zur Erhaltung von Tragwerken *SIA 269/6-1* (2011).

2.2.2 Bewertungsstufen für die Tragsicherheitsbewertung

Nach der *Richtlinie 805* (2010), dem *UIC-Kodex 778-3* (1995, 2011) und auch nach der *ONR 24008* (2006, 2014) sollte die Tragsicherheitsbewertung bestehender Brückenbauwerke stufenweise erfolgen. Jedoch unterscheiden sich die Normen bezüglich der Anzahl der Bewertungs- bzw. Nachrechnungsstufen. Mit höher werdender Stufe steigen die Ab bildungsgenauigkeit, die Komplexität der Modelle und die Anzahl der benötigten Eingangsp parameter. In allen drei Normen bzw. Richtlinien wird empfohlen, eine Tragsicherheitsbewertung mit der niedrigsten Stufe zu beginnen. Wenn in einer der Bewertungs- bzw. Nachrechnungsstufen keine ausreichende Tragsicherheit nachgewiesen werden kann, wird die nächst höhere Stufe gewählt, bis sich eine ausreichende Tragsicherheit ergibt. Anhang A.4 enthält eine Gegenüberstellung dieser Stufen und ihre Definitionen, welche sich in den Grundzügen ähneln. Zusätzlich zu den oben genannten drei Normen bzw. Richtlinien ist die *COST 345* (2002), ein technischer Bericht der Europäischen Kommission, in diesen Vergleich einbezogen worden. Dieser Bericht beschäftigt sich mit der Zustandsbewertung, mit der Sicherheit sowie mit Instandhaltungs- und Sanierungsmaßnahmen für alle Arten bestehender Straßenbauwerke. Während der *UIC-Code 778-3* (2011) nur drei Stufen definiert, ist die Einteilung nach *COST 345* (2002) mit fünf Stufen die detaillierteste. Die *ONR 24008* (2014) sieht als ergänzende Maßnahme bei rechnerisch nicht nachweisbarer Tragsicherheit eine experimentelle Bewertung vor, während bei der *Richtlinie 805* (2011) und beim *UIC-Code 778-3* (2011) Belastungsversuche bereits in den Beurteilungsstufen Erwähnung finden. Bei den vier Nachrechnungsstufen gemäß *ONR 24008* (2014) fällt auf, dass diesen teilweise keine konkreten Rechenverfahren wie bei den anderen Normen bzw. Richtlinien zugeordnet sind. Dies liegt wahrscheinlich an der angestrebten Anwendbarkeit des Stufensystems auch für andere Arten von Brückenbauwerken, auf die in dieser Norm eingegangen wird. Im Anhang A.1 der *ONR 24008* (2014) sind jedoch spezielle Berechnungsmethoden für Gewölbe und ihre Anwendungsbereiche zusammengestellt.

2.2.3 Notwendigkeit und Umfang von Tragsicherheitsbewertungen

Nach *ONR 24008* (2006, 2014) besteht die Notwendigkeit einer Tragsicherheitsbewertung von Brückenbauwerken bei Feststellung von Schäden, im Zuge von Ertüchtigungen, bei geplanten Schwertransporten oder bei der Einstufung in höhere Streckenklassen bzw. in der Erhöhung der zugehörigen Achslasten. Alle drei Normen bzw. Richtlinien enthalten sinngemäß übereinstimmende Angaben bezüglich der Wichtigkeit einer Zustandsprüfung von Gewölbebrücken im Zuge der Tragsicherheitsbewertung sowie einer Berücksichtigung von vorhandenen Schäden in den entsprechenden Nachrechnungen. Weiterhin wird in allen drei Normen bzw. Richtlinien erklärt, dass sich die Tragfähigkeit von Gewölbebrücken rechnerisch schwer ermitteln lässt und eine ausreichend wirklichkeitsnahe Modellierung notwendig ist. Allerdings muss laut *Richtlinie 805* (2010) in der Regel nur das Gewölbe für die

Ermittlung der Tragfähigkeit berücksichtigt werden, nicht die Stirnmauern. Für andere Bauteile, wie Pfeiler und Widerlager sowie Gründungen, sieht die *Richtlinie 805* (2010) gesonderte Nachweisführungen vor. In der neueren Auflage des *UIC-Codes 778-3* (2011) wird im Unterschied zur alten Version von 1995 ausdrücklich auf den Einfluss von Stirnmauern und Füllung auf das Tragverhalten von Mauerwerksgewölbebrücken hingewiesen. Weitere neu hinzugekommene Inhalte des *UIC-Codes 778-3* (2011) sind detaillierte Beschreibungen der Bauteile einer Mauerwerksgewölbebrücke, der anwendbaren Berechnungsmethoden sowie mögliche Schadensbilder und ihre Ursachen. Außerdem werden Maßnahmen zur Bauwerksuntersuchung und -messung erläutert. Alle drei genannten Normen bzw. Richtlinien enthalten mehr oder weniger umfangreiche Beschreibungen der verschiedenen Berechnungsmethoden für Gewölbebrücken mit einer Zuordnung zu den Beurteilungsstufen. Die Anwendung der MEXE-Methode ist im *UIC-Kodex 778-3* (1995, 2011) ausführlich beschrieben, wobei auch die anderen Normen bzw. Richtlinien auf dieses Näherungsverfahren verweisen. Die *ONR 24008* (2014) wurde gegenüber der Ausgabe von 2006 nach Zuarbeit des Institutes für experimentelle Mechanik der HTWK Leipzig um Angaben zu kontinuumsmechanischen Methoden und zur Methode der Diskreten Elemente ergänzt. Daher finden sich in dieser Norm einige Ansätze des in der vorliegenden Arbeit vorgestellten Konzeptes zur Tragsicherheitsbewertung bestehender Mauerwerksgewölbebrücken mittels nichtlinearer Finite-Elemente-Simulationen wieder. Zu erwähnen ist außerdem, dass die *ONR 24008* (2014) eine Auflistung von Maßnahmen enthält, die eine Erschließung von Tragreserven ermöglichen. Die *Richtlinie 805* (2010) definiert ein Maß für die Tragsicherheit von Gewölbebrücken. Der sogenannte Belastbarkeitswert ist für Halb- bzw. Volllast zu ermitteln und ergibt sich aus dem Verhältnis der maximalen Streckenlast, die vom Bauwerk unter Berücksichtigung der festgelegten Sicherheitsfaktoren noch ertragen wird, zur Streckenlast von 160 kN/m (in Anlehnung an das Lastmodell 71).

2.2.4 Grenzzustände

Nach den aktuellen Regeln der Technik werden folgende Grenzzustände unterschieden: der Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. Bei Erreichen des Grenzzustandes der Tragfähigkeit tritt rechnerisch das Versagen beispielsweise durch Ausbildung einer Gelenkkette, Bruch, Erreichen von kritischen Dehnungszuständen oder Verlust der Stabilität ein. Der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit bezeichnet einen Tragwerkszustand, bei dessen Erreichen definierte Nutzungsbedingungen nicht mehr erfüllt werden. Konkrete Grenzwerte für die Tragsicherheitsnachweise von Mauerwerksgewölbebrücken enthalten nur der *UIC-Kodex 778-3* (1995) und die *Richtlinie 805* (2010), wobei sich letztere am *UIC-Kodex 778-3* (1995) orientiert. Nach der *Richtlinie 805* (2010) dürfen im Zuge von Berechnungen nach der Elastizitätstheorie Zugspannungen von maximal 20 % der zulässigen Druckspannung, aber mindestens 0,5 N/mm² zugelassen werden.

Im *UIC-Kodex 778-3* (1995) ist für linear-elastische Berechnungen nur eine zulässige Zugspannung von $0,5 \text{ N/mm}^2$ angegeben. Weiterhin darf im linear-elastischen Modell nach *UIC-Kodex 778-3* (1995) der Abstand c der Druckspannungsergebenden vom gedrückten Rand $1/12$ der Gewölbedicke d nicht unterschreiten. Die maximale Randdruckspannung ist dann in Abhängigkeit von c/d begrenzt. Sie darf beispielsweise bei $c/d = 1/12$ maximal 80% der charakteristischen Druckfestigkeit betragen. Für nichtlineare Berechnungen sind nach *Richtlinie 805* (2010) ebenfalls rechnerische Zugspannungen von maximal 20% der zulässigen Druckspannung, aber mindestens $0,1 \text{ N/mm}^2$ zugelassen. Neben diesen Angaben zum Grenzzustand der Tragfähigkeit gibt der *UIC-Kodex 778-3* (1995) Grenzwerte für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit an. Demnach darf die Spannung am gedrückten Rand 65% der charakteristischen Druckfestigkeit und die Durchbiegung im Gewölbescheitel unter Verkehrslast $1/1000$ der Spannweite nicht überschreiten. In den anderen Normen bzw. Richtlinien wird der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit für Mauerwerksgewölbebrücken als nicht erforderlich angesehen. Auch sind Ermüdungsnachweise für Mauerwerksgewölbebrücken normativ nicht geregelt.

2.2.5 Sicherheitskonzepte

Im Bauingenieurwesen werden drei Sicherheitskonzepte unterschieden: das deterministische, das semi-probabilistische und das probabilistische Sicherheitskonzept. Generell ist bei Bauwerken ein ausreichender Sicherheitsabstand zwischen der Einwirkungs- und Widerstandsseite sicherzustellen, wobei Unsicherheiten auf beiden Seiten Berücksichtigung finden müssen. Dies erfolgt beim deterministischen Sicherheitskonzept in der Regel vereinfachend durch einen globalen, auf Erfahrungen beruhenden Sicherheitsfaktor, mit welchem jedoch keine unterschiedlichen Unsicherheiten der verschiedenen Eingangsparameter Berücksichtigung finden können. Aus diesem Grund liefert dieses Konzept in den meisten Fällen konservative Ergebnisse. Der Tragsicherheitsnachweis wird bei diesem Konzept in der Regel durch den Vergleich der vorhandenen mit der zulässigen Spannung geführt, wobei sich letztere durch Abminderung der Festigkeit mittels des globalen Sicherheitsfaktors ergeben. Das semi-probabilistische Sicherheitskonzept beruht dagegen auf statistisch begründeten Teilsicherheitsbeiwerten, die unter Berücksichtigung von Verteilungsfunktionen erhalten und sowohl den Eingangswerten auf der Einwirkungsseite als auch denen auf der Widerstandsseite zugeordnet werden. Mit den so modifizierten Eingangswerten erfolgen dann die Nachweise für den Grenzzustand der Tragfähigkeit und den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. Beim probabilistischen Sicherheitskonzept werden Zuverlässigkeitsanalysen durchgeführt, die eine als Sicherheitsmaß dienende Versagenswahrscheinlichkeit ergeben. Die *ONR 24008* (2014) ist die einzige der drei in den vorangegangenen Abschnitten verglichenen Normen bzw. Richtlinien, die in ihren Nachrechnungsstufen eine probabilistische Analyse ausweist. Auch enthält diese Norm eine klare Definition der Begriffe *Trag-*

fähigkeit, Sicherheit, Zuverlässigkeit und Versagenswahrscheinlichkeit. Demnach ist die *Zuverlässigkeit* einer Brücke eine quantifizierbare Größe und basiert auf einer berechneten *Versagenswahrscheinlichkeit*. Im Gegensatz dazu ist der Begriff *Sicherheit* nur qualitativ zu gebrauchen. Sie beschreibt den gefahrenfreien Zustand, ist aber nicht berechenbar. Der Begriff *Sicherheit* darf nicht verwechselt werden mit dem Begriff *Tragsicherheit*, welcher in anderen Normen und auch in der vorliegenden Arbeit als quantifizierbare Größe verwendet wird. In den Nachrechnungsstufen 1 und 2 der *ONR 24008* (2014) wird zur Ermittlung der Tragfähigkeit das semi-probabilistische Sicherheitskonzept verwendet. Dieses kommt auch im *UIC-Kodex 778-3* (1995) und in der *Richtlinie 805* (2010) zur Anwendung. Gemäß *Richtlinie 805* (2010) kann die Tragsicherheitsbewertung allerdings auch nach dem deterministischen Sicherheitskonzept erfolgen. Dafür enthält die genannte Richtlinie Formeln und ausführliche Tabellen zur Bestimmung der zulässigen Druckspannung für das Mauerwerk in Abhängigkeit der Stein- und Mörteldruckfestigkeit. Die Anwendung des semi-probabilistischen Sicherheitskonzepts wird durch widersprüchliche Angaben in der *Richtlinie 805* (2010) erschwert. Beispielsweise werden keine Teilsicherheitsbeiwerte für die Eigenlast von Mauerwerkskonstruktionen angegeben mit dem Hinweis, dass Nachweise für Tragwerke aus Mauerwerk nach dem globalen Sicherheitskonzept erfolgen. Die Inhalte zu Lastannahmen und Teilsicherheitsbeiwerten stammen bei der vorliegenden Version der *Richtlinie 805* noch aus dem Jahr 1997. Im Mauerwerksbau erfolgte die Umstellung auf das semi-probabilistische Sicherheitskonzept vergleichsweise spät, was die Widersprüche in der *Richtlinie 805* (2010) erklären könnte. Im *Model Code* (2010) werden alle drei Sicherheitskonzepte als für nichtlineare Berechnungen an Betonkonstruktionen anwendbar genannt. Jedoch ist die Anwendung von Teilsicherheitsbeiwerten auf der Widerstandsseite in nichtlinearen Berechnungen als kritisch zu betrachten. Bei quasi-spröden Werkstoffen sollte in derartigen Berechnungen mit mittleren Materialkennwerten gearbeitet werden, da abgeminderte Werte zu einem veränderten Materialverhalten führen können, so beispielsweise zu einer verringerten Sprödigkeit, wenn Zugfestigkeit und Bruchenergie des Mauerwerks gleichermaßen abgemindert würden. Dies hätte möglicherweise auch Einfluss auf den Versagensmechanismus. Der Trend geht im Bauingenieurwesen auch aus diesen Gründen immer mehr in Richtung der Zuverlässigkeitsanalysen (*Červenka* 2008 und *Proske* 2011). Näheres zu verschiedenen probabilistischen Berechnungsmethoden enthält *Proske et al.* (2006).

2.2.6 Teilsicherheitsbeiwerte

In allen drei hier verglichenen Regelwerken, d. h. im *UIC-Kodex 778-3* (2011), in der *ONR 24008* (2014) sowie in der *Richtlinie 805* (2010) finden sich Angaben zu Teilsicherheitsbeiwerten, sowohl für die Einwirkungsseite als auch für die Widerstandsseite. Eine Übersicht dazu enthält Anhang A.4, wo zum Vergleich auch die gemäß *DIN EN 1990*

(2010) und *DIN EN 1996-1-1* (2010) für Neubauten anzusetzenden Teilsicherheitsbeiwerte angegeben sind. Auf der Einwirkungsseite sind die Teilsicherheitsbeiwerte für bestehende Bauwerke in den meisten Fällen kleiner als für Neubauten, da geringere Unsicherheiten bezüglich einiger Lasten, insbesondere bezüglich des Eigengewichtes bestehen. Auf der Widerstandsseite sind die Teilsicherheitsbeiwerte für Mauerwerk generell vergleichsweise hoch, sowohl für die Berechnung von Bestandsbauwerken als auch für die Bemessung von Neubauten. In Bezug auf Natursteinmauerwerk liegt der Grund hierfür laut *Curbach et al.* (2004) in der großen Streuung der Steifestigkeiten und in der Übertragung der Steinteilsicherheitsbeiwerte auf das gesamte Mauerwerk ohne Beachtung dessen Umlagerungsvermögens. Es ist in diesem Zusammenhang jedoch zu beachten, dass zusätzlich zu den Steifestigkeiten auch die Eigenschaften des Fugenmaterials sowie die Verbundeigenschaften die Mauerwerksdruckfestigkeit und ihre Streuung beeinflussen. Eine Diskussion zum Sicherheitsfaktor für den Mauerwerkswiderstand ist auch bei *Jäger et al.* (2012) zu finden.

2.2.7 Lastannahmen

Bezüglich der Lastannahmen verweist der *UIC-Kodex 778-3* (1995, 2014) ebenso wie die *ONR 24008* (2006, 2014) und die *Richtlinie 805* (2010) auf die *DIN EN 1991-2* (2010), in welcher Verkehrslasten für Eisenbahn- und Straßenbrücken geregelt sind. Die Verkehrslasten werden in Vertikal- und Horizontallasten unterschieden. Zu den nach *DIN EN 1991-2* (2010) geregelten Horizontallasten gehören Fliehkräfte und Kräfte infolge Anfahren, Bremsen sowie Seitenstoß. Für die Vertikallasten finden Normlastbilder nach *DIN EN 1991-2* (2010) Anwendung, wobei der Ansatz von Exzentrizitäten möglich ist. Diese Normlastbilder stellen Lastmodelle dar, die Einwirkungen aus dem Eisenbahnverkehr beschreiben. Dabei wird zwischen Lastmodellen unterschieden, die den Regelverkehr (LM 71 und SW/0) einerseits und den Schwerverkehr (SW/2) andererseits repräsentieren. Das wichtigste Normlastmodell für Eisenbahnbrücken ist das Lastmodell 71, siehe Abbildung 25. Üblicherweise werden die Einzellasten dieses Lastmodells jedoch vereinfacht als gleichverteilte Streckenlast angesetzt. Neben den Normlastbildern verweisen Vorschriften auf sogenannte Betriebslastenzüge, welche auf realen Zügen basieren und ebenfalls in Regel- sowie Schwerverkehr unterteilt werden. Sie bestehen aus definierten Achslasten, welche in der *ONR 24008* (2006, 2014) sowie in der *DIN EN 15528* (2008) genannt sind und zur Bestimmung von Streckenklassen dienen. Achslasten dürfen entsprechend *DIN EN 1991-2* (2010) in Brückenlängsrichtung über drei Schienenstützpunkte verteilt und in einem Neigungsverhältnis von 4:1 durch die unter den Schwellen befindliche Schotterschicht hindurch nach unten geleitet werden. Zur Tragfähigkeitseinstufung bestehender Straßenbrücken ist es teilweise noch üblich, die *DIN 1072* (1985) und die darin definierten Brückenklassen zu verwenden.

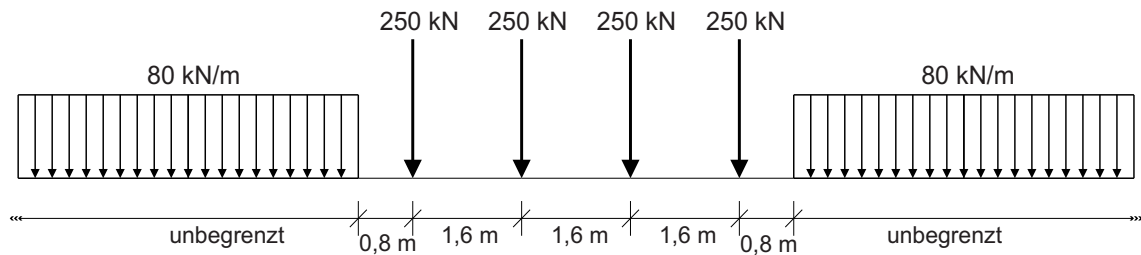


Abbildung 25: Lastmodell 71 nach DIN EN 1992-1 (2010)

Die genannten Lastmodelle bilden rein statische Belastungen nach. Dynamische Einwirkungen werden in der *Richtlinie 805* (2010), der *ONR 24008* (2006, 2014) und der *DIN EN 1991-2* (2010) durch einen Schwingbeiwert zur Erhöhung der statischen Belastung berücksichtigt. Dieser Schwingbeiwert ergibt sich nach *DIN EN 1991-2* (2010) in Abhängigkeit von der sogenannten maßgebenden Länge. Für die unterschiedlichen Lastmodelle werden verschiedene Formeln für den Schwingbeiwert angegeben, wobei die maßgebende Länge für Gewölbebrücken in allen Normen gleich der zweifachen lichten Weite anzusetzen ist. Nach *ONR 24008* (2006, 2014) erfolgt zusätzlich die Berücksichtigung der Geschwindigkeit. Sowohl in der *DIN EN 1991-2* (2010) als auch in der *ONR 24008* (2006, 2014) wird bei der Ermittlung des Schwingbeiwertes außerdem zwischen sorgfältiger und normaler Gleishaltung unterschieden.

Auf die normativen Vorgaben zu Lasten aus Wind, Bremsen und Anfahren sowie Temperatur wird in den entsprechenden Abschnitten des Kapitels 4 näher eingegangen. Es lassen sich diesbezüglich teilweise starke Abweichungen zwischen den einzelnen Normen und Richtlinien feststellen.

2.3 Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Mauerwerks-gewölbebrücken

In einigen Fällen lässt sich für Mauerwerksgewölbebrücken auf rechnerischem Wege keine ausreichende Tragsicherheit nachweisen. Ursachen dafür sind zumeist Unsicherheiten bei der Modellbildung aufgrund von fehlenden Informationen bezüglich des Brückenaufbaus, der Materialeigenschaften oder der mechanischen Randbedingungen. Außerdem lassen sich die Auswirkungen vorhandener Schäden auf das Tragverhalten nur schwer in Rechenmodellen berücksichtigen. In diesen Fällen kann unterstützend ein experimenteller Tragsicherheitsnachweis in Form eines Belastungsversuches durchgeführt werden, wodurch sich in der Regel zusätzliche Tragreserven erschließen lassen. Probelastungen sind Stand der Technik und werden in mehreren Normen erwähnt, siehe Abschnitt 2.2. Weiterhin existiert eine Richtlinie *Belastungsversuche an Betonbauwerken* (2000) vom *Deutschen Ausschuss für Stahlbeton*, die zum Teil auf Belastungsversuche an Mauerwerksgewölbebrücken übertragbar ist.

Über die Geschichte der Probelastung von Bauwerken und den diesbezüglichen Stand der Technik wird von *Bolle et al.* (2010) berichtet. Im 19. und am Anfang des 20. Jahrhunderts dienten Probelastungen vor Brückeninbetriebnahmen als auch für Laien nachvollziehbarer Tragsicherheitsnachweis. Auf diese Weise wurden Unsicherheiten ausgeglichen, die sich aus den zu dieser Zeit üblicherweise stark vereinfachenden Berechnungsmethoden für Brückenbauwerke ergaben. Zur Testlasterzeugung dienten Ballastmassen, wie beispielsweise beladene Fahrzeuge, Sandsäcke oder Menschengruppen. Als Bauwerksreaktionen wurden zur dieser Zeit vornehmlich Durchbiegungen gemessen und mit erwarteten oder errechneten Werten verglichen. *Bolle et al.* (2010) beschreiben einige der dazu verwendeten Messgeräte. Bei Stahlfachwerkbrücken kam es jedoch gelegentlich trotz vergleichsweise geringer Durchbiegungen im Belastungsversuch zu einem plötzlichen Stabilitätsversagen. Die gemessene elastische Durchbiegung stellt für diese Versagensart erwartungsgemäß kein ausreichendes Beurteilungskriterium dar. Auch für Bauwerke aus dem damals neuen Baustoff *Eisenbeton* wurde das Prinzip der Probelastung angewandt. Es gab jedoch bis in die erste Hälfte des 20. Jahrhunderts hinein keine Richtlinien oder Normen zur Durchführung und Auswertung von Belastungsversuchen, was als einer der Gründe für gelegentliche Einstürze von probelasteten Bauwerken angesehen werden kann. Bereits seit dem 19. Jahrhundert gab es Kritik an der Praxis der Probelastung (*Bolle et al.* 2010). Mit der Erweiterung der baustatischen Berechnungsmethoden unterstützt durch die Anwendung von Computertechnik ab den 1970er Jahren traten Belastungsversuche an Neubauten in den Hintergrund. Jedoch gehören Probelastungen vorhandener Bauwerke, die Schäden aufweisen oder bei denen sich die Tragfähigkeit aufgrund fehlender Informationen auf rechnerischem Wege nicht ausreichend genau ermitteln lässt, weiterhin zum Instrumentarium des Bauingenieurwesens und sind Inhalt von Richtlinien und Normen. Erste normative Regelungen zu Probelastungen enthielt die *DIN 1045*. Allerdings wurde der betreffende Abschnitt in den Ausgaben ab 1972 gestrichen (*Bolle et al.* 2010). Erst in der ehemaligen DDR gab es mit der *TGL 33407* (1986) wieder eine Vorschrift für den experimentellen Tragfähigkeitsnachweis. Einen wesentlichen Beitrag zur technischen Weiterentwicklung der Methodik für Belastungsversuche lieferten *Steffens et al.* (1988) mit der Anwendung eines im Bauwerk rückverankerten mobilen Belastungsrahmens aus Stahl, wobei die Testlasterzeugung mittels hydraulischer Prüfzylinder erfolgt. Der wesentliche Vorteil dieser Vorgehensweise gegenüber der Nutzung von Ballastmassen liegt im Selbstsicherungsprinzip der Belastungsvorrichtung. Wird das Tragwerk schädigungsbedingt nachgiebiger, verringert sich automatisch die hydraulisch erzeugte Testlast, was ein plötzliches Versagen verhindert. Dieses Prinzip erlaubt bei Echtzeitauswertung der gemessenen Bauwerksreaktionen Belastungsversuche oberhalb des Gebrauchslastniveaus und damit auf direktem Wege den experimentellen Nachweis ausreichender Tragsicherheit von Bauwerken. Zur methodischen Weiterentwicklung der experimentellen Tragsicherheitsbewertung trugen auch die Forschungsprojekte EXTRA I und II (*Steffens* 1995,

1999, 2002c) bei. Die dabei gewonnenen Erkenntnisse flossen in die Richtlinie *Belastungsversuche an Betonbauwerken* (2000) ein.

Mobile Belastungsrahmen aus Stahl können generell auch für Probelastungen von Brücken Anwendung finden, was aber bei Spannweiten über etwa 8 m technisch aufwändig ist. Um auch an Brücken in effektiver Weise Belastungsversuche durchführen zu können, erfolgte in weiteren Forschungsprojekten die Entwicklung der Belastungsfahrzeuge BELFA und BELFA-DB (Steffens 2002a, 2002b, 2004, Gutermann 2002 und Schladitz 2002). Abbildung 26 zeigt exemplarisch den Einsatz der Belastungsfahrzeuge, links des BELFA für Straßenbrücken und rechts des BELFA-DB für Eisenbahnbrücken. Das Prinzip besteht darin, dass das Eigengewicht eines vergleichsweise schweren und während des Belastungsversuches außerhalb der Brückenspannweite aufgelagerten Fahrzeuges als Gegenkraft für hydraulisch erzeugte Testlasten genutzt wird. Anwendungsfälle beschreiben Slowik et al. (2002, 2004), Knaack et al. (2003) und Gutermann et al. (2011). Diese Belastungsfahrzeuge eignen sich nicht nur zur Anwendung an Stahl- und Spannbetonbrücken, sondern auch an Mauerwerksgewölbebrücken (Slowik et al. 2005, Steffens et al. 2009 und Orbán et al. 2009).



Abbildung 26: Belastungsfahrzeuge BELFA für Straßenbrücken (links) und BELFA-DB für Eisenbahnbrücken (rechts)

Einen Überblick zu den technischen Möglichkeiten der Testlastenerzeugung bei Probelastungen bestehender Straßenbrücken geben Bretschneider et al. (2012). Dabei wird neben dem Belastungsrahmen und dem Belastungsfahrzeug BELFA auch auf die Überfahrt von Schwerlastwagen eingegangen. Vockrodt et al. (2002) und Bretschneider et al. (2012) zeigen, dass in bestimmten Fällen auch die Nutzung von Totlasten Anwendung finden kann. Aufgrund der fehlenden Selbstsicherung sollte die Testlasten dabei jedoch nicht das Gebrauchslastniveau überschreiten. Für den Tragsicherheitsnachweis muss dann das am Ende dieses Abschnitts beschriebene Prinzip der hybriden Statik Anwendung finden, d. h. eine Kombination von Experiment und Berechnung.

Im Belastungsversuch werden die Testlasten schrittweise erhöht, bis entweder die Versuchsziellast oder die Versuchsgrenzlast erreicht ist (*Belastungsversuche an Betonbauwerken*

2000, Steffens 2002c). Die Versuchsziellast beschreibt das oberhalb des Gebrauchslastniveaus liegende Testlastniveau, welches unter Berücksichtigung eines Sicherheitsabstandes erreicht werden muss, um ausreichende Tragsicherheit nachzuweisen. Eine darüber hinausgehende Testlasterhöhung ist nicht erforderlich. Die Versuchsgrenzlasterlast entspricht dem Lastniveau, bei dem gerade noch keine Schädigung des Bauwerkes eintritt, welche dessen Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit beeinträchtigen würde (*Belastungsversuche an Betonbauwerken* 2000). Um eine Weiternutzung des Bauwerkes zu gewährleisten, darf die Versuchsgrenzlasterlast im Belastungsversuch nicht überschritten werden. Kriterien für das Erreichen der Versuchsgrenzlasterlast basieren auf bestimmten Messgrößen und sind für Deutschland in der Richtlinie *Belastungsversuche an Betonbauwerken* (2000) spezifiziert.

Bezüglich der bei Belastungsversuchen an Brückenbauwerken zu erfassenden Messgrößen ist zwischen integralen und lokalen zu unterscheiden. Zu den integralen oder globalen Messgrößen gehören Durchbiegungen, Auflagerverschiebungen oder -verdrehungen sowie die Schallemission. Diese Messgrößen haben einen sich überlagernden Informationsgehalt und erlauben eine gesamtheitliche, d. h. integrale oder globale, Einschätzung des Tragverhaltens. So stellen Anstiegsänderungen in der Kraft-Durchbiegungskurve ein wichtiges Beurteilungskriterium für das Tragverhalten dar. Für die Echtzeitauswertung während eines Belastungsversuches eignet sich eine solche Kurve in besonderem Maße, da das globale Verhalten des Gesamttragwerkes gut widerspiegelt wird. Einzelne Schädigungsmechanismen lassen sich auf der Grundlage der genannten integralen Messgrößen im Allgemeinen jedoch nicht identifizieren. Deshalb sollten die integralen Messgrößen durch lokale ergänzt werden. Zu letzteren gehören Dehnungen und Rissöffnungsverschiebungen. Die Anordnung der entsprechenden Sensoren erfolgt vornehmlich in kritischen Bauwerksbereichen, die in Vorberechnungen oder Voruntersuchungen ermittelt wurden. Zur Messung der Dehnungen an Mauerwerksgewölbebrücken, im Allgemeinen an der Gewölbeunterseite, haben sich Verschiebungsmessungen über Basislängen zwischen 0,3 m und 1,0 m bewährt. Bei diesen Basislängen ist das Entstehen von Einzelrissen in der Regel noch erkennbar (*Bretschneider et al.* 2012). Während die Erfassung lokaler Messgrößen bei Belastungsversuchen in Deutschland den Stand der Technik darstellt und auch in der Richtlinie *Belastungsversuche an Betonbauwerken* (2000) enthalten ist, basieren entsprechende ausländische Richtlinien und Normen meist auf der ausschließlichen Auswertung des Durchbiegungsverhaltens. *Schacht et al.* (2016) verglichen international angewandte Regeln für Belastungsversuche und äußerten sich kritisch zur vorgenannten Problematik. Ähnliche Äußerungen dazu sind bei *Bolle et al.* (2010) zu finden. Gegenstand der Forschung zur experimentellen Tragsicherheitsbewertung sollten Bewertungskriterien sowohl für integrale als auch für lokale Messgrößen sein. Durch ihre gleichzeitige Erfassung wird die Aussagekraft der Messergebnisse deutlich erhöht und zusätzlich das Einsturzrisiko verringert.

Laut der Richtlinie *Belastungsversuche an Betonbauwerken* (2000) sollen Probelastungen immer nur zusätzlich zu einer rechnerischen Tragwerksanalyse durchgeführt werden. In vielen Fällen erfordert der Tragsicherheitsnachweis ohnehin die kombinierte Anwendung experimenteller und rechnerischer Verfahren im Sinne einer sogenannten *hybriden Statik*. Dies ist dann der Fall, wenn die um einen erforderlichen Sicherheitsabstand erhöhten Gebrauchslasten bezüglich Größe und Anordnung im Experiment aus technischen Gründen nicht nachbildbar sind. Die dennoch vorhandenen, meist unterhalb des Gebrauchslastniveaus gewonnenen Messergebnisse lassen sich aber zur Erstellung bzw. Validierung eines wirklichkeitsnahen Rechenmodells verwenden. Dieses kann dann zur Simulation des Tragverhaltens oberhalb des Testlastniveaus, d. h. zur Extrapolation der experimentellen Ergebnisse in Richtung höherer Lasten, oder zur Berechnung von im Experiment nicht untersuchten Lastfällen genutzt werden. Bei der vorgenannten Extrapolation ist jedoch zu beachten, dass die Ergebnisse bei nichtlinearem Materialverhalten mit einer diesbezüglichen Unsicherheit behaftet sind. Für Gewölbebrücken ist das Prinzip der hybriden Statik als eine Möglichkeit des Tragsicherheitsnachweises in der *ONR 24008* (2014) Abschnitt A.1.1.6 erwähnt. Beispiele für die Kombination von Belastungsversuchen an Mauerwerksgewölbebrücken und entsprechenden Finite-Elemente-Simulationen sind bei *Fanning et al.* (2001), *Brookes et al.* (2004), *Slowik et al.* (2005) und *Chandra Kishen et al.* (2013) zu finden.

2.4 Zusammenfassung der Auswertung des Wissensstandes

Das Tragverhalten von Mauerwerksgewölbebrücken ist bis heute Gegenstand der Forschung, wobei sowohl rechnerische als auch experimentelle Methoden angewandt werden, in zunehmendem Maße kombiniert. Es zeigt sich dabei ein Trend in Richtung einer ganzheitlichen Vorgehensweise, die rechnerische sowie experimentelle Tragsicherheitsnachweise, aber auch kontinuierliche Bauzustandsbewertungen und diesbezügliche Untersuchungen einschließt (*UIC-Kodex 778-3*, 2011).

Nach dem Stand der Technik existieren für den rechnerischen Tragsicherheitsnachweis von Mauerwerksgewölbebrücken mehrere anwendbare Berechnungsmethoden, wie das Stützlinienverfahren, das Traglastverfahren, empirische sowie numerische Methoden (FEM, DEM), wobei insbesondere die Anwendung der letztgenannten auch Gegenstand der aktuellen Forschung sind. Abschnitt 2.1 gibt einen Überblick zu diesen Berechnungsmethoden und deren Anwendung. Die geschichtliche Entwicklung der Methoden orientierte sich hauptsächlich am Kenntnisstand auf dem Gebiet der Mechanik und den rechnerischen Möglichkeiten, die zu der jeweiligen Zeit verfügbar waren. Mit der schnellen Entwicklung der Rechentechnik im 20. Jahrhundert nahm die Abbildungsgenauigkeit deutlich zu. Im Vergleich zu älteren Methoden ist mittels der numerischen (FEM, DEM) eine wirklichkeitsnähere Beschreibung des Tragverhaltens von Mauerwerksgewölbebrücken

möglich. Vergleichende Untersuchungen in der Literatur zeigen jedoch, dass trotzdem für jede Brücke individuell geprüft werden muss, ob mit der gewählten Berechnungsmethode der Versagensmechanismus äquivalent nachgebildet werden kann und die Genauigkeit der Ergebnisse ausreichend ist.

Es existieren einige wenige technische Normen, die den Tragsicherheitsnachweis von bestehenden Brückenbauwerken, speziell auch von Mauerwerksgewölbebrücken, zum Inhalt haben. Jedoch gibt es noch keine allgemein anerkannten Regeln der Technik zur Durchführung solcher Tragsicherheitsnachweise mittels nichtlinearer Finite-Elemente-Simulationen. Allerdings können einige Empfehlungen der Normen auch für nichtlineare Berechnungen angewandt werden. Zu den für die vorliegende Arbeit relevantesten Normen bzw. Richtlinien zählen der *UIC-Kodex 778-3* (1995, 2011), die *Richtlinie 805* (2010) und die *ONR 24008* (2006, 2014). Ihr Inhalt wurde in Abschnitt 2.2 zusammengefasst. Sie enthalten wichtige Angaben zu Bewertungs- bzw. Nachrechnungsstufen (in Verknüpfung mit den zuvor genannten Berechnungsmethoden), zu Grenzwerten für den Tragsicherheitsnachweis sowie zu Lasten und Sicherheitskonzepten. Die verschiedenen für den Tragsicherheitsnachweis von Mauerwerksgewölbebrücken anwendbaren Sicherheitskonzepte wurden ebenfalls in Abschnitt 2.2 erläutert.

Lässt sich für eine Mauerwerksgewölbebrücke auf rechnerischem Wege keine ausreichende Tragsicherheit feststellen, kann ein experimenteller Tragsicherheitsnachweis in Form eines Belastungsversuches durchgeführt werden. Diese Vorgehensweise ist Stand der Technik, ersetzt aber nicht die Anwendung rechnerischer Methoden. In Abschnitt 2.3 erfolgte die Beschreibung der geschichtlichen Entwicklung von Probelastungen sowie des diesbezüglichen Standes der Technik.

Es soll abschließend darauf hingewiesen werden, dass in diesem Kapitel nicht alle gegenwärtigen Forschungsrichtungen bzw. -methoden diskutiert werden konnten, die Mauerwerksgewölbebrücken betreffen. So wurde nicht auf Laborversuche an einzelnen nachgebildeten Gewölbebögen (*Vermeltfoort 2001, Purtak et al. 2011, Proske et al. 2015*) oder auf Großversuche an nachgebauten (*Boothby et al. 2004, Roca et al. 2004, Hojdys et al. 2013*) bzw. echten Mauerwerksgewölbebrücken (*León et al. 2007*) eingegangen, bei denen eine Belastung bis zum vollständigen Versagen erfolgte. Diese Versuche dienten hauptsächlich der Untersuchung von Versagensmechanismen und der Validierung von Berechnungsergebnissen. Zu erwähnen ist auch die Forschung und Entwicklung auf dem Gebiet der immer häufiger durchgeführten langzeitigen Bauwerksmessungen an Mauerwerksgewölbebrücken, das sogenannte Monitoring (*Marx et al. 2015, Krawtschuk 2014*).

3 Vorschlag eines Konzeptes für den Tragsicherheitsnachweis von Mauerwerksgewölbebrücken

Nachfolgend wird ein Konzept vorgeschlagen, welches dem Tragsicherheitsnachweis von bestehenden Mauerwerksgewölbebrücken dienen soll. Es enthält Empfehlungen zum rechnerischen Nachweis mittels nichtlinearer Finite-Elemente-Simulationen. Im Vordergrund steht daher die wirklichkeitsnahe Nachbildung des Verformungs- und Versagensverhaltens, um die Aussagefähigkeit von rechnerischen Nachweisen der Tragsicherheit von Mauerwerksgewölbebrücken zu verbessern. Das Konzept ist im Wesentlichen charakterisiert durch:

- eine möglichst genaue geometrische Modellierung der Mauerwerksgewölbebrücke mit allen Bauteilen (Pfeiler, Stirnmauern und Füllung), vorzugsweise in 3D,
- die Miteinbeziehung des an das Bauwerk grenzenden Bodens in das geometrische und Finite-Elemente-Modell und
- die Berücksichtigung des nichtlinearen Materialverhaltens sowohl des Mauerwerks als auch des Bodens.

Um das Verformungs- und Versagensverhalten von Mauerwerksgewölbebrücken adäquat abzubilden, ist zunächst eine Bestandsaufnahme des Bauwerkes notwendig. Bei Gewölbebrücken treten häufig bauliche Besonderheiten auf, die maßgeblichen Einfluss auf das Tragverhalten haben können, wie beispielsweise Spargewölbe. Zudem unterlagen viele dieser Brücken bereits baulichen Änderungen und Sanierungsmaßnahmen. Daher ist es erforderlich, vor Beginn des Tragsicherheitsnachweises Daten zu Aufbau und Zustand des Bauwerkes zu sammeln, auszuwerten und gegebenenfalls für die Modellbildung zu verwenden.

3.1 Bestandsaufnahme

Um ein wirklichkeitsnahes Modell einer Mauerwerksgewölbebrücke erstellen zu können, sollten möglichst vollständige Bauwerksunterlagen vorliegen. Wichtige geometrische Parameter sind die Größe der Fundamente, die Dicke der Stirnmauern sowie Stiche, Spannweiten und Gewölbedicken der einzelnen Felder. Sollten diese Informationen nicht aus den Bauwerksunterlagen hervorgehen, ist eine Bauwerksaufnahme erforderlich.

Grundsätzlich sollten folgende Fragen vor Beginn der Modellierung geklärt werden:

- *Ist die Brückenachse gekrümmt?*

Bei deutlich gekrümmten Brückenachsen sind Effekte aus seitlich einwirkenden Kräften meist nicht vernachlässigbar. Ein 3D-Modell ist erforderlich, siehe Abschnitt 4.2.2.

- *Handelt es sich um eine mehrgleisige bzw. mehrspurige Brücke?*

Bei mehrgleisigen bzw. mehrspurigen Brücken muss berücksichtigt werden, dass alle Gleise bzw. Spuren gleichzeitig belastet sein können. Im Falle von zweidimensionalen Berechnungen muss die Belastung dementsprechend vergrößert werden. Eine unterschiedliche Last auf beiden Gleisen bzw. Spuren kann dann nicht berücksichtigt werden.

- *Wie erfolgt die Entwässerung der Brücke?*

Der Verlauf der Entwässerung kann Aufschluss darüber geben, wo sich Bereiche aus vollwandigem Mauerwerk oder mit einer Hintermauerung befinden und bis wohin die Stirnmauern mit dazwischenliegender loser Füllung reichen, siehe Abbildung 27. Dies sollte bei der Modellbildung berücksichtigt werden, da sich daraus unterschiedliche Steifigkeiten der Bauwerksteile ergeben.

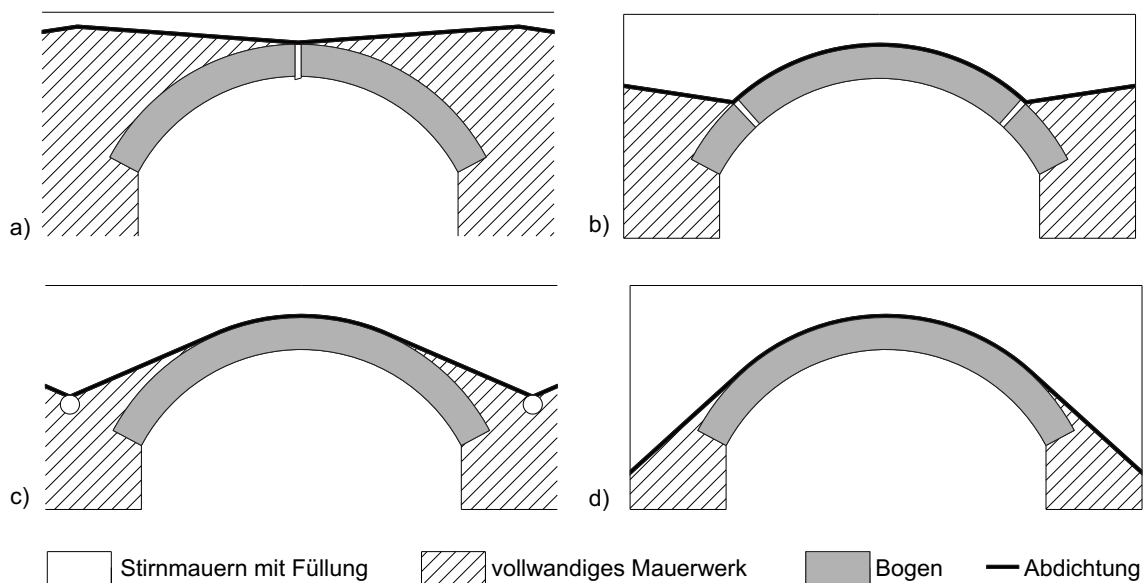


Abbildung 27: Entwässerungsmöglichkeiten bei Mauerwerksgewölbebrücken

- *Wie ist der die Brücke umgebende Baugrund beschaffen?*

In vielen Fällen liegt kein Baugrundgutachten vor. Jedoch gibt es Bodenkarten mit Informationen zu typischen Bodenverhältnissen verschiedener Regionen. So kann zumindest eine Eingrenzung auf eine bestimmte Bodenart erfolgen, für die es in Normen möglicherweise Anhaltswerte für die Steifigkeit und weitere Eigenschaften gibt.

- *Welche Gründungskonstruktion wurde für das Brückenbauwerk vorgesehen?*

Allgemein kann hierbei zwischen Flachgründungen (Einzel- oder Streifenfundamente) und Tiefgründungen (Pfahlgründungen) unterschieden werden. Letztere lässt sich auf verschiedene Weise in einem Finite-Elemente-Modell nachbilden, beispielsweise durch Stabelemente. Eine möglichst genaue Modellierung der Gründungskonstruktion sollte angestrebt werden.

- *In welchem Zustand befindet sich die Brücke? Sind Risse oder andere Schäden vorhanden?*

Es wird empfohlen, am Bauwerk beobachtete Schäden zu dokumentieren. Ursachen für Schäden sowie der Einfluss von vorhandenen Vorschädigungen auf die Tragsicherheit können Gegenstand der numerischen Untersuchungen sein, siehe Abschnitt 4.4 und 4.3.7.

- *Wurden Sanierungsmaßnahmen am Bauwerk vorgenommen?*

Sanierungsmaßnahmen können sich sowohl positiv als auch negativ auf die Tragfähigkeit einer Mauerwerksgewölbebrücke auswirken. Eine mögliche Maßnahme stellt die Ausbildung einer sogenannten festen Fahrbahn bei Eisenbahnbrücken dar. Dabei werden der Schotter und die Bahnschwellen durch eine Stahlbetonplatte oder Stahlbetonfertigteile ersetzt. Stahlbetonfertigteile besitzen keine Durchlaufwirkung und können daher in 2D-Modellen als Ausbaulast berücksichtigt werden. Eine exakte geometrische Nachbildung ist nicht erforderlich. Dagegen sollte eine Stahlbetonplatte aufgrund ihrer Durchlaufwirkung im Modell Berücksichtigung finden. Untersuchungen haben gezeigt, dass eine Stahlbetonplatte zu einer konzentrierteren Lastabtragung in den Gewölbescheitel führen kann, falls auf eine elastische Zwischenlage zwischen Stahlbetonplatte und Gewölbescheitel verzichtet wurde (Franck et al. 2013b).

Sanierungsmaßnahmen am Mauerwerk können beispielsweise auch Spannanker, Spritzbetonschalen oder Injektionen sein. Letztere führen bei größeren Hohlräumen mitunter zu Veränderungen der Steifigkeit des Mauerwerks. Dies kann in den Berechnungen durch die Erhöhung von Elastizitätsmodul und Festigkeit berücksichtigt werden.

- *Liegen bauliche Besonderheiten vor?*

In Abschnitt 1.4.1.5 wurden einige bauliche Besonderheiten von Mauerwerksgewölbebrücken beschrieben, wie beispielsweise Spargewölbe und offene Stirnmauern. Diese Ausparungen in den Stirnmauern oder Pfeilern sollten unbedingt im Modell Berücksichtigung finden, da sie einen wesentlichen Einfluss auf das Verformungsverhalten des Bauwerkes haben können, siehe Abschnitt 4.4.

3.2 Zur Modellbildung in 3D

Eine zutreffende geometrische Modellierung von Mauerwerksgewölbebrücken ist nur in 3D möglich, siehe Abschnitt 4.2.2. Der Grund dafür liegt unter anderem in der erforderlichen Nachbildung der Stirnmauern mit der dazwischenliegenden Füllung. In 3D können diese Bauwerksteile als getrennte Volumina modelliert werden, welchen unterschiedliche Materialeigenschaften zuordenbar sind. In 2D lassen sich die Stirnmauerbereiche dagegen nur als Fläche nachbilden. Diese bekommt effektive Materialeigenschaften zugewiesen, welche das Verhalten beider Komponenten, also von Mauerwerk und Füllung, berücksichtigen. Stirnmauern und dazwischenliegende Füllung haben einen nicht vernachlässigbaren Einfluss auf den Lastabtrag sowie die Spannungsverteilung in einer Mauerwerksgewölbebrücke und somit auf deren Tragfähigkeit. Aus diesem Grund sollten Stirnmauern und Füllung möglichst wirklichkeitsnah in den Berechnungen berücksichtigt werden, siehe Abschnitt 4.3.2. Dazu eignen sich 3D-Modelle. Weitere Vorteile einer dreidimensionalen Modellierung sind die Berücksichtigung von Versagensarten mit Längsrissen im Gewölbe oder in den Stützen, die Möglichkeit eine gekrümmte Brückenachse zu modellieren, sowie die Berücksichtigung von Lastausmittigkeiten und seitlichen Kräften, zum Beispiel Zentrifugal- oder Windkräften. Zudem kann die Bauwerk-Boden-Interaktion in 3D wirklichkeitsnäher nachgebildet werden.

3.3 Bauwerk-Boden-Interaktion

Es wird empfohlen, den Boden in das geometrische bzw. Finite-Elemente-Modell der Mauerwerksgewölbebrücke einzubeziehen, um die Gründungsverhältnisse adäquat abzubilden, siehe Abschnitt 4.2.1. Abbildung 28 zeigt das dreidimensionale geometrische Modell einer Mauerwerksgewölbebrücke mit angrenzendem Boden. Das Bodenmodell stellt nur einen Ausschnitt des an die Brücke angrenzenden Bodens dar. Seine Ränder sind in Normalenrichtung unverschieblich gelagert. Es erfolgt keine Berücksichtigung des Eigengewichtes für den Boden, da davon ausgegangen wird, dass die daraus resultierenden Setzungen im Baugrund bereits abgeschlossen sind. Ein Ansatz von festen Auflagern für die Brückenfundamente anstelle eines Bodenmodells kann zu einer signifikanten Überschätzung der Tragsicherheit führen. Alternativ zu einem Bodenmodell ist eine Federlagerung (Längs- und Rotationsfedern) möglich, allerdings erfordert die Festlegung der Federsteifigkeit entweder Vereinfachungen oder zusätzliche numerische Berechnungen. Vorteile des Bodenmodells sind die korrekte geometrische Abbildung der Gründungsverhältnisse und die Möglichkeit des Ansatzes von Materialeigenschaften für den Boden, die bei Bedarf örtlich veränderlich sein können. Da die Materialeigenschaften des Bodens, vor allem die Steifigkeit (Elastizitäts- bzw. Steifemodul), meist unbekannt sind, wird empfohlen, diese bei Tragsicherheitsuntersuchungen im Rahmen von Parameterstudien zu variieren, siehe Abschnitt 4.3.4.

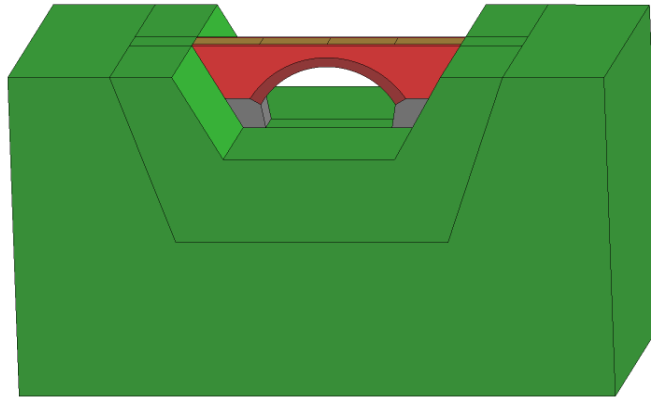


Abbildung 28: Geometrisches Modell einer Mauerwerksgewölbebrücke (Bodenmodell grün dargestellt)

3.4 Materialverhalten des Mauerwerks

Ein wesentliches Merkmal der vorgeschlagenen Vorgehensweise ist die Berücksichtigung der Rissbildung im Mauerwerk. Dadurch ist es möglich, das Bauwerksversagen wirklichkeitsnah zu simulieren. Weiterhin erlaubt die direkte Modellierung der Rissausbreitung die Formulierung von Kriterien für den Grenzzustand der Tragfähigkeit auf der Basis des Risszustandes.

Zur Simulation der Schädigung des Mauerwerks wird vorgeschlagen, dass Modell der verschmierten Rissbildung (engl. *smearred cracking*) nach *Bažant et al.* (1983) anzuwenden, welches sich insbesondere für die Charakterisierung des Werkstoffverhaltens von Beton als geeignet erwiesen hat (*Červenka* 2002, 2008). Bis zum Erreichen der Zugfestigkeit verhält sich das Material linear-elastisch. Sobald die maximale Hauptnormalspannung die Zugfestigkeit erreicht, kommt es zur Rissbildung und im Zuge der Rissaufweitung zur Verringerung von Steifigkeit und Festigkeit des Materials. Die im Riss noch übertragbare Spannung σ hängt von der Rissweite w ab und ergibt sich aus einer werkstoffspezifischen Spannungs-Rissweitenbeziehung, der sogenannten Entfestigungskurve. Die in Abbildung 29 links dargestellte Entfestigungskurve entspricht der exponentiellen Spannungs-Rissöffnungsbeziehung nach *Hordijk* (1991). Der Riss wird als über das jeweilige Finite Element verschmiert angenommen, was es ermöglicht, aus der Spannungs-Rissweitenbeziehung mittels Division der Rissweite durch die sogenannte Rissbandbreite eine Spannungs-Dehnungsbeziehung zu errechnen. Im Allgemeinen wird als Rissbandbreite die Elementlänge senkrecht zur Rissrichtung angenommen. Erreicht die Rissweite w den kritischen Wert w_c , kann zwischen den Rissflächen keine Spannung mehr übertragen werden und das Material ist vollständig gerissen. Die Fläche unter der Entfestigungskurve, deren Verlauf die übertragbare Spannung in Abhängigkeit der Rissweite beschreibt, entspricht der Bruchenergie. Diese stellt den Energiebetrag dar, der bis zur vollständigen Öffnung einer Flächeneinheit des Risses umgesetzt werden muss. Es ist zu beachten, dass die Anwendung dieses

Konzeptes der nichtlinearen Bruchmechanik die Annahme einer Zugfestigkeit sowie einer Bruchenergie für das Mauerwerk größer Null erfordert, um physikalisch sinnvolle und netz-unabhängige Ergebnisse zu erhalten. Dies ist beispielsweise bei Bauwerken gerechtfertigt, bei denen sich die Mörtelfugen in einem guten Zustand befinden.

Bei dem im Rahmen der vorliegenden Arbeit verwendeten Rissmodell passt sich die Rissorientierung stets an die Hauptdehnungsrichtungen an (*rotating crack model*). Aus diesem Grund entstehen im Riss keine Schubspannungen.

Unter Druckbeanspruchung wird eine nichtlineare Spannungs-Dehnungslinie angenommen, siehe Abbildung 29 rechts. Nach Überschreiten der Druckfestigkeit erfolgt eine lineare Entfestigung des Materials.

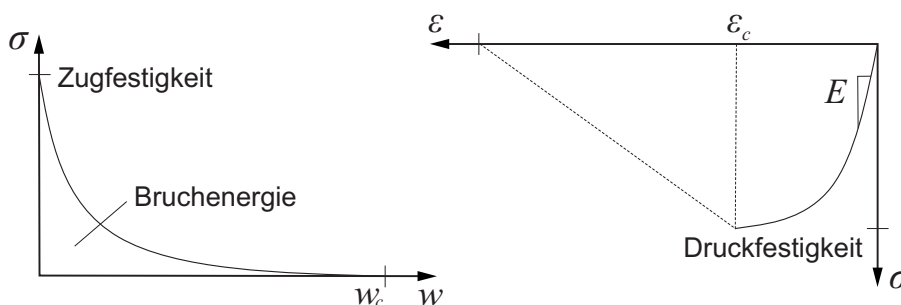


Abbildung 29: Entfestigungskurve für das Mauerwerk unter Zugbeanspruchung (links), Spannungs-Dehnungskurve unter Druckbeanspruchung (rechts)

Bei zweiachsiger Beanspruchung kommt die Versagensfläche nach *Kupfer et al.* (1969) zum Ansatz, siehe Abbildung 30. Abbildung 31 zeigt die für dreidimensionale Berechnungen verwendeten Versagensfiguren nach *Menétrey-Willam* (1995) unter Druckbeanspruchung bzw. nach *Rankine* (Kriterium der maximalen Hauptnormalspannung) unter Zugbeanspruchung. Die Implementierung der zuvor beschriebenen Materialmodelle in das Programm ATENA beschreiben *Červenka et al.* (2008).

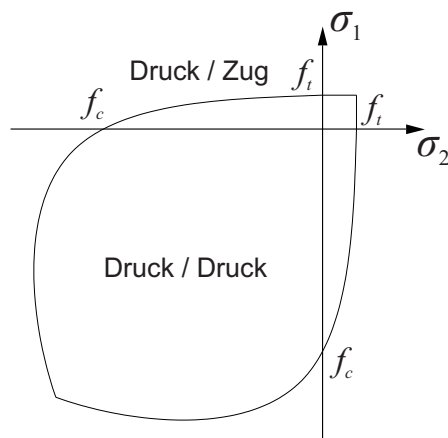


Abbildung 30: Versagensfläche des Mauerwerks im ebenen Spannungszustand ($\sigma_1, \sigma_2 \dots$ Hauptnormalspannungen)

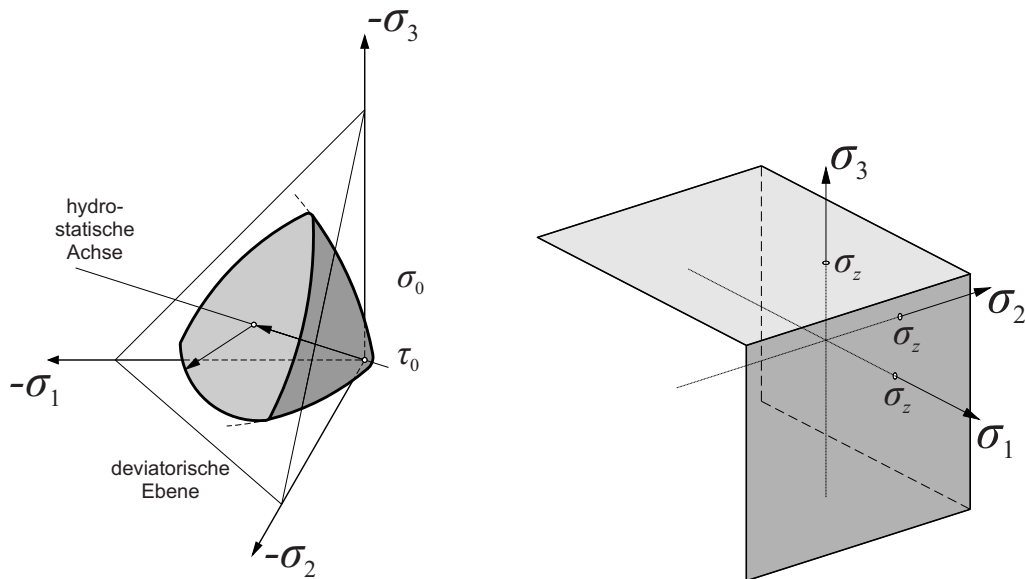


Abbildung 31: Versagensfigur für das Verhalten des Mauerwerks in 3D unter Druck nach Menétrey-Willam (links) und unter Zug nach Rankine (rechts); $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3 \dots$ Hauptnormalspannungen, $\sigma_z \dots$ Zugfestigkeit

Vereinfachend erfolgt die Nachbildung des Mauerwerks als isotropes Material. Diese Vereinfachung ist gerechtfertigt, da die Hauptnormaldehnungen wie auch die Rissöffnungsverschiebungen in den Gewölberingen stets nahezu senkrecht zu den radial orientierten Fugen auftreten. Demnach besteht keine dringende Notwendigkeit, das Versagen unter anders orientierten Beanspruchungsrichtungen in das Modell einzubeziehen. Die für das homogene Mauerwerk verwendeten Materialparameter beschreiben das Versagen bei Beanspruchung der Gewölberinge in tangentialer Richtung, d. h. senkrecht zu den radial orientierten Fugen. In den Stirnmauern können jedoch auch parallel zu den dort horizontal orientierten Lagerfugen, d. h. in einer höherfesten Richtung, hohe Zugspannungen auftreten und zu entsprechenden Rissen führen. Um dies adäquat im Modell nachzubilden, kann in den Bereichen der Stirnmauern mit einer erhöhten Zugfestigkeit gerechnet werden, siehe Abschnitt 4.3.2.

3.5 Materialverhalten des Bodens

Für den Boden ist die Annahme eines homogenen und isotropen Materials ausreichend, wobei zum Zwecke einer wirklichkeitsnahen Nachbildung der Bauwerk-Baugrund-Interaktion ebenfalls ein nichtlineares Materialverhalten Berücksichtigung finden sollte. Bei linear-elastischem Bodenverhalten können sich unrealistische Zugspannungen im Bodenmodell ausbilden, die eine Überschätzung der Tragsicherheit für die Brücke zur Folge haben können. In manchen Fällen bildet sich im Boden zwischen den Auflagern ein inneres Zugband aus, welches eine Zwängung des Gewölbes bewirkt, siehe Abschnitt 4.3.4. Daher ist es wichtig, die Zugspannungen im Boden zu begrenzen. Für diesen Zweck eignet sich die Fließbedingung nach *Drucker-Prager* (1952), siehe Gleichung (3.1). Dabei stellt I_1 die erste

Invariante des Spannungstensors und I_2' die zweite Invariante des Deviators dar. Durch die Berücksichtigung von plastischen Verformungen können zudem unrealistische Spannungsspitzen abgebaut werden.

$$\alpha \cdot I_1 + \sqrt{I_2'} - k = 0 \quad (3.1)$$

Abbildung 32 zeigt die elliptische Versagensfigur nach *Drucker-Prager* im ebenen Spannungszustand sowie die entsprechende kegelförmige Versagensfläche in 3D. Beschrieben wird die Versagensfläche durch die Materialparameter α und k , welche sich aus den typischen Bodenkennwerten Kohäsion und Reibungswinkel errechnen lassen, siehe Anhang B.3. Dabei wird meist von konsolidiertem Boden mit konstantem Reibungswinkel und auf der sicheren Seite liegend ohne Kohäsion ausgegangen. Eine Variation dieser Materialparameter zeigt deren verhältnismäßig kleinen Einfluss auf die errechnete Tragfähigkeit von Gewölbebrücken, wenn physikalisch sinnvolle Werte angesetzt werden, siehe Abschnitt 4.3.4. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit kommt bei Erreichen der Versagensfläche eine nicht assoziierte Fließregel zur Anwendung, wobei das plastische Potenzial so angepasst ist, dass bei auftretenden plastischen Verformungen keine Volumenänderung erfolgt. Ver- und Entfestigung finden keine Berücksichtigung.

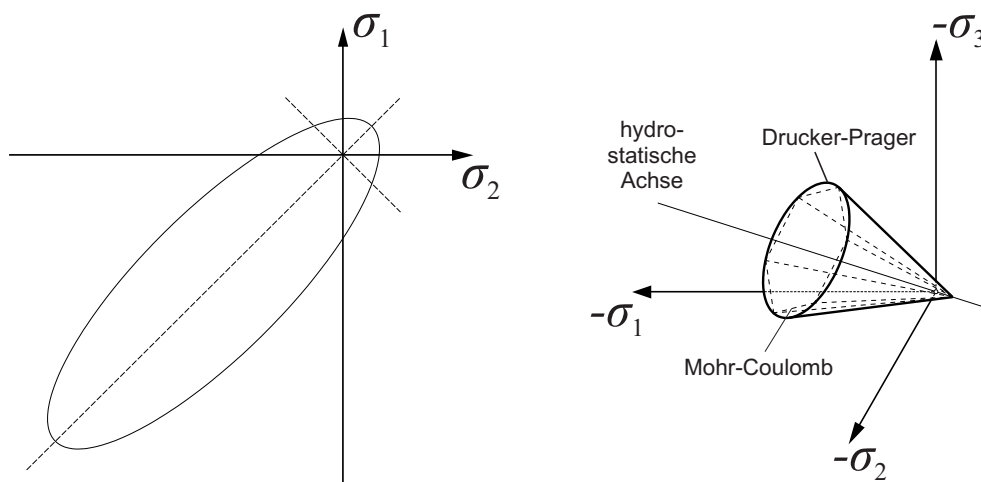


Abbildung 32: Versagensfläche nach Drucker-Prager für den ebenen Spannungszustand (links), Versagensfigur nach Drucker-Prager für den allgemeinen räumlichen Spannungszustand (rechts); $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3 \dots$ Hauptnormalspannungen

3.6 Versagenskriterien und Sicherheitskonzept

Tragsicherheitsnachweise für Mauerwerksgewölbebrücken mittels nichtlinearer Finite-Elemente-Simulationen sind noch nicht in technischen Normen geregelt. Aus diesem Grund werden vier Versagenskriterien zur Beurteilung der Tragsicherheit vorgeschlagen (Franck 2014a):

- Kriterium 1: Erstrissbildung in einem der tragenden Bauteile
- Kriterium 2: Erreichen einer kritischen Risslänge im Gewölbe
- Kriterium 3: Erreichen der Druckfestigkeit in einem der Mauerwerksteile
- Kriterium 4: globales Versagen durch Erreichen eines Zustandes der kinematischen Verschieblichkeit; es lässt sich unter den gegebenen Lasten kein Gleichgewichtszustand mehr finden

Grundlage für die ersten beiden Kriterien bildet der *UIC-Kodex 778-3* (1995), da das Hauptaugenmerk der Verfasserin auf Eisenbahnbrücken liegt. Bei linear-elastischen Berechnungen darf gemäß *UIC-Kodex 778-3* (1995) die Zugspannung $0,5 \text{ N/mm}^2$ nicht überschreiten. Aus diesem Grund beziehen sich die errechneten Tragsicherheiten nach Kriterium 1 auf das Lastniveau unter dem gerade noch keine Rissbildung in einem der tragenden Bauwerksteile unter Annahme einer bestimmten Zugfestigkeit erfolgt. Abbildung 33 zeigt beispielhaft einen Riss, der dem Kriterium 1 entspricht.

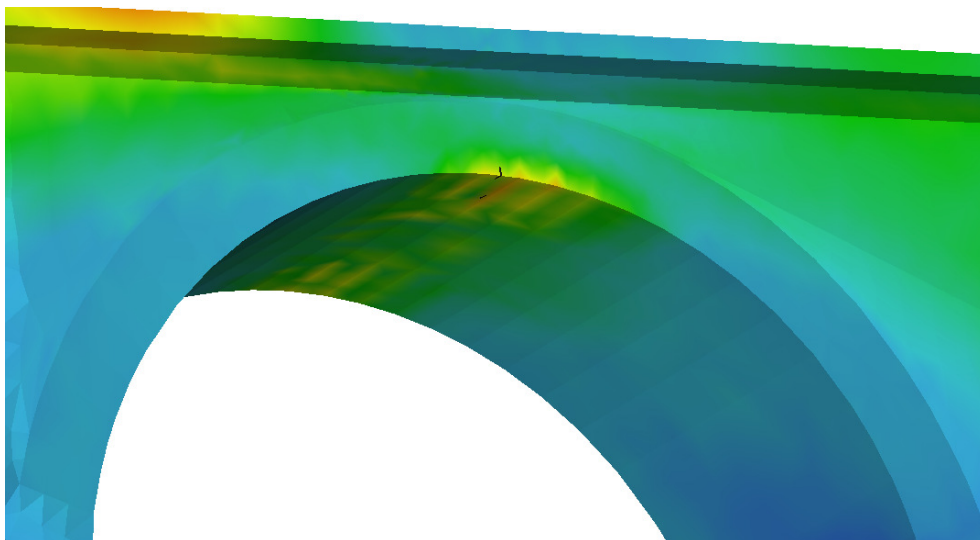


Abbildung 33: Beispiel eines Rissbildes nach Erreichen von Kriterium 1

Kritisch für die Tragsicherheit sind vor allem Querrisse in den Gewölben. Teilweise treten in 3D-Simulationen auch Längsrisse an der Gewölbeunterseite auf. Diese Längsrisse sind in der Regel jedoch nicht als kritisch für die Tragfähigkeit einzustufen. In nicht tragenden Bauteilen kommt es gelegentlich bereits früher zur Rissbildung. Ein lokales Versagen an diesen Stellen wird jedoch ebenfalls als nicht maßgebend für die Tragsicherheit des Gesamtbauwerkes angesehen.

Es ist zu beachten, dass die im *UIC-Kodex 778-3* (1995) angegebene Zugspannung von $0,5 \text{ N/mm}^2$ nicht als eine tatsächliche Zugfestigkeit zu verstehen ist. Durch das Zulassen einer gewissen Zugspannung in linear-elastischen Berechnungen soll bei dieser verein-

fachten Art der Nachweisführung das Vorhandensein einer Zugzone im Gewölbe, möglicherweise auch einer gerissenen, berücksichtigt werden.

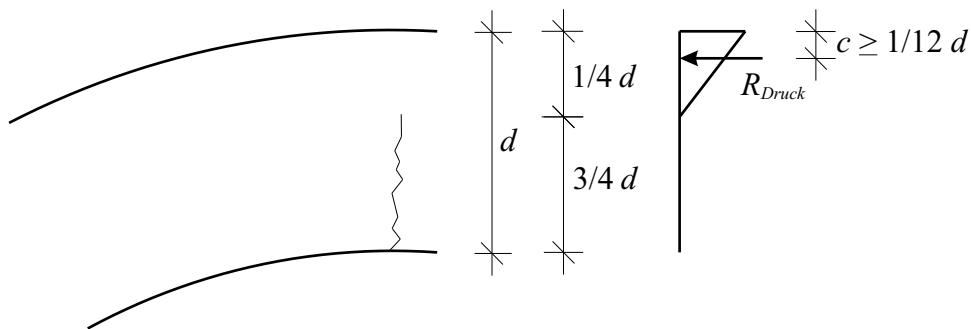


Abbildung 34: Risslänge bei Erreichen von Kriterium 2

Nach *UIC-Kodex 778-3* (1995) darf im linear-elastischen Modell der Abstand c zwischen Druckspannungserzeugender R_{Druck} im Gewölbe und gedrückttem Rand bei versagender Zugzone $1/12$ der Gewölbedicke d nicht unterschreiten. In Anlehnung an diese Regelung wird für das Kriterium 2 die Risslänge im Gewölbering auf $3/4$ der Gewölbedicke begrenzt, siehe Abbildung 34. Die Gewährleistung einer bestimmten Mindestgröße der Druckzone entspricht den anerkannten Regeln der Technik und geltenden Berechnungsvorschriften. Im Falle von Mauerwerksgewölbebrücken wird dadurch vor allem die Rotationsfähigkeit gerissener Querschnitte beschränkt und somit eine schnelle, mit großen Rissöffnungsverschiebungen einhergehende Ermüdung verhindert. Abbildung 35 zeigt beispielhaft einen Riss mit einer Risslänge von mehr als $3/4$ der Gewölbedicke.

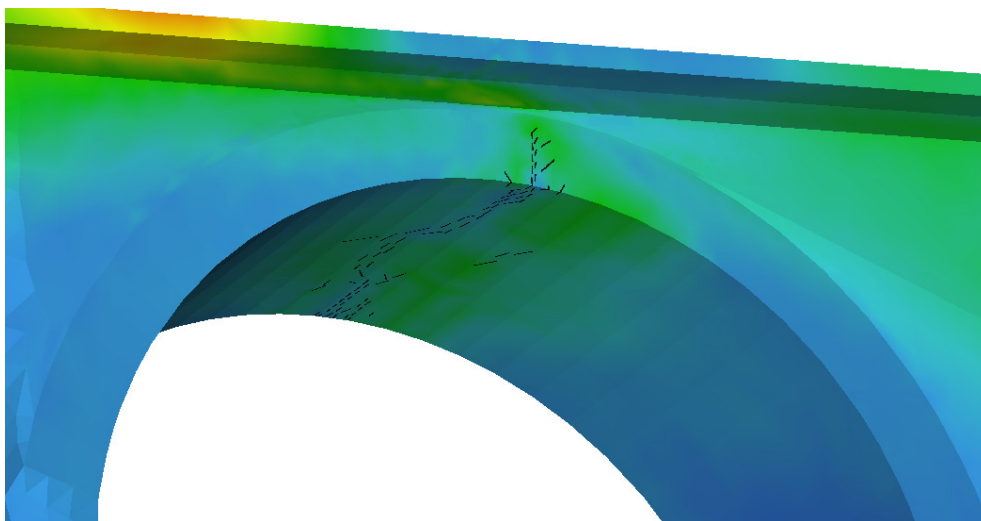


Abbildung 35: Beispiel eines Rissbildes nach Erreichen von Kriterium 2

Auch nach Überschreiten der ersten beiden Kriterien ist im Allgemeinen eine weitere Laststeigerung möglich; der Bruchzustand ist noch nicht erreicht. Es lassen sich bei deutlich höheren Lastniveaus noch Gleichgewichtszustände finden. Die beiden Kriterien 1 und 2 sind nicht vom physikalischen Materialverhalten abgeleitet, sondern eher als empirische Regeln

zu verstehen. Aus diesem Grund bedarf es keiner Sicherheitsfaktoren auf der Widerstandsseite. Auf der Einwirkungsseite kommen hingegen bei allen Versagenskriterien Teilsicherheitsfaktoren gemäß den geltenden technischen Regeln zum Ansatz.

Kriterium 3 gilt als verletzt, wenn die Druckfestigkeit in einem der Mauerwerksbauteile, d. h. im Gewölbe, in den Fundamenten oder in den Stirnmauern erreicht wird. Mit diesem Kriterium erfolgt, im Unterschied zu den vorgenannten, eine Absicherung gegen Bruch. Dabei ist jedoch eine Besonderheit nichtlinearer Berechnungen zu beachten. Die Anwendung von Teilsicherheitsfaktoren auf der Widerstandsseite würde die verschiedenen Materialeigenschaften wie Bruchenergie und Festigkeiten einzeln reduzieren, was zu einem veränderten Materialverhalten führen könnte, beispielsweise zu einer unrealistischen Verringerung der Sprödigkeit des Materials. Es kommt stattdessen ein globaler Materialfaktor im Sinne eines Sicherheitsbeiwertes auf der Widerstandsseite zum Ansatz. Im Falle des Kriteriums 3 wird somit überprüft, ob die in den Mauerwerksteilen auftretende maximale Druckspannung unterhalb der durch den Materialfaktor reduzierten Mauerwerksdruckfestigkeit liegt. Eine Entfestigung unter Druck kann aus Gründen der Dauerhaftigkeit in tatsächlichen Mauerwerksgewölbebrücken nicht zugelassen werden.

Mit Kriterium 4 erfolgt die Ermittlung des Verkehrslastniveaus, bei dem in den numerischen Simulationen gerade noch ein Gleichgewichtszustand gefunden werden konnte. Ursache für dieses globale Versagen kann mehrfaches Druckversagen bzw. die Instabilität des Systems durch multiple Gelenkbildung sein. In den numerischen Berechnungen äußert sich dies dadurch, dass sich keine Konvergenz der Lösung mehr einstellen kann. Eine solche Beobachtung bedeutet jedoch nicht notwendigerweise das physikalisch begründete Versagen, da Konvergenzprobleme auch numerische Gründe haben können. Dies lässt sich in einigen Fällen durch Variation von Modellparametern (z.B. Netzfeinheit, Lastschrittweite) überprüfen. Die Dauerhaftigkeit der Brückenbauwerke ist vermutlich bei Lastniveaus nahe dem Kriterium 4 deutlich eingeschränkt.

Mit den Kriterien 2, 3 und 4 kann das Erreichen des Grenzzustandes der Tragfähigkeit beschrieben werden. Durch die Begrenzung der Risslänge (Kriterium 2) werden große Rissöffnungsverschiebungen und dadurch eine schnelle Ermüdung verhindert. Im *UIC-Kodex 778-3* (1995) ist das Erreichen eines kritischen Abstandes der Druckresultierenden vom gedrückten Rand dem Grenzzustand der Tragfähigkeit zugeordnet. Eine gleiche Zuordnung erfolgt hier für das daraus abgeleitete Kriterium 2. Das Erreichen der Druckfestigkeit, was hier Kriterium 3 entspricht, stellt nach *UIC-Kodex 778-3* (1995) ebenfalls einen Grenzzustand der Tragfähigkeit dar. Entsprechend der allgemeinen Definition des Grenzzustandes der Tragfähigkeit kann sich dieser auch durch Verlust des globalen Gleichgewichtes einstellen, beispielsweise durch das Ausbilden einer Gelenkkette. Somit ist Kriterium 4 ebenfalls dem Grenzzustand der Tragfähigkeit zuordenbar. Bei linear-elastischen Berech-

nungen kann Kriterium 1 als Grenzzustand der Tragfähigkeit angesehen werden, jedoch nicht bei nichtlinearen Berechnungen. Bei letztgenannten kann Kriterium 1 dazu dienen, einen möglicherweise geforderten rissfreien Zustand unter Eigen- oder Gebrauchslast nachzuweisen.

Die sich aus den Berechnungen ergebende Tragsicherheit wird in Anlehnung an den Belastbarkeitswert β_{UIC} der *Richtlinie 805* (2010) mittels des sogenannten η -Wertes angegeben. Dieser Wert ist der Faktor, mit welchem die Verkehrslast multipliziert werden kann, sodass die Tragsicherheit unter Berücksichtigung aller Teilsicherheitsfaktoren und Schwingbeiwerte gerade noch ausreichend ist. Das heißt, bei $\eta = 1,0$ entspricht das maximal mögliche Verkehrslastniveau genau den normativen Vorgaben. Bei $\eta < 1$ konnte keine ausreichende Tragsicherheit nachgewiesen werden.

Soll für das Kriterium 4 ähnlich wie für Kriterium 3 ein globaler Materialfaktor angenommen werden, so müsste dieser sowohl für die Verkehrsbelastung als auch für das Eigengewicht wirksam sein. Das bedeutet im Fall von Kriterium 4, dass in den numerischen Simulationen zunächst alle Einwirkungen entsprechend ihren normativen Vorgaben (entsprechend $\eta = 1,0$) einzutragen wären und anschließend eine gleichzeitige sowie schrittweise weitere Erhöhung aller Einwirkungen erfolgen müsste. Das Lastniveau, bei dem sich dabei gerade noch ein Gleichgewichtszustand finden lässt, wird dann durch den globalen Materialfaktor dividiert. Der Vergleich mit dem zu $\eta = 1,0$ gehörigen Lastniveau liefert dann den abgeminderten η -Wert für Kriterium 4. Es ist zu beachten, dass diese Vorgehensweise von der üblichen abweicht, bei der zuerst die gesamte Eigenlast aufgebracht wird und dann eine schrittweise Erhöhung nur der Verkehrslast erfolgt. Jedoch wird die Anwendung eines globalen Materialfaktors für Kriterium 4 selten erforderlich sein, da dieses Kriterium bei tatsächlichen Tragsicherheitsnachweisen kaum maßgebend ist und seine Auswertung vornehmlich aus akademischen Gründen erfolgt.

Die Lastannahmen für Eigengewicht, Verkehrslast, Bremslast, Windlast und gegebenenfalls Zentrifugallast, sowie die dazugehörigen Teilsicherheitsbeiwerte und Schwingbeiwerte entsprechen den jeweils gültigen Normen und Richtlinien. Für die Annahme von Materialparametern, speziell bei Mauerwerksgewölbebrücken, empfiehlt sich der *UIC-Kodex 778-3* (1995). Der globale Materialfaktor für die Widerstandsseite wird gleich dem sonst entsprechend den Normen und Richtlinien angewandten Teilsicherheitsbeiwert für die Mauerwerksdruckfestigkeit angenommen.

3.7 Berücksichtigung von Vorschädigungen und Bauzuständen

Bei wirklichkeitsnahen Tragsicherheitsuntersuchungen sollten auch Bauzustände und mögliche Vorschädigungen Berücksichtigung finden. Zunächst wird bei den Berechnungen von einem ungeschädigten Zustand des Bauwerkes ausgegangen. Im Laufe der Bauwerksgeschichte können jedoch bereits Vorschäden infolge von verschiedenartigen Einwirkungen aufgetreten sein. Zu diesen Einwirkungen gehören beispielsweise auch Stützensenkungen. Insbesondere vorhandene Risse sollten bei der rechnerischen Tragsicherheitsbewertung berücksichtigt werden, siehe Abschnitt 4.3.7. Die Ermittlung von Größe und Ausmaß der Vorschädigung sowie die Nachbildung derselben in den Simulationen sind jedoch mit einem erhöhten Aufwand verbunden.

Mauerwerksgewölbebrücken weisen eine vergleichsweise hohe Eigenlast auf. Der Anteil der inneren Kräfte resultierend aus Eigenlast ist dementsprechend groß. Deshalb sollte in numerischen Simulationen zur Tragsicherheit die Abfolge verschiedener Bauzustände Berücksichtigung finden. Die Mauerung der Gewölbe erfolgt nach dem Errichten der Stützen und Fundamente, die dann bereits Verformungen bzw. Setzung erfahren haben. Eine Beeinflussung anderer Bauteile durch diese Verformungen, zum Beispiel der Gewölbe, sollte durch die Berücksichtigung von Bauzuständen ausgeschlossen und damit eine mögliche Unterschätzung der Tragfähigkeit von Mauerwerksgewölbebrücken vermieden werden. In Abschnitt 4.2.4. wird vorgeschlagen, Bauzustände in den Simulationen zu berücksichtigen, indem den Gewölben zu Beginn der Berechnungen eine vernachlässigbar kleine Steifigkeit zugewiesen wird. Nachdem das Eigengewicht von Fundamenten und Pfeilern aufgebracht ist, wird die reale Steifigkeit der Gewölbe aktiviert und deren Eigengewicht angesetzt. Dieselbe Vorgehensweise kann dann auch bei den Stirnmauern angewandt werden.

3.8 Experimentelle Unterstützung des Tragsicherheitsnachweises

Nichtlineare Berechnungen basieren in der Regel auf Annahmen bezüglich des Materialverhaltens. Aus diesem Grund wird empfohlen, die Berechnungsergebnisse mit Hilfe von Messergebnissen zu validieren. Eine vergleichsweise kostengünstige und leicht umsetzbare Möglichkeit, die Aussagefähigkeit von Simulationsergebnissen zu verbessern, sind Messungen während des normalen Fahrzeug- bzw. Zugverkehrs, siehe Abschnitt 4.5. Allerdings kann mit diesen Überfahrmessungen die Tragsicherheit des Bauwerkes nicht auf direktem Wege bewertet und nachgewiesen werden, da die Belastungen während dieser Messungen das Gebrauchslastniveau nicht übersteigen. Eine experimentelle Tragsicherheitsbewertung würde hingegen Belastungsversuche oberhalb des Gebrauchslastniveaus erfordern, siehe Abschnitt 2.3, was einerseits vergleichsweise aufwändig und andererseits nicht in allen

Fällen möglich ist. Es bedarf zudem einer zeitweisen Sperrung des Bauwerkes und spezieller Belastungsvorrichtungen. Insbesondere bei weitgespannten Brücken ist es technisch nahezu unmöglich, mit vertretbarem Aufwand die erforderlichen Testlasten oberhalb des Gebrauchslastniveaus zu erzeugen. Deshalb werden in zunehmendem Maße experimentelle und rechnerische Methoden im Rahmen einer sogenannten *hybriden Statik* kombiniert angewandt, siehe Abschnitt 2.3. Zur Gewinnung der erforderlichen experimentellen Ergebnisse können Messungen während normaler Brückenüberfahrten ausreichend sein.

4 Numerische Simulationen unter Anwendung des vorgeschlagenen Nachweiskonzeptes

Es soll eine Erprobung des in Kapitel 3 vorgeschlagenen Nachweiskonzeptes mittels numerischer Simulationen erfolgen. In Abschnitt 4.1 werden zunächst anhand eines Beispiels die Ergebnisse von Tragsicherheitsbewertungen mittels nichtlinearer 2D- und 3D-Finite-Elemente-Berechnungen mit denen anderer Verfahren (empirische Methoden, Stützlinien- und Traglastverfahren) verglichen und bewertet. Dadurch sollen die Vorteile des vorgeschlagenen Nachweiskonzeptes gegenüber anderen Verfahren verdeutlicht werden. In Abschnitt 4.2 folgen dann Untersuchungen zur Objektivität von Ergebnissen der nichtlinearen Finite-Elemente-Simulationen, also zur Unabhängigkeit von festzulegenden Modellparametern. Dabei wird insbesondere auf die erforderliche Bodenmodellgröße sowie auf die Netzabhängigkeit der Simulationsergebnisse eingegangen. Gegenstand von Abschnitt 4.3 ist die Untersuchung von geometrischen und physikalischen Einflussgrößen auf die ermittelte Tragsicherheit unter Mitwirkung aller am Lastabtrag beteiligten Bauwerksteile. Dabei finden auch Einwirkungen infolge Temperaturänderung, Anfahren und Bremsen sowie Wind Berücksichtigung. Alle verwendeten Finite-Elemente-Modelle sind in Anhang B.3 bildlich dargestellt. Der gleiche Anhang enthält auch die bei den in Abschnitt 4.2 und 4.3 beschriebenen Berechnungen angesetzten Abmessungen und Materialparameter.

Für die einzelnen numerischen Simulationen wurden teilweise verschiedene Modelle von Mauerwerksgewölbebrücken verwendet. Anhand eines einzigen Modells war es nicht möglich, alle diskutierten Effekte zu zeigen. Dies verdeutlicht, dass jede Mauerwerksgewölbebrücke hinsichtlich ihres Tragverhaltens individuell zu untersuchen und zu bewerten ist.

4.1 Vergleich und Bewertung ausgewählter Berechnungsmethoden anhand eines Beispiels

In Abschnitt 2.1.7 erfolgte bereits eine Diskussion der Unterschiede zwischen den Berechnungsmethoden für Gewölbetragwerke. Gegenstand dieses Abschnitts ist nun der Vergleich einiger ausgewählter Methoden anhand der für eine Beispielbrücke erhaltenen Rechenergebnisse. Die Ursachen für sich ergebende Unterschiede werden diskutiert. Weiterhin soll eine Bewertung der verschiedenen Methoden sowie eine dem Stand der Technik entsprechende Zuordnung zu Beurteilungsstufen gemäß *COST 345* (2002) erfolgen, siehe Abschnitt 2.2.

Als Beispiel für die Vergleichsrechnungen dient ein reales Brückenbauwerk, welches vom Institut für experimentelle Mechanik der HTWK Leipzig bezüglich seiner Tragsicherheit untersucht und bewertet wurde, siehe Abbildung 36. Es handelt sich um eine eingleisige Eisenbahnbrücke aus Natursteinmauerwerk, die als Durchlass für eine kleine Straße dient. Die Brücke weist augenscheinlich keine Schäden auf. Bei den Berechnungen wird deshalb von einem ungeschädigten Bauwerkszustand ausgegangen.



Abbildung 36: Ansicht des gewölbten Durchlasses

Folgende Geometriedaten konnten den Bauwerksunterlagen entnommen und für die Modellbildung verwendet werden:

- lichte Weite bzw. Stützweite: 10,00 m
- Stich: 4,10 m
- Gewölbstärke am Kämpfer: 1,01 m
- Gewölbstärke im Scheitel: 0,82 m
- Höhe der Füllung zwischen den Stirnmauern im Scheitel: 0,50 m
- Gewölbbreite: 4,55 m

Es liegen keine detaillierten Informationen zu den verwendeten Materialien vor. Aus diesem Grund wird davon ausgegangen, dass es sich um Natursteinmauerwerk aus ortstypischem Kalkstein handelt. In Abbildung 36 ist deutlich die Verlegung als Bruchsteinmauerwerk zu erkennen. Für das Material zwischen den Stirnmauern erfolgt die Annahme einer Schotterfüllung. Da die Stirnmauern veränderliche Dicken aufweisen, finden Mittelwerte Anwendung. Im oberen Teil (bis zu 0,85 m unter Oberkante) beträgt die Stirnmauerdicke $2 \times 1,0$ m und die Breite (horizontale Ausdehnung senkrecht zur Brückenachse) des dazwischenliegenden Schotters 2,55 m. Im darunterliegenden Teil kam eine Stirnmauerdicke von $2 \times 1,3$ m sowie eine Schotterbreite von 1,95 m zum Ansatz.

Die angenommenen Materialkennwerte für das Mauerwerk sowie für die Schotterfüllung sind in Tabelle 5 zusammengestellt. Bezüglich der Mauerwerkeigenschaften wurden die Empfehlungen des *UIC-Kodex 778-3* (1995) berücksichtigt. Die außerdem in Tabelle 5 enthaltenen Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungsseite sind der *ONR 24008* (2006) entnommen.

Tabelle 5: Materialkennwerte für das Mauerwerk sowie für die Schotterfüllung

Bezeichnung	Elastizitätsmodul E	Querdehnzahl μ	Wichte γ_k	Teilsicherheitsbeiwert γ_G	Wichte γ_d (Bemessungswert)
	[N/mm ²]	[-]	[kN/m ³]	[-]	[kN/m ³]
Bruchsteinmauerwerk	3000	0,10	27	1,20	32,40
Schotterfüllung	500	0,30	18	1,30	23,40

Das Lastmodell 71 nach *DIN EN 1991-2* (2010) stellt ein typisches Normlastbild für Eisenbahnbrücken dar und wurde bereits in Abschnitt 2.2 beschrieben. Die Vergleichsrechnungen erfolgten mit dem vereinfachten Lastmodell 71, bei dem die vier Achslasten der Lokomotive von jeweils 250 kN verschmiert als Streckenlast von 156,25 kN/m angesetzt werden. Die üblicherweise anzusetzende Streckenlast von 80 kN/m vor und hinter den zuvor genannten Achslasten fand hier jedoch keine Berücksichtigung. Dieses vereinfachte Lastmodell 71 mit der Streckenlast von 156,25 kN/m wurde als Vollast nur innerhalb der lichten Weite des Gewölbes aufgebracht, um eine begünstigend wirkende Belastung zu vermeiden. Der Teilsicherheitsbeiwert für Verkehrslasten bei Eisenbahnbrücken nach *ONR 24008* (2006) beträgt 1,45. Zudem kam ein dynamischer Beiwert für normale Gleishaltung gemäß *DIN EN 1991-2* (2010) zum Ansatz. Nach *DIN EN 1991-2* (2010) Tabelle 6.2 wird als maßgebende Länge L_ϕ die doppelte Stützweite des Gewölbes angesetzt, hier also 20 m, woraus sich ein Schwingbeiwert ϕ von 1,24 ergibt.

Als Belastungsbreite kam mit 3,15 m vereinfachend die Breite der Schotterfüllung zwischen den Stirnmauern zum Ansatz. Lage und Gewicht der Gleise fanden in den Berechnungen keine Berücksichtigung.

Die Beispielbrücke wurde mit der MEXE-Methode, der Methode nach *Martín-Caro et al.* (2004), einer stützlinienbasierten Methode, dem Traglastverfahren sowie mit der Finite-Elemente-Methode auf ihre Tragsicherheit untersucht. In Anhang B.1 sind die mit den einzelnen Berechnungsmethoden erhaltenen Ergebnisse dokumentiert.

Die MEXE-Methode und die Methode nach *Martín-Caro et al.* (2004) beruhen auf empirisch gefundenen Formeln. Grundlagen für diese Formeln bilden bei der MEXE-Methode Bruchversuche sowie Berechnungen von *Pippard* (1948) und bei der Methode nach *Martín-Caro et al.* (2004) eine Vielzahl von nichtlinearen 2D-Stabwerksberechnungen

mit verschiedenen Parameterkombinationen. Für das stützlinienbasierte Verfahren kam das Programm ARCHIE-M zur Anwendung. Bei diesem Programm erfolgt eine Gleichgewichtsbetrachtung basierend auf der Lage einer sogenannten Stützlinienzone im Gewölbe. Die Querschnittsfläche dieser Zone ergibt sich aus der Druckkraft geteilt durch die Druckfestigkeit. Gleichgewicht ist gewährleistet, wenn die Stützlinienzone vollständig innerhalb des Querschnittes liegt und den Querschnittsrand an maximal drei Stellen berührt. Diesem Zustand liegt als Tragsystem der statisch bestimmte Dreigelenkbogen zugrunde. Versagen tritt ein, wenn diese Stützlinienzone aus dem Gewölbequerschnitt herauswandert. Die Berechnungen nach dem Traglastverfahren erfolgten mit dem Programm RING. Das Gewölbe wird dabei als eine Reihe von Starrkörpern idealisiert, die durch zugspannungsfreie Kontaktflächen miteinander verbunden sind. In diesen Kontaktflächen kann es zum Öffnen der Fugen zwischen den Blöcken oder zum Gleiten der Blöcke gegeneinander kommen. Dadurch bilden sich Gelenke bzw. Gleitflächen. Entsprechend den Traglastsätzen werden im Programm RING eine untere und eine obere Traglastgrenze bestimmt. Bei Erreichen der unteren Grenze liegt die Stützlinienzone gerade noch im Gewölbequerschnitt (statischer Traglastsatz). Die obere Grenze beschreibt die Bildung einer kinematischen Kette (kinematischer Traglastsatz). Um die ungünstigste, für das Versagen maßgebende kinematische Kette zu ermitteln, wird in RING ein geeigneter Optimierungsalgorithmus genutzt. Ausführlichere Erläuterungen zu den vorgenannten Berechnungsmethoden enthält Anhang B.1.

Mit dem in der vorliegenden Arbeit vorgeschlagenen, auf der Finite-Elemente-Methode basierenden Konzept ist eine Berücksichtigung verschiedener Versagensarten (z.B. Rissbildung oder Druckversagen) möglich. Es ergeben sich deshalb gemäß den verschiedenen Versagenskriterien mehrere η -Werte, siehe Abschnitt 3.6. Für den hier vorgenommenen Vergleich mit den anderen Methoden wurde das Druckversagen im Gewölbe als sinnvollstes Kriterium ausgewählt. Weiterhin fanden bei diesem Vergleich die für den steiferen Boden erhaltenen η -Werte Berücksichtigung, da bei den anderen Methoden lastabhängige Auflagerverschiebungen generell vernachlässigt werden. Die Finite-Elemente-Berechnungen erfolgten mit dem Programm ATENA. In 2D kam zusätzlich ein feineres Netz zur Anwendung, womit die Rechenergebnisse bestätigt werden konnten.

Die Ergebnisse in Form von η -Werten sind in Tabelle 6 zusammengestellt. Bezüglich des Sicherheitsniveaus wurde versucht, diese Werte weitestgehend vergleichbar zu machen. Bei allen in Tabelle 6 angegebenen η -Werten sind die Teilsicherheitsbeiwerte auf der Belastungsseite sowie der Schwingbeiwert berücksichtigt. Mit Ausnahme der MEXE-Methode sowie der Methode nach *Martín-Caro et al.* (2004) wurde die Mauerwerksfestigkeit mit einem Materialfaktor von 2,25 abgemindert. Bei der MEXE-Methode stellt die Druckfestigkeit keinen veränderbaren Eingangsparameter dar und bei der Methode nach *Martín-Caro et al.* (2004) kam hier die kleinstmöglich anzunehmende Druckfestigkeit von 4 N/mm² zum Ansatz.

Tabelle 6: Vergleich der mit den verschiedenen Methoden erhaltenen Tragsicherheiten

Berechnungsmethode	η -Wert
MEXE-Methode	1,10
Methode nach <i>Martín-Caro et al. (2004)</i>	2,84
Stützlinienvorfahren mit dem Programm ARCHIE-M	2,42
Traglastvorfahren mit dem Programm RING	2,27
2D-Finite-Elemente-Berechnung (Kriterium 3)	2,81
3D-Finite-Elemente-Berechnung (Kriterium 3)	2,11

Beim Vergleich der in Tabelle 6 zusammengestellten Ergebnisse ist zunächst festzustellen, dass die mittels verschiedener Berechnungsmethoden erhaltenen η -Werte in der gleichen Größenordnung liegen. Dennoch gibt es teilweise deutliche Unterschiede, die wie auch die festgestellten Übereinstimmungen einer Diskussion bedürfen:

- Der mittels MEXE-Methode erhaltene η -Wert ist der kleinste und weicht deutlich von den anderen ab. Gründe dafür sind hauptsächlich in den vereinfachenden Annahmen zu sehen. Es ist leider nicht genau dokumentiert, welches Sicherheitskonzept der Methode in ihrer im *UIC-Kodex 778-3 (1995)* enthaltenen Version zugrunde liegt. Dies erschwert den Vergleich mit den anderen Methoden. Wenn die Druckspannungsergebnisse aus der mittleren Hälfte des Querschnittes herauswandert, ist die maximale Versagenslast erreicht. Außerdem ist die Druckfestigkeit des Mauerwerks bei dieser Methode generell mit $1,39 \text{ N/mm}^2$ festgelegt, was beim hier verwendeten Beispiel aber annähernd der abgeminderten Druckfestigkeit des Mauerwerks entspricht. Die Gewölbebreite geht in die Ermittlung der Maximallast nur mit der doppelten Füllungshöhe ein, in diesem Beispiel mit $1,0 \text{ m}$, und ist somit deutlich geringer als die in den anderen Berechnungen angesetzte Gewölbebreite.
- Der vergleichsweise hohe η -Wert gemäß der Methode nach *Martín-Caro et al. (2004)* lässt sich möglicherweise dadurch erklären, dass die kleinstmögliche Druckfestigkeit bei dieser Methode 4 N/mm^2 beträgt, während bei den anderen Methoden hier stets 3 N/mm^2 angesetzt werden konnten. Außerdem war das Stich-Spannweiten-Verhältnis mit $0,5$ statt dem tatsächlichen Wert von $0,41$ anzusetzen. Wie bei den Programmen RING und ARCHIE-M werden bei der Methode nach *Martín-Caro et al. (2004)* die Widerlager als unendlich steif angenommen und die Hinterfüllung ist Bestandteil des Modells. Zudem finden wie bei den genannten Programmen das Gewicht der Füllung oberhalb des Gewölbes, die Lastverteilung in dieser Füllung sowie passiver und aktiver Erddruck Berücksichtigung.

- Die sehr gute Übereinstimmung der nach *Martín-Caro et al.* (2004) einerseits und in der 2D-Finite-Elemente-Berechnung andererseits erhaltenen η -Werte ist sachlich schwer begründbar, da es sich um inhaltlich verschiedene Berechnungskonzepte handelt. So finden bei der Methode nach *Martín-Caro et al.* (2004) weder die lastabhängige Auflagerver-schiebung oder -verdrehung noch die Mitwirkung der Stirnmauern Berücksichtigung. Zu-dem wurden unterschiedliche Druckfestigkeiten zugrunde gelegt.
- Die Methode nach *Martín-Caro et al.* (2004) ist wie auch die ebenfalls empirische MEXE-Methode zur schnellen Abschätzung der Tragsicherheit geeignet, weniger für eine Vorhersage des tatsächlichen Trag- und Versagensverhaltens. Beide Methoden sind der Beurteilungsstufe 1 nach *COST 345* (2002) (*empirische Methoden; vereinfachte linear-elastische 2D-Berechnungen*) zuzuordnen, siehe Abschnitt 2.2. Nach den vorliegenden Ergebnissen unterschätzt die MEXE-Methode die Tragfähigkeit, während die Methode nach *Martín-Caro et al.* (2004) diese eher überschätzt.
- Der mittels des Stützlinienverfahrens unter Verwendung des Programms ARCHIE-M erhaltene η -Wert kommt dem mittels des Traglastverfahrens unter Verwendung des Programms RING erhaltenen nahe. Der mittels des Programms RING errechnete η -Wert ist etwas kleiner als der mit ARCHIE-M errechnete. Beide Verfahren gehen von einem Gewölbe ohne Stirnmauern aus, setzen unverschiebliche Auflager voraus und berück-sichtigen die Hintermauerung sowie die Füllung über dem Gewölbe. Zugspannungen im Gewölbe werden ausgeschlossen. Ein Unterschied zwischen den beiden Methoden besteht in der Formulierung des Versagenskriteriums. Während ARCHIE-M prinzipiell von einem Dreigelenkbogen ausgeht und Versagen dann eintritt, wenn die Stützlinie, genauer betrachtet eine Stützlinienzone, aus dem Querschnitt herauswandert, wird bei RING diejenige Belastung ermittelt, unter der sich eine kinematische Kette bildet. Die bei RING ebenfalls mögliche Bildung von Gleitfugen soll bei dieser Diskussion nicht berücksichtigt werden, da sie bei der gewählten Beispielbrücke einen nur geringen Ein-fluss hat. Es ist anzumerken, dass auch in RING wegen der Begrenzung der Druck-spannungen von einer Stützlinienzone anstelle einer Stützlinie ausgegangen wird. Trotz-dem führen die unterschiedlichen Versagenskriterien nach den vorliegenden Ergebnissen zu kleinen Unterschieden in der ermittelten Tragfähigkeit. Zu beachten ist außerdem, dass sich die Ansätze für den aktiven bzw. passiven Erddruck leicht unterscheiden. Dabei wäre als Hauptunterschied zu nennen, dass bei RING auch oberhalb der Hintermauerung ein passiver Erddruck in der Füllung aktiviert werden kann. Außerdem wird bei RING prinzipiell eine konstante Gewölbedicke angenommen. Dies könnten weitere Gründe für die leicht verschiedenen η -Werte sein.

- Die beiden zuvor diskutierten Methoden, basierend auf dem Stützlinien- bzw. dem Traglastverfahren, erlauben eine genauere Tragsicherheitsbewertung als die empirischen Methoden, da mehr Einflussgrößen und im zweiten Fall auch verschiedene Versagensarten berücksichtigt werden. Sie sind Beurteilungsstufe 2 nach *COST 345 (2002)* (*vereinfachte 2D- und 3D-Berechnungen mit linear-elastischem, nichtlinearem oder plastischem Materialverhalten*) zuzuordnen.
- In die Finite-Elemente-Berechnungen findet eine Vielzahl von geometrischen und Materialparametern Eingang. Auch kommen unter anderem die für die Tragfähigkeit bedeutsamen Stirnmauern zum Ansatz und es wird die Bauwerk-Boden-Interaktion berücksichtigt. Somit sollten die Finite-Elemente-Berechnungen nach dem in der vorliegenden Arbeit vorgeschlagenen Konzept im Vergleich zu den anderen Methoden zutreffendere Ergebnisse liefern. Die 2D-Finite-Elemente-Berechnung ist mindestens der Beurteilungsstufe 3 nach *COST 345 (2002)* (*2D- und 3D-Berechnungen, linear-elastisch oder nichtlinear, FEM- oder Trägerrostberechnung; Berücksichtigung von Bauwerk-Boden-Interaktion, bauwerksspezifischer Belastungen und Materialkennwerten*) zuzuordnen und die 3D-Finite-Elemente-Berechnung der Beurteilungsstufe 4 (*detaillierte FE-Modellierung*). Die einzige darüberliegende Beurteilungsstufe ist Zuverlässigkeitsuntersuchungen mittels probabilistischer Verfahren vorbehalten.
- Der η -Wert resultierend aus der 2D-Finite-Elemente-Berechnung ist größer als diejenigen nach Stützlinien- bzw. Traglastverfahren. Als Hauptgrund dafür wird die Berücksichtigung der Stirnmauern angesehen. Bei diesem speziellen Beispiel lassen sich demnach mittels einer 2D-Finite-Elemente-Berechnung gegenüber dem Stützlinien- bzw. Traglastverfahren Tragreserven erschließen.

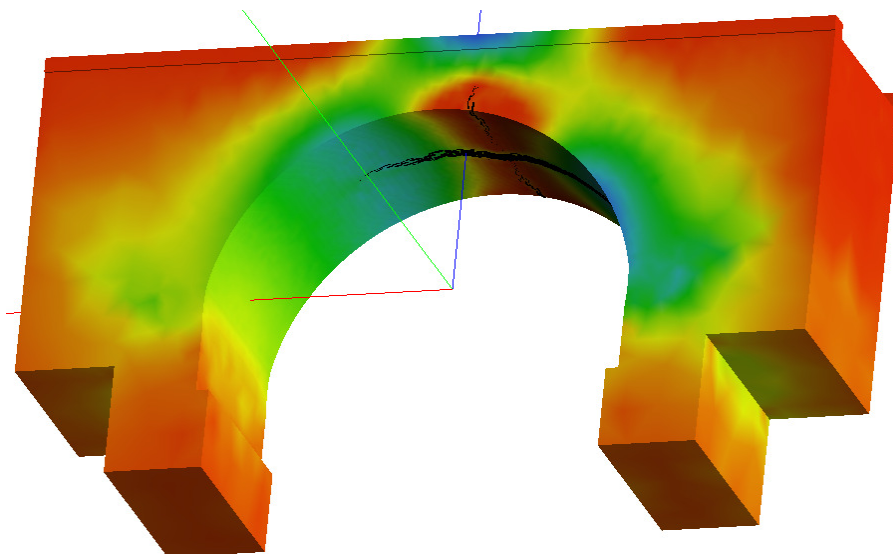


Abbildung 37: Längsrisssbildung im 3D-Finite-Elemente-Modell (Bodenmodell nicht dargestellt)

- Mittels der 3D-Finite-Elemente-Berechnung wurde beim hier untersuchten Beispiel ein geringerer η -Wert erhalten als mittels 2D-Finite-Elemente-Berechnung. Dies lässt sich auf die verringerte Mitwirkung der Stirnmauern im 3D-Modell zurückführen. Wegen der auf die Füllung wirkenden Verkehrslast wird die Gewölbemitte stärker beansprucht als die Gewölberänder. Demzufolge werden die Stirnmauern weniger stark verformt als im 2D-Modell. Die ungleichmäßige Beanspruchung über die Gewölbbeite zeigt sich auch an der Bildung eines Längsrisses, siehe Abbildung 37. Dieser Riss wird zwar nicht als maßgebend für Kriterium 2 (basierend auf Risslänge) betrachtet, beeinflusst aber dennoch das Tragverhalten der Gewölbebrücke. Beim Vergleich der Ergebnisse der Finite-Elemente-Berechnungen mit den mittels Stützlinien- bzw. Traglastverfahren erhaltenen ist weiterhin zu beachten, dass nur bei den erstgenannten Berechnungen die Bodennachgiebigkeit und somit die Auflagerverschieblichkeit Berücksichtigung finden, was tendenziell zu geringeren, aber wirklichkeitsnäheren η -Werten führen sollte.

4.2 Untersuchungen zur Objektivität der Rechenergebnisse

4.2.1 Untersuchungen zur Bodenmodellgröße

Die zuverlässige Tragsicherheitsbewertung von Mauerwerksgewölbebrücken erfordert bei der Modellbildung die wirklichkeitsnahe Berücksichtigung der jeweiligen Gründungssituation, siehe Anhang B.2. Dafür empfiehlt es sich, den an die Brücke angrenzenden Boden in das geometrische und Finite-Elemente-Modell einzubeziehen. Das Bodenmodell stellt dabei nur einen Ausschnitt des angrenzenden Baugrundes dar. Die Schnittflächen sind in Normalenrichtung unverschieblich gelagert. Es kann davon ausgegangen werden, dass die aus dem Eigengewicht resultierenden Setzungen im Baugrund bereits abgeschlossen sind. Aus diesem Grund erfolgt im Normalfall keine Berücksichtigung des Bodeneigengewichtes. Neben der korrekten geometrischen Abbildung der Gründungsverhältnisse besteht ein weiterer Vorteil eines Finite-Elemente-Bodenmodells in der Möglichkeit des direkten Ansatzes von Materialeigenschaften für den Boden, welche auch örtlich verschieden sein können und sich im Rahmen von Parameterstudien leicht variieren lassen.

Untersuchungen zur Bodenmodellgröße waren am Institut für experimentelle Mechanik der HTWK Leipzig bereits Gegenstand von Graduierungsarbeiten (*Heinrichs* 2004 und *Lange* 2011). Zunächst wurde der Einfluss der Bodenmodellgröße auf die Tragfähigkeit von Gewölbebrücken anhand von zweidimensionalen Finite-Elemente-Simulationen untersucht. *Heinrichs* (2004) führte derartige Berechnungen unter Annahme eines linear-elastischen Materialverhaltens für den Boden durch, während bei *Lange* (2011) das Materialgesetz nach *Drucker-Prager* für den Boden zum Ansatz kam. Die Schlussfolgerungen beider Untersuchungen waren dennoch die gleichen. Erwartungsgemäß zeigte sich, dass sich der Boden

bei einem kleinen Bodenmodell vergleichsweise steif und bei einem großen Bodenmodell weicher verhält. Mit zunehmender Modellgröße des Bodens konnte zudem eine Verminderung der Tragfähigkeit der untersuchten Brückenmodelle festgestellt werden. Bei sehr kleinen Bodenmodellen ergeben sich am unteren Rand des jeweiligen Modells örtlich große Spannungen, was mit einer Überschätzung der Bodensteifigkeit einhergeht. Dies hat auch eine Überschätzung der Tragfähigkeit des Brückenbauwerkes zur Folge.

Lange (2011) konnte außerdem zeigen, dass die Breite des Bodenmodells, d. h. die Ausdehnung in Achsrichtung der Brücke, einen größeren Einfluss auf die Brückentragfähigkeit hat als die Tiefe des Bodenmodells. Die Ursache dafür liegt im Horizontalschub, der vom seitlich angrenzenden Boden aufgenommen werden muss. Bei größerer horizontaler Nachgiebigkeit durch ein sehr breites Bodenmodell versagt die Brücke bereits bei geringerer Last.

Zusätzlich zu den zweidimensionalen Berechnungen führte *Heinrichs* (2004) eine Vergleichsrechnung mit einem dreidimensionalen Modell für Boden und Brücke durch. Das 3D-Bodenmodell hatte eine konstante Dicke von 24 m und wurde mit drei zweidimensionalen Modellen verglichen, welche sich nur bezüglich der Ausdehnung des Bodenmodells senkrecht zur Belastungsebene unterschieden. Für zwei der 2D-Bodenmodelle wurde eine konstante Dicke von 4 m bzw. 24 m angenommen. Das dritte 2D-Bodenmodell hatte eine über die Tiefe unter einem Winkel von 45° zunehmende Dicke. Für dieses Modell ergab sich eine gute Übereinstimmung mit der 3D-Berechnung bezüglich der Widerlager-setzungen, der Scheiteldurchbiegung und der Brückentragfähigkeit. Eine konstante Bodenmodell-dicke führte bei den zweidimensionalen Simulationen hingegen zu einer Unter- bzw. Überschätzung der Bodensteifigkeit und folglich auch der Tragfähigkeit des Brückenmodells. Dabei wurde davon ausgegangen, dass das Bodenverhalten in 3D wirklichkeitsnäher abgebildet wird.

Eine Möglichkeit, das Bodenmodell auf eine sinnvolle geometrische Ausdehnung zu begrenzen, wäre die Setzungsberechnung nach *DIN 4019* (2014). Die genannte Norm beschreibt die Ermittlung einer sogenannten Grenztiefe, welche dann erreicht ist, wenn die setzungerzeugende Spannung nur noch 20 % der Eigengewichtsspannung des Bodens beträgt. Bis zu dieser Tiefe werden gemäß der Norm Setzungen im Boden berücksichtigt. Da hier jedoch davon ausgegangen wird, dass die aus dem Eigengewicht resultierenden Setzungen im Baugrund bereits abgeschlossen sind und deshalb keine Berücksichtigung des Eigengewichtes für den Boden erfolgt, wird die Vorgehensweise nach *DIN 4019* (2014) als nicht zielführend erachtet. Der in der Norm angegebene Prozentsatz wäre zudem eine willkürlich festgelegte Grenze. Aus diesen Gründen basieren die nachfolgend vorgestellten Untersuchungen zur erforderlichen Bodenmodellgröße auf den errechneten Setzungen an der Lasteinleitungsstelle.

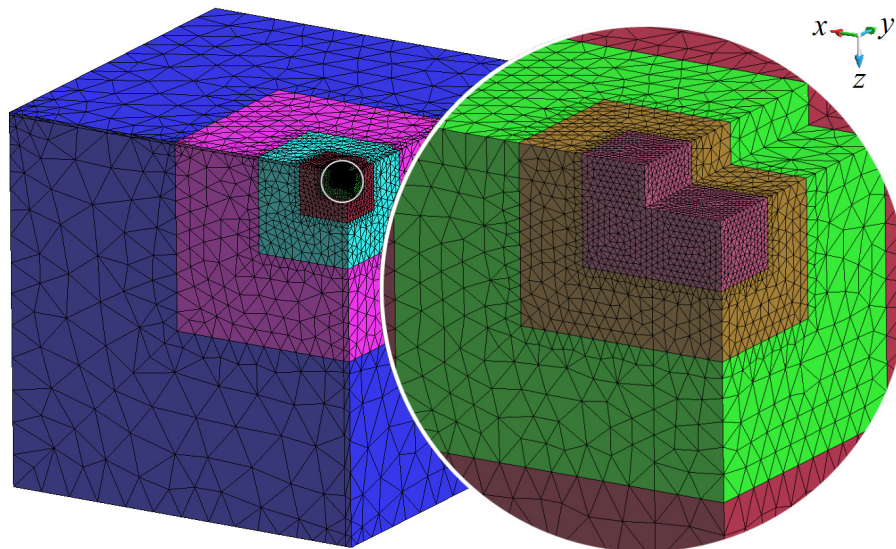


Abbildung 38: 3D-Bodenmodell (Viertelmodell); Lasteintragung an der vorderen oberen Ecke; die beiden sichtbaren vertikalen Randflächen sind Symmetriefflächen

In Abbildung 38 ist ein für die Untersuchungen zur erforderlichen Bodenmodellgröße verwendetes dreidimensionales Finite-Elemente-Modell dargestellt. Die Nutzung von Symmetriebedingungen an den vorn und rechts dargestellten Randflächen erlaubte hier die Beschränkung auf ein Viertelmodell des Baugrundes unterhalb einer Mauerwerksgewölbebrücke mit einem äußeren Abstand zwischen den gedachten Widerlagern von 12 m sowie einer Einbindetiefe von 3 m. Durch von außen beginnendes Weglassen der farblich gekennzeichneten Bereiche wurden sieben Modelle verschiedener Größe erhalten, wobei der horizontale sowie vertikale Abstand zwischen gedachtem Widerlager und Modellrand, nachfolgend Bodenmodellgröße genannt, von 5 m bis 320 m variierte. Die Tiefe (in y-Richtung) der einzelnen Viertelmodelle war jeweils gleich der genannten Bodenmodellgröße zuzüglich eines Meters. Die Feinheit des Finite-Elemente-Netzes wurde der Modellgröße entsprechend angepasst, d. h. die Elementgröße nahm nach außen zu. Alle Randflächen außer der oberen (Geländeoberkante) und denjenigen in der Ausnehmung oben rechts sind in Normalenrichtung unverschieblich gelagert. Vergleichende Untersuchungen mit einer in drei Richtungen unverschieblichen Lagerung der Nichtsymmetriefflächen haben gezeigt, dass nur geringe Unterschiede in den Ergebnissen auftreten. Eine flächennormale Lagerung war dabei auf der sicheren Seite liegend. Die Belastung erfolgte entsprechend Abbildung 39. Es wurden zwei Lastfälle mit je einer Einheitsflächenlast von 1 MN/m^2 auf einer Fläche von 1 m^2 vertikal bzw. horizontal untersucht. Dabei kam zunächst ein linear-elastisches Bodenverhalten mit einem Elastizitätsmodul von 10000 N/mm^2 und einer Querdehnzahl von 0,15 bzw. 0,30 zum Ansatz.

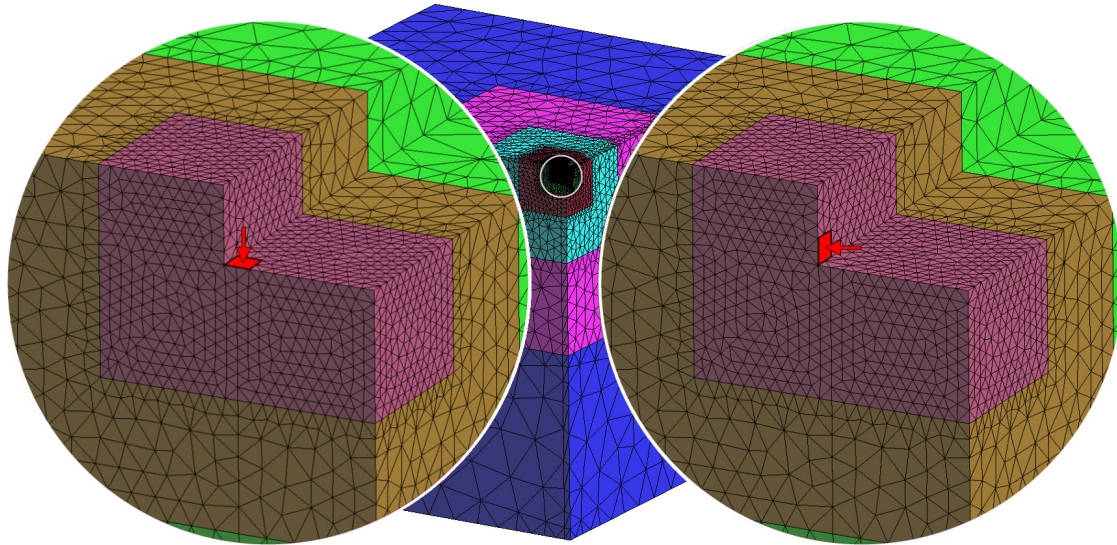


Abbildung 39: Untersuchte Lastfälle; vertikale Flächenlast von 1 MN/m^2 (links) und horizontale Flächenlast von 1 MN/m^2 (rechts) jeweils auf 1 m^2 wirkend

Tabelle 7 enthält die Setzungen für die verschieden großen Bodenmodelle, die sich infolge der horizontalen bzw. der vertikalen Flächenlast an der Lasteinleitungsstelle ergeben. Dabei zeigt sich, dass ab einer bestimmten Größe keine nennenswerten Setzungsänderungen mehr auftreten. Die Setzungen streben mit zunehmender Bodenmodellgröße einem Grenzwert entgegen. Dieser Effekt tritt sowohl bei Belastung in horizontaler als auch in vertikaler Richtung auf und lässt sich auf die Lastausbreitung zurückführen, durch welche die Spannungen und Dehnungen mit zunehmendem Abstand von der Lasteintragsstelle abnehmen. Ausgehend von einer akzeptierten Setzungsänderung von rund 3 % ergibt sich eine notwendige Bodenmodellgröße von 80 m vertikal und 20 m horizontal bezogen auf das Viertelmodell. Bei der letztgenannten Abmessung ist jedoch zu beachten, dass ein Teil der horizontalen Last in Richtung Brückeninneres als Zugkraft abgetragen wird. Dieser Effekt wird umso stärker, je größer die Bodenmodellgröße gegenüber der hier konstanten Brückenspannweite wird. Daraus erklärt sich auch, dass bei großen Bodenmodellgrößen die horizontalen Setzungen trotz freier Verformbarkeit der oberen Randfläche kleiner als die vertikalen Setzungen sind. Es wird deshalb als sinnvoll erachtet, auch in horizontaler Richtung einen Abstand von 80 m zwischen gedachtem Widerlager und Modellrand einzuhalten. Die Modelltiefe (in y-Richtung) hat wahrscheinlich einen geringeren Einfluss auf die Setzungen als die Modelllänge (x-Richtung). Es wird deshalb davon ausgegangen, dass eine Tiefe von 40 m bezogen auf das Viertelmodell für eine wirklichkeitsnahe Simulation ausreicht. Die hier als ausreichend befundene Bodenmodellgröße bezieht sich auf die angenommene Brückengröße mit einem Widerlagerlängsabstand von 12 m. Für einfeldrige Mauerwerks-gewölbebrücken würde das einer typischen Spannweite entsprechen.

Tabelle 7: Setzungen an der Lasteinleitungsstelle infolge horizontaler und vertikaler Flächenlast bei linear-elastischem Materialverhalten

Bodenmodellgröße [m]	Setzungen in x -Richtung infolge horizontaler Belastung [m]		Setzungen in z -Richtung infolge vertikaler Belastung [m]	
	$\mu = 0,15$	$\mu = 0,30$	$\mu = 0,15$	$\mu = 0,30$
5	$1,032 \cdot 10^{-4}$	$0,997 \cdot 10^{-4}$	$1,021 \cdot 10^{-4}$	$0,990 \cdot 10^{-4}$
10	$1,088 \cdot 10^{-4}$	$1,056 \cdot 10^{-4}$	$1,088 \cdot 10^{-4}$	$1,060 \cdot 10^{-4}$
20	$1,112 \cdot 10^{-4}$	$1,083 \cdot 10^{-4}$	$1,138 \cdot 10^{-4}$	$1,112 \cdot 10^{-4}$
40	$1,119 \cdot 10^{-4}$	$1,090 \cdot 10^{-4}$	$1,171 \cdot 10^{-4}$	$1,146 \cdot 10^{-4}$
80	$1,120 \cdot 10^{-4}$	$1,092 \cdot 10^{-4}$	$1,190 \cdot 10^{-4}$	$1,165 \cdot 10^{-4}$
160	$1,120 \cdot 10^{-4}$	$1,092 \cdot 10^{-4}$	$1,199 \cdot 10^{-4}$	$1,174 \cdot 10^{-4}$
320	$1,121 \cdot 10^{-4}$	$1,092 \cdot 10^{-4}$	$1,204 \cdot 10^{-4}$	$1,179 \cdot 10^{-4}$

Zusätzlich zu den linear-elastischen Berechnungen erfolgten Simulationen unter Annahme eines nichtlinearen Materialverhaltens für den Boden. Dabei kam das Versagenskriterium nach *Drucker-Prager* zum Ansatz. Es diente dem Ausschluss bzw. der Begrenzung von Zugspannungen im Boden und ermöglichte somit eine zutreffendere Nachbildung des Bodenverhaltens. Diese Berechnungen mussten im Gegensatz zu den linear-elastischen Berechnungen wegen der Nichtanwendbarkeit des Superpositionsprinzips für ein wirklichkeitsnahes Belastungsniveau erfolgen. Aus diesem Grund wurden Tragsicherheitsnachweise verschiedener Mauerwerksgewölbebrücken hinsichtlich der entstandenen Sohlpressungen ausgewertet. Als realistische Lastannahme erwies sich eine Druckspannung von $0,35 \text{ MN/m}^2$ in vertikaler Richtung und eine von $0,025 \text{ MN/m}^2$ in horizontaler Richtung. Im Gegensatz zur linear-elastischen Berechnung erfolgte ein gleichzeitiger Ansatz von horizontaler und vertikaler Belastung, da wie bereits oben erwähnt bei nichtlinearen Berechnungen das Superpositionsprinzip nicht anwendbar ist. Der angenommene Elastizitätsmodul betrug 10000 N/mm^2 und die Querdehnzahl $0,15$. Als *Drucker-Prager*-Materialkonstanten wurden α gleich $0,315$ und k annähernd Null gewählt. Es kam eine nicht assoziierte Fließregel zum Ansatz, die Volumenkonstanz bei plastischer Verformung gewährleistete. Eine Entfestigung fand keine Berücksichtigung. Tabelle 8 enthält die an der Lasteinleitungsstelle für die verschieden großen Bodenmodelle erhaltenen Setzungen. Auch bei diesen Berechnungen ist ein Anstieg der Setzungen mit zunehmender Bodenmodellgröße feststellbar. Ähnlich wie bei den linear-elastischen Berechnungen nähern sich die Setzungen jedoch einem Grenzwert an. Es zeigt sich allerdings, dass sowohl in horizontaler als auch in vertikaler Richtung die Setzungsänderungen bereits ab einer Modellgröße von 40 m sehr gering werden, weshalb diese Modellgröße als ausreichend angesehen werden kann. Der im Zusammenhang mit den linear-elastischen 3D-Berechnungen diskutierte Effekt der horizontalen Lastabtragung in Richtung Brückeninneres kann hier nicht auftreten, da die Zugspannungen aufgrund des Versagenskriteriums begrenzt sind. Im Vergleich mit den auf die hier angesetzte Belastung

umgerechneten Ergebnissen der linear-elastischen 3D-Berechnungen ergaben sich deutlich größere Setzungen, was sich auf die Plastizierung des Materials zurückführen lässt.

Tabelle 8: Setzungen an der Lasteinleitungsstelle infolge horizontaler und vertikaler Flächenlast bei Materialverhalten nach Drucker-Prager

Bodenmodellgröße [m]	Setzungen in x -Richtung infolge horizontaler Belastung [m]	Setzungen in z -Richtung infolge vertikaler Belastung [m]
5	$0,405 \cdot 10^{-4}$	$1,553 \cdot 10^{-4}$
10	$0,618 \cdot 10^{-4}$	$1,996 \cdot 10^{-4}$
20	$0,719 \cdot 10^{-4}$	$2,248 \cdot 10^{-4}$
40	$0,726 \cdot 10^{-4}$	$2,305 \cdot 10^{-4}$
80	$0,704 \cdot 10^{-4}$	$2,291 \cdot 10^{-4}$
160	$0,708 \cdot 10^{-4}$	$2,297 \cdot 10^{-4}$
320	$0,745 \cdot 10^{-4}$	$2,255 \cdot 10^{-4}$

Wie in Abschnitt 4.2.2 erläutert wird, ist es unter bestimmten Umständen möglich und sinnvoll, Tragsicherheitsbewertungen von Mauerwerksgewölbebrücken vereinfachend unter Verwendung von zweidimensionalen Finite-Elemente-Modellen durchzuführen. Deshalb erfolgten in Ergänzung der zuvor beschriebenen Untersuchungen zur notwendigen Größe dreidimensionaler Bodenmodelle ähnliche Parameterstudien mit zweidimensionalen Modellen. Dabei wurde ein ebener Dehnungszustand angenommen. Lagerungsbedingungen, Belastung und Materialeigenschaften waren den für die linear-elastischen 3D-Berechnungen angesetzten gleich, wobei zu beachten ist, dass so auch das 2D-Modell unter Ausnutzung der Symmetrie ein Viertelmodell darstellt. Abbildung 40 zeigt das größte verwendete 2D-Modell, welches durch Weglassen der äußeren Bereiche wieder insgesamt sieben Einzelmodelle mit den Größen 5 m bis 320 m ergab. Das Hauptziel der Berechnungen bestand in der Ermittlung eines optimalen Ausbreitungswinkels für die Bodenmodelldicke, d. h. für die Abmessung aus der Belastungsebene heraus. Dieser Winkel wird als optimal angesehen, wenn sich mit dem 2D-Modell eine etwa gleiche Steifigkeit und daraus resultierend ein etwa gleiches Setzungsverhalten ergibt wie bei einer dreidimensionalen Simulation. Es wurden vier verschiedene Ausbreitungswinkel (45° , 60° , 75° und 90°) untersucht, wobei 90° einer konstanten Bodenmodelldicke entspricht, siehe Abbildung 40. Unterhalb des gedachten Brückenwiderlagers betrug die Bodenmodelldicke stets 1 m.

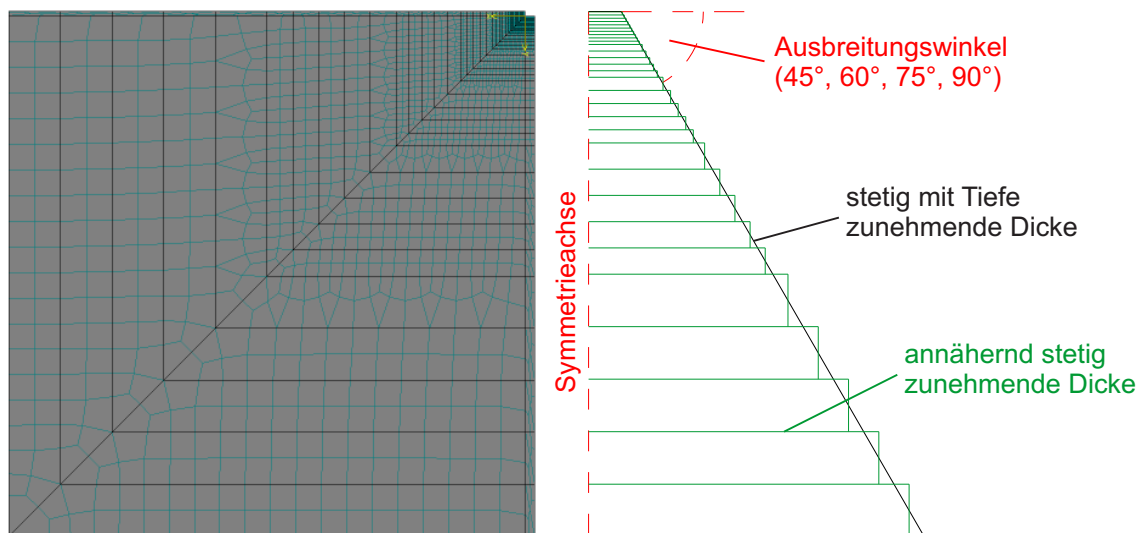


Abbildung 40: Zweidimensionales Bodenmodell mit Erläuterung des Ausbreitungswinkels

Abbildung 41 zeigt den Vergleich der Setzungen in horizontaler Richtung bei linear-elastischem Materialverhalten des Bodens und einer Querdehnzahl von 0,15. Analog dazu enthält Abbildung 42 den Vergleich der Setzungen in vertikaler Richtung.

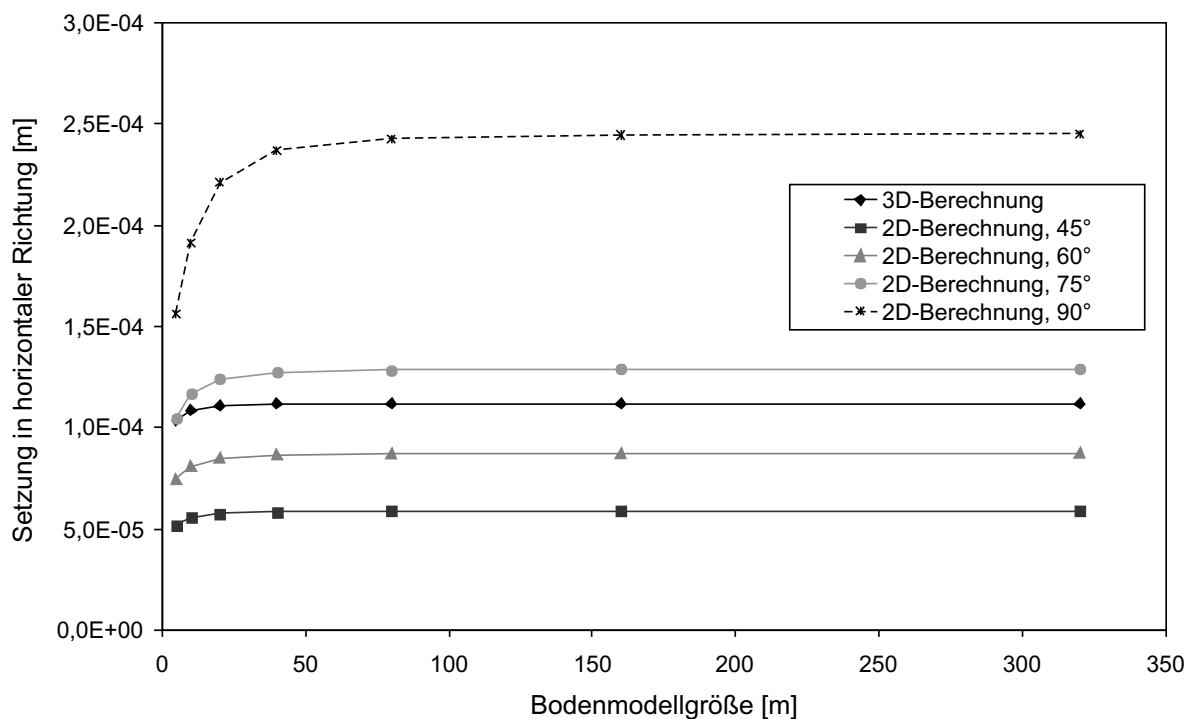


Abbildung 41: Setzungen in horizontaler Richtung mit zunehmender Bodenmodellgröße; Ergebnisse der 2D- und 3D-Berechnungen

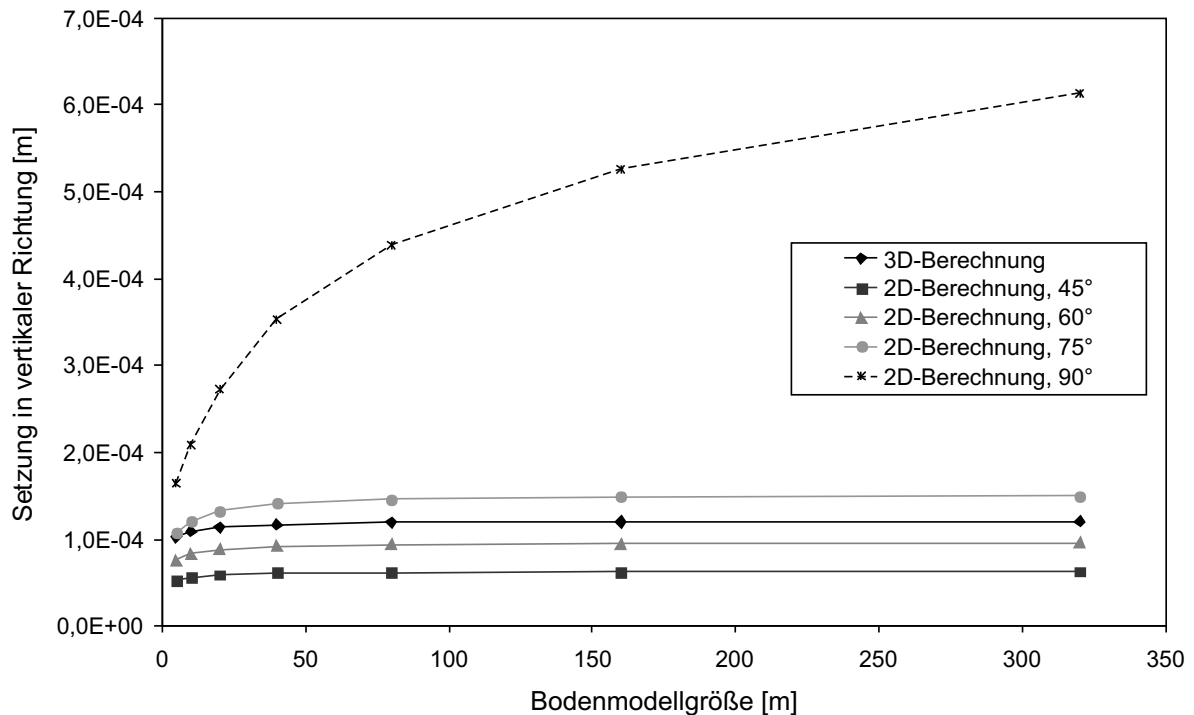


Abbildung 42: Setzungen in vertikaler Richtung mit zunehmender Bodenmodellgröße; Ergebnisse der 2D- und 3D-Berechnungen

Ähnlich wie bei den dreidimensionalen Berechnungen nehmen die Setzungen an der Lasteinleitungsstelle sowohl in horizontaler als auch in vertikaler Richtung mit steigender Bodenmodellgröße zu, nähern sich aber einem Grenzwert. Eine Ausnahme stellt der Ausbreitungswinkel von 90° dar, bei dem das Bodenmodell eine konstante Dicke von 1 m aufweist. Die Setzungen in vertikaler Richtung steigen in unrealistischem Maße an, was sich auf die begrenzte Möglichkeit der Lastausbreitung und damit des Spannungsabbaus zurückführen lässt. Das Bodenmodell würde demnach unter einer Mauerwerksgewölbebrücke zu weich reagieren. Dies hätte eine Unterschätzung der Tragfähigkeit der Brücke zur Folge. Weiterhin lässt sich beobachten, dass die errechneten Setzungen aus der dreidimensionalen Berechnung zwischen denen aus den zweidimensionalen Berechnungen mit Ausbreitungswinkeln von 60° und 75° liegen, sowohl in horizontaler als auch in vertikaler Richtung. Da sich in den zweidimensionalen Berechnungen bezüglich der notwendigen Bodenmodellgröße eine ähnliche Tendenz wie bei den dreidimensionalen Berechnungen zeigt, siehe Abbildung 41 und Abbildung 42, erfolgt zur Ermittlung des optimalen Ausbreitungswinkels eine genauere Betrachtung für die Modellgrößen 80 m. Abbildung 43 zeigt die Setzungen in horizontaler Richtung bei horizontaler Belastung. Die Ergebnisse der zweidimensionalen Berechnungen sind in Abhängigkeit vom Ausbreitungswinkel dargestellt. Analog dazu zeigt Abbildung 44 die Setzungen in vertikaler Richtung bei vertikaler Belastung. Der Schnittpunkt der 2D- und 3D-Ergebnisse ergibt den optimalen Ausbreitungswinkel, der für beide untersuchten Querdehnzahlen etwa 70° beträgt. Dabei ist zu beachten, dass der genannte Ausbreitungswinkel aufgrund der angenommenen Symmetrie als beidseitig vor-

handen betrachtet werden muss. Wird für zweidimensionale Berechnungen wie üblich keine Symmetrie bezüglich des vertikalen Brückenlängsschnittes ausgenutzt, so würde der Ausbreitungswinkel des Gesamtmodells $\arctan(\tan(70^\circ)/2) = 53,95^\circ$ betragen bzw. von der Vertikalen aus gemessen $90^\circ - 53,95^\circ = 36,05^\circ$. Um die Lastausbreitung im Boden wirklichkeitsnah zu berücksichtigen, sollte die Dickenänderung von linear-elastischen 2D-Bodenmodellen dann unter dieser Neigung vorgenommen werden.

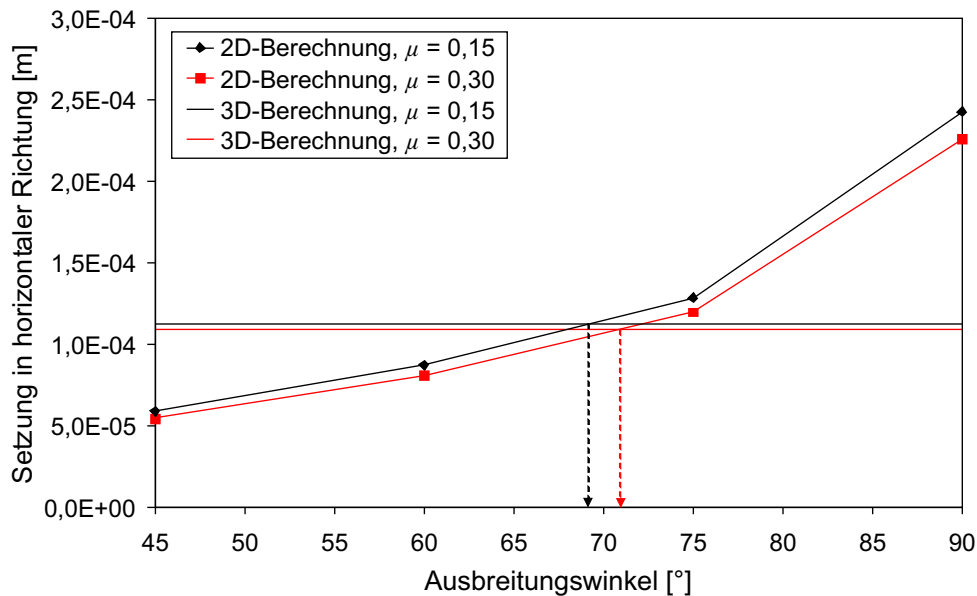


Abbildung 43: Ermittlung des optimalen Ausbreitungswinkels in horizontaler Richtung für die Bodenmodellgröße 80 m

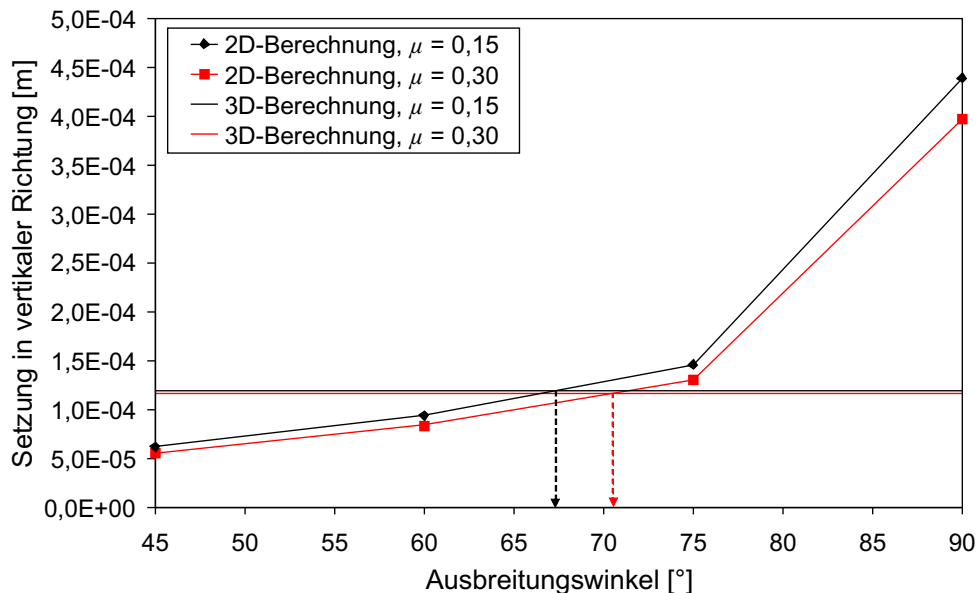


Abbildung 44: Ermittlung des optimalen Ausbreitungswinkels in vertikaler Richtung für die Bodenmodellgröße 80 m

Es erfolgten zusätzlich zweidimensionale Berechnungen unter Verwendung des *Drucker-Prager*-Versagenskriteriums für den Boden. Bezüglich der notwendigen Bodenmodellgröße

zeigte sich bei diesen zweidimensionalen Berechnungen eine ähnliche Tendenz wie bei den zuvor beschriebenen dreidimensionalen Berechnungen. Sowohl in horizontaler als auch in vertikaler Richtung werden die Setzungsänderungen bereits ab einer Modellgröße von 40 m sehr gering. Für diese Bodenmodellgröße erfolgte die Ermittlung des optimalen Ausbreitungswinkels in Analogie zu den linear-elastischen Berechnungen. Dabei ergab sich mit rund 80° ein größerer Ausbreitungswinkel als bei linear-elastischem Bodenverhalten. Dies entspricht am Gesamtmodell ohne Ausnutzung der Symmetrie bezüglich des vertikalen Längsschnittes, siehe oben, einem Winkel von $70,57^\circ$. Untersuchungen an Finite-Elemente-Modellen tatsächlicher Mauerwerksgewölbebrücken haben jedoch gezeigt, dass eine konstante Dicke des Bodenmodells zu auf der sicheren Seite liegenden Ergebnissen führt. Wenn nicht anders ausgewiesen, erfolgten die in Abschnitt 4.3 beschriebenen numerischen 2D-Simulationen unter Ansatz des *Drucker-Prager*-Modells mit konstanter Bodenmodelldicke.

4.2.2 Vergleich von 2D- und 3D-Modellen

Die Abbildung einer Mauerwerksgewölbebrücke sowie des angrenzenden Bodens in einem 3D-Modell erlaubt im Vergleich zum 2D-Modell eine wirklichkeitsnähere Simulation des Verformungs- und Versagensverhaltens. Unter bestimmten Voraussetzungen kann es jedoch gerechtfertigt sein, zum Zwecke einer Reduzierung des Rechenaufwandes die Modellbildung in 2D vorzunehmen. Nachfolgend werden zunächst die Unterschiede in der Modellbildung sowie mögliche Auswirkungen auf die Simulationsergebnisse diskutiert. Anschließend wird anhand eines Beispiels gezeigt, dass 2D- und 3D-Modelle unter Beachtung bestimmter Einschränkungen etwa gleiche Berechnungsergebnisse liefern können.

Die Vorzüge von 3D-Modellen sind die korrekte geometrische Nachbildung der Stirnmauern, die Berücksichtigung von Versagensarten mit Längsrissen, die Möglichkeit einer Modellierung von Brücken mit gekrümmter Achse und die Berücksichtigung von Lastaußermittigkeiten sowie seitlichen Kräften, wie Wind- und Zentrifugalkräften. Des Weiteren kann die Baugrund-Boden-Interaktion realistischer in 3D nachgebildet werden. Allerdings sind Modellierungs- und Rechenaufwand bei 3D-Modellen erheblich größer als bei 2D-Modellen, was für nichtlineare Berechnungen von besonderer Bedeutung ist. In Fällen, in denen Kraftkomponenten normal zur Krümmungsebene des Gewölbes keinen wesentlichen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse haben, Brückengeometrie und einwirkende Kräfte symmetrisch bezogen auf die genannte Krümmungsebene sind und die Krümmung der Brückenachse im Grundriss vernachlässigbar klein ist, stellen 2D-Modelle eine Alternative zu den aufwendigeren 3D-Modellen dar.

Bei der Erstellung eines geometrischen Modells in 2D erweist sich die Nachbildung der Stirnmauern und der dazwischenliegenden Füllung als problematisch, da die Materialeigenschaften über die Dicke der Brücke variieren, es im Modell aber nur möglich ist, den ent-

sprechenden Flächen effektive Materialeigenschaften zuzuweisen. Im Falle linear-elastischen Materialverhaltens sind diese effektiven elastischen Eigenschaften leicht bestimmbar. Insbesondere bei Mehrfeldbrücken ist es jedoch notwendig, nicht nur die Rissbildung im Gewölbe zuzulassen, sondern auch in den Stirnmauern, um das Versagen des Bauwerkes wirklichkeitsnah zu simulieren. Folglich sollte das mechanische Verhalten derjenigen Teile des 2D-Modells, welche Stirnmauern und dazwischenliegende Füllung darstellen, nichtlineare Verformungen und Rissbildung einschließen. Ein entsprechendes effektives Materialmodell lässt sich ableiten, indem parallele Schichten, denen verschiedene Materialmodelle zugewiesen sind, in der Belastungsebene die gleichen Dehnungen erfahren. Für die Berechnung von Mauerwerksgewölbebrücken empfiehlt die Autorin die Nutzung des in Abschnitt 3.4 beschriebenen Mauerwerkmaterialgesetzes für die Stirnmauern und des *Drucker-Prager*-Materialmodells für die Füllung, siehe Abschnitt 3.5. Gleiches gilt für 3D-Berechnungen, wobei dort die beiden genannten Materialmodelle den entsprechenden Volumina direkt zugewiesen werden können. Die Nutzung effektiver Materialmodelle für Flächen, die in 2D-Modellen verschiedene Materialien repräsentieren, ist beispielsweise im Programm ATENA implementiert.

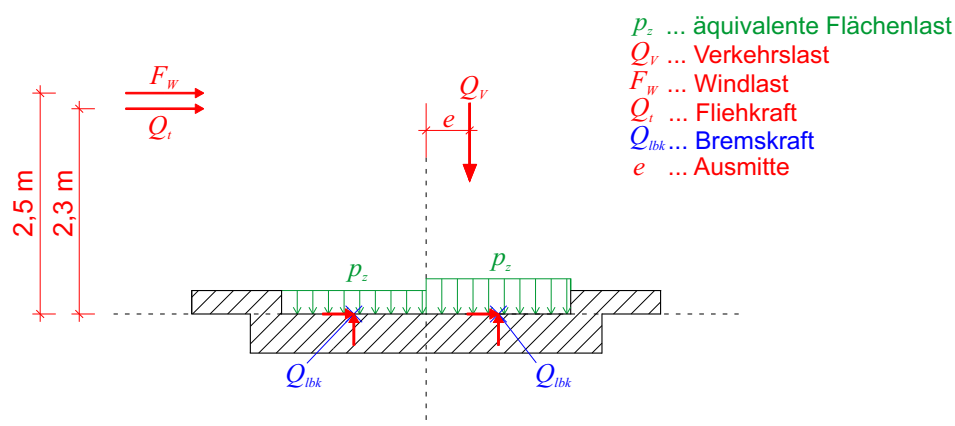


Abbildung 45: Aufbringung der Belastung auf das 3D-Modell einer Mauerwerksgewölbebrücke (Querschnitt der aufliegenden Stahlbetonplatte)

Ein weiterer wesentlicher Unterschied zwischen 2D- und 3D-Simulationen besteht in der Eintragung der Verkehrslasten. In 2D-Modellen werden diese als Streckenlasten der Oberkante des Brückenüberbaus zugewiesen und mit einem überwiegenden Anteil von den vergleichsweise steifen Stirnmauern aufgenommen. In 3D-Modellen ist es dagegen möglich, die Verkehrslasten entsprechend dem konstruktiven Aufbau der Brücke auf Stirnmauern und Füllung zu verteilen. Wenn dabei weniger oder keine Verkehrslasten in die Stirnmauern eingeleitet werden, entstehen in diesen weniger deutlich ausgeprägte Risse. Im Allgemeinen treten deshalb in den 2D- im Vergleich zu den 3D-Berechnungen mehr und weiter geöffnete Stirnmauerrisse auf. Eine Ausnahme bildet der Sonderfall einer auf den Stirnmauern aufliegenden Stahlbetonplatte. Dadurch wird mehr Last in die Stirnmauern eingetragen und es kommt dann auch im 3D-Modell zu einer vergleichsweise deutlichen Rissbildung in den

Stirnmauern. Für die Auswertung der Versagenskriterien 1 und 2 sind jedoch nicht die Stirnmauerrisse maßgebend, sondern vielmehr die Risse im Gewölbe. Die Stirnmauern mit ihrer möglicherweise durch Rissbildung reduzierten Steifigkeit haben aber einen Einfluss auf den Lastabtrag im Gesamtsystem, siehe dazu Abschnitt 4.3.4. Es wurde weiterhin festgestellt, dass die in den Stirnmauern entstehenden Druckspannungen in 2D-Berechnungen im Allgemeinen höher sind als in entsprechenden 3D-Berechnungen. Dies ergibt sich größtenteils aus der teilweise behinderten Querdehnung unter der belasteten Stirnmaueroberkante im 2D-Modell. Aus diesen Gründen tritt das Druckversagen in 2D gelegentlich zuerst in den Stirnmauern, in 3D hingegen fast immer zuerst im Gewölbe auf. Es wird deshalb empfohlen, das Druckversagen stets in allen mittragenden Bauwerksteilen zu überprüfen und auszuwerten.

Ausmittigkeiten und Querlasten lassen sich nur in 3D-Simulationen berücksichtigen. Abbildung 45 zeigt am Beispiel einer gekrümmten eingleisigen Eisenbahnbrücke mit oben aufliegender Stahlbetonplatte die Lastaufbringung auf ein 3D-Modell (Franck et al. 2013b). Die Lasten wurden in diesem Fall auf der Oberseite der Stahlbetonplatte als äquivalente Flächenlasten in drei Richtungen angesetzt. Zu diesem Zweck erfolgte die Einteilung der Plattenoberfläche in einzelne Abschnitte entlang der Brückenachse (x -Richtung). Diese Abschnitte bestehen jeweils aus zwei Flächen links und rechts der Brückenachse, um Außer-mittigkeiten und Versatzmomente aus Querlasten berücksichtigen zu können. Innerhalb dieser Flächen sind die drei Flächenlastkomponenten (in x -, y - und z -Richtung) jeweils konstant. In Abbildung 46 sind die an einem Abschnitt angreifenden Lasten (rot bzw. blau) und die zugehörigen Flächenlasten am numerischen Modell (grün, nur in z -Richtung gezeigt) schematisch dargestellt.

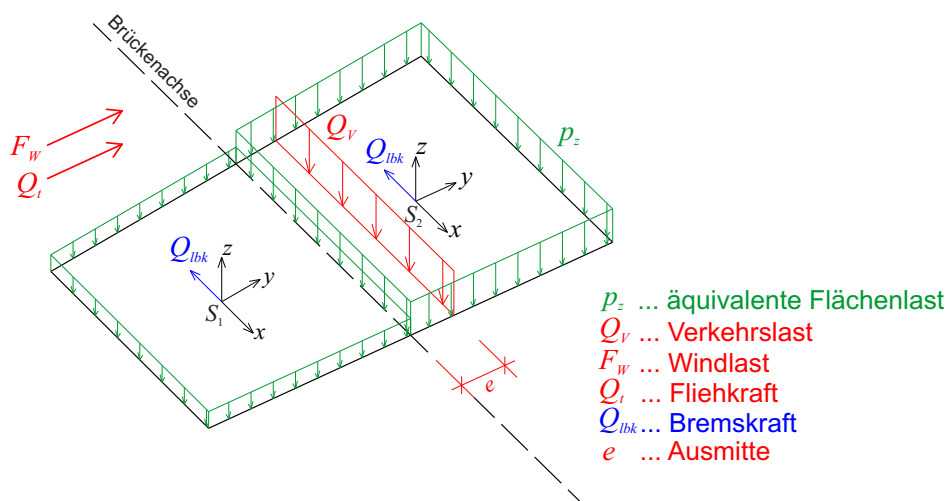


Abbildung 46: Aufbringung der Belastung auf das 3D-Modell einer Mauerwerksgewölbebrücke (äquivalente Flächenlasten)

Ausmittigkeiten der Verkehrslasten können sich durch die Schwerpunktsverschiebung aus der Gleisüberhöhung (d. h. Überhöhung der Außenschiene gegenüber der Innenschiene), aus dem Ansatz eines Rollweges (d. h. geometrische und manuelle Lastverschiebung bei

Schwerlasttransporten) oder aus unplanmäßiger Gleisverschiebung sowie nicht zentrischer Beladung ergeben. Diese Ausmitten führen im hier verwendeten Beispiel zur Gesamtausmitte e , die in der Abbildung 46 dargestellt ist. Aufgrund in verschiedener Richtung anzusetzender Einzelausmitten sind bei Tragsicherheitsnachweisen ungünstige Laststellungen für die Innenseite bzw. für die Außenseite der gekrümmten Brücke zu berücksichtigen (Franck *et al.* 2013b). Nach den Erfahrungen der Autorin sind dabei in den meisten Fällen die ungünstigen Laststellungen für die Außenseite maßgebend.

In bestimmten Fällen ist es unumgänglich, ein 3D-Modell zu verwenden. Abbildung 47 zeigt die gekrümmte eingleisige Mauerwerksgewölbebrücke, welche auch bei der vorstehenden Diskussion der Lasteintragung als Beispiel diente. Aufgrund der gekrümmten Brückenachse und des verhältnismäßig dünnen Aufbaus war es zu erwarten, dass die Effekte aus Lastaußermittigkeiten und seitlichen Kräften nicht vernachlässigbar sind.

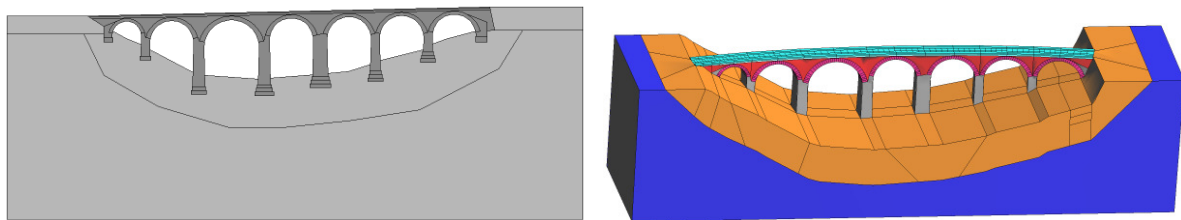


Abbildung 47: Geometrisches Modell einer siebenfeldrigen Mauerwerksgewölbebrücke (links: 2D-Modell, rechts: 3D-Modell)

Für die in Abbildung 47 dargestellte Brücke wurde eine Studie zu den Unterschieden zwischen 2D und 3D-Berechnungsergebnissen durchgeführt. Das 3D-Modell erbrachte generell kleinere η -Werte als das 2D-Modell. Dies war zu erwarten und kann auf Lastausmittigkeiten sowie Querlasten, welche sich in diesem Beispiel aus Wind und Zentrifugalkräften ergeben, zurückgeführt werden. In Tabelle 9 sind die ermittelten η -Werte für eine Überfahrt mit dem Lastmodell 71 nach *DIN EN 1991-2* (2010) gegenübergestellt. Dabei wurde bei der 3D-Berechnung die ungünstige Belastung für die Außenseite angesetzt. Bremskräfte kamen bei keinem der beiden Modelle zum Ansatz.

Tabelle 9: Gegenüberstellung der in 2D und 3D ermittelten η -Werte (Kriterium 1 und 2) für das „von links überfahrende“ Lastmodell 71, Ansatz von Kalkstein für den Boden (Elastizitätsmodul 50000 N/mm²)

Abstand der Zugspitze vom linken Brückenende [m]	2D-Berechnung		3D-Berechnung	
	Kriterium 1 (Erstrissbildung)	Kriterium 2 (Erreichen der kritischen Risslänge)	Kriterium 1 (Erstrissbildung)	Kriterium 2 (Erreichen der kritischen Risslänge)
13,43	1,56	2,05	1,10	1,75
25,72	1,53	1,86	1,15	1,50
42,04	0,89	1,71	0,70	1,25
58,34	1,86	2,20	1,15	1,50
74,08	1,34	1,65	1,00	1,25
88,42	1,37	1,77	0,90	1,25
102,76	1,22	1,77	0,70	0,75

Um einen technisch sinnvollen Vergleich beider Modelle zu ermöglichen, erfolgten weitere 3D-Berechnungen unter Ausschluss der zuvor genannten Effekte, welche zu einer Belastung aus der Ebene des 2D-Modells heraus führen. Unter diesen Bedingungen wurde dann ebenfalls die Überfahrt des Lastmodells 71 simuliert. Abbildung 48 zeigt die η -Werte in Abhängigkeit von der Position der Zugspitze. Diese Werte entsprechen dem Kriterium 1, welches sich auf die Zugspannungen im ungerissenen Gewölbe bezieht. Die entsprechenden Werte für das Kriterium 2, welches auf der Risslänge beruht, sind in Abbildung 49 dargestellt. Der generelle Kurvenverlauf ist für beide Modelle ähnlich. Im Fall von Kriterium 1 ist der Unterschied zwischen den erhaltenen η -Werten für die beiden Modelle vergleichsweise klein, siehe Abbildung 48. Eine Interpretation dieses Unterschiedes wäre rein spekulativ. Ein weitaus größerer Unterschied zwischen dem 2D- und dem 3D-Modell ergibt sich für das Kriterium 2, siehe Abbildung 49. Im nichtlinearen Bereich scheinen die Auswirkungen des räumlichen Tragverhaltens signifikanter zu sein als vor Beginn der Rissbildung. Dies könnte auf Spannungsumlagerungen zurückzuführen sein, welche aus der Rissbildung und der lokalen Entfestigung resultieren. Für diese spezielle Mauerwerksgewölbebrücke war es möglich, durch die Nutzung eines 3D-Modells rechnerisch eine zusätzliche Tragreserve gegenüber dem 2D-Modell zu erschließen. Dabei ist jedoch zu beachten, dass für diesen Vergleich die Belastungen aus der Betrachtungsebene heraus keine Berücksichtigung fanden.

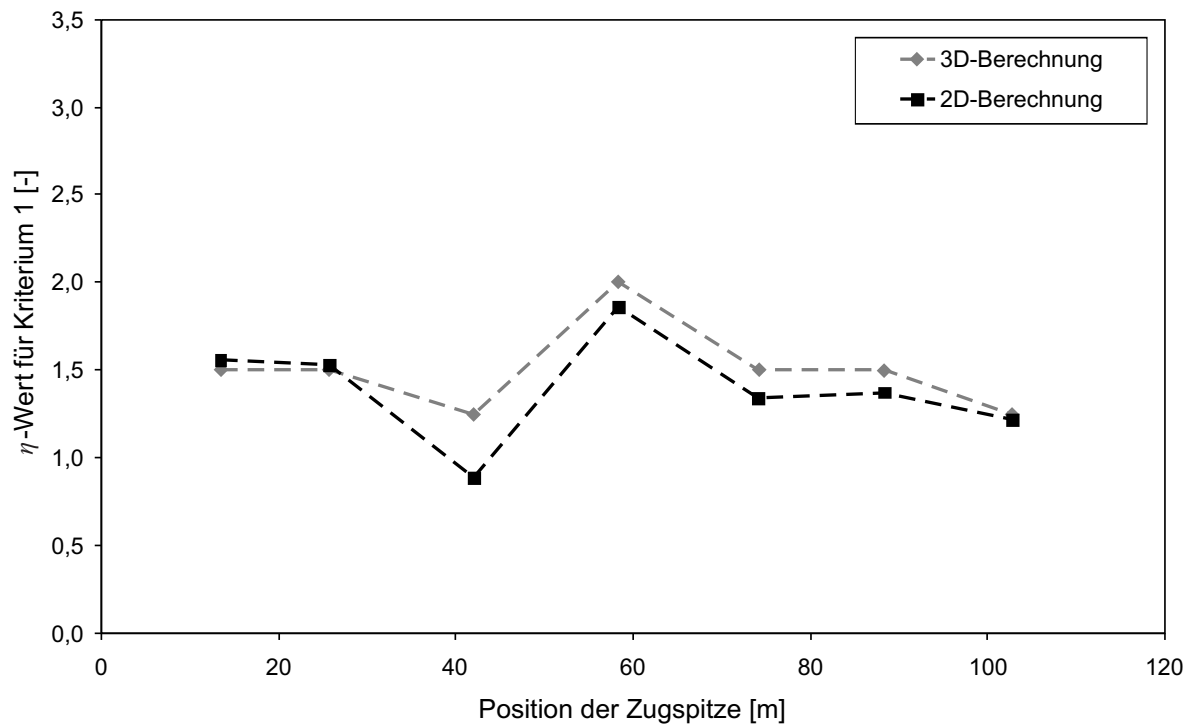


Abbildung 48: Vergleich von 2D- und 3D-Berechnungsergebnissen für das Kriterium 1

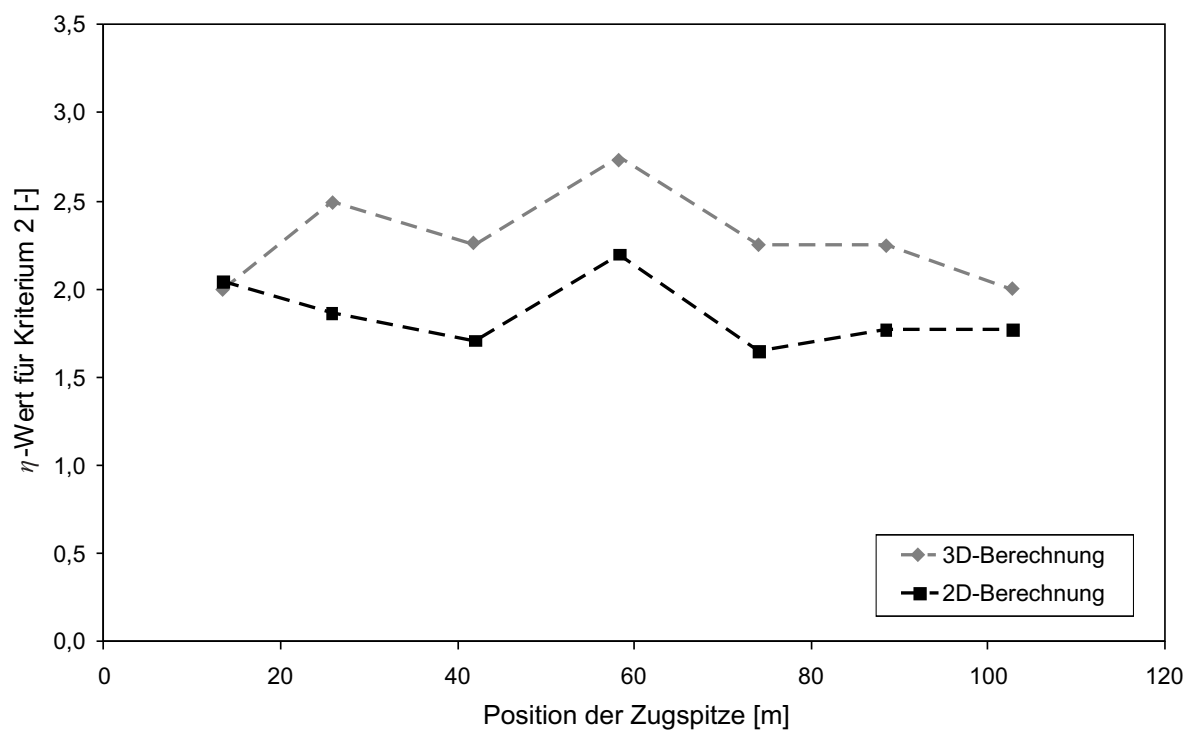


Abbildung 49: Vergleich von 2D- und 3D-Berechnungsergebnissen für das Kriterium 2

4.2.3 Untersuchungen zur Netzabhängigkeit

Die Bewertung der Objektivität von numerisch erhaltenen Simulationsergebnissen erfordert die Untersuchung der Netzabhängigkeit. Im Allgemeinen hat eine Verfeinerung des Finite-Elemente-Netzes eine Erhöhung der Genauigkeit von Berechnungsergebnissen zur Folge. Jedoch nimmt der Rechenaufwand mit steigender Elementanzahl deutlich zu. Der Netzfeinheit sind deshalb aus Anwendersicht Grenzen gesetzt, obwohl sich der Mehraufwand infolge der Verwendung eines feineren Netzes oder höherer Elementansatzfunktionen mit dem technischen Fortschritt immer weiter verringert.

Nachfolgend wird der Einfluss der Diskretisierung auf die vier in Abschnitt 3.6 erläuterten Versagenskriterien untersucht. Schwerpunkt bildet dabei die Ermittlung einer erforderlichen Elementanzahl über die Gewölbedicke mit dem Ziel, ausreichend genaue und möglichst auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse zu erhalten. Zudem werden verschiedene Vernetzungsstrategien diskutiert. Abbildung 50 zeigt das geometrische Modell der für diese Untersuchungen verwendeten Einfeldbrücke. Diese existierende Brücke war bereits Gegenstand der Vergleichsrechnungen in Abschnitt 4.1. Dort erfolgten Berechnungen unter Annahme des tatsächlich verwendeten Bruchsteinmauerwerks. Um allgemein gültigere Aussagen zur Netzabhängigkeit treffen zu können, wird nachfolgend jedoch von typischeren Mauerwerkeigenschaften ausgegangen, die in Anhang B.3 enthalten sind.

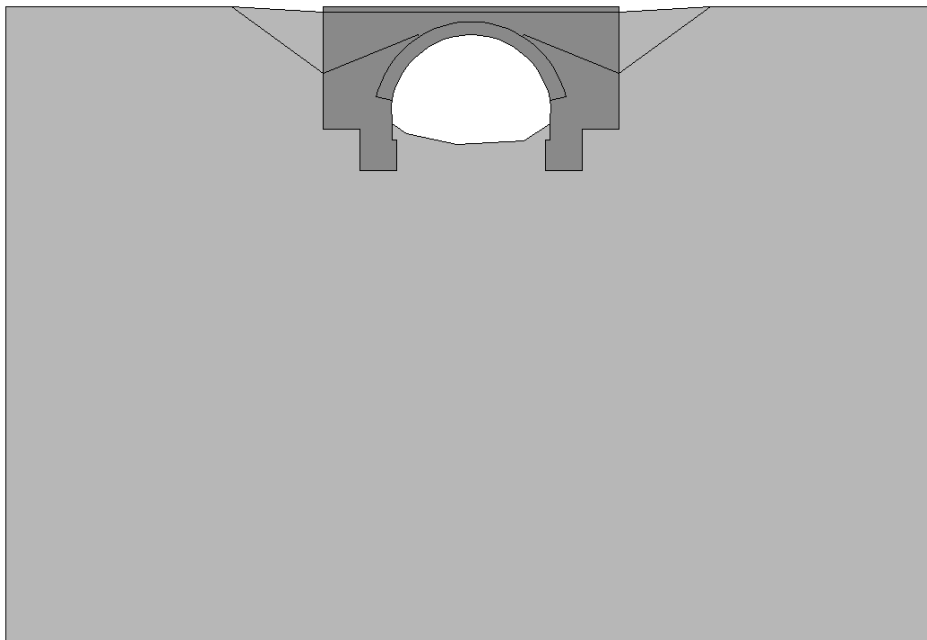


Abbildung 50: Geometrisches Modell einer Einfeldbrücke

Zwei verschiedene Vernetzungsarten wurden für die in Abbildung 50 dargestellte Brücke näher untersucht. Es kam zum Einen ein unstrukturiertes Netz aus Rechteckelementen zum Ansatz, siehe Abbildung 51 links, und zum Anderen ein strukturiertes Netz aus Rechteck- und Dreieckelementen, siehe Abbildung 51 rechts.

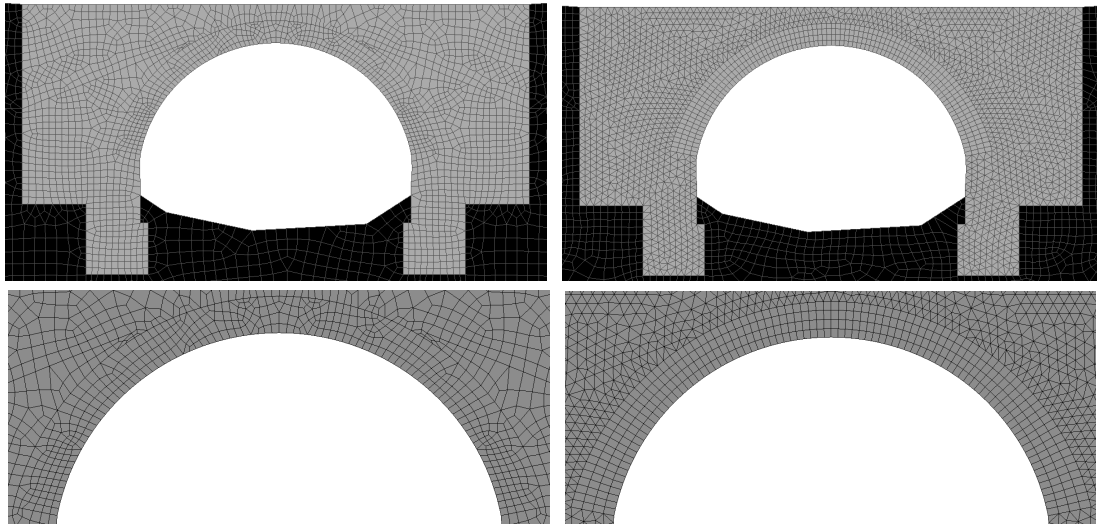


Abbildung 51: Diskretisierung der Einfeldbrücke; links: unstrukturierte Vernetzung mit Rechteckelementen, rechts: strukturierte Vernetzung mit Rechteck- und Dreieckelementen

Um eine Auswertung der Rechenergebnisse bezüglich des Kriteriums 2 zu ermöglichen, welches auf der kritischen Risslänge beruht, wurde eine Mindestelementanzahl von vier Elementen über die Gewölbedicke gewählt. Bei einem unstrukturierten Netz entsteht eine ungleichmäßige Anordnung der Elemente, siehe Abbildung 51 links, wobei die Elementanzahl von vier bis zu sechs Elemente über die Gewölbedicke variiert. Dies führt zu einer erschwerten Auswertung für Kriterium 2, welches erreicht ist, wenn die kritische Risslänge von Dreiviertel der Gewölbedicke überschritten wird. Alternativ kann das Gewölbe mit Hilfe von zwei Makroelementen, welche einem Viertel bzw. Dreiviertel der Gewölbedicke entsprechen, nachgebildet werden. Auf diesem Weg ist eine zuverlässige Auswertung unabhängig von der Elementanzahl möglich. Dennoch sollten auch diese zwei Gewölbeschichten ausreichend fein vernetzt werden. Dabei bestehen insbesondere in der äußeren, d. h. dünneren Gewölbeschicht Grenzen bezüglich der maximalen Netzfeinheit. Bei unstrukturierter Vernetzung ist in diesem Bereich teilweise nur noch ein Netz mit maximal zwei Elementen über die Dicke möglich. Wenn die oben genannte Unterteilung des Gewölbes in zwei Schichten erfolgt, ist jedoch auch eine unstrukturierte Vernetzung für Tragsicherheitsnachweise geeignet. Aufgrund der besseren Beeinflussbarkeit sowie Reproduzierbarkeit der entstehenden Netze und somit aufgrund einer besseren Vergleichbarkeit der Rechenergebnisse entschied sich die Autorin für eine strukturierte Vernetzung des Gewölbes im Zuge der Untersuchungen zur Netzabhängigkeit. Für die übrigen Bauwerksteile erfolgte eine unstrukturierte Vernetzung.

Es wurden fünf verschiedene Finite-Elemente-Netze für das in Abbildung 50 gezeigte Brückenmodell erzeugt. Dabei variierte die Elementanzahl über die Gewölbedicke von 4, 8, 12, 16 bis zu 20 Elementen. Entsprechend der zunehmend feineren Vernetzung im Gewölbe verfeinerte sich das Netz auch im Übergangsbereich zwischen Gewölbe und Stirnmauern

bzw. Widerlagern. Während für das Gewölbe und das Bodenmodell Rechteckelemente Anwendung fanden, mussten die Stirnmauern und die Widerlager aufgrund der vorgegebenen strukturierten Elementtopologie im Gewölbe mit Dreieckelementen vernetzt werden. Abbildungen der fünf Netze sind im Anhang B.3 enthalten. Für die Untersuchung kam eine Streckenlast von 100 kN/m zum Ansatz, welche in verschiedenen Lastfällen als Volllast bzw. als Halblast aufgebracht wurde. Die Auswertung zeigte, dass sich unter Ansatz der Volllast ein ausgeprägtes Druckversagen für diese halbkreisförmige Einfeldbrücke einstellte und die durch einen Materialfaktor abgeminderte Druckfestigkeit, siehe Abschnitt 3.6, in den Stirnmauern sowie im Gewölbe bereits vor einem deutlichen Aufreißen der Zugzone erreicht war. Ein multiples lokales Druckversagen führte schließlich zum globalen Versagen (Kriterium 4). Die kritische Risslänge (Kriterium 2) wurde dabei nicht überschritten. Da sich die Untersuchung der Netzabhängigkeit jedoch auf alle vier Kriterien beziehen soll, werden nachfolgend die Ergebnisse unter Ansatz der Halblast diskutiert. Um eine begünstigend wirkende Belastung zu vermeiden, wurde die Halblast nur innerhalb der lichten Weite des Gewölbes angesetzt. Der Teilsicherheitsbeiwert für die Verkehrslast beträgt entsprechend *ONR 24008 (2006)* 1,45. Außerdem kam ein dynamischer Beiwert für normale Gleishaltung gemäß *DIN EN 1991-2 (2010)* von $\varphi = 1,24$ zum Ansatz. Abbildung 52 zeigt das Rissbild unter rechtsseitiger Halblast bei Erreichen des Kriteriums 4 für das Netz mit 4 bzw. mit 20 Elementen über die Gewölbedicke. Es ist ersichtlich, dass sich qualitativ das gleiche Rissbild ergibt. Dennoch lassen sich Unterschiede in Rissverlauf und -ausprägung erkennen. Bei der Anwendung des Konzeptes der verschmierten Rissbildung in Finite-Elemente-Simulationen sollte die sich aus der Elementgröße ergebende Rissbandbreite nicht kleiner sein als der sich im tatsächlichen Bauteil einstellende minimale Rissabstand. Anderenfalls könnten sich in den numerischen Simulationen unrealistische Rissbilder mit Parallelrissen in benachbarten Elementen und dementsprechend zu kleine Rissweiten einstellen. Dies ist in Abbildung 52 unten am links der Feldmitte entstehenden Tangentialriss zu erkennen. Auch zeigt sich in Abbildung 52 unten eine deutliche Verzweigung des radialen Hauptrisses in Höhe der Spannungsnulllinie. Auch dies scheint ein Effekt der vergleichsweise feinen Vernetzung zu sein. Es ergibt sich ein größeres Radialspannungsmaximum im Gewölbeinneren als im Falle des gröberen Netzes in Abbildung 52 oben. Es ist jedoch zu beachten, dass hier die Rissbilder bei globalem Versagen (Kriterium 4) miteinander verglichen wurden, also diejenigen auf dem höchstmöglichen Lastniveau. Unter geringer Belastung, so auch bei Erreichen der anderen Kriterien, sind die Rissbildunterschiede deutlich geringer. Außerdem ist deren Auswirkung auf das globale Last-Verformungsverhalten im Allgemeinen gering. So verringert sich der η -Wert für das Kriterium 4 bei Netzverfeinerung (4 auf 20 Elemente über die Gewölbedicke) nur um 1,25 %. Trotzdem wird in den nachfolgend beschriebenen Untersuchungen zum Einfluss der Netzfeinheit aus methodischen Gründen von gleichen Rissbildern ausgegangen.

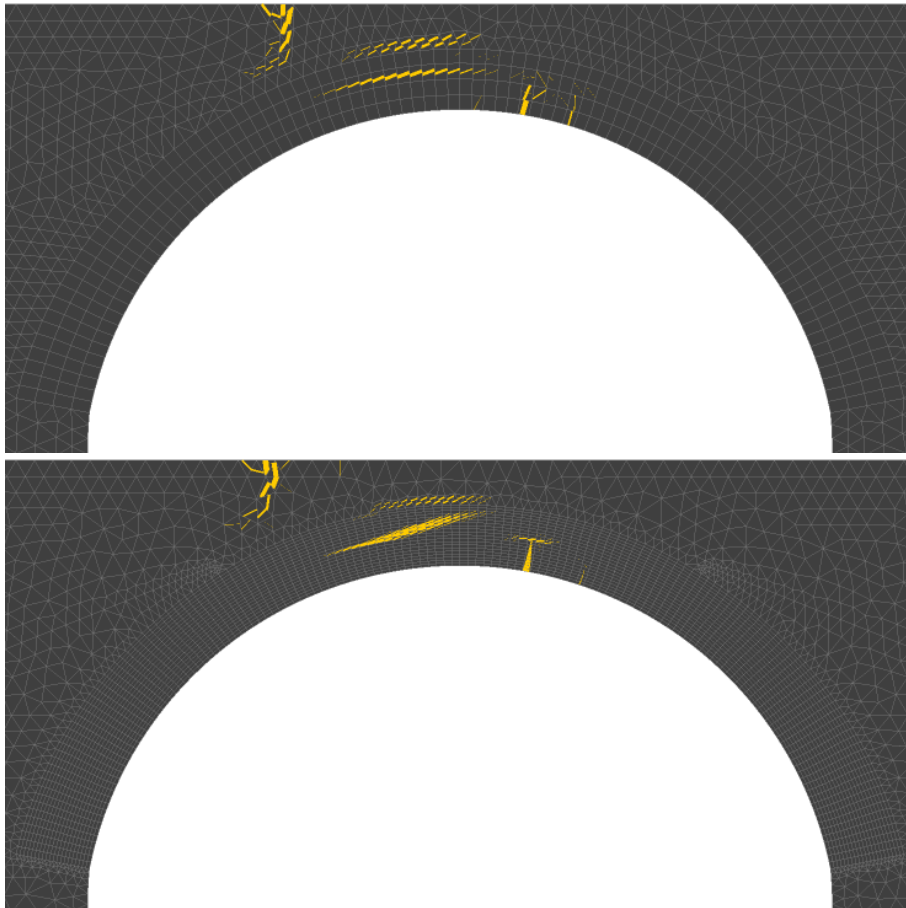


Abbildung 52: Rissbild unter rechtsseitiger Halblast bei Erreichen des Kriteriums 4 (globales Versagen); oben: für das Netz mit 4 Elementen, unten: für das Netz mit 20 Elementen über die Gewölbedicke

Um die Vergleichbarkeit der ermittelten η -Werte für die vier Kriterien unter rechtsseitiger Halblast zu gewährleisten, wurde in zusätzlichen Berechnungen die Rissbildung in nur einer einzigen, radial orientierten Elementreihe des Gewölbes zugelassen, d. h. nur ein Einzelriss. Für die übrigen Elemente des Gewölbes erfolgte die Annahme eines linear-elastischen Verhaltens, während die anderen Bauwerksteile weiterhin ein nichtlineares Verhalten aufwiesen. Die Elementreihe des Gewölbes, in der Rissbildung möglich war, befand sich dort, wo sich in den vollständig nichtlinearen Vorberechnungen, siehe Abbildung 52, der radiale Hauptriss im Gewölbe gebildet hatte. Die auf diese Weise ermittelten η -Werte zeigen Abbildung 53 für Elemente mit linearem Verschiebungsansatz und Abbildung 54 für Elemente mit quadratischem Verschiebungsansatz. Der Einfluss auf den η -Wert für Kriterium 1 (Erstrissbildung) ist gering. Der Wert nimmt mit zunehmender Elementanzahl leicht ab, was sich auf die Verringerung des Projektionsfehlers der Finite-Elemente-Berechnung und damit auf eine bessere Nachbildung von Spannungsgradienten zurückführen lässt. Der Einfluss der Netzfeinheit auf den η -Wert für Kriterium 2 (kritische Risslänge) ist deutlicher, insbesondere bei Verwendung von Elementen mit linearem Verschiebungsansatz, siehe Abbildung 53. Der entsprechende η -Wert nimmt mit zunehmender Elementanzahl

vergleichsweise stark ab. Zusätzlich zum Projektionsfehler kommt hier als Ursache für die Netzabhängigkeit der schrittweise Rissfortschritt von einem Integrationspunkt zum nächsten in Frage. Demzufolge kann die Auswertung der Rechenergebnisse nur mit einer begrenzten, von der Netzfeinheit abhängigen Genauigkeit erfolgen. Dies erklärt auch den nicht monotonen Verlauf der Kurve des η -Wertes für Kriterium 2 bei Verwendung von Elementen mit quadratischem Verschiebungsansatz, siehe Abbildung 54. Es sei an dieser Stelle darauf hingewiesen, dass die pro Rissflächeneinheit geleistete Brucharbeit von der Elementgröße unabhängig ist, da die Entfestigungskurve als Spannungs-Rissöffnungskurve vorgegeben und mittels der Rissbandbreite, die der Elementlänge rechtwinklig zum Rissrichtung entspricht, in eine Spannungs-Dehnungskurve umgerechnet wird. Bei zu großen Elementen könnte es unter Zugbeanspruchung zu einem sogenannten *snap-back* kommen, d. h. zur plötzlichen instabilen Rissaufweitung infolge eines zu hohen freisetzbaren Betrages an im betreffenden Element gespeicherter Verformungsenergie. Für die in den hier beschriebenen Parameterstudien gewählten Materialparameter und Elementgrößen kann dies aber ausgeschlossen werden.

Die Netzabhängigkeit der η -Werte für die Kriterien 3 und 4 erweist sich hier als vergleichsweise gering, siehe Abbildung 53 und Abbildung 54. Dabei ist jedoch anzumerken, dass Kriterium 3 beim vorliegenden Beispiel zuerst in den Stirnmauern erreicht wurde, weshalb die systematische Netzverfeinerung im Gewölbe nur einen begrenzten Einfluss auf den entsprechenden η -Wert haben kann. Bei Kriterium 3, welches hier vor Kriterium 2 eintrat, kam ein globaler Materialfaktor gemäß Abschnitt 3.6 zum Ansatz, nicht aber bei Kriterium 4. Die zu Kriterium 4 gehörigen nicht abgeminderten η -Werte liegen über 50 und sind in Abbildung 53 bzw. Abbildung 54 aus Gründen der Kurvenerkennbarkeit nicht dargestellt. Sie variieren bei Änderung der Netzfeinheit um 2 % bei linearem und um 5 % bei quadratischem Verschiebungsansatz, wobei keine Tendenz zu erkennen ist. Dies ist auf die vergleichsweise große Anzahl von verschiedenen Einflüssen auf das globale Versagen zurückzuführen.

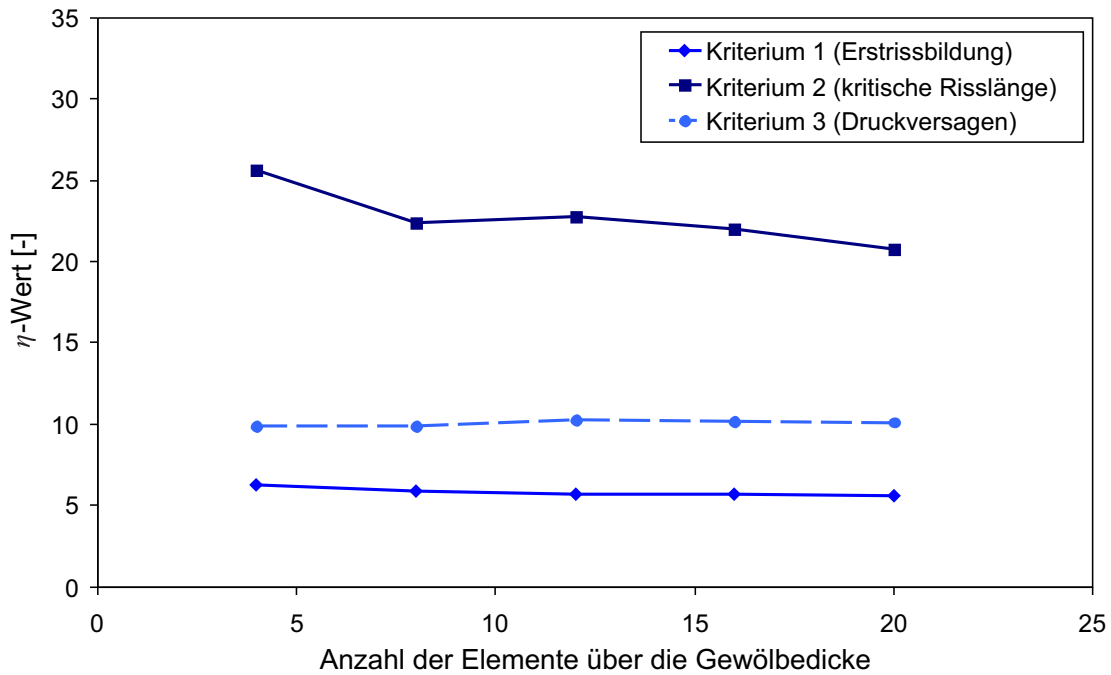


Abbildung 53: Tragsicherheit (η -Werte) ermittelt unter Annahme eines Einzelrisses im Gewölbe und für Elemente mit linearem Verschiebungsansatz

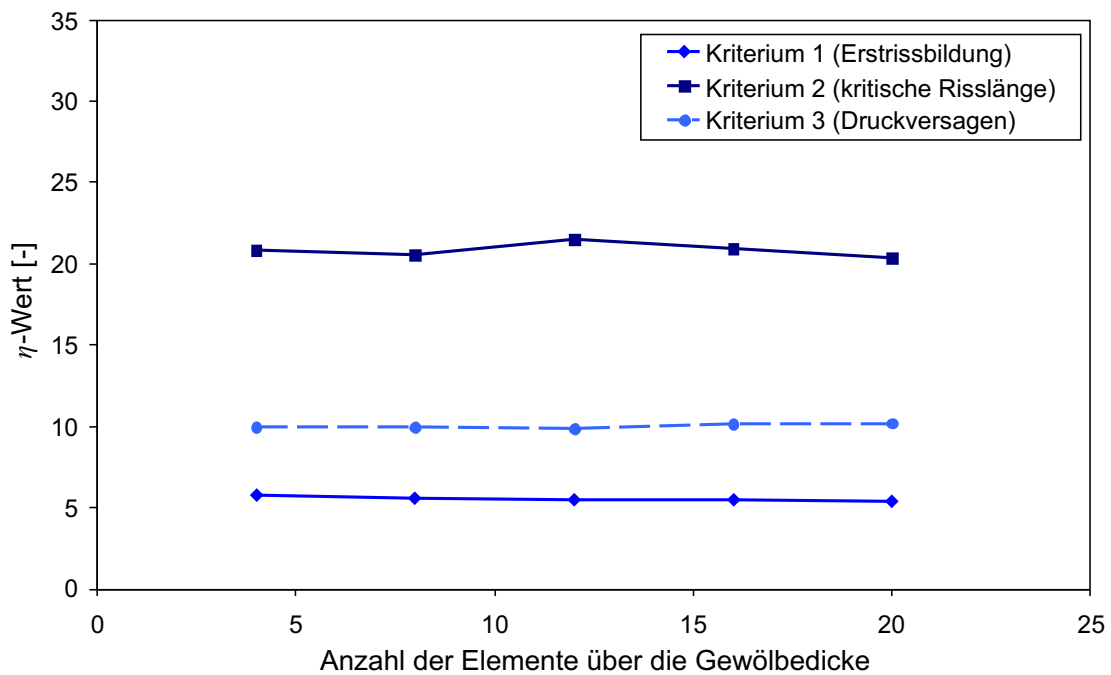


Abbildung 54: Tragsicherheit (η -Werte) ermittelt unter Annahme eines Einzelrisses im Gewölbe und für Elemente mit quadratischem Verschiebungsansatz

Beim Vergleich der Ergebnisse für die Elemente mit linearem bzw. quadratischem Verschiebungsansatz fällt auf, dass eine Tendenz zu geringeren η -Werten beim letztgenannten Elementtyp besteht, die Unterschiede für die Kriterien 1, 3 und 4 aber gering sind. Die genannte Tendenz lässt sich auf die bei quadratischem Verschiebungsansatz genauere Nachbildbarkeit von Spannungsgradienten zurückführen, d. h. auf den geringeren Projektionsfehler. Bezüglich des Kriteriums 2 zeigt sich ein deutlicher Unterschied zwischen linearem

und quadratischem Verschiebungsansatz. Während der zugehörige η -Wert bei linearem Verschiebungsansatz mit zunehmender Netzfeinheit deutlich fällt und dabei wahrscheinlich gegen einen Endwert konvergiert, scheint im Falle des quadratischen Verschiebungsansatzes die Konvergenz bereits erreicht zu sein. Dies lässt sich ebenfalls durch den bei Netzverfeinerung oder Erhöhung des Polynomgrades der Ansatzfunktionen geringer werdenden Projektionsfehler erklären.

Die vorangegangene Diskussion bezog sich auf Rechenergebnisse, die unter der Voraussetzung erhalten wurden, dass Rissbildung nur in einer einzigen radialen Elementreihe auftreten kann. Zur Verifikation der gezogenen Schlussfolgerungen erfolgten Vergleichsrechnungen, bei denen Rissbildung in mehreren radialen Elementreihen zugelassen war, siehe Abbildung 55. Abbildung 56 zeigt zwei erhaltene Rissbilder im direkten Vergleich. Die zusätzlich aufreißende Elementreihe befindet sich näherungsweise dort, wo sich in der vollständig nichtlinearen Berechnung, siehe Abbildung 52, ein zweiter Riss im Gewölbe gebildet hatte. Unterschiede in den η -Werten zeigten sich nur für Kriterium 2 (kritische Risslänge), was auf die Bildung zweier weniger weit geöffneter Risse anstatt eines weiter geöffneten Risses im Gewölbe zurückgeführt werden kann. Der entsprechende η -Wert ist im Falle von zwei Rissen größer als im Falle von einem Riss.

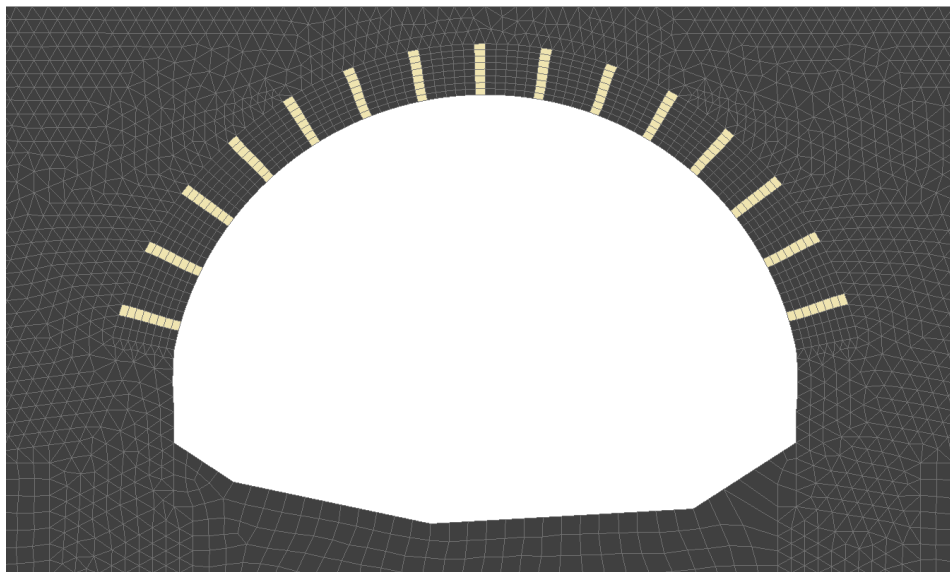


Abbildung 55: Finite-Elemente-Modell mit Elementreihen, in denen Rissbildung zugelassen war (farbig markiert)

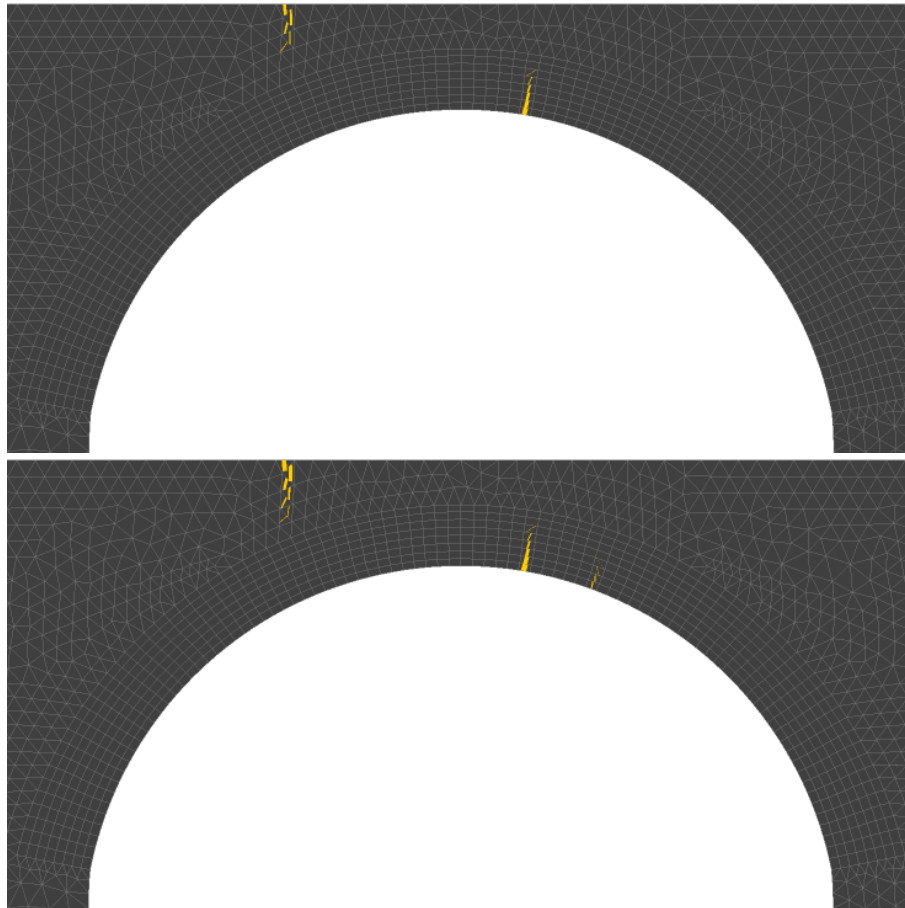


Abbildung 56: Rissbilder bei Erreichen von Kriterium 2 (kritische Risslänge), 8 Elemente über die Gewölbedicke, linearer Verschiebungsansatz; oben: Rissbildung in einer einzigen Elementreihe zugelassen, unten: Rissbildung in mehreren Elementreihen zugelassen

Es soll nachfolgend auf eine weitere Besonderheit des Kriteriums 2, welches auf der Überschreitung einer kritischen Risslänge beruht, hingewiesen werden. Steht das Gewölbe weitgehend unter Druck, d. h. verläuft die Stützlinie nahe der Schwerachse, kann sich kein oder nur ein vergleichsweise kurzer Riss bilden. Dies war beispielsweise bei der zuvor genutzten Beispielbrücke unter Vollast der Fall. Das Kriterium 2 wurde dabei unter zunehmender Last nie erreicht. Nun könnte es bei einem anderen Berechnungsbeispiel sein, dass die maximale Risslänge unter zunehmender Last nur leicht größer wird als die kritische Risslänge. Die Konsequenz davon wäre, dass ein kleiner Rissfortschritt einen vergleichsweise großen Lastanstieg erfordert. Andererseits ist bei einem feineren Netz das zum Überschreiten der kritischen Risslänge erforderliche Rissinkrement kleiner als bei einem gröberen, weil der Abstand zwischen den Integrationspunkten geringer ist. Da nun ohnehin eine starke Abhängigkeit der erforderlichen Lastzunahme vom Rissinkrement besteht, sollte daraus eine deutliche Netzabhängigkeit des η -Wertes für Kriterium 2 resultieren. Dies lässt sich am Beispiel der in Abbildung 57 dargestellten Brücke mit flachem Gewölbe unter Halblast demonstrieren.

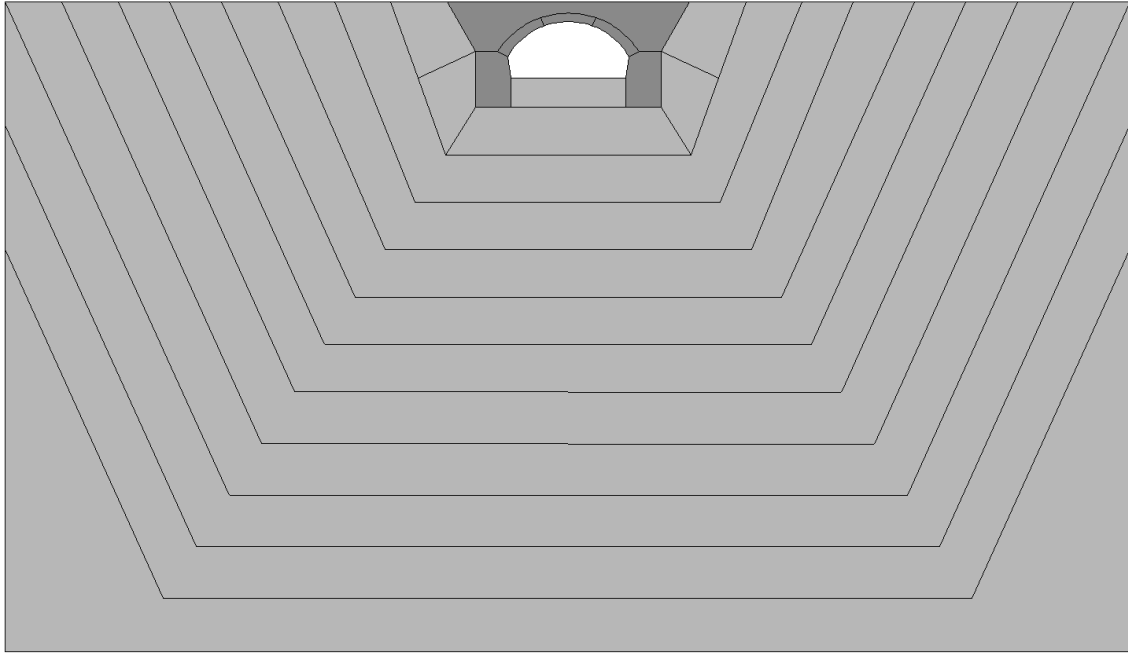


Abbildung 57: Geometrisches Modell einer Einfeldbrücke mit flachem Gewölbe

Bei diesem Modell wurden im Unterscheid zu demjenigen mit halbkreisförmigem Gewölbe linear-elastische Stirnmauern angenommen. Abbildung 58 zeigt die in Abhängigkeit von der Netzfeinheit erhaltenen η -Werte für die Kriterien 1 bis 3. Der η -Wert für Kriterium 4 liegt deutlich höher und ist in diesem Diagramm zur besseren Erkennbarkeit der interessierenden Kurvenverläufe nicht dargestellt. Bezüglich der Kriterien 1 und 3 entsprechen die Ergebnisse qualitativ denen für das vorangegangene Beispiel, d. h. für die Brücke mit halbkreisförmigem Gewölbe, wobei auch hier die kritische Druckspannung zuerst in den Stirnmauern erreicht wird. Der zu Kriterium 2 gehörige η -Wert zeigt aus den oben erläuterten Gründen eine deutliche Netzabhängigkeit. Dies hätte in diesem Beispiel jedoch keine Konsequenzen für die errechnete Tragsicherheit, da das Druckversagen in den Stirnmauern maßgebend ist. Als Konsequenz der Netzabhängigkeit des η -Wertes für Kriterium 2 ergibt sich eine solche auch für das Erreichen der kritischen Druckspannung im Gewölbe, ebenfalls dargestellt in Abbildung 58. Dies ist darauf zurückzuführen, dass sich die Risslängen unter gleicher Last, aber bei verschiedener Netzfeinheit deutlich unterscheiden und die Spannungsverteilung im Gewölbe stark von der Risslänge abhängt. Es wird empfohlen, bei jedem mit nichtlinearen Finite-Elemente-Simulationen geführten Tragsicherheitsnachweis zu überprüfen, ob die auszuwertenden Versagenskriterien für das spezielle Problem sinnvoll gewählt und die zugehörigen η -Werte objektiv sind.

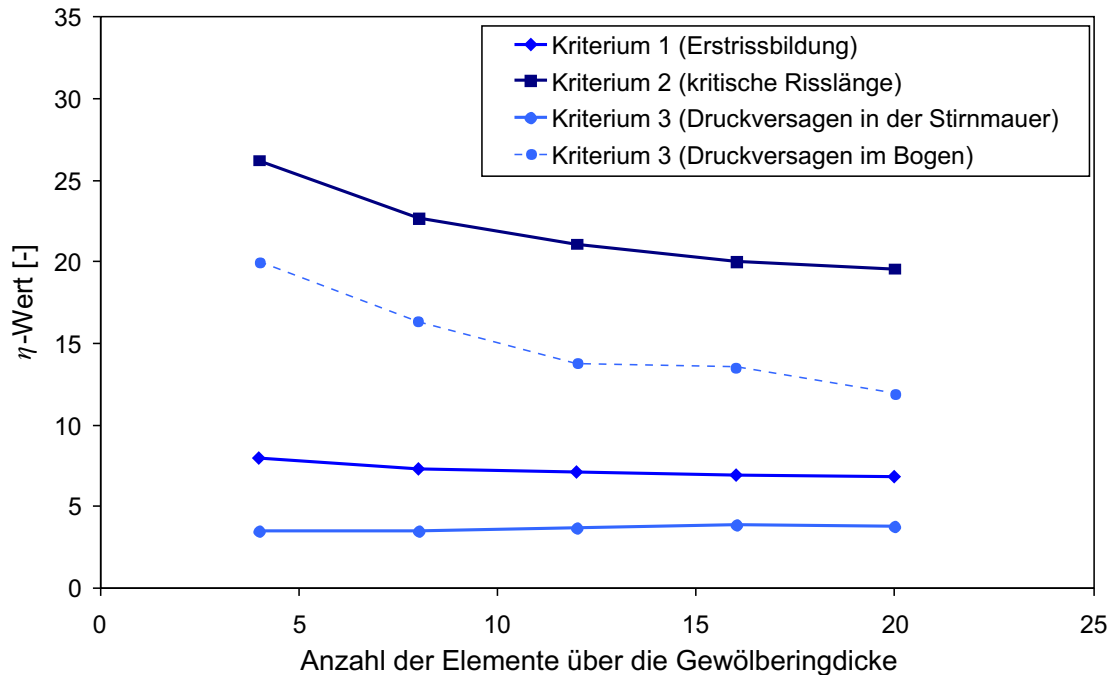


Abbildung 58: Tragsicherheit (η -Werte) für die Einfeldbrücke mit flachem Gewölbe ermittelt unter Annahme eines Einzelrisses im Gewölbe und für Elemente mit linearem Verschiebungsansatz

Es lässt sich zusammenfassend feststellen, dass die in nichtlinearen Finite-Elemente-Simulationen des Versagens von Mauerwerksgewölbebrücken erhaltenen η -Werte ab einer bestimmten Netzfeinheit weitgehend unabhängig von derselben sind. Unter bestimmten Umständen kann es jedoch, meist beim auf der Risslänge beruhenden Kriterium 2, zu einer deutlicheren Netzabhängigkeit kommen. Ist das der Fall und basiert die errechnete Tragsicherheit auf genau diesem Kriterium, sollte eine Konvergenzuntersuchung erfolgen. Wird das Gewölbe in eine Innenschale (innere Dreiviertel der Gewölbedicke) und eine Außenschale (äußeres Viertel der Gewölbedicke) unterteilt, ergibt sich bei mindestens zwei Elementen über die Außenringdicke automatisch ein Netz mit für viele Fälle ausreichender Feinheit. Außerdem erlaubt ein solches Netz eine einfachere und objektivere Auswertung der Ergebnisse bezüglich des Erreichens von Kriterium 2 (kritische Risslänge). Falls eine strukturierte Vernetzung nicht möglich ist, kann nach Auffassung der Autorin auch ein unstrukturiertes Netz für die Simulationen genutzt werden. Jedoch sollte in jedem Falle wie oben erläutert eine Unterteilung des Gewölbes in Außen- und Innenschale erfolgen. Die erhaltenen Rissbilder sind stets bezüglich ihrer Wirklichkeitsnähe zu bewerten. Treten Parallelrisse in benachbarten Elementen auf, sind Vergleichsrechnungen mit einem gröberen Netz empfehlenswert.

4.2.4 Untersuchungen zur Berücksichtigung von Bauzuständen

Wie bereits in Abschnitt 3.7 beschrieben, weisen Mauerwerksgewölbebrücken eine vergleichsweise große Eigenlast auf und der Anteil der daraus resultierenden inneren Kräfte ist

dementsprechend groß. Aus diesem Grund hat die den Bauzuständen entsprechende Abfolge der Eigenlasteintragung einen wesentlichen Einfluss auf die Spannungsverteilung und sollte in wirklichkeitsnahen Simulationen des Verformungs- und Versagensverhaltens Berücksichtigung finden.

Beim Bau einer Mauerwerksgewölbebrücke erfolgt zunächst die Errichtung der Fundamente und Pfeiler. Danach wird das Gewölbe unter Zuhilfenahme eines Lehrgerüsts gemauert. Den Abschluss bildet die Errichtung der Stirnmauern mit anschließender Einbringung der dazwischenliegenden Füllung. Die einzelnen Bauwerksteile erfahren infolge ihres Eigengewichtes bereits Verformungen, bevor sie durch die später hinzukommenden Bauwerksteile weiter belastet und verformt werden. Die Erstellung letzterer erfolgt damit auf einem bereits verformten Tragsystem. Würde die aus dem Eigengewicht von Bauwerksteilen resultierende Verformung in numerischen Simulationen erst dann auftreten, wenn auch die darauf ruhenden Bauwerksteile schon vorhanden sind, könnten letztere ungerechtfertigt zusätzliche, nicht zu vernachlässigende Verformungen erfahren. Beispielsweise führen Verformungen bzw. Setzungen in den Stützen und Fundamenten unter bestimmten Umständen zu Verformungen der Gewölbe. Aber auch Verformungen eines Gewölbes können Risse in den Stirnmauern nach sich ziehen. Wenn derartige Beeinflussungen aus einer unrealistischen Abfolge bei der Aufbringung von Eigenlasten resultieren, verfälschen sie die Spannungs- und Dehnungsverteilung. Nachfolgend soll die Wichtigkeit der Berücksichtigung von Bauzuständen und deren Einfluss auf die Tragfähigkeit von Mauerwerksgewölbebrücken anhand von zwei Beispielen verdeutlicht werden.

Als erstes Beispiel dient die in Abbildung 59 dargestellte dreifeldrige Mauerwerksgewölbebrücke, anhand derer der Unterschied in den entstandenen Spannungen infolge Eigengewicht mit und ohne Berücksichtigung von Bauzuständen aufgezeigt werden soll.

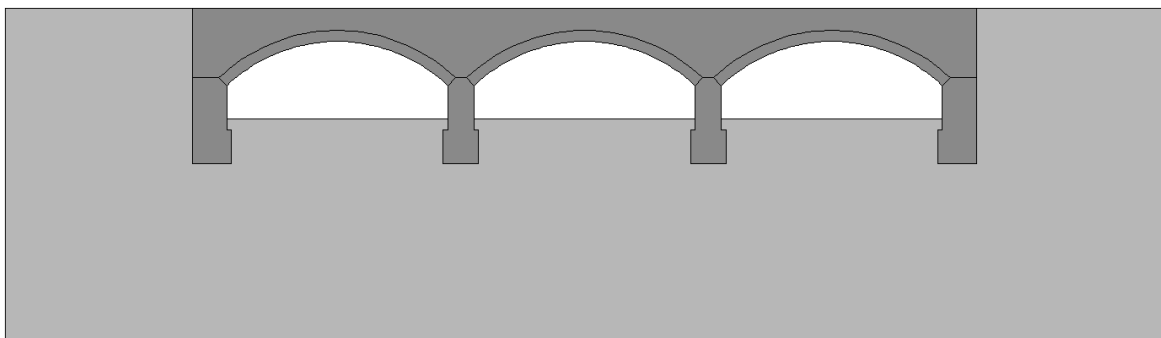


Abbildung 59: Geometrisches Modell einer dreifeldrigen Mauerwerksgewölbebrücke

Eine einfache Möglichkeit, Bauzustände in den Finite-Elemente-Simulationen zu berücksichtigen, besteht darin, Bauteilen wie den Gewölben zu Beginn der Berechnungen eine vernachlässigbar kleine Steifigkeit zuzuweisen. Bei der Simulation erfolgt dann zunächst der Ansatz des Eigengewichtes der Fundamente und Pfeiler, was zu Verschiebungen führt.

Dabei erfahren die Gewölbe und Stirnmauern aufgrund ihrer vernachlässigbar kleinen Steifigkeit jedoch nur entsprechend kleine Spannungen. Erst danach wird die volle Steifigkeit der Gewölbe aktiviert und ihr Eigengewicht angesetzt, wobei die Stirnmauern noch immer eine vernachlässigbar kleine Steifigkeit haben. Schließlich kommt das Eigengewicht der Stirnmauern zum Ansatz, nachdem auch deren Steifigkeit auf das tatsächlich vorhandene Niveau angehoben wurde. Abbildung 60 zeigt die maximalen Hauptnormalspannungen infolge Eigengewicht unter Berücksichtigung von Bauzuständen, Abbildung 61 analog dazu diejenigen ohne Berücksichtigung Bauzuständen. Risse traten in diesen Berechnungen nicht auf, da die Zugspannungen unterhalb der Festigkeit lagen.

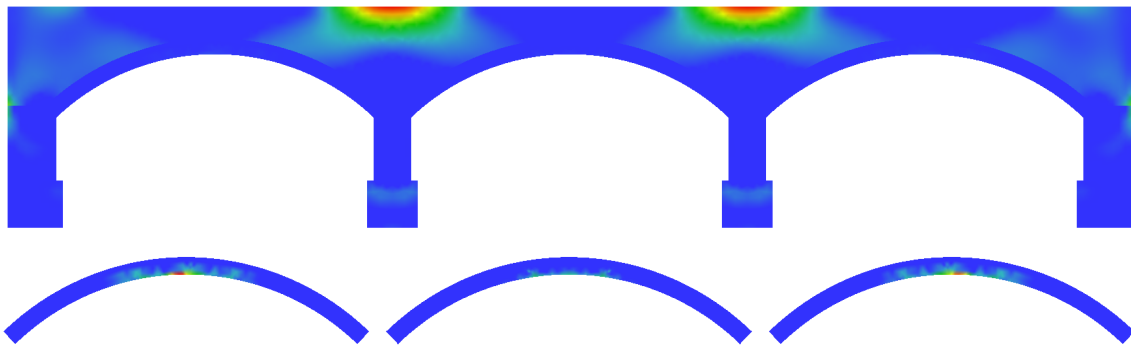


Abbildung 60: Maximale Hauptnormalspannungen infolge Eigengewicht mit Berücksichtigung von Bauzuständen; oben dreifeldrigen Mauerwerksgewölbebrücke ohne Bodenmodell (rote Farbe entspricht $0,22 - 0,25 \text{ N/mm}^2$), unten nur Gewölbe dargestellt (rote Farbe entspricht $0,012 - 0,015 \text{ N/mm}^2$)

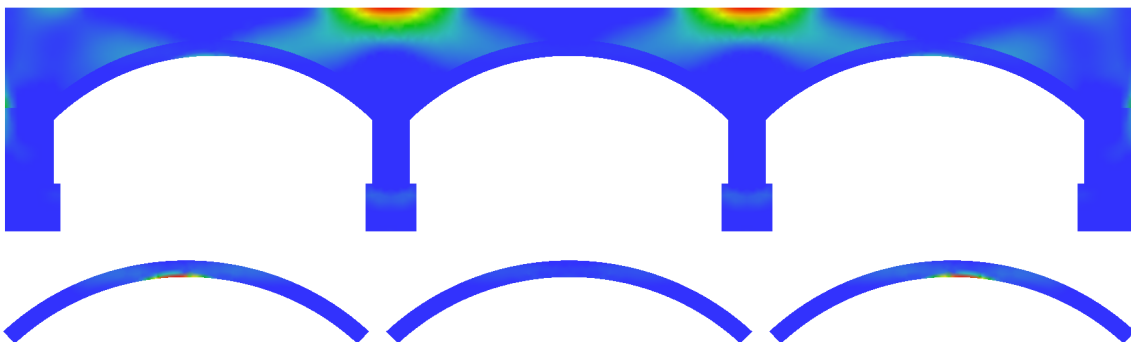


Abbildung 61: Maximale Hauptnormalspannungen infolge Eigengewicht ohne Berücksichtigung von Bauzuständen; oben dreifeldrigen Mauerwerksgewölbebrücke ohne Bodenmodell (rote Farbe entspricht $0,31 - 0,36 \text{ N/mm}^2$), unten nur Gewölbe dargestellt (rote Farbe entspricht $0,077 - 0,088 \text{ N/mm}^2$)

Tabelle 10 und Tabelle 11 enthalten für beide Fälle an gleicher Stelle ermittelte Spannungswerte. Ohne die Berücksichtigung von Bauzuständen sind die maximalen Zugspannungen infolge Eigengewicht sowohl in den Gewölben als auch in den Stirnmauern fast überall größer als mit Berücksichtigung von Bauzuständen. Die maximalen Hauptnormalspannungen an je einem Integrationspunkt an den Unterseiten der beiden Randfelder halbieren sich nahezu. An der Unterseite des inneren Feldes steigen die ohnehin kleinen Zug-

spannungen jedoch leicht an, was wahrscheinlich auf sich günstig auswirkende Spannungsumlagerungen zurückgeführt werden kann. Dennoch lassen die Ergebnisse den Schluss zu, dass bei Nichtberücksichtigung von Bauzuständen die Tragfähigkeit von Mauerwerksgewölbebrücken im Allgemeinen unterschätzt wird.

Tabelle 10: Maximale Hauptnormalspannung an je einem Elementintegrationspunkt an den Gewölbeunterseiten der dreifeldrigen Gewölbebrücke

	ohne Berücksichtigung von Bauzuständen	mit Berücksichtigung von Bauzuständen
Gewölbe links, Feldmitte	0,1044816 N/mm ²	0,0547974 N/mm ²
Gewölbe Mitte, Feldmitte	0,0134003 N/mm ²	0,0172536 N/mm ²
Gewölbe rechts, Feldmitte	0,1033736 N/mm ²	0,0531835 N/mm ²

Tabelle 11: Maximale Hauptnormalspannung an je einem Elementintegrationspunkt an der Stirnmaueroberseite über den beiden Pfeilern

	ohne Berücksichtigung von Bauzuständen	mit Berücksichtigung von Bauzuständen
über linkem Pfeiler	0,3682245 N/mm ²	0,2553825 N/mm ²
über rechtem Pfeiler	0,3685803 N/mm ²	0,2553142 N/mm ²

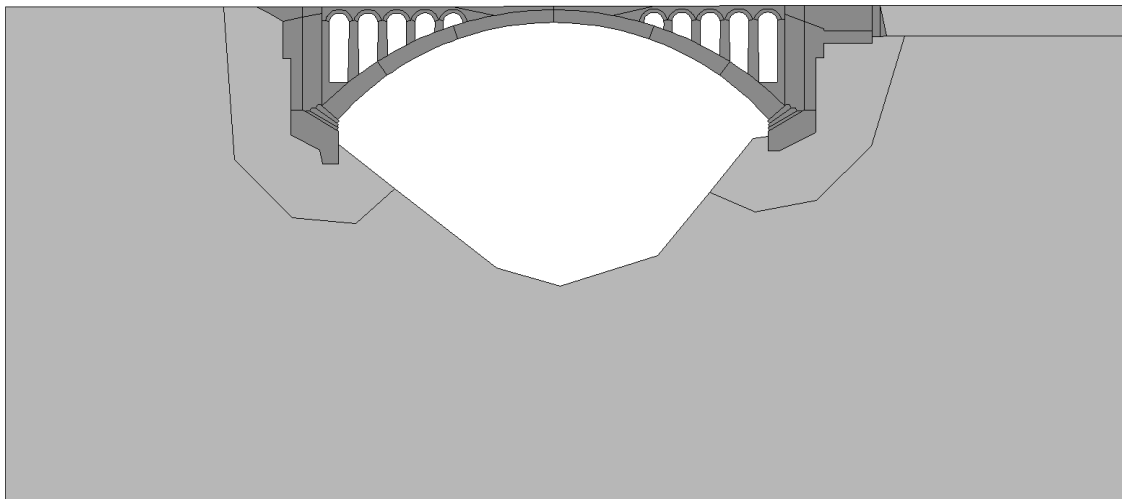


Abbildung 62: Geometrisches Modell einer Mauerwerksgewölbebrücke mit sogenannten offenen Stirnmauern

In manchen Fällen, beispielweise bei besonders nachgiebigen Brückenkonstruktionen oder bei sehr weichem Baugrund, ist es sogar möglich, dass es ohne die Berücksichtigung von Bauzuständen rechnerisch bereits unter Eigengewicht zu einer Rissbildung in Gewölbe und Stirnmauern kommt. Eine solche Brückenkonstruktion stellt die in Abbildung 62 dargestellte Mauerwerksgewölbebrücke dar. Bei dieser Brücke wurden Aussparungen in den Stirnmauern vorgesehen. Diese sogenannten offenen Stirnmauern führen zu einem besonderen

Versagens- und Verformungsverhalten, siehe Abschnitt 4.4. Abbildung 63 zeigt die rechnerisch entstandenen Risse infolge Eigenlast ohne Berücksichtigung von Bauzuständen. Diese Risse lassen sich durch die Berücksichtigung von Bauzuständen vermeiden, wie in Abbildung 64 zu sehen ist.



Abbildung 63: *Entstandenes Rissbild infolge Eigengewicht ohne Berücksichtigung von Bauzuständen (Ausschnitt Gewölbe und offene Stirnmauern)*

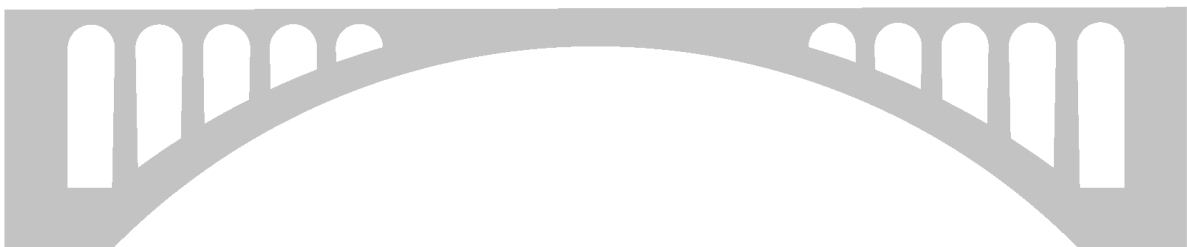


Abbildung 64: *Entstandenes Rissbild infolge Eigengewicht mit Berücksichtigung von Bauzuständen (Ausschnitt Gewölbe und offene Stirnmauern)*

4.2.5 Zusammenfassung zur Objektivität der Rechenergebnisse

Die Abschnitte 4.2.1 bis 4.2.4 waren der Objektivität von Ergebnissen nichtlinearer Finite-Elemente-Simulationen für den Tragsicherheitsnachweis bestehender Mauerwerksgewölbebrücken gewidmet. Gegenstand der durchgeführten Untersuchungen waren dabei die erforderliche Bodenmodellgröße, der Vergleich von 2D- und 3D-Modellen, die Netzabhängigkeit der Ergebnisse sowie die Berücksichtigung von verschiedenen Bauzuständen. Die wichtigsten Erkenntnisse werden nachfolgend zusammengefasst:

- Der an die Brücke angrenzende Boden ist in das geometrische und Finite-Elemente-Modell einzubeziehen. Mit festen Auflagern an den Brückenrändern kann die Tragsicherheit signifikant überschätzt werden.
- Als Mindestgröße des Bodenmodells für eine typische einfeldrige Mauerwerksgewölbebrücke mit 12 m Spannweite wird ein Abstand zwischen Fundament bzw. Widerlager und Modellrand von 80 m (bei linear-elastischem Boden) bzw. 40 m (bei *Drucker-Prager*-Modell für den Boden) sowohl vertikal als auch in Brückenlängsrichtung empfohlen.

- Für die Modelldicke (horizontal und senkrecht zur Brückenachse) sind bei 3D-Berechnungen beidseitig 40 m ausreichend. Bei 2D-Modellen kann die Dicke senkrecht zur Betrachtungsebene als Eigenschaft den einzelnen Finiten Elementen zugewiesen werden. Ein den 3D-Simulationen ähnliches Verformungsverhalten kann bei linear-elastischem Boden durch einen Modellverbreiterungswinkel von etwa 55° erreicht werden. Bei Verwendung des *Drucker-Prager*-Modells beträgt dieser Winkel 70° , wobei in diesem Fall eine konstante Bodenmodelldicke zu auf der sicheren Seite liegenden Ergebnissen führt. Trotzdem ist im Sinne einer wirklichkeitsnahen Modellbildung auch dann die Verwendung eines sich verbreiternden Bodenmodells zu empfehlen.
- Ein 3D-Modell erlaubt im Vergleich zum 2D-Modell eine wirklichkeitsnähere Simulation des Versagens von Mauerwerksgewölbebrücken. Bei gekrümmten Brücken oder Belastungen aus der Ebene heraus sind 3D-Modelle unumgänglich. Anderenfalls sind auch 2D-Modelle anwendbar. 3D-Modelle ermöglichen in manchen Fällen das Erschließen zusätzlicher Tragreserven.
- Die auf verschiedenen Versagenskriterien beruhenden Tragsicherheiten sind ab einer bestimmten Netzfeinheit (ab 8 Elementen über die Gewölbedicke) unabhängig von derselben. Jedoch kann es für Kriterium 2 (basierend auf kritischer Risslänge) unter bestimmten Umständen zu einer deutlichen Netzabhängigkeit kommen. Ist das Kriterium 2 maßgebend für den Tragsicherheitsnachweis, sollten Konvergenzuntersuchungen durchgeführt werden.
- Simulationen zum Tragsicherheitsnachweis von Mauerwerksgewölbebrücken erfordern die Berücksichtigung verschiedener, aufeinander folgender Bauzustände, um eine Überschätzung der Zugspannungen im Gewölbe und möglicherweise auch eine bereits unter Eigengewicht stattfindende Rissbildung zu vermeiden.

4.3 Untersuchung von Einflussgrößen auf die ermittelte Tragsicherheit

4.3.1 Einfluss der Gewölbegeometrie

Die Geometrie einer Mauerwerksgewölbebrücke wird durch eine Vielzahl von Parametern bestimmt, die sich den Hauptbestandteilen Gewölbe, Pfeiler bzw. Widerlager und Stirnmauern zuordnen lassen. Zu den Parametern der Gewölbegeometrie zählen die Spannweite, die Breite, die Dicke und der Stich. Wie bei allen Brückenformen stellen die Spannweite und die Brückenbreite maßgebende Einflussgrößen auf die Tragfähigkeit dar. Sie werden nachfolgend nicht weiter diskutiert. Im Zuge der Tragsicherheitsbewertung mehrerer existierender Mauerwerksgewölbebrücken wurde der Einfluss der Gewölbeform, meist quantifiziert mittels des Stiches, auf das Tragverhalten deutlich. Aus diesem Grund soll

dieser Aspekt nachfolgend näher untersucht und auch auf den Einfluss der Gewölbedicke eingegangen werden. Eine Diskussion zum Einfluss der Stirnmauerdicke und der Überschüttungshöhe der Füllung enthält Abschnitt 4.3.2.

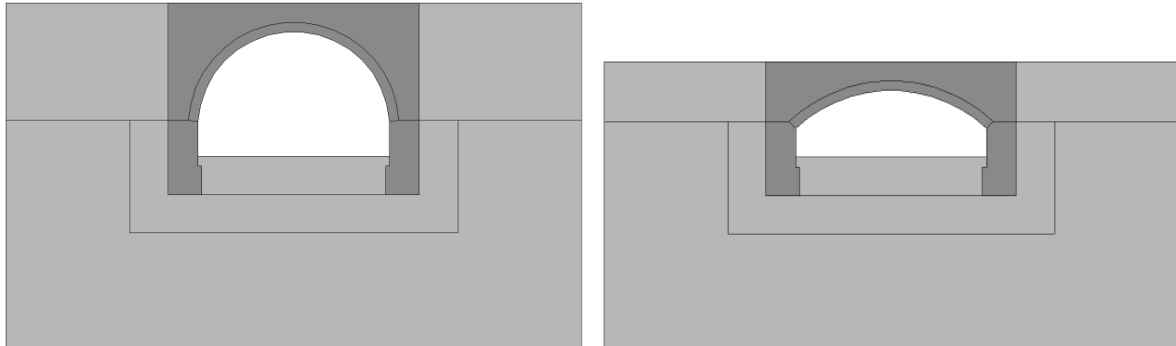


Abbildung 65: Geometrische Modelle einer einfeldrigen Mauerwerksgewölbebrücke mit großem Stich (Halbkreisgewölbe, links) und kleinem Stich (flaches Gewölbe, rechts)

Abbildung 65 zeigt die für Vergleichsrechnungen verwendeten geometrischen Modelle einer einfeldrigen Mauerwerksgewölbebrücke. Bei sonst gleichen Material- und geometrischen Eigenschaften der Brücken, siehe Anhang B.3, wurde der Gewölbestich variiert. Das Stich-Spannweiten-Verhältnis für das Modell mit dem Halbkreisgewölbe beträgt 0,5 und dasjenige für das Modell mit dem flachen Gewölbe 0,25. Für den Überbau erfolgte der Ansatz von Stirnmauern, wobei deren Breite (senkrecht zur Brückenachse) und Höhe oberhalb des Gewölbescheitels bei beiden Modellen gleich ist. Zwischen den Stirnmauern befindet sich eine Füllung, welche eine realistische Dichte hat, aber eine vernachlässigbare Steifigkeit. Die Fundamente ruhen auf einem Bodenmodell, dessen Ränder in Normalenrichtung gehalten sind. Als Materialmodell für den Boden kam jeweils das *Drucker-Prager*-Modell zur Anwendung. Der Boden wies in beiden Fällen einen Elastizitätsmodul von 5000 N/mm² auf. Zusätzlich zum Eigengewicht des Überbaus erfolgte bei beiden Brückenmodellen der Ansatz einer konstanten Streckenlast von 156 kN/m entsprechend dem Lastmodell 71. Für die Berechnung der η -Werte wurde diese äußere Last mit einem Teilsicherheitsfaktor von 1,45 und einem Schwingbeiwert von 1,2 multipliziert. Das angesetzte Eigengewicht beinhaltet ebenfalls Teilsicherheitsbeiwerte entsprechend den jeweiligen Materialien. Für die Vergleichsrechnungen fanden bei beiden Brücken die Lastfälle Volllast und Halblast Anwendung, wobei die Streckenlast jeweils nur innerhalb der lichten Weite der Gewölbe aufgetragen wurde. Anhang B.4 enthält die erhaltenen η -Werte. Nachfolgend werden die Ergebnisse für den Lastfall Halblast diskutiert. Diejenigen für den Lastfall Volllast erlauben ähnliche Schlussfolgerungen.

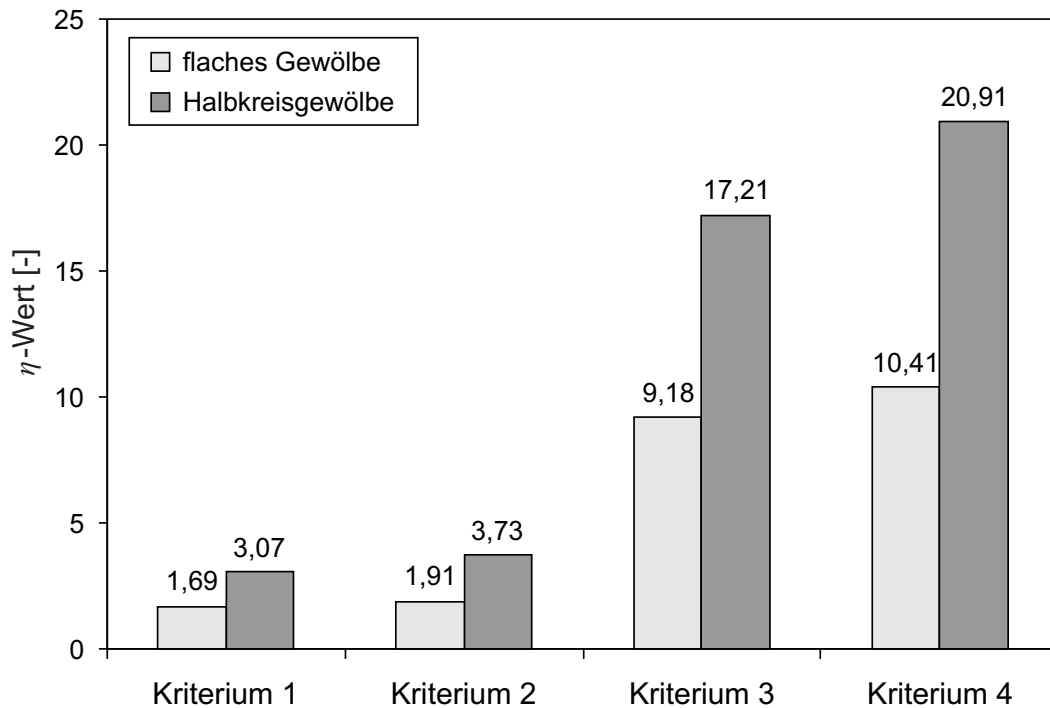


Abbildung 66: Vergleich der η -Werte für die vier Versagenskriterien und jeweils ein Gewölbe mit großem Stich und kleinem Stich, Lastfall Halblast

Abbildung 66 zeigt das Ergebnis des Vergleichs der zwei in Abbildung 65 dargestellten Brücken mit großem bzw. kleinem Gewölbestich. Entsprechend Abschnitt 3.6 erfolgte die Ermittlung der η -Werte für die vier Versagenskriterien. Dabei ist anzumerken, dass für die Kriterien 3 und 4 der globale Sicherheitsfaktor auf der Widerstandsseite keine Berücksichtigung fand, siehe Abschnitt 3.6. Es zeigt sich, dass die η -Werte bei allen vier Versagenskriterien für das flache Gewölbe geringer sind als für das halbkreisförmige Gewölbe. Mit geringer werdendem Stich nähert sich das Tragverhalten des Gewölbes dem eines Biegebalkens an. Der Gewölbeschub wird größer und die Widerlager geben in horizontaler Richtung entsprechend nach. Die Exzentrizität der Druckresultierenden nimmt dabei zu und es bildet sich eine entsprechend große Zugzone an der Gewölbeunterseite. In den hier beschriebenen Vergleichsrechnungen ist die horizontale Auflagerverschiebung unter Eigengewicht beim flachen Gewölbe etwa fünfmal so groß wie beim halbkreisförmigen. Zudem führt der große Gewölbeschub zu vergleichsweise hohen Druckspannungen im Gewölbe.

Die maximale Druckspannung von 12 N/mm^2 , welche hier maßgebend für Kriterium 3 ist, wird im Fall des flachen Gewölbes zuerst im Gewölbe nahe der Kämpfer erreicht. Im Fall des halbkreisförmigen Gewölbes tritt die maximale Druckspannung von 12 N/mm^2 dagegen nicht zuerst im Gewölbe auf, sondern in den Stirnmauern. Somit können die η -Werte für Kriterium 3 nicht direkt verglichen werden. Bis zum globalen Versagen (Kriterium 4) sind die Druckspannungen im halbkreisförmigen Gewölbe stets kleiner als die maximale Druckspannung von 12 N/mm^2 .

Die zuvor gezeigten Effekte müssen nicht generell bei allen Gewölbebrücken in dieser Weise auftreten. Beispielsweise ist es bei Mauerwerksgewölbebrücken mit einem vergleichsweise dicken Gewölbering möglich, dass das Druckversagen (Kriterium 3) bereits vor dem Erreichen der kritischen Risslänge (Kriterium 2) eintritt. Die Stützlinie hat in solchen Fällen einen großen Abstand zum Gewölberand und die Biegenormalspannungen im Gewölbe sind klein im Vergleich zu den Spannungen infolge der Druckkraft (Franck et al. 2013a).

Wie bereits erläutert, kann die Tragfähigkeit eines Gewölbes auch von der Nachgiebigkeit der Gewölbeauflager abhängen. Demzufolge gibt es auch Einflüsse der Widerlagerabmessungen. Bei steiferem Boden sind diese Einflüsse jedoch geringer als bei nachgiebigem. Bezüglich der Pfeilerabmessungen ist zu beachten, dass ein massiver niedriger Pfeiler eher wie eine Einspannung wirkt, während ein hoher schlanker Pfeiler einem gelenkigem Auflager nahekommt.

Aufgrund der Vielzahl geometrischer Einflussparameter und ihrer unterschiedlichen Aus- und Wechselwirkungen muss jede Mauerwerksgewölbebrücke hinsichtlich ihres Tragverhaltens individuell untersucht werden.

4.3.2 Einfluss von Stirnmauern und Füllung

Die Stirnmauern und die dazwischenliegende Füllung haben einen nicht zu vernachlässigbaren Einfluss auf den Lastabtrag in einer Mauerwerksgewölbebrücke. Dies zeigte bereits Weber (1999) in seinen experimentellen Untersuchungen, siehe Abschnitt 2.1. Danach konnte den Stirnmauern ein Anteil von 24 % an der Tragfähigkeit einer von ihm untersuchten Gewölbebrücke zugeordnet werden, der dazwischenliegenden Füllung ein Anteil von 17 %, siehe Abbildung 10.

Wie bereits in Abschnitt 4.2.2 beschrieben, lassen sich die Stirnmauern und die dazwischenliegende Füllung am zutreffendsten in einem dreidimensionalen Modell abbilden. Für zweidimensionale Berechnungen bietet sich ein effektives Materialmodell an, welches aus parallelen Schichten besteht, denen verschiedene Materialmodelle bzw. -eigenschaften zugewiesen sind. Diese parallelen Schichten erfahren in der Belastungsebene die gleichen Dehnungen, aber gemäß ihrem jeweiligen Materialverhalten im Allgemeinen unterschiedliche Spannungen. Für die Stirnmauern sollte dabei das in Abschnitt 3.4 beschriebene Mauerwerkmaterialgesetz verwendet werden und für die Füllung das *Drucker-Prager*-Materialmodell, siehe Abschnitt 3.5. Gleiches gilt für dreidimensionale Berechnungen, wobei dort die zuvor genannten Materialmodelle direkt den entsprechenden Volumina zugewiesen werden können. Bei der Auswertung zweidimensionaler Berechnungen, die wie oben erläutert mit einem effektiven Materialmodell durchgeführt wurden, ist darauf zu achten,

dass für den Druckspannungsnachweis (Kriterium 3 gemäß Abschnitt 3.6) die in den Stirnmauern auftretende Spannung angesetzt wird und nicht eine effektive, d. h. über alle Schichten gemittelte.

Nachfolgend soll der Einfluss der Stirnmauern sowie der dazwischenliegenden Füllung auf die Tragsicherheit von Mauerwerksgewölbebrücken anhand von Ergebnissen numerischer Simulationen diskutiert werden. Dazu erfolgte eine Betrachtung folgender Einflüsse: Dicke der Stirnmauern, Zugfestigkeit des Mauerwerkmaterials, Elastizitätsmodul der Füllung sowie Überschüttungshöhe der Füllung.

Zunächst wurde für die in Abbildung 67 dargestellten 2D-Modelle eine Parameterstudie zum Einfluss der Stirnmauerdicke auf die Tragsicherheit, d. h. auf die η -Werte, durchgeführt. Die Dicke der Stirnmauern betrug entweder 25 % oder 50 % der Brückenbreite. Zusätzlich zur Variation der Stirnmauerdicke erfolgte der Ansatz von drei verschiedenen Elastizitätsmoduln für den Boden (500 N/mm², 5000 N/mm² bzw. 50000 N/mm²), wobei generell das *Drucker-Prager-Modell* zum Ansatz kam.

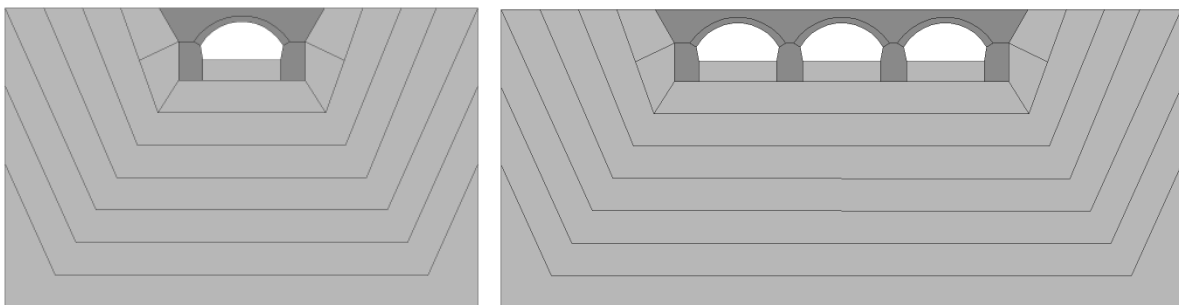


Abbildung 67: Geometrische Modelle für die Untersuchung des Einflusses der Stirnmauerdicke (links: Einfeldbrücke, rechts: dreifeldrige Brücke)

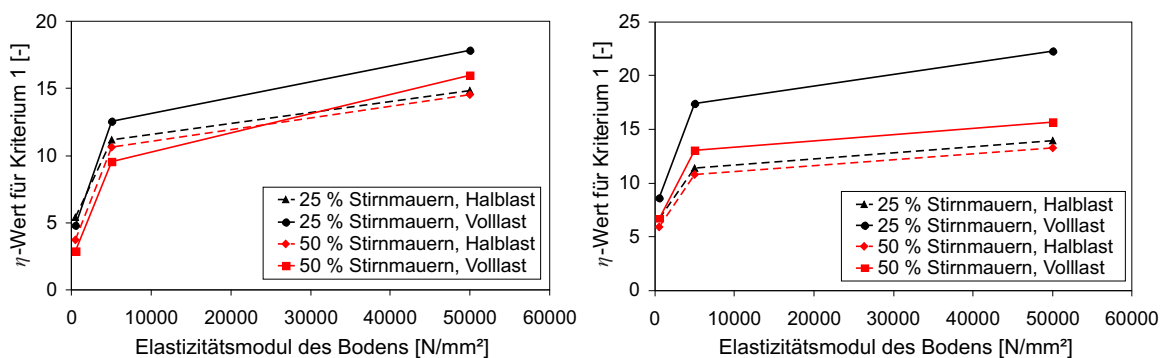


Abbildung 68: Einfluss der Stirnmauerdicke auf die Erstrissbildung (η -Wert für Kriterium 1) in Abhängigkeit von der Bodensteifigkeit für die in Abbildung 67 gezeigten Brückenmodelle (links: Einfeldbrücke, rechts: dreifeldrige Brücke)

Abbildung 68 zeigt den Einfluss der Stirnmauerdicke und der Bodensteifigkeit auf die Erstrissbildung (Kriterium 1). Es wurden zwei verschiedene Lastfälle untersucht. Im Fall der Volllast wirkte eine konstante Streckenlast von 100 kN/m innerhalb der lichten Weite jeden

Gewölbes, bei Halblast nur bis zur Feldmitte. Für die dreifeldrige Brücke ist der Fall der Halblast in Abbildung 70 dargestellt. Eine Auswertung für das Kriterium 2 (Erreichen der kritischen Risslänge) war nicht in allen Fällen möglich, da sich teilweise bereits vor Erreichen dieses Kriteriums keine Konvergenz mehr einstellte. Wie Abbildung 68 zeigt, ist der Einfluss der Bodensteifigkeit für den Bereich kleiner 5000 MN/m^2 erheblich. Oberhalb dieses Wertes hat der Boden eine felsartige Steifigkeit und der Einfluss des Elastizitätsmoduls verringert sich. Dabei muss jedoch berücksichtigt werden, dass in dieser Parameterstudie die gleichen Brückenmodelle für sehr verschiedene Böden verwendet wurden. In Wirklichkeit bedürfen verschiedene Bodeneigenschaften unterschiedlicher Brückenkonstruktionen, beispielsweise mit unterschiedlichen Gründungen. In Abbildung 68 ist auch der Einfluss der Stirnmauerdicke zu erkennen. Im Fall von dickeren Stirnmauern sind die η -Werte kleiner, d. h. die Rissbildung im Gewölbe beginnt bereits unter geringerer Last. Dies lässt sich zum Teil auf das höhere Eigengewicht zurückführen, aber auch auf die Schadenslokalisierung im Gewölbescheitel. Durch den ungleichmäßigen Versteifungseffekt der Stirnmauern entsteht ein Schwachpunkt des Gewölbes im Scheitel. Dies führt zu einer ausgeprägten Rissbildung in Feldmitte, siehe Abbildung 69 unten. Wenn die Stirnmauern jedoch weich sind, d. h. ihre Dicke klein ist, bilden sich hingegen charakteristische tangentielle Risse zwischen Gewölbe und Stirnmauer, sogenannte Rückenfugenrisse aus, siehe Abbildung 69 oben und Abbildung 70.

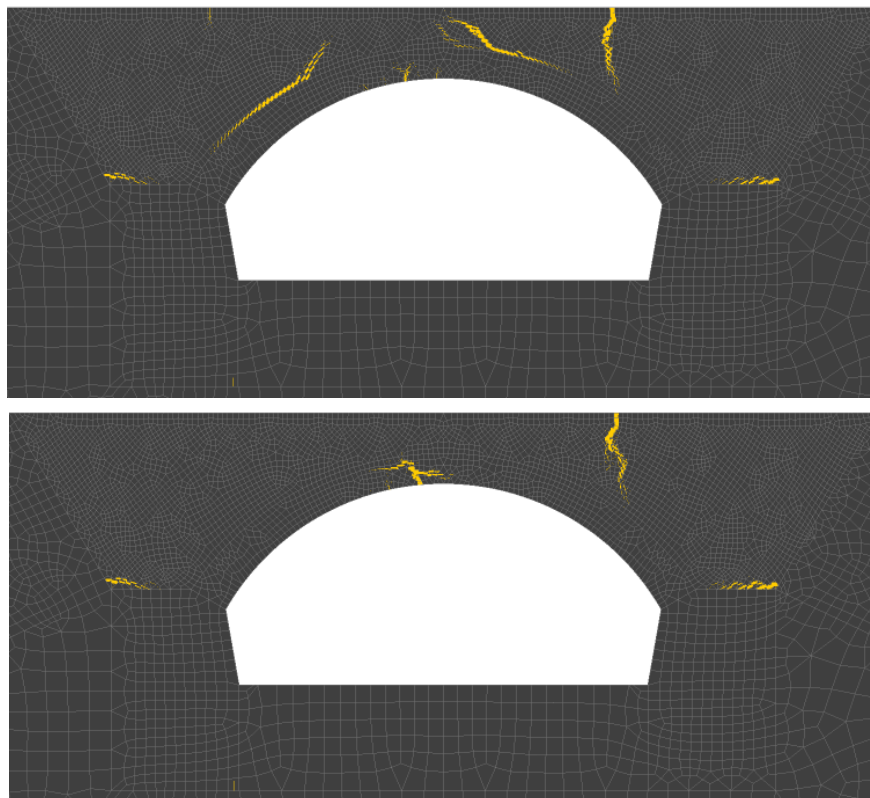


Abbildung 69: Rissbilder in einer Mauerwerksgewölbebrücke mit verschiedenen dicken Stirnmauern unter linksseitiger Halblast jeweils bei Erreichen des Kriteriums 4 (oben: Stirnmauern 25 % der Brückenbreite, unten: 50 % der Brückenbreite)

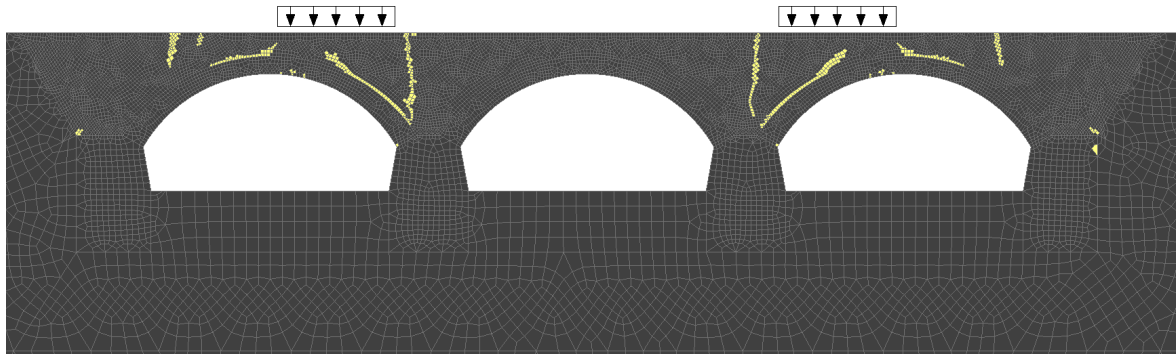


Abbildung 70: Rissbild in einer dreifeldrigen Mauerwerksgewölbebrücke mit geringer Stirnmauerdicke (Stirnmauern 25 % der Brückenbreite)

In einer weiteren Parameterstudie wurden dem Gewölbe und den Stirnmauern der bereits in Abschnitt 4.3.1 verwendeten Brücke, siehe Abbildung 65 links, verschiedene Zugfestigkeiten zugewiesen. Für verschiedene Werte spricht die unterschiedliche Rissorientierung in Bezug auf die Mauerwerksfugen in den genannten Bauteilen. Aufgrund der Rissbildung senkrecht zu den Lagerfugen kam für die Stirnmauern eine erhöhte Zugfestigkeit von $0,7 \text{ N/mm}^2$ zum Ansatz. Die Zugfestigkeit im Gewölbe wurde dagegen variiert. Um einen Vergleich zu ermöglichen, erfolgten zusätzliche Simulationen mit gleichen Materialeigenschaften in Gewölbe und Stirnmauern.

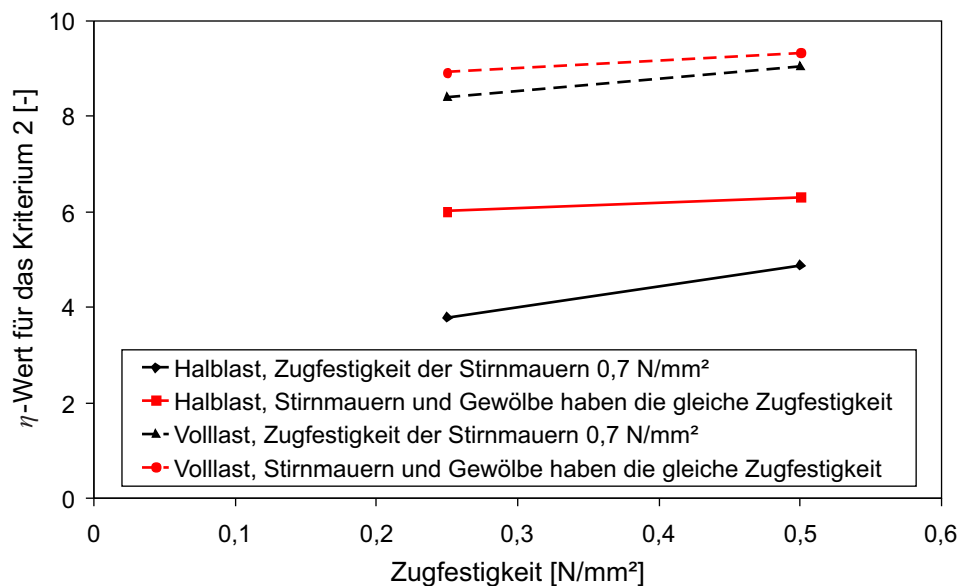


Abbildung 71: Tragsicherheit (η -Werte für das Kriterium 2) der in Abbildung 65 links gezeigten Brücke in Abhängigkeit von der Zugfestigkeit

In Abbildung 71 sind die η -Werte für das Kriterium 2 (Erreichen der kritischen Risslänge im Gewölbe) in Abhängigkeit von der Zugfestigkeit dargestellt. Unter Volllast kam eine konstante Streckenlast von 156 kN/m über die gesamte lichte Weite der Brücke zum Ansatz, unter Halblast nur linksseitig bis zur Feldmitte. Wenn die Zugfestigkeit der Stirnmauern auf $0,7 \text{ N/mm}^2$ gesetzt wird, also auf einen höheren Wert als für das Gewölbe, verringern sich

die η -Werte für das Kriterium 2, siehe Abbildung 71. Die anderen η -Werte sind davon unbeeinflusst. Grund für den Einfluss auf Kriterium 2 ist der Versteifungseffekt der ungerissenen Stirnmauern. Dieser führt zu einer Risslokalisierung im Gewölbescheitel, siehe Abbildung 72 unten. Somit wird die kritische Risslänge, d. h. Kriterium 2, bereits bei einem niedrigeren Lastniveau erreicht. Bei geringerer Zugfestigkeit der Stirnmauern bilden sich wie schon bei den Untersuchungen zum Einfluss der Stirnmauerdicke die sogenannten Rückenfugenrisse zwischen Stirnmauer und Gewölbe aus, siehe Abbildung 72 oben.

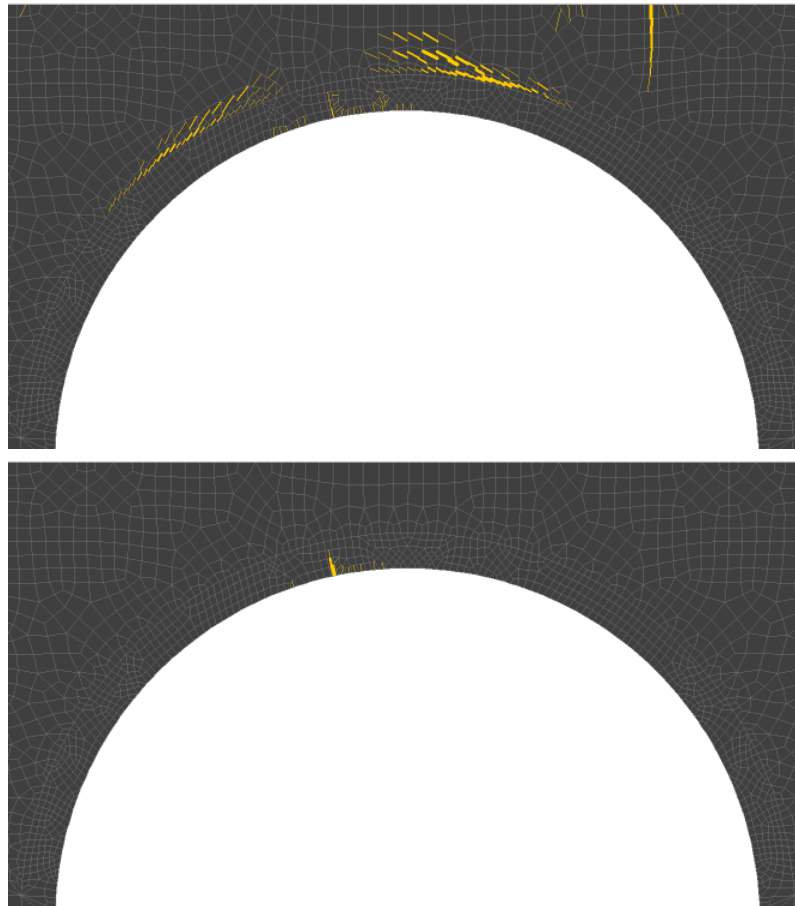


Abbildung 72: Versteifungseffekt ungerissener Stirnmauern; Ausschnitt der Brücke aus Abbildung 65 links unter linksseitiger Halblast; oben: Stirnmauern und Gewölbe haben die gleiche Zugfestigkeit; unten: Stirnmauern haben eine höhere Zugfestigkeit

Des Weiteren erfolgten Untersuchungen zum Einfluss des Elastizitätsmoduls der Füllung auf die Tragsicherheit, d. h. auf die η -Werte. Dies sollte so wirklichkeitsnah wie möglich erfolgen, weshalb ein dreidimensionales Modell einer Mauerwerksgewölbebrücke genutzt wurde, siehe Abbildung 73. Diese Brücke war bereits Gegenstand der in Abschnitt 4.1 erläuterten Vergleichsrechnungen. In Tabelle 5 sind die angenommenen Materialeigenschaften aufgelistet. Sowohl für das Mauerwerk als auch für die Füllung erfolgte der Ansatz nichtlinearer Materialmodelle, wie in Kapitel 3 beschrieben. Es wurde weiterhin von einem vergleichsweise steifen Boden mit einem Elastizitätsmodul von 50000 N/mm² und linear-elastische Eigenschaften ausgegangen. Auch in diesen Berechnungen stellt das Bodenmodell

einen Ausschnitt aus dem das Bauwerk umgebenden Bodens dar, wobei alle seitlichen Ränder sowie die Unterseite in Normalenrichtung gehalten sind. Als Belastung kam eine Halblast von $49,6 \text{ kN/m}^2$ zum Ansatz, deren genaue Anordnung im Anhang B.1 beschrieben ist.

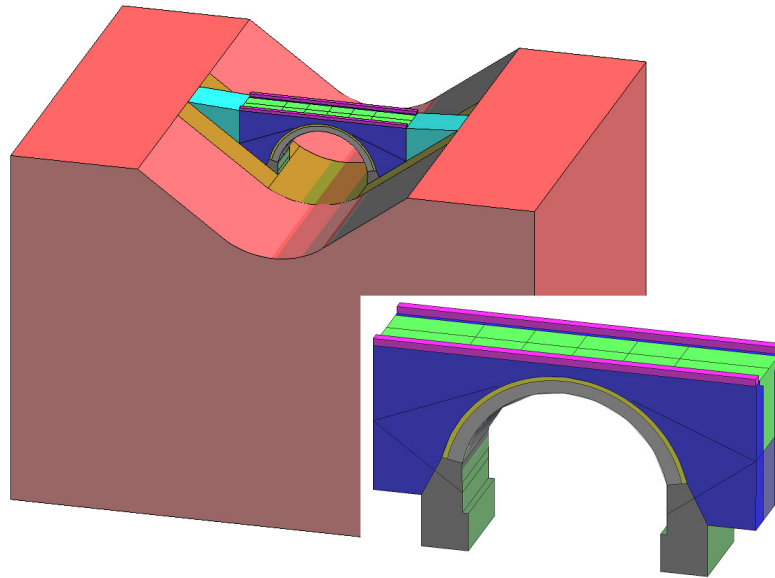


Abbildung 73: Geometrisches Modell einer einfeldrigen Mauerwerksgewölbebrücke

In Abbildung 74 ist der Einfluss des Elastizitätsmoduls der Füllung auf die η -Werte für Kriterium 1 bis 3 dargestellt. Es wurden drei verschiedene Elastizitätsmoduln für die Füllung (in Abbildung 73 grün dargestellt) angenommen: 185 N/mm^2 , 500 N/mm^2 bzw. 1000 N/mm^2 . Es zeigt sich, dass mit zunehmender Steifigkeit der Füllung die η -Werte für Kriterium 1 und 2 stetig ansteigen. Für Kriterium 3 ist sowohl das Druckversagen im Gewölbe als auch dasjenige in den Stirnmauern ausgewertet worden. Wie im Abschnitt 3.6 beschrieben, wurde die Druckfestigkeit, welche für das Erreichen von Kriterium 3 maßgebend ist, um einen Materialfaktor von 2,25 reduziert. Auf das Druckversagen in den Stirnmauern hat die Steifigkeit der Füllung nur einen geringen Einfluss. Der Einfluss auf das Druckversagen im Gewölbe ist dagegen ähnlich groß wie auf die η -Werte für Kriterien 1 und 2. Unterhalb eines Elastizitätsmoduls von 800 N/mm^2 ist aufgrund kleinerer η -Werte das Druckversagen im Gewölbe maßgebend, oberhalb dieses Elastizitätsmoduls hingegen das Druckversagen in den Stirnmauern. Es ist anzumerken, dass sich bei Nichtabminderung der Druckfestigkeit parallel verlaufende Kurven für Kriterium 3 (Druckversagen im Gewölbe bzw. in den Stirnmauern) einstellen, wobei die η -Werte für das Druckversagen im Gewölbe kleiner sind als diejenigen für das Druckversagen in den Stirnmauern. Dieses geänderte Verhalten lässt darauf zurückzuführen, dass bei Nichtabminderung der Druckfestigkeit bereits vor Erreichen von Kriterium 3 Druckspannungen oberhalb des linear-elastischen Bereiches auftreten, was zu Lastumlagerungen und einer geänderten Spannungsverteilung führt. Ver-

allgemeinern lässt sich diese am hier untersuchten Bauwerk gemachte Beobachtung jedoch nicht.

Es wurde gezeigt, dass der Elastizitätsmodul der Füllung einen wesentlichen Einfluss auf das Tragverhalten haben kann. Im hier genutzten Beispiel führte eine höhere Steifigkeit der Füllung zu einer größeren Tragfähigkeit des Brückenbauwerkes. Dies steht scheinbar im Widerspruch zu den zuvor erläuterten Berechnungen, bei denen eine Versteifung der Stirnmauern aufgrund der Risslokalisierung im Scheitel eine geringere Tragfähigkeit zu Folge hatte. Dieses unterschiedliche Verhalten lässt sich auf die Verschiedenheit des Aufbau der Bauwerke zurückführen und verdeutlicht, dass jede Mauerwerksgewölbebrücke eine spezielle Modellbildung und idealerweise Parameterstudien erfordert, um das Tragverhalten in zutreffender Weise abbilden zu können. Weiterhin ist zu beachten, dass hier Ergebnisse von 2D- und 3D-Berechnungen miteinander verglichen wurden. Auf diese Problematik wurde im Abschnitt 4.2.2 ausführlicher eingegangen.

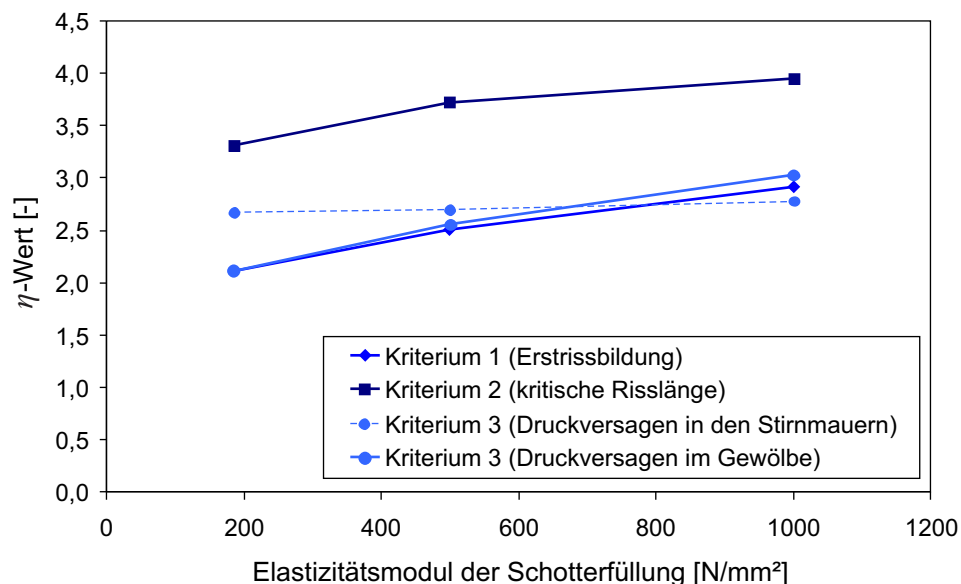


Abbildung 74: Tragsicherheit (η -Werte für die Versagenskriterien 1 bis 3) für die in Abbildung 73 dargestellte Brücke unter Halblast in Abhängigkeit vom Elastizitätsmodul der Füllung

Weiterhin erfolgte anhand von dreidimensionalen Modellen eines Mauerwerkstunnels samt umgebendem Boden eine Untersuchung zum Einfluss der Überschüttungshöhe oberhalb des Scheitels auf die Spannungsverteilung im Tunnelgewölbe. Abbildung 75 zeigt ein geometrisches Modell dieses Tunnels (rot dargestellt) einschließlich des Bodens (grün) und der Betonzwickel (grau). Dieses Modell ist an den tatsächlich vorhandenen Tunnel unter der Baker Street in London angelehnt und fand als Beispiel für Untersuchungen zur Lastausbreitung in der Überschüttung Anwendung (Franck 2014b). Es bietet den Vorteil, dass die Einflüsse von Stirnmauern und Brückenbreite auf Belastung und Tragverhalten des Gewölbes ausgeschaltet sind. Die Gesamtlänge der Modelle beträgt stets 50 m. Unter

Berücksichtigung von Symmetrierandbedingungen an der vorderen Schnittfläche bilden die Modelle somit einen 100 m langen Tunnel ab. Alle Randflächen mit Ausnahme der oberen sind in Normalenrichtung unverschieblich gelagert. Zusätzlich zum Eigengewicht greift eine konzentrierte Flächenlast von $22,22 \text{ kN/m}^2$ auf einer oberen Teilfläche von $0,30 \text{ m} \times 0,15 \text{ m}$ angrenzend an die Symmetrieffläche an. In Abbildung 75 ist diese Flächenlast durch einen schwarzen Pfeil symbolisiert. Die Eintragung des Eigengewichtes erfolgte unter Berücksichtigung eines Teilsicherheitsbeiwertes, während für die Flächenlast weder ein Teilsicherheits- noch ein Schwingbeiwert zum Ansatz kam. Sowohl im Mauerwerk des Tunnels als auch im Boden war das Materialverhalten linear-elastisch. Um den Einfluss der Überschüttungshöhe untersuchen zu können, wurde diese variiert, siehe Abbildung 76. Sie betrug $1,5 \text{ m}$ bzw. $3,0 \text{ m}$. Der Elastizitätsmodul des Mauerwerks wurde mit 10000 N/mm^2 und der des Bodens mit 500 N/mm^2 angesetzt, siehe Anhang B.3.

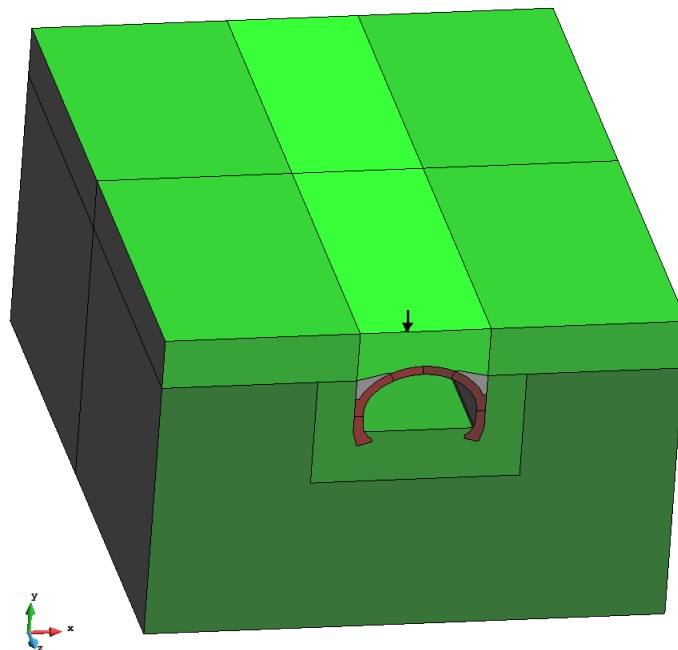


Abbildung 75: Geometrisches Modell eines Tunnels (rot) und des umgebenden Bodens (grün); Vorderseite ist Symmetrieffläche

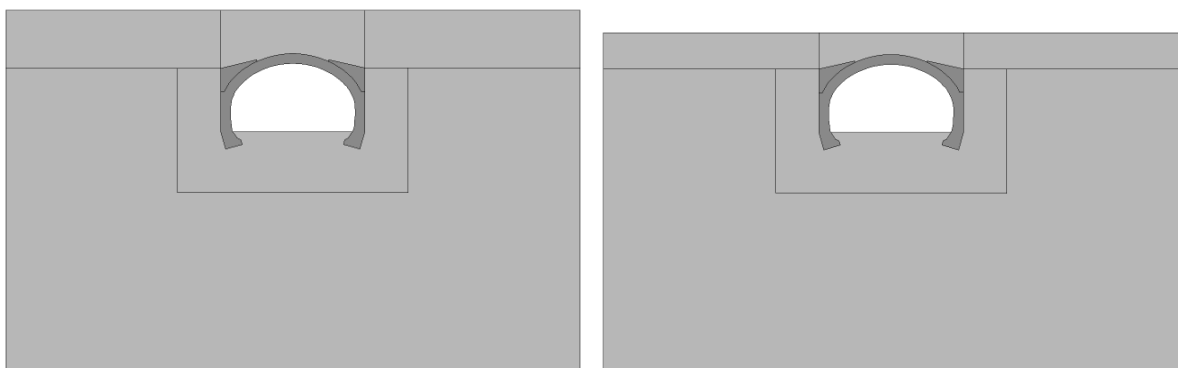


Abbildung 76: Ansicht dreidimensionaler Tunnelmodelle mit unterschiedlichen Überschüttungshöhen (links: $3,0 \text{ m}$, rechts: $1,5 \text{ m}$)

Abbildung 77 zeigt die im Tunnelscheitel der Symmetrieebene erhaltenen Spannungen in Gewölbespannungsrichtung (x -Richtung in Abbildung 75) für den Lastfall Eigengewicht (links) sowie für den Lastfall Eigengewicht plus Flächenlast (rechts). Bei der Betrachtung der Ergebnisse für den Lastfall Eigengewicht (Abbildung 77 links) wird deutlich, dass eine größere Überschüttungshöhe infolge des erhöhten Eigengewichtes zu einem größeren Gewölbeschub und damit zu größeren Druckspannungen führt. Außerdem wird der Spannungsgradient mit der Überschüttungshöhe leicht steiler, was eine größere Biegewirkung anzeigt. Die Wichte des Bodens betrug hier $21,6 \text{ kN/m}^3$ nach Multiplikation mit einem Teilsicherheitsbeiwert von 1,2. Wird zusätzlich zum Eigengewicht die Flächenlast berücksichtigt (Abbildung 77 rechts), sind sowohl die Zugspannungen an der Unterseite des Tunnelscheitels als auch die Druckspannungen an der Oberseite bei der geringeren Überschüttungshöhe von 1,5 m betragsmäßig größer als bei der Überschüttungshöhe von 3,0 m. Demzufolge ist die Biegewirkung im Gewölbescheitel im Falle der geringeren Überschüttungshöhe größer, was sich auf die konzentriertere Lasteinleitung in das Gewölbe zurückführen lässt. Dieser Effekt wird noch deutlicher, wenn die Spannungen infolge des Eigengewichtes von den Gesamtwerten in Abbildung 77 (rechts) abgezogen werden. Bekanntermaßen hat die Lastverteilung in der Überschüttung einen wesentlichen Einfluss auf die Spannungen im darunterliegenden Gewölbe. Sie sollte bei der Modellbildung wirklichkeitsnah Berücksichtigung finden.

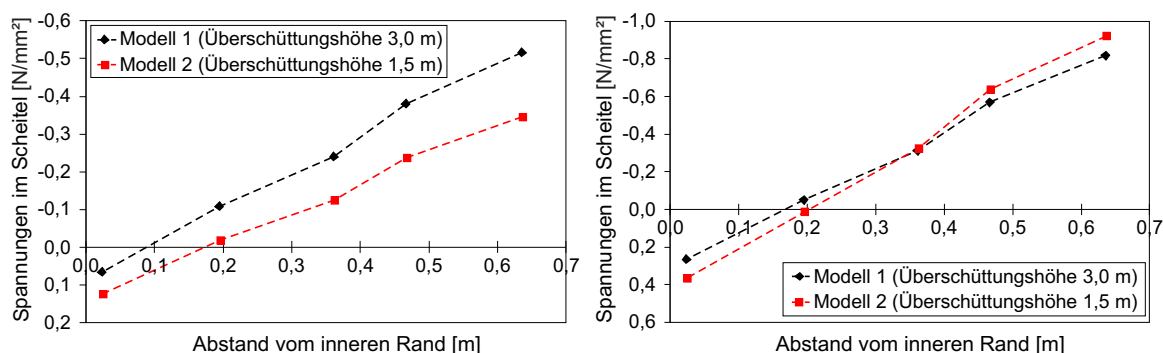


Abbildung 77: Spannungen in Gewölbespannungsrichtung (x -Richtung) im Tunnelscheitel der Symmetrieebene unter Eigengewicht (links) sowie unter Eigengewicht und Flächenlast (rechts)

Die diskutierten Effekte der Stirnmauern sowie der Füllung auf Tragverhalten und Tragsicherheit von Mauerwerksgewölbebrücken verdeutlichen, dass die genannten Bauwerksteile in die Modellbildung einbezogen werden müssen. Es ist nicht möglich, allgemeine Aussagen bezüglich ihres Einflusses zu treffen. Jeder Tragsicherheitsnachweis für ein solches Bauwerk erfordert eine individuelle Modellbildung und Auswertung der Rechenergebnisse. Um beurteilen zu können, ob letztere auf der sicheren Seite liegen, ist es sinnvoll, die diskutierten Effekte zu kennen und darauf aufbauend in Parameterstudien gezielt einige der experimentell schwer bestimmbareren Materialeigenschaften zu variieren.

4.3.3 Einfluss der Mauerwerkseigenschaften

Der Ansatz von nichtlinearem Materialverhalten für das Mauerwerk ist ein wesentliches Element des in Kapitel 3 beschriebenen Konzepts für den Tragsicherheitsnachweis bestehender Mauerwerksgewölbebrücken. Materialparameter, die bei der Beschreibung eines solchen Materialverhaltens eine wichtige Rolle spielen, sind die Zugfestigkeit, die Bruchenergie, die Druckfestigkeit und der Elastizitätsmodul. Da es technisch sehr schwierig ist, diese Parameter für ein bestimmtes Bauwerk experimentell zu bestimmen, beruhen nicht-lineare Berechnungen oft auf Annahmen bezüglich der Materialparameter. Diese Annahmen können mit Hilfe von typischen Werten aus technischen Regelwerken oder aus der Literatur getroffen werden. Der *UIC-Kodex 778-3* (1995) enthält Materialkennwerte wie Elastizitätsmodul, Druckfestigkeit und Querdehnzahl für verschiedene Gesteinsarten. Ebenso werden dort Elastizitätsmodul und Druckfestigkeit in Abhängigkeit von der Mörtel- und Steinfestigkeit für unterschiedliche Mauerwerksverbände angegeben. Dabei variiert der Elastizitätsmodul nach *UIC-Kodex 778-3* (1995) in einem Bereich von 20 N/mm² bis 35000 N/mm² je nach Stein- bzw. Mörtelfestigkeit. Für die Druckfestigkeit sind dort Werte von 0,1 N/mm² bis 35 N/mm² angegeben. Aufgrund dieser großen Unterschiede sind Kenntnisse zu den verwendeten Materialien wie die Gesteins- und Mörtelart für die Tragsicherheitsbewertung von Mauerwerksgewölbebrücken von großer Bedeutung. Angaben zur Zugfestigkeit und zur Bruchenergie von Mauerwerk enthält der *UIC-Kodex 778-3* (1995) nicht. Hierfür muss auf in der Literatur veröffentlichte Werte zurückgegriffen werden, beispielsweise auf die von *Rots* (1997) und *van der Pluijm* (1999) experimentell ermittelten Werte. Diese lagen für die Zugfestigkeit von Mauerwerk im Bereich von 0,1 N/mm² bis 0,7 N/mm² und für die Bruchenergie im Bereich von 6 N/m bis 12 N/m. Aufgrund dieser vergleichsweise großen Bereiche und den damit verbundenen Unsicherheiten beim Treffen von Rechenannahmen sollte in einer Parameterstudie der Einfluss der einzelnen Materialparameter (Zugfestigkeit, Bruchenergie, Druckfestigkeit und Elastizitätsmodul) auf die Tragsicherheit untersucht werden. Diese Parameterstudie erfolgte am Beispiel der bereits in Abschnitt 4.3.1 beschriebenen Mauerwerksgewölbebrücke mit Halbkreisbogen, siehe Abbildung 65 links, unter Annahme der gleichen Materialeigenschaften für den Boden. Wie bereits in Abschnitt 4.3.1 beschrieben, kam auch hier zusätzlich zum Eigengewicht eine konstante Streckenlast von 156 kN/m entsprechend dem Lastmodell 71 mit einem Teilsicherheitsfaktor von 1,45 und einem Schwingbeiwert von 1,2 zum Ansatz. Jedoch fand hier nur der Lastfall Halblast Berücksichtigung, wobei die Streckenlast nur innerhalb der lichten Weite des Gewölbes aufgetragen wurde.

Zunächst wurde der Einfluss der Mauerwerkszugfestigkeit auf die Tragfähigkeit untersucht, d. h. auf die η -Werte für die vier Versagenskriterien, siehe Abschnitt 3.6. Die Variation der Zugfestigkeit erfolgte dabei mit einer konstanten kritischen Rissöffnung w_c von 0,12336 mm (Rissöffnung w bei Spannung gleich Null), um einen unrealistischen Anstieg der Sprödigkeit

mit zunehmender Zugfestigkeit zu vermeiden. Diese Vorgehensweise hat zur Folge, dass die Bruchenergie bei Variation der Zugfestigkeit entsprechend angepasst werden muss. Der Zusammenhang zwischen der Zugfestigkeit f_t , der Bruchenergie G_f und der kritischen Rissöffnung w_c ergibt sich aus der hier für die Beschreibung des Materialverhaltens unter Zugbeanspruchung verwendete exponentielle Entfestigungskurve nach *Hordijk* (1991), siehe Abschnitt 3.4. Die Funktion dieser Entfestigungskurve wird durch Gleichung (4.1) beschrieben (*Hordijk* 1991). Als Konstanten kamen im Rahmen der vorliegenden Arbeit stets $c_1 = 3$ und $c_2 = 6,93$ zum Ansatz.

$$\frac{\sigma}{f_t} = \left\{ 1 + \left(c_1 \frac{w}{w_c} \right)^3 \right\} \exp \left(-c_2 \frac{w}{w_c} \right) - \frac{w}{w_c} (1 + c_1^3) \exp(-c_2) \quad \text{mit} \quad (4.1)$$

$$w_c = \left(\frac{1 - e^{-c_2}}{c_2} - \frac{c_1^3}{c_2} \cdot e^{-c_2} - \frac{3 \cdot c_1^3}{c_2^2} \left(e^{-c_2} \left(1 + \frac{2}{c_2} + \frac{2}{c_2^2} \right) - \frac{2}{c_2^2} \right) - (1 + c_1^3) \frac{e^{-c_2}}{2} \right)^{-1} \cdot \frac{G_f}{f_t}$$

In Abbildung 78 ist der Einfluss der Mauerwerkszugfestigkeit auf die η -Werte für die verschiedenen Kriterien und den Fall Halblast dargestellt. Die Halblast war bei diesem Beispiel der kritische Lastfall.

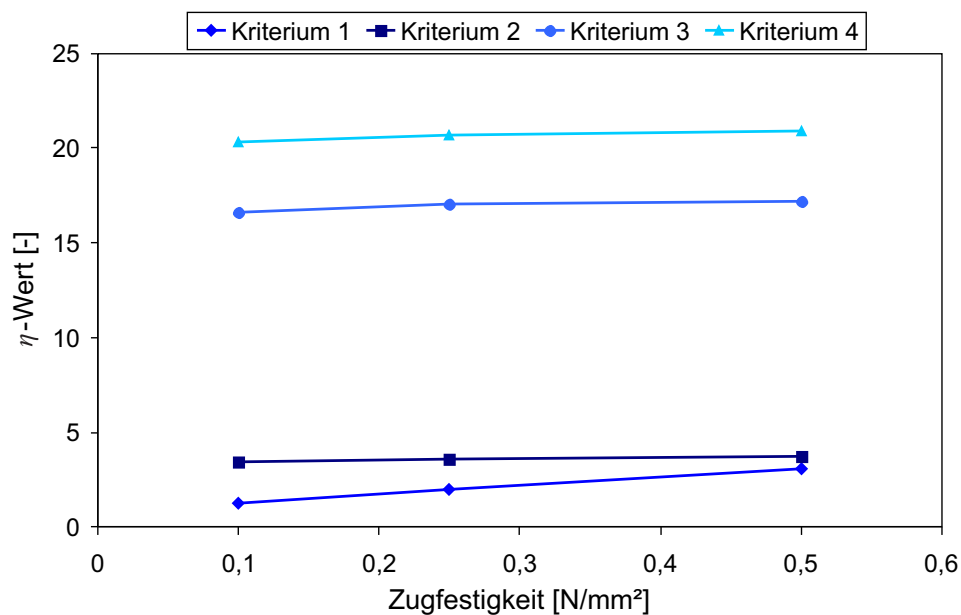


Abbildung 78: Tragsicherheit (η -Werte) des in Abbildung 65 links gezeigten Brückenbauwerkes unter Halblast in Abhängigkeit von der Zugfestigkeit des Mauerwerks

Wie erwartet, hat die Zugfestigkeit einen signifikanten Einfluss auf den η -Wert für das Kriterium 1, welches auf der maximalen Zugspannung im Gewölbe beruht. Der Einfluss der Zugfestigkeit auf das Kriterium 2 ist deutlich geringer. Das bedeutet, dass die korrekte Annahme der Mauerwerkszugfestigkeit für das Kriterium 2 weniger wichtig ist als für das Kriterium 1. Wenn Kriterium 2 erfüllt ist, erreichen die Druckspannungen im Gewölbe und

in den Stirnmauern noch nicht die Druckfestigkeit. Diese betrug hier 12 N/mm^2 . Der Unterschied zwischen den η -Werten für Kriterium 2 und 3 ist vergleichsweise groß, siehe Abbildung 78. Allerdings muss beachtet werden, dass für die Kriterien 3 und 4 ein globaler Sicherheitsbeiwert auf der Widerstandsseite angewendet werden sollte, siehe Abschnitt 3.6. Dies wurde in dieser Parameterstudie nicht getan. Bei Annahme eines Sicherheitsfaktors von 2 wären die η -Werte für das Kriterium 3 jedoch immer noch größer als die entsprechenden für das Kriterium 2. Beim hier betrachteten Beispiel tritt die maximale Druckspannung in den Stirnmauern auf. Kriterium 4 gilt als erreicht, wenn kein Gleichgewichtszustand mehr gefunden werden kann. Dies zeigt sich daran, dass die Lösung nicht mehr konvergiert. Wie in Abbildung 78 deutlich erkennbar ist, hat die Zugfestigkeit einen nur moderaten Einfluss auf das Kriterium 4. Ein etwa gleich großer Einfluss lässt sich auf Kriterium 3 feststellen. Die η -Werte beider Kriterien steigen mit der Zugfestigkeit nur leicht an. Der Unterschied zwischen den η -Werten ist dabei eher klein, was dafür spricht, dass das Druckversagen beim globalen Versagen eine maßgebliche Rolle spielt.

Untersuchungen mit einer Volllast des gleichen Modells haben gezeigt, dass der Unterschied zwischen den η -Werten für Kriterium 2 und 3 kleiner ist als im Fall der Halbblast. Dies könnte darauf zurückzuführen sein, dass Kriterium 3 (basierend auf der Druckfestigkeit) kritischer wird, wenn sich die Stützlinie für die vorgegebene Belastung der Bogenform annähert. Bei Volllast der in Abbildung 65 links dargestellten Brücke lässt sich ein Druckversagen sowohl im Gewölbe als auch in der Stirnmauer feststellen, wobei die Druckfestigkeit in den Stirnmauern früher erreicht wird. Ein maßgebendes Druckversagen im Gewölbe konnte jedoch an einem Brückenmodell mit flachem Gewölbe und sonst gleichen Abmessungen festgestellt werden. Dazu wurde ausgehend vom in Abbildung 65 links dargestellten Brückenmodell eines mit deutlich geringerem Gewölbestich erstellt und für Simulationen mit gleichen Materialeigenschaften verwendet. Der Einfluss der Gewölbegeometrie auf die Tragsicherheit wird in Abschnitt 4.3.1 ausführlicher diskutiert.

Bei unbekanntem Mauerwerkseigenschaften sollte die Zugfestigkeit auf der sicheren Seite liegend angenommen werden. Allerdings ist zu beachten, dass sich bei Variation der bruchmechanischen Materialparameter das Rissbild deutlich ändern kann. Beim hier verwendeten Beispiel entsteht bei einer angenommenen Mauerwerkszugfestigkeit von $0,1 \text{ N/mm}^2$ ein eher verteiltes Rissbild, siehe Abbildung 79 links, welches weniger den in der Realität beobachteten Schadensbildern entspricht. Im Gegensatz dazu ergibt sich unter Annahme einer Zugfestigkeit von $0,5 \text{ N/mm}^2$ ein lokalisierter Riss, siehe Abbildung 79 rechts. Die Einflüsse auf die durch numerische Simulation erhaltenen Rissbilder in Mauerwerksgewölbebrücken sind auch Gegenstand der Diskussion in Abschnitt 4.2.3.

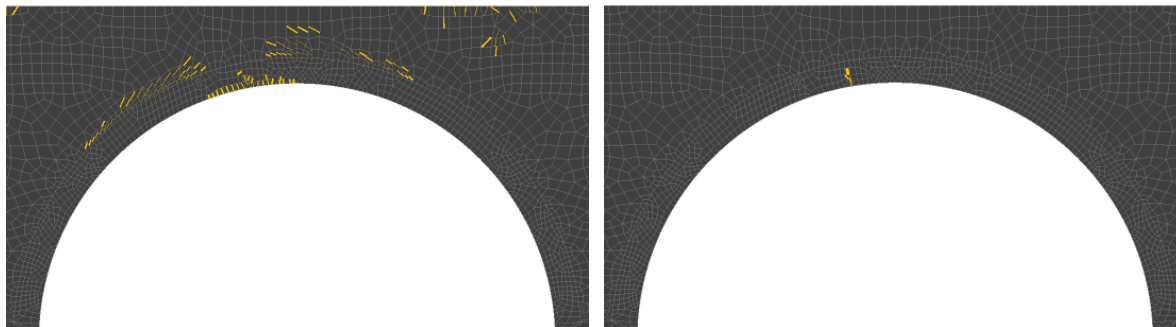


Abbildung 79: Rissbild unter Annahme einer Zugfestigkeit von $0,1 \text{ N/mm}^2$ (links) bzw. $0,5 \text{ N/mm}^2$ (rechts), Ausschnitt aus dem Finite-Elemente-Modell

Der Einfluss der Bruchenergie auf die Tragsicherheit der in Abbildung 65 links dargestellten Brücke wurde ebenfalls untersucht. Bei einer konstanten Zugfestigkeit mit $0,5 \text{ N/mm}^2$ erfolgte dazu die Skalierung der Entfestigungskurve in Richtung der Rissöffnungsachse. Die Druckfestigkeit betrug konstant 12 N/mm^2 . Abbildung 80 zeigt den Einfluss der Bruchenergie des Mauerwerks auf die η -Werte für die verschiedenen Kriterien bei Halblast.

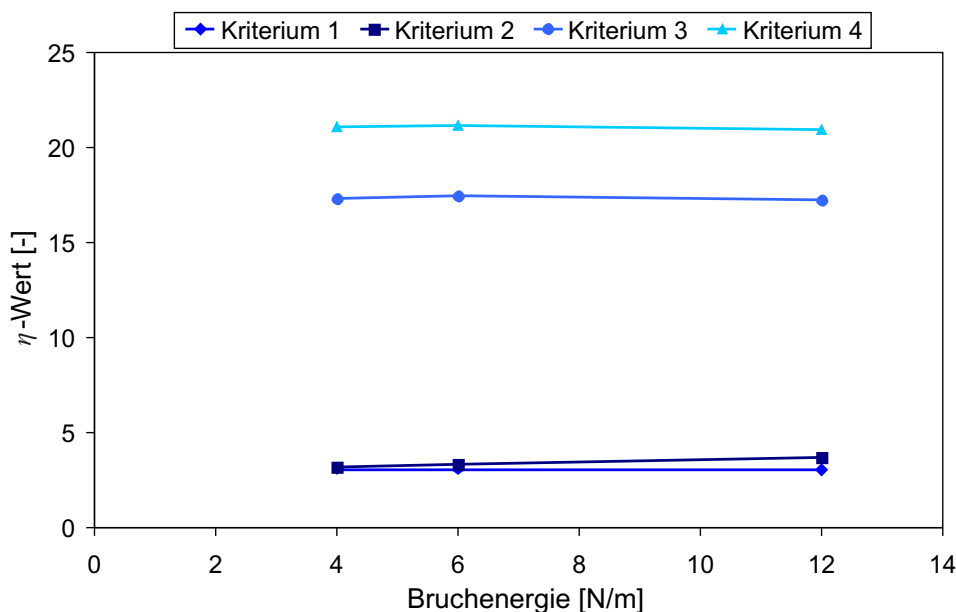


Abbildung 80: Tragsicherheit (η -Werte) des in Abbildung 65 links gezeigten Brückenbauwerkes unter Halblast in Abhängigkeit von der Bruchenergie des Mauerwerks

Für das Kriterium 1 ist der η -Wert erwartungsgemäß unabhängig von der Bruchenergie, da dieses Kriterium den Beginn der Rissbildung beschreibt, nicht die Rissausbreitung. Auch bei den Kriterien 3 und 4 ist keine nennenswerte Abhängigkeit von der Bruchenergie festzustellen. Ein Einfluss auf den η -Wert für das Kriterium 2 (Erreichen der kritischen Risslänge) ist vorhanden, jedoch vergleichsweise klein. Insgesamt gesehen, hat diese Materialeigenschaft einen eher geringen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse bei Tragsicherheitsnachweisen. Dies ist auf das vergleichsweise spröde Versagen von Mauerwerk unter Zug

zurückzuführen. Die Spannungen im Nachbruchbereich haben einen nur begrenzten Einfluss auf das globale Verhalten einer Mauerwerkskonstruktion.

Weiterhin erfolgten Untersuchungen zum Einfluss der Mauerwerksdruckfestigkeit auf die Tragsicherheit der in Abbildung 65 links dargestellten Brücke. In diesen Berechnungen wiesen die Zugfestigkeit mit $0,5 \text{ N/mm}^2$ und die Bruchenergie mit 12 N/m konstante Werte auf. Abbildung 81 zeigt den Einfluss der Druckfestigkeit auf die η -Werte für die verschiedenen Kriterien bei Halblast.

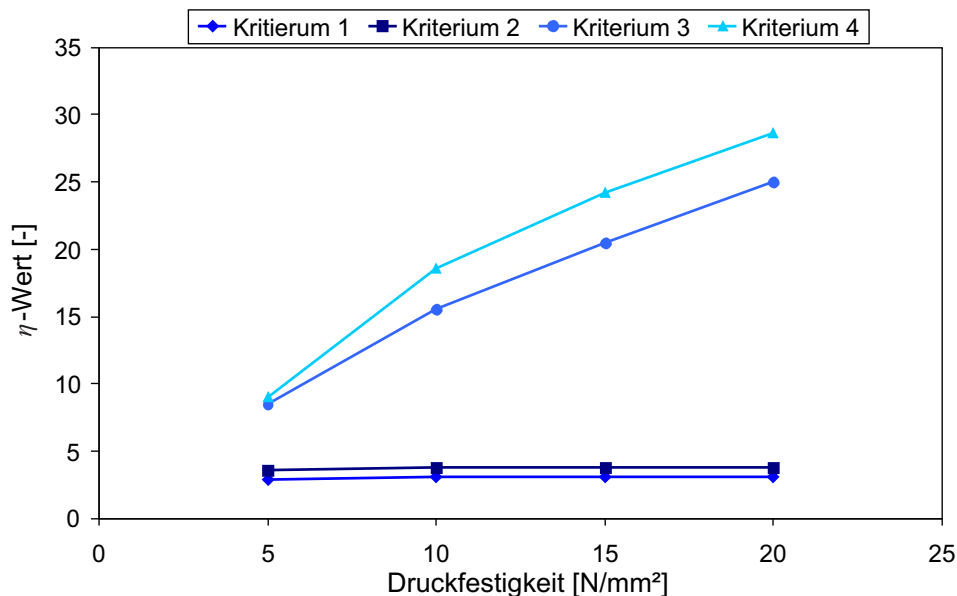


Abbildung 81: Tragsicherheit (η -Werte) des in Abbildung 65 links gezeigten Brückenbauwerkes unter Halblast in Abhängigkeit von der Druckfestigkeit des Mauerwerks

Erwartungsgemäß hat die Druckfestigkeit keinen Einfluss auf die η -Werte für die Kriterien 1 und 2. Der Einfluss auf das Kriterium 3, welches auf der Druckfestigkeit basiert, ist dafür sehr deutlich. Gleiches gilt für Kriterium 4, welches auf Nichtkonvergenz bei der numerischen Lösung basiert. Mit zunehmender Druckfestigkeit steigen die η -Werte für die beiden letztgenannten Kriterien stark an. Dadurch wird der Unterschied zwischen den η -Werten für Kriterium 2 und 3 mit zunehmender Druckfestigkeit größer, siehe Abbildung 81. Es ist zu beachten, dass bei Erreichen des Kriteriums 2 die Druckspannungen sowohl im Gewölbe als auch in den Stirnmauern noch unterhalb der Druckfestigkeit liegen. Die maximale Druckspannung tritt in den Stirnmauern auf. Wie bereits erwähnt, sollte für die Kriterien 3 und 4 ein globaler Sicherheitsbeiwert auf der Widerstandsseite angewendet werden, was aber in der vorliegenden Parameterstudie nicht der Fall war. Jedoch wären auch bei Annahme eines Sicherheitsfaktors von 2 die η -Werte für das Kriterium 3 hier stets noch größer als diejenigen für das Kriterium 2.

In den drei zuvor beschriebenen Vergleichsrechnungen betrug der Elastizitätsmodul des Mauerwerks stets 9600 N/mm^2 . Gegenstand einer abschließenden Untersuchung war der

Einfluss des Elastizitätsmoduls auf die Tragsicherheit der in Abbildung 65 links dargestellten Brücke. Die zugehörigen Berechnungen erfolgten mit einer konstanten Zugfestigkeit von $0,5 \text{ N/mm}^2$, einer konstanten Bruchenergie von 12 N/m und einer konstanten Druckfestigkeit von 12 N/mm^2 . Abbildung 82 zeigt den Einfluss des Elastizitätsmoduls auf die η -Werte für die verschiedenen Kriterien bei Halblast.

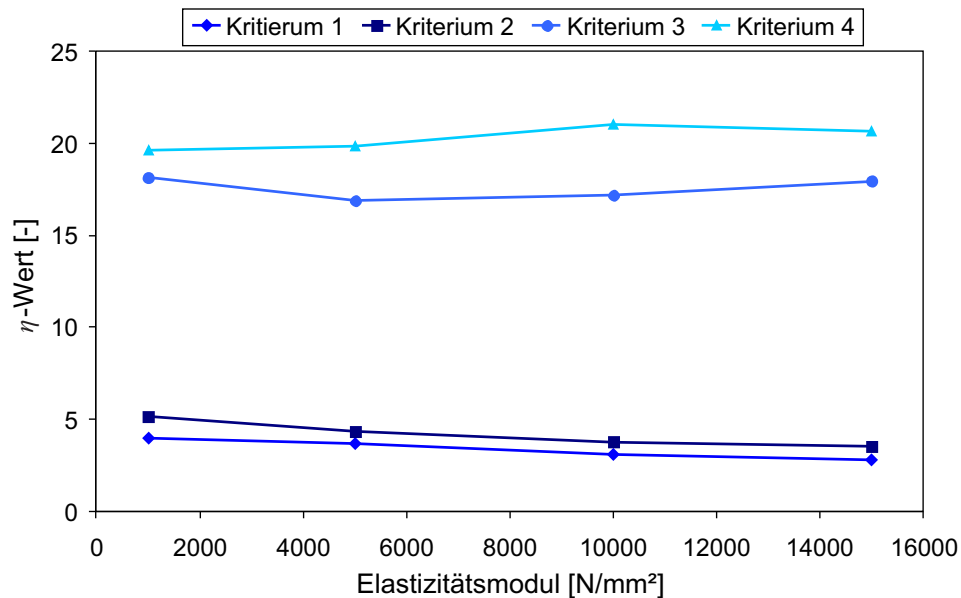


Abbildung 82: Tragsicherheit (η -Werte) des in Abbildung 65 links gezeigten Brückenbauwerkes unter Halblast in Abhängigkeit vom Elastizitätsmodul des Mauerwerks

Zum Einfluss des Elastizitätsmoduls auf die η -Werte für die einzelnen Kriterien lassen sich nur schwer allgemeingültige Schlüsse aus den Kurvenverläufen in Abbildung 82 ziehen. Auf die Kriterien 1 und 2 scheint ein systematischer Einfluss zu bestehen. Mit steigendem Elastizitätsmodul des Mauerwerks werden die entsprechenden η -Werte kleiner, was vermutlich auf das sich verringernde Verhältnis von Bodensteifigkeit zu Mauerwerkssteifigkeit zurückgeführt werden kann. Die relative Nachgiebigkeit des Bodens steigt mit zunehmendem Elastizitätsmodul an, was im Allgemeinen, aber nicht notwendigerweise eine Verringerung der Tragfähigkeit zur Folge hat, siehe Abschnitt 4.3.4. Bei den Kriterien 3 und 4 können keine klaren Tendenzen bezüglich eines Einflusses des Elastizitätsmoduls festgestellt werden. Das war auch für andere Bodensteifigkeiten der Fall. Es ist zu beachten, dass sich bei unterschiedlichen Steifigkeitsverhältnissen auch qualitativ verschiedene Rissbilder einstellen können, was den Vergleich der η -Werte erschwert. Die maximale Druckspannung trat beim vorliegenden Beispiel jedoch stets in den Stirnmauern auf.

Ziel der hier beschriebenen rechnerischen Untersuchungen war es, den Einfluss der wichtigsten Materialparameter des Mauerwerks, speziell der Zugfestigkeit, der Bruchenergie, der Druckfestigkeit sowie des Elastizitätsmoduls, auf die vier Versagenskriterien abzuschätzen. Prinzipiell sollten die Materialparameter auf der sicheren Seite liegend gewählt werden, wenn keine Messergebnisse oder Informationen aus Bauwerksunterlagen vorliegen. Dabei

ist zu beachten, dass die einzelnen Materialparameter teilweise eine voneinander abhängige Variation erfordern. Dies wurde hier am Beispiel von Zugfestigkeit und Bruchenergie diskutiert. Eine Erhöhung der Zugfestigkeit bei konstanter Bruchenergie hätte ein spröderes, möglicherweise unrealistisches Materialverhalten zur Folge. Genauere Untersuchungen zum Einfluss bestimmter Materialparameter auf die Tragsicherheit von Mauerwerksgewölbebrücken würden Sensitivitätsanalysen gestatten, siehe *Schlegel et al. (2012)*.

4.3.4 Einfluss der Bodeneigenschaften

Wie bereits ausgeführt, wird empfohlen, den an die Brücke angrenzenden Boden in das geometrische und Finite-Elemente-Modell einzubeziehen, siehe Abschnitt 3.3. Über Untersuchungen zur erforderlichen Größe des Bodenmodells wurde in Abschnitt 4.2.1 berichtet. Neben einer wirklichkeitsnäheren geometrischen Abbildung der Gründungsverhältnisse besteht ein weiterer Vorteil des Bodenmodells in der Möglichkeit des Ansatzes von kontinuumsmechanischen Materialmodellen für den Boden. Dabei werden zumeist elasto-plastische Materialgesetze verwendet, welche auf bestimmten Fließbedingungen und einer assoziierter oder nicht assoziierter Fließregel beruhen. Häufig für die Nachbildung von Böden verwendete Materialmodelle beinhalten Fließbedingungen nach *Mohr-Coulomb* und *Drucker-Prager* oder gemäß dem *Cam-Clay*-Modell. Diese elasto-plastischen Materialmodelle reichen jedoch bei vielen geotechnischen Problemen nicht aus, um das tatsächliche Materialverhalten von Böden zutreffend nachzubilden (*Cramer 1980*). Zunehmend werden daher in der Geotechnik verfeinerte Materialmodelle wie das Cap-Modell oder das Hardening-Soil-Modell (*Schanz et al. 1999*) verwendet, die eine mehrfache Materialverfestigung, eine Spannungsabhängigkeit der Bodensteifigkeit sowie unterschiedliche Steifigkeiten bei Erst-, Ent- und Wiederbelastung berücksichtigen können (*Cramer 1980* und *von Wolffersdorff 2012*). Für die Beschreibung des Bodenverhaltens im Rahmen von Tragsicherheitsbewertungen von Mauerwerksgewölbebrücken wird das *Drucker-Prager*-Modell als ausreichend erachtet, da das Hauptaugenmerk auf dem Versagen des Brückenbauwerkes liegt und das Bodenmodell nur die nachgiebigen Auflagerbedingungen realistisch abbilden soll. Einzelheiten zum verwendeten Materialmodell basierend auf der Fließbedingung nach *Drucker-Prager*, nachfolgend *Drucker-Prager*-Modell genannt, enthält Abschnitt 3.5.

Welchen Vorteil die Anwendung des *Drucker-Prager*-Modells gegenüber einem linear-elastischen Materialmodell bietet, soll nachfolgend beschrieben werden. Außerdem wird der Einfluss der Bodensteifigkeit sowie der *Drucker-Prager*-Materialparameter auf die Brückentragfähigkeit, d. h. auf die Versagenskriterien entsprechend Abschnitt 3.6, untersucht.

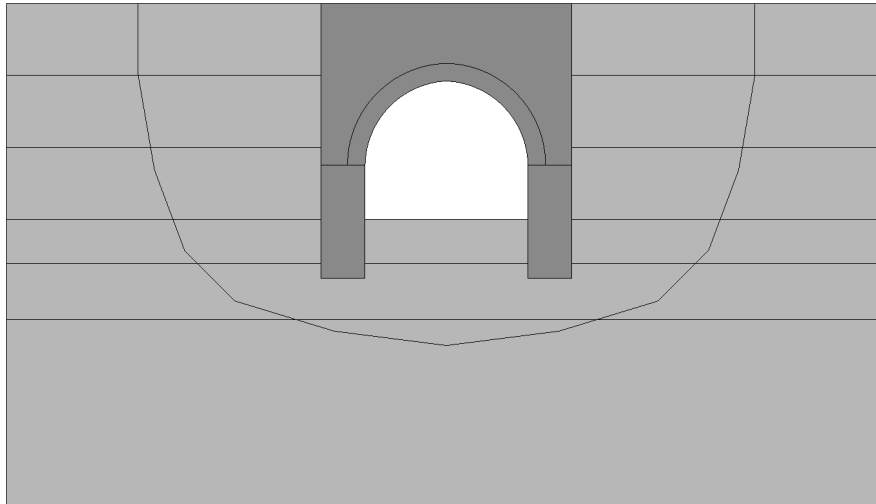


Abbildung 83: Geometrisches Modell für die Untersuchung von Effekten des Bodenmodells auf die Rissbildung im Gewölbe

Anhand des in Abbildung 83 dargestellten 2D-Modells einer Einfeldbrücke soll der Einfluss des Bodenmodells auf das Tragverhalten demonstriert werden. Über die Spannweite des Gewölbes kam eine konstante Streckenlast von 100 kN/m zum Ansatz. Die Eigenschaften des Bodens unterhalb der Brücke wurden variiert, während für den Boden neben der Brücke oberhalb der Kämpfer generell das *Drucker-Prager*-Modell zur Anwendung kam. Auf diesem Weg wurde ein beidseitiges „Aufhängen“ des Überbaus am seitlich angrenzenden Boden vermieden. Für die Mauerwerkszugfestigkeit kam in dieser Studie ein Wert von 0,25 N/mm² zum Ansatz. Abbildung 84 links zeigt die Berechnungsergebnisse, die sich unter Annahme eines linear-elastischen Bodens ergaben. Im unteren Teil des Bildes lassen sich die Risse im Bereich des Gewölbescheitels erkennen. Die rote Farbe im Boden und im Gewölbe markieren Bereiche mit hohen maximalen Hauptnormalspannungen. Es ist zu erkennen, dass sich zwischen den Brückenauflagern Zugspannungen ausbilden, die in realen Böden nicht auftreten würden. Diese deutlichen Zugspannungen bauen sich jedoch ab, wenn das *Drucker-Prager*-Modell für den Boden zur Anwendung kommt, siehe Abbildung 84 rechts. Beim Vergleich der Rissbilder im Bereich des Gewölbescheitels zeigt sich, dass sich im Fall des nichtlinearen Bodenverhaltens längere Risse bilden, siehe Abbildung 84 rechts unten, als unter der gleichen Last im Fall des linear-elastischen Bodens, siehe Abbildung 84 links unten. Die Risslänge in Abbildung 84 links (linear-elastischer Boden) wurde mit dem nichtlinearen Bodenmodell bereits bei einem Lastniveau von 6 % unterhalb des mit Abbildung 84 korrespondierenden Lastniveaus erreicht. Folglich werden die Spannungen im Gewölbe bei Annahme von linear-elastischem Boden unterschätzt. Dies kann zu einer Überschätzung der Tragfähigkeit führen. Um auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse zu erhalten, sollten bei Simulationen zum Bruchprozess in Mauerwerksgewölbebrücken die Zugspannungen im Boden begrenzt bzw. ausgeschlossen werden. Aus diesem Grund wird empfohlen, dass *Drucker-Prager*-Modell für die Beschreibung des Materialverhaltens des Bodens zu verwenden.

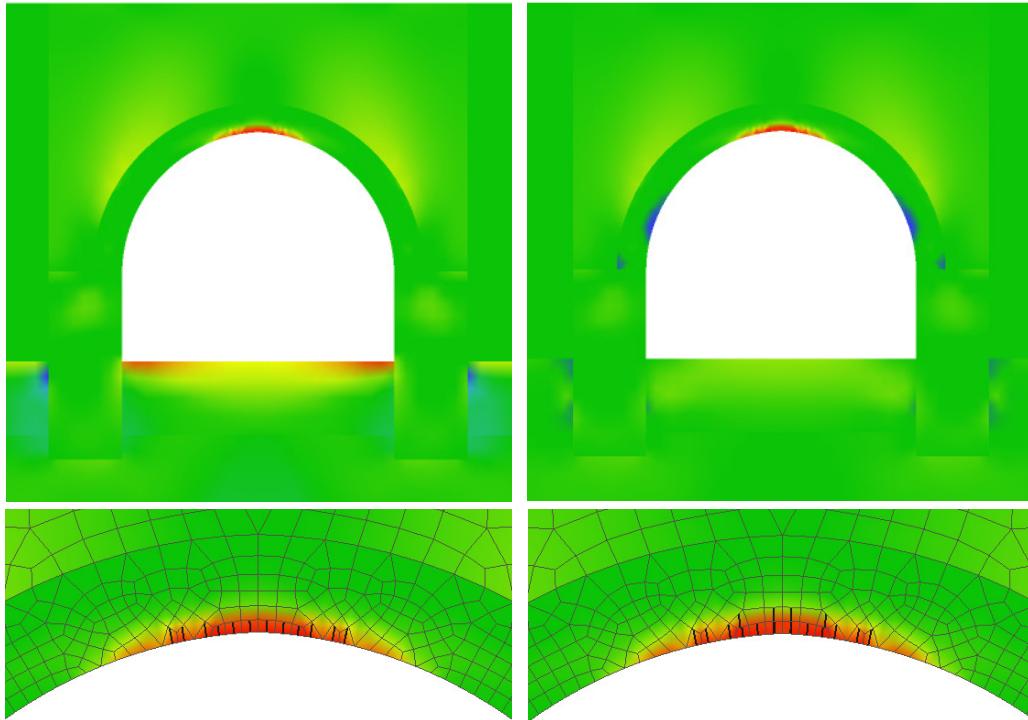


Abbildung 84: Berechnungsergebnisse unter Annahme verschiedener Materialmodelle für den Boden (links: linear-elastisches Bodenverhalten, rechts: Drucker-Prager-Modell), maximale Hauptnormalspannungen und Rissbilder bei gleichem Lastniveau

Eine weitere Möglichkeit, die Zugbandwirkung des Bodens zwischen den Brückenwiderlagern zu begrenzen, besteht in der Modifikation der Bodengeometrie. Dies lässt sich anhand der Ergebnisse von zweidimensionalen Vergleichsrechnungen unter Annahme eines linear-elastischem Materialverhalten für den Boden demonstrieren (Heinrichs 2004).

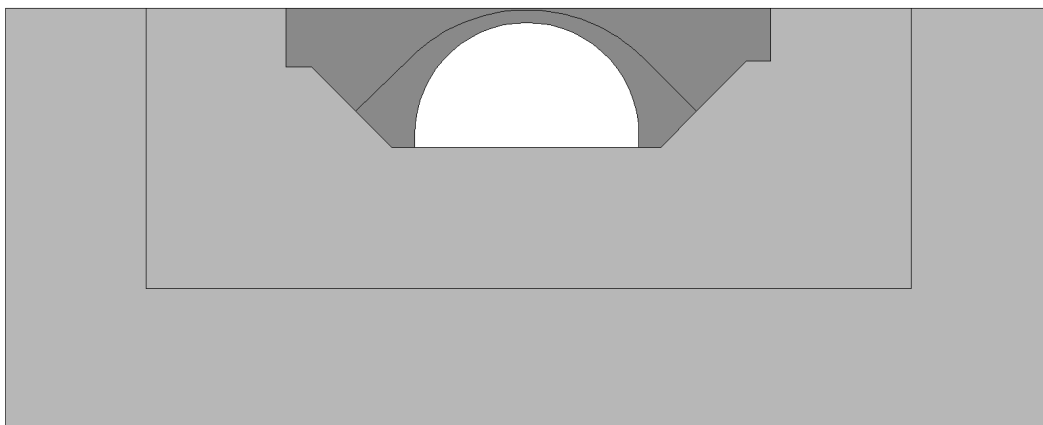


Abbildung 85: Geometrisches Modell für die Untersuchung zum Einfluss der Bodengeometrie

Abbildung 85 zeigt das geometrische Modell einer einfeldrigen Gewölbebrücke. Die äußeren Ränder des Bodenmodells sind in Normalenrichtung gehalten. Belastet wird die Brücke zusätzlich zum Eigengewicht durch eine konstante Streckenlast von 156 kN/m, die einmal als Volllast über den gesamten Brückenüberbau und einmal als Halblast über eine Hälfte des Brückenüberbaus wirkte. Für den Boden wurden drei verschiedene Geometrien

untersucht, siehe Abbildung 86. Fall a spiegelt den tatsächlichen geometrischen Aufbau des Bodens wieder. In den Fällen b und c wurde der Boden zwischen den Fundamenten in verschiedener Weise teilweise entfernt, um die Zugbandwirkung zwischen den Widerlagern zu reduzieren. Die resultierenden Rissbilder für den Fall der Volllast sind in Abbildung 86 rechts dargestellt. Die Farben korrespondieren mit den minimalen Hauptnormalspannungen.

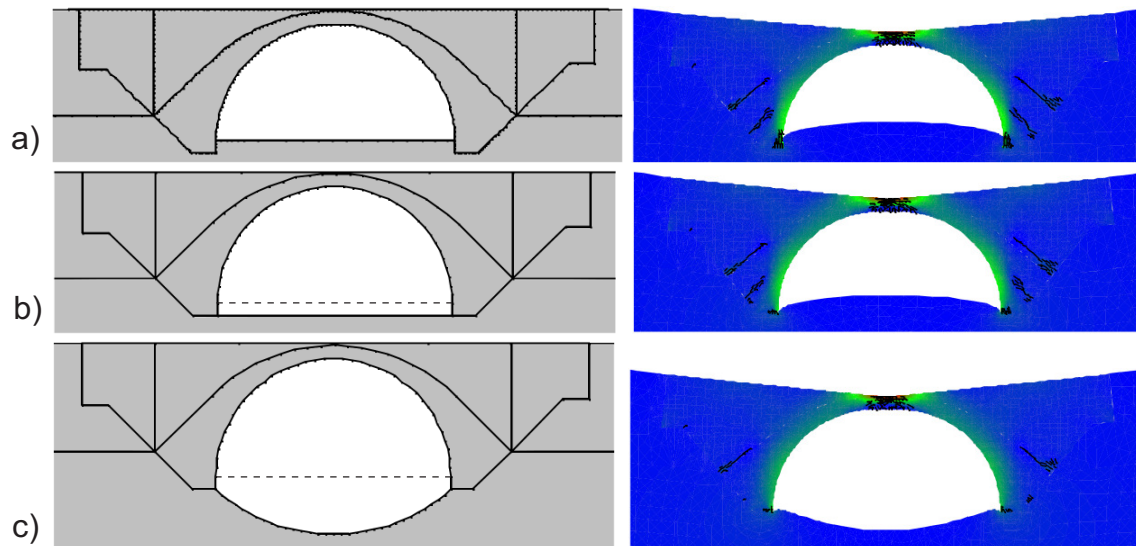


Abbildung 86: Drei verschiedene Möglichkeiten der Modellierung des Bodens zwischen den Fundamenten und die resultierenden Rissbilder unter Volllast

Tabelle 12 beinhaltet die Scheiteldurchbiegungen und die maximalen Rissweiten im Gewölbe. Die Durchbiegung im Fall a ist kleiner als in den anderen Fällen. Dies kann auf den Boden zurückgeführt werden, der als ein Zugband zwischen den Gewölbewiderlagern wirkt. Während der Einfluss des Bodenmodells auf die Durchbiegung zwar existiert, aber nur moderat ausfällt, sind signifikante Unterschiede in den maximalen Rissweiten zu erkennen, siehe Tabelle 12. Es wird der Schluss gezogen, dass die unrealistischen Zugspannungen, die sich in einem linear-elastischen Bodenmodell aufbauen, einen signifikanten Einfluss auf die Rissbildung sowie auf die Gewölbeverformungen haben können. Diese Zugspannungen lassen sich jedoch reduzieren, indem entweder bei linear-elastischem Materialverhalten des Bodens wie im Fall c eine Ausrundung des Bodenmodells zwischen den Widerlagern vorgenommen wird oder wie im zuerst gezeigten Beispiel das zugspannungsreduzierende *Drucker-Prager*-Modell für den Boden zum Ansatz kommt. Alternativ dazu kann eine nahezu zugspannungsfreie Öffnung der Grenzflächen zwischen Fundamenten und Boden durch die Verwendung von Grenzflächen-Elementen (Interface-Elementen) nachgebildet werden. Diese Art der Modellierung ist wirklichkeitsnah, jedoch in der Regel mit einem größeren numerischen Aufwand verbunden als der Ansatz des *Drucker-Prager*-Modells. Die Verwendung von Grenzflächen-Elementen erlaubt auch den Abbau von Zugspannungen, die im Modell bei Schiefstellung der Fundamente zwischen deren Seitenflächen und dem umgebenden Boden auftreten können.

Tabelle 12: Verschiebungen und maximale Rissweiten für die drei in Abbildung 86 gezeigten Fälle

Modell	vertikale Scheitelverschiebung [mm]			maximale Rissweite im Gewölbe [μm]		
	Eigenlast	Volllast	Halblast	Eigenlast	Volllast	Halblast
a	1,27	3,02	2,04	-	75	248
b	1,41	3,28	2,21	0,2	109	260
c	1,44	3,56	2,29	2	229	453

Nachfolgend soll nun der Einfluss der Bodensteifigkeit auf die Tragfähigkeit, d. h. auf die η -Werte, untersucht werden. Normalweise bewirkt ein höherer Elastizitätsmodul des Bodens eine höhere Tragfähigkeit des Gewölbes, d. h. höhere η -Werte, weil dadurch die horizontale Nachgiebigkeit der Kämpfer reduziert wird. Dieser Trend ist besonders stark, wenn der Horizontalschub groß ist. Jedoch gibt es Abweichungen vom Trend. Verdeutlicht werden soll dies anhand der in Abbildung 87 dargestellten dreifeldrigen Mauerwerksgewölbebrücke. Direkt an die Brücke schließt eine Straßenunterführung an. Die zu diesem Bauwerk gehörige Winkelstützwand, siehe Abbildung 87, fand in den Berechnungen Berücksichtigung. Wie auch bei den bisherigen Simulationen ist das Bodenmodell in Normalenrichtung unverschieblich gelagert. Zusätzlich zum Eigengewicht erfolgte der Ansatz des Betriebslastmodells E5. Als ausgewählter Lastfall für die nachfolgend vorgestellte Untersuchung diente die Belastung der beiden linken Felder durch das Lastmodell E5, welches als Volllast auf die jeweiligen Gewölbe angesetzt wurde. Außerdem fanden Bremskräfte gemäß *ONR 24008* (2014) mit 25 % der Vertikallasten Berücksichtigung.

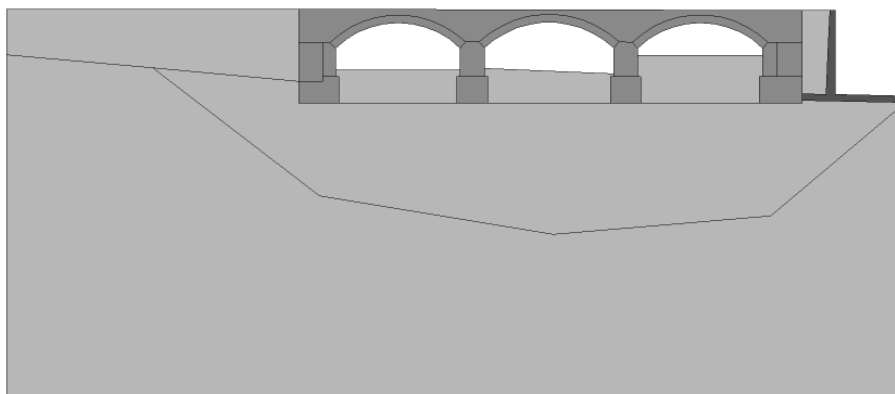


Abbildung 87: Geometrisches Modell für die Untersuchung des Einflusses der Bodensteifigkeit

Abbildung 88 zeigt die η -Werte für das Kriterium 1 (basierend auf der Erstrissbildung) und für das Kriterium 2 (basierend auf der kritischen Risslänge). Es zeigt sich, dass die Tragfähigkeit nicht monoton mit zunehmender Bodensteifigkeit ansteigt. Dies gilt für die η -Werte beider Kriterien. Ein Grund für dieses Verhalten kann die Behinderung der Verdrehungen an den Widerlagern sein, die zu größeren inneren Kräften im Gewölbe führt. Bei der Interpretation der Kurven ist zu beachten, dass sowohl das Mauerwerk als auch der

Boden ein nichtlineares Verhalten aufweisen, was ein komplexes Traglastverhalten des Bauwerk-Boden-Systems zur Folge hat. Um auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse zu erhalten, wird empfohlen, numerische Simulationen zur Tragsicherheitsbewertung von Mauerwerksgewölbebrücken mit mindestens zwei unterschiedlichen Elastizitätsmoduln für den Boden durchzuführen, da die tatsächliche Bodensteifigkeit meist unbekannt ist. Auf diese Weise lässt sich der Einfluss des Elastizitätsmoduls auf die Rechenergebnisse abschätzen. Bei großen Unterschieden sind gegebenenfalls weitere Berechnungen mit anderen Elastizitätsmoduln erforderlich. Die Sensitivität der Berechnungsergebnisse bezüglich der Bodensteifigkeit lässt sich im Vorhinein schwer abschätzen. Sie hängt vom statischen System sowie von Geometrie und Materialeigenschaften der Brücke ab.

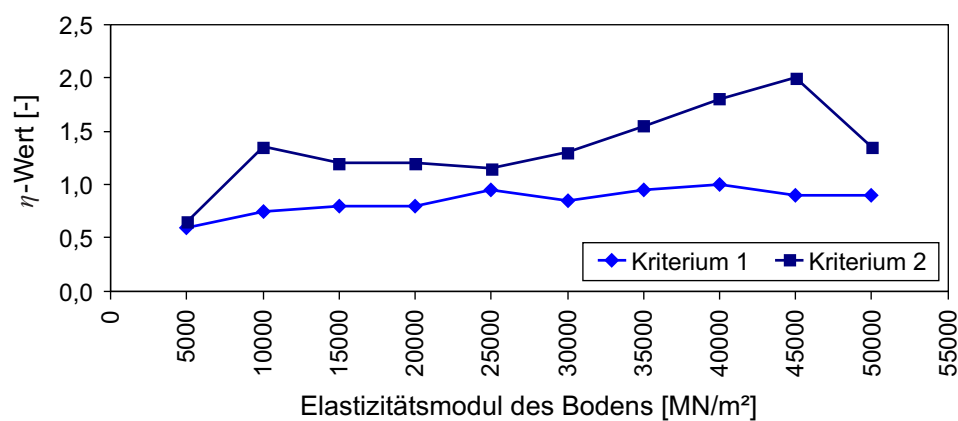


Abbildung 88: Einfluss der Bodensteifigkeit auf die η -Werte für die in Abbildung 87 dargestellte dreifeldrige Gewölbebrücke

Wie in den zuvor beschriebenen Untersuchungen gezeigt werden konnte, besteht eine Möglichkeit der wirklichkeitsnahen Modellierung des eine Mauerwerksgewölbebrücke umgebenden Bodens in der direkten Abbildung seiner tatsächlichen Geometrie und der Begrenzung der Zugspannungen durch die Nutzung des *Drucker-Prager*-Modells. Die zugehörige Versagensfläche, siehe Kapitel 3.5, wird durch die zwei Materialparameter α und k beschrieben, welche sich aus der Kohäsion c und dem Reibungswinkel φ des Bodenmaterials ableiten lassen. Es soll nun untersucht werden, welchen Einfluss diese beiden Materialparameter auf die Berechnungsergebnisse beim Tragsicherheitsnachweis von Mauerwerksgewölbebrücken haben. Der Hauptgrund für die Nutzung des *Drucker-Prager*-Modells liegt in der Begrenzung der Zugspannungen im Boden. Deshalb erfolgte im Rahmen der vorliegenden Arbeit keine Variation der Fließregel sowie der Verfestigungsparameter. Ver- oder Entfestigung des Bodens kamen nicht zum Ansatz und es wurde generell eine nicht assoziierte Fließregel verwendet, wobei das plastische Potenzial so angepasst war, dass bei auftretenden plastischen Verformungen keine Volumenänderung erfolgt. Es zeigte sich, dass der Einfluss der Werte für die Materialparameter α und k verhältnismäßig klein ist, wenn technisch sinnvolle Werte gewählt werden, siehe Anhang B.3. Anhand der in Abbildung 89 dargestellten Modelle (System 1 mit flachem Gewölbestich; System 2 mit halbkreisförmigem Gewölbe)

konnte dies demonstriert werden (Lange 2011). Die Berechnungen erfolgten mit unterschiedlichen Parametern für das *Drucker-Prager*-Modell sowie mit verschiedenen Elastizitätsmoduln für den Boden. Dabei fanden zwei Lastfälle Berücksichtigung. Im Lastfall 1 waren die beiden äußeren Felder einer konstanten Streckenlast von 100 kN/m ausgesetzt und im Lastfall 2 jeweils nur die linke Hälfte dieser beiden Felder.

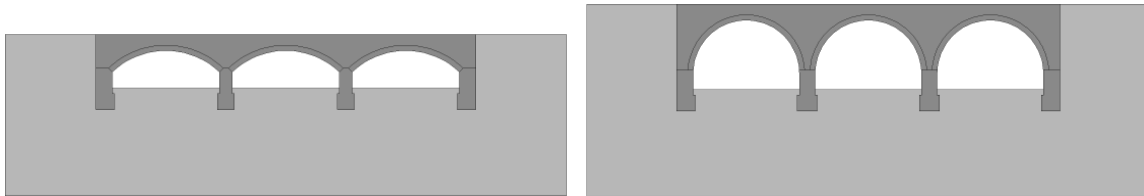


Abbildung 89: Geometrische Modelle für die Untersuchung des Einflusses der Bodeneigenschaften, System 1 (links) und System 2 (rechts)

Tabelle 13: Ergebnisse (η -Werte) der Untersuchung des Einflusses der Bodeneigenschaften

Elastizitätsmodul des Bodens [MN/m ²]	Parameter k [MPa] und α [-]	System 1		System 2	
		η -Werte für Kriterium 1	η -Werte für Kriterium 2	η -Werte für Kriterium 1	η -Werte für Kriterium 2
Lastfall 1 (Volllast auf den beiden äußeren Feldern)					
50000	$k = 0,0 \quad \alpha = 0,315$	4,10	5,85	6,85	>10
	$k = 0,2 \quad \alpha = 0,315$	5,10	7,30	7,95	>10
	$k = 0,5 \quad \alpha = 0,315$	5,10	8,10	7,95	>10
	$k = 0,0 \quad \alpha = 0,500$	5,00	7,35	7,70	>10
	$k = 0,0 \quad \alpha = 0,700$	5,05	7,30	7,80	>10
5000	$k = 0,0 \quad \alpha = 0,315$	2,70	3,10	5,95	7,75
50000	linear-elastisch	7,20	9,45	9,55	>10
Lastfall 2 (Halblast auf den beiden äußeren Feldern)					
50000	$k = 0,0 \quad \alpha = 0,315$	4,25	5,05	6,55	7,65
	$k = 0,2 \quad \alpha = 0,315$	4,60	5,45	6,70	8,15
	$k = 0,5 \quad \alpha = 0,315$	4,60	5,60	6,70	8,20
	$k = 0,0 \quad \alpha = 0,500$	4,75	5,65	7,00	8,60
	$k = 0,0 \quad \alpha = 0,700$	4,85	5,80	6,95	8,55
5000	$k = 0,0 \quad \alpha = 0,315$	3,20	3,55	5,45	5,95
50000	linear-elastisch	5,50	7,20	6,65	8,05

Tabelle 13 enthält die η -Werte für die ersten beiden Versagenskriterien. Es zeigt sich, dass der Einfluss von α und k vergleichsweise klein ist. Die Ergebnisse für $\alpha = 0,315$ und $k = 0$ liegen auf der sicheren Seite. Den Einfluss des Elastizitätsmoduls betreffend zeigt sich, dass bei System 1 (mit dem flachen Gewölbestich) ein stärkerer Einfluss auf die η -Werte vor-

liegt. Bei System 2 ist dieser Einfluss eher gering, was sich auf den größeren Stich des halbkreisförmigen Gewölbes zurückführen lässt und dem daraus resultierenden geringeren Horizontalschub. Insbesondere im Fall von System 1 mit einem vergleichsweise großen Horizontalschub zeigt sich, dass die Annahme eines linear-elastischen Bodens zu einer signifikanten Überschätzung der Tragfähigkeit führt.

Es ist zu beachten, dass der Ansatz einer Kohäsion gleich Null, also von $k = 0$, zu Konvergenzproblemen bei der nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnung führen kann. Diese können jedoch umgangen werden, indem aus numerischen Gründen eine geringe, leicht über Null liegende Kohäsion zugelassen wird.

Es wird empfohlen, die oben genannten auf der sicheren Seite liegenden Werte für die Materialparameter α und k des *Drucker-Prager-Modells* anzusetzen, wenn keine weiteren Informationen vorliegen. Damit wird das Hauptziel der Berücksichtigung des plastischen Bodenverhaltens erreicht, nämlich die Begrenzung der Zugspannungen im Baugrund.

4.3.5 Beanspruchung durch Temperaturänderung

In den Normen und Regelwerken für Gewölbebrücken sind nur wenige und teilweise voneinander abweichende Angaben zur Bestimmung der Beanspruchung infolge Temperaturänderung enthalten. Nachfolgend werden zunächst die unterschiedlichen normativen Vorgaben genannt und diskutiert. Anschließend erfolgen anhand einer Mauerwerksgewölbebrücke Untersuchungen zum sich im Laufe eines Jahres ändernden Temperaturfeld in der Brücke sowie zu den daraus resultierenden Spannungs- und Dehnungszuständen im Bauwerk.

Laut *UIC-Kodex 778-3* (1995) sind über den Querschnitt gleichmäßig verteilte, aber zeitlich veränderliche Temperatureinwirkungen von ± 15 K anzusetzen. Ein Temperaturgradient über den Querschnitt muss nicht berücksichtigt werden (Abschnitt 4.3, *UIC-Kodex 778-3*, 1995). Diese Angaben gelten sowohl für Gewölbebrücken aus Mauerwerk als auch aus Beton. Gemäß der zweiten Auflage des *UIC-Kodex 778-3* (2011), welche sich nur noch ausschließlich auf Mauerwerksgewölbebrücken bezieht, müssen Einwirkungen infolge Temperatur nicht mehr berücksichtigt werden. Ähnliche Aussagen enthält die britische Norm zu unbewehrten Mauerwerksgewölbebrücken (*Design Manual for Roads and Bridges BD 91/04*, 2004), in welcher Temperatureinwirkungen als im Allgemeinen unkritisch eingeschätzt werden. Wenn Temperaturbelastungen trotzdem berücksichtigt werden, soll dies in Anlehnung an die *DIN EN 1991-1-5* (2010) erfolgen. Dabei sind Mauerwerksgewölbebrücken wie Konstruktionen des Typs 3, also Betonkonstruktionen, zu behandeln (Abschnitt 3.3.3, *BD 91/04*, 2004). Andere nationale Nachrechnungsrichtlinien für Eisenbahn- und Straßenbrücken, wie die *ONR 24008* (2014), die *Richtlinie 805* (2010) oder die *Nach-*

rechnungsrichtlinie des BMVBS (2011) enthalten keine Angaben zur Berücksichtigung von Temperatureinwirkungen oder verweisen auf den *DIN-Fachbericht 101* (2009). Dieser wiederum gleicht bezüglich der für die Temperaturbeanspruchung relevanten Angaben der *DIN EN 1991-1-5* (2010), in der im Kapitel 6 auf Temperaturunterschiede bei Brücken eingegangen wird. Zunächst werden dort Brückenüberbauten in drei Typen eingeteilt: Stahl-, Verbund- oder Betonkonstruktionen. Mauerwerksgewölbebrücken können dabei am zutreffendsten wie Betonkonstruktionen behandelt werden.

Nach *DIN EN 1991-1-5* (2010) setzt sich das Temperaturprofil in einem Bauteil aus vier Anteilen zusammen: konstanter Anteil, vertikaler linear veränderlicher Anteil, horizontaler linear veränderlicher Anteil und nichtlinearer veränderlicher Anteil. Der konstante Temperaturanteil ΔT_N wird in Abhängigkeit von der minimalen und maximalen Außenlufttemperatur T_e bestimmt. Dies kann mittels eines Diagramms (Bild 6.2, *DIN EN 1991-1-5*, 2010) erfolgen oder es kommen die festgelegten Werte des nationalen Anhangs zur Anwendung. Für Betonbrücken in Deutschland können folgende Werte für den minimalen und maximalen konstanten Temperaturanteil ΔT_N ausgehend von einer Aufstelltemperatur T_0 von 10 °C angenommen werden:

- $T_{e,min} = -17 \text{ °C} \quad \rightarrow \quad \Delta T_{N,neg} = T_{e,min} - T_0 = -27 \text{ K}$
- $T_{e,max} = +37 \text{ °C} \quad \rightarrow \quad \Delta T_{N,pos} = T_{e,max} - T_0 = +27 \text{ K}$

Die britische Norm zu Mauerwerksgewölbebrücken (Abschnitt 3.3.4, *BD 91/04*, 2004) erlaubt allerdings eine Korrektur dieser Werte aus der europäischen Norm, je nachdem wie viel Überdeckung sich oberhalb des Scheitels befindet. Je 10 cm Überdeckung kann der Maximalwert $T_{e,max}$ um 2 °C reduziert und der Minimalwert $T_{e,min}$ um 1 °C erhöht werden. Dabei darf die Differenz zwischen Minimal- und Maximalwert eine Grenze von 15 K nicht unterschreiten. Die Überdeckung oberhalb des Gewölbescheitels beträgt im Allgemeinen mindestens 50 cm.

Zusätzlich zu den konstanten Temperaturanteilen ist nach *DIN EN 1991-1-5* (2010) ein in vertikaler Richtung veränderlicher Temperaturanteil zu berücksichtigen, in horizontaler Richtung dagegen nur in bestimmten Fällen, wenn beispielsweise eine Brückenseite stärker der Sonnenstrahlung ausgesetzt ist als die andere. Zur Berücksichtigung von vertikalen Temperaturunterschieden werden zwei Verfahren genannt. Das erste geht von einer linearen Temperaturverteilung zwischen Brückenober- und -unterseite aus (Tabelle 6.1, *DIN EN 1991-1-5*, 2010), während das zweite Verfahren eine nichtlineare Temperaturverteilung (Bild 6.2c, *DIN EN 1991-1-5*, 2010) berücksichtigt. In beiden Fällen wird zwischen wärmerer Oberseite oder wärmerer Unterseite unterschieden.

Bei Annahme einer Oberbelagschicht aus 75 cm Schotter ergeben sich folgende linear veränderlichen Temperaturanteile ΔT_M :

- $\Delta T_{M,heat} = 9 \text{ K}$ (Oberseite wärmer als Unterseite)
- $\Delta T_{M,cool} = 8 \text{ K}$ (Unterseite wärmer als Oberseite)

Es ist jedoch zu beachten, dass die Regelungen der *DIN EN 1991-1-5* (2010) eigentlich für Betonkonstruktionen erstellt wurden, während die britische Norm *BD 91/04* (2004) spezielle Angaben zu Mauerwerksgewölbebrücken enthält. Nach dieser genannten britischen Norm können linear veränderliche Temperaturanteile ignoriert werden, wenn die Höhe des Oberbaus und der Füllung oberhalb des Gewölbes mehr als 50 cm beträgt, was in der Mehrzahl der Fälle gegeben ist. Ebenso schätzen *Pietsch* (1961) und *Timm et al.* (2004) die nicht-linearen Temperaturanteile für Gewölbebrücken als nicht relevant ein. Demnach verbleibt als Einwirkung für die Berechnung von Mauerwerksgewölbebrücken nur der Ansatz von konstanten Temperaturanteilen.

Ziel der nachfolgenden Simulationen ist die Untersuchung des Einflusses einer Temperatureinwirkung auf die Tragfähigkeit von Mauerwerksgewölbebrücken. Die Untersuchungen erfolgen an dem in Abbildung 47 dargestellten 2D- bzw. 3D-Modell einer siebenfeldrigen Brücke. Diese Modelle wurden bereits für die in Abschnitt 4.2.2 erläuterten Untersuchungen genutzt.

Zunächst wurde anhand eines Ausschnittes der in Abbildung 47 dargestellten Brücke eine thermisch transiente Analyse durchgeführt, um festzustellen, welche Temperaturen sich im Bauwerksinneren infolge Temperaturschwankungen der Außenluft innerhalb eines Jahres einstellen. Dazu kam das Programm ANSYS mit linearen Acht-Knoten-Elementen zur Anwendung, siehe Abbildung 90 links.

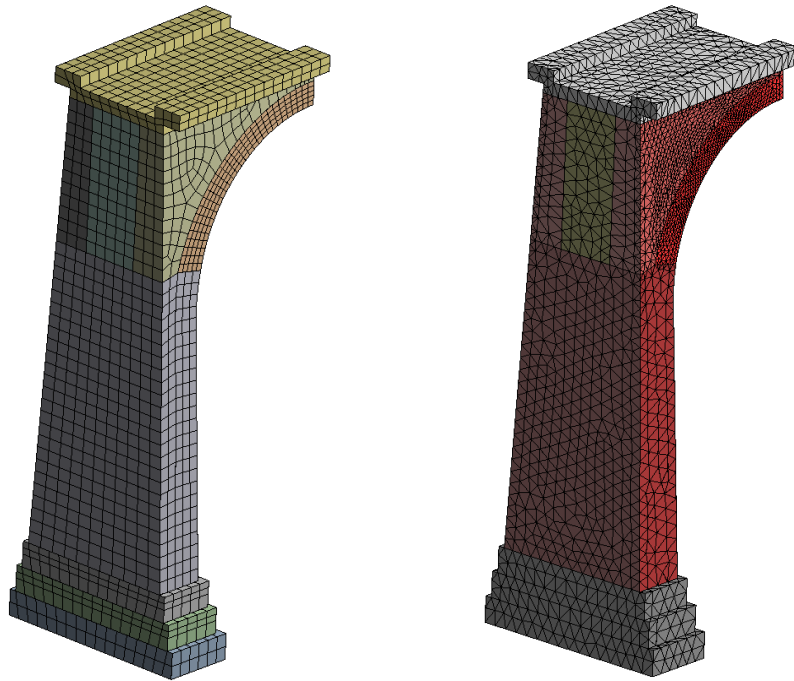


Abbildung 90: Finite-Elemente-Modell für die transiente thermische Analyse mit ANSYS (links) (12135 Elemente) und für die Simulation der Temperaturbelastung mit ATENA (rechts) (42634 Elemente)

Anhang B.5 enthält eine Dokumentation zu den durchgeführten thermisch transienten Analysen. Die wichtigsten Ergebnisse sind in Tabelle 14 zusammengefasst. Wie bereits erläutert, gehen die in den Normen enthaltenen Angaben bezüglich einer anzusetzenden konstanten Temperaturbelastung weit auseinander. Aus diesem Grund wurden die hier durchgeführten transienten thermischen Berechnungen hinsichtlich der Minima und Maxima von Umgebungs- sowie Bauwerkstemperatur ausgewertet, siehe Tabelle 14. Es zeigt sich, dass die Annahme von ± 15 K entsprechend dem *UIC-Kodex 778-3* (1995) gerechtfertigt ist.

Tabelle 14: Vergleich der minimalen und maximalen Temperaturen der transienten thermischen Analyse des Jahresgangs Zürich

	Umgebungsluft	Gewölbekern	Pfeilerkern
Jahresmitteltemperatur [°C]	8,3	8,3	8,3
minimale Tagestemperatur [°C]	-11,7	-6,3	-1,2
maximale Tagestemperatur [°C]	23,5	20,4	17,2
Bereich (gerundet) [K]	± 20	± 15	± 10

Unter Ansatz von ± 15 K als konstante Temperaturbelastung erfolgten nun für das Gesamtbauwerk, siehe Abbildung 47, nichtlineare mechanische Berechnungen mit dem Programm ATENA, wobei sowohl das Eigengewicht als auch die verschiedenen Bauzustände Berücksichtigung fanden. Der Lastfall Erwärmung erwies sich als unkritisch. Die Volumenausdehnung des Materials wird durch die Randbedingungen teilweise behindert und führt zur

Druckbeanspruchung des Materials. Das Gewölbe steht komplett unter Druck, wobei die Druckspannungen allerdings weit unterhalb der Druckfestigkeit liegen.

Der Lastfall Abkühlung führte hingegen zur Rissbildung im Gewölbe und in den Stirnmauern. Die behinderte Volumenverringering hat große Zugspannungen im Gewölbe zur Folge. Abbildung 91 zeigt das in einer zweidimensionalen (oben) bzw. dreidimensionalen Berechnung (unten) erhaltene Rissbild für die siebenfeldrige Mauerwerksgewölbebrücke.

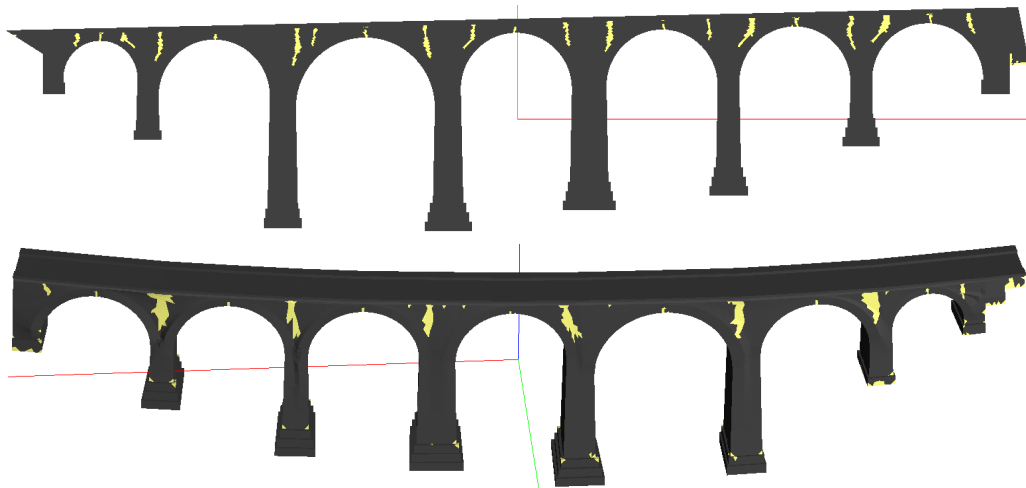


Abbildung 91: Rissbild infolge Eigengewicht und konstanter Temperaturbelastung von -15 K ,
oben: 2D-Modell, unten: 3D-Modell (angrenzender Boden nicht dargestellt)

Ein solches Schadensbild infolge Temperaturbelastung lässt sich allerdings in der Realität nicht beobachten, so auch nicht an der Brücke, die den hier durchgeführten Berechnungen zugrunde liegt. Vermutlich werden die lokalen Spannungen in diesen Berechnungen überschätzt. Auch *Proske* (2009) weist daraufhin, dass Temperaturbelastungen bei statisch unbestimmten Gewölben rechnerisch zu erheblichen Spannungen führen können. *Schlegel et al.* (2002), *Gröschke* (2004) und *Bothe et al.* (2004) zeigen rechnerisch, dass infolge Temperaturbelastung eine Verminderung der Tragfähigkeit von Gewölbebrücken zu verzeichnen ist. Bei diesen Berechnungen fand die Abkühlung als konstante Temperaturbelastung in Verbindung mit Eigengewicht und Verkehrslast Berücksichtigung. *Pietsch* (1961) sieht im plastischen und viskoelastischen Materialverhalten von Mauerwerk die Erklärung dafür, dass trotz der hohen errechneten Spannungen weder in der Literatur noch in Praxisberichten größere Schäden an Gewölbebrücken infolge Temperaturbelastung dokumentiert sind. Die Zwangsspannungen können durch Kriechen teilweise abgebaut werden (*Proske* 2009).

Pietsch (1961) schlägt vor, zur vereinfachenden Berücksichtigung des Zwangsspannungsabbaus infolge viskoelastischen Materialverhaltens (Kriechen und Relaxation) bei Temperaturberechnungen den Elastizitätsmodul zu reduzieren. Dabei werden von diesem Autor folgende Elastizitätsmoduln genannt:

- für Berechnungen mit Tagestemperaturschwankungen: $E = 1,0 \cdot E_0$
- für Berechnungen mit mittellanger Temperaturschwankungen: $E = 0,5 \cdot E_0$
- für Berechnungen mit Jahrestemperaturschwankungen: $E = 0,2 \cdot E_0$

Diese Angaben stimmen tendenziell mit denen des *UIC-Kodex 778-3* (1995) überein. Dort wird für Zwängungen des Mauerwerks in Verbundkonstruktionen und bei der Berechnung von Spannungen infolge Temperaturbelastung ein rechnerischer Elastizitätsmodul von $E = 0,5 \cdot E_0$ angegeben. *Gröschke* (2004) merkt zu dieser Vorgehensweise an, dass ein reduzierter Elastizitätsmodul zu falschen Verformungswerten führt und schlägt daher eine Reduzierung des thermischen Ausdehnungskoeffizienten α_T vor. Dieser Einwand ist jedoch unberechtigt, wenn für die Verkehrs- und Temperaturbelastung verschiedene Elastizitätsmoduln angesetzt werden.

Nachfolgend soll nun der Einfluss viskoelastischer Verformungen, d. h. von Kriechverformungen, auf die Ergebnisse der Temperaturberechnung untersucht werden. Das viskoelastische Materialverhalten von Beton war vielfach Gegenstand von Forschungen, dasjenige von Mauerwerk kaum. Auch die Autorin hat sich in einer früheren wissenschaftlichen Arbeit (*Franck* 2010) mit dem Kriech- und Relaxationsverhalten von Beton beschäftigt. Für die nachfolgenden Untersuchungen zum Temperatureinfluss wird davon ausgegangen, dass das Mauerwerk ein ähnliches viskoelastisches Materialverhalten wie Beton zeigt.

An dieser Stelle sei angemerkt, dass *Proske et al.* (2006) Kriechen auch als Hauptursache für große Gewölbeverformungen nennt, welche häufig bei historischen Brücken aus dem 18. Jahrhundert zu beobachten sind. Mit der Verbesserung der Mörtelqualität in der zweiten Hälfte des 19. Jahrhunderts traten diese großen Verformungen infolge Kriechen weniger häufig auf (*Brencich et al.* 2002).

Um das viskoelastische Materialverhalten in Finite-Elemente-Simulationen auf direktem Wege nachzubilden, bedarf es einer zeitabhängigen Betrachtung der Beanspruchung durch Eigengewicht und Temperatur sowie des Ansatzes einer Kriech- oder Relaxationsfunktionen für das jeweilige Material. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurde allerdings eine vereinfachende statische Berechnung unter Verwendung eines effektiven Elastizitätsmoduls für die Bauteile aus Mauerwerk zunächst als ausreichend erachtet. Für die Ermittlung dieses effektiven Elastizitätsmoduls kam eine Kriechfunktion nach *Model Code* (1993) zum Ansatz, siehe Anhang B.6. Dabei wurde von einem Erstbelastungsalter von zwei Jahren ausgegangen, was einer üblichen Bauzeit für Mauerwerksgewölbebrücken entspricht. *Zilch et al.* (2014) gibt an, dass das Kriechen von Mauerwerk nach etwa fünf Jahren weitgehend abgeschlossen ist. Dieser Wert fand als Belastungszeitraum in der verwendeten Kriechfunktion Berücksichtigung. Als Endkriechzahl nach fünf Jahren sollte mit der gewählten Kriech-

funktion ein Wert von 1,0 erreicht werden. Dieser Wert wurde entsprechend den Angaben der *DIN 1053-1* (1996) sowie in Anlehnung an *Böttcher* (2008) angenommen.

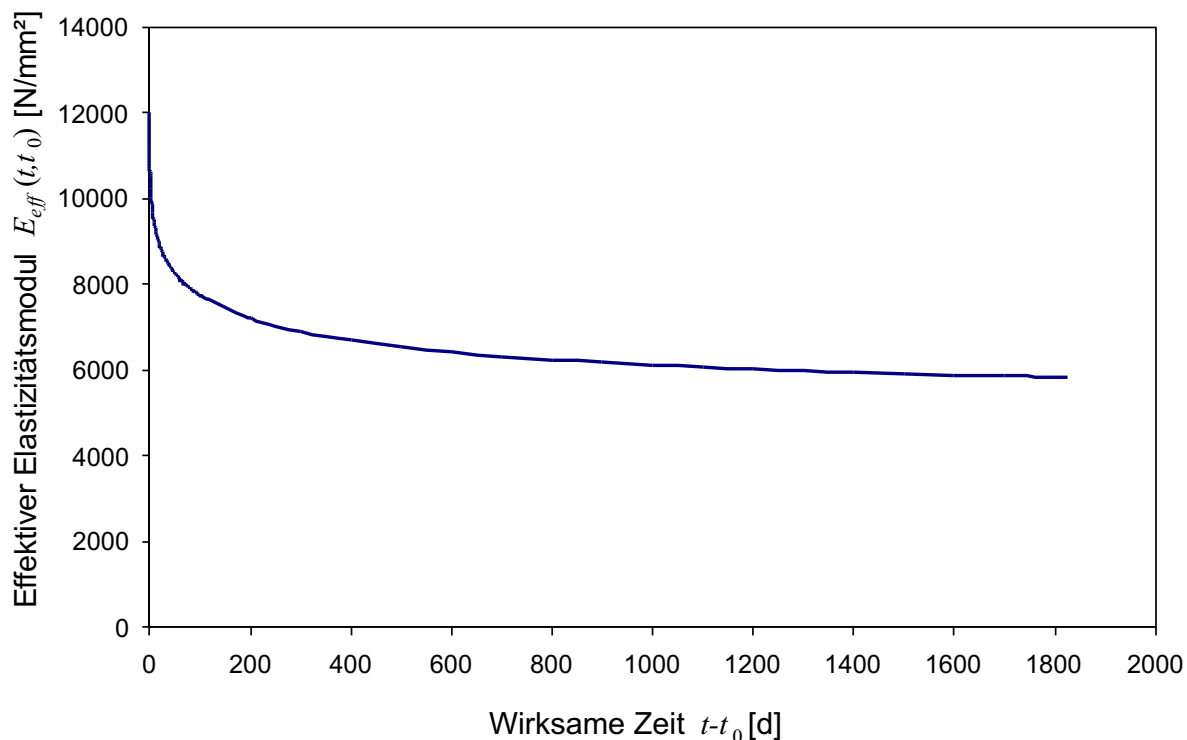


Abbildung 92: Effektiver Elastizitätsmodul für einen Anfangselastizitätsmodul von 12000 N/mm², ein Erstbelastungsalter von 2 Jahren und eine Belastungsdauer von 5 Jahren

Abbildung 92 zeigt die Funktion für den effektiven Elastizitätsmodul E_{eff} , der sich aus der beschriebenen Kriechfunktion $\varphi(t, t_0)$ wie folgt ergibt:

$$E_{eff}(t, t_0) = \frac{E_0}{1 + \varphi(t, t_0)} \quad (4.2)$$

Mittels dieser Funktion erfolgte die Festlegung eines effektiven Elastizitätsmoduls für Simulationen der Temperaturbelastung am Modell des Halbgewölbes aus der Mauerwerks-gewölbebrücke, siehe Abbildung 90 rechts. In diesen Simulationen wurden Tetraeder-Elemente mit quadratischen Ansatzfunktionen verwendet. Für die Berechnung des Eigen-gewichtes kam ein effektiver Elastizitätsmodul von 6000 N/mm² zum Ansatz, was einer Belastungsdauer von 5 Jahren entspricht. Bei der anschließenden Berechnung mit Temp-eraturbelastung wurde ein Elastizitätsmodul von 8000 N/mm² angenommen, entsprechend einer Belastungsdauer von etwa einem Vierteljahr.

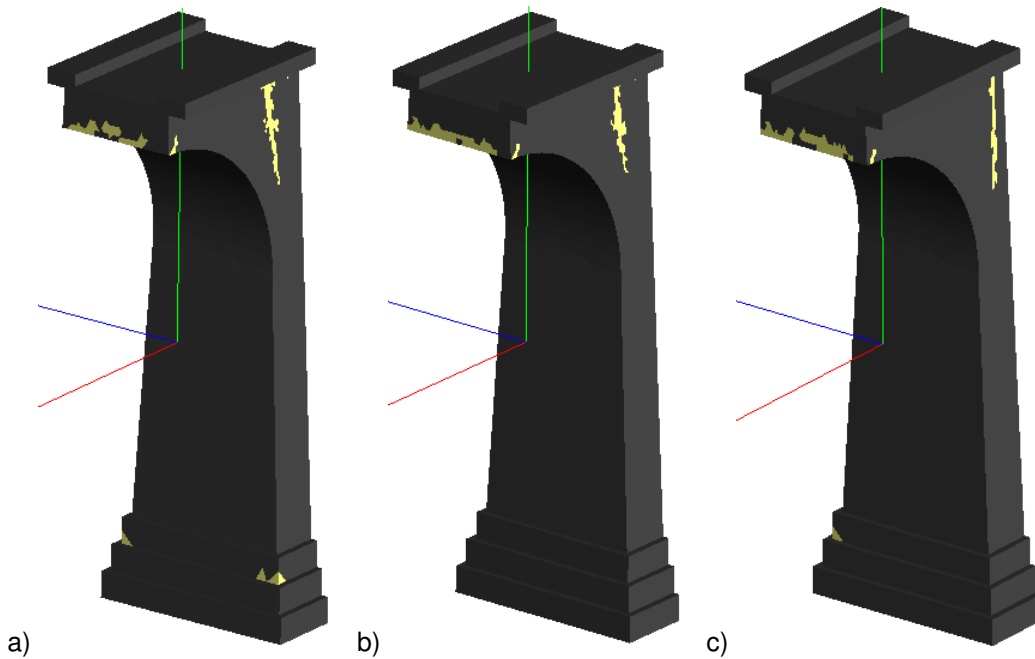


Abbildung 93: Rissbilder infolge Eigengewicht und Temperatur (15 K Abkühlung) bei unterschiedlichen Elastizitätsmoduln; a) $E = 9600 \text{ N/mm}^2$, b) $E = 6000 \text{ N/mm}^2$ und c) $E = 6000 \text{ N/mm}^2$ (Eigengewicht), $E = 8000 \text{ N/mm}^2$ (Temperatur)

Das in dieser Berechnung mit quadratischen Ansatzfunktionen der Elemente für eine Abkühlung von 15 K erhaltene Rissbild ist im Vergleich zu zwei weiteren Berechnungsvarianten in Abbildung 93 dargestellt. Dabei entspricht Variante c der Berechnung mit den zuvor genannten effektiven Elastizitätsmoduln für Eigengewicht und Temperaturbelastung. Die Berechnungen für Varianten a und b erfolgten mit jeweils einheitlichen Elastizitätsmoduln, welche auf Angaben des *UIC-Kodex 778-3* (1995) beruhen. Ein rechnerischer Elastizitätsmodul von 9600 N/mm^2 ist in dieser Norm für die Ermittlung von Verformungen aus Längs- und Querkräften sowie von Schnittkräften in statisch unbestimmten Konstruktionen vorgesehen. Ein Elastizitätsmodul von 6000 N/mm^2 entspricht dem bereits erwähnten $E = 0,5 \cdot E_0$ und ist gemäß *UIC-Kodex 778-3* (1995) für Zwängungen des Mauerwerks in Verbundkonstruktionen sowie für die Ermittlung von Beanspruchungen infolge Temperaturbelastung anzusetzen.

Anhand der Rissbilder lässt sich erkennen, dass die Risslängen mit geringer werdender Steifigkeit abnehmen. Auch die maximalen Rissweiten im Gewölbescheitel verringern sich von 0,243 mm bei Variante a auf 0,218 mm bei Variante b bzw. auf 0,231 mm bei Variante c. Jedoch ist der Einfluss der Elastizitätsmoduln auf die Rissweiten geringer als erwartet und kann die Diskrepanz zwischen rechnerisch ermittelten sowie tatsächlich zu beobachtenden Rissbildern infolge Temperaturbelastung noch nicht vollständig erklären. Die rechnerisch ermittelte Schädigung ist weiterhin deutlich, wenn auch das Kriterium 2 noch nicht erreicht wird. Die Risse im Gewölbe reichen nur bis etwa zur Hälfte des Gewölbes, würden aber dennoch für weitere Belastungen wie beispielsweise Verkehrslasten eine nicht zu vernach-

lässigende Vorschädigung darstellen. Auf mögliche Ursachen für die rechnerische Überschätzung der infolge Abkühlung auftretenden Rissweiten und -längen wird nachfolgend eingegangen. Zunächst sollen jedoch die Auswirkungen einer Steifigkeitsverringerng auf die Spannungen in der Beispielbrücke weiter diskutiert werden.

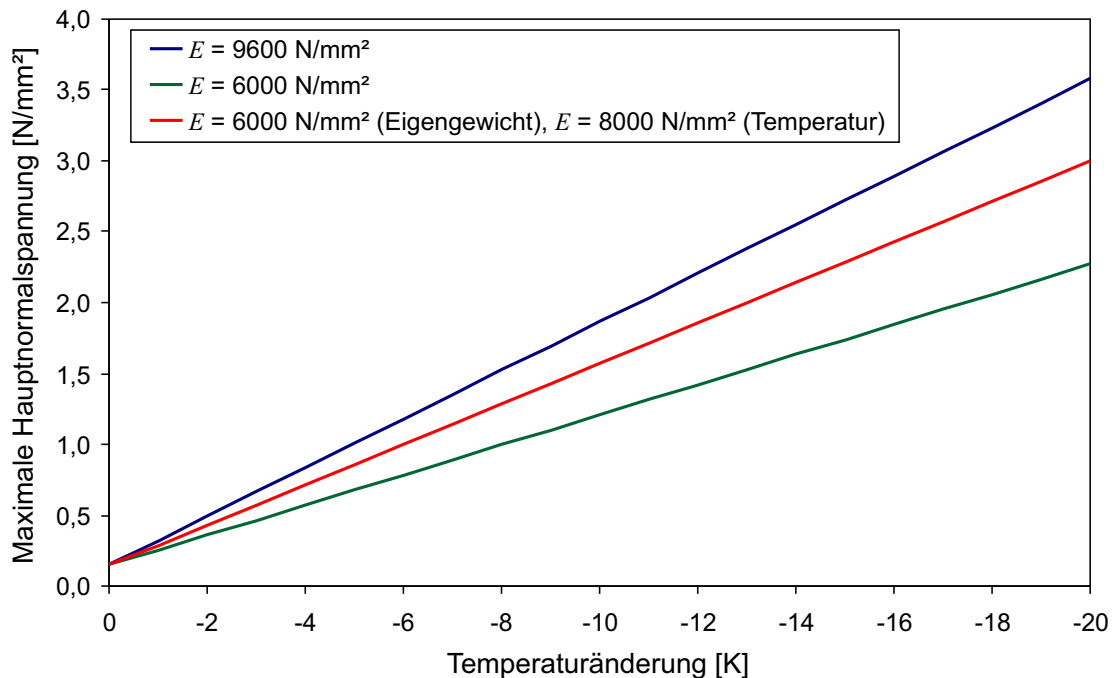


Abbildung 94: Ergebnisse linear-elastischer Berechnungen in 3D, maximale Hauptnormalspannung in den Elementen, die bei einer nichtlinearen Berechnung reißen würden

Abbildung 94 zeigt als Ergebnis einer linear-elastischer Berechnungen am 3D-Modell des Halbgewölbes die maximale Hauptnormalspannung in dem Element, in welchem sich bei einer nichtlinearen Berechnung Risse bildeten. Erwartungsgemäß ergeben sich geringere Spannungen bei abgesenkten Elastizitätsmoduln. Offenbar ist der Einfluss der Steifigkeit auf die Spannungen bei linear-elastischem Verhalten deutlich größer als derjenige auf die Rissbilder, die sich bei nichtlinearen Berechnungen ergeben. Dies verdeutlicht auch Abbildung 95, in der für die drei Steifigkeitsvarianten die Rissweite am vorderen Rand des Gewölbescheitels, siehe Abbildung 90 rechts, in Abhängigkeit von der Temperaturänderung gezeigt ist.

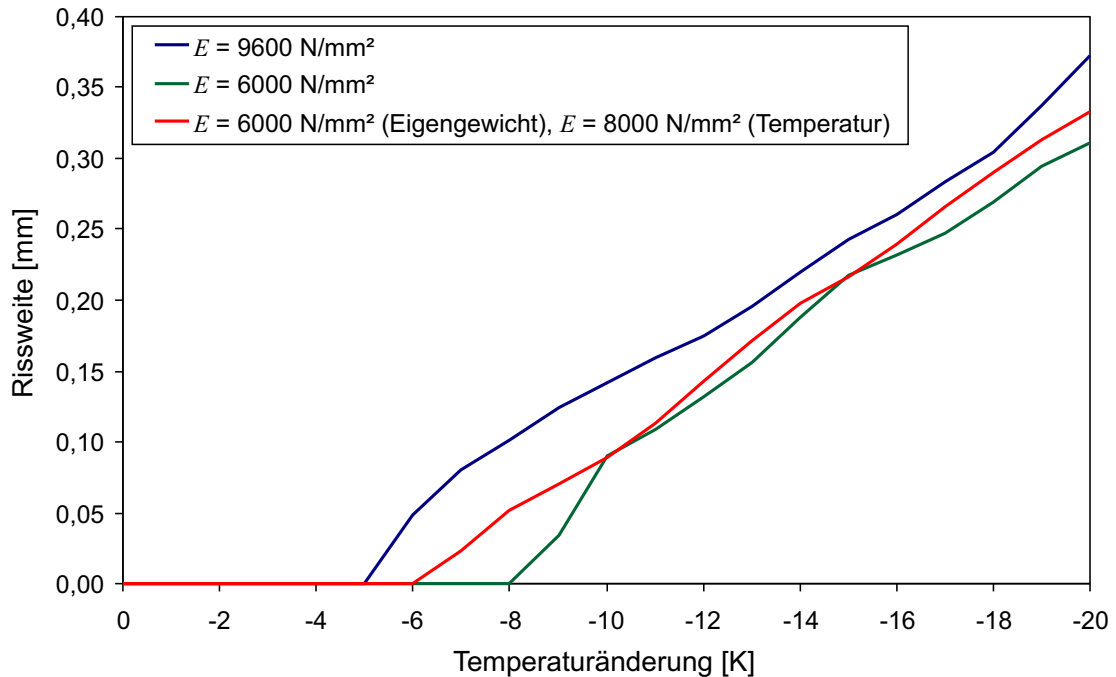


Abbildung 95: Rissweite im Scheitel an der Gewölbeunterseite

Es ist festzustellen, dass sich die Elastizitätsmoduln deutlich auf die Temperatur bei Rissentstehung auswirken. Dies zeigt sich an den unterschiedlichen Nullstellen der drei Kurven. Hingegen ist der Einfluss der Elastizitätsmoduln auf die Rissweiten vergleichsweise gering, was sich an den vergleichsweise kleinen vertikalen Abständen zwischen den drei Kurven zeigt. Diese Beobachtung lässt sich wie folgt interpretieren. Die statische Unbestimmtheit des Systems führt zum Aufbau von Zwangsspannungen infolge Temperaturänderung. Durch die Rissbildung bilden sich Gelenke, was den Grad der statischen Unbestimmtheit reduziert. Die thermischen Dehnungen werden so weniger stark behindert und die daraus resultierenden Verformungen, auch die Rissöffnungen, sind weniger steifigkeitsabhängig. Aus diesem Grund lassen sich die rechnerisch ermittelten Rissweiten durch eine Verringerung der Elastizitätsmoduln nicht wesentlich reduzieren. Die zur Erstrissbildung erforderlichen Temperaturänderungen sind hingegen deutlich steifigkeitsabhängig. Es stellt sich damit die Frage, ob es bei nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen unter Berücksichtigung der Rissbildung möglich ist, das bei Temperatureinwirkung auftretende Kriechen durch eine globale Reduzierung der Elastizitätsmoduln wirklichkeitsnah nachzubilden. Nach den vorliegenden Ergebnissen scheint das nicht der Fall zu sein. Erstens werden die Rissweiten und -tiefen bei dieser Vorgehensweise überschätzt und zweitens hat die Steifigkeitsänderung nur einen geringen Einfluss auf die errechneten Rissbilder.

Eine wirklichkeitsnahe Simulation der temperaturbedingten Rissbildung in Mauerwerksgewölbebrücken würde eine zeitabhängige Berechnung unter Verwendung viskoelastischer Materialgesetze erfordern, was jedoch mit einem sehr großen Rechenaufwand verbunden und für tatsächliche Tragsicherheitsnachweise unpraktikabel wäre. Es soll deshalb zunächst

nach Ursachen für die Überschätzung der Rissweiten gesucht und anschließend eine vereinfachte Vorgehensweise vorgeschlagen werden.

Eine mögliche Ursache für die oben genannte Überschätzung könnte die im Abkühlungsfall zu hoch angesetzte Temperaturänderung sein. Ausgehend von den extremalen Gewölberkerntemperaturen nach Tabelle 14 beträgt die Jahrestemperaturschwankung $\pm 13,25$ K. Damit ergibt sich zwar eine gegenüber den angenommenen -15 K geringere Abkühlung, jedoch wird sich daraus keine signifikante Änderung der errechneten Spannungszustände ergeben. Eine weitere Ursache für die Überschätzung der Rissweiten könnte die Vernachlässigung der Temperaturgradienten in den Randbereichen der Bauteile sein, siehe Temperaturverläufe in Anhang B.5. Eine zusätzliche gradientenbedingte Rissbildung würde bei Abkühlung früher einsetzen und es entstünde zunächst ein verteilteres Rissbild mit einer Vielzahl kleiner Risse. Es wäre zu untersuchen, ob dieser Effekt ausreicht, um der in den zuvor beschriebenen Simulationen beobachteten Risslokalisierung entgegenzuwirken. Dies wird jedoch aufgrund der errechneten großen Rissweiten als unwahrscheinlich angesehen. Nachfolgend soll eine weitere mögliche Ursache für die Rissweitenüberschätzung näher untersucht. Es ist bekannt, dass bei Beton und ähnlichen Materialien ausgehend von einer gleichen prozentualen Auslastung der zugehörigen Festigkeit die auf die Ausgangsverformungen bezogenen Kriechverformungen unter Zugbeanspruchung signifikant größer sind als unter Druckbeanspruchung (Kordina et al. 2000). Alfes (1993) hat ein solches Verhalten für Sandstein nachgewiesen. Es ist zu erwarten, dass auch bei Mauerwerk das Ausmaß der Kriechverformungen unter Zug- und Druckbeanspruchung verschieden ist. Dies rechtfertigt den Ansatz verschiedener effektiver Elastizitätsmoduln für die beiden Beanspruchungsarten, wenn das Konzept der vereinfachten Berücksichtigung des Kriechens über eine zeitabhängige Steifigkeitsverminderung beibehalten werden soll. Eine weitere Rechtfertigung für die Annahme eines stärkeren Kriechens unter Zugbeanspruchung ergibt sich im Fall von Mauerwerksgewölbebrücken aus der deutlich höheren Auslastung der Zugfestigkeit im Vergleich zu derjenigen der Druckfestigkeit.

Die Auswirkungen des Ansatzes verschiedener effektiver Elastizitätsmoduln für Zug- und Druckbeanspruchung sollen nachfolgend anhand des Halbgewölbes der Beispielbrücke, siehe Abbildung 90 rechts, gezeigt werden. Es erfolgten nichtlineare 2D-Berechnungen unter Verwendung von Vier-Knoten-Elementen mit linearem Verschiebungsansatz. Das Diagramm in Abbildung 96 zeigt in Analogie zu Abbildung 95 die Entwicklung der Rissweiten für fünf verschiedene Steifigkeitsvarianten. Zunächst ist festzustellen, dass die Ergebnisse der 2D-Simulationen diejenigen der 3D-Simulationen, vergleiche Abbildung 95, bestätigen. Die in 3D erhaltenen größeren Rissweiten resultieren aus einer leichten Variation der Rissgeometrie über die Brückenbreite. Mit reduzierten effektiven Elastizitätsmoduln für Zugbeanspruchung wurden zwei Kurven erhalten, die sich deutlich von den drei anderen Kurven in Abbildung 96 unterscheiden. Die Rissbildung setzt bei Abkühlung später ein, was

auf die sich stärker abbauenden Zugspannungen zurückzuführen ist. Zudem ist bei einer deutlichen Absenkung des Elastizitätsmoduls unter Zug, im vorliegenden Fall auf 3500 N/mm^2 , die Rissweite im interessierenden Bereich um -15 K deutlich geringer als bei den anderen Steifigkeitsvarianten. Dies könnte eine Erklärung dafür sein, dass die Rissbildung infolge Temperaturänderung in Finite-Elemente-Simulationen auch bei Verwendung zeitabhängiger effektiver Elastizitätsmoduln zumindest tendenziell überschätzt wird. Wenn das Kriechen des Mauerwerks vereinfachend auf diese Weise berücksichtigt werden soll, d. h. mittels effektiver Elastizitätsmoduln, ist im Sinne einer möglichst wirklichkeitsnahen Berechnung der Ansatz eines im Vergleich zur Druckbeanspruchung geringeren effektiven Elastizitätsmoduls für die Zugbeanspruchung zu empfehlen.

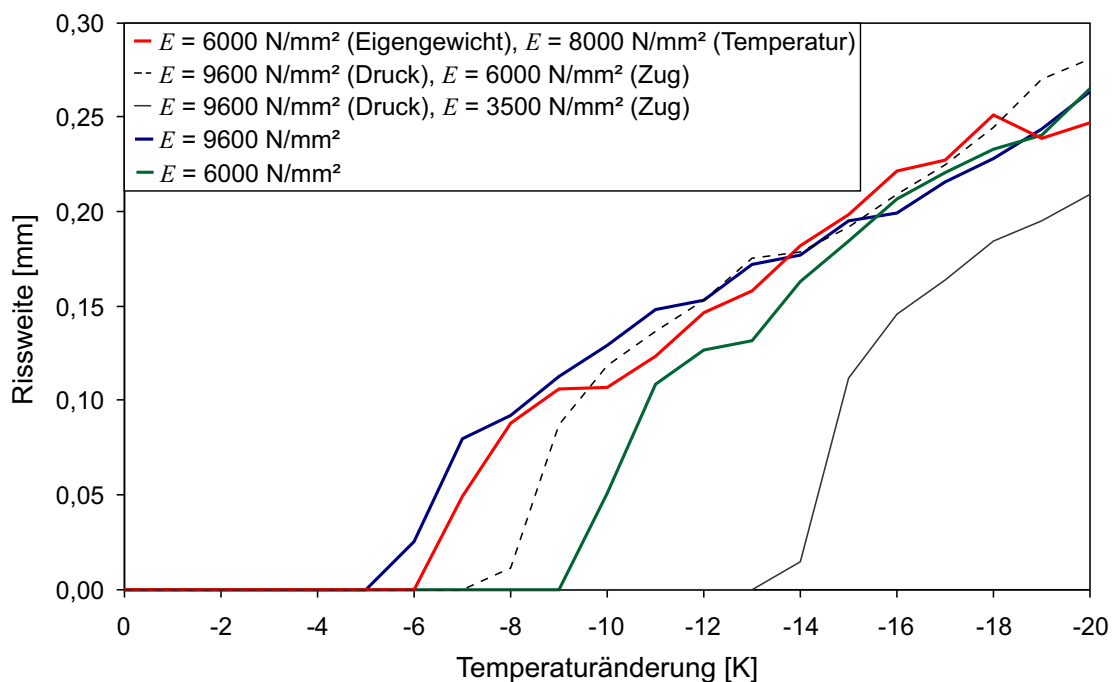


Abbildung 96: Rissweite im Scheitel an der Gewölbeunterseite (Ergebnisse von 2D-Berechnungen)

4.3.6 Beanspruchung durch Anfahren, Bremsen und Wind

Nachfolgend werden die Auswirkungen von Anfahr- bzw. Bremskräften sowie von Wind auf die Tragsicherheit von Mauerwerksgewölbebrücken diskutiert, wobei eine Beschränkung auf Eisenbahnbrücken und die dort auftretenden Belastungen erfolgt. Für die bereits in Abschnitt 4.2.2 beschriebene Eisenbahnbrücke, siehe Abbildung 47, wurden exemplarisch rechnerische Untersuchungen in 2D und 3D zum Einfluss zusätzlich zum Fahrzeuggewicht wirkender Brems- bzw. Anfahrkräften durchgeführt. Außerdem erfolgten anhand der gleichen Beispielbrücke Untersuchungen zum Einfluss von Windlasten auf die Tragsicherheit, was jedoch aufgrund der Belastungskomponenten senkrecht zum Brückenlängsschnitt nur am 3D-Modell möglich war. Das Ziel der Untersuchungen bestand darin, einerseits die

Mechanismen des Abtrages der genannten Lasten besser zu verstehen und andererseits die Größenordnung ihres Einflusses auf die Tragsicherheit der Brückenbauwerke abzuschätzen.

Der Ansatz von Brems- bzw. Anfahrkräften ist in den nationalen Normen für Eisenbahngewölbebrücken eindeutig geregelt, beispielsweise in der *Richtlinie 805* (2010) für Deutschland und in der *ONR 24008* (2014) für Österreich. Letztere gibt an, dass für Betriebslastenzüge Anfahr- sowie Bremskräfte mit einem 0,25-fachen Wert der Vertikalbelastung, jedoch maximal mit 1000 kN, anzusetzen sind. Die *Richtlinie 805* (2010) verweist auf die *DIN EN 1991-2* (2010) und die dort geregelten Einwirkungen auf Brücken. In diesen Normen sind charakteristische Werte für Anfahr- und Bremskräfte angegeben. Dabei wird zwischen verschiedenen Normlastmodellen unterschieden: Lastmodell 71, SW/0, SW/2 und HSLM. Für diese vier Lastmodelle ist folgende Anfahrkraft Q_{lak} anzusetzen:

$$Q_{lak} = 33 \cdot L_{a,b} \leq 1000 \text{ kN} \quad (4.3)$$

Die Bremskraft Q_{lbk} für die Lastmodelle 71, SW/0 und HSLM ergibt sich nach Gleichung (4.4) und die für das Lastmodell SW/2 nach Gleichung (4.5):

$$Q_{lbk} = 20 \cdot L_{a,b} \leq 6000 \text{ kN} \quad (4.4)$$

$$Q_{lbk} = 35 \cdot L_{a,b} \quad (4.5)$$

Die Anfahr- und Bremskräfte sind auf Höhe der Schienenoberkante in Längsrichtung anzusetzen. Sie dürfen dabei als gleichmäßig verteilt über die zugehörige Einfluss- bzw. Belastungslänge $L_{a,b}$ angenommen werden. Der betragsmäßig größere Wert entscheidet darüber, ob Anfahr- oder Bremskräfte zum Ansatz kommen.

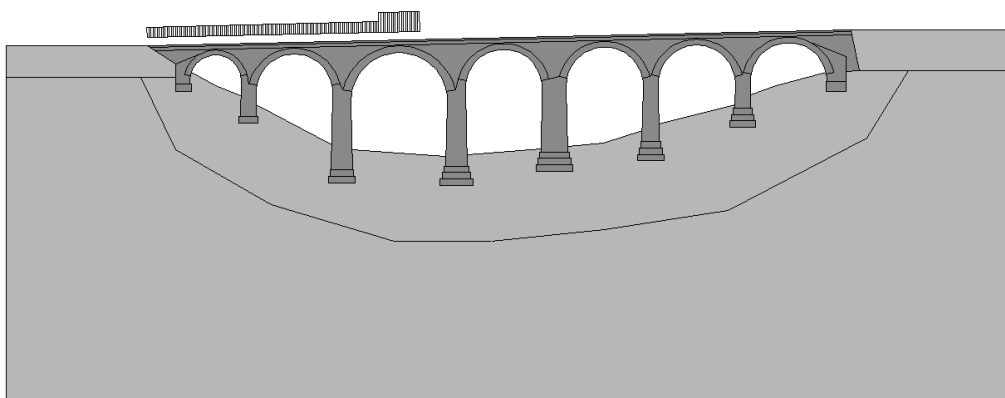


Abbildung 97: Geometrisches 2D-Modell einer siebenfeldrigen Mauerwerksgewölbebrücke mit Beispiellaststellung

In den hier durchgeführten Berechnungen kam das Lastmodell 71 so zum Ansatz, dass an einem Ende der größeren Streckenlast von 156 kN/m nur einseitig und hangabwärts bis zum Brückenende die geringere Streckenlast von 80 kN/m folgte, siehe Abbildung 97. Die Mitte der größeren Streckenlast wurde nacheinander jeweils in den sieben Gewölbemitten angeordnet, woraus sich sieben Laststellungen ergaben. Für die Berechnungen mit Anfahr- bzw. Bremskräften kam die für die jeweilige Laststellung betragsmäßig größere Belastung entsprechend den normativen Vorgaben zum Ansatz, siehe Gleichung (4.3) und (4.4), wobei diese Belastung stets hangabwärts und auf die ganze Zuglänge verteilt wirkte. Damit stellen die Berechnungen keine Überfahrtsimulation dar, da bis zur Position der Zugspitze bei etwa 42 m das Anfahren und danach das Bremsen maßgebend war. Zu diesen beiden Fällen gehören verschiedene Fahrtrichtungen des Zuges. Die Belastungsrichtung hangabwärts wurde für dieses Bauwerk als die kritische betrachtet. Es ist zu bemerken, dass bei der Zugspitzenposition von etwa 42 m die maximale Anfahrkraft von 1000 kN erreicht wurde. Zusätzlich zu den genannten Einwirkungen fanden keine weiteren Berücksichtigung. Die Steifigkeit des Bodens betrug 50000 N/mm². Sowohl bei den 3D- als auch bei den 2D-Berechnungen wurden die nachfolgend verwendeten Versagenskriterien stets in demjenigen Gewölbe erreicht, in dem auch die Mitte der größeren Streckenlast vom 156 kN/m stand. Abbildung 98 zeigt die aus den dreidimensionalen Berechnungen erhaltenen η -Werte mit und ohne Anfahr- bzw. Bremskräften in Abhängigkeit von der Position der Zugspitze. Diese η -Werte entsprechen dem Kriterium 1, welches sich auf die Zugspannungen im ungerissenen Gewölbe bezieht. Die entsprechenden η -Werte für das Kriterium 2, welches auf der Risslänge beruht, sind in Abbildung 99 dargestellt. Die Position der Zugspitze nimmt hangaufwärts zu, also im linken Bild von Abbildung 97 nach rechts, während die Anfahr- bzw. Bremskräfte stets hangabwärts wirken.

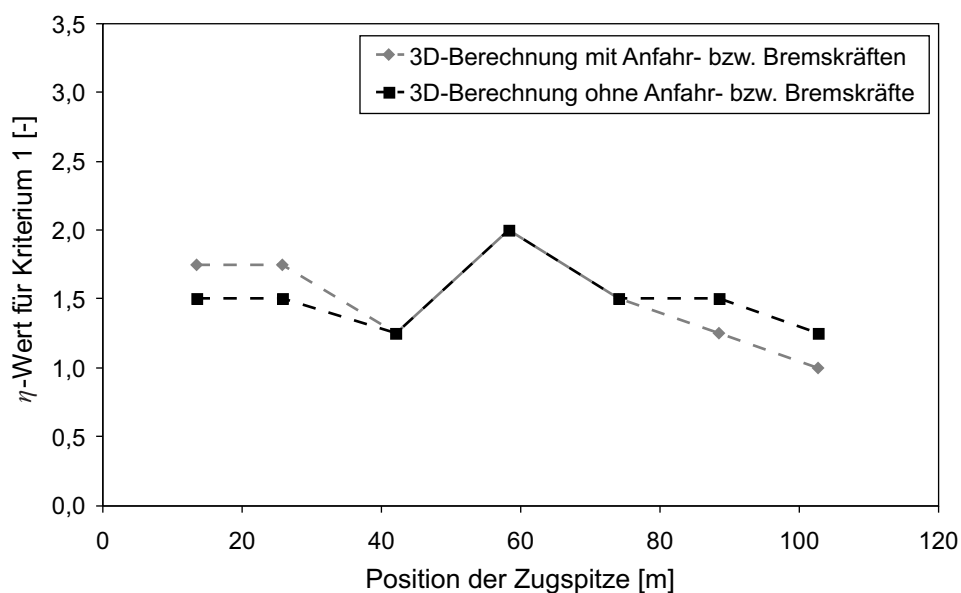


Abbildung 98: Ergebnisse der 3D-Berechnungen für das Lastmodell 71 mit und ohne Anfahr- bzw. Bremskräfte; η -Werte für Kriterium 1

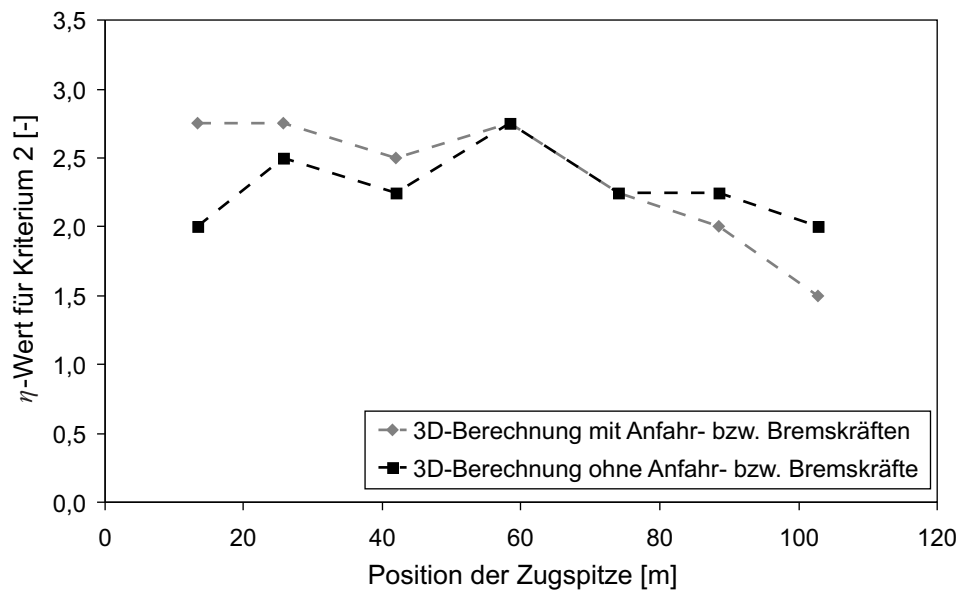


Abbildung 99: Ergebnisse der 3D-Berechnungen für das Lastmodell 71 mit und ohne Anfahr- bzw. Bremskräfte; η -Werte für Kriterium 2

Die Ergebnisse zeigen, dass Anfahr- bzw. Bremskräfte im 3D-Modell einen nicht vernachlässigbaren Einfluss auf die ermittelte Tragsicherheit des Bauwerkes haben. Es ist weiterhin festzustellen, dass im vorliegenden Beispiel bei den ersten Laststellungen, d. h. bis zur Position der Zugspitze bei etwa 42 m, die η -Werte durch Ansatz der Anfahrkraft ansteigen oder gleich bleiben. Dieser Effekt kann mit Hilfe der zusätzlichen Längskraft erklärt werden, die aufgrund der geringeren Nachgiebigkeit vornehmlich zum nächstliegenden Brückenende hin abgeleitet wird. Bei den Positionen vor Brückenmitte ergibt sich daraus eine vergleichsweise große, in Richtung zum hangabwärts liegenden Brückenende wirkende Druckkraft. Die daraus resultierenden Druckspannungen wirken den vorhandenen Biegezugspannungen an den Gewölbeunterseiten entgegen, weshalb das Aufreißen der Gewölbe erst unter höherer Last erfolgt. Bei Positionen der Zugspitze ab etwa 74 m bewirkt die zum hangaufwärts liegenden Brückenende übertragene Zugkraft erwartungsgemäß eine Verringerung der η -Werte sowohl für das Kriterium 1 als auch für das Kriterium 2. Dabei ist außerdem zu beachten, dass sich der Betrag der Bremskraft mit zunehmender Zuglänge erhöht, also wenn der Wert für die Position der Zugspitze zunimmt. Der Grund für bei Zugspitzenpositionen nahe in Brückenmitte ermittelte gleiche η -Werte für die Fälle mit bzw. ohne Bremskräfte ist darin zu sehen, dass die Auswertung in Inkrementen zu 0,25 erfolgte und kleine Unterschiede deshalb nicht erfasst werden konnten.

In den zusätzlich durchgeführten Untersuchungen am 2D-Modell fanden die gleichen Einwirkungen wie beim 3D-Modell Berücksichtigung. Abbildung 100 zeigt die erhaltenen η -Werte mit und ohne Anfahr- bzw. Bremskräfte in Abhängigkeit von der Position der Zugspitze für Kriterium 1, Abbildung 101 entsprechend für Kriterium 2.

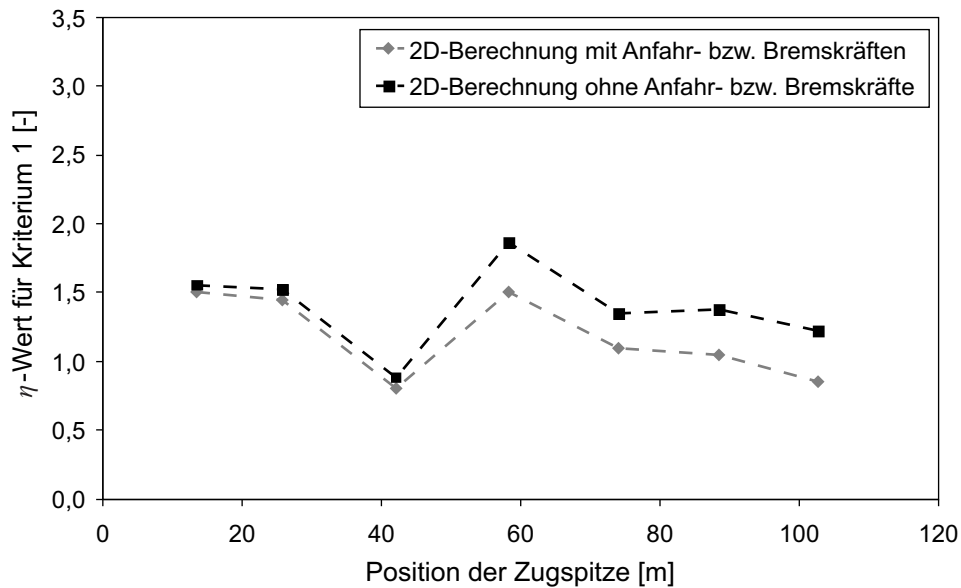


Abbildung 100: Ergebnisse der 2D-Berechnungen für das Lastmodell 71 mit und ohne Anfahr- bzw. Bremskräfte; η -Werte für Kriterium 1

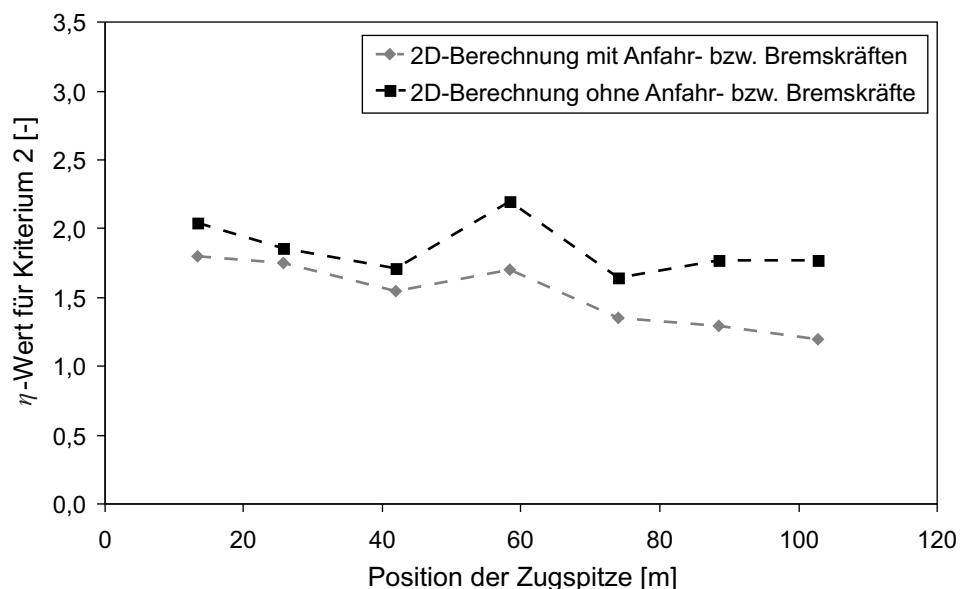


Abbildung 101: Ergebnisse der 2D-Berechnungen für das Lastmodell 71 mit und ohne Anfahr- bzw. Bremskräfte; η -Werte für Kriterium 2

Der Einfluss der Anfahr- bzw. Bremskräfte ist bei den zweidimensionalen Berechnungen etwa gleich groß wie bei den dreidimensionalen. Mit zunehmendem Positionswert für die Zugspitze vergrößert sich der Unterschied zwischen den η -Werten mit und ohne diese Kräfte. Das ist sowohl für Kriterium 1 als auch Kriterium 2 der Fall und darauf zurückzuführen, dass ein größer werdender Anteil der Bremskraft als Zugkraft zum hangaufwärts liegenden Brückenende übertragen wird und sich außerdem die Bremskraft mit der Zuglänge erhöht. Der oben genannte Maximalwert der Bremskraft von 6000 kN wird beim hier vorliegenden Beispiel nicht erreicht. Im Unterschied zu den dreidimensionalen Berechnungen tritt der die Tragfähigkeit erhöhende Effekt der Anfahrlasten bei kleinen Positions-

werten hier nicht auf. Entsprechend sind die mit Anfahr- bzw. Bremskräften ermittelten η -Werte stets kleiner als diejenigen ohne Berücksichtigung von Anfahren und Bremsen. Eine mögliche Erklärung dafür ergibt sich aus dem Aufbau des 3D-Modells. In letzterem wird die Drucklängskraft über die Stirnmauern vornehmlich in die Gewölberänder übertragen, wo im Normalfall die Biegerissbildung beginnt.

Die Untersuchungen an der Beispielbrücke zeigen, dass Anfahr- bzw. Bremskräfte bei rechnerischen Tragsicherheitsbewertungen zu berücksichtigen sind. Dies entspricht auch den normativen Vorgaben. Dabei sollten grundsätzlich beide Wirkungsrichtungen untersucht werden. Außerdem empfiehlt sich eine Vergleichsrechnung ohne die Berücksichtigung von Anfahren und Bremsen, da dies unter bestimmten Umständen, wie auch teilweise im vorliegenden Beispiel, zu geringeren Tragsicherheiten führen kann. Bei ausreichend überschütteten Einzelgewölben und lückenlosen Gleisen wird im Allgemeinen davon ausgegangen, dass nur geringe Kräfte aus Anfahren und Bremsen in das Gewölbe eingetragen werden (Proske et al. 2006). Die Anfahr- und Bremskräfte werden auf Grund der lückenlosen Gleise von den Schienenfahrzeugen auf die angeschlossenen Fahrwegbereiche übertragen (Weber 1999). Bei schlanken hohen Pfeilern in Gewölbereihen können Anfahr- bzw. Bremskräfte in Kombination mit Wind- und vertikalen Verkehrslasten jedoch zu kritischeren Belastungszuständen führen (Proske et al. 2006).

Im Unterschied zu den Lasten aus Anfahren und Bremsen werden Windlasten auf Gewölbebrücken als vergleichsweise wirkungsarm eingeschätzt (Proske et al. 2006). Eindeutige Regelungen zum Ansatz dieser Windlasten existieren nicht. Die österreichische Norm zur Bewertung bestehender Brücken *ONR 24008* (2014) gibt an, dass Windlasten bei Gewölbebrücken in der Regel vernachlässigt werden können. Ebenso schätzt die britische Norm für gewölbte Straßenbrücken *BD 91/04* (2004) Windlasten als nicht kritisch ein. Soll eine Belastung aus Wind trotzdem berücksichtigt werden, dann hat dies nach *DIN EN 1991-1-4* (2010) zu erfolgen.

Anhand der anfangs vorgestellten Eisenbahnbrücke wurde der Einfluss von Windlasten auf die Tragsicherheit von Mauerwerksgewölbebrücken exemplarisch untersucht. Aufgrund der hohen Pfeiler, der großen Gewölbeanzahl und der gekrümmten Brückenachse wird dieses Bauwerk als besonders anfällig für Windlasten angesehen. Die dreidimensionalen Berechnungen wurden für eine ausgewählte kritische Anordnung des Lastmodells 71 durchgeführt. Es fanden keine weiteren Einwirkungen Berücksichtigung, um den Einfluss der Windlasten herausstellen zu können. Die Steifigkeit des Bodens betrug 5000 N/mm^2 . Da keine eindeutigen Regelungen für den Ansatz von Windlasten bei Gewölbebrücken existieren, erfolgte die Ermittlung der Belastung aufgrund des Brückenstandortes in Anlehnung an die *ÖN EN 1991-1-4* (2005). Zunächst wurde zwischen zwei Belastungsarten unterschieden: Wind auf die Brücke und Wind auf das Zugband. Die Windlast auf die Brücke kam nach

dem Aufbringen des Eigengewichtes und vor der Verkehrsbelastung zum Ansatz. Sie wurde als Flächenlast normal zur Oberfläche wirkend angesetzt, auf der dem Wind zugewandten Seite als Druck und auf der dem Wind abgewandten Seite als Sog. Die anzusetzende Flächenlast w_e ergibt sich nach Gleichung (4.6) als Produkt aus dem Böengeschwindigkeitsdruck q_p und dem Druckbeiwert $c_{p,net}$ zu $\pm 0,965 \text{ kN/m}^2$.

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{p,net} \quad (4.6)$$

Der Druckbeiwert $c_{p,net}$ wurde unter der Annahme, dass sich die Brücke wie eine freistehende Wand verhält, aus Tabelle 7.9 der *ÖN EN 1991-1-4* (2005) zu $\pm 1,2$ gewählt. Für den Böengeschwindigkeitsdruck q_p gilt in Abhängigkeit von der Bauwerkshöhe z_e , der Geländekategorie und dem Basisgeschwindigkeitsdruck $q_{b,0}$ die Gleichung (4.7), entsprechend Tabelle 1 des nationalen Anhangs der *ÖN EN 1991-1-4* (2005). Dabei kam eine Bauwerkshöhe z_e von 19 m zum Ansatz und es erfolgte die Annahme der Geländekategorie II.

$$q_p(z_e) = 2,1 \cdot \left(\frac{z_e}{10} \right)^{0,24} \cdot q_{b,0} \quad (4.7)$$

Der Basisgeschwindigkeitsdruck $q_{b,0}$ ergibt sich durch Interpolation der Basisgeschwindigkeitsdrücke für die beiden nächstgelegenen Orte, welche im nationalen Anhang der *ÖNORM B 1991-1-4* (2006) aufgelistet sind, im Fall des vorliegenden Beispiels zu $0,328 \text{ kN/m}^2$.

Die Windlast auf das Zugband wurde als Einzellast F_W nach Gleichung (4.8) entsprechend der *ÖN EN 1991-1-4* (2005) ermittelt und auf die Zuglängen verteilt senkrecht zur Brückenachse zusammen mit der Verkehrsbelastung angesetzt. Dabei entspricht q_b dem bereits ermittelten Basisgeschwindigkeitsdruck und $A_{ref,x}$ der Bezugsfläche, welche sich aus der Lasteinleitungslänge sowie der Höhe des Zugbandes errechnen lässt. Der Windlastfaktor C ergibt sich nach Tabelle 8.2 der *ÖN EN 1991-1-4* (2005) für die Geländekategorie II zu rund 5,2. Er ist abhängig vom Verhältnis der Fahrbahnbreite b zur Bezugshöhe d_{tot} , welche der Höhe des Zugbandes entspricht, und der Bauwerkshöhe z_e . Im Fall der hier betrachteten Brücke beträgt die Fahrbahnbreite 4,7 m und die Höhe des Zugbandes wurde mit 4 m angenommen. Der Ansatz von Belastungen auf das 3D-Modell wurde bereits in Abschnitt 4.2.2 näher erläutert.

$$F_W = q_b \cdot C \cdot A_{ref,x} \quad (4.8)$$

Abbildung 102 zeigt die ermittelten η -Werte mit und ohne Windlast für eine ausgewählte Laststellung des Lastmodells 71. Es sind sowohl die Werte für das Kriterium 1, welches sich auf die Zugspannungen im ungerissenen Gewölbe bezieht, als auch die für das Kriterium 2, welches auf der Risslänge beruht, dargestellt. Es erfolgte die Betrachtung zweier Anström-

richtungen. Bei positiver Anströmrichtung herrscht Druck an der gekrümmten Innenseite der Brücke und Sog an der Außenseite, bei negativer Anströmrichtung kehren sich die Belastungsrichtungen um.

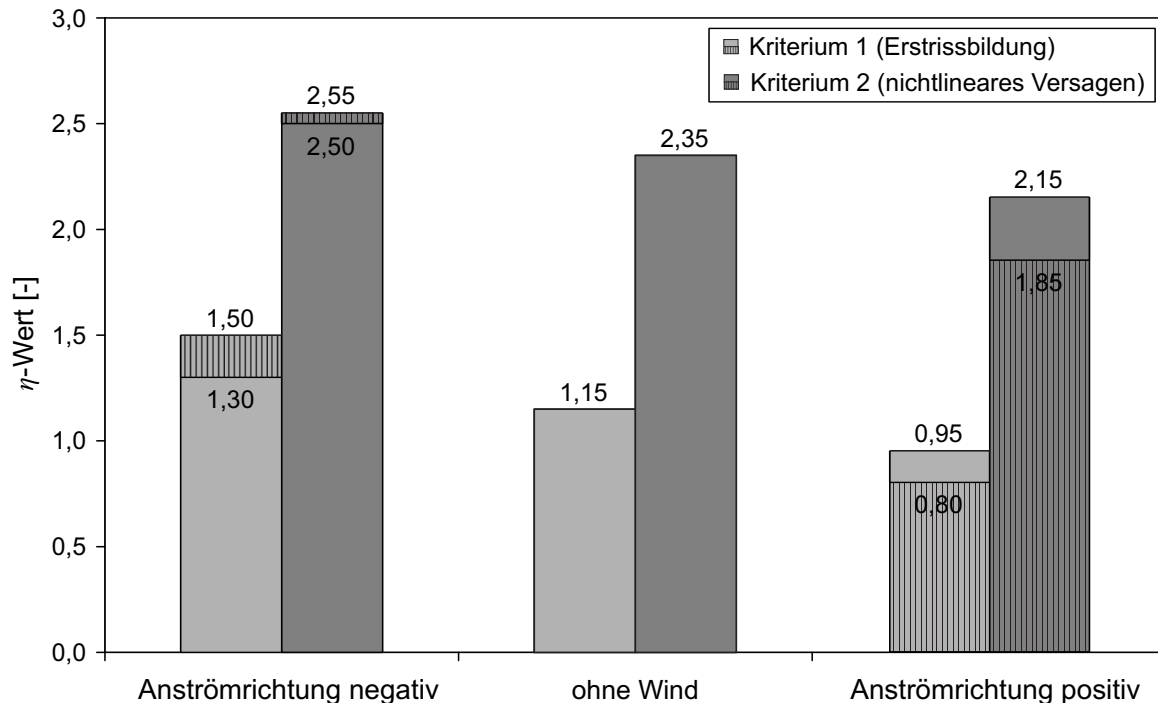


Abbildung 102: Rechenergebnisse für eine ausgewählte Laststellung des Lastmodells 71 mit und ohne Windlast; gestreift: Wind wirkt auf Brücke und Zug, nicht gestreift: Wind wirkt nur auf Brücke

Zunächst ist festzustellen, dass die Windlast auf das Zugband im Vergleich zu derjenigen auf die Brücke einen nur geringen Einfluss auf die η -Werte hat. Die nachfolgende Diskussion bezieht sich auf die gesamte Windlast, also einschließlich derjenigen auf das Zugband. Druck auf der Außenseite und Sog an der Innenseite, d. h. eine negative Anströmrichtung, hat günstige Auswirkungen. Entsprechend ergeben sich höhere η -Werte sowohl für das Kriterium 1 als auch für das Kriterium 2. Der Unterschied in den η -Werten gegenüber der Berechnung ohne Berücksichtigung von Windlasten beträgt 30% für das Kriterium 1 und 8,5% für das Kriterium 2. Kritischer für das Bauwerk ist die positive Anströmrichtung des Windes, d. h. Druck auf der Innenseite und Sog an der Außenseite. Dafür ergeben sich deutlich geringere η -Werte. Hier liegt der Unterschied in den η -Werten gegenüber der Berechnung ohne Berücksichtigung von Windlasten für das Kriterium 1 bei 30% und für das Kriterium 2 bei 21%. Es gibt demnach durchaus Fälle, in denen die Windlasten auf Mauerwerksgewölbebrücken nicht vernachlässigt werden können. Die Autorin empfiehlt, bei der Tragsicherheitsbewertung von Mauerwerksgewölbebrücken, deren Standort in einer windreichen Region liegt, eine dreidimensionale Berechnung unter Berücksichtigung von Windwirkungen durchzuführen. Bei gekrümmten Brücken sollten grundsätzlich beide Windanströmrichtungen sowie zum Vergleich der Fall ohne Wind untersucht werden.

4.3.7 Zur Berücksichtigung von Vorschädigungen

In der Regel wird bei der rechnerischen Tragsicherheitsbewertung von Mauerwerksgewölbebrücken zunächst von einem ungeschädigten Zustand ausgegangen. Weist das Bauwerk jedoch deutlich sichtbare Schäden auf, müssen diese in den Berechnungen Berücksichtigung finden. Dabei stellt die Ermittlung des Ausmaßes der Vorschädigung sowie die Nachbildung derselben in den Simulationen eine große Herausforderung dar. Anhand der bereits in Abschnitt 4.2.4 beschriebenen Brücke, siehe Abbildung 62, soll nachfolgend die Berücksichtigung einer Vorschädigung im Zuge des Abgleichs von Simulationsergebnissen mit bei Zugüberfahrten gewonnenen Messwerten erläutert werden.

Charakteristisch für die untersuchte Mauerwerksgewölbebrücke sind die offenen Stirnmauern. Bei einer Besichtigung der Brücke konnten sichtbare Schäden in Form von Rissen festgestellt werden. Zunächst erfolgte eine rechnerische Tragsicherheitsbewertung am ungeschädigten Bauwerk, wobei für die oberen kleinen Bögen keine ausreichende Tragsicherheit nachgewiesen werden konnte. Es ergab sich in den Simulationen das am Bauwerk beobachtete Rissbild. Die Ursachen für diese Schäden sind in Abschnitt 4.4 erläutert.

Durch das Institut für experimentelle Mechanik der HTWK Leipzig erfolgten Dehnungs- und Rissöffnungsmessungen an den oberen kleinen Bögen unter normalem Zugverkehr, um einerseits die Simulationsergebnisse zu überprüfen und andererseits zusätzliche Informationen zum Tragverhalten zu gewinnen. Die Messstellen sind in Abbildung 103 dargestellt. An der Innenseite der messtechnisch überwachten Stütze befand sich ein nicht über die gesamte Brückenbreite gehender Riss, weshalb an dieser Stelle zusätzlich zur Rissöffnung (R2) die Dehnung im nicht gerissenen Bereich (D1) gemessen wurde.

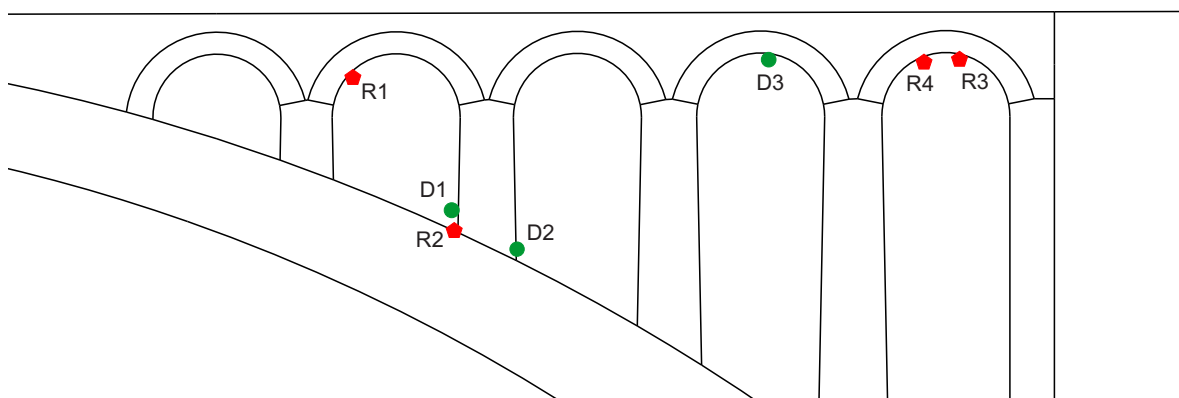


Abbildung 103: Messstellen an einer Brückenhälfte (D ... Dehnungsmessstelle, R ... Rissöffnungsmessstelle)

Die Messungen erfolgten nur an einer der beiden Brückenhälften, wobei die Sensoren in denjenigen Bereichen angeordnet waren, die sich entweder in den numerischen Simulationen oder aufgrund des tatsächlich vorgefundenen Schadensbildes als kritisch erwiesen

hatten. Zur Ermittlung der Dehnungen dienten über eine Basislänge von etwa 60 cm parallel zur Mittelebene der Brücke angeordnete Verschiebungssensoren. Um messbare Bauwerksreaktionen zu erhalten, sollten die Messungen unter möglichst hohen Verkehrslasten durchgeführt werden. Im zur Verfügung stehenden Zeitfenster konnten nur vierzehn Züge erfasst werden, darunter fünf Güterzüge mit ausreichend großen Lasten. Die deutlichsten Bauwerksreaktionen ergaben sich bei der Überfahrt eines 462 m langen und 1776 t schweren Güterzuges mit zwei Lokomotiven des Typs 1116.

Um einen Vergleich von Simulation und Experiment zu ermöglichen, wurde eine Gleichstreckenlast auf das numerische Modell der Brücke aufgebracht. Aus dem Gewicht und der Länge des oben genannten Güterzuges konnte eine Streckenlast von 3,84 t/m abgeleitet werden (1776 t dividiert durch 462 m). Für die zwei Lokomotiven des Typs 1116 ergab sich entsprechend eine Streckenlast von 4,46 t/m (2 x 86 t dividiert durch 2 x 19,28 m). Diese Streckenlasten wurden sowohl als Volllast über die gesamte Brückenlänge angesetzt als auch als Halblast über eine der Brückenhälften. Der letztgenannte Lastfall erwies sich als der kritische und soll nachfolgend ausgewertet werden.

Zunächst erfolgte das Aufbringen von Eigengewicht und Ausbaulast. Die sich aus diesen beiden ständigen Lasten ergebenden Verformungen wurden für den Vergleich mit den Messergebnissen später wieder von den Rechenergebnissen abgezogen. Bei diesen ersten Berechnungen ergab sich unter den oben beschriebenen Streckenlasten keine Schädigung am Bauwerk, was einen Vergleich mit den Messergebnissen erschwerte. Um die Simulationen mit der Messung vergleichbar zu machen, musste im Modell eine Vorschädigung erzeugt werden. Dies erfolgte mittels einer Halblast unter Anwendung des Lastmodells E5 ohne Berücksichtigung von Teilsicherheits- und Schwingbeiwerten. Das so erzeugte Rissbild, welches gut mit dem am Bauwerk beobachteten Schadensbild übereinstimmt, ist in Abbildung 104 dargestellt.

Mittels des nun vorhandenen „vorgeschädigten“ Modells erfolgten erneut Berechnungen für die oben beschriebenen Streckenlasten. Dabei kam das steifere, hier kritischere Bodenmodell mit einem Elastizitätsmodul des Bodens von 50000 N/mm² um Ansatz. Ein quantitativer Vergleich der errechneten und gemessenen Rissweiten ist nicht sinnvoll, da sich im makroskopischen, d. h. homogenisierten Modell tendenziell Einzelrisse bilden, während die tatsächlich auftretenden Rissöffnungsverschiebungen im Allgemeinen über mehrere Mauerwerksfugen verteilt sind. So wies der hier untersuchte Randbogen zwei deutliche Parallelrisse auf, weshalb dort zwei Rissöffnungssensoren angeordnet wurden, siehe Abbildung 103. Die gemessenen Rissweiten waren für alle Messstellen als unkritisch einzuschätzen (zweistelliger Mikrometerbereich) und erwartungsgemäß kleiner als die errechneten, jedoch stimmen Rissbild und Richtung der Rissuferverschiebung gut überein. Demzufolge können die errechneten Rissweiten als auf der sicheren Seite liegend angesehen werden.

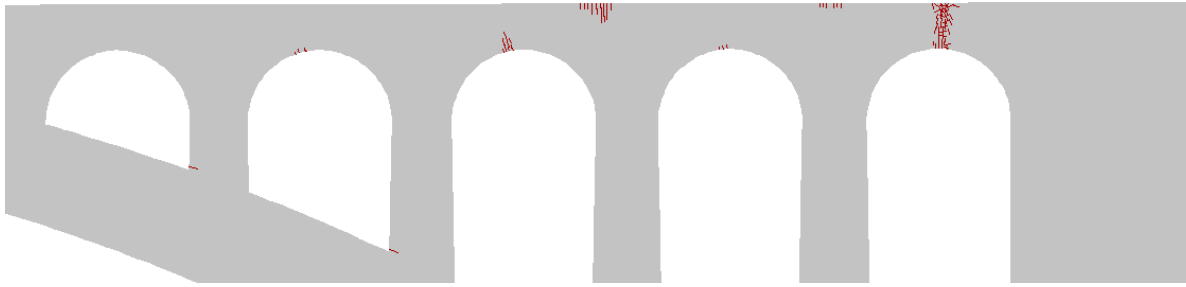


Abbildung 104: Rissbild nach Vorschädigung

Tabelle 15 enthält die gerundeten minimalen und maximalen Dehnungsmesswerte bei Überfahrt des zuvor genannten Güterzuges im Vergleich zu den Simulationsergebnissen mit und ohne Berücksichtigung einer Vorschädigung. Aus dem zeitlichen Verlauf der Messwerte, siehe Abbildung 105, ist zu erkennen, dass es im Bereich des untersuchten Stützenfußes (Messstellen D1 und D2) zu einem zyklischen Wechsel der Biegerichtung kommt. Gleiches zeigt sich an der untersuchten Bogenunterseite (Messstellen D3), was sich auf eine Durchlaufwirkung in der Bogenreihe zurückführen lässt.

Tabelle 15: Vergleich der gemessenen Dehnungen mit den Simulationsergebnissen (mit und ohne Berücksichtigung einer Vorschädigung)

Messstelle	minimaler Messwert (gerundet)	maximaler Messwert (gerundet)	ohne Vorschädigung		mit Vorschädigung	
			Halblast* bis 3,84 t/m	Halblast* bis 4,46 t/m	Halblast* bis 3,84 t/m	Halblast* bis 4,46 t/m
D1 [-]	$-1,0 \cdot 10^{-6}$	$5,0 \cdot 10^{-6}$	$9,39 \cdot 10^{-6}$	$1,10 \cdot 10^{-5}$	$5,32 \cdot 10^{-6}$	$6,21 \cdot 10^{-6}$
D2 [-]	0	$4,0 \cdot 10^{-6}$	$-1,36 \cdot 10^{-5}$	$-1,60 \cdot 10^{-5}$	$-1,32 \cdot 10^{-5}$	$-1,53 \cdot 10^{-5}$
D3 [-]	$-4,0 \cdot 10^{-6}$	$4,0 \cdot 10^{-6}$	$1,41 \cdot 10^{-5}$	$1,66 \cdot 10^{-5}$	$4,50 \cdot 10^{-6}$	$4,50 \cdot 10^{-6}$

* Numerische Ergebnisse abzüglich der Verformungen aus Eigengewicht und Ausbaulast.

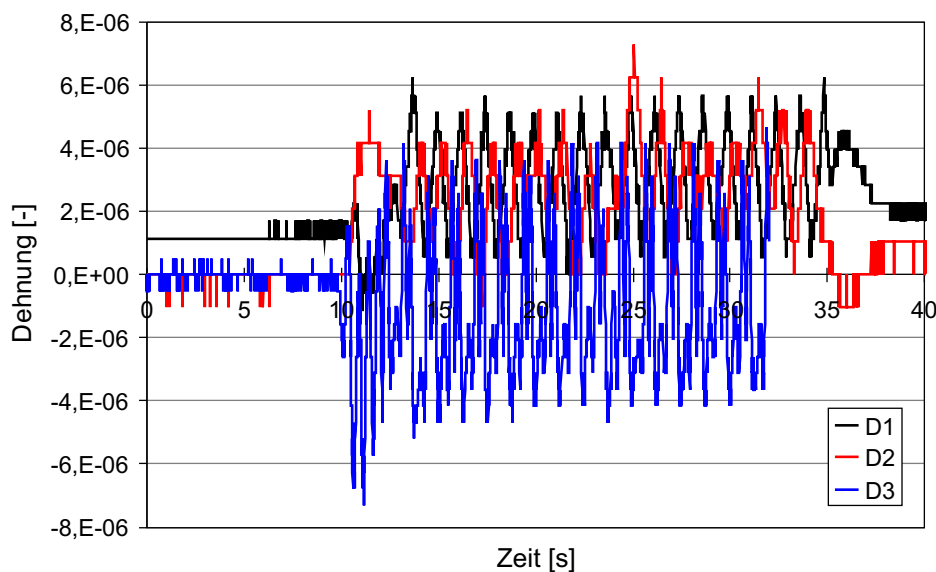


Abbildung 105: Zeitlicher Verlauf der gemessenen Dehnung bei Überfahrt eines Güterzuges (Messstellennummern gemäß Abbildung 103)

Es ist festzustellen, dass die gemessenen Dehnungswerte vergleichsweise klein sind und nicht auf kritische Anstrengungszustände hindeuten. Während sich in den Simulationen ausgehend von einem ungeschädigten Bauwerkszustand zunächst eine nur unbefriedigende Übereinstimmung mit den Messergebnissen zeigte, konnten die Simulationsergebnisse durch Berücksichtigung einer Vorschädigung den experimentellen Beobachtungen angenähert werden. In den Zugbereichen, d. h. bei Messstellen D1 und D3, entsprechen die gemessenen Dehnungen etwa den unter Berücksichtigung der Vorschädigung errechneten. Zum Vergleich müssen bei diesen Messstellen die gemessenen Maximalwerte herangezogen werden, bei der im rechnerischen Druckbereich angeordneten Messstelle D2 hingegen der Minimalwert. Dass letzterer bei Null liegt und nicht deutlich im Minus, wie aufgrund der Rechenergebnisse zu erwarten war, ist auf Grundlage der vorliegenden Informationen nicht erklärbar.

Beim vorstehenden Ergebnisvergleich ist zu berücksichtigen, dass die Schäden an einem derartigen Bauwerk im Allgemeinen nur teilweise bekannt sind und deshalb mit ihrem tatsächlichen Ausmaß im Modell nur schwer nachgebildet werden können. Außerdem sind sowohl auf der Seite der Messungen als auch auf der Seite der rechnerischen Nachbildung weitere Verbesserungen möglich. Die Lasten während der Überfahrten waren hier vergleichsweise gering, weshalb die Dehnungen bzw. Rissöffnungen teilweise im Messfehlerbereich der Sensoren lagen. Bessere Messergebnisse hätten mittels einer quasi-statischen Belastung durch schwere Lokomotiven und Waggons bei langsamen Überfahrten oder mittels hydraulisch erzeugter Testlasten oberhalb des Gebrauchslastniveaus erzielt werden können. In den Berechnungen könnte ein den tatsächlichen Testlasten entsprechendes Lastmodell an verschiedenen Positionen entlang der Brückenachse angeordnet werden, um wirklichkeitsnähere Ergebnissen zu erhalten. Eine entsprechende Vorgehensweise wird in Abschnitt 4.5 empfohlen.

4.3.8 Zusammenfassung zu den Einflussgrößen auf die Tragsicherheit

In den Abschnitten 4.3.1 bis 4.3.7 wurden unterschiedliche Einflussgrößen auf die mittels nichtlinearer Finite-Elemente-Simulationen ermittelte Tragsicherheit von Mauerwerks-gewölbebrücken diskutiert. Zu diesen Einflussgrößen gehörten die Gewölbegeometrie, die Stirnmauern mit dazwischenliegender Füllung sowie die Mauerwerks- und Bodeneigenschaften. Außerdem erfolgten Untersuchungen zur Beanspruchung durch Temperaturänderung, Anfahren, Bremsen und Wind sowie zur Berücksichtigung von Vorschädigungen. Die wichtigsten Erkenntnisse werden nachfolgend zusammengefasst:

- Im Vergleich zu einem halbkreisförmigen Gewölbe führt ein geringer Gewölbestich bei gleicher Spannweite im Allgemeinen zu einer geringeren Tragsicherheit, d. h. zu kleineren η -Werten.

- Stirnmauern und die dazwischenliegende Füllung haben einen wesentlichen Einfluss auf das Tragverhalten einer Mauerwerksgewölbebrücke. Jedoch lassen sich keine allgemeingültigen Aussagen bezüglich dieses Einflusses treffen. Eine Versteifung der Stirnmauern oder der dazwischenliegenden Füllung kann sich begünstigend oder ungünstig auf die Tragsicherheit auswirken. Jedes Brückenbauwerk erfordert eine individuelle Modellbildung und entsprechende Simulationen des Trag- bzw. Versagensverhaltens.
- Die verschiedenen Materialeigenschaften des Mauerwerks haben unterschiedliche Auswirkungen auf die Tragsicherheit, d. h. auf die η -Werte. Die Zugfestigkeit hat hauptsächlich Einfluss auf den η -Wert für Kriterium 1, die Bruchenergie auf denjenigen für Kriterium 2 und die Druckfestigkeit auf denjenigen für Kriterium 3. Dabei ist zu beachten, dass die Variation der bruchmechanischen Eigenschaften des Mauerwerks zu Änderungen in Rissbild und Versagensmechanismus führen kann. Somit lassen sich auch für den Einfluss der Mauerwerkseigenschaften keine allgemeingültigen Aussagen treffen.
- Es wird empfohlen, das *Drucker-Prager*-Modell für die Beschreibung des Materialverhaltens des die Brücke umgebenden Bodens zu verwenden, um unrealistische Zugspannungen im Boden auszuschließen. Die Ausbildung eines Zugbandes zwischen den Widerlagern lässt sich bei einem linear-elastischem Bodenmodell jedoch auch durch eine Ausrundung der Geländeoberfläche vermeiden.
- Eine zunehmende Bodensteifigkeit hat nicht zwangsläufig einen monotonen Anstieg der Tragfähigkeit zur Folge. Numerische Simulationen zur Tragsicherheitsbewertung von Mauerwerksgewölbebrücken sollten daher mit mindestens zwei Elastizitätsmoduln für den Boden durchgeführt werden, da die tatsächliche Steifigkeit in den meisten Fällen unbekannt ist.
- Der Einfluss der Parameter α und k des *Drucker-Prager*-Modells ist vergleichsweise klein. Auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse liefern die Werte $\alpha = 0,315$ und $k = 0$, was einem inneren Reibungswinkel von 40° und einer Kohäsion von Null entspricht.
- Transiente thermische Berechnungen für einen Jahreszyklus ergaben, dass der Temperaturgradient im Brückeninneren eher gering und somit der Ansatz einer konstanten Temperaturverteilung gerechtfertigt ist. Im Allgemeinen führt der Lastfall Abkühlung zur Rissbildung. Das erhaltene Schadensbild spiegelt allerdings in vielen Fällen nicht die Realität wieder. Jedoch lassen sich durch Berücksichtigung von viskoelastischem Materialverhalten für das Mauerwerk im Modell Zwangsspannungen aus Temperatur abbauen und Rissbildungen teilweise vermeiden. Dabei sollte unter Druck- und Zugbeanspruchung ein unterschiedliches viskoelastisches Verhalten angesetzt werden.

- Beanspruchungen durch Anfahren, Bremsen und Wind haben einen nicht vernachlässigbaren Einfluss auf die ermittelte Tragsicherheit von Mauerwerksgewölbebrücken. Diese Einwirkungen sollten grundsätzlich mit ihren unterschiedlichen Wirkungsrichtungen berücksichtigt werden. Außerdem ist ein Vergleich der Simulationsergebnisse mit den ohne diese Einwirkungen erhaltenen zu empfehlen.
- Normalerweise wird bei Tragsicherheitsbewertungen von Mauerwerksgewölbebrücken von einem ungeschädigten Zustand des Bauwerkes ausgegangen. Sind jedoch starke Schädigungen am Bauwerk feststellbar, die beispielsweise von einer Stützensenkung oder anderen vorherigen Einwirkungen stammen könnten, sollten zusätzliche Berechnungen unter Berücksichtigung dieser Vorschädigungen durchgeführt werden. So werden wirklichkeitsnähere Berechnungsergebnisse erhalten und letztere lassen sich möglicherweise besser an die Ergebnisse von Überfahrtsmessungen anpassen.

4.4 Nachbildung von Schäden an Mauerwerksgewölbebrücken

Mit Hilfe des vorgeschlagenen Konzeptes ist es möglich, Risse in Mauerwerksgewölbebrücken nachzubilden und diese mit tatsächlich vorhandenen Schadensbildern zu vergleichen. Dadurch können mögliche Schadensursachen ermittelt und die Resttragfähigkeit der Bauwerke abgeschätzt werden. Anhand von drei ausgewählten Mauerwerksgewölbebrücken wird nachfolgend die Anwendung der in Kapitel 3 vorgestellten Vorgehensweise zur Untersuchung und Nachbildung von Schäden mittels nichtlinearer Finite-Elemente-Simulationen demonstriert. Für die Berechnungen kam das Programm ATENA der Firma *Červenka Consulting* zur Anwendung.

Gegenstand des ersten Beispiels ist eine eingleisige Mauerwerksgewölbebrücke, die aufgrund geplanter Schwerlasttransporte bezüglich der Tragsicherheit neu bewertet werden sollte (*Franck et al.* 2013b). Die 4,5 m breite Brücke besteht aus sieben Feldern. Fünf davon haben eine lichte Weite von 12 m. Das Gewölbe, unter dem eine Straße hindurchführt (Gewölbe 3), hat eine lichte Weite von 15 m und das Gewölbe am Tunnel (Gewölbe 1) eine von 8 m. Das Baujahr der Brücke ist 1908. Im Zuge von Sanierungsarbeiten im Jahre 1961 wurde die Brückenoberseite mit einer durchgehenden Stahlbetonplatte versehen. Abbildung 106 zeigt das dreidimensionale Finite-Elemente-Modell der im Grundriss mit einem Radius von 267 m vergleichsweise stark gekrümmten Brücke. Dieses Modell kam bereits in zuvor beschriebenen Parameterstudien zur Anwendung, siehe Abschnitte 4.2.2, 4.3.5 und 4.3.6. Die Gesamtanzahl der Elemente (Bauwerk und Boden) beträgt 210518.

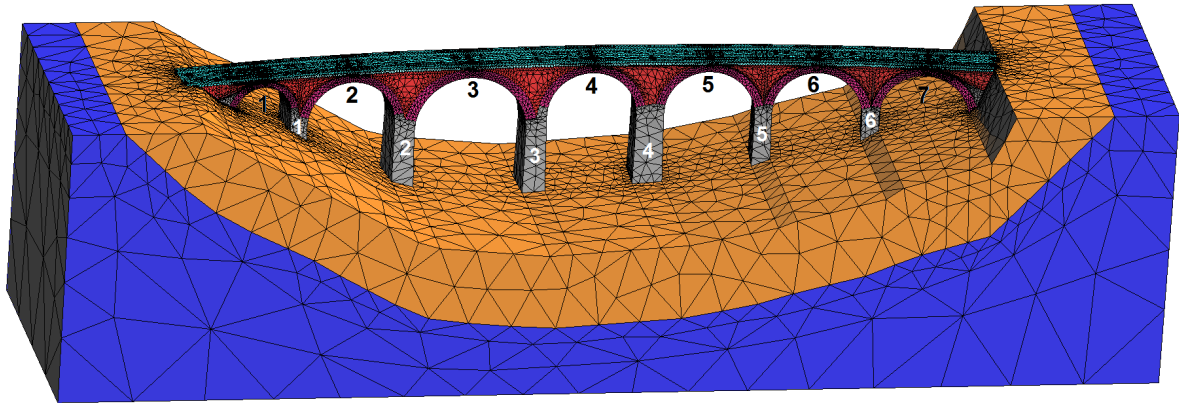


Abbildung 106: Finite-Elemente-Modell der Beispielbrücke 1

Bei einer Besichtigung der Brücke konnte festgestellt werden, dass einige der Gewölbe Risse aufweisen. Abbildung 107 zeigt das Schadensbild des Gewölbes 6, die Risse sind rot hervorgehoben. Als mögliche Ursachen für die Schäden kommen die Verkehrslasten sowie eine Stützensenkung in Frage. Der an Gewölbe 6 angrenzende Pfeiler 5 wird von einem kleinen Bach tangiert. Möglicherweise kam es zur Unterspülung und folglich zu einer Pfeilersetzung oder -verdrehung.



Abbildung 107: Vorhandenes Schadensbild der Beispielbrücke 1

Zunächst erfolgte die Nachbildung der Eigenlasten unter Berücksichtigung von Bauzuständen. Das Eigengewicht der im Zuge von Sanierungsmaßnahmen aufgebrauchten Stahlbetonplatte kam erst nach der Berechnung des Eigengewichtes der Brücke zum Ansatz. Als Einwirkungen aus Verkehrslasten wurden fünf Lastmodelle untersucht. Dabei handelte es sich sowohl um Normlastbilder als auch um Betriebslastenzüge. Außerdem fanden Lasten aus Wind, Anfahren und Bremsen, Fliehkraft sowie Exzentrizitäten entsprechend der geltenden Normen Berücksichtigung. Für den Tragsicherheitsnachweis kamen die in den Abschnitten 3.4 und 3.5 vorgestellten Materialmodelle sowie das Sicherheitskonzept und die Versagenskriterien nach Abschnitt 3.6 zum Ansatz. Die untersuchten oben genannten Einwirkungen führten nicht exakt zu den tatsächlich festgestellten Rissbildern. Aus diesem Grund erfolgten weitere Berechnungen, um die Ursache für das Schadensbild aufzudecken.

Zunächst wurde der Einfluss der Sanierung durch die Stahlbetonplatte untersucht, danach die Stützensenkung des Pfeilers 5 und abschließend die Bremskräfte mit ihrer tangentialen Wirkungsrichtung in Bezug auf die gekrümmte Brückenachse. Die Berechnungen zeigten, dass sich sowohl infolge Vertikallasten in Kombination mit Bremskräften als auch infolge der Stützensenkung das beobachtete Rissbild (Vergleich Abbildung 108) nachbilden ließ. Jedoch zeigten die Ergebnisse auch, dass bei Wirkung der Bremskräfte nicht notwendigerweise das Gewölbe 6 reißen muss.

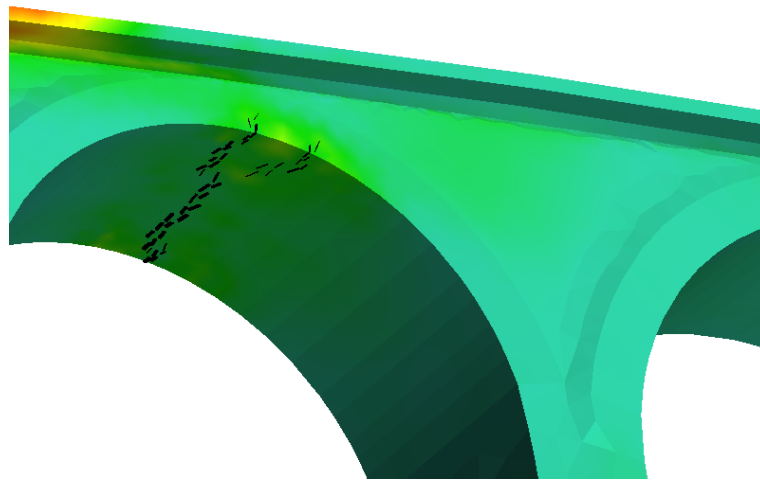


Abbildung 108: Entstandenes Rissbild in den Finite-Elemente-Simulationen für Beispielbrücke 1

Abbildung 109 zeigt das erhaltene Verformungsbild aus einer 2D-Untersuchung zur Stützensenkung. In den Simulationen erfolgte die Nachbildung der Stützensenkung, indem die Steifigkeit des Fundamentes unter dem Pfeiler 5 herabgesetzt wurde. Somit setzt sich der Pfeiler 5 und es kommt zur entsprechenden Rissbildung im Gewölbe 6, siehe Abbildung 109.

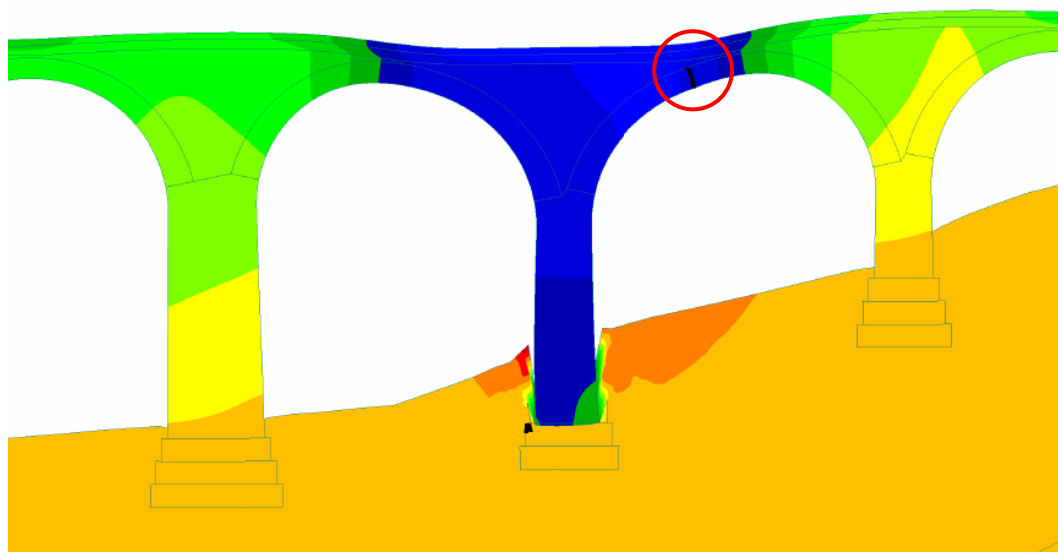


Abbildung 109: Verformungsbild nach einer 2D-Simulation der Stützensenkung für Beispielbrücke 1, Riss rot markiert

Das zweite Beispiel betrifft Untersuchungen an einer eingleisigen Mauerwerksgewölbebrücke mit offenen Stirnmauern, siehe Abbildung 110. Errichtet wurde das Brückenbauwerk im Jahre 1905 zur Überspannung eines Flusses. Über eine lichte Weite von 70 m erstreckt sich der Hauptbogen, auf dem sich beiderseits jeweils fünf kleinere Gewölbe befinden. Letztere stellen die sogenannten offenen Stirnmauern, eine Form des Spargewölbes, dar. Die kleinen Gewölbe besitzen jeweils eine lichte Weite von 3,25 m. Die Gesamtlänge der Brücke beträgt 102 m. Bei Sanierungsarbeiten an der 5 bis 6 m breiten Brücke wurde ein Teil der oberen Natursteinschichten abgetragen und durch Stahlbetonfertigteile ersetzt. Das 2D-Finite-Elemente-Modell dieser Brücke mit einer Gesamtanzahl der Elemente (Bauwerk und Boden) von 16556 fand bereits für die in Abschnitt 4.2.4 beschriebene rechnerische Untersuchung Anwendung.



Abbildung 110: Eingleisige Mauerwerksgewölbebrücke mit offenen Stirnmauern (Beispielbrücke 2)

Auch an dieser Brücke konnten bei einer Besichtigung Schäden festgestellt werden. Die kleinen Gewölbe sowie deren Pfeiler oberhalb des Hauptbogens weisen Risse auf, siehe Abbildung 111 gelbe Markierung.



Abbildung 111: Vorhandenes Schadensbild an der Beispielbrücke 2; Riss in einem der kleinen Gewölbe (links) und Riss in einem Pfeiler der kleinen Gewölbe (rechts)

Da bei dieser Brücke mit geradliniger Brückenachse Versagensarten mit Längsrissen, Lastausmittigkeiten sowie seitlich wirkende Kräfte ausgeschlossen werden konnten, erfolgten die Berechnungen zum Tragsicherheitsnachweis in 2D. Dafür kamen wieder die in den Abschnitten 3.4 und 3.5 vorgestellten Materialmodelle sowie das Sicherheitskonzept und die Versagenskriterien nach Abschnitt 3.6 zum Ansatz. Die Nachbildung der Eigenlasten erfolgte unter Berücksichtigung von Bauzuständen. Während des Aufbringens der Eigenlast des Hauptbogens wurde den kleinen Gewölben darüber eine reduzierte Steifigkeit zugewiesen, um die Verformungen im Bauzustand des Bauwerkes möglichst wirklichkeitsnah nachzubilden. Erst mit dem Aufbringen der Eigenlast der Betonfertigteile kam die volle Steifigkeit des gesamten Überbaus zum Ansatz. Als Einwirkungen aus Verkehrslasten wurden zwei Lastmodelle untersucht. Das am Bauwerk beobachtete Rissbild ergab sich auch in den numerischen Simulationen, siehe Abbildung 112.

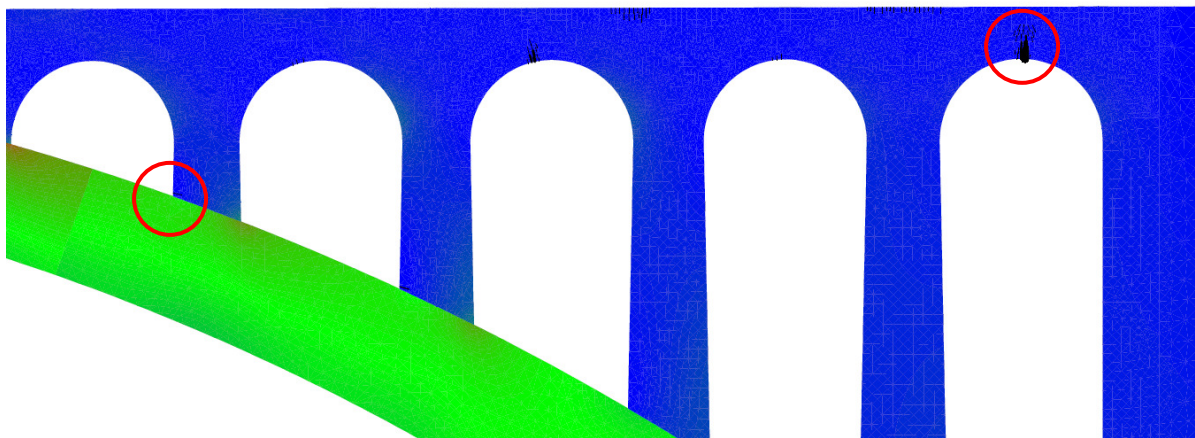


Abbildung 112: Entstandenes Rissbild in den Finite-Elemente-Simulationen für die Beispielbrücke 2

Aus den Ergebnissen dieser Untersuchungen kann geschlussfolgert werden, dass wahrscheinlich die Verkehrsbelastungen das vorhandene Schadensbild verursacht haben. Die Ursache für das beobachtete und rechnerisch ermittelte Schadensbild lässt sich durch die Skizze in Abbildung 113 verdeutlichen. Es kann davon ausgegangen werden, dass die horizontale Verschiebung in der Scheitelebene der oberen kleinen Gewölbe behindert ist. Das ist dann der Fall, wenn sich die Endflächen der Brücke nicht frei verdrehen können. Ein steiferer Baugrund setzt dieser Verdrehung einen größeren Widerstand entgegen. Die oberen kleinen Gewölbe erreichen rechnerisch im Falle eines steiferen Baugrundes kritische Schädigungszustände bereits bei geringerer Verkehrslast. Die in Abbildung 113 gekennzeichneten Zugzonen liegen etwa dort, wo sich in den Simulationen sowie teilweise auch am tatsächlichen Bauwerk Risse zeigen.

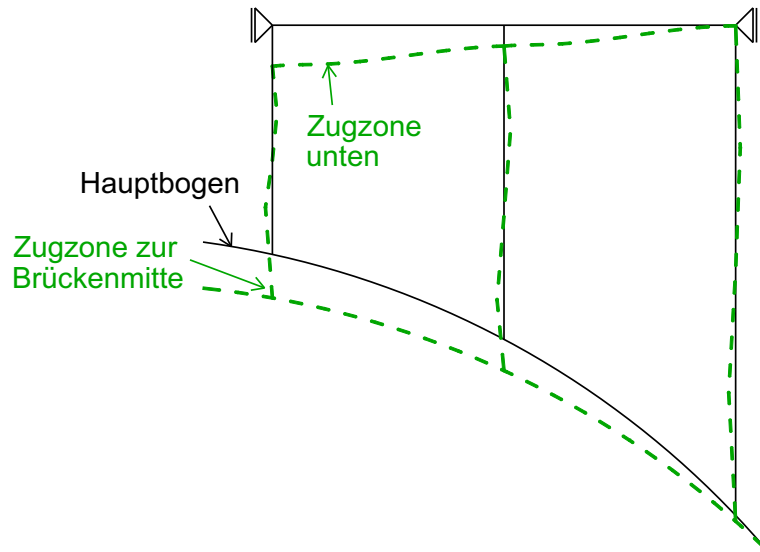


Abbildung 113: Schematische Darstellung der Verformung der oberen kleinen Gewölbe bei Durchbiegung des Hauptbogens der Beispielbrücke 2

Gegenstand des dritten Beispiels ist ein eingleisiges geradliniges Brückenbauwerk aus Natursteinmauerwerk mit einer Gesamtlänge von 230 m. Diese Brücke stellt eine Besonderheit dar, da sie aus zwei Gewölbereihen besteht, die durch eine stählerne Stabbogenkonstruktion verbunden sind. Die drei bzw. vier Mauerwerksgewölbe haben eine lichte Weite von jeweils 9 m. Die Stabbogenbrücke besitzt eine Spannweite von 120 m und überspannt ein 86 m tiefes Tal. Seit der Fertigstellung im Jahr 1884 fanden einige Sanierungsmaßnahmen am Brückenbauwerk statt, unter anderem der Ersatz der Stahlkonstruktion. Für die Untersuchungen zur Tragsicherheit erfolgte eine getrennte Betrachtung der beiden 4,5 m bzw. 6,6 m breiten Gewölbereihen. Das Stahltragwerk war nicht Bestandteil des Rechenmodells, sondern wurde nur als Belastung auf die Auflagerbänke berücksichtigt. Abbildung 114 zeigt die geometrischen Modelle für die beiden Gewölbereihen. Die Anzahl der Elemente in den verwendeten 2D-Finite-Elemente-Modellen beträgt 22328 für die in Abbildung 114 links dargestellte Brückenhälfte und 23489 für die rechts dargestellte.

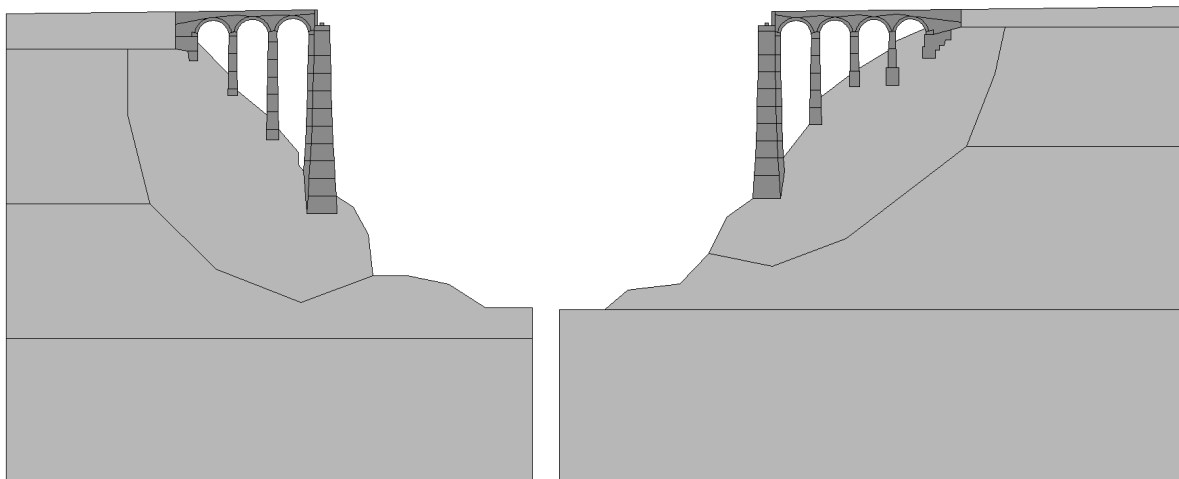


Abbildung 114: Geometrisches Modell der Beispielbrücke 3

Auch bei dieser Brücke konnten bei einer Besichtigung Schäden festgestellt werden. Einige der Gewölbe weisen Risse auf. Abbildung 115 zeigt das Rissbild im talseitigen Gewölbe der linken Brückenhälfte.



Abbildung 115: Vorhandener Riss in einem Gewölbe der Beispielbrücke 3 (mit appliziertem Verschiebungssensor zu Rissöffnungsmessung); Foto: Marc Gutermann

Da Versagensarten mit Längsrissen, Lastausmittigkeiten sowie seitlich wirkende Kräfte ausgeschlossen werden konnten, erfolgten die Berechnungen zum Tragsicherheitsnachweis in 2D. Auch hier kamen dafür die in den Abschnitten 3.4 und 3.5 vorgestellten Materialmodelle sowie das Sicherheitskonzept und die Versagenskriterien nach Abschnitt 3.6 zum Ansatz. Die Nachbildung der Eigenlasten erfolgte wiederum unter Berücksichtigung von Bauzuständen. Zunächst wirkte nur das Gewicht des Bodens und der Pfeiler. Danach kamen die Gewölbe zum Ansatz und später die Stirnmauern. Zum Schluss wurden die Lasten aus Schotter und Kappenbeton aufgebracht. Als Einwirkungen aus Verkehrslasten fanden zwei Lastmodelle, ein Betriebslastenzug und ein Normlastbild, Berücksichtigung. Zudem erfolgte der Ansatz von Lasten aus Anfahren und Bremsen. Das am Bauwerk beobachtete Rissbild ergab sich auch in den numerischen Simulationen beim kritischsten Lastfall für die linke Gewölbereihe, siehe Abbildung 116.

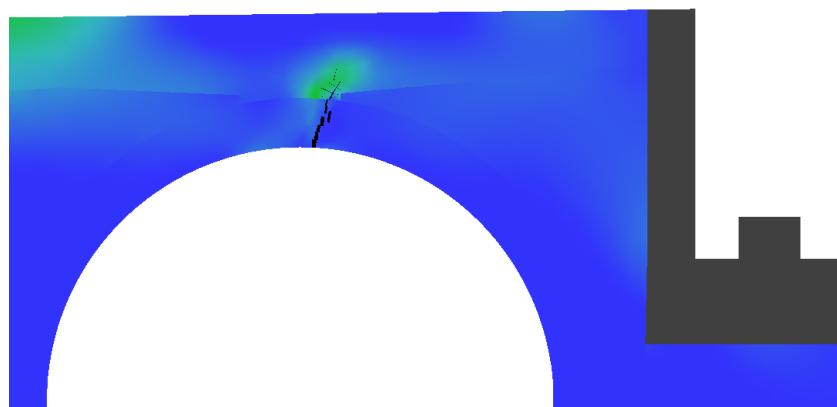


Abbildung 116: Entstandenes Rissbild in den Finite-Elemente-Simulationen für die Beispielbrücke 3

Anhand des Verformungsbildes (Abbildung 117) zeigt sich die Problematik bei dieser Brücke. Insbesondere die horizontalen Einwirkungen infolge Bremsen führen zu einem Ausweichen des Pfeilers, was wiederum eine erhöhte Beanspruchung des benachbarten Gewölbes nach sich zieht. Normalerweise sind bei Mauerwerksgewölbebrücken an beiden Seiten Widerlager vorhanden, die auftretende Horizontalkräfte aufnehmen können. Bei dieser Beispielbrücke ist das nicht der Fall, die Stahlkonstruktion kann aufgrund verschieblicher Lagerung keine Längskräfte aufnehmen. Zur Gewährleistung der Tragsicherheit erfolgte eine externe Vorspannung der beiden Gewölbereihen. Die Projektleitung bei der Tragsicherheitsbewertung dieser Brücke hatte das Institut für experimentelle Statik (IFES) der Hochschule Bremen.

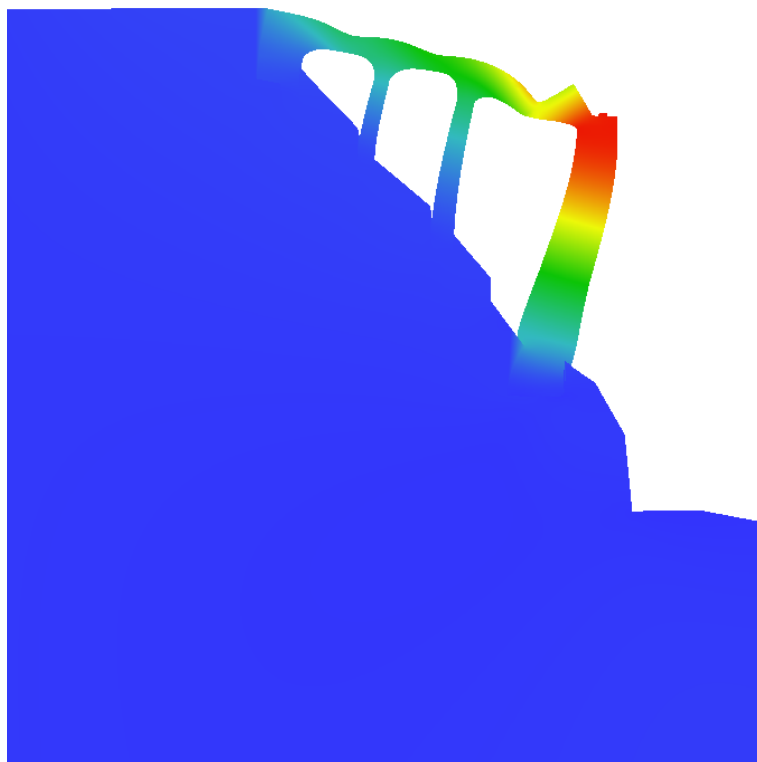


Abbildung 117: Verformungsbild unter Verkehrslast in Kombination mit Bremskräften für die Beispielbrücke 3

Die drei ausgewählten Mauerwerksgewölbebrücken stellen besondere Fälle dar. Nur wenige Brücken dieser Art weisen derartig deutliche Risse auf. Es ist außerdem darauf hinzuweisen, dass derartige Schäden nicht zwangsläufig den Ersatz einer Brücke erfordern. In vielen Fällen, wie auch bei allen drei beschriebenen Beispielen, kann trotz vorhandener Schäden die Tragfähigkeit für eine bestimmte Belastungsklasse nachgewiesen und somit die Weiternutzung der Bauwerke ermöglicht werden. Allerdings bedürfen festgestellte Risse immer einer langzeitigen Beobachtung, eventuell auch einer Sanierung. Auch dabei können nicht-lineare Finite-Elemente-Simulationen unterstützend wirken, beispielsweise für die Einschätzung der Auswirkungen von Sanierungsmaßnahmen auf das Tragverhalten.

4.5 Validierung von Simulationsergebnissen durch Messungen am Bauwerk

Simulationsergebnisse können mit Hilfe von Messergebnissen zumindest teilweise validiert werden. Dies ist vergleichsweise kostengünstig möglich durch Messungen während normaler Überfahrten, d. h. im Falle von Eisenbahnbrücken während des normalen Zugverkehrs, siehe Abschnitt 3.8. Wichtige Messgrößen sind dabei Dehnungen, Rissöffnungsverschiebungen sowie Auflagerverschiebungen und -verdrehungen. Der Vergleich von rechnerisch und experimentell erhaltenen Daten trägt dann zur Auswahl geeigneter Berechnungsmodelle und zur Identifikation der Materialparameter bei. Allerdings kann durch diese sogenannten Überfahrtmessungen die Tragsicherheit nicht auf direktem Wege bewertet oder nachgewiesen werden, da die Belastung während dieser Messungen das Gebrauchslastniveau nicht überschreitet, siehe Abschnitt 2.3.

Die Verfasserin empfiehlt eine kombinierte Anwendung experimenteller und rechnerischer Methoden, wofür wie bereits erläutert der Begriff *hybride Statik* gebräuchlich ist. Experimentelle Ergebnisse von Überfahrtmessungen dienen der Validierung von Simulationsergebnissen, reichen aber für die Tragsicherheitsbewertung von Mauerwerksgewölbebrücken nicht aus. Das Tragwerksverhalten unter höheren Lasten oder unter im Experiment nicht berücksichtigten Lastfällen lässt sich nur mittels numerischer Simulationen ermitteln.

Es ist zu erwähnen, dass ein Rechenmodell, vorzugsweise ein Finite-Elemente-Modell, bereits zur Planung von experimentellen Untersuchungen erforderlich ist. Damit lassen sich kritische Lastfälle bestimmen, Sensoranordnungen optimieren und mögliche Versagensformen vorhersagen. Diese Vorberechnungen basieren meist auf vereinfachenden Annahmen bezüglich des mechanischen Verhaltens des Testobjektes.

Anhand der in Abbildung 118 dargestellten Brücke soll der Abgleich von Simulationsergebnissen mit bei einer Zugüberfahrt gewonnenen Messdaten demonstriert werden. Es handelt sich um eine eingleisige Brücke aus Natursteinmauerwerk, welche aus sieben gleich großen Feldern besteht. Zunächst erfolgten nichtlineare Finite-Elemente-Simulationen des Verformungs- und Rissverhaltens im Zuge eines Tragsicherheitsnachweises. Dabei ließ sich sowohl für das Lastmodell E5 als auch für das Lastmodell 71 nach dem in Kapitel 3 vorgestellten Konzept ausreichende Tragsicherheit nachweisen. Es wurde von einem ungeschädigten Zustand des Bauwerkes ausgegangen, da an diesem keine Schäden festgestellt werden konnte. Zur Validierung des ermittelten Verformungsverhaltens führte das Institut für experimentelle Statik (IFES) der Hochschule Bremen Messungen am Bauwerk durch.

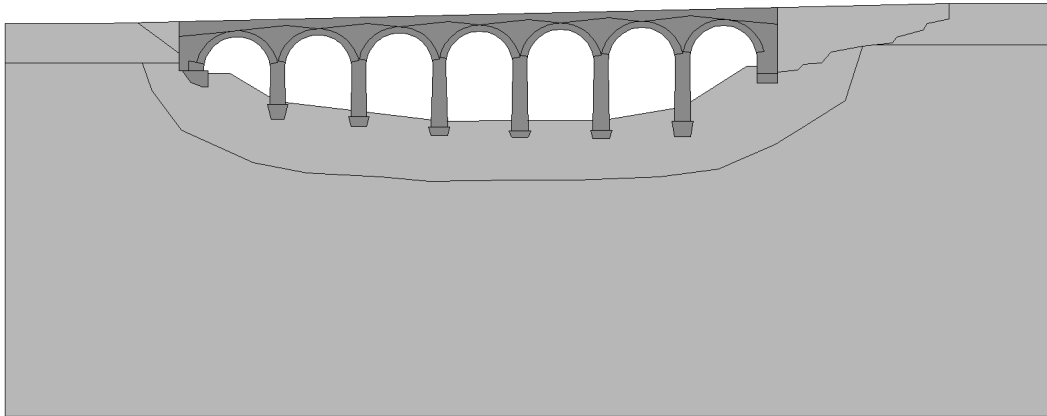


Abbildung 118: Geometrisches Modell einer siebenfeldrigen Mauerwerksgewölbebrücke für den Abgleich mit Überfahrtsmessungen

Aus den vorliegenden experimentellen Daten wurde die Überfahrt eines Güterzuges für eine Nachrechnung ausgewählt, da diese Überfahrt die größten Reaktionen im Bauwerk hervorgerufen hatte. Das Gesamtgewicht des Zuges betrug 742 t bei einer Gesamtlänge von 315 m. Gezogen wurde der Zug von zwei Lokomotiven des Typs 1116 bzw. 1144. Die Achslasten und -abstände für Triebfahrzeuge der Reihen 1116 und 1144 sind in Abbildung 119 dargestellt. Die Waggon des Zuges kamen als Streckenlast mit 20,5 kN/m zum Ansatz.

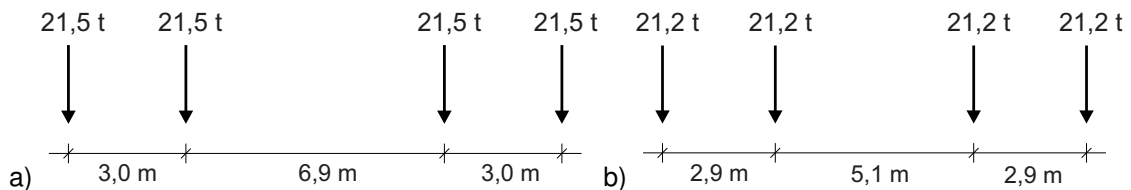


Abbildung 119: Achslasten und -abstände für Triebfahrzeuge der Reihe a) 1116 und b) 1144

Die Messstellen für die Überfahrtsmessung sind in Abbildung 120 dargestellt. Gemessen wurden die Dehnungen in horizontaler Richtung jeweils im Scheitel an der Gewölbeunterseite der Felder 4, 6 und 7 sowie die Durchbiegungen im Gewölbescheitel der Felder 4 und 6. Tabelle 16 enthält die minimalen und maximalen Messwerte für die gemessenen Dehnungen und Durchbiegungen.

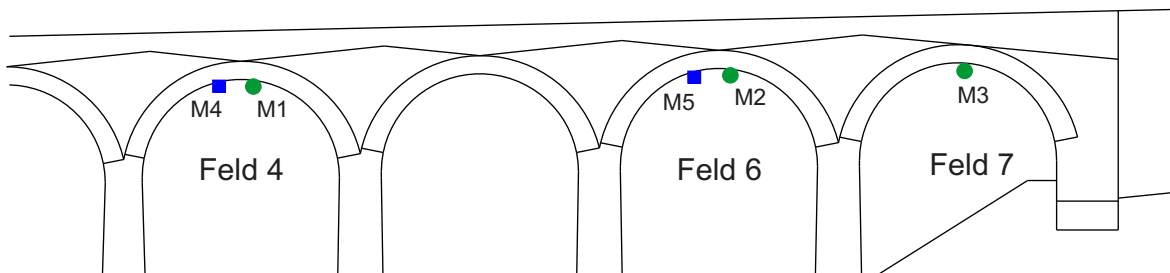


Abbildung 120: Messstellenanordnung

Tabelle 16: Minimale und maximale Messwerte

Bezeichnung	Einheit	Maximum	Minimum
M1 (Dehnung Feld 4)	$\mu\text{m/m}$	10,190	-8,346
M2 (Dehnung Feld 6)	$\mu\text{m/m}$	6,436	-6,914
M3 (Dehnung Feld 7)	$\mu\text{m/m}$	9,570	-4,243
M4 (Durchbiegung Feld 4)	μm	120,610	-21,985
M5 (Durchbiegung Feld 6)	μm	118,476	-6,069

Eine Messung der aus Eigengewicht resultierenden Dehnungen ist nicht möglich. Jedoch ergibt sich bei Mauerwerksgewölbebrücken aus dieser Einwirkung ein sehr großer Anteil der Dehnungen. Um einschätzen zu können, wie stark das Bauwerk an den Messstellen bereits durch Eigengewicht gedehnt bzw. gestaucht ist, wurden die entsprechenden Werte mittels des Rechenmodells ermittelt, siehe Tabelle 17. Es zeigt sich, dass die Gewölbe an der Unterseite bei einem sehr steifen Boden schon leicht unter Zug stehen. Bei dem untersuchten weicheren Boden stehen die Gewölbe jedoch noch leicht unter Druck.

Tabelle 17: Berechnungsergebnisse für den Lastfall Eigengewicht und Ausbaulast

Bezeichnung	Einheit	Bodensteifigkeit $E = 5000 \text{ N/mm}^2$	Bodensteifigkeit $E = 50000 \text{ N/mm}^2$
M1 (Dehnung Feld 4)	$\mu\text{m/m}$	-12,520	-0,137
M2 (Dehnung Feld 6)	$\mu\text{m/m}$	-13,560	0,804
M3 (Dehnung Feld 7)	$\mu\text{m/m}$	-6,227	5,599

Das Verkehrslastmodell, bestehend aus den zwei Lokomotiven des Typs 1116 bzw. 1144 sowie den Waggonen mit einer Streckenlast von 20,5 kN/m, wurde ohne Teilsicherheits- und Schwingbeiwert hangabwärts in dreizehn verschiedenen Positionen angeordnet, um Einflusslinien zu erhalten. Dabei stand die „Spitze des Zuges“ jeweils mittig im Feld bzw. zwischen den Gewölben, d. h. über den Pfeilern. Nachfolgend sind exemplarisch auf diese Art für Feld 4 und den steiferen Boden ($E = 50000 \text{ N/mm}^2$) ermittelte Einflusslinien dargestellt, für die Dehnung in Abbildung 121 und für die Durchbiegung in Abbildung 122. Zur Verbesserung der Anschaulichkeit wurden die einzelnen Berechnungsergebnisse (Punkte) mit gestrichelten Linien verbunden. Zwischen den Punkten stellen diese Linien jedoch keinen berechneten Verlauf dar. Die durchgezogenen Linien in den Diagrammen zeigen die minimalen und maximalen Messwerte. Weitere dieser Darstellungen sind in Anhang B.7 enthalten.

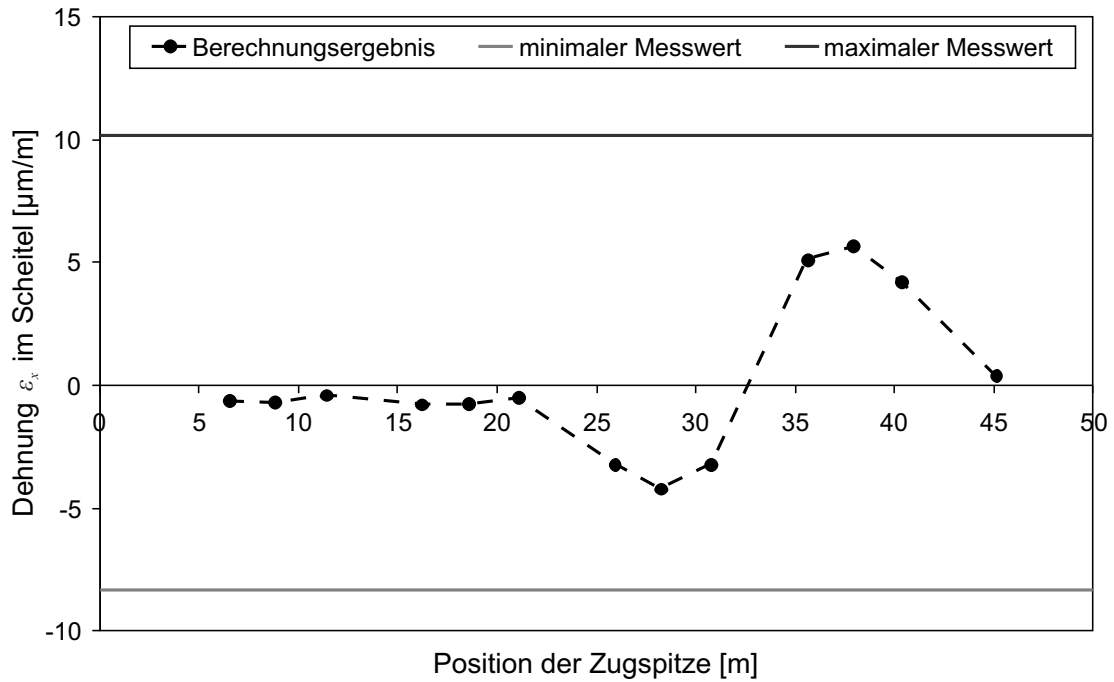


Abbildung 121: Dehnung an der Gewölbeunterseite des Feldes 4 der in Abbildung 118 dargestellten Brücke ermittelt durch numerische Simulation im Vergleich zu den gemessenen Werten

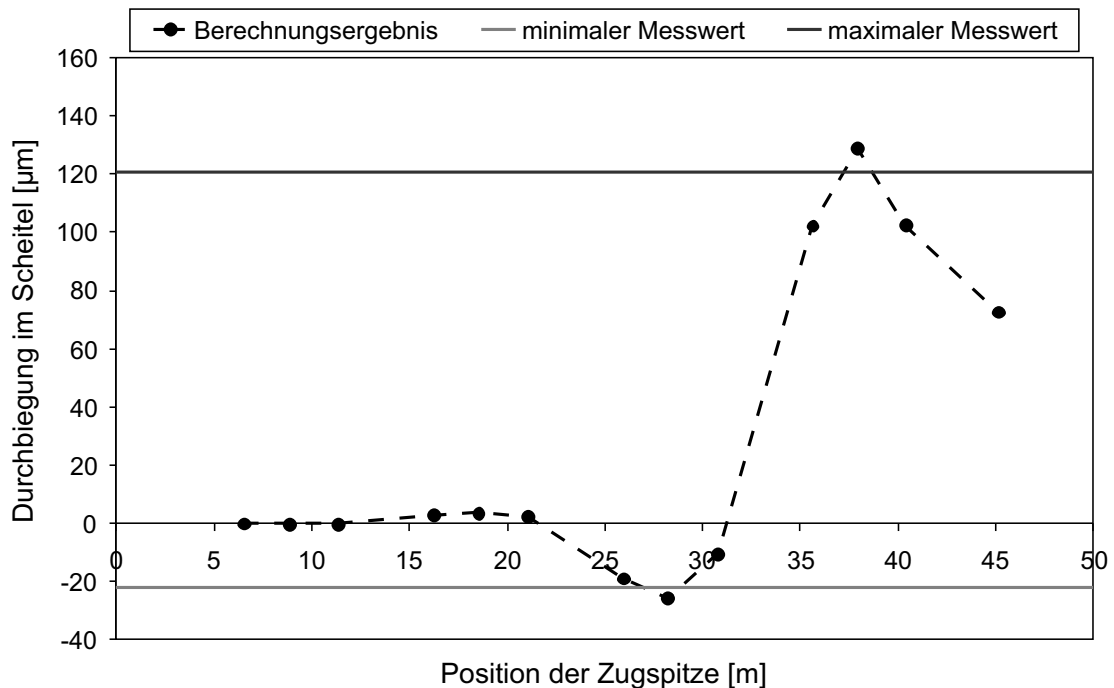


Abbildung 122: Durchbiegung im Gewölbescheitel des Feldes 4 der in Abbildung 118 dargestellten Brücke ermittelt durch numerische Simulation im Vergleich zu den gemessenen Werten

Eine experimentelle Ermittlung der Einflusslinie ist unter normalen Betriebsbedingungen, d. h. anhand von Messungen während der Überfahrt von Zügen mit normaler Geschwindigkeit, aus messtechnischen Gründen nur schwer möglich. Aus diesem Grund

erfolgte der Vergleich mit den Simulationsergebnissen auf der Grundlage von minimalen und maximalen Messwerten. In den hier dargestellten Beispielen liegen die Simulationsergebnisse im Bereich der experimentellen Daten. Dies trifft sowohl für die ausgewählte Dehnung zu, siehe Abbildung 121, als auch für die ausgewählte Durchbiegung, siehe Abbildung 122. Auch anhand der weiteren Simulationsergebnisse, siehe Anhang B.7, konnte dies festgestellt werden. Der bei den Überfahrtsmessungen ermittelte Bereich von Dehnungen bzw. Durchbiegungen stimmt für beide Bodensteifigkeiten näherungsweise mit den Ergebnissen der numerischen Simulation überein. Demzufolge widersprechen die experimentellen Beobachtungen nicht dem Berechnungsmodell. Dies lässt vermuten, dass die getroffenen Annahmen bezüglich der Materialeigenschaften sinnvoll sind. Eine mögliche Ursache für Abweichungen zwischen Simulation und Messung besteht darin, dass bei den numerischen Berechnungen von einer statischen Belastung ausgegangen wurde, während die tatsächliche Zugüberfahrt eine dynamische Einwirkung beinhaltet. Zu beachten ist, dass sich an den Gewölbeunterseiten Zugdehnungen einstellen. Bei höheren Lasten ist das Auftreten von Rissen möglich, welche aber innerhalb der im *UIC-Kodex 778-3* (1995) spezifizierten Grenzen akzeptiert werden können.

5 Zusammenfassung und Ausblick

Die Mauerwerksgewölbebrücke ist eine sehr alte Konstruktionsart. Für die Beschreibung ihres Tragverhaltens wurden im Laufe der vergangenen Jahrhunderte verschiedene Methoden vorgeschlagen. Dabei war die Weiterentwicklung dieser Methoden weniger von sich ändernden Anforderungen bestimmt, sondern vielmehr von der fortschreitenden wissenschaftlich-technischen Entwicklung und den zur Verfügung stehenden Werkzeugen der Ingenieurmechanik. Fortwährend wurde danach gestrebt, den Abstand zwischen der rechnerisch vorhergesagten und der tatsächlichen Beanspruchbarkeit zu verringern.

Ein Vergleich der mittels verschiedener Methoden für die gleiche Mauerwerksgewölbebrücke erhaltenen Rechenergebnisse zeigt zum Teil erhebliche Unterschiede in den ermittelten Tragsicherheiten, siehe Abschnitt 4.1. Diese Unterschiede lassen sich jedoch weitgehend erklären, wenn die den verschiedenen Methoden zugrunde liegenden Modellannahmen und Versagenskriterien berücksichtigt werden.

Zum gegenwärtigen Stand der Technik ist die Finite-Elemente-Methode ein vielfältig anwendbares und stetig in Weiterentwicklung befindliches Mittel zur Lösung von Problemen der Ingenieurmechanik. Auch für die Modellierung von Mauerwerksgewölbebrücken haben sich durch die Einführung der Finite-Elemente-Methode in den vergangenen fünf Jahrzehnten neue technische Möglichkeiten ergeben. Aus diesem Grund hat sich die Verfasserin dieser Methode bedient und ein entsprechendes Konzept für den Tragsicherheitsnachweis der genannten Konstruktionen vorgeschlagen, siehe Kapitel 3. Die wichtigsten Merkmale dieses Konzeptes, welches auf nichtlinearen Finite-Elemente-Simulationen beruht, sind:

- eine möglichst genaue geometrische Modellierung der Mauerwerksgewölbebrücke mit allen Bauteilen (Pfeiler, Stirnmauern und Füllung), vorzugsweise in 3D,
- die Einbeziehung des an das Bauwerk angrenzenden Bodens in das geometrische und Finite-Elemente-Modell und
- die Berücksichtigung des nichtlinearen Materialverhaltens sowohl des Mauerwerks als auch des Bodens.

Mit dem für das Mauerwerk angewandte Materialmodell werden Rissbildung und Dehnungsentfestigung nachgebildet, was den Vergleich rechnerisch ermittelter Rissbilder mit am Bauwerk tatsächlich beobachtbaren Schäden erlaubt. Die Verfasserin schlägt verschiedene Versagenskriterien und ein zugehöriges Sicherheitskonzept vor, welches an gültige Normen angelehnt ist und die Besonderheiten nichtlinearer Berechnungen berücksichtigt, siehe Kapitel 3.6.

Mittels Vergleichsrechnungen wurde die Objektivität der nach dem vorgeschlagenen Konzept erhaltenen Simulationsergebnisse überprüft, siehe Abschnitt 4.2. Die errechnete Tragsicherheit einer Mauerwerksgewölbebrücke sollte weitgehend unabhängig von Modellparametern sein, wie beispielsweise von der Netzfeinheit und von der Bodenmodellgröße. Die Verfasserin hat in diesem Sinne auf der Grundlage der Vergleichsrechnungen Empfehlungen für die Modellbildung formuliert. So sollte bei 2D-Modellen die Dicke des nachgebildeten Bodens mit zunehmendem Abstand von den Brückenfundamenten vergrößert werden, um die Lastverteilung senkrecht zur Modellebene wirklichkeitsnah nachzubilden, siehe Abschnitt 4.2.1. Bezüglich der Netzfeinheit im Gewölbmodell ist zu beachten, dass eines der vorgeschlagenen Versagenskriterien auf der Risslänge beruht. Insbesondere daraus ergibt sich die Notwendigkeit einer vergleichsweise feinen Vernetzung des Gewölbes, siehe Abschnitt 4.2.3. Weiterhin wurde gezeigt, dass eine wirklichkeitsnahe Spannungsberechnung die Berücksichtigung der Abfolge verschiedener Bauzustände erfordert.

In weiteren Vergleichsrechnungen wurden verschiedene geometrische Bauwerkparameter und Materialeigenschaften exemplarisch bezüglich ihres Einflusses auf das Tragverhalten von Mauerwerksgewölbebrücken untersucht, siehe Abschnitt 4.3. Einbezogen in diese Untersuchungen waren die Einflüsse von Gewölbegeometrie, Stirnmauern sowie von Mauerwerks- und Bodeneigenschaften. Die Vielfältigkeit der dabei festgestellten Effekte zeigt einerseits die Komplexität des Tragverhaltens von Mauerwerksgewölbebrücken mit ihren verschiedenen Bauwerksteilen und beweist andererseits, dass jedes dieser Bauwerke eine individuelle Modellbildung sowie darauf aufbauende numerische Simulationen erfordert.

Im Jahresverlauf treten in Mauerwerksgewölbebrücken Temperaturbeanspruchungen auf. Rechnerisch können sich bei Abkühlung Risse bilden, die am realen Bauwerk nicht zu beobachten sind. Die Berücksichtigung viskoelastischer Verformungen erlaubt jedoch eine wirklichkeitsnähere Simulation des Bauwerksverhaltens unter Temperatureinwirkung, siehe Abschnitt 4.3.5.

Schließlich wurde die Validierung von Simulationsergebnissen durch Messungen am Bauwerk diskutiert, siehe Abschnitt 4.5. Als eine vergleichsweise kostengünstige und leicht umsetzbare Möglichkeit erweisen sich Überfahrmessungen, d. h. die experimentelle Bestimmung von Verformungen unter normaler Verkehrsbelastung.

Im Sinne einer Erweiterung der Möglichkeiten für die Tragsicherheitsbewertung von bestehenden Mauerwerksgewölbebrücken sollten zukünftige Forschungsarbeiten nach Meinung der Verfasserin folgende drei Themengebiete einschließen. Die Vorgehensweise beim Abgleich nichtlinearer numerischer Simulationen mit den Ergebnissen von Belastungsversuchen oder Überfahrmessungen könnte verbessert werden. Dies ist einerseits möglich

durch die Anwendung moderner Optimierungsverfahren zur System- und Parameteridentifikation (Schlegel *et al.* 2012) auf der Grundlage der in situ gewonnenen Messergebnisse und andererseits durch ergänzende experimentelle Untersuchungen an entsprechenden Mauerwerksproben. Die letztgenannten Laborexperimente erfordern im Allgemeinen eine inverse Analyse, da die für die numerischen Simulationen benötigten bruchmechanischen Mauerwerksparameter bei den vergleichsweise kleinen Probengrößen auf direktem Wege nur schwer bestimmbar sind.

Außerdem bedarf es weiterer Untersuchungen auf dem Gebiet der Temperaturbeanspruchung von Mauerwerksgewölbebrücken. Um das dabei zu berücksichtigende viskoelastische Materialverhalten möglichst wirklichkeitsnah nachzubilden, ist eine zeitabhängige Ermittlung der Spannungen und Dehnungen infolge Eigengewicht und Temperaturänderung unter Verwendung von experimentell validierten Kriech- bzw. Relaxationsfunktionen für Mauerwerk erforderlich.

Schließlich könnte die gängige Praxis der Erhöhung statischer Lasten durch Multiplikation mit einem Schwingbeiwert zur Berücksichtigung der dynamischen Belastung bei Brückenüberfahrten durch transiente numerische Simulationen validiert werden. Das Ermüdungsverhalten vorgeschädigter Mauerwerksgewölbebrücken wäre eine weitere, damit im Zusammenhang stehende Fragestellung.

Literaturverzeichnis

- Addressi, D., Marfia, S., Sacco, E., Toti, J. (2014). Modeling approaches for masonry structures. *The Open Civil Engineering Journal* 8: 288-300.
- Ahmad, S., Swift, G., Levingshan, A.N. (2014). Discontinuous analysis of soil-arch interaction in masonry arch bridges. In: Lourenço, P.B., Haseltine, B.A., Vasconcelos, G. (eds.), *Proceeding of the 9th International Masonry Conference, July 7-9, 2014, Guimarães, Portugal*.
- Alexandris, A., Protopapa, E., Psycharis, I. (2004). Collapse mechanisms of masonry buildings derived by the distinct element method. In: *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, August 1-6, 2004, Vancouver, Canada, Paper No. 548*.
- Alfes, C. (1993). Physikalisch-mechanische Eigenschaften von Sandstein. In: Wittmann, F.H. (Hrsg.), *Werkstoffeigenschaften und Bausanierung, Teil 3, Expert-Verlag*.
- Andersson, A. (2011). Capacity assessment of arch bridges with backfill – case of the old Årsta railway bridge. PhD Thesis, Royal Institute of Technology, Stockholm, Schweden.
- Audenaert, A., Beke, J. (2010). Applicability analysis of 2D-models for masonry arch bridge assessment: Ring, Archie-M and the elasto-plastic model. *WSEAS Transactions on Applied and Theoretical Mechanics* 5 (4): 221-230.
- Bažant, Z.P., Oh, B.H. (1983). Crack band theory for fracture of concrete. *Materials and Structures* 16 (3): 155-177.
- Bell, B. (2007). How the project priorities were established. In: Bień, J., Elfgren, L., Olofsson, J. (eds.), *Sustainable Bridges – Assessment for Future Traffic Demands and Longer Lives, Wroclaw, Poland: 53-64*.
- Bićanić, N. (2007). Discrete element methods. In: Stein, E., de Borst, R., Hughes, T.J.R. (eds.), *Encyclopedia of Computational Mechanics, Volume 1 Fundamentals, Chapter 11, John Wiley & Sons, Chichester, UK*.
- Bień, J., Kamiński, T. (2004). Masonry arch bridges in Poland. In: Roca, P., Molins, C., Oñate, E. (eds.), *Proceedings of the 4th International Conference on Arch Bridges, November 17-19, 2004, Barcelona, Spain: 183-191*.
- Bienert, G., Pitloun, R., Rinck, K.-H. (1976). *Brückenerhaltung. 2. Auflage, transpress VEB Verlag für Verkehrswesen, Berlin*.

- Bodendiek, P. (2006). Trag- und Verformungsverhalten des historischen Bahrmühlenviaduktes. Dissertation, Technische Universität Braunschweig.
- Bolle, G., Schacht, G., Marx, S. (2010). Geschichtliche Entwicklung und aktuelle Praxis der Probelastung – Teil 1: Geschichtliche Entwicklung im 19. und Anfang 20. Jahrhunderts. *Bautechnik* 87 (11): 700-707 und Teil 2: Entwicklung von Normen und heutige Anwendung. *Bautechnik* 87 (12): 784-789.
- Boothby, T.E., Erdogmus, E., Yurianto, Y. (2004). Transverse strength of a model masonry arch bridge. In: Roca, P., Molins, C., Oñate, E. (eds.), Proceedings of the 4th International Conference on Arch Bridges, November 17-19, 2004, Barcelona, Spain: 413-426.
- Bothe, E., Henning, J., Curbach, M., Proske, D., Bösche, T. (2004). Nichtlineare Berechnung alter Bogenbrücken auf Grundlage der neuen Vorschriften. *Beton- und Stahlbetonbau* 99 (4): 289-294.
- Bravo, R., Pérez-Aparicio, J.L. (2007). Discontinuous numerical analysis of masonry vaults. In: Wriggers, P., Nackenhorst, U. (eds.), Proceedings of the IUTAM Symposium on Computational Methods in Contact Mechanics, November 5-8, 2006, Hannover, Germany: 365-380.
- Brencich, A., De Francesco, U., Gambarotta, L. (2001). Elastic no tensile resistant – plastic analysis of masonry arch bridges as an extension of Castigliano's method. In: Proceedings of the 9th Canadian Masonry Symposium, June 3-6, 2001, Fredericton, Canada.
- Brencich, A., Colla, C. (2002). The influence of construction technology on the mechanics of masonry railway bridges. In: Proceedings of the 5th International Conference Railway Engineering, July 3-4, 2002, London, UK.
- Bretschneider, N., Fielder, L., Kapphahn, G., Slowik, V. (2012). Technische Möglichkeiten der Probelastung von Massivbrücken. *Bautechnik* 89 (2): 102-110.
- Brookes, C.L., Tilly, G.P. (1999). Novel method of strengthening masonry arch bridges. In: Forde, M.C. (ed.), Proceedings of the 8th International Conference on Structural Faults and Repair, July 13-15, 1999, London, UK.
- Brookes, C.L., Mullet, P.J. (2004). Service load testing, numerical simulation and strengthening of masonry arch bridges. In: Roca, P., Molins, C., Oñate, E. (eds.), Proceedings of the 4th International Conference on Arch Bridges, November 17-19, 2004, Barcelona, Spain: 489-498.
- Brookes, C.L. (2010). Application of the finite/discrete element method to arches. *Engineering and Computational Mechanics* 163: 203-211.

- Brumme, D. (2003). Zur Tragsicherheitsbewertung bestehender Eisenbahn-Gewölbebrücken mittels nichtlinearer Finite-Elemente-Berechnungen. Masterarbeit, Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Leipzig.
- Böttcher, D. (2008). Sanierung von Holz- und Steinkonstruktionen. 1. Auflage, Bauwerk Verlag, Berlin.
- Callaway, P., Gilbert, M., Smith, C.C. (2012). Influence of backfill on the capacity of masonry arch bridges. *Bridge Engineering* 165: 147-158.
- Cavicchi, A., Gambarotta, L. (2005). Collapse analysis of masonry bridges taking into account arch-fill interaction. *Engineering Structures* 27: 605-615.
- Červenka, J., Papanikolaou, V.K. (2008). Three dimensional combined fracture-plastic material model for concrete. *International Journal of Plasticity* 24: 2192-2220.
- Červenka, V. (2002). Computer simulation of failure of concrete structures for practice. In: Proceedings of the 1st fib Congress, 2002, Osaka, Japan, Session 13: 289-304.
- Červenka, V. (2008). Global safety format for nonlinear calculation of reinforced concrete. *Beton- und Stahlbetonbau* 103, Special Edition: 37-42.
- Chandra Kishen, J.M., Ramaswamy, A. (2010). Cracking analysis of brick masonry arch bridge. In: Oh, B.H. et al. (eds.), Proceedings of the 7th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures (FraMCoS-7), May 23-28, 2010, Jeju, Korea: 1872-1879.
- Chandra Kishen, J.M., Ramaswamy, A., Manohar, C.S. (2013). Safety assessment of a masonry arch bridge: field testing and simulations. *Journal of Bridge Engineering* 18 (2): 162-171.
- Chetouane, B., Dubois, F., Vinches, M., Bohatier, C. (2005). NSCD discrete element method for modelling masonry structures. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 64: 65-94.
- Choo, B.S., Coutie, M.G., Gong, N.G. (1990). The application of the finite element method to the study of cracking in masonry arch bridges. In: Hyde, T.H., Ollerton, E. (eds.), Proceedings of the International Conference on Applied Stress Analysis, August 30-31, 1990, Nottingham, UK: 476-485.
- Cramer, H. (1980). Numerische Behandlung nichtlinearer Probleme der Boden- und Felsmechanik mit elasto-plastischen Stoffgesetzen. Dissertation, Ruhr-Universität Bochum.
- Crisfield, M.A. (1984). A finite element computer program for the analysis of masonry arches. Transport and Road Research Laboratory, Report 1115, Crowthorne, UK.

Crisfield, M.A., Page, J. (1990). Assessment of the load carrying capacity of arch bridges. In: Sowden, A.M. (ed.), *The Maintenance of Brick and Stone Masonry Structures*, Taylor & Francis: 81-113.

Cundall, P.A. (1971). A computer model for simulation progressive large scale movements in blocky rock systems. In: *Proceedings of the Symposium of the International Society for Rock Mechanics, 1971, Nancy, France, Vol. 1, Paper No. II-8.*

Curbach, M., Proske, D. (2004). Zur Ermittlung von Teilsicherheitsfaktoren für Natursteinmaterial. In: Proske, D. (ed.), *2. Dresdner Probabilistik-Symposium – Sicherheit und Risiko im Bauwesen, 2. Auflage*, Dirk Proske Verlag: 99-128.

Drucker, Prager, (1952). Drucker, D.C., Prager, W. (1952). Soil mechanics and plastic analysis or limit design. *Quarterly of Applied Mathematics* 10 (2): 157-165.

Fanning, P.J., Boothby, T.E. (2001). Three-dimensional modelling and full-scale testing of stone arch bridges. *Computers and Structures* 79 (29): 2645-2662.

Franck, S.A. (2010). Zum viskoelastischen Verhalten von Beton unter Zwangsbeanspruchung. Masterarbeit, Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Leipzig, DOI: 10.13140/2.1.1030.9446.

Franck, S.A., Bretschneider, N., Gebhardt, M., Slowik, V., Marx, S. (2013a). Simulation of cracking in masonry arch bridges. In: van Mier, J.G.M., Ruiz, G., Andrade, C., Yu, R.C., Zhang, X. (eds.), *Proceedings of the 8th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures (FRAMCOS-8)*, March 11-14, 2013, Toledo, Spain: 868-876.

Franck, S.A., Kothmayer, H., Schulz, A., Bretschneider, N., Slowik, V. (2013b). Tragsicherheitsbewertung einer Mauerwerksgewölbebrücke mittels nichtlinearer Finite-Elemente-Simulationen. *Bautechnik* 90 (8): 475-484.

Franck, S.A. (2014a). Nachbildung von Schäden an Mauerwerksgewölbebrücken mittels nichtlinearer Finite-Elemente-Simulationen. BuFAS e.V. (Hrsg.), *Altbausanierung 9, 25 Jahre Feuchte & Altbausanierung, 25. Hanseatische Sanierungstage, 30. Oktober – 1. November, 2014, Heringsdorf / Usedom*, Fraunhofer IRB Verlag, Beuth Verlag, Berlin, 2014, 175-184.

Franck, S.A. (2014b). Report on the finite element analysis of a tunnel. Interner Bericht, Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Leipzig, Institut für experimentelle Mechanik.

Ford, T.E., Augarde, C.E., Tuxford, S.S. (2003). Modelling masonry arch bridges using commercial finite element software. In: *Proceedings of the 9th International Conference on Civil and Structural Engineering Computing*, September 2-4, 2003, Egmond aan Zee, the Netherlands.

- Frunzio, G., Monaco, M., Gesualdo, A. (2001). 3D F.E.M. analysis of a Roman arch bridge. In: Lourenço, P.B., Roca, P. (eds.), *Historical Constructions*, Guimarães, Portugal: 591-597.
- Ganz, H.R. (1985). *Mauerwerksscheiben unter Normalkraft und Schub*. Dissertation, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Schweiz.
- Gago, A.S., Alfaiate, J., Gallardo, A. (2002). Numerical analyses of the Bargower arch bridge. In: *Proceedings of the 3rd DIANA World Conference*, October 9-11, 2002, Tokyo, Japan.
- Gerstner, F.J. (1833). *Handbuch der Mechanik*. Band 1, 2. Auflage, herausgegeben von F.A. Gerstner, gedruckt von J. Spurny, Prag.
- Gibbons, N., Fanning, P.J. (2010). Ten stone masonry arch bridges and five different assessment approaches. In: Chen, B., Wei, J. (eds.), *Proceedings of the 6th International Conference on Arch Bridges*, October 11-13, 2010, Fuzhou, China: 482-489.
- Gilbert, M. (1998). RING: a 2D rigid-block analysis program for masonry arch bridges. In: Sinopoli, A. (ed.), *Proceedings of the 2nd International Conference on Arch Bridges*, October 6-9, 1998, Venice, Italy: 459-464.
- Gilbert, M., Ahmed, H.M. (2004). Developments to the RING masonry arch bridge analysis software. In: Roca, P., Molins, C., Oñate, E. (eds.), *Proceedings of the 4th International Conference on Arch Bridges*, November 17-19, 2004, Barcelona, Spain: 263-272.
- Gilbert, M., Nguyen, D.P., Smith, C.C. (2007). Computational limit analysis of soil-arch interaction in masonry arch bridges. In: Lourenço, P.B., Oliveira, D.V., Portela, A. (eds.), *Proceedings of the 5th International Conference on Arch Bridges*, September 12-14, 2007, Madeira, Portugal: 633-640.
- Goñi, R., de Arteaga, I., Morer, P. (2014). Discussion of three-dimensional modeling of masonry arches in ABAQUS and its comparison with mechanism theory. In: Lourenço, P.B., Haseltine, B.A., Vasconcelos, G. (eds.), *Proceeding of the 9th International Masonry Conference*, July 7-9, 2014, Guimarães, Portugal.
- Gröschke, T. (2004). *Maßgebende Einwirkungen auf Bogentragwerke für Brücken aus Quadermauerwerk für beliebige Geometrien infolge Normlasten*. Diplomarbeit, Hochschule für Technik und Wirtschaft Dresden.
- Gutermann, M. (2002). *Ein Beitrag zur experimentell gestützten Tragsicherheitsbewertung von Massivbrücken*. Dissertation, Technische Universität Dresden.
- Gutermann, M., Schröder, C. (2011). 10 Jahre Belastungsfahrzeug BELFA – Entstehung, Erfahrungen und Ausblick. *Bautechnik* 88 (3):199-204.

Harvey, B. (2011). Masonry bridge assessment with Archie-M. Notes for a Masonry Bridge Masterclass, Bill Harvey Associates Ltd, UK.

Heinrich, B. (1979). Am Anfang war der Balken – Zur Kulturgeschichte der Steinbrücke. Band 2, Deutsches Museum München.

Heinrichs, J. (2004). Nichtlineare Finite-Elemente-Methode zur Tragsicherheitsbewertung von massiven Gewölbebrücken. Masterarbeit, Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Leipzig.

Heyman, J. (1982). The masonry arch. Ellis Horwood, Chichester, UK.

Hillerborg, A., Modéer, M., Petersson, P.E. (1976). Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *Cement and Concrete Research* 6: 773-782.

Hojdys, L., Kamiński, T., Krajewski, P. (2013). Experimental and numerical simulations of collapse of masonry arches. In: Proceedings of the 7th International Conference on Arch Bridges, October 2-4, 2013, Trogir-Split, Croatia: 715-722.

Holzer, S.M. (2013). Statische Beurteilung historischer Tragwerke, Band 1 Mauerwerkskonstruktionen. Ernst & Sohn Verlag, Berlin.

Hordijk, D.A. (1991). Local approach to fatigue of concrete. PhD Thesis, Technical University Delft, the Netherlands.

Hughes, T.G., Baker, M.J. (1998). A finite element model of arch ring behaviour. In: Pande, G.N., Middleton, J., Kralj, B. (eds.), Computer Methods in Structural Masonry 4, E & FN Spon, London, UK: 200-207.

Jäger, W. (2007). Übersicht zum derzeitigen Stand der numerischen Modellierung. *Mauerwerk* 11 (6): 315-322.

Jäger, W., Marzahn, G. (2010). Mauerwerk – Bemessung nach DIN 1053-100. Ernst & Sohn Verlag, Berlin.

Jäger, W., Nguyen, S.H. (2012). Wieviel Sicherheit braucht das Mauerwerk? *Mauerwerk* 16 (1): 37-43.

Kamiński, T., Bień, J. (2013). Application of kinematic method and FEM in analysis of ultimate load bearing capacity of damaged masonry arch bridges. *Procedia Engineering* 57: 524-532.

Knaack, H.-U., Schröder, C., Slowik, V., Steffens, K. (2003). Belastungsversuche an Eisenbahnbrücken mit dem Belastungsfahrzeug BELFA-DB. *Bautechnik* 80 (1): 1-8.

- Kooharian, A. (1952). Limit analysis of voussoir (segmental) and concrete arches. *Journal of the American Concrete Institute* 24 (4): 317-328.
- Kordina, K., Schubert, L., Troitzsch, U. (2000). Kriechen von Beton unter Zugbeanspruchung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 498, Berlin.
- Krawtschuk, A. (2014). Optimierung von Monitoringkonzepten für die Erhaltungsplanung von Bogenbrücken. Dissertation, Universität für Bodenkultur Wien.
- Kupfer, H., Hilsdorf, H.K., Rüschi, H. (1969). Behavior of concrete under biaxial stress. *ACI Journal Proceedings* 66 (8): 656-666.
- Kurrer, K.-E. (1997). Zur Entwicklung der Gewölbetheorien von Leonardo da Vinci bis ins 20. Jahrhundert. *Architectura* 27: 87-114.
- Kurrer, K.-E. (2002). Geschichte der Baustatik. Ernst & Sohn Verlag, Berlin.
- Lange, S. (2011). Bauwerk-Baugrund-Interaktion bei Mauerwerksgewölbebrücken. Diplomarbeit, Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Leipzig.
- Lange, S., Bretschneider, N., Slowik, V. (2014) Micromodel fracture simulations for validating a masonry macromodel. In: Lourenço, P.B., Haseltine, B.A., Vasconcelos, G. (eds.), Proceeding of the 9th International Masonry Conference, July 7-9, 2014, Guimarães, Portugal.
- Lemos, J.V. (1995). Assessment of the ultimate load of a masonry arch using discrete elements. In: Middleton, J., Pande, G. (eds.), Proceedings of the 3rd International Symposium on Numerical Methods in Structural Masonry, April 19-22, 1995, Lisbon, Portugal: 294-302.
- Lemos, J.V. (2004). Modeling stone masonry dynamics with 3DEC. In: Konietzky, H. (ed.), Numerical Modeling of Discrete Materials in Geotechnical Engineering, Civil Engineering and Earth Sciences, Taylor & Francis Group, London, UK: 7-13.
- Lemos, J.V. (2007). Discrete element modeling of masonry structures. *International Journal of Architectural Heritage* 1: 190-213.
- León, J., Espejo, S.R. (2007). Load test to collapse on the masonry arch bridge at Urnieta. In: Lourenço, P.B., Oliveira, D.V., Portela, A. (eds.), Proceedings of the 5th International Conference on Arch Bridges, September 12-14, 2007, Madeira, Portugal: 969-976.
- LimitState Ltd (2011). LimitState:RING. Manual, Version 3.0, UK.
- Loo, Y.-C., Yang, Y. (1991). Cracking and failure analysis of masonry arch bridges. *Journal of Structural Engineering* 117 (6): 1641-1659.

Lourenço, P.B. (1996). Computational strategies for masonry structures. PhD Thesis, Technical University Delft, the Netherlands.

Lourenço, P.B. (2013). Computational strategies for masonry structures: multi-scale modelling, dynamics, engineering applications and other challenges. In: Proceedings Congreso de Métodos Numéricos en Ingeniería, June 25-28, 2013, Bilbao, Spain.

Ma, M.Y., Pan, A.D., Luan, M., Cebara, J.M. (1995). Stone arch bridge analysis by the DDA method. In: Melbourne, C. (ed.), Proceedings of the 1st International Conference on Arch Bridges, September 3-6, 1995, Bolton, UK: 247-256.

Mang, H., Hofstetter, G. (2008). Festigkeitslehre. 3. Auflage, Springer-Verlag, Wien.

Martín-Caro, J.A., Martínez, J., León, J. (2004). A first level structural analysis tool for the Spanish railways masonry arch bridges. In: Roca, P., Molins, C., Oñate, E. (eds.), Proceedings of the 4th International Conference on Arch Bridges, November 17-19, 2004, Barcelona, Spain: 192-201.

Marx, S., Krontal, L., Tamms, K. (2015). Monitoring von Brückentragwerken als Werkzeug der Bauüberwachung. *Bautechnik* 92 (2): 123-133.

McKibbins, L., Melbourne, C., Sawar, N., Sicilia Gaillard, C. (2006). Masonry arch bridges: condition appraisal and remedial treatment (C656). Construction Industry Research & Information Association (CIRIA), London, UK.

Melbourne, C., Gilbert, M. (1995). The behaviour of multiring brickwork arch bridges. *The Structural Engineer* 73 (3): 39-47.

Menétrey, P., Willam, K.J. (1995), Triaxial failure criterion for concrete and its generalization. *ACI Structural Journal* 92 (3): 311-318.

Middleton, J., Pande, G.N., Kralj, B., Gazzola, F. (1998). Three dimensional finite element analysis of masonry structures using homogenisation: application to arch structures. In: Pande, G.N., Middleton, J., Kralj, B. (eds.), *Computer Methods in Structural Masonry 4*, E & FN Spon, London, UK: 208-219.

Mirabella Roberti, G., Calvetti, F. (1998). Distinct element analysis of stone arches. In: Sinopoli, A. (ed.), Proceedings of the 2nd International Conference on Arch Bridges, October 6-9, 1998, Venice, Italy: 181-186.

Molins, C., Roca, P., Casas, J. (2007). Structural analysis of a large span masonry arch bridge under railway load. In: Lourenço, P.B., Oliveira, D.V., Portela, A. (eds.), Proceedings of the 5th International Conference on Arch Bridges, September 12-14, 2007, Madeira, Portugal: 585-592.

- Munjiza, A. (2004). The combined finite-discrete element method. John Wiley & Sons, Chichester, UK.
- Nodoushani, M. (1996). Instandsetzung von Natursteinbrücken. Beton-Verlag, Düsseldorf.
- Obvis Ltd (2010). Archie-M – masonry arch bridge and viaduct assessment software. User Guide, Version 2.4.1, UK.
- Orbán, Z. (2004). Assessment, reliability and maintenance of masonry arch railway bridges in Europe. In: Roca, P., Molins, C., Oñate, E. (eds.), Proceedings of the 4th International Conference on Arch Bridges, November 17-19, 2004, Barcelona, Spain: 152-161.
- Orbán, Z., Yakovlev, G., Pervushin, G. (2008). Non-destructive testing of masonry arch bridges – an overview. *Bautechnik* 85 (10): 711-717.
- Orbán, Z., Gutermann, M. (2009). Assessment of masonry arch railway bridges using non-destructive in-situ testing methods. *Engineering Structures* 31: 2287-2298.
- Ozaeta, R., Martín-Caro, J.A. (2006). Catalogue of damages for masonry arch bridges. Final Draft, UIC Project I/03/U/285, International Union of Railways, Paris, France.
- Page, J. (1993). Masonry arch bridges – state of the art review. Transport Research Laboratory, HMSO London, UK.
- Pérez-Aparicio, J.L., Bravo, R., Ortiz, P. (2013). Refined element discontinuous numerical analysis of dry-contact masonry arches. *Engineering Structures* 48: 578-587.
- Pietsch, H. (1961). Zur Frage der Beanspruchung aus Temperatur in massiven Gewölbebrücken. Dissertation, Hochschule für Verkehrswesen „Friedrich List“ Dresden.
- Pippard, A., Ashby, R. (1939). An experimental study of the voussoir arch. *Journal of the Institution of Civil Engineers*: 383-404.
- Pippard, A. (1948). The approximate estimation of safe loads on masonry bridges. *Civil Engineer in War* 1: 365-372.
- Proske, D., Lieberwirth, P., van Gelder, P. (2006). Sicherheitsbeurteilung historischer Steinbogenbrücken. Sonderdruck zum 16. Dresdner Brückenbausymposium, Dirk Proske Verlag, Dresden.
- Proske, D. (2009). Sicherheitsbeurteilung historischer Mauerwerksbrücken. In: Jäger, W. (ed.), Mauerwerk-Kalender 34, Ernst & Sohn Verlag, Berlin: 537-572.
- Proske, D. (2011). Zur Zukunft der Sicherheitskonzepte im Bauwesen. *Bautechnik* 88 (4): 217-224.

- Proske, D., Krawtschuk, A., Zeman, O., Strauss, A. (2015). Experimental investigation of masonry arches exposed to horizontal impact. *Mauerwerk* 19 (4): 298-311.
- Purtak, F., Geißler, K., Lieberwirth, P. (2007). Bewertung bestehender Natursteinbogenbrücken. *Bautechnik* 84 (8): 525-543.
- Purtak, F., Hirsch, U. (2011). Nachweisverfahren für Brücken aus Natursteinmauerwerk. In: Jäger, W. (ed.), *Mauerwerk-Kalender* 36, Ernst & Sohn Verlag, Berlin: 377-415.
- Rafiee, A., Vinches, M., Bahatier, C. (2008). Application of the NSCD method to analyse the dynamic behaviour of stone arched structures. *International Journal of Solids and Structures* 45: 6269-6283.
- Rafiee, A., Vinches, M. (2013). Mechanical behaviour of a stone masonry bridge assessed using an implicit discrete element method. *Engineering Structures* 48: 739-749.
- Raj, S.E., Srinivas, V., Sakaria, P.E. (2014). Failure behaviour of masonry arch bridges using finite element analysis. *International Journal of Emerging Technology and Advanced Engineering* 4 (11): 125-130.
- Rhodes, S., Icke, P. (2014). Analysis of existing masonry arch bridges using finite elements. In: Proceedings of the 37th IABSE Symposium, September 3-5, 2014, Madrid, Spain: 558-565.
- Rizzi, E., Rusconi, F., Cocchetti, G. (2014). Analytical and numerical DDA analysis on the collapse mode of circular masonry arches. *Engineering Structures* 60: 241-257.
- Roca, P., Molins, C. (2004). Experiments on arch bridges. In: Roca, P., Molins, C., Oñate, E. (eds.), Proceedings of the 4th International Conference on Arch Bridges, November 17-19, 2004, Barcelona, Spain: 365-374.
- Rots, J.G. (1997). Structural masonry: an experimental/numerical basis for practical design rules. CUR Report 171, Balkema, Rotterdam, the Netherlands.
- Rouxinol, G.A.F., Providência, P., Lemos, J.V. (2007). Bridgemill bridge bearing capacity assessment by a discrete element method. In: Lourenço, P.B., Oliveira, D.V., Portela, A. (eds.), Proceedings of the 5th International Conference on Arch Bridges, September 12-14, 2007, Madeira, Portugal: 669-676.
- Schacht, G., Bolle, G., Marx, S. (2016). Belastungsversuche – Internationaler Stand des Wissens. *Bautechnik* 93 (2): 85-97.
- Schanz, T., Vermeer, P.A., Bonnier, P.G. (1999). The hardening soil model: formulation and verification. In: Brinkgreve, R.B.J. (ed.), Beyond 2000 in Computational Geotechnics – 10 Years of PLAXIS International, Balkema, Rotterdam, the Netherlands: 281-296.

Schladitz, F. (2002). Technisches Konzept für ein schienengebundenes Belastungsfahrzeug zur Prüfung von Eisenbahnbrücken. Diplomarbeit, Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Leipzig.

Schlegel, R., Rautenstrauch, K., Will, J., Fischer, D. (2002). Tragfähigkeitsuntersuchungen der weltgrößten Ziegelsteinbrücke – Berechnung der Göltzschtalbrücke mit ANSYS. In: Proceedings of the 20th CAD-FEM Users' Meeting, International Congress on FEM Technology, October 9-11, 2002, Friedrichshafen, Germany, Vol. 1, Paper 1.5.1.

Schlegel, R. (2004a). Numerische Berechnung von Mauerwerksstrukturen in homogenen und diskreten Modellierungsstrategien. Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar.

Schlegel, R., Rautenstrauch, K., Will, J. (2004b). Comparative computations of masonry arch bridges using continuum and discontinuum mechanics. In: Konietzky, H. (ed.), Numerical Modeling of Discrete Materials in Geotechnical Engineering, Civil Engineering and Earth Sciences, Taylor & Francis Group, London, UK: 3-6.

Schlegel, R., Will, J. (2012). Sensitivitätsanalyse, Parameter- und Systemidentifikation an historischen Mauerwerkskonstruktionen mithilfe moderner Optimierungsverfahren. In: Jäger, W. (ed.), Mauerwerk-Kalender 37, Ernst & Sohn Verlag, Berlin: 626-633.

Sicilia, C., Pande, G., Hughes, T. (1998). A homogenisation-based FE model for the analysis of masonry arch bridges. In: Sinopoli, A. (ed.), Proceedings of the 2nd International Conference on Arch Bridges, October 6-9, 1998, Venice, Italy: 465-470.

Slowik, V., Sommer, R., Gutermann, M. (2002). Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Straßenbrücken mit Hilfe des Belastungsfahrzeuges BELFA. *Beton- und Stahlbetonbau* 97 (10): 544-549.

Slowik, V., Fiedler, L., Kapphahn, G. (2004). Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Massivbrücken. In: Dehn, K., Holschemacher, K., Tue, N.V. (eds.), Neue Entwicklungen im Brückenbau, Bauwerk Verlag, Berlin: 267-281.

Slowik, V., Fiedler, L., Kapphahn, G. (2005). Zur kombinierten Anwendung experimenteller und rechnerischer Methoden bei der Tragsicherheitsbewertung bestehender Massivbauwerke. In: 3. Symposium „Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen“, Technische Universität Dresden, Institut für Massivbau, 23. Juni 2005, Tagungsband: 157-168.

Smoljanović, H., Živaljić, N., Nikolić, Ž. (2013). A combined finite-discrete element analysis of dry stone masonry structures. *Engineering Structures* 52: 89-100.

Stablon, T., Sellier, A., Domède, N., Plu, B., Dieleman, L. (2010). A numerical damage model for masonry structures. In: Forde, M.C. (ed.), Proceedings of the 13th International Conference on Structural Faults and Repair, June 15-17, 2010, Edinburgh, UK.

Stablon, T., Sellier, A., Domède, N., Plu, B., Dieleman, L. (2012). Influence of building process on stiffness: numerical analysis of a masonry vault including mortar joint shrinkage and crack re-closure effect. *Materials and Structures* 45 (6): 881-898.

Steffens, K., Feld, G. (1988). Experimentelle Traglastermittlung an Bauwerken – Grundlagen, Technik, Anwendungen. Schriftenreihe des Fachbereiches Bauingenieurwesen der Hochschule Bremen, Heft 1.

Steffens, K. (1995). Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauwerken in situ zum Zwecke der Substanzerhaltung oder Umnutzung. Kooperatives Forschungsprojekt 13-RG 9116 (EXTRA I), Abschlussbericht, Hochschule Bremen, Eigenverlag.

Steffens, K. (1999). Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Brücken in situ zur Substanzerhaltung und zur Verminderung der Umweltbelastung. Kooperatives Forschungsprojekt 01-RA 9601/6, EXTRA II Abschlussbericht, Hochschule Bremen, Eigenverlag.

Steffens, K. (2002a). Entwicklung, Bau und Erprobung eines Belastungsfahrzeugs (BELFA). Kooperatives Forschungsprojekt 01-RA 9901/0, Abschlussbericht, Hochschule Bremen, Eigenverlag.

Steffens, K. (2002b). Entwicklung, Bau und Erprobung eines Belastungsfahrzeugs für Eisenbahnbrücken BELFA-DB, Teil 1: Vorlaufforschung und -entwicklung. Kooperatives Forschungsprojekt 01-RA 0101, Abschlussbericht, Hochschule Bremen, Eigenverlag.

Steffens, K. (2002c). Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauwerken: Grundlagen und Anwendungsbeispiele. Bauingenieur-Praxis, Ernst & Sohn Verlag, Berlin.

Steffens, K. (2004). Entwicklung, Bau und Erprobung eines Belastungsfahrzeugs für Eisenbahnbrücken BELFA-DB II, Teil 2: Bau- und Betriebsplanung. Kooperatives Forschungsprojekt 01-RA 0101, Abschlussbericht, Hochschule Bremen, Eigenverlag.

Steffens, K., Burkert, T. (2009). Instandsetzung und Ertüchtigung von Mauerwerk, Teil 7: Experimentelle Bestimmung der Tragfähigkeit von Mauerwerk – Belastungsversuche an Mauerwerksbauten in situ. In: Jäger, W. (ed.), Mauerwerk-Kalender 34, Ernst & Sohn Verlag, Berlin: 243-270.

Tao, H. (2003). The behaviour of open spandrel brickwork masonry arch bridges. PhD Thesis, University of Salford, UK.

Thavalingam, A., Bićanić, N., Robinson, J.I., Ponniah D.A. (2001). Computational framework for discontinuous modelling of masonry arch bridges. *Computers and Structures* 79: 1821-1830.

Timm, G., Großmann, F. (2004). Einwirkungen auf Brücken. In: Bergmeister, K., Wörner, J.-D. (eds.), Beton-Kalender 93, Ernst & Sohn Verlag, Berlin: 97-176.

- Tóth, A.R., Orbán, Z., Bagi, K. (2009). Discrete element analysis of a stone masonry arch. *Mechanics Research Communications* 36: 469-480.
- Tran, V.H., Vincens, E., Morel, J.C., Dedecker, F., Le, H.H. (2014). 2D-DEM modelling of the formwork removal of a rubble stone masonry bridge. *Engineering Structures* 75: 448-456.
- Ural, A., Doğangün, A., Görkem, S.E. (2006). Stone masonry arch bridges in Turkey and analysis of a sample bridge including nonlinear behaviour. 1st International Conference on Restoration of Heritage Masonry Structures, April 24-27, 2006, Cairo, Egypt, P28: 1-10.
- van der Pluijm, R. (1999). Out-of-plane bending of masonry – behaviour and strength. PhD Thesis, Eindhoven University of Technology, Netherlands.
- Vermeltoort, A.T. (2001). Analysis and experiments of masonry arches. In: Lourenço, P.B., Roca, P. (eds.), *Historical Constructions*, Guimarães, Portugal: 489-498.
- Vockrodt, H.-J., Schwesinger, P. (2002). Experimentelle Tragsicherheitsanalyse einer historischen Bogenbrücke in Erfurt. *Bautechnik* 79 (6): 355-367.
- Voigtländer, J. (1971). Beitrag zur Ermittlung der Schnittkraftumlagerung in Gewölbebrücken infolge Rissbildung. Dissertation, Hochschule für Verkehrswesen „Friedrich List“ Dresden.
- von Wolffersdorff, P.-A. (2012). Praxisorientierte Ermittlung von Parameters moderner bodenmechanischer Stoffgesetze. 10. Tiroler Geotechnik- und Tunnelbautag, 16. November 2012, Innsbruck, Österreich.
- Wang, J., Melbourne, C. (2007). Finite element analyses of soil-structure interaction in masonry bridges. In: Lourenço, P.B., Oliveira, D.V., Portela, A. (eds.), *Proceedings of the 5th International Conference on Arch Bridges*, September 12-14, 2007, Madeira, Portugal: 515-523.
- Wang, J., Melbourne, C. (2010). Mechanics of MEXE method for masonry arch bridge assessment. *Engineering and Computational Mechanics* 163: 187-202.
- Wang, J., Haynes, J., Melbourne, C. (2013). A comparison between the MEXE and Pippard's methods of assessing the load carrying capacity of masonry arch bridges. In: *Proceedings of the 7th International Conference on Arch Bridges*, October 2-4, 2013, Trogir-Split, Croatia: 589-596.
- Warnecke, P. (1995). Tragverhalten und Konsolidierung von historischem Natursteinmauerwerk. Dissertation, Technische Universität Braunschweig.
- Weber, W. K. (1999). Die gewölbte Eisenbahnbrücke mit einer Öffnung. Dissertation, Technische Universität München.

Wilmers, W. (2013). Mauerwerksbrücken – Untersuchen und Ertüchtigen. In: Jäger, W. (ed.), Mauerwerk-Kalender 38, Ernst & Sohn Verlag, Berlin: 137-189.

Winkler, E. (1879). Lage der Stützlinie im Gewölbe. *Deutsche Bauzeitung* 13: 117-119, 127-130 sowie *Deutsche Bauzeitung* 14: 58-60.

Zhang, Y., Macorini, L., Izzuddin, B.A. (2014). Nonlinear analysis of masonry arches using mesoscale partitioned modelling. In: Lourenço, P.B., Haseltine, B.A., Vasconcelos, G. (eds.), *Proceeding of the 9th International Masonry Conference, July 7-9, 2014, Guimarães, Portugal*.

Zilch, K., Diederichs, C.J., Katzenbach, R., Beckmann, K.J. (2013). *Konstruktiver Ingenieurbau und Hochbau*. 2. Auflage, Springer-Verlag, Berlin.

Normen und Richtlinien

Belastungsversuche an Betonbauwerken, Richtlinie Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin, 2000.

COST 345. Procedures Required for the Assessment of Highway Structures. Final Report, European Commission Directorate General Transport and Energy, 2002.

Design Manual for Roads and Bridges BD 91/04. Volume 2, Section 2, Part 14: Unreinforced Masonry Arch Bridges. Highway Agency, UK, 2004.

DIN 1053-1. Mauerwerk – Berechnung und Ausführung. Beuth Verlag, Berlin, 1996.

DIN 1053-100. Mauerwerk – Berechnung auf der Grundlage des semiprobabilistischen Sicherheitskonzeptes. Beuth Verlag, Berlin, 2007.

DIN 1072. Straßen- und Wegebrücken: Lastannahmen. Beuth Verlag, Berlin, 1985.

DIN 4019. Baugrund – Setzungsberechnungen. Beuth Verlag, Berlin, 2014.

DIN EN 1990. Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung. Beuth Verlag, Berlin, 2010.

DIN EN 1991-1-4. Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten. Beuth Verlag, Berlin, 2010.

DIN EN 1991-1-5. Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen – Temperatureinwirkungen. Beuth Verlag, Berlin, 2010.

DIN EN 1991-2. Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken. Beuth Verlag, Berlin, 2010.

DIN EN 1996-1-1. Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk. Beuth Verlag, Berlin, 2010.

DIN EN 15528. Bahnanwendungen – Streckenklassen zur Bewerkstelligung der Schnittstelle zwischen Lastgrenzen der Fahrzeuge und Infrastruktur. Beuth Verlag, Berlin, 2008.

DIN-Fachbericht 101. Einwirkungen auf Brücken. Beuth Verlag, Berlin, 2009.

Model Code 1990 – CEB-FIP Model Code 1990. Bulletin 213/214. Comité Euro-International du Béton, Thomas Telford, London, UK, 1993.

Model Code 2010. Volume 1, First Complete Draft, Bulletin 55. Fédération Internationale du Béton, Lausanne, Switzerland, 2010.

Nachrechnungsrichtlinie. Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand. Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, 2011.

ONR 24008. Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Eisenbahn- und Straßenbrücken. Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 2006.

ONR 24008. Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Eisenbahn- und Straßenbrücken. Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 2014.

Richtlinie 805. Tragsicherheit bestehender Eisenbahnbrücken. Deutschen Bahn AG, 2010.

SIA 269/6-1. Erhaltung von Tragwerken – Mauerwerksbau, Teil 1: Natursteinmauerwerk. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, Schweiz, 2011.

TGL 33407/04. Nachweis der Trag- und Nutzungsfähigkeit aufgrund experimenteller Erprobung. Fachbereichstandard der DDR, VEB Betonleichtbaukombinat, Dresden, 1986.

UIC Code 778-3. Recommendations for the inspection, assessment and maintenance of masonry arch bridges. 2nd edition, International Union of Railways, April 2011.

UIC-Kodex 778-3. Empfehlungen für die Bewertung des Tragvermögens bestehender Gewölbebrücken aus Mauerwerk und Beton. 1. Auflage, Internationaler Eisenbahnverband, Juli 1995.

ÖN EN 1991-1-4. Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten. Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 2005.

ÖNORM B 1991-1-4. Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten. Nationale Festlegungen zur ÖN EN 1994-1-4 und nationale Ergänzungen, Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 2005.

Anhang A: Ergänzungen zum Stand des Wissens

A.1 Natursteinmauerwerk

Natursteine werden nach der Art ihrer Entstehung in magmatische Gesteine, Sedimentgesteine und metamorphe Gesteine eingeteilt.

Magmatische Gesteine, auch Magmatite oder Erstarrungsgesteine genannt, entstehen durch Kristallisation beim Erkalten von Gesteinsschmelze (Magma) unterhalb oder auf der Erdoberfläche. Je nach Ort der Erhärtung wird in die Untergruppen Plutonite, Vulkanite und Ganggesteine unterschieden. Plutonite, sogenannte Tiefengesteine, erkalten sehr langsam in der Erdkruste. Der wichtigste Vertreter der Plutonite ist der Granit. Im Gegensatz zu den Plutoniten entstehen Vulkanite durch schnelle Abkühlung aufsteigender flüssiger Magma an der Erdoberfläche. Aus diesem Grund werden Vulkanite auch als Ergussgesteine bezeichnet. Zu den wichtigsten Vertretern der Vulkanite zählen Basalt, Diabas und Porphyr. Den Übergang zwischen Plutoniten und Vulkaniten bilden die sogenannten Ganggesteine.

Eine andere Hauptgruppe der Gesteine stellen die Sedimentgesteine oder Sedimentite dar. Entstanden durch Ablagerung von Verwitterungsprodukten an Land oder im Meer, werden sie auch als Ablagerungsgesteine bezeichnet. Zunächst erfolgt eine Ablagerung von Lockergestein. Durch Entwässerung und/oder Verbindung mit Ton, Kalk oder Kieselsäure kommt es dann zur Verfestigung (Diagenese). Für den Natursteinbau von Bedeutung sind die Untergruppen der klastischen und chemisch-biogenen Sedimente (*Jäger et al.* 2010). Klastische Sedimente entstehen durch physikalische Verwitterung und chemisch-biogene Sedimente durch chemische Vorgänge oder durch das Wirken von Organismen. Sedimentgesteine sind weicher als Magmatite und daher leicht zu bearbeiten, was sie zu den im Bauwesen am häufigsten verwendeten Natursteinen macht. Die wichtigsten Vertreter der Sedimentgesteine sind der Sandstein und der Kalkstein.

Die dritte Hauptgruppe der Gesteine stellen die metamorphen Gesteine oder Metamorphite dar. Durch die Umwandlung (Metamorphose) bestehender Gesteine entsteht metamorphes Gestein. Dies erfolgt meist unter hohem Druck und hohen Temperaturen. Wichtige Vertreter der Metamorphite sind Gneis, Marmor und Glimmerschiefer.

Charakteristische Materialeigenschaften der Gesteine sind in Tabelle A.2 zusammengestellt.

Tabelle A.1: Gruppen von Gesteinsarten (nach Warnecke 1995 und Proske et al. 2006)

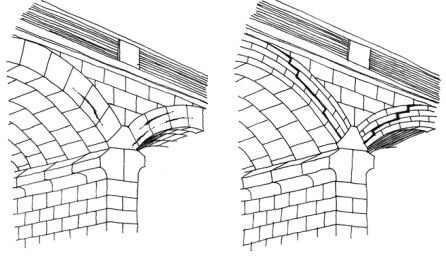
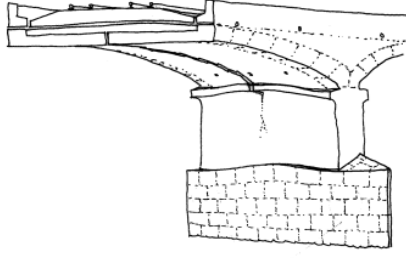
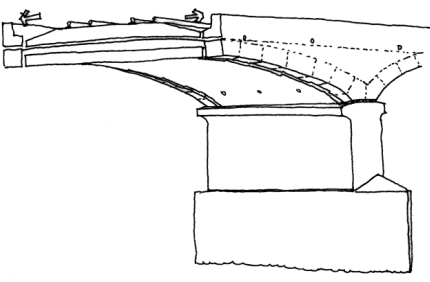
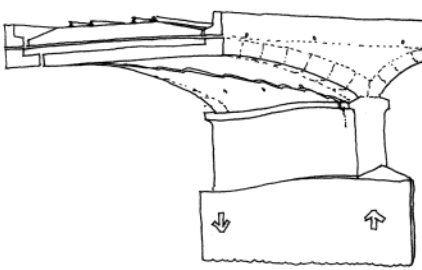
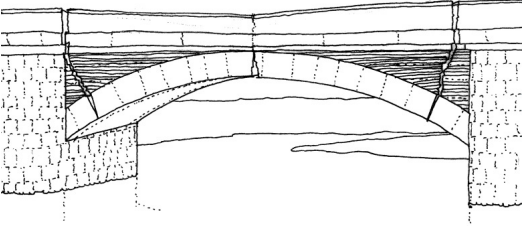
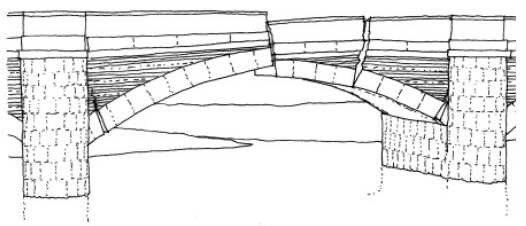
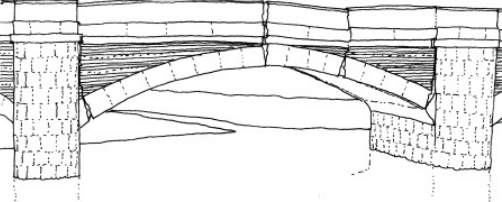
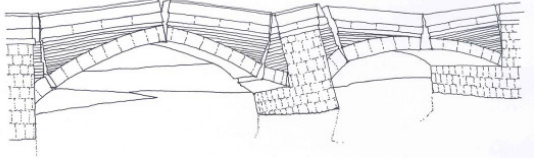
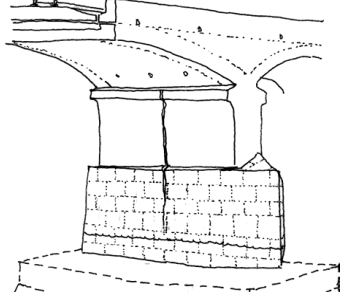
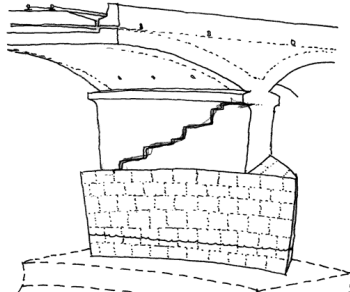
Hauptgruppen	Untergruppen	Gesteinsarten (Beispiele)
Magmatite	Plutonite	Granit, Syenit, Diorit, Gabbro
	Vulkanite	Basalt, Diabas, Pophyr, Basaltlava
	Ganggesteine	Dolerit
Sedimentite	klastische Sedimente	Sandstein, Grauwacke, Quarzit, Mergel, Schluffstein, Konglomerat
	chemisch-biogene Sedimente	Kalkstein, Dolomit, Kieselschiefer
Metamorphite		Gneis, Marmor, Glimmerschiefer, Serpentin

Tabelle A.2: Materialeigenschaften der Gesteine nach UIC-Kodex 778-3 (1995)

Hauptgruppe	Gesteinsart	Rohdichte [kN/m ³]	Druckfestigkeit [N/mm ²]	Elastizitätsmodul [kN/mm ²]	Querdehnzahl [-]
Magmatite	Granit, Syenit	26 – 28	27 – 300	10 – 100	0,13 – 0,20
	Diorit, Gabbro, Dolerit	28 – 30	170 – 300	50 – 90	0,17 – 0,25
	Basalt	29 – 30	120 – 420	40 – 120	0,14 – 0,20
	Diabas	28 – 29	180 – 250	55 – 70	0,13 – 0,20
	Porphy	20 – 28	20 – 490	10 – 140	0,15 – 0,20
Sedimentite	Sandstein	20 – 27	20 – 200	6 – 60	0,07 – 0,13
	Grauwacke, Quarzit	26 – 27	150 – 440	40 – 130	0,08 – 0,25
	Kalkstein, Dolomit	17 – 28	20 – 300	20 – 100	0,08 – 0,20
Metamorphite	Gneis	23 – 30	40 – 280	10 – 80	0,09 – 0,20
	Glimmerschiefer	25 – 35	60 – 90	5 – 20	0,20 – 0,25

A.2 Schädigungsarten bei Mauerwerksgewölbebrücken

Tabelle A.3: Schädigungsarten mit Einfluss auf die Tragfähigkeit von Mauerwerksgewölbebrücken nach dem UIC-Schadenskatalog von Ozaeta und Martín-Caro (2006)

 <p>1) Mauerwerksdruckversagen</p>	 <p>2) Längsriss im Gewölbe</p>
 <p>3) Stirnringriss im Gewölbe</p>	 <p>4) Diagonalriss im Gewölbe</p>
 <p>5) Querriss – Drei-Gelenk-Bildung</p>	 <p>6) Querriss – Schubmechanismus</p>
 <p>7) Mechanismus – Einfeldbrücke</p>	 <p>8) Mechanismus – Mehrfeldbrücke</p>
 <p>9) Vertikalriss im Pfeiler</p>	 <p>10) treppenförmiger Riss im Pfeiler</p>

Fortsetzung Tabelle A.3

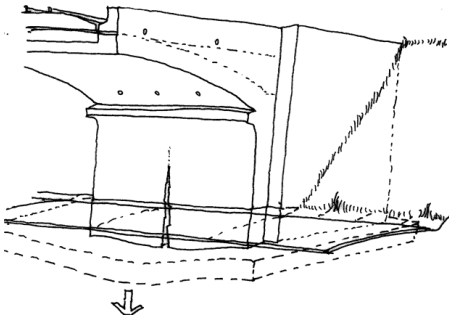
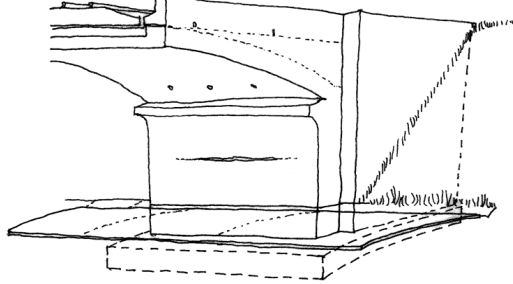
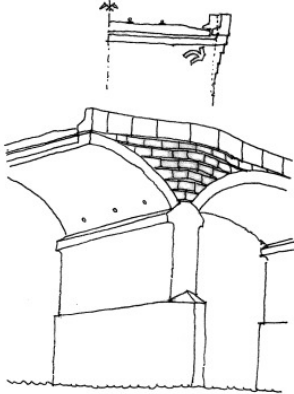
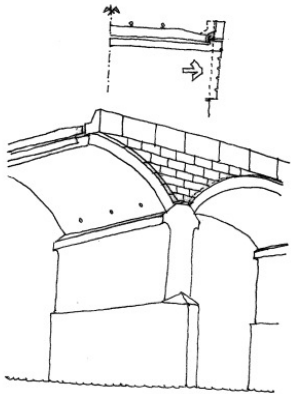
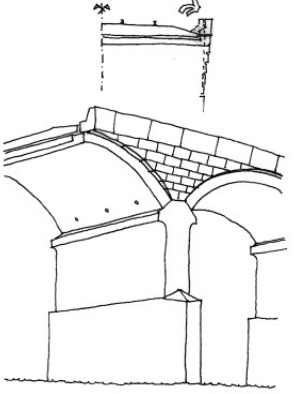
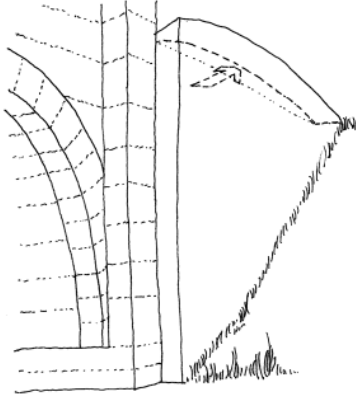
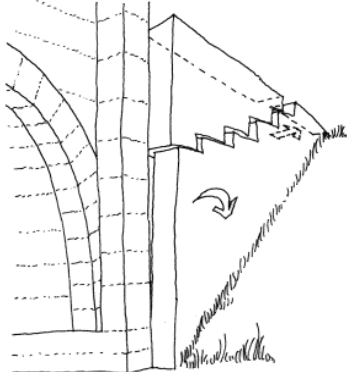
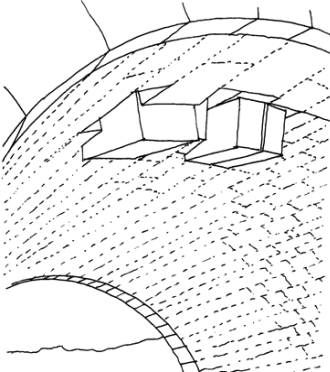
 <p>11) Vertikalriss im Widerlager</p>	 <p>12) Horizontalriss im Widerlager</p>
 <p>13) Beulen der Stirnmauer</p>	 <p>14) Querverschiebung der Stirnmauer</p>
 <p>15) Verdrehung der Stirnmauer</p>	 <p>16) Beulen/Verdrehung der Flügelmauer</p>
 <p>17) treppenförmiger Riss in der Flügelmauer</p>	 <p>18) Herausfallen von Steinen aus dem Gewölbe</p>

Tabelle A.4: Schädigungsarten bei Mauerwerksgewölbebrücken und ihre Ursachen nach Ozaeta et al. (2006), Proske et al. (2006) und Bienert et al. (1976)

Schadensart + Beschreibung	Ursachen
<p><i>Mauerwerksdruckversagen</i></p> <ul style="list-style-type: none"> - äußert sich durch Risse im Mauerwerk - als kritisch einzuschätzen 	<ul style="list-style-type: none"> - Materialversagen durch hohe Druckspannungen, z.B. bei sehr schlanken Brücken mit kleiner Spannweite und flachem Stich - Interaktion von Biegung und Schubkräften, hauptsächlich bei Gewölbebrücken aus Ziegelmauerwerk - Gleiten der Steine im Gewölbe bei kleinformatigem Mauerwerk durch hohe Druckspannungen - durch hohe Verkehrslasten oder auch durch Fundamentprobleme
<p><i>Längsriss (Gewölbe)</i></p> <ul style="list-style-type: none"> - verläuft parallel zur Spannrichtung - meist in natürlichen Trenn- bzw. Setzungsfugen - keine unmittelbare Gefährdung 	<ul style="list-style-type: none"> - unterschiedlich hohe bzw. einseitige Verkehrsbelastung bei mehrgleisigen bzw. mehrspurigen Gewölbebrücken ohne Längsfugen - hohe Überschüttung - Querbiegung des Gewölbes infolge Baugrundverformung bzw. infolge ungleichmäßiger Setzung des Bauwerkes - häufig auch mit Schäden an der Dichtung verbunden
<p><i>Stirnringriss (Gewölbe)</i></p> <ul style="list-style-type: none"> - nahezu senkrechter Längsriss hinter der Stirnmauer - durchtrenntes Gewölbe - abgetrennte Teile ohne mittragende Wirkung - Überwachung erforderlich 	<ul style="list-style-type: none"> - Steifigkeitsunterschiede zwischen Stirnmauern mit Stirnaufbauten und dem übrigen Gewölbe - unterschiedliche Baustoffe haben ebenfalls unterschiedliche Steifigkeiten - Seitendruck bei überschütteten Bauwerken - Durchfeuchtung infolge schadhafter Abdichtung in Verbindung mit Verbundauflockerung - große Verkehrslasten, die zu Bewegungen der Stirnvormauerung führen
<p><i>Rückenfugenriss (Gewölbe)</i></p> <ul style="list-style-type: none"> - verläuft parallel zur Gewölbeaußenleibung zwischen Gewölberücken und Stirnmauer - stellt eine Gefährdung dar - Überwachung erforderlich 	<ul style="list-style-type: none"> - fehlender bzw. gestörter Verbund in der Mörtelfuge - Schwindverkürzung und damit verbundene vertikale Bewegung des Gewölbes, Stirnmauer kann nicht folgen aufgrund der größeren Biegesteifigkeit - hohe Seitenbelastung und damit verbundene Verschiebung der Stirnmauern
<p><i>Diagonalriss (Gewölbe)</i></p> <ul style="list-style-type: none"> - individuelle Beurteilung des Einflusses auf die Tragfähigkeit der Brücke 	<ul style="list-style-type: none"> - ungleichmäßige Lastverteilung infolge Nichtübereinstimmung von Belastungsachse und Haupttragrichtung bei schiefen Gewölben - Schwachstellen im Mauerwerk, z.B. in Arbeitsfugen
<p><i>Querriss (Gewölbe)</i></p> <ul style="list-style-type: none"> - verläuft senkrecht zur Spannrichtung - meist im Scheitel oder an den Kämpfern - Zeichen für hohe Auslastung und Gelenkbildung - stellt eine Gefährdung dar - Überwachung erforderlich 	<ul style="list-style-type: none"> - Überbeanspruchung bestimmter Bereiche infolge Gewölbeverformung z.B. durch Schwinden, offene Mauerwerksfugen, ungeeignete Gewölbeform, Unterdimensionierung des Gewölbes oder Baugrundbewegung - horizontale Arbeitsfugen im Gewölbe, Schubspannungen führen zu Trennungen und Verschiebungen in den Fugenebenen - Eintrag konzentrierter Lasten bei zu geringer Überschüttungshöhe
<p><i>Vertikalriss (Pfeiler)</i></p> <ul style="list-style-type: none"> - verläuft vertikal an der Pfeilerinnenseite - stellt eine Gefährdung dar - Überwachung erforderlich 	<ul style="list-style-type: none"> - unterschiedliche Verformungen zwischen Pfeilermitte und den Rändern verursacht durch Fundamentsetzungen - Materialversagen bei Pfeilern mit verminderter Festigkeit, z.B. bei Pfeilern, die nicht aus vollwandigem Mauerwerk bestehen

Fortsetzung Tabelle A.4

<p><i>treppenförmiger Riss (Pfeiler)</i></p> <ul style="list-style-type: none"> - verläuft diagonal an der Pfeilerinnenseite - stellt eine Gefährdung dar - Überwachung erforderlich 	<ul style="list-style-type: none"> - Rotation des Pfeilerfundamentes in horizontaler bzw. Längsrichtung - unterschiedliche Verschiebungen zwischen Pfeilermitte und den Rändern durch ungleichmäßige Fundamentsetzungen - Verdrehung des Pfeilers um die vertikale Achse bei schrägen Brücken
<p><i>Vertikalriss (Widerlager)</i></p> <ul style="list-style-type: none"> - verläuft vertikal an der Widerlagerinnenseite, meist mittig - stellt eine Gefährdung dar - Überwachung erforderlich 	<ul style="list-style-type: none"> - lokales Versagen des Widerlagerfundamentes - unterschiedliche Verschiebungen zwischen der Mitte des Widerlagers und den Rändern durch ungleichmäßige Fundamentsetzungen
<p><i>Horizontalriss (Widerlager)</i></p> <ul style="list-style-type: none"> - verläuft mittig horizontal an der Widerlagerinnenseite - stellt eine Gefährdung dar - Überwachung erforderlich 	<ul style="list-style-type: none"> - große Horizontalkraft aus dem Gewölbe, meist bei sehr flachem Stich - Versagen der Schüttung/Böschung hinter dem Widerlager
<p><i>Beulen der Stirnmauern</i></p> <ul style="list-style-type: none"> - häufig bei breiten Brücken mit kleiner Spannweite und großer Überschüttung - stellt eine Gefährdung dar - Überwachung erforderlich 	<ul style="list-style-type: none"> - Erddruck der Füllung - Druck durch aufgestautes Wasser bei defekter Abdichtung - horizontaler Druck des Schotters bei Bahnbrücken - horizontaler Druck aus Verkehrslasten
<p><i>Verschiebung der Stirnmauern</i></p> <ul style="list-style-type: none"> - typisch für breite Brücken mit kleiner Spannweite und großer Überschüttung - stellt eine Gefährdung dar - Überwachung erforderlich 	<ul style="list-style-type: none"> - Erddruck der Füllung - Druck durch aufgestautes Wasser bei defekter Abdichtung - horizontaler Druck des Schotters bei Bahnbrücken - horizontaler Druck aus Verkehrslasten - führt zum Riss zwischen Stirnmauer und Gewölbe
<p><i>Verdrehung der Stirnmauern</i></p> <ul style="list-style-type: none"> - typisch für breite Brücken mit kleiner Spannweite, flachen Stich und großer Überschüttung - stellt eine Gefährdung dar - Überwachung erforderlich 	<ul style="list-style-type: none"> - Erddruck der Füllung - Druck durch aufgestautes Wasser bei defekter Abdichtung - horizontaler Druck des Schotters bei Bahnbrücken - horizontaler Druck aus Verkehrslasten - führt zum Riss zwischen Stirnmauer und Gewölbe
<p><i>Beulen/Verdrehung der Flügelmauern</i></p> <ul style="list-style-type: none"> - stellt eine Gefährdung dar - Überwachung erforderlich 	<ul style="list-style-type: none"> - Wasserdruck infolge fehlender bzw. defekter Abdichtung oder verstopfter Entwässerungsrohre - Druck durch die Hinterfüllung - zusätzliche Last durch Pflanzen
<p><i>treppenförmiger Riss (Flügelmauer)</i></p> <ul style="list-style-type: none"> - stellt eine Gefährdung dar - Überwachung erforderlich 	<ul style="list-style-type: none"> - unterschiedliche Setzungen in der Flügelmauerebene - Druck durch die Hinterfüllung - Wasserdruck infolge fehlender bzw. defekter Abdichtung oder verstopfter Entwässerungsrohre
<p><i>Herausfallen von Steinen</i></p> <ul style="list-style-type: none"> - Angriffspunkt für weitere Schädigungen - ernstzunehmende Gefahr - Teile des Gewölbes sind ohne mittragende Wirkung 	<ul style="list-style-type: none"> - Verwitterung des Fugenmörtels, führt zur Entspannung des Gefüges - hohe Punkt- und Kantenpressungen, die zur Zerstörung von Steinen führen - Schalenbildung infolge schlechten Verbundes bei mehrschichtigen Gewölben, bei unterschiedlichem Mauerwerk bzw. bei Beton und Mauerwerk - Durchsacken von Steinen infolge hoher örtlicher Beanspruchung, vorwiegend bei Gewölben mit niedriger Überschüttung, insbesondere im Scheitelbereich

A.3 Erläuterungen zur MEXE-Methode

Nachfolgend wird die Ermittlung der in Abschnitt 2.1.5.1 erwähnten Einflussfaktoren erläutert. Die Bedeutung der geometrischen Parameter ergibt sich aus Abbildung A.1.

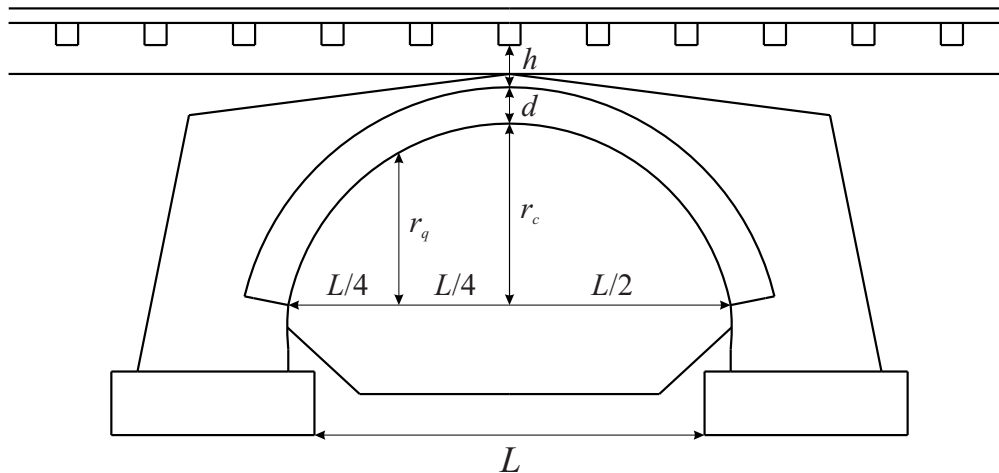


Abbildung A.1: Skizze zur Erläuterung der MEXE-Methode nach UIC-Kodex 778-3 (1995)

a) Bogenform-Faktor f_s

Kreissegment- und parabelförmige Gewölbe weisen meist ein größeres Tragvermögen auf als elliptische Gewölbe. Die parabolische Bogenform mit einem r_q/r_c -Verhältnis von 0,75 wird als ideale Bogenform angenommen, wobei r_q als Gewölbestich im Viertelpunkt der Spannweite definiert ist. Nach UIC-Kodex 778-3 (1995) gelten folgende Beziehungen für den Bogenform-Faktor:

$$f_s = \begin{cases} 1,0 & \text{für } \frac{r_q}{r_c} \leq 0,75 \\ 2,3 \cdot \left(\frac{(r_c - r_q)}{r_c} \right)^{0,6} & \text{für } \frac{r_q}{r_c} > 0,75 \end{cases} \quad (\text{A.1})$$

b) Materialfaktor f_M

Für den Materialfaktor f_M gilt gemäß UIC-Kodex 778-3 (1995) die nachfolgende Tabelle:

Tabelle A.5: Materialfaktor f_M nach UIC-Kodex 778-3 (1995)

Gewölbematerial	Materialfaktor f_M
Granit- und Basalt-Mauerwerk, regelmäßig geschichtet mit großförmigen Gewölbesteinen	1,5
aus Beton	1,2
Mauerwerk aus anderen Baustoffen, unregelmäßig oder regelmäßig geschichtet, in gutem Zustand	1,0

c) Fugenfaktor f_J

Größe und Zustand der Fugen haben einen großen Einfluss auf das Tragvermögen und die Stabilität eines Gewölbes. Verlängerter Mörtel, der häufig bei alten Brücken verwendet wurde, ist weicher als Zementmörtel. Kompensiert wird die kleinere Festigkeit des verlängerten Mörtels jedoch durch die besseren Fugenverfüllungs- und Lastverteilungseigenschaften. Bei fugenlosen Gewölben aus Beton beträgt $f_J = 1,0$. Für den Fugenfaktor f_J gilt nach *UIC-Kodex 778-3* (1995) folgende Formel:

$$f_J = f_W \cdot f_{mo} \quad (\text{A.2})$$

Die Werte für den Fugenbreitfaktor f_W und für den Mörtelfaktor f_{mo} können den nachfolgenden Tabellen entnommen werden:

Tabelle A.6: Fugenbreitfaktor f_W nach *UIC-Kodex 778-3* (1995)

Fugenbreite	Fugenbreitfaktor f_W
< 6 mm	1,0
6 – 12,5 mm	0,9
> 12,5 mm	0,8

Tabelle A.7: Mörtelfaktor f_{mo} nach *UIC-Kodex 778-3* (1995)

Zustand des Mörtels	Mörtelfaktor f_{mo}
gut	1,0
loser, bröcklicher Mörtel	0,9

d) Zustandsfaktor f_C

Mit dem Zustandsfaktor f_C erfolgt eine Bewertung des Zustandes der Brücke. Diese Bewertung muss durch einen Bauingenieur erfolgen. Je kleiner der Zustandsfaktor, desto schlechter der Zustand der Brücke. Bei einem Zustandsfaktor von 1,0 weist die Brücke wenig oder keine Schäden auf. Liegt der Zustandsfaktor bei 0,4, muss eine sofortige Instandsetzung veranlasst werden.

Bei der Bewertung ist es wichtig, zwischen Rissbildung und Fugenschädigung zu unterscheiden. Der Zustandsfaktor f_C ergibt sich aus den Rissen und Verformungen, die das Tragvermögen des Gewölbes beeinträchtigen. Es gelten die in Tabelle A.8 aufgelisteten Richtwerte. Sind mehrere Schäden vorhanden, wird der kleinste f_C -Wert maßgebend. Es wird ein Zustandsfaktor f_C von 1,0 gewählt, wenn die genannten Schäden nicht vorhanden sind oder beseitigt wurden (*UIC-Kodex 778-3* 1995).

Tabelle A.8: Zustandsfaktor f_c nach UIC-Kodex 778-3 (1995)

Beeinträchtigung des Tragvermögens durch:	Zustandsfaktor f_c
Diagonalrisse durch Setzung einer Widerlagerseite	0,3 – 0,7
Längsrisse (in Gleisrichtung) in der Gewölbeleibung durch unterschiedliche Setzungen innerhalb des Widerlagers oder Steifigkeitssprünge infolge von Stirnmauern	0,4 – 0,6
waagerechte und leicht schräge Risse (insbesondere durch unsachgemäße Arbeitsfugen bei Stampfbeton)	
bleibende Gewölbeverformungen durch örtliches Versagen des Gewölbes oder Widerlagerverschiebungen	0,6 – 0,8
Rückenfugenrisse zwischen Stirnmauer und der Oberfläche des Gewölbes	0,80
Längsrisse innerhalb des mittleren Drittels des Gewölbes, länger als 1/10 der Spannweite	0,85
Längsrisse außerhalb des mittleren Drittels des Gewölbes, länger als 1/10 der Spannweite	0,95

e) Faktor f_N für Gewölbebrücken mit mehreren Feldern

Bei Brücken mit mehreren Feldern wird jedes Gewölbe einzeln betrachtet, wobei die in der nachfolgenden Tabelle A.9 genannten Faktoren nach UIC-Kodex 778-3 (1995) zu berücksichtigen sind.

Tabelle A.9: Faktor f_N für die Bewertung von Gewölbebrücken bestehend aus mehreren Feldern nach UIC-Kodex 778-3 (1995)

Gewölbe wird getragen von:	Faktor für Gewölbebrücken mit mehreren Feldern f_N
zwei Pfeilern	0,8
einem Widerlager und einem Pfeiler	0,9
zwei massiven Pfeilern	1,0
einem Widerlager und einem massiven Pfeiler	

A.4 Tragsicherheitsbewertungsstufen und Teilsicherheitsbeiwerte

Tabelle A.10: Stufenweise Tragsicherheitsbewertung gemäß verschiedener Normen und Richtlinien

Stufe	Richtlinie 805 (2010)	ONR 24008 (2014)	UIC-Code 778-3 (2011)	COST 345 (2002)
1	Abschätzung der Tragsicherheit durch ingenieurmäßige Betrachtungen	Tragfähigkeitsnachweis nach letztgültigem Normenstand (semi-probabilistisches Sicherheitskonzept)	Bewertung mit Hilfe von Näherungsverfahren (MEXE-Methode); nach UIC-Kodex 778-3 (1995), ungeschädigter Bauwerkszustand vorausgesetzt	erste Abschätzung der Traglast mit Hilfe von empirischen Methoden oder 2D-Modellierung des Bogens mit linear-elastischen Materialeigenschaften
2	Tragsicherheitsnachweis erfolgt durch vereinfachte Berechnungen (Dreigelenkbogentheorie oder MEXE-Methode)	Tragfähigkeitsnachweis nach letztgültigem Normenstand mit anderen Teilsicherheitsbeiwerten (semi-probabilistisches Sicherheitskonzept)	Bewertung mit Hilfe von vereinfachten 2D-Modellen nach dem Stützlinienverfahren, der Elastizitätstheorie oder mit elasto-plastischen Verfahren, Nutzung bauwerksspezifischer Materialkennwerte	Bewertung mit Hilfe eines detaillierten 2D- oder 3D-Modells mit linear-elastischen, nichtlinearen oder plastischen Materialeigenschaften
3	Nachweis unter Verwendung komplexer Modelle und Rechenverfahren, Stabwerkstheorie oder Finite-Elemente-Methode mit linear-elastischen, elasto-plastischen oder nichtlinearen Materialeigenschaften, Berücksichtigung der Rissbildung	Tragfähigkeitsnachweis nach letztgültigem Normenstand mittels probabilistischer Analyse (Zuverlässigkeitsanalyse)	Bewertung mittels detaillierter 2D- oder 3D-Finite- oder Diskrete-Elemente-Modelle, nach UIC-Kodex 778-3 (1995), Berücksichtigung vorhandener Risse und Schäden, in Verbindung mit Material- oder Belastungstests	Bewertung mittels 2D- oder 3D-Finite-Elemente- oder Trägerrostmodellen mit linear-elastischen, nichtlinearen oder plastischen Materialeigenschaften, Berücksichtigung der Bauwerk-Baugrund-Interaktion, Rissmodellierung und Verwendung bauwerksspezifischer Lasten und Materialkennwerte
4	experimentelle Tragsicherheitsbewertung mittels Belastungstest	Analyse von Schadensfolgen, reduzierte Zuverlässigkeit des Bauwerkes wird akzeptiert		Bewertung mit detaillierten Finite-Elemente-Simulationen, Modellierung spezifischer Bauwerkdetails, welche in vorherigen Stufen nicht berücksichtigt wurden
5				Zuverlässigkeitsuntersuchungen mit Hilfe von probabilistischen Verfahren

Tabelle A.11: Vergleich von Sicherheitsbeiwerten aus verschiedenen Quellen

	ONR 24008 (2006, 2011)	Richtlinie 805 (2010)	UIC-Kodex 778-3 (1995)	DIN EN 1990/1996 (2010)
<i>Teilsicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungsseite</i>				
ständige Einwirkungen Mauerwerksteile*	1,20	-	1,10	1,35
ständige Einwirkungen Schotter*	1,30	-	1,20	1,35
veränderliche Einwirkungen Schwerlastbilder/Triebfahrzeuge	1,20	1,30 (1,20)**	DIN EN 1990	1,20
veränderliche Einwirkungen Lastmodelle/Streckenklassen	1,45		DIN EN 1990	1,45
veränderliche Zusatzeinwirkung Bremsen, Anfahren	1,10	1,10	****	****
veränderliche Zusatzeinwirkung Wind	1,10	1,10	****	****
veränderliche Zusatzeinwirkung Temperatur	1,10	1,10	****	****
veränderliche Zusatzeinwirkung als Leiteinwirkung Bremsen, Anfahren	1,30	-	DIN EN 1990	1,50
veränderliche Zusatzeinwirkung als Leiteinwirkung Wind	1,30	-	DIN EN 1990	1,50
veränderliche Zusatzeinwirkung als Leiteinwirkung Temperatur	1,30	-	DIN EN 1990	1,50
<i>Teilsicherheitsbeiwerte auf der Widerstandsseite</i>				
Mauerwerk	2,25	1,5 – 3,0***	2,0	1,5 – 3,0***

* ungünstig wirkend

** bei bekannter gegenwärtiger und zukünftiger Verkehrsbelastung Abminderung möglich

*** nach *DIN 1996-1-1* (2010) in Abhängigkeit von der Gesteinsklasse

**** Kombinationsbeiwerte nach *DIN EN 1990* (2010)

Anhang B: Ergänzungen zu den numerischen Simulationen

B.1 Ergebnisse des Vergleichs ausgewählter Berechnungsmethoden

Nachfolgend werden die Ergebnisse der in Kapitel 4.1 vorgestellten Vergleichsrechnungen im Detail aufgeführt.

B.1.1 Ergebnisse nach der MEXE-Methode

Zunächst kam die modifizierte MEXE-Methode nach *UIC-Kodex 778-3* (1995) zur Anwendung. Dieses Näherungsverfahren wurde ausgewählt, da es sich sowohl für Eisenbahnbrücken als auch für Straßenbrücken eignet und im technischen Regelwerk verankert ist. Das Verfahren ist, wie in Abschnitt 2.1.5.1 beschrieben, an bestimmte Anwendungsbedingungen gebunden. Dadurch schränkt sich der Anwendungsbereich der Methode stark ein. Mit einer Stützweite L von 10 m, einem Stich-Spannweiten-Verhältnis von 0,41 sowie einer Füllungshöhe h von 50 cm zwischen Unterkante Schwelle und Oberkante Gewölbe erfüllt der hier untersuchte Durchlass die drei einzuhaltenden Kriterien.

Um die ideelle Achslast Q_p zu ermitteln, wird ein globaler Anpassungsfaktor benötigt, der sich aus dem Produkt mehrerer Einflussfaktoren bildet. Nachfolgend sind die hier verwendeten Werte für diese Einflussfaktoren aufgeführt:

- Bogenformfaktor $f_S = 0,77$
- Materialfaktor $f_M = 1,00$
- Fugenfaktor $f_J = 0,80$
- Zustandsfaktor $f_C = 1,00$
- Faktor für Brücken mit mehreren Feldern $f_N = 1,00$
- dynamischer Beiwert $f_\phi = 1,00$

Die Formeln und Tabellen zur Ermittlung dieser Einflussfaktoren nach *UIC-Kodex 778-3* (1995) sind im Anhang A.3 dieser Arbeit aufgelistet. Der Bogenformfaktor ergibt sich in Abhängigkeit vom Verhältnis r_q/r_c nach Gleichung (A.1), wobei für den Gewölbestich im Scheitel $r_c = 4,10$ m und für denjenigen im Viertelpunkt $r_q = 3,44$ m angesetzt wurde. Für das Material des Mauerwerks erfolgte die Annahme von Kalkstein. Das Mauerwerk ist

geschichtet und in einem guten Zustand. Somit ergibt sich der Materialfaktor nach Tabelle A.5 zu 1,0. Der Fugenfaktor setzt sich aus einem Faktor für die Fugenbreite und einem für den Zustand des Mörtels zusammen. Es wird bei der hier untersuchten Brücke davon ausgegangen, dass es sich um sehr breite Fugen handelt, der Mörtel sich aber in einem guten Zustand befindet. Die entsprechenden Faktoren ergeben sich nach Tabelle A.6 und Tabelle A.7. Da die Brücke als ungeschädigt betrachtet wird, ergibt sich der Zustandsfaktor zu 1,0. Bei der Brücke handelt es sich um eine Einfeldbrücke und somit ist der Faktor für Gewölbe mit mehreren Feldern f_N nach Tabelle A.9 gleich 1,0. Der üblicherweise verwendete dynamische Beiwert von 1,25 wird nicht berücksichtigt, da ein Schwingbeiwert gesondert Anwendung findet.

Aus dem Produkt der einzelnen Einflussfaktoren ergibt sich der globale Anpassungsfaktor f entsprechend Gleichung (2.4) in Abschnitt 2.1.5.1 zu 0,62. In Abhängigkeit von der lichten Weite L , der Gewölbedicke im Scheitel d und der Füllung h von Unterkante Schwelle bis Oberkante Gewölbe erfolgt anhand von Nomogrammen, siehe *UIC-Kodex 778-3* (1995), die Ermittlung der ideellen Achslast Q_p . Diese beträgt 750 kN. Aus der ideellen Achslast Q_p und dem globalen Anpassungsfaktor f lassen sich schließlich die zulässige Achs- und Meterlast Q_{adm} bzw. q_{adm} für den gewölbten Durchlass ermitteln.

$$Q_{adm} = Q_p \cdot f = 750 \cdot 0,62 = 465 \text{ kN} \quad \text{bzw.} \quad q_{adm} = 465 / 1,5 = 310 \text{ kN/m}$$

Die nach der MEXE-Methode ermittelten zulässigen Achs- und Meterlasten werden keinen Laststellungen zu geordnet, d. h. keinen bestimmten Positionen auf dem Bauwerk. Des Weiteren ist nicht erkenntlich, welches Sicherheitskonzept der Methode zugrunde liegt. Die Berücksichtigung eines Schwingbeiwertes ist allerdings Teil der Berechnungsmethode. An dieser Stelle sei angemerkt, dass die MEXE-Methode auf der Arbeit von *Pippard* (1939, 1948) und auf dessen Annahmen beruht. Dabei wird beispielsweise die Druckfestigkeit auf 1,39 N/mm² festgelegt. Senkrecht zur Brückenlängsrichtung kommt nach *Pippard* ein Lastausbreitungswinkel von 45° zum Ansatz. Dadurch ist die mitwirkende Gewölbebreite stets gleich der doppelten Füllungshöhe, im Fall dieser Berechnung 1,0 m. Versagen tritt ein, wenn die Druckspannungsergebnis aus der mittleren Hälfte des Querschnittes herauswandert. Ein Vergleich mit anderen Nachweisverfahren und Lastmodellen ist aufgrund der zuvor genannten Annahmen stets kritisch zu hinterfragen.

Ein Vergleich der zulässigen Streckenlast q_{adm} gemäß MEXE-Methode mit dem vereinfachten Lastmodell 71 würde eine ausreichende Tragsicherheit für den gewölbten Durchlass bedeuten. Dies ist sowohl mit als auch ohne Verwendung eines Teilsicherheitsbeiwertes γ_Q von 1,45 für die Verkehrslast und eines Schwingbeiwertes φ von 1,24 der Fall.

$$\eta = q_{adm} / (\gamma_Q \cdot \varphi \cdot q_{LM71}) = 310 / (1,45 \cdot 1,24 \cdot 156,25) = 1,10 > 1,0$$

$$q_{adm} / q_{LM71} = 310 / 156,25 = 1,98 > 1,0 \text{ (ohne Teilsicherheits- und Schwingbeiwert)}$$

B.1.2 Ergebnisse nach der Methode von Martín-Caro et al. (2004)

Mit Hilfe der Methode nach Martín-Caro et al. (2004) ist es möglich, die Tragfähigkeit einer Brücke unter Einzellast, Halblast und Volllast mit vergleichsweise geringem Aufwand zu ermitteln. Aufgrund vieler Modellannahmen weist diese Methode jedoch vergleichsweise enge Anwendungsgrenzen auf, siehe Abschnitt 2.1.5.2. Diese sind bei dem hier untersuchten gewölbten Durchlass eingehalten bzw. müssen als eingehalten angenommen werden (siehe aufgezählte Anwendungsgrenzen 3 bis 6 in Abschnitt 2.1.5.2). Der Gewölbestich f übersteigt mit 41 % der Spannweite L die geforderte Untergrenze von 16,67 %. Für das Verhältnis von Gewölbedicke c im Scheitel zur Spannweite L ergibt sich ein Wert von 0,082. Dieser Wert ist ebenfalls größer als der geforderte Mindestwert von 0,06 für eine Spannweite L von 10 m, siehe Tabelle 1 in Abschnitt 2.1.5.2. Für die Höhe der Hinterfüllung, die sich oberhalb des Gewölberückens am Widerlager befindet, wird beim vorliegenden Verhältnis des Gewölbestiches f zur Spannweite L von rund 0,5 ein Wert von 3,0 m angenommen.

Die maximale Streckenlast q_{ult} ergibt sich für den Fall der Volllast nach Tabelle 3 für eine Spannweite L von 10 m, eine Druckfestigkeit f_c von rund 4 N/mm² und ein Stich-Spannweiten-Verhältnis f/L von rund 0,5 zu 797 kN/m. Die genannte Druckfestigkeit ist beim Verfahren nach Martín-Caro et al. (2004) die kleinstmögliche.

Die Methode nach Martín-Caro et al. (2004) berücksichtigt verschiedene Lastfälle, was den Vergleich mit anderen Verfahren erleichtert. Bei den empirischen Formeln zugrunde liegenden numerischen Simulationen wurden für das Eigengewicht Teilsicherheitsbeiwerte angewandt. Die Verwendung eines Schwingbeiwertes oder eines Teilsicherheitsbeiwertes für die Verkehrslast ist nicht dokumentiert.

Auch der Vergleich der nach der Methode von Martín-Caro et al. (2004) ermittelten Grenzstreckenlast q_{ult} mit dem vereinfachten Lastmodell 71 ergab eine ausreichende Tragsicherheit.

$$\eta = q_{ult} / (\gamma_Q \cdot \varphi \cdot q_{LM71}) = 797 / (1,45 \cdot 1,24 \cdot 156,25) = 2,84 > 1,0$$

$$q_{ult} / q_{LM71} = 797 / 156,25 = 5,10 > 1,0 \text{ (ohne Teilsicherheits- und Schwingbeiwert)}$$

B.1.3 Ergebnisse der Berechnungen mit einer Stützlinienbasierten Methode

Das Programm ARCHIE-M der Firma *Obvis Ltd* basiert auf der Stützlinientheorie, siehe Abschnitt 2.1.2. Die Grundidee des Programms bildet das Konzept von *Heyman* (1982), welches auf der Bildung einer kinematischen Gelenkkette im Gewölbe beruht. Im Gegensatz zu *Heyman* (1982) wird im Programm ARCHIE-M jedoch von einem statisch bestimmten Dreigelenkbogen ausgegangen, nicht von sich im Versagensfall bildenden vier Gelenken. Die Druckspannungen werden gleich einer gegebenen Druckfestigkeit angenommen und innerhalb einer sogenannten Stützlinienzone übertragen, deren Querschnittsfläche sich aus der resultierenden Druckkraft geteilt durch die Druckfestigkeit ergibt. Zugspannungen werden ausgeschlossen. Für eine gegebene Belastung wird nun durch Gleichgewichtsbeachtungen eine Stützlinienzone gesucht, die den Gewölberand an genau drei Stellen berührt. Diese Stellen werden als die drei Gelenke angesehen. Für die gefundene Stützlinienzone ergibt sich unter der gegebenen Belastung ein bestimmter Gewölbeschub (Horizontalkraft). Das Versagen tritt ein, wenn die Stützlinienzone, aus dem Gewölbequerschnitt herauswandert.

In das verwendete Programm war zusätzlich zu den in Abschnitt 4.1 aufgelisteten Geometriedaten die Fundamentbreite (in Brückenspannrichtung) von $b_{foundation} = 4,36$ m einzugeben. Als Druckfestigkeit des Mauerwerks wurden 3 N/mm^2 angenommen.

Abbildung B.1 zeigt das Modell, ausgegeben vom Programm ARCHIE-M. Die Fundamente werden vom Programm zwar als Rechtecke dargestellt, sind allerdings nicht Teil des Rechenmodells (*Obvis Ltd* 2010). Die berücksichtigte Hintermauerung ist in Abbildung B.1 nicht zu sehen. Es erfolgte der Ansatz einer Hintermauerung mit Vollquerschnitt bis zu einer Höhe von 2,25 m (schraffiert dargestellt in Abbildung B.2) und den gleichen Materialeigenschaften wie für das restliche Mauerwerk. Stirnmauern werden im Programm ARCHIE-M nicht berücksichtigt. Lediglich die Füllung kommt mit ihrem Gewicht zum Ansatz und verteilt die Lasten in einem Winkel von 30° bis zum Gewölbe. ARCHIE-M erlaubt zudem die Berücksichtigung eines aktiven Erddrucks infolge der Bogenverformung anstelle des Erdruhedrucks. Bei Ansatz einer Hintermauerung seitlich des Bogens (wie in Abbildung B.2) kann im Bereich der Hintermauerung ein passiver Erddruck aktiviert werden. Dies ermöglicht in diesem Bereich das Herauswandern der Stützlinie aus dem Gewölbequerschnitt. Der passive Erddruck stellt dann einen Teil der Gegenkraft zum Horizontalschub dar. Wird ein Grenzwert des passiven Erddrucks erreicht, ist im Fall der Berücksichtigung einer Hintermauerung das Versagen erreicht (*Obvis Ltd* 2010, *Harvey* 2011). Für die Berechnungen wurde das Gewölbe in 40 Segmente unterteilt, wobei für jedes Segment eine Berechnung der Druckresultierenden und somit der Stützlinienlage im Querschnitt erfolgte.

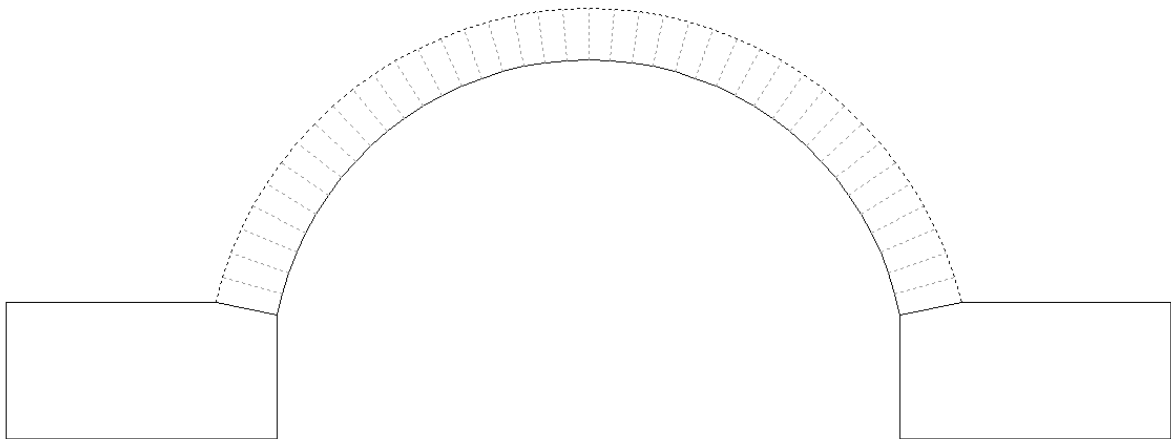


Abbildung B.1: Modell des gewölbten Durchlasses im Programm ARCHIE-M, Hintermauerung nicht dargestellt

Abbildung B.2 zeigt das Ergebnis der Berechnung für den Eigengewichtszustand. Es kam ein Teilsicherheitsbeiwert von 1,2 zum Ansatz. Orange dargestellt ist die Stützliniengzone. Diese ergibt sich durch die Berücksichtigung der Druckfestigkeit des Mauerwerks. Ihre Breite (in radialer Richtung) entspricht derjenigen, die zur Aufnahme der Druckkraft durch Spannungen gleich der Druckfestigkeit erforderlich ist. Damit stellt die Stützliniengzone die unter Ausschluss von Zugspannungen am Lastabtrag beteiligte Gewölbekbreite dar. Die eigentliche Stützlinie liegt im Zentrum der Stützliniengzone. Für die Druckfestigkeit erfolgte der Ansatz eines Materialfaktors von 2,25. Erwartungsgemäß verringert sich die Breite der Stützliniengzone deutlich, wenn die Druckfestigkeit nicht durch einen Materialfaktor abgemindert wird. Es ist zu beachten, dass in ARCHIE-M bei der Ermittlung der Stützliniengzone gegebenenfalls auch die Lastverteilung über die Gewölbekbreite Berücksichtigung findet.

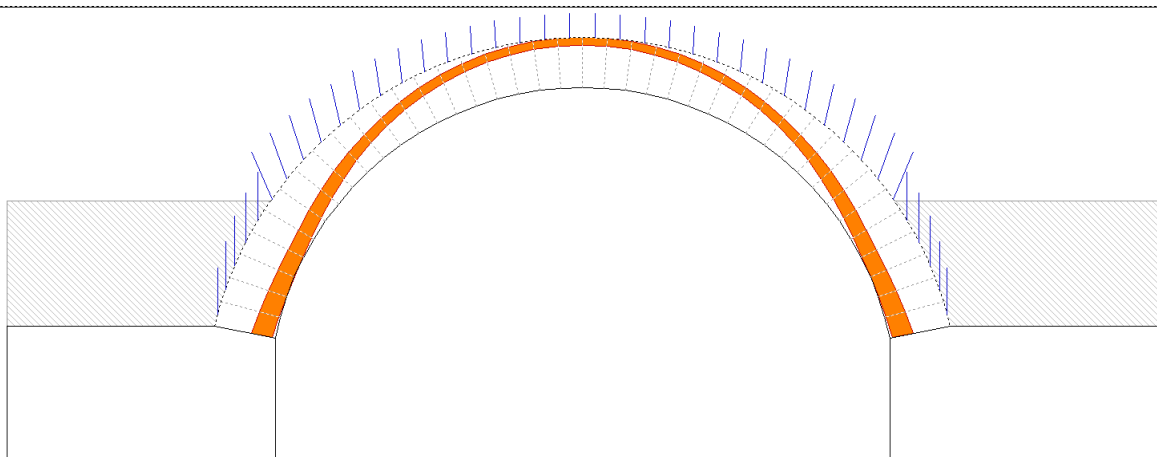


Abbildung B.2: Eigengewichtszustand mit Stützliniengzone (orange) und Lastvektoren für jedes Segment (blau), Modell mit Hintermauerung (schraffiert dargestellt)

Die Berechnung der maximal möglichen Belastung sollte für den Lastfall Volllast erfolgen. Das verwendete Programm erlaubt zusätzlich zur Eigenlast jedoch nur die Aufbringung von

konzentrierten Achslasten auf das Modell. Deshalb wurden sieben Achslasten in regelmäßigen Abständen über eine Länge von 10 m verteilt. Die Verkehrslast kann somit als annähernd gleichverteilt angesehen werden und eine Vergleichbarkeit mit der Verkehrsstreckenlast von 156,25 kN/m ist gegeben. Die Ermittlung der maximalen Belastung mittels des Programms ARCHIE-M erfolgte bewusst ohne Ansatz eines Teilsicherheitsbeiwertes für die Verkehrslast. Wie bei den anderen, zuvor erläuterten Berechnungsverfahren ergibt sich die Tragsicherheit, d. h. der η -Wert, im Nachgang durch den Vergleich der ermittelten maximalen Belastung mit dem vereinfachten Lastmodell 71 unter Berücksichtigung von Schwingbeiwert und Teilsicherheitsbeiwert für die Verkehrslast. In Tabelle B.1 sind die Ergebnisse der Berechnungen mit dem stützlinienbasierten Programm ARCHIE-M zusammengestellt. Wie bereits erläutert, stellen das Herauswandern der Stützlinienzone aus dem Gewölbequerschnitt bzw. das Erreichen eines Grenzwertes für den passiven Erddruck die Versagenskriterien dar.

Tabelle B.1: Maximale Belastung nach dem stützlinienbasierten Programm ARCHIE-M

	ohne Materialfaktor für die Druckfestigkeit ($\gamma_M = 1,00$)	mit Materialfaktor für die Druckfestigkeit ($\gamma_M = 2,25$)
q_{max} in kN/m	1760,63	680,25
q_{max} / q_{LM71}	11,27	4,35
$\eta = q_{max} / (\gamma_Q \cdot \varphi \cdot q_{LM71})$	6,27 (2,79)*	2,42

()*nachträglich abgemindert durch Materialfaktor von 2,25

Ausreichende Tragsicherheit unter Volllast konnte sowohl ohne als auch mit Berücksichtigung des Materialfaktors für die Druckfestigkeit nachgewiesen werden. Abbildung B.3 zeigt den Zustand bei Erreichen der maximalen Belastung mit der dazugehörigen Stützlinienzone, welche im Bereich der Hintermauerung durch den passiven Erddruck beeinflusst wird. Da es mit einer durch den Materialfaktor reduzierten Druckfestigkeit und der dadurch breiteren Stützlinienzone zu einem geänderten Tragverhalten kommt, wäre zu diskutieren, ob nicht generell mit der tatsächlichen Druckfestigkeit gerechnet und der so erhaltene η -Wert dann nachträglich mittels des Materialfaktors abgemindert werden sollte, siehe letzte Zeile in Tabelle B.1. Jedoch würde auf diese Weise nur die aufnehmbare Verkehrslast reduziert, nicht aber die Eigenlast.

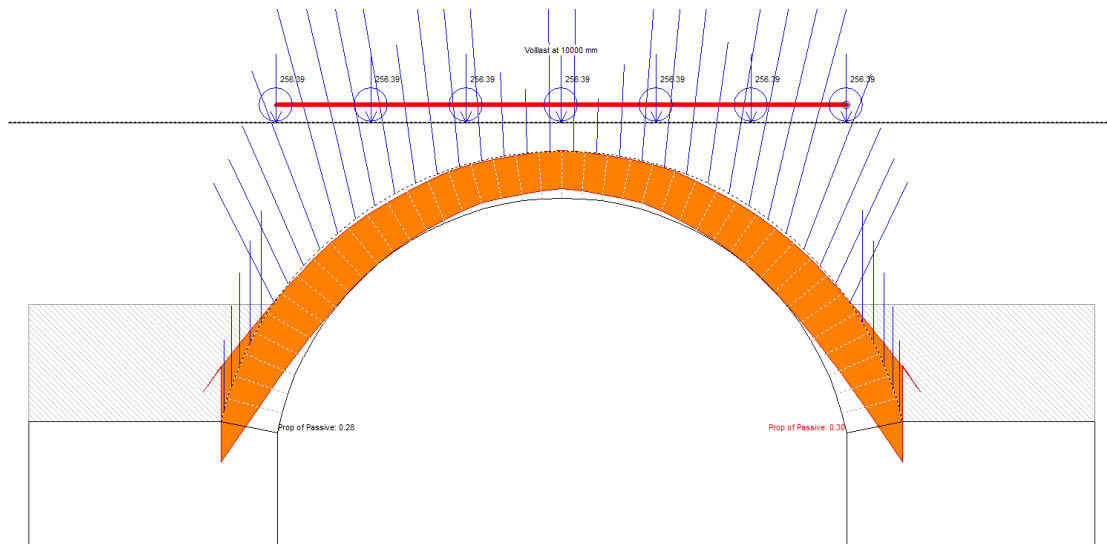


Abbildung B.3: Maximale Volllast (Achslast 256,39 t) ohne Berücksichtigung des Materialfaktors für die Druckfestigkeit

B.1.4 Ergebnisse der Berechnungen mit dem Traglastverfahren

Das Programm RING der Firma *LimitState Ltd* basiert auf dem Traglastverfahren, siehe Abschnitt 2.1.4, und wurde von *Gilbert* (1998, 2004) entwickelt. Dabei wird das Gewölbe als eine Reihe von Blöcken (Starrkörper) idealisiert, die durch zugspannungsfreie Kontaktflächen miteinander verbunden sind. In diesen Kontaktflächen kann es zum Öffnen der Fugen zwischen den Blöcken oder zum Gleiten der Blöcke gegeneinander kommen. Dadurch bilden sich Gelenke bzw. Gleitflächen. Im Gegensatz zum zuvor beschriebenen Programm ARCHIE-M ist in RING rechnerisch die Bildung von mehr als drei Gelenken vorgesehen. Durch diese Gelenke, die momentenfrei angenommen werden, verläuft die Stützlinie. Das Versagen tritt ein, wenn sich so viele Gelenke und/oder Gleitflächen gebildet haben, dass die kinematische Unverschieblichkeit des Systems nicht mehr gegeben ist. Um die ungünstigste, gemäß dem kinematischen Traglastsatz, siehe Abschnitt 4.1, für das Versagen maßgebende kinematische Kette zu ermitteln, wird in RING ein geeigneter Optimierungsalgorithmus genutzt (*Gilbert* 1998, *LimitState Ltd* 2011). Bei der Bestimmung der Stützlinienlage wird ähnlich wie beim Programm ARCHIE-M von einer endlichen Druckfestigkeit ausgegangen, was dazu führt, dass die Übertragung der Druckspannungen einen bestimmten Mindestquerschnitt erfordert und die Stützlinie deshalb in einem bestimmten Mindestabstand vom gedrückten Rand verlaufen muss.

Die verwendeten geometrischen und Materialparameter waren die gleichen wie bei den zuvor beschriebenen Berechnungen. Jedoch musste hier mit einer konstanten Gewölbedicke von 0,82 m gerechnet werden, da das Programm RING keine veränderliche Gewölbedicke zulässt. Wie bei den Berechnungen mit ARCHIE-M wurde die Druckfestigkeit des Mauerwerks mit 3 N/mm^2 angenommen, wobei auch hier ein Materialfaktor von 2,25 Berücksichtigung fand.

Abbildung B.4 zeigt das Modell, ausgegeben vom Programm RING. Das Gewölbe wurde in 40 Segmente unterteilt. Die Hintermauerung mit Vollquerschnitt bis zu einer Höhe von 2,25 m ist in Abbildung B.4 durch schwarze Linien neben dem Gewölbe symbolisiert. Stirnmauern lassen sich mit dem Programm RING nicht berücksichtigen. Jedoch konnte die Füllung, symbolisiert durch graue Linien in Abbildung B.4, mit ihrem Gewicht zum Ansatz kommen. Wie bei ARCHIE-M verteilen sich die Lasten in der Füllung unter einem Winkel von 30° . Der aktive Erddruck infolge der Verkehrsbelastung wird im Gegensatz zum Programm ARCHIE-M im Programm RING vernachlässigt, da der Einfluss als gering eingeschätzt wird (*LimitState Ltd* 2011). Passiver Erddruck kann für die Füllung neben dem Bogen aktiviert werden, wenn der Bogen sich in Richtung Füllung verformt und somit ein Druck auf die Füllung entsteht.

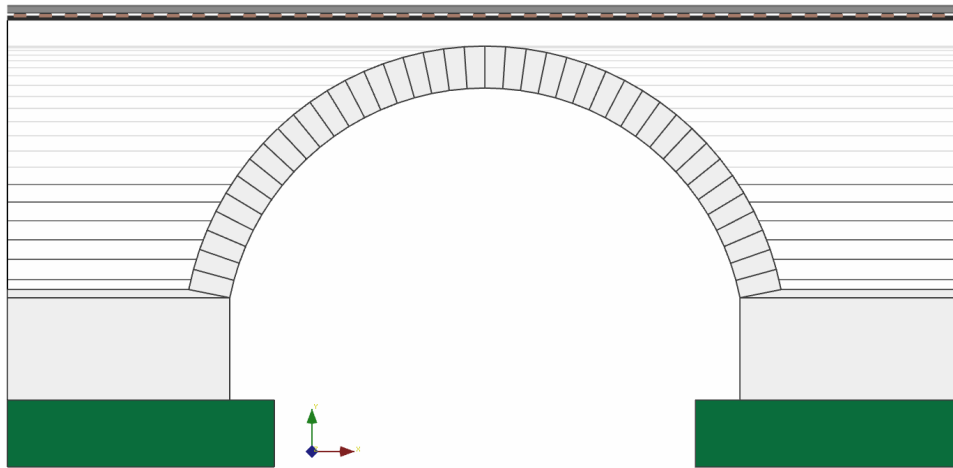


Abbildung B.4: Modell des gewölbten Durchlasses im Programm RING, Hintermauerung als schwarze Linien neben dem Gewölbe dargestellt

Auch im Programm RING kann die Verkehrslast nur in Form von konzentrierten Achslasten aufgebracht werden. Wie bei ARCHIE-M ersetzen deshalb sieben Einzelachsen die Verkehrsstreckenlast von 156,25 kN/m. Auf den Ansatz eines Teilsicherheitsbeiwertes für die Verkehrslast wurde auch hier verzichtet, weil sich die Tragsicherheit in Form des η -Wertes erst im Nachgang durch den Vergleich der ermittelten maximalen Belastung mit dem vereinfachten Lastmodell 71 unter Berücksichtigung von Schwingbeiwert und Teilsicherheitsbeiwert für die Verkehrslast ergibt. Der Teilsicherheitsbeiwert für das Eigengewicht betrug wie bei den Berechnungen mit ARCHIE-M 1,2.

Eine Parameterstudie hat gezeigt, dass das Zulassen des Gleiten der Steine bei der hier gewählten Beispielbrücke in den meisten Fällen keinen Einfluss und in wenigen Fällen nur einen sehr geringen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse hat. Aus diesem Grunde, und um einen Vergleich der verschiedenen Berechnungsverfahren zu ermöglichen, wurde das Gleiten der Steine hier nicht berücksichtigt.

Im Gegensatz zu ARCHIE-M kann beim Programm RING bei entsprechender Verformung auch oberhalb der Hintermauerung, d. h. in der Füllung, passiver Erddruck aktiviert werden. Demzufolge wirkt auch bei den Berechnungen ohne Berücksichtigung der Hintermauerung ein passiver Erddruck, wenn eine entsprechende Verschiebung des Bogens in Richtung Füllung stattfindet. Dies kann ein möglicher Grund dafür sein, dass bei den Berechnungen ohne Berücksichtigung der Hintermauerung RING höhere η -Werte ergibt als ARCHIE-M.

In Tabelle B.2 sind die Ergebnisse der Berechnungen mit dem Programm RING zusammengestellt. Auch hier konnte sowohl mit als auch ohne Berücksichtigung des Materialfaktors für die Druckfestigkeit eine ausreichende Tragsicherheit unter Volllast nachgewiesen werden.

Tabelle B.2: Maximale Belastung nach dem traglastbasierten Programm RING

	ohne Materialfaktor für die Druckfestigkeit ($\gamma_M = 1,00$)	mit Materialfaktor für die Druckfestigkeit ($\gamma_M = 2,25$)
q_{max} in kN/m	1690	637
q_{max} / q_{LM71}	10,82	4,08
$\eta = q_{max} / (\gamma_Q \cdot \varphi \cdot q_{LM71})$	6,02 (2,68)*	2,27

(*) nachträglich abgemindert durch Materialfaktor von 2,25

Abbildung B.5 zeigt das Versagensbild bei einer maximalen Volllast von 1690 kN/m ohne Berücksichtigung des Materialfaktors für die Druckfestigkeit. In blau ist die Stützzonenzone eingezeichnet, in rot die Gelenke. Die blauen Linien neben dem Bogen stellen den aktivierten passiven Erddruck dar. Wie bei den Berechnungen mit dem Programm ARCHIE-M kommt es auch hier zu einem geänderten Tragverhalten durch die mittels des Materialfaktors reduzierte Druckfestigkeit.

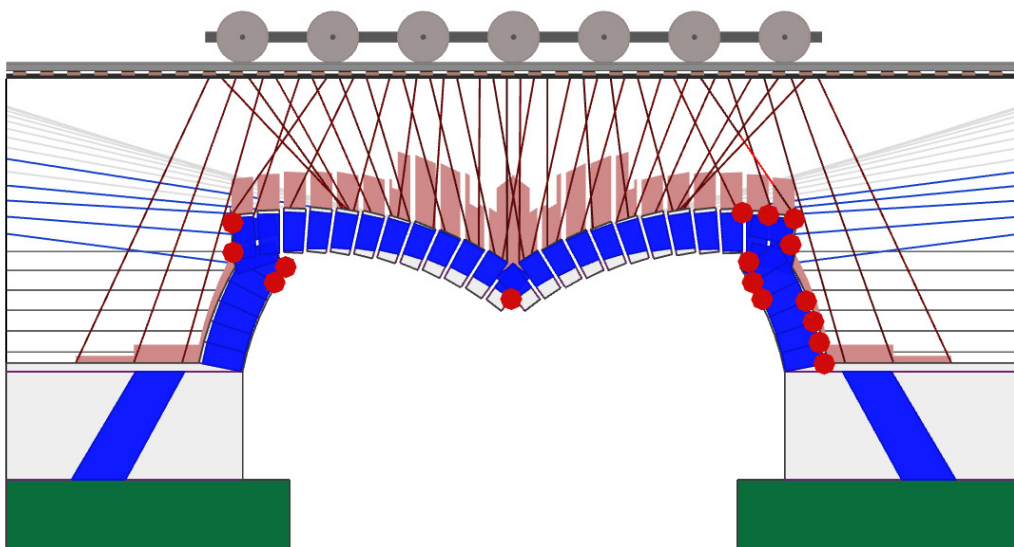


Abbildung B.5: Versagensfigur bei einer maximalen Volllast von 1690 kN/m ohne Berücksichtigung des Materialfaktors für die Druckfestigkeit

B.1.5 Ergebnisse der 2D-Finite-Elemente-Berechnungen

Anhand der vorliegenden Geometriedaten konnte die Brücke in 2D vergleichsweise genau nachgebildet werden. Zum Zwecke der Zuordnung von Eigenlasten und Materialparametern erfolgte eine Unterteilung in einzelne Bauteilabschnitte. Abbildung B.6 zeigt das geometrische Modell für die 2D-Berechnungen.

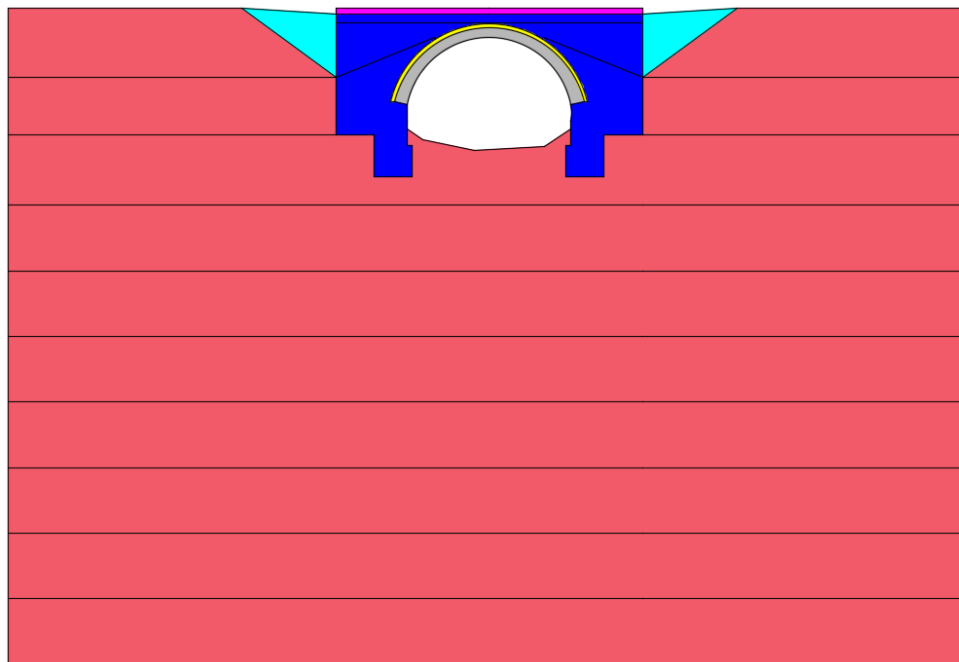


Abbildung B.6: Geometrisches Modell des gewölbten Durchlasses für die 2D-Finite-Elemente-Berechnungen

Für das Bruchsteinmauerwerk und die angenommene Schotterfüllung zwischen den Stirnmauern kamen die Materialkennwerte aus Tabelle 5 in Abschnitt 4.1 zum Ansatz. Die bruchmechanischen Materialparameter für das Mauerwerk enthält Tabelle B.3. Es wurde das in Abschnitt 3.4 beschriebene Materialmodell verwendet.

Tabelle B.3: Bruchmechanische Materialkennwerte des Mauerwerks

Material	Zugfestigkeit f_t	Druckfestigkeit f_c	Bruchenergie G_f
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[MN/m]
Kalkstein	0,50	3,00	$1,2 \cdot 10^{-5}$

In den zweidimensionalen Berechnungen lassen sich die Stirnmauern und die dazwischenliegende Füllung nur als effektives Material berücksichtigen, siehe Abschnitt 3.2 bzw. 4.2.2. Die Stirnmauern wiesen mit Ausnahme der Zugfestigkeit die gleichen bruchmechanischen Eigenschaften wie das restliche Mauerwerk auf. Um der horizontalen Orientierung der Lagerfugen in den Stirnmauern Rechnung zu tragen, erfolgte für diese der Ansatz einer Zugfestigkeit von 1,5 N/mm, also einer höheren im Vergleich zum Gewölbe. Für die

Schotterfüllung kam das *Drucker-Prager*-Materialmodell zum Ansatz. Auf der sicheren Seite liegend, wurde die Kohäsion vernachlässigt, d. h. $k = 0$. Der *Drucker-Prager*-Parameter α betrug 0,315, was einem inneren Reibungswinkel von 40° entspricht. Stirnmauern und dazwischenliegende Füllung erfahren im Modell die gleichen Dehnungen.

Der das Bauwerk umgebende Boden wurde gemäß dem vorgeschlagenen Konzept in das Modell einbezogen. Mit zunehmender Tiefe nimmt die Dicke des Bodens zu, siehe Abschnitt 4.2.1, wobei ein ebener Dehnungszustand zum Ansatz kam. Oben hat der Boden die Dicke des Bauwerkes von 4,55 m und unten, d. h. in einer Tiefe von 40 m ab Geländeoberkante, eine Dicke von 45 m. Aufgrund fehlender Angaben zur tatsächlichen Steifigkeit des Bodens wurde ein zerklüfteter Kalkstein angenommen. Es erfolgten Berechnungen mit 10 % und 100 % der Steifigkeit des Kalksteins, siehe Tabelle B.4.

Tabelle B.4: Angenommene Materialkennwerte des Bodens

Bodenmaterial	Elastizitätsmodul E	Querdehnzahl μ
	[N/mm ²]	[-]
Bahndamm	500	0,30
Boden		
10 % Kalkstein	5000	0,15
100 % Kalkstein	50000	0,15

Für den Bahndamm sowie für den Boden kam kein Eigengewicht zum Ansatz, da davon auszugehen ist, dass alle Setzungen bereits abgeschlossen sind. Dem Bahndamm wurde ein nichtlineares Materialverhalten zugewiesen. Es fand dort das *Drucker-Prager*-Modell Anwendung, um Zugspannungen auszuschließen und das Abreißen des Bahndamms vom Brückenbauwerk zu ermöglichen. Damit sollte eine unrealistische Verdrehungsbehinderung der Brückenwiderlager vermieden werden. Es fanden die gleichen Materialparameter Anwendung wie bei der Füllung zwischen den Stirnmauern. Um eine bessere Vergleichbarkeit mit den anderen Berechnungsverfahren zu ermöglichen, kam für den Boden (rote Farbe in Abbildung B.6) ein linear-elastisches Materialgesetz zum Ansatz. Dem Ausbilden eines Zugbandes zwischen den Fundamenten wurde durch die Ausrundung des Bodens gemäß den Empfehlungen in Abschnitt 4.3.4 entgegengewirkt, siehe Abbildung B.6.

Die Finite-Elemente-Berechnungen erfolgten mit dem Programm ATENA von *Červenka Consulting*. In Abbildung B.7 ist der in den 2D-Berechnungen untersuchte Lastfall Volllast mit 156,25 kN/m dargestellt.

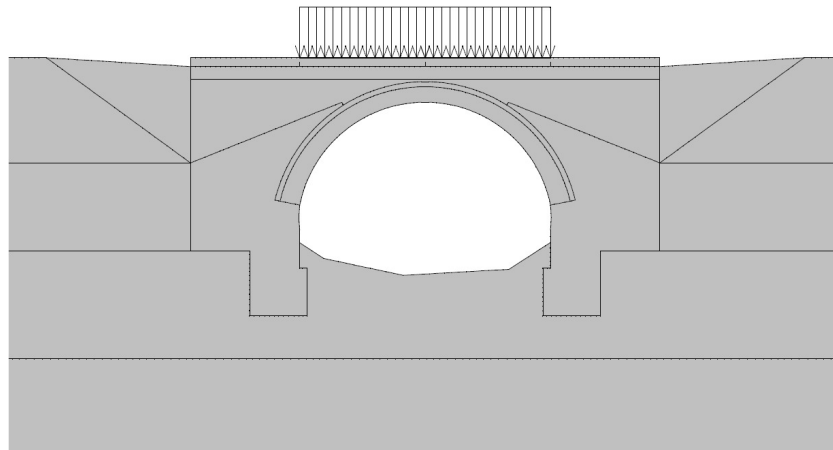


Abbildung B.7: Lastfall Volllast für die 2D-Finite-Elemente-Berechnungen

Tabelle B.5 enthält die in den 2D-Finite-Elemente-Berechnungen erhaltenen η -Werte für die vier Versagenskriterien nach Abschnitt 3.6 bei Ansatz einer Volllast von 156,25 kN/m und für die beiden Bodensteifigkeiten 5000 N/mm² bzw. 50000 N/mm². Durch zusätzliche Berechnungen mit einem feineren Netz konnten die Rechenergebnisse bestätigt werden.

Tabelle B.5: Tragsicherheit (η -Werte) gemäß den 2D-Finite-Elemente-Berechnungen

Bodensteifigkeit	$E = 5000 \text{ N/mm}^2$	$E = 50000 \text{ N/mm}^2$
η -Wert für Kriterium 1	6,45	6,81
η -Wert für Kriterium 2	7,70	7,76
η -Werte für Kriterium 3		
- im Gewölbe $f_c = 3,0 \text{ N/mm}^2$	7,51	7,51
- im Gewölbe $f_c = 1,33 \text{ N/mm}^2$	2,81	2,81
- in den Stirnmauern $f_c = 3,0 \text{ N/mm}^2$	2,75	2,75
- in den Stirnmauern $f_c = 1,33 \text{ N/mm}^2$	0,70	0,72
η -Wert für Kriterium 4	7,70	7,76

Bei den η -Werten für Kriterium 3 ist zwischen dem Druckversagen im Gewölbe und demjenigen in den Stirnmauern zu unterscheiden. Der jeweils geringere Druckfestigkeitswert ergibt sich durch Division der tatsächlichen Druckfestigkeit durch einen globalen Materialfaktor von 2,25, der in Anlehnung an die in der *ONR 24008* (2006) angegebenen Teilsicherheitsfaktoren für die Festigkeit von Natursteinmauerwerk festgelegt wurde.

Für die hier untersuchte halbkreisförmige Mauerwerksbrücke stellt sich das Druckversagen in den Stirnmauern als kritisch dar, da sich für das Kriterium 3 und diese Bauwerksteile die geringsten η -Werte ergeben. Jedoch wird bei Zulassen von nichtlinearen Verformungen der Stirnmauern unter Druckbeanspruchung das Druckversagen im Gewölbe

maßgebend für die Tragsicherheit. Letztere wäre für den untersuchten Lastfall Volllast aufgrund eines η -Wertes von $2,81 > 1$ ausreichend.

B.1.6 Ergebnisse der 3D-Finite-Elemente-Berechnungen

Für die Erstellung eines dreidimensionalen Modells des gewölbten Durchlasses kam das Programm GID von CIMNE Barcelona zur Anwendung. Abbildung B.8 zeigt dieses Modell mit dem an das Bauwerk angrenzenden Boden. Im Gegensatz zum 2D-Modell hat der Boden eine über die Tiefe konstante Dicke von 44,55 m.

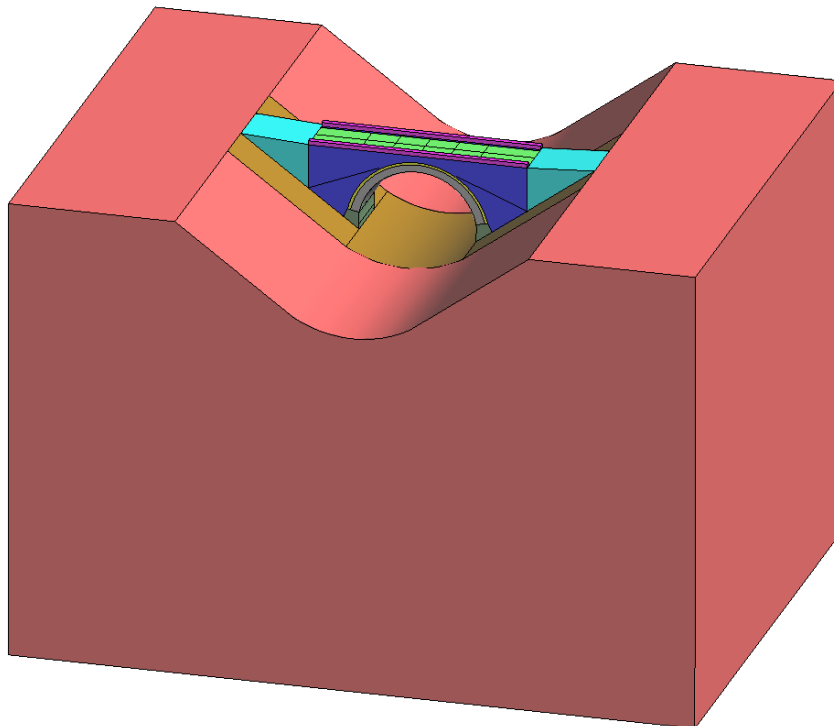


Abbildung B.8: Geometrisches Modell des gewölbten Durchlasses für die 3D-Finite-Elemente-Berechnungen

Die Materialeigenschaften des Mauerwerks, der Schotterfüllung zwischen den Stirnmauern, des Bahndamms sowie des Bodens entsprechen den in Tabelle 5, Tabelle B.3 bzw. Tabelle B.4 angegebenen. Wie bei den 2D-Finite-Elemente-Berechnungen findet für die Schotterfüllung sowie für den Bahndamm das *Drucker-Prager*-Materialmodell Anwendung, während der Boden (rote Farbe in Abbildung B.8) als linear-elastisch angenommen wird.

In Abbildung B.9 ist der hier untersuchte Lastfall Volllast dargestellt. Die Pfeile auf den horizontalen Flächen symbolisieren Flächenlasten. Mit der Belastungsbreite von 3,15 m in 3D ergab sich aus der Streckenlast von 156,25 kN/m eine Flächenlast von 49,6 kN/m². Wie bei den 2D-Finite-Elemente-Berechnungen erfolgte die Belastung nur auf dem Gewölbe, d. h. nur zwischen den Innenseiten der Kämpfer. Auf diese Weise lassen sich entlastend wirkende Verkehrslasten vermeiden.

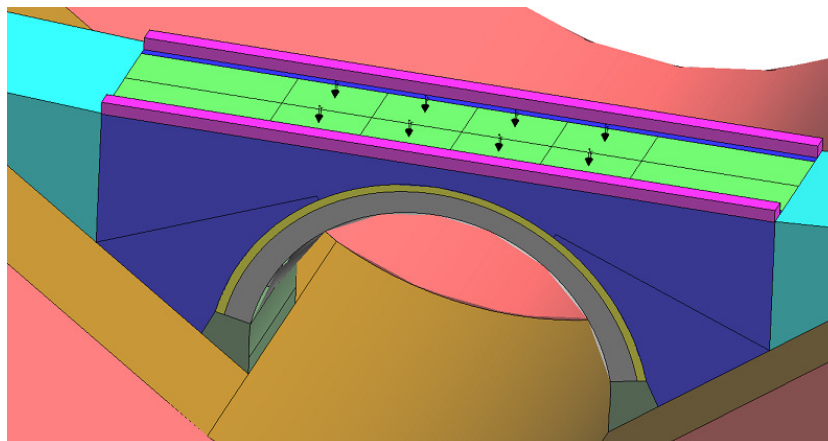


Abbildung B.9: Lastfall Vollast für die 3D-Finite-Elemente-Berechnungen

Die dreidimensionalen Finite-Elemente-Berechnungen erfolgten ebenfalls mit dem Programm ATENA von Červenka Consulting und die Tragsicherheit wurde für die vier Versagenskriterien wieder mittels des η -Wertes angegeben. Tabelle B.6 enthält diese η -Werte für eine Flächenlast von 49,6 kN/m² und die zwei verschiedenen Bodensteifigkeiten.

Tabelle B.6: Tragsicherheit (η -Werte) gemäß den 3D-Finite-Elemente-Berechnungen

Bodensteifigkeit	$E = 5000 \text{ N/mm}^2$	$E = 50000 \text{ N/mm}^2$
η -Wert für Kriterium 1	2,09	2,09
η -Wert für Kriterium 2	-	-
η -Werte für Kriterium 3		
- im Gewölbe $f_c = 3,0 \text{ N/mm}^2$	5,34	5,45
- im Gewölbe $f_c = 1,33 \text{ N/mm}^2$	2,14	2,11
- in den Stirnmauern $f_c = 3,0 \text{ N/mm}^2$	6,15	6,20
- in den Stirnmauern $f_c = 1,33 \text{ N/mm}^2$	1,97	2,03
η -Wert für Kriterium 4	6,98	7,06

Für das Kriterium 3 erfolgte wieder eine Abminderung der η -Werte mit dem globalen Materialfaktor von 2,25 (für Gewölbe und Stirnmauern jeweils in der unteren Zeile für Kriterium 3 in Tabelle B.6). Wie bei den 2D-Finite-Elemente-Berechnungen erweist sich auch hier das Druckversagen in den Stirnmauern als maßgebende Versagensart. Wenn jedoch nichtlineare Verformungen der Stirnmauern zugelassen werden, wird das Druckversagen im Gewölbe maßgebend und die Tragsicherheit ist dann für beide Bodensteifigkeiten ausreichend. Bezüglich des Rissbildes ist festzustellen, dass sich ein ausgeprägter Längsriss in der Gewölbeachse ausbildet. Dieser ist sowohl an der Gewölbeunterseite als auch auf dem Gewölberücken erkennbar, wird jedoch für Kriterium 2 als nicht maßgebend angesehen. Die Länge der entstehenden Querrisse ist hingegen stets kleiner als 3/4 der Gewölbedicke.

B.2 Untersuchung zu den mechanischen Randbedingungen

Drei verschiedene mechanische Randbedingungen wurden anhand der in Abbildung 65 rechts abgebildeten Mauerwerksgewölbebrücke hinsichtlich ihres Einflusses auf die Tragfähigkeit der Brücke miteinander verglichen. Es erfolgte der Ansatz von Federn, unverschieblichen Auflagern bzw. eines Bodenmodells mit verschiedenen Elastizitätsmoduln E . Das geometrische Modell dieser Beispielbrücke mit angrenzendem Bodenmodell wurde bereits für die Untersuchung zum Einfluss der Gewölbegeometrie verwendet. Bei den beiden erstgenannten Randbedingungen kamen bei gleicher Vernetzung der Brücke an den Brückenseitenrändern sowie an der Unterkante der Fundamente Federn bzw. unverschiebliche Auflager zum Ansatz.

Die Ergebnisse des Vergleichs sind in Tabelle B.7 zusammengestellt. Es ist anzumerken, dass zusätzlich zu den beiden genannten Bodenmodellen noch eines mit einem Elastizitätsmodul von 500000 N/mm^2 untersucht wurde. Dabei ergab sich ein η -Wert für das Kriterium 1 von 7,20 und für das Kriterium 2 einer größer 10. Somit stimmt das Ergebnis gut mit denen für die steifen Federn bzw. für die unverschieblichen Auflager überein. Die η -Werte sind für diese Randbedingungen höher als diejenigen für die weicheren Bodenmodelle sowie für die weichen Federn. Die steifen Lagerungen führen somit zu einer Überschätzung der Tragfähigkeit. Das Ergebnis für die weichen Federn zeigt, dass Federn eine Alternative zum Bodenmodell darstellen. Die η -Werte liegen zwischen denen für die beiden in Tabelle B.7 enthaltenen Bodenmodelle. Jedoch ist die Ermittlung der Federsteifigkeiten mit weiteren Annahmen und Vorberechnungen verbunden.

Tabelle B.7: Vergleich verschiedener mechanischer Randbedingungen

Randbedingung	weiche Federn*	steife Federn**	unverschiebliche Auflager	Bodenmodell $E = 5000 \text{ N/mm}^2$	Bodenmodell $E = 50000 \text{ N/mm}^2$
η -Wert für Kriterium 1	5,85	7,25	7,35	4,30	6,60
η -Wert für Kriterium 2	7,25	> 10	> 10	4,90	8,90

* Federsteifigkeiten (nach Lange 2010): $c_{\text{vertikal}} = 17880 \text{ MN/m}$, $c_{\text{horizontal, Stirnmauer}} = 7362 \text{ MN/m}$,
 $c_{\text{horizontal, Fundament}} = 9066 \text{ MN/m}$

** Federsteifigkeiten (nach Lange 2010): $c_{\text{vertikal}} = 178800 \text{ MN/m}$, $c_{\text{horizontal, Stirnmauer}} = 73620 \text{ MN/m}$,
 $c_{\text{horizontal, Fundament}} = 90660 \text{ MN/m}$

B.3 Finite-Elemente-Modelle und Materialkennwerte

Beispielbrücke aus den Abschnitten 4.2.2, 4.3.5, 4.3.6 und 4.4

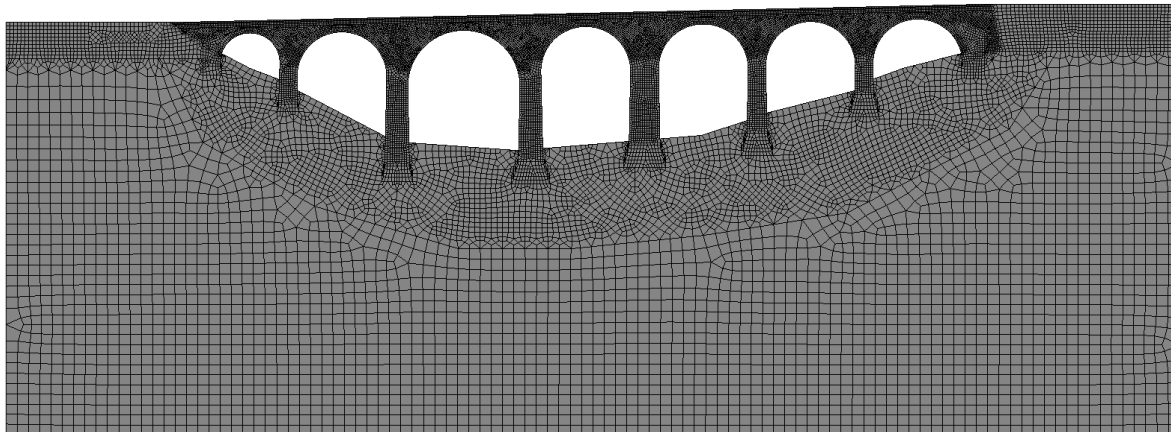


Abbildung B.10: Finite-Elemente-Netz der siebenfeldrigen Beispielbrücke (20947 Elemente)

Abbildung B.10 zeigt die Diskretisierung des zweidimensionalen Brückenmodells. Das Finite-Elemente-Netz des dreidimensionalen Modells ist in Abschnitt 4.4. enthalten. Weitere zwei Netze eines Brückenausschnittes für die thermisch transiente Berechnung sind in Abbildung 90 dargestellt. Die angenommenen Materialeigenschaften für das Mauerwerk bzw. den Beton sind in Tabelle B.8 und die für die bodenartigen Materialien in Tabelle B.9 zusammengestellt. Bei der Untersuchung zum Temperatureinfluss wurden die Materialeigenschaften (Elastizitätsmodul des Mauerwerks) variiert.

Tabelle B.8: Materialkennwerte für das Natursteinmauerwerk und den Beton

	Elastizitätsmodul E	Querdehnzahl μ	Bemessungswert der Wichte γ_d	Zugfestigkeit f_t	Druckfestigkeit f_c	Bruchenergie G_f
	[N/mm ²]	[-]	[kN/m ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[MN/m]
Fundamente Gewölbe	9600	0,10	31,2	0,5	-5,33*	$1,2 \cdot 10^{-5}$
Stirnmauer	9600	0,10	51,9**	0,5	-5,33*	$1,2 \cdot 10^{-5}$
Betonplatte	28800	0,20	30,0	1,47	-13,33*	$5,8 \cdot 10^{-5}$

* In älteren Berechnungen erfolgte noch die direkte Abminderung der Druckfestigkeit.

** Im 2D-Modell wurde das gewichtete Mittel aus der Wichte der Füllung (23,4 kN/m³ auf 2,26 m Dicke) und der Wichte der Stirnmauern (31,2 kN/m³ auf 2,56 m Dicke) auf die Stirnmauerdicke bezogen.

Tabelle B.9: Materialkennwerte für die bodenartigen Materialien

bodenartige Materialien	Elastizitäts- modul E	Querdehn- zahl μ	Bemessungswert der Wichte γ_d	Parameter k	Parameter α
	[N/mm ²]	[-]	[kN/m ³]	[MN/m ²]	[-]
Füllung (in 3D)	185	0,15	23,4	0	0,315
Boden	5000 50000	0,15	0	0	0,315

Die folgenden Geometriedaten kamen zum Ansatz:

lichte Weite kleinstes Feld: 8,00 m

Gewölbestich kleinstes Feld: 4,00 m

Gewölbestärke am Kämpfer: 0,95 m

Gewölbestärke im Scheitel: 0,75 m

lichte Weite größtes Feld: 15,00 m

Gewölbestich größtes Feld: 7,50 m

Gewölbestärke am Kämpfer: 1,45 m

Gewölbestärke im Scheitel: 1,05 m

lichte Weite restliche Felder: 12,00 m

Gewölbestich restliche Felder: 6,00 m

Gewölbestärke am Kämpfer: 1,20 m

Gewölbestärke im Scheitel: 0,90 m

Gewölbebreite: 4,50 m

Stirnmauerdicke: $2 \cdot 1,28$ m

Höhe der Füllung zwischen den Stirnmauern im Scheitel: 0,60 m

konstante Bodenmodelldicke (2D): 8,30 m

Beispielbrücke aus den Abschnitten 4.2.3 und 4.3.2

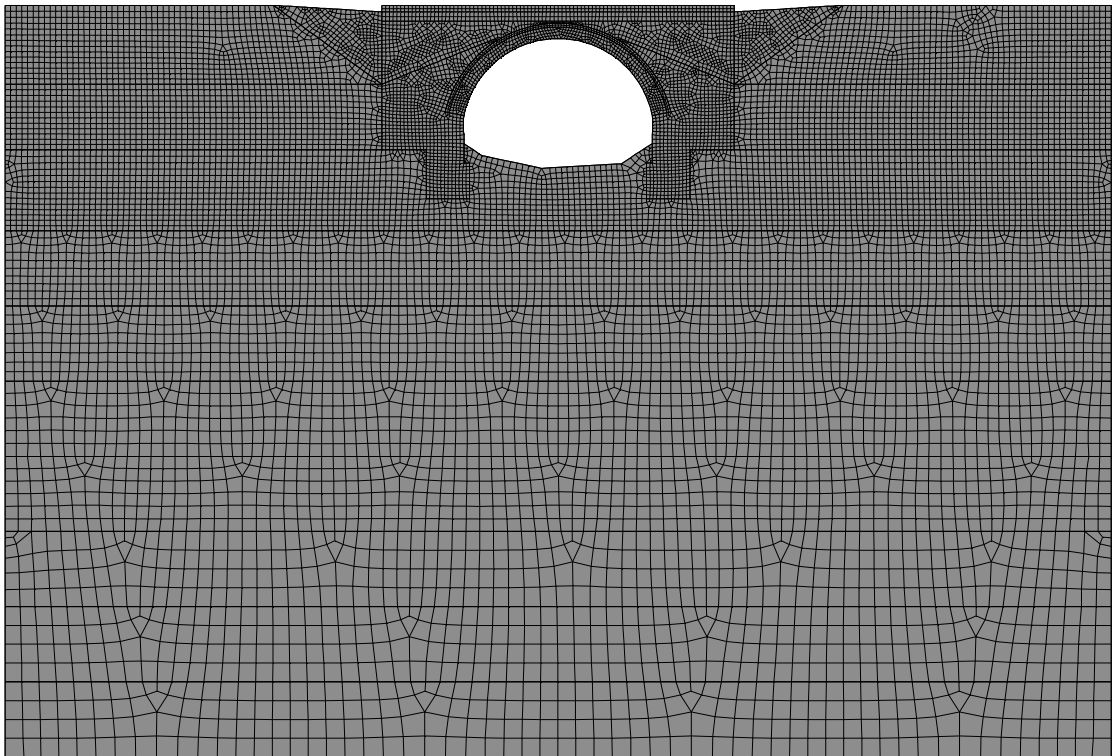


Abbildung B.11: Finite-Elemente-Netz der einfeldrigen Beispielbrücke in 2D (14065 Elemente)

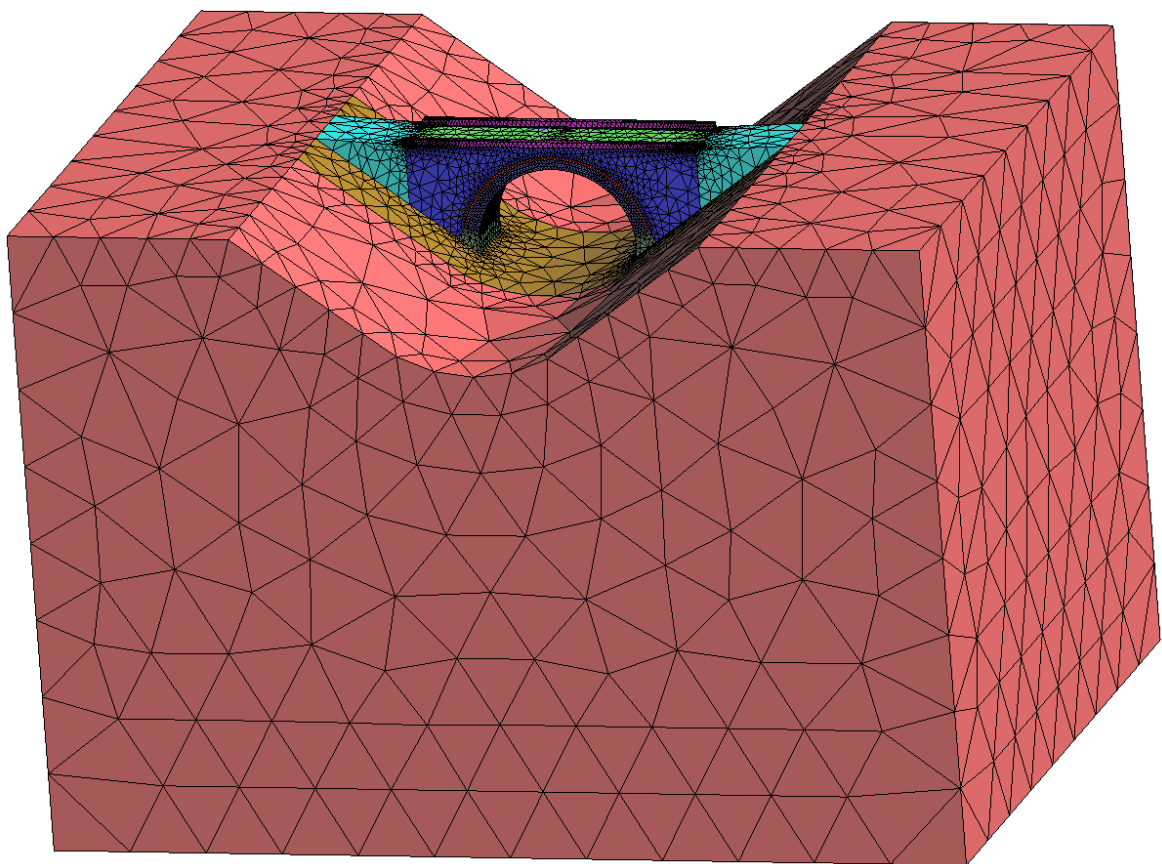


Abbildung B.12: Finite-Elemente-Netz der einfeldrigen Beispielbrücke in 3D (118353 Elemente)

Abbildung B.11 zeigt eines der Finite-Elemente-Netze des zweidimensionalen Brückenmodells. Im Zuge der Untersuchung zur Netzabhängigkeit erfolgte eine Variation der Elementanzahl im Gewölbe. Das Finite-Elemente-Netz des dreidimensionalen Modells ist in Abbildung B.12 dargestellt. Die angenommenen Materialeigenschaften für das Mauerwerk sind in Tabelle B.10 und die für die bodenartigen Materialien in Tabelle B.11 zusammengestellt. In einem Teil der Untersuchung aus Abschnitt 4.2.3 wurden einigen Elementreihen des Gewölbes linear-elastische Materialeigenschaften zugewiesen.

Tabelle B.10: Materialkennwerte für das Natursteinmauerwerk

Natursteinmauerwerk	Elastizitätsmodul E	Querdehnzahl μ	Bemessungswert der Wichte γ_d	Zugfestigkeit f_t	Druckfestigkeit f_c	Bruchenergie G_f
	[N/mm ²]	[-]	[kN/m ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[MN/m]
Gewölbe Fundamente* Stirnmauer*	3000** 9600	0,10	32,4	0,5*	-3,0** -12,0	$1,2 \cdot 10^{-5}$

* In Abschnitt 4.2.3 fand für die Fundamente und Stirnmauern eine Zugfestigkeit von 1,0 N/mm² Anwendung, um Risse in diesen Tragwerksteilen zu vermeiden.

** In Abschnitt 4.3.2 kam ein geringerer Elastizitätsmodul und eine geringere Druckfestigkeit zum Ansatz.

Tabelle B.11: Materialkennwerte für die bodenartigen Materialien

bodenartige Materialien	Elastizitätsmodul E	Querdehnzahl μ	Bemessungswert der Wichte γ_d	Parameter k	Parameter α
	[N/mm ²]	[-]	[kN/m ³]	[MN/m ²]	[-]
Füllung	500	0,30	23,4	0	0,315
Bahndamm*	500	0,30	0	0	0,315
Boden*	50000	0,15	0	-	-

* linear-elastische Materialeigenschaften gewählt; Bahndamm nur in Abschnitt 4.2.3 linear-elastisch

Die folgenden Geometriedaten kamen zum Ansatz:

lichte Weite: 10,00 m

Gewölbestich: 4,10 m

Gewölbestärke am Kämpfer: 1,01 m

Gewölbestärke im Scheitel: 0,82 m

Gewölbebreite: 4,55 m

Stirnmauerdicke: $2 \cdot 1,30$ m

Höhe der Füllung zwischen den Stirnmauern im Scheitel: 0,60 m

konstante Bodenmodellldicke (2D): 10,00 m

Beispielbrücke aus den Abschnitten 4.2.3 und 4.3.2

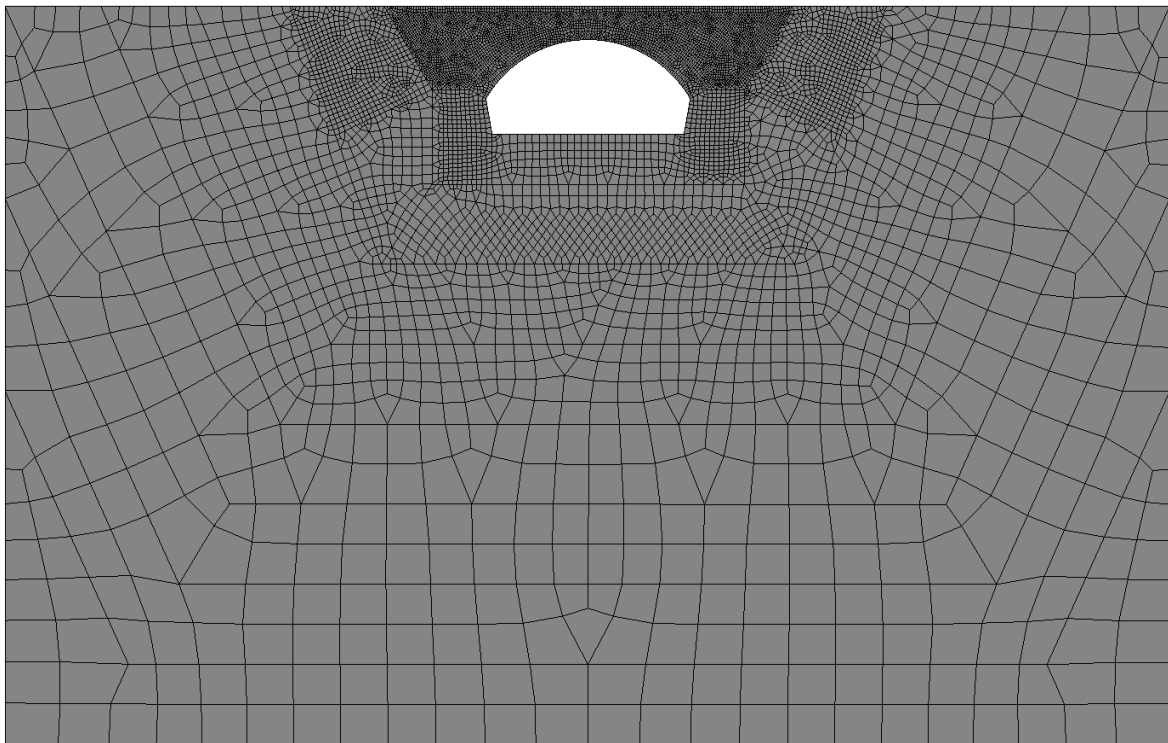


Abbildung B.13: Finite-Elemente-Netz der einfeldrigen Beispielbrücke (8223 Elemente)

Abbildung B.13 zeigt eines der Finite-Elemente-Netze des zweidimensionalen Brückenmodells. Im Zuge der Untersuchung zur Netzabhängigkeit erfolgte eine Variation der Elementanzahl im Gewölbe. Weiterhin gibt es kleine Unterschiede in der Größe des Bodenmodells bei den in den Abschnitten 4.2.3 und 4.3.2 verwendeten Modellen. Die angenommenen Materialeigenschaften für das Mauerwerk sind in Tabelle B.12 und die für die bodenartigen Materialien in Tabelle B.13 zusammengestellt. In einem Teil der Untersuchung zur Netzabhängigkeit wurden einigen Elementreihen des Gewölbes linear-elastische Materialeigenschaften zugewiesen. In Abschnitt 4.3.2 erfolgte die Berücksichtigung von Bauzuständen.

Tabelle B.12: Materialkennwerte für das Natursteinmauerwerk

Natursteinmauerwerk	Elastizitätsmodul E	Querdehnzahl μ	Bemessungswert der Wichte γ_d	Zugfestigkeit f_t	Druckfestigkeit f_c	Bruchenergie G_f
	[N/mm ²]	[-]	[kN/m ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[MN/m]
Gewölbe	9600	0,10	31,2	0,5	-12,0 -5,33**	$1,2 \cdot 10^{-5}$
Fundamente* Stirnmauer*	9600	0,10	31,2	0,5	-12,0 -5,33**	$1,2 \cdot 10^{-5}$

* In Abschnitt 4.2.3 wurden linear-elastische Materialeigenschaften angesetzt.

** Im Beispiel des Abschnitts 4.3.2 erfolgte noch die direkte Abminderung der Druckfestigkeit.

Tabelle B.13: Materialkennwerte für die bodenartigen Materialien

bodenartige Materialien	Elastizitäts- modul E	Querdehn- zahl μ	Bemessungswert der Wichte γ_d	Parameter k	Parameter α
	[N/mm ²]	[-]	[kN/m ³]	[MN/m ²]	[-]
Füllung*	185	0,30	23,4	0	0,315
Boden*	50000**	0,15	0	-	-

* In Abschnitt 4.2.3 wurden linear-elastische Materialeigenschaften angesetzt.

** Im Beispiel des Abschnitts 4.3.2 wurde der Elastizitätsmodul des Bodens variiert.

Die folgenden Geometriedaten kamen zum Ansatz:

lichte Weite: 21,65 m

Gewölbestich: 6,25 m

Gewölbestärke am Kämpfer: 1,98 m

Gewölbestärke im Scheitel: 1,50 m

Gewölbbreite: 6,00 m

Stirnmauerdicke: $2 \cdot 1,00$ m (wurde in Abschnitt 4.3.2 variiert)

Höhe der Füllung zwischen den Stirnmauern im Scheitel: 2,00 m

veränderliche Bodenmodellldicke: 11,77 m bis 46,41 m

Beispielbrücke aus den Abschnitten 4.2.4 und 4.3.4

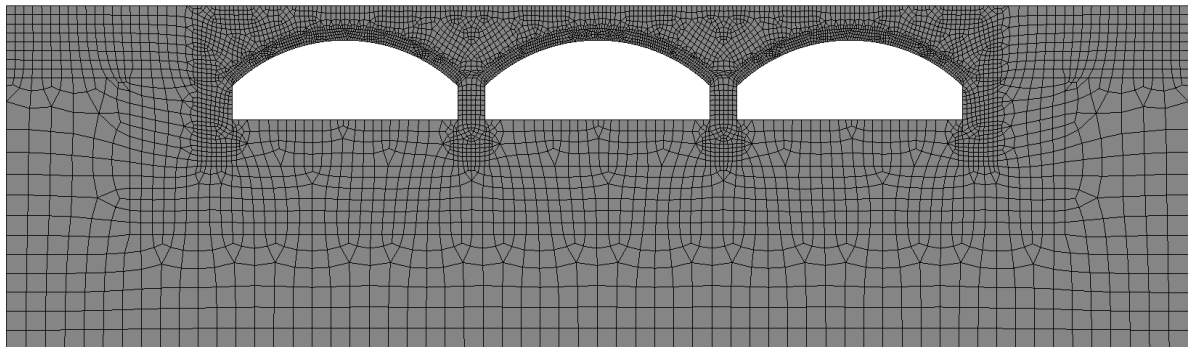


Abbildung B.14: Finite-Elemente-Netz der dreifeldrigen Beispielbrücke (5825 Elemente)

Abbildung B.14 zeigt das Finite-Elemente-Netz des zweidimensionalen Brückenmodells. Die für das Mauerwerk angenommenen Materialeigenschaften sind in Tabelle B.14 und die für die bodenartigen Materialien angenommenen in Tabelle B.15 enthalten. In Abschnitt 4.3.4 wurden die Bodeneigenschaften variiert und es erfolgte der Vergleich mit einer linear-elastischen Berechnung.

Tabelle B.14: Materialkennwerte für das Natursteinmauerwerk

Natursteinmauerwerk	Elastizitätsmodul E	Querdehnzahl μ	Bemessungswert der Wichte γ_d	Zugfestigkeit f_t	Druckfestigkeit f_c	Bruchenergie G_f
	[N/mm ²]	[-]	[kN/m ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[MN/m]
Fundamente Gewölbe Stirnmauer	9600	0,10	31,2	0,5	-5,33*	$1,2 \cdot 10^{-5}$
Stirnmauer	9600	0,10	80,9**	0,5	-5,33*	$1,2 \cdot 10^{-5}$

* In älteren Berechnungen erfolgte noch die direkte Abminderung der Druckfestigkeit.

** In Abschnitt 4.3.4 wurde das gewichtete Mittel aus der Wichte der Füllung (23,4 kN/m³) und der Wichte der Stirnmauern (31,2 kN/m³) auf die Dicke der Stirnmauern bezogen.

Tabelle B.15: Materialkennwerte für die bodenartigen Materialien

bodenartige Materialien	Elastizitätsmodul E	Querdehnzahl μ	Bemessungswert der Wichte γ_d	Parameter k	Parameter α
	[N/mm ²]	[-]	[kN/m ³]	[MN/m ²]	[-]
Füllung*	185	0,30	23,4	0	0,315
Bodenauffüllung	185	0,30	0	0	0,315
Boden**	5000	0,15	0	0	0,315

* In Abschnitt 4.3.4 erfolgte die Berücksichtigung der Füllung nur über die Erhöhung der Stirnmauerwichte.

** In Abschnitt 4.3.4 wurde die Bodeneigenschaften variiert und mit einer linear-elastischen Berechnung verglichen.

Die folgenden Geometriedaten kamen zum Ansatz:

lichte Weite jedes Feldes: 10,00 m

Gewölbestich jedes Feldes: 2,00 m

Gewölbestärke: 0,50 m

Stirnmauerdicke: $2 \cdot 0,80$ m

Höhe der Füllung zwischen den Stirnmauern im Scheitel: 1,0 m

Gewölbbreite: 5,00 m

konstante Bodenmodelldicke: 7,00 m

Beispielbrücke aus den Abschnitten 4.2.4 und 4.4

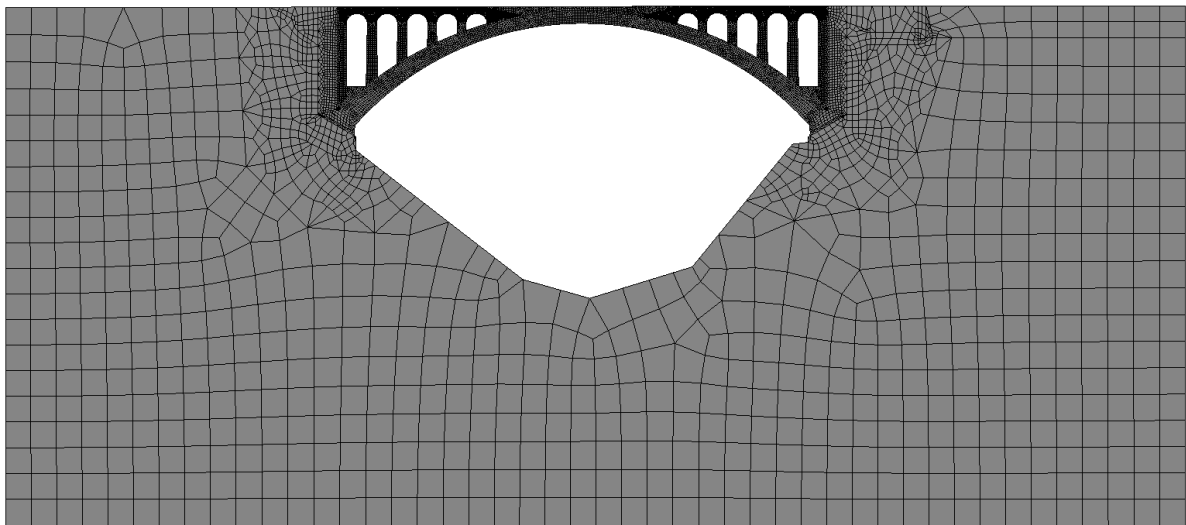


Abbildung B.15: Finite-Elemente-Netz der einfeldrigen Beispielbrücke mit offenen Stirnmauern (16556 Elemente)

Abbildung B.15 zeigt das Finite-Elemente-Netz des zweidimensionalen Brückenmodells mit offenen Stirnmauern. Die für das Mauerwerk bzw. den Beton angenommenen Materialeigenschaften sind in Tabelle B.16 und die für die bodenartigen Materialien angenommenen in Tabelle B.17 enthalten. In Abschnitt 4.3.4 wurden die Bodeneigenschaften variiert. Es erfolgte in beiden Abschnitten der Ansatz von Bauzuständen.

Tabelle B.16: Materialkennwerte für das Natursteinmauerwerk und den Beton

	Elastizitätsmodul E	Querdehnzahl μ	Bemessungswert der Wichte γ_d	Zugfestigkeit f_t	Druckfestigkeit f_c	Bruchenergie G_f
	[N/mm ²]	[-]	[kN/m ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[MN/m]
Fundamente aus Beton	25800	0,20	30,0	1,07	-6,80*	$5,8 \cdot 10^{-5}$
Fundamente aus Granit Gewölbe	16800	0,10	32,4	0,5	-9,33*	$1,2 \cdot 10^{-5}$
Stirnmauer	9600	0,10	38,9 – 60,5**	0,5	-5,33*	$1,2 \cdot 10^{-5}$

* In älteren Berechnungen erfolgte noch die direkte Abminderung der Druckfestigkeit.

** Hier wurde das gewichtete Mittel aus der Wichte der Füllung (23,4 kN/m³) und der Wichte der Stirnmauern (31,2 kN/m³) auf die Dicke der Stirnmauern bezogen.

Tabelle B.17: Materialkennwerte für die bodenartigen Materialien

bodenartige Materialien	Elastizitätsmodul E	Querdehnzahl μ	Bemessungswert der Wichte γ_d	Parameter k	Parameter α
	[N/mm ²]	[-]	[kN/m ³]	[MN/m ²]	[-]
Bahndamm	185	0,30	0	0	0,315
Boden*	5000 12500 25000 50000	0,15	0	0	0,315

* In Abschnitt 4.2.4 fand nur der weiche Boden mit $E = 5000$ N/mm² Anwendung.

Die folgenden Geometriedaten kamen zum Ansatz:

lichte Weite Hauptbogen: 70,00 m

Gewölbestich Hauptbogen: 15,70 m

Gewölbestärke am Kämpfer Hauptbogen: 3,40 m

Gewölbestärke im Scheitel Hauptbogen: 2,00 m

lichte Weite kleine Bögen: 3,19 m

Gewölbestich kleine Bögen: 1,31 m

Gewölbestärke am Kämpfer kleine Bögen: 0,66 m

Gewölbestärke im Scheitel kleine Bögen: 0,56 m

Stirnmauerdicke: $2 \cdot 1,00$ bis $2 \cdot 2,30$ m

Höhe der Füllung zwischen den Stirnmauern im Scheitel: 0,60 m

Gewölbebreite am Kämpfer: 4,86 m

Gewölbebreite im Scheitel: 6,20 m

konstante Bodenmodellldicke: 9,00 m

Beispielbrücke aus den Abschnitten 4.3.1 und Anhang B.2

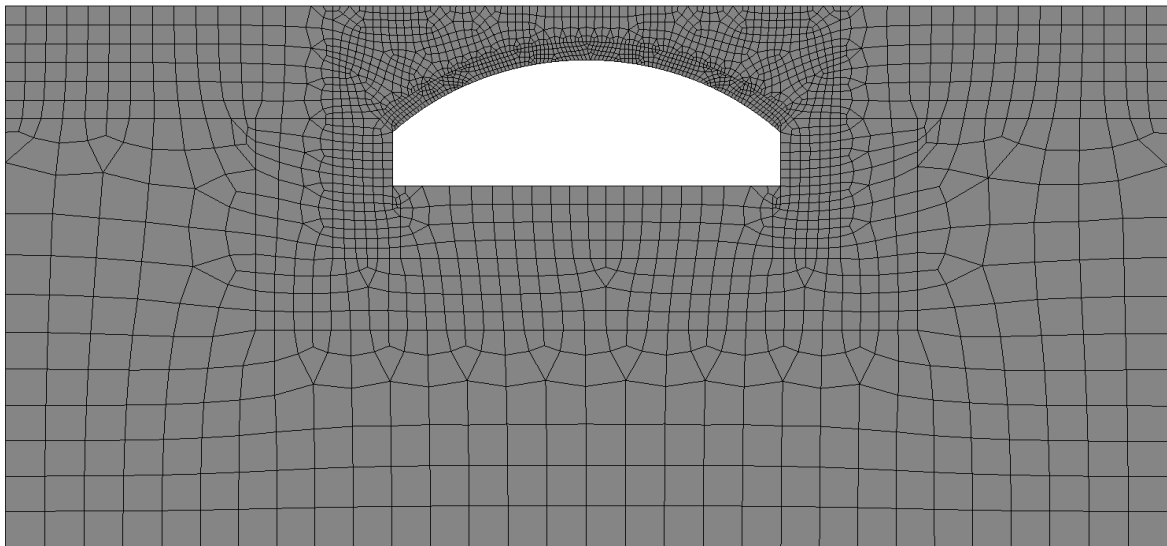


Abbildung B.16: Finite-Elemente-Netz der einfeldrigen Beispielbrücke (2363 Elemente)

Abbildung B.16 zeigt das Finite-Elemente-Netz des zweidimensionalen Brückenmodells. Die für das Mauerwerk angenommenen Materialeigenschaften sind in Tabelle B.18 und die für die bodenartigen Materialien angenommenen in Tabelle B.19 enthalten.

Tabelle B.18: Materialkennwerte für das Natursteinmauerwerk

Natursteinmauerwerk	Elastizitätsmodul E	Querdehnzahl μ	Bemessungswert der Wichte γ_d	Zugfestigkeit f_t	Druckfestigkeit f_c	Bruchenergie G_f
	[N/mm ²]	[-]	[kN/m ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[MN/m]
Fundamente Gewölbe	9600	0,10	31,2	0,5	-12,0 -5,33*	$1,2 \cdot 10^{-5}$
Stirnmauer	9600	0,10	80,9**	0,5	-12,0 -5,33*	$1,2 \cdot 10^{-5}$

* Im Beispiel des Anhangs B.2 erfolgte noch die direkte Abminderung der Druckfestigkeit.

** Hier wurde das gewichtete Mittel aus der Wichte der Füllung (23,4 kN/m³) und der Wichte der Stirnmauern (31,2 kN/m³) auf die Dicke der Stirnmauern bezogen.

Tabelle B.19: Materialkennwerte für die bodenartigen Materialien

bodenartige Materialien	Elastizitätsmodul E	Querdehnzahl μ	Bemessungswert der Wichte γ_d	Parameter k	Parameter α
	[N/mm ²]	[-]	[kN/m ³]	[MN/m ²]	[-]
Bodenauffüllung	185	0,30	0	0	0,315
Boden*	5000 50000 500000	0,15	0	0	0,315

* In Abschnitt 4.3.1 fand nur der weiche Boden mit $E = 5000$ N/mm² Anwendung.

Die folgenden Geometriedaten kamen zum Ansatz:

lichte Weite: 10,00 m

Gewölbestich: 2,00 m

Gewölbestärke: 0,50 m

Stirnmauerdicke: $2 \cdot 0,80$ m

Höhe der Füllung zwischen den Stirnmauern im Scheitel: 1,0 m

Gewölbbreite: 5,00 m

konstante Bodenmodelldicke: 7,00 m

Beispielbrücke aus den Abschnitten 4.3.1, 4.3.2 und 4.3.3

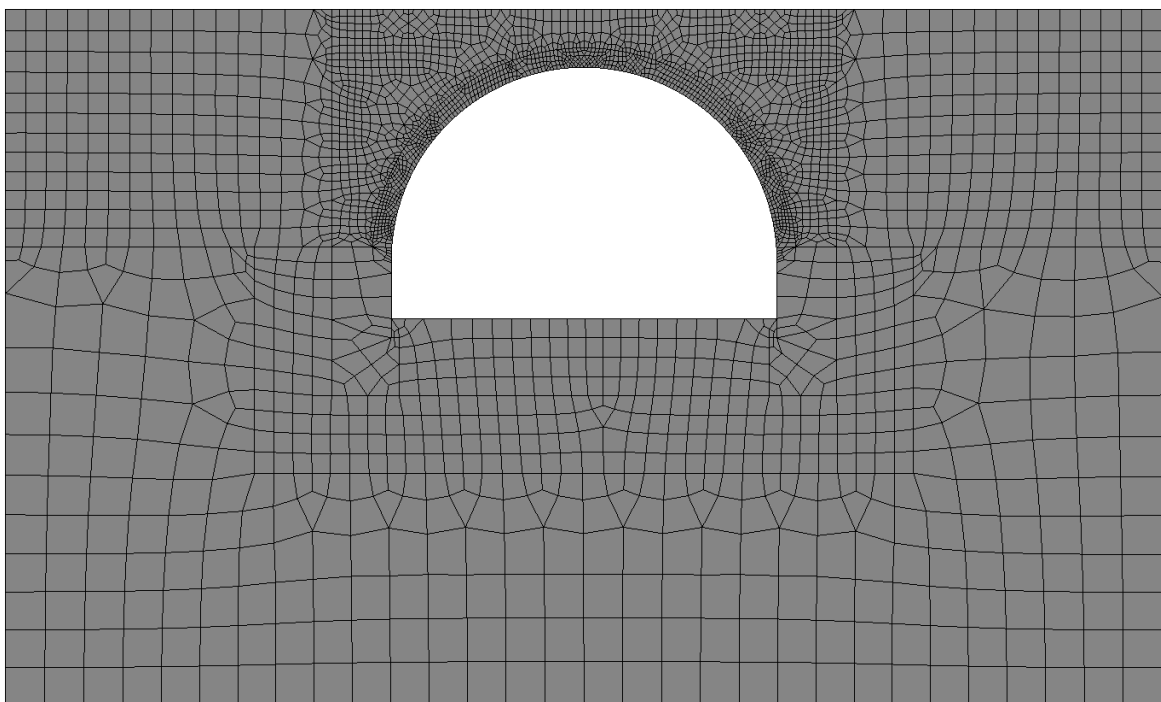


Abbildung B.17: Finite-Elemente-Netz der einfeldrigen Beispielbrücke (3024 Elemente)

Abbildung B.17 zeigt das Finite-Elemente-Netz des zweidimensionalen Brückenmodells. Die für das Mauerwerk angenommenen Materialeigenschaften sind in Tabelle B.20 und die für die bodenartigen Materialien angenommenen in Tabelle B.21 enthalten. In Abschnitt 4.3.3 erfolgte eine Variation der Materialeigenschaften für das Mauerwerk (Elastizitätsmodul, Bruchenergie, Zug- und Druckfestigkeit).

Tabelle B.20: Materialkennwerte für das Natursteinmauerwerk

Natursteinmauerwerk	Elastizitätsmodul E	Querdehnzahl μ	Bemessungswert der Wichte γ_d	Zugfestigkeit f_t	Druckfestigkeit f_c	Bruchenergie G_f
	[N/mm ²]	[-]	[kN/m ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[MN/m]
Fundamente Gewölbe	9600	0,10	31,2	0,25 0,5	-12,0	$1,2 \cdot 10^{-5}$
Stirnmauer	9600	0,10	80,9*	0,25** 0,5	-12,0	$1,2 \cdot 10^{-5}$

* Hier wurde das gewichtete Mittel aus der Wichte der Füllung (23,4 kN/m³) und der Wichte der Stirnmauern (31,2 kN/m³) auf die Dicke der Stirnmauern bezogen.

** In Abschnitt 4.3.2 erfolgte eine Variation der Zugfestigkeit in den Stirnmauern (zusätzlich 0,7 N/mm²).

Tabelle B.21: Materialkennwerte für die bodenartigen Materialien

bodenartige Materialien	Elastizitätsmodul E	Querdehnzahl μ	Bemessungswert der Wichte γ_d	Parameter k	Parameter α
	[N/mm ²]	[-]	[kN/m ³]	[MN/m ²]	[-]
Bodenauffüllung	185	0,30	0	0	0,315
Boden	5000	0,15	0	0	0,315

Die folgenden Geometriedaten kamen zum Ansatz:

lichte Weite: 10,00 m

Gewölbestich: 5,00 m

Gewölbestärke: 0,50 m

Stirnmauerdicke: $2 \cdot 0,80$ m

Höhe der Füllung zwischen den Stirnmauern im Scheitel: 1,0 m

Gewölbebreite: 5,00 m

konstante Bodenmodelldicke: 7,00 m

Beispielbrücke aus Abschnitt 4.3.2

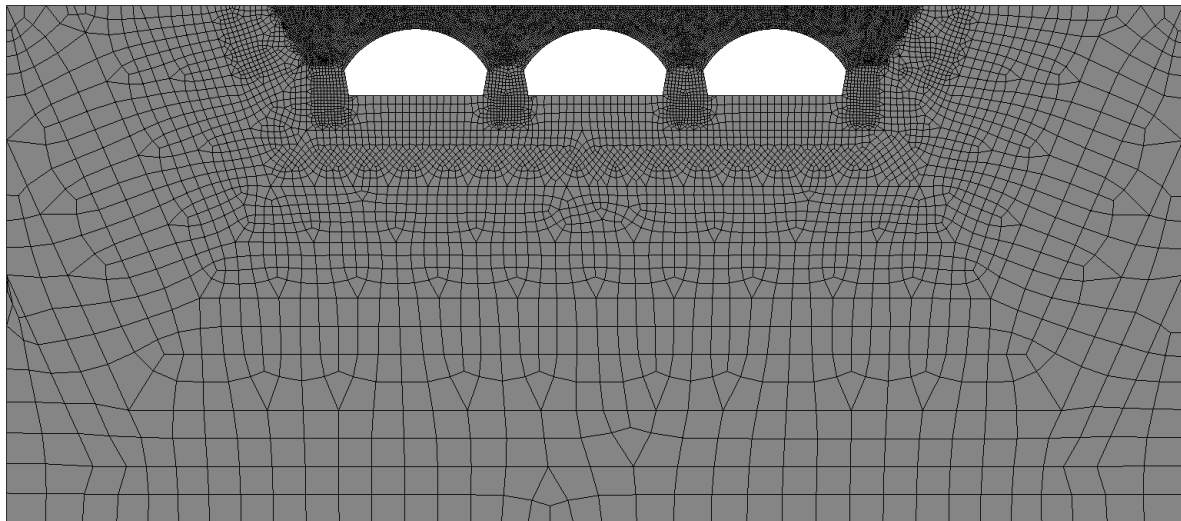


Abbildung B.18: Finite-Elemente-Netz der dreifeldrigen Beispielbrücke (14571 Elemente)

Abbildung B.18 zeigt das Finite-Elemente-Netz des zweidimensionalen Brückenmodells. Die angenommenen Materialeigenschaften für das Mauerwerk sind in Tabelle B.22 und die für die bodenartigen Materialien in Tabelle B.23 zusammengestellt. Es erfolgte die Berücksichtigung von Bauzuständen.

Tabelle B.22: Materialkennwerte für das Natursteinmauerwerk

Naturstein- mauerwerk	Elastizitäts- modul E	Querdehn- zahl μ	Bemessungswert der Wichte γ_d	Zugfestig- keit f_t	Druck- festigkeit f_c	Bruch- energie G_f
	[N/mm ²]	[-]	[kN/m ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[MN/m]
Gewölbe Fundamente Stirnmauer	9600	0,10	31,2	0,5	-5,33*	$1,2 \cdot 10^{-5}$

* In älteren Berechnungen erfolgte noch die direkte Abminderung der Druckfestigkeit.

Tabelle B.23: Materialkennwerte für die bodenartigen Materialien

bodenartige Materialien	Elastizitäts- modul E	Querdehn- zahl μ	Bemessungswert der Wichte γ_d	Parameter k	Parameter α
	[N/mm ²]	[-]	[kN/m ³]	[MN/m ²]	[-]
Füllung	185	0,15	23,4	0	0,315
Boden	50000*	0,15	0	-	-

* Der Elastizitätsmodul des (linear-elastischen) Bodens wurde variiert.

Die folgenden Geometriedaten kamen zum Ansatz:

- lichte Weite jedes Feldes: 21,65 m
- Gewölbestich jedes Feldes: 6,25 m
- Gewölbestärke am Kämpfer: 1,98 m
- Gewölbestärke im Scheitel: 1,50 m
- Gewölbebreite: 6,00 m
- Stirnmauerdicke: $2 \cdot 0,75$ m bzw. $2 \cdot 1,00$ m (wurde variiert)
- Höhe der Füllung zwischen den Stirnmauern im Scheitel: 2,00 m
- veränderliche Bodenmodellldicke: 11,77 m bis 46,41 m

Tunnelmodell aus Abschnitt 4.3.2

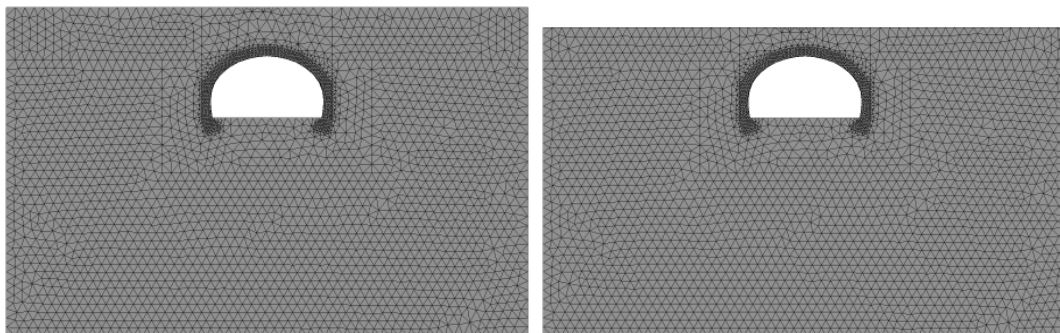


Abbildung B.19: Finite-Elemente-Netze der beiden Tunnelmodelle (links: 409596, rechts: 331175 Elemente) mit unterschiedlichen Überschüttungshöhen (Ansicht der 3D-Modelle)

Abbildung B.19 zeigt die Finite-Elemente-Netze der dreidimensionalen Tunnelmodelle in der Ansicht. Die angenommenen linear-elastischen Materialeigenschaften sind in Tabelle B.24 zusammengestellt.

Tabelle B.24: Materialkennwerte

Material	Elastizitätsmodul E	Querdehnzahl μ	Bemessungswert der Wichte γ_d
	[N/mm ²]	[-]	[kN/m ³]
Mauerwerk	10000	0,22	24,0
Beton	20000	0,20	30,0
Boden	500	0,30	21,6

Die folgenden Geometriedaten kamen zum Ansatz:

- lichte Weite: 8,69 m
- lichte Höhe: 5,03 m
- Gewölbestärke des Tunnels: 0,68 m
- Länge des Tunnelausschnitts: 100,00 m
- Höhe der Überschüttung oberhalb des Tunnelscheitels: 1,50 m bzw. 3,00 m

Beispielbrücke aus Abschnitt 4.3.4

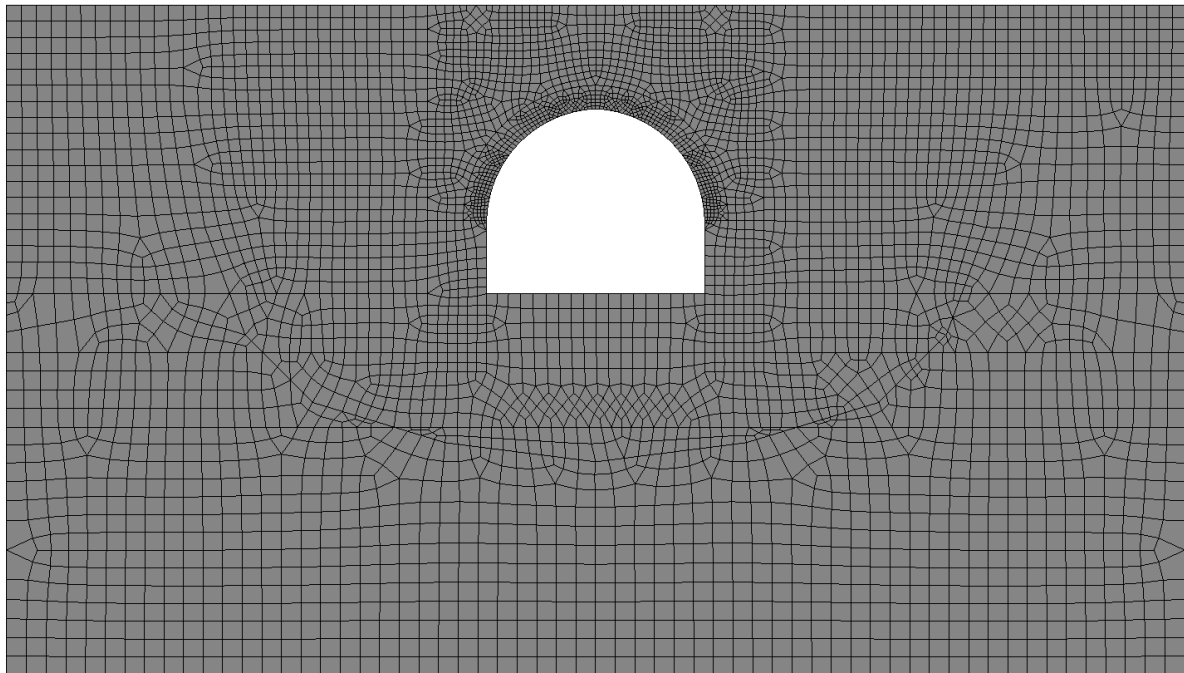


Abbildung B.20: Finite-Elemente-Netz der einfeldrigen Beispielbrücke (4630 Elemente)

Abbildung B.20 zeigt das Finite-Elemente-Netz des zweidimensionalen Brückenmodells. Die für das Mauerwerk angenommenen Materialeigenschaften sind in Tabelle B.25 und die für die bodenartigen Materialien angenommenen in Tabelle B.26 enthalten. Es erfolgte die Berücksichtigung von Bauzuständen.

Tabelle B.25: Materialkennwerte für das Natursteinmauerwerk

Natursteinmauerwerk	Elastizitätsmodul E	Querdehnzahl μ	Bemessungswert der Wichte γ_d	Zugfestigkeit f_t	Druckfestigkeit f_c	Bruchenergie G_f
	[N/mm ²]	[-]	[kN/m ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[MN/m]
Fundamente Gewölbe Stirnmauer	10000	0,10	31,2	0,25	-1,00	$1,2 \cdot 10^{-5}$

Tabelle B.26: Materialkennwerte für die bodenartigen Materialien

bodenartige Materialien	Elastizitätsmodul E	Querdehnzahl μ	Bemessungswert der Wichte γ_d	Parameter k	Parameter α
	[N/mm ²]	[-]	[kN/m ³]	[MN/m ²]	[-]
Füllung Bahndamm	185	0,15	23,4	0	0,315
Boden*	50000	0,15	0	0	0,315

* Es erfolgte eine Vergleichsrechnung mit linear-elastischen Eigenschaften für den Boden.

Die folgenden Geometriedaten kamen zum Ansatz:

- lichte Weite: 5,55 m
- Gewölbestich: 2,85 m
- Gewölbestärke: 0,60 m
- Stirnmauerdicke: $2 \cdot 1,44$ m
- Höhe der Füllung zwischen den Stirnmauern im Scheitel: 2,00 m
- Gewölbbreite: 11,50 m
- konstante Bodenmodelldicke: 11,50 m

Beispielbrücke aus Abschnitt 4.3.4

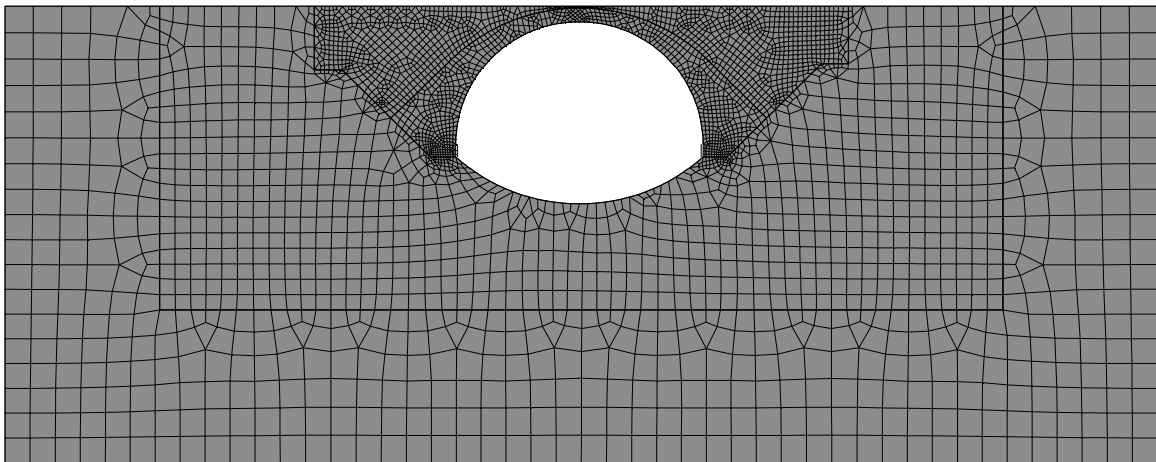


Abbildung B.21: Finite-Elemente-Netz der einfeldrigen Beispielbrücke (3384 Elemente)

Abbildung B.21 zeigt eines der Finite-Elemente-Netze des zweidimensionalen Brückenmodells. In weiteren Modellen wurde die Bodengeometrie variiert. Die für den Beton angenommenen Materialeigenschaften sind in Tabelle B.27 und die für die bodenartigen Materialien angenommenen in Tabelle B.28 enthalten.

Tabelle B.27: Materialkennwerte für das Betongewölbe

Beton	Elastizitätsmodul E	Querdehnzahl μ	Wichte der Betonproben γ	Zugfestigkeit f_t	Druckfestigkeit f_c	Bruchenergie G_f
	[N/mm ²]	[-]	[kN/m ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[MN/m]
Gewölbe Stirnmauer	20000	0,20	22,0	0,7	-5,10*	$2,5 \cdot 10^{-5}$

* In älteren Berechnungen erfolgte noch die direkte Abminderung der Druckfestigkeit.

Tabelle B.28: Materialkennwerte für die bodenartigen Materialien

bodenartige Materialien	Elastizitäts- modul E	Querdehn- zahl μ	Wichte γ	Parameter k	Parameter α
	[N/mm ²]	[-]	[kN/m ³]	[MN/m ²]	[-]
Boden*	110	0,30	0	-	-

* linear-elastische Materialeigenschaften gewählt

Die folgenden Geometriedaten kamen zum Ansatz:

lichte Weite: 8,00 m

Gewölbestich: 4,00 m

Gewölbestärke im Scheitel: 0,45 m

Gewölbestärke am Kämpfer: 2,45 m

Stirnmauerdicke: 2 · 1,075 m

Höhe der Füllung zwischen den Stirnmauern im Scheitel: 0,05 m

Gewölbbreite: 4,00 m

konstante Bodenmodelldicke: 4,00 m

Beispielbrücke aus Abschnitt 4.3.4

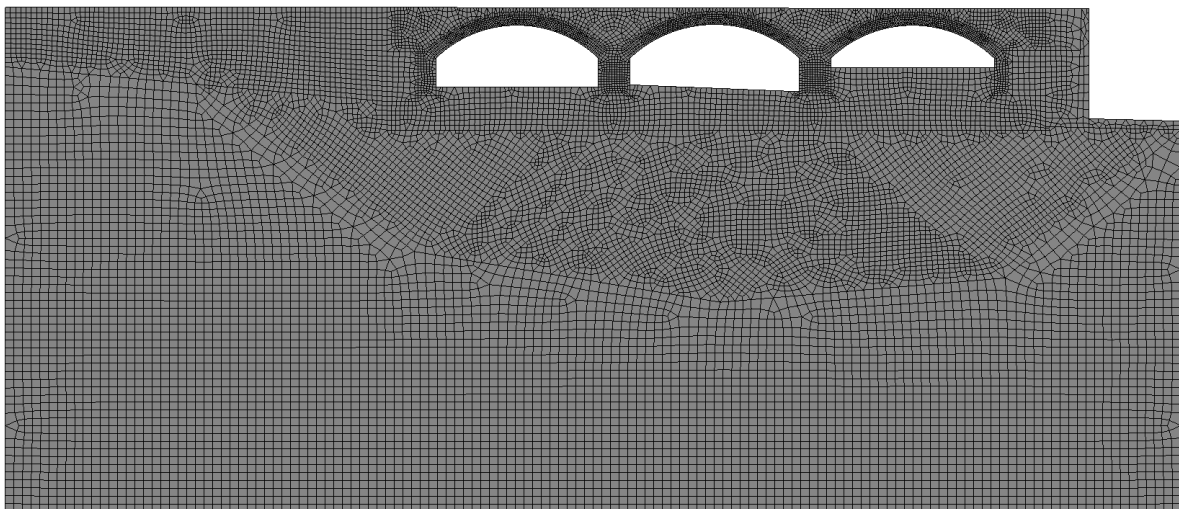


Abbildung B.22: Finite-Elemente-Netz der dreifeldrigen Beispielbrücke (15686 Elemente)

Abbildung B.22 zeigt das Finite-Elemente-Netz des zweidimensionalen Brückenmodells. Die für das Mauerwerk bzw. den Beton angenommenen Materialeigenschaften sind in Tabelle B.29 und die für die bodenartigen Materialien angenommenen in Tabelle B.30 enthalten. Es erfolgte die Berücksichtigung von Bauzuständen.

Tabelle B.29: Materialkennwerte für das Natursteinmauerwerk und den Beton

	Elastizitätsmodul E	Querdehnzahl μ	Bemessungswert der Wichte γ_d	Zugfestigkeit f_t	Druckfestigkeit f_c	Bruchenergie G_f
	[N/mm ²]	[-]	[kN/m ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[MN/m]
Fundamente Gewölbe Stirnmauer	9600	0,10	31,2	0,5	-5,33*	$1,2 \cdot 10^{-5}$
Winkelstützwand**	25800	0,20	25,0	-	-	-

* In älteren Berechnungen erfolgte noch die direkte Abminderung der Druckfestigkeit.

** Die Winkelstützwand ist aus Beton und es wurden ihr linear-elastische Materialeigenschaften zugewiesen.

Tabelle B.30: Materialkennwerte für die bodenartigen Materialien

bodenartige Materialien	Elastizitätsmodul E	Querdehnzahl μ	Bemessungswert der Wichte γ_d	Parameter k	Parameter α
	[N/mm ²]	[-]	[kN/m ³]	[MN/m ²]	[-]
Füllung*	185	0,30	23,4	-	-
Bahndamm	185	0,30	0	0	0,315
Boden	5000 – 50000	0,15	0	0	0,315

* linear-elastische Materialeigenschaften gewählt

Die folgenden Geometriedaten kamen zum Ansatz:

lichte Weite linkes Feld: 9,38 m

Gewölbestich linkes Feld: 1,92 m

lichte Weite mittleres Feld: 9,74 m

Gewölbestich mittleres Feld: 1,93 m

lichte Weite rechtes Feld: 9,41 m

Gewölbestich rechtes Feld: 1,90 m

Gewölbestärke: 0,60 m

Gewölbebreite: 8,50 m

Stirnmauerdicke: $2 \cdot 0,60$ m

Höhe der Füllung zwischen den Stirnmauern im Scheitel: 0,40 m

konstante Bodenmodellldicke: 11,00 m

Beispielbrücke aus Abschnitt 4.3.4

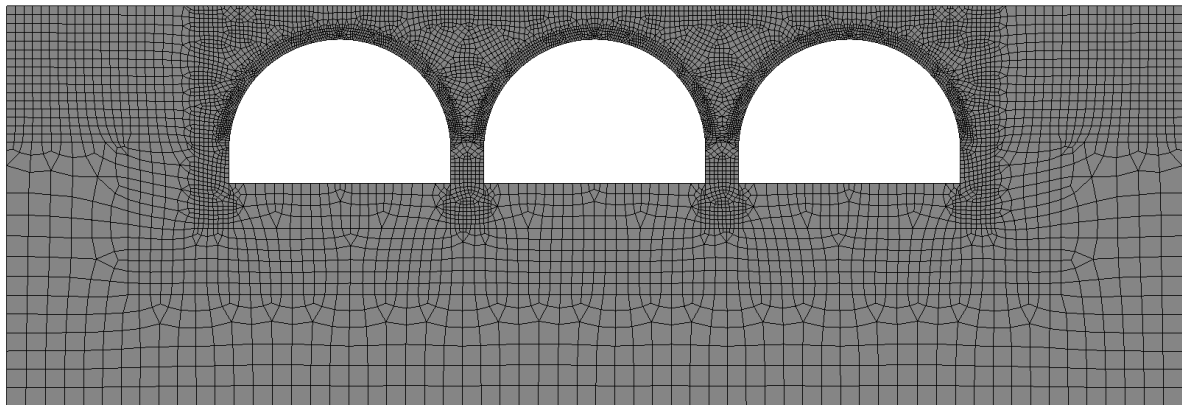


Abbildung B.23: Finite-Elemente-Netz der dreifeldrigen Beispielbrücke (8058 Elemente)

Abbildung B.23 zeigt das Finite-Elemente-Netz des zweidimensionalen Brückenmodells. Die für das Mauerwerk angenommenen Materialeigenschaften sind in Tabelle B.31 und die für die bodenartigen Materialien angenommenen in Tabelle B.32 enthalten. Dabei wurden die Bodeneigenschaften variiert.

Tabelle B.31: Materialkennwerte für das Natursteinmauerwerk

Natursteinmauerwerk	Elastizitätsmodul E	Querdehnzahl μ	Bemessungswert der Wichte γ_d	Zugfestigkeit f_t	Druckfestigkeit f_c	Bruchenergie G_f
	[N/mm ²]	[-]	[kN/m ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[MN/m]
Fundamente Gewölbe	9600	0,10	31,2	0,5	-5,33*	$1,2 \cdot 10^{-5}$
Stirnmauer	9600	0,10	80,9**	0,5	-5,33*	$1,2 \cdot 10^{-5}$

* In älteren Berechnungen erfolgte noch die direkte Abminderung der Druckfestigkeit.

** In Abschnitt 4.3.4 wurde das gewichtete Mittel aus der Wichte der Füllung (23,4 kN/m³) und der Wichte der Stirnmauern (31,2 kN/m³) auf die Dicke der Stirnmauern bezogen.

Tabelle B.32: Materialkennwerte für die bodenartigen Materialien

bodenartige Materialien	Elastizitätsmodul E	Querdehnzahl μ	Bemessungswert der Wichte γ_d	Parameter k	Parameter α
	[N/mm ²]	[-]	[kN/m ³]	[MN/m ²]	[-]
Bodenauffüllung	185	0,30	0	0	0,315
Boden*	5000 50000	0,15	0	0 – 0,5	0,315 – 0,7

* Es erfolgte eine Vergleichsrechnung mit linear-elastischen Eigenschaften für den Boden.

Die folgenden Geometriedaten kamen zum Ansatz:

- lichte Weite jedes Feldes: 10,00 m
- Gewölbestich jedes Feldes: 5,00 m
- Gewölbestärke: 0,50 m
- Stirnmauerdicke: $2 \cdot 0,80$ m
- Höhe der Füllung zwischen den Stirnmauern im Scheitel: 1,0 m
- Gewölbbreite: 5,00 m
- konstante Bodenmodelldicke: 7,00 m

Beispielbrücke aus Abschnitt 4.4

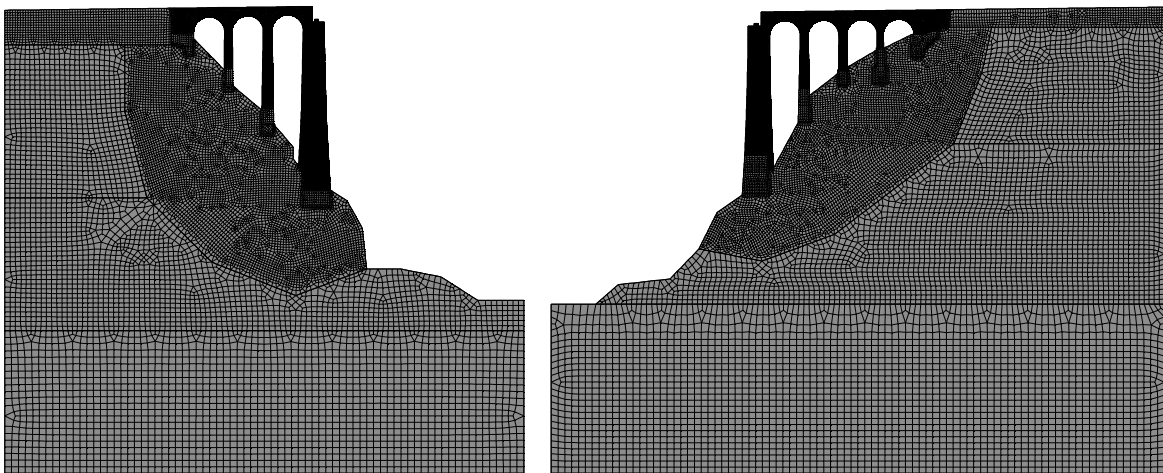


Abbildung B.24: Finite-Elemente-Netze der beiden mehrfeldrigen Beispielbrücken (links: 22328, rechts: 23489 Elemente)

Abbildung B.24 zeigt die Finite-Elemente-Netze der beiden zweidimensionalen Brückenmodelle. Die für das Mauerwerk angenommenen Materialeigenschaften sind in Tabelle B.33 und die für die bodenartigen Materialien angenommenen in Tabelle B.34 enthalten. Es erfolgte der Ansatz von Interface-Elementen zwischen Boden und Fundamenten. Weiterhin fanden Bauzustände Berücksichtigung.

Tabelle B.33: Materialkennwerte für das Natursteinmauerwerk

Natursteinmauerwerk	Elastizitätsmodul E	Querdehnzahl μ	Bemessungswert der Wichte γ_d	Zugfestigkeit f_t	Druckfestigkeit f_c	Bruchenergie G_f
	[N/mm ²]	[-]	[kN/m ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[MN/m]
Fundamente Gewölbe Stirnmauer	9600	0,10	31,2	0,5	-5,33*	$1,2 \cdot 10^{-5}$

* In älteren Berechnungen erfolgte noch die direkte Abminderung der Druckfestigkeit.

Tabelle B.34: Materialkennwerte für die bodenartigen Materialien

bodenartige Materialien	Elastizitätsmodul E	Querdehnzahl μ	Bemessungswert der Wichte γ_d	Parameter k	Parameter α
	[N/mm ²]	[-]	[kN/m ³]	[MN/m ²]	[-]
Füllung	185	0,15	23,4	0	0,315
Boden (Fels)	25000 50000	0,15	0	1	0,315

Die folgenden Geometriedaten kamen zum Ansatz:

lichte Weite jedes Feldes: 9,00 m

Gewölbestich jedes Feldes: 4,50 m

Gewölbestärke: 0,87 m

Stirnmauerdicke (linkes Modell): $2 \cdot 1,30$ m

Stirnmauerdicke (rechtes Modell): $2 \cdot 0,80$ m

Höhe der Füllung zwischen den Stirnmauern im Scheitel (linkes Modell): 1,49 m

Höhe der Füllung zwischen den Stirnmauern im Scheitel (rechtes Modell): 1,78 m

Gewölbbreite (linkes Modell): 6,60 m

Gewölbbreite (rechtes Modell): 4,50 m

konstante Bodenmodelldicke: 15,00 m

Beispielbrücke aus Abschnitt 4.5

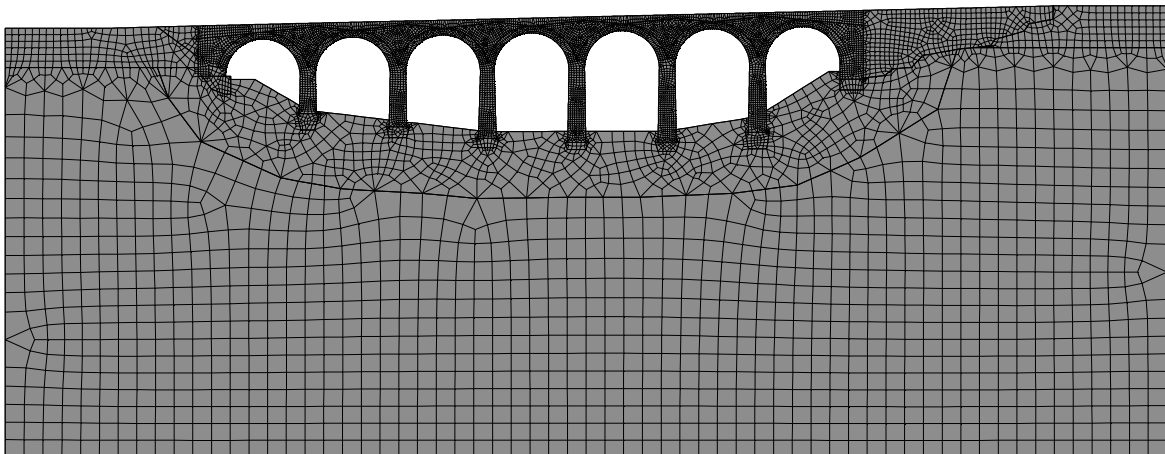


Abbildung B.25: Finite-Elemente-Netz der siebenfeldrigen Beispielbrücke (9051 Elemente)

Abbildung B.25 zeigt das Finite-Elemente-Netz des zweidimensionalen Brückenmodells. Die für das Mauerwerk angenommenen Materialeigenschaften sind in Tabelle B.35 und die für die bodenartigen Materialien angenommenen in Tabelle B.36 enthalten.

Tabelle B.35: Materialkennwerte für das Natursteinmauerwerk

Naturstein- mauerwerk	Elastizitäts- modul E	Querdehn- zahl μ	Bemessungs- wert der Wichte γ_d	Zugfestig- keit f_t	Druck- festigkeit f_c	Bruch- energie G_f
	[N/mm ²]	[-]	[kN/m ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[MN/m]
Fundamente Gewölbe	9600	0,10	31,2	0,5	-5,33*	$1,2 \cdot 10^{-5}$
Stirnmauer	9600	0,10	80,9**	0,5	-5,33*	$1,2 \cdot 10^{-5}$

* In älteren Berechnungen erfolgte noch die direkte Abminderung der Druckfestigkeit.

** In Abschnitt 4.3.4 wurde das gewichtete Mittel aus der Wichte der Füllung (23,4 kN/m³) und der Wichte der Stirnmauern (31,2 kN/m³) auf die Dicke der Stirnmauern bezogen.

Tabelle B.36: Materialkennwerte für die bodenartigen Materialien

bodenartige Materialien	Elastizitäts- modul E	Querdehn- zahl μ	Bemessungswert der Wichte γ_d	Parameter k	Parameter α
	[N/mm ²]	[-]	[kN/m ³]	[MN/m ²]	[-]
Boden	5000 50000	0,15	0	0	0,315

Die folgenden Geometriedaten kamen zum Ansatz:

lichte Weite jedes Feldes: 8,00 m

Gewölbestich jedes Feldes: 3,22 m

Gewölbestärke: 0,74 m

Stirnmauerdicke: $2 \cdot 0,80$ m

Höhe der Füllung zwischen den Stirnmauern im Scheitel: 1,24 m

Gewölbbreite: 5,00 m

konstante Bodenmodellldicke: 7,00 m

In der vorliegenden Arbeit kam für den Boden das Materialmodell nach *Drucker-Prager* zum Ansatz. Die Versagensfläche des *Drucker-Prager*-Materialmodells wird durch die zwei Parameter α und k beschrieben. Diese lassen sich aus dem Reibungswinkel φ und der Kohäsion c ableiten. Ausgehend davon, dass die Versagensfläche nach *Drucker-Prager* (Kreiskegel) diejenige nach *Mohr-Coulomb* (sechsstellige Pyramide) einschließt, ergeben sich folgende Umrechnungsformeln:

$$\alpha = \frac{2 \cdot \sin \varphi}{\sqrt{3} \cdot (3 - \sin \varphi)} \quad (\text{B.1})$$

$$k = \frac{6 \cdot c \cdot \cos \varphi}{\sqrt{3} \cdot (3 - \sin \varphi)} \quad (\text{B.2})$$

Tabelle B.37 enthält den Reibungswinkel φ und die Kohäsion c sowie die daraus errechneten Parameter α und k für einige bindige und nichtbindige Böden.

Tabelle B.37: Materialkennwerte von bindigen und nichtbindigen Böden

Lockergesteine	Versagensfläche nach <i>Mohr-Coulomb</i>		Versagensfläche nach <i>Drucker-Prager</i>	
	Reibungswinkel φ [°]	Kohäsion c [kN/m ²]	Parameter α [-]	Parameter k [MN/m ²]
nichtbindige Böden				
Sand	30 – 35	0	0,231 – 0,273	0
Kies	37,5	0	0,294	0
Naturschotter	40	0	0,315	0
bindige Böden				
Ton	17,5 – 25	10 – 25	0,129 – 0,189	0,012 – 0,03
Geschiebemergel	30	25	0,231	0,03
Lehm	27,5	0 – 10	0,210	0 – 0,012
Schluff	27,5	0	0,210	0

Bei Verwendung des *Drucker-Prager*-Materialmodells für den Boden erfolgte generell der Ansatz einer nicht assoziierten Fließregel, wobei das plastische Potenzial so angepasst wurde, dass bei auftretenden plastischen Verformungen keine Volumenänderung erfolgt. Ver- und Entfestigung fanden keine Berücksichtigung.

B.4 Ergebnisse des Vergleichs verschiedener Gewölbegeometrien

In Tabelle B.38 sind in Ergänzung zum Abschnitt 4.3.1 die Ergebnisse des Vergleichs zwischen einem Halbkreisgewölbe und einem flachen Gewölbe in Form von η -Werten zusammengestellt.

Tabelle B.38: Vergleich der η -Werte für die vier Versagenskriterien und jeweils ein Gewölbe mit großem Stich und eines mit kleinem Stich

Gewölbegeometrie	Halbkreisgewölbe		flaches Gewölbe	
	Halblast	Volllast	Halblast	Volllast
η -Wert für Kriterium 1	3,07	4,49	1,69	1,51
η -Wert für Kriterium 2	3,73	8,96	1,91	2,06
η -Werte für Kriterium 3				
- im Gewölbe $f_c = 12,0 \text{ N/mm}^2$	-	18,10	9,18	6,75
- im Gewölbe $f_c = 5,33 \text{ N/mm}^2$	11,16	7,85	3,53	2,41
- in den Stirnmauern $f_c = 12,0 \text{ N/mm}^2$	17,21	14,51	-	-
- in den Stirnmauern $f_c = 5,33 \text{ N/mm}^2$	7,63	6,29	5,17	3,68
η -Wert für Kriterium 4	20,91	18,21	10,41	7,43

B.5 Ergebnisse der thermisch transienten Berechnung

Anhand eines Ausschnittes der in Abbildung 47 dargestellten Brücke wurde eine thermisch transiente Analyse durchgeführt, um festzustellen, welche Temperaturen sich im Bauwerksinneren infolge Temperaturschwankungen der Außenluft innerhalb eines Jahres einstellen. Dazu kam das Programm ANSYS mit linearen Acht-Knoten-Elementen zur Anwendung, siehe Abbildung B.26.

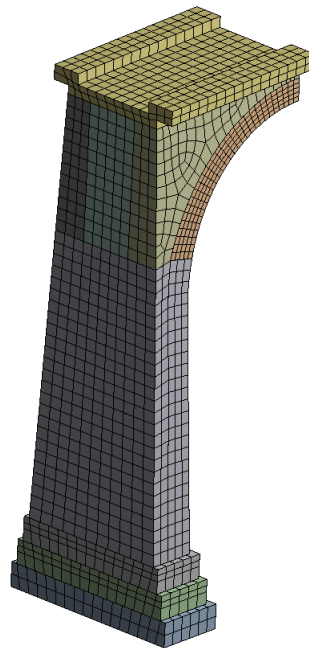


Abbildung B.26: Finite-Elemente-Modell für die transiente thermische Analyse mit ANSYS (links)

Die Temperaturverteilung im Inneren eines Bauwerkes ergibt sich aus den Wärmeleit- und Wärmespeichereigenschaften der einzelnen Bauteile. Für die transiente thermische Berechnung kamen in Anlehnung an geltende Normen und bauphysikalische Tabellenwerke die in Tabelle B.39 zusammengestellten Materialkennwerte ohne Sicherheitsfaktoren zum Ansatz.

Tabelle B.39: Angenommene Materialkennwerte für die transiente thermische Analyse

Materialkennwert [Einheit]	Mauerwerk (Kalkstein)	Stahlbeton (2 % Bewehrung)	Füllung (Kiesschüttung)
Dichte ρ [kg/m ³]	2600	2500	1800
Wärmekapazität c [J/kg·K]	1000	1000	1000
Wärmeleitfähigkeit λ [W/m·K]	2,5	2,3	0,7
Elastizitätsmodul E [N/mm ²]	9600	28800	185
Querdehnzahl μ [-]	0,1	0,2	0,15
thermischer Ausdehnungs- koeffizient α_T [1/K]	$0,7 \cdot 10^{-5}$	$1,2 \cdot 10^{-5}$	$0,1 \cdot 10^{-5}$

Da keine Klimadaten für den tatsächlichen Standort der Brücke zur Verfügung standen, kam der Temperaturjahresgang von Zürich zum Ansatz, welcher dem Programm WUFI des Fraunhofer Instituts für Bauphysik entnommen werden konnte. Abbildung B.27 zeigt diesen Temperaturjahresgang mit der stündlichen Temperatur (blau) sowie der Tagesmitteltemperatur (schwarz). Für den Wärmeübergang zwischen Bauteil und umgebender Luft wurde ein Koeffizient von $25 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$ angesetzt. Mit Ausnahme der Symmetrieflächen und der Unterseite des Fundamentes waren alle Außenflächen des Modells Konvektionsflächen.

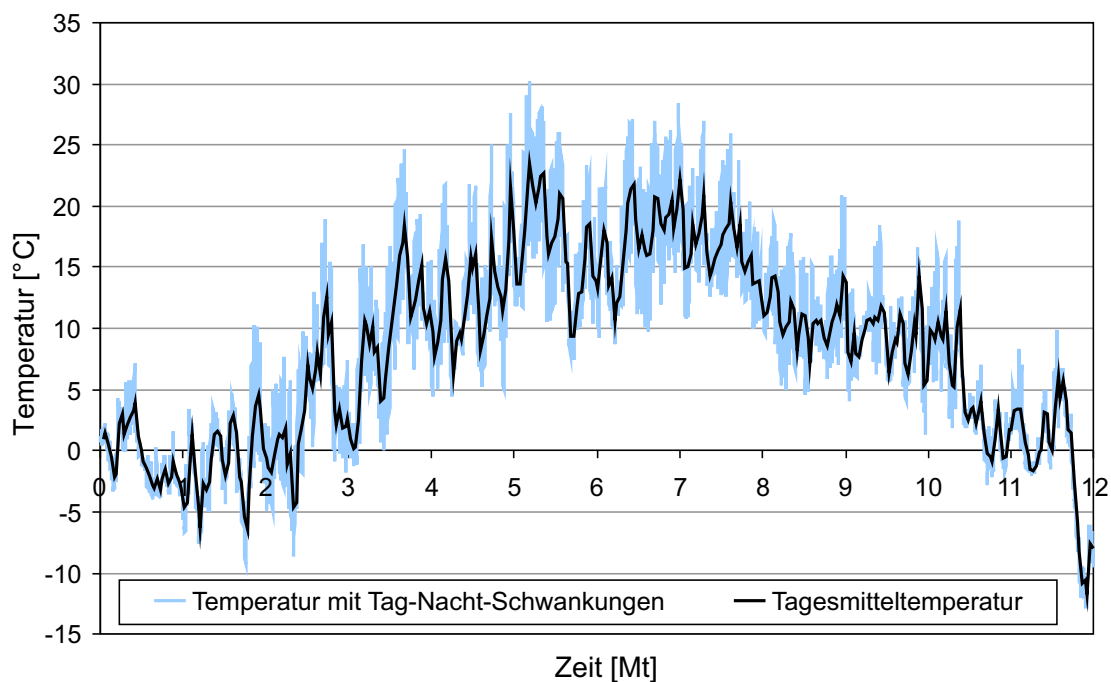


Abbildung B.27: Angenommener Temperaturjahresgang für Zürich

Zunächst stellt sich die Frage, ob die täglichen Schwankungen der Umgebungstemperatur einen signifikanten Einfluss auf die Temperatur im Inneren einer Mauerwerksgewölbebrücke haben. Für diese Betrachtung wurden der kälteste und wärmste Monat des Jahresanges herangezogen und Anfangstemperaturen von 0 °C bzw. 8 °C angenommen. Vor den betrachteten Monaten erfolgten jeweils Berechnungen für den Vormonat, um ein „Einschwingen“ der Bauwerkstemperatur zu ermöglichen.

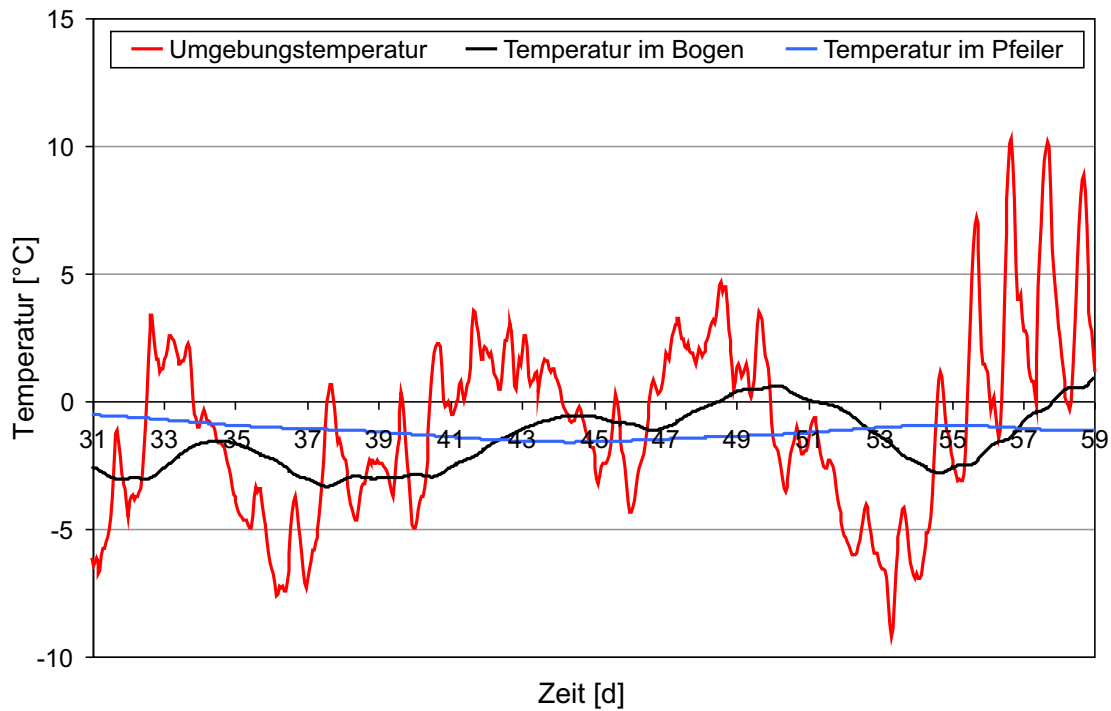


Abbildung B.28: Transiente thermische Berechnung für den kältesten Monat (Februar)

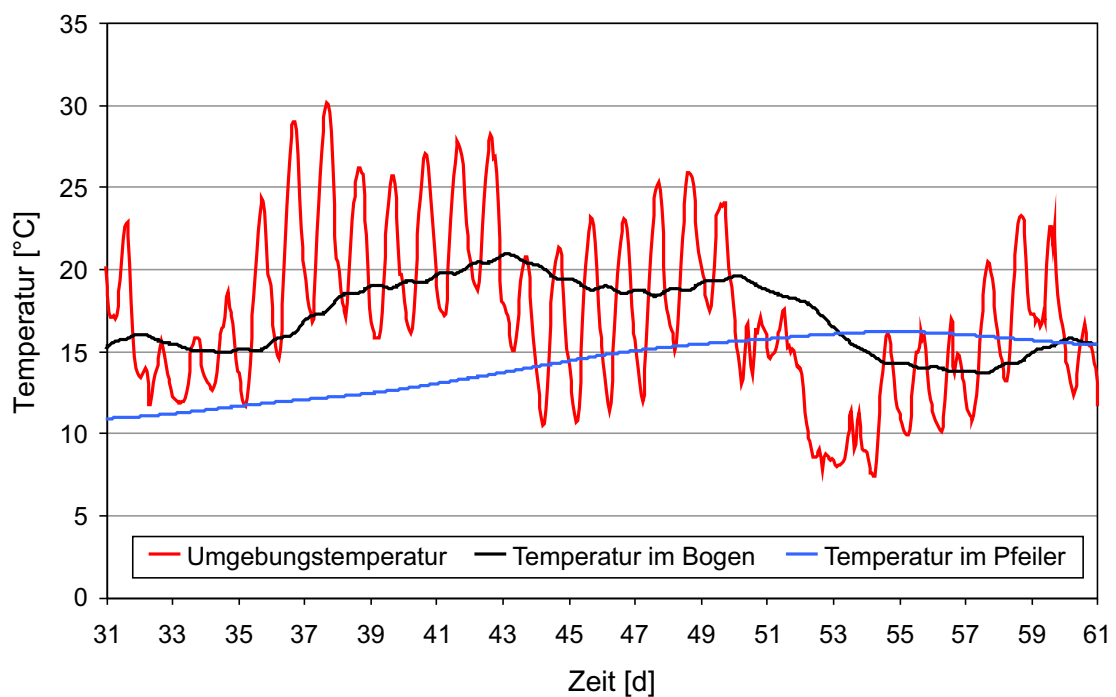


Abbildung B.29: Transiente thermische Berechnung für den wärmsten Monat (Juni)

Abbildung B.28 zeigt die Berechnungsergebnisse der transienten thermischen Analyse des kältesten Monats. Dabei stellt die rote Linie die vorgegebene Umgebungstemperatur im Vergleich zu den sich einstellenden Bauwerkstemperaturen im Gewölbeinneren (Querschnittsmittelpunkt in Feldmitte, schwarze Kurve) sowie im Pfeilerinneren (Querschnittsmittelpunkt im unteren Pfeilerdrittel, blaue Kurve) dar. Analog dazu sind in Abbildung B.29 die Ergebnisse für den wärmsten Monat abgebildet. Die jeweiligen Vormonate sind in den

Abbildungen nicht dargestellt. Die Ergebnisse zeigen, dass Tag-Nacht-Schwankungen der Umgebungstemperatur vernachlässigbar sind, weil sich die Bauwerkstemperaturen in Pfeiler und Gewölbe dadurch nur in geringem Maße ändern. Das Gewölbe reagiert jedoch etwas stärker auf diese täglichen Temperaturschwankungen als der Pfeiler. Es wird als ausreichend erachtet, die Berechnung des Jahrestemperaturganges im Bauwerk auf der Grundlage von Tagesmittelwerten durchzuführen.

Abbildung B.30 zeigt die Ergebnisse der transienten thermischen Analyse für ein Jahr unter Verwendung von Tagesmittelwerten. Dabei stellt die rote Linie wieder die vorgegebene Umgebungstemperatur im Vergleich zu den sich einstellenden Bauwerkstemperaturen im Gewölbeinneren (schwarz) sowie im Pfeilerinneren (blau) dar. Die Anfangstemperatur des Bauwerkes betrug 0 °C und zum „Einschwingen“ der Bauwerkstemperatur erfolgte die Berechnung für zwei Jahre, wobei in Abbildung B.30 nur das zweite Jahr dargestellt ist.

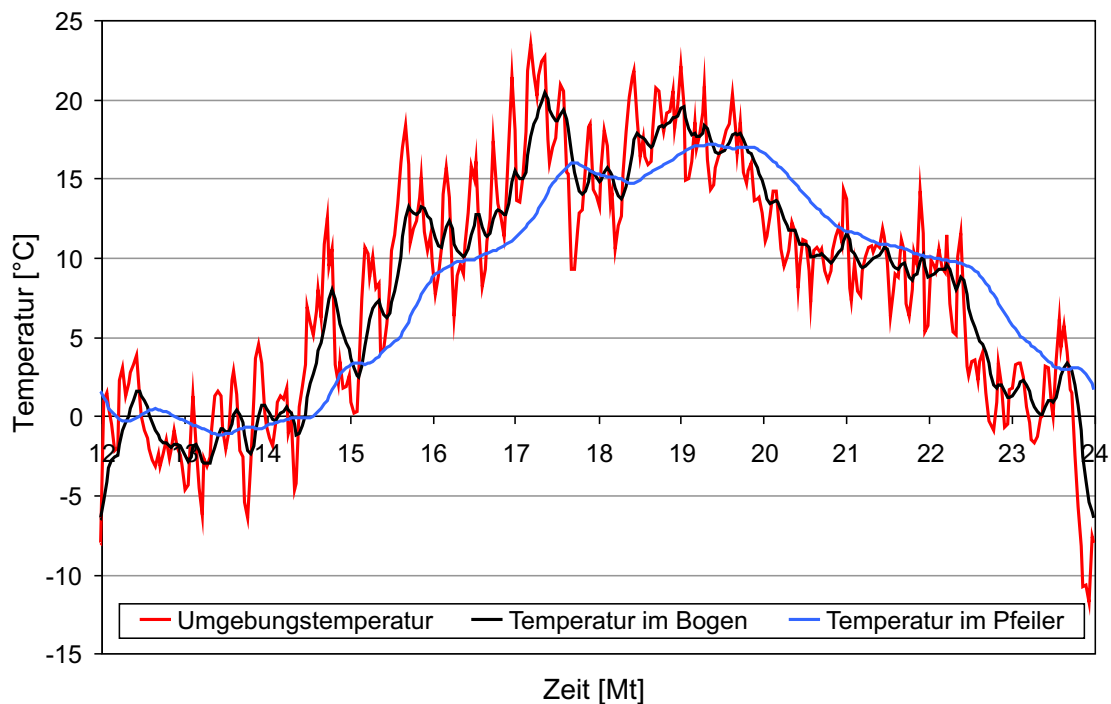


Abbildung B.30: Transiente thermische Berechnung für ein Jahr unter Verwendung der Tagesmittelwerte

Zunächst ist festzustellen, dass die Kerntemperaturen im Wesentlichen den Umgebungstemperaturen folgen. Demnach ist der Temperaturgradient über längere Zeiträume hinweg vergleichsweise gering, was den Ansatz einer konstanten Temperaturbelastung bei Mauerwerksgewölbebrücken rechtfertigt. Es zeigt sich jedoch, dass sich der Gewölbekern schneller erwärmt und abkühlt als der Pfeilerkern. Dies macht der zeitliche Versatz zwischen der schwarzen und der blauen Kurve deutlich. Der Gewölbekern reagiert zudem auch stärker auf die Temperaturschwankungen als der Pfeilerkern. Abbildung B.31 zeigt den Temperaturverlauf im Gewölbe entlang zweier Pfade. Einer der Pfade verläuft über die

Gewölbedicke, der andere über die Gewölbebreite. Es wurden zwei Zeitpunkte betrachtet, für die besonders große Temperaturgradienten zu erwarten waren, einerseits der Zeitpunkt der maximalen Umgebungstemperatur (rote Kurven) und andererseits der Zeitpunkt der minimalen (blaue Kurven). Es ist festzustellen, dass zu diesen Zeitpunkten deutliche Gradienten im Temperaturprofil auftreten, der konstante Anteil der Temperaturänderung aber dennoch überwiegt. Auf mögliche Auswirkungen der Temperaturgradienten wird in Abschnitt 4.3.5 eingegangen.

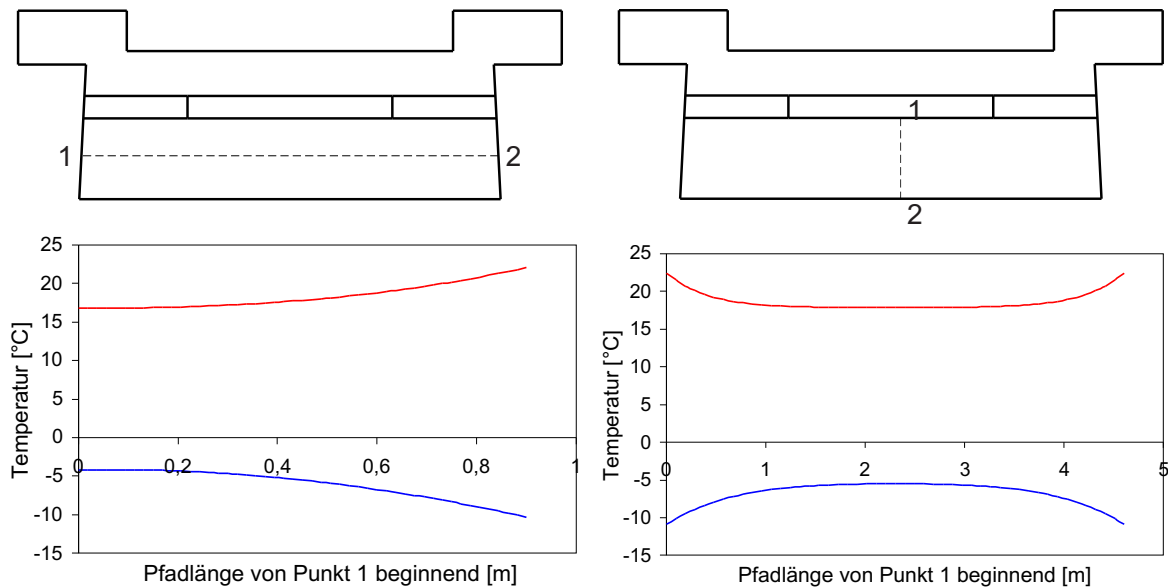


Abbildung B.31: Temperaturverlauf im Gewölbescheitel über die Dicke (links) und über die Breite (rechts)

Tabelle B.40 enthält die Minima und Maxima von Umgebungs- sowie Bauwerkstemperatur. Es zeigt sich, dass die Annahme von ± 15 K entsprechend dem *UIC-Kodex 778-3* (1995) gerechtfertigt ist.

Tabelle B.40: Vergleich der minimalen und maximalen Temperaturen der transienten thermischen Analyse des Jahresgangs Zürich

	Umgebungsluft	Gewölbekern	Pfeilerkern
Jahresmitteltemperatur [°C]	8,3	8,3	8,3
minimale Tagestemperatur [°C]	-11,7	-6,3	-1,2
maximale Tagestemperatur [°C]	23,5	20,4	17,2
Bereich (gerundet) [K]	± 20	± 15	± 10

B.6 Verwendete Kriechfunktion und Rissbilder infolge Temperaturbelastung

Im Abschnitt 4.3.5 erfolgte die Berücksichtigung der viskoelastischen Eigenschaften des Mauerwerks vereinfachend durch den Ansatz eines effektiven Elastizitätsmoduls, welcher sich in Abhängigkeit von der Kriechfunktion ergibt. Dabei wurde von einem 28-Tage-Elastizitätsmodul gleich 12000 N/mm^2 ausgegangen. Als Kriechfunktion fand diejenige nach *Model Code* (1993) unter folgenden Annahmen Anwendung:

- Erstbelastungsalter: $t_0 = 730 \text{ d}$ (2 Jahre)
- Belastungsdauer: $t - t_0 = 1825 \text{ d}$ (5 Jahre)
- Druckfestigkeit: $f_{cm} = 12 \text{ N/mm}^2$
- Beiwert: $\beta_H = 1500 \text{ d}$
- Beiwert: $\varphi_{RH} = 1$ (mit relativer Luftfeuchtigkeit $RH = 100 \%$)

Der *Model Code* (1993) enthält folgende Gleichungen zur Ermittlung der Kriechfunktion:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t - t_0) \quad (\text{B.3})$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (\text{B.4})$$

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH / 100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \quad (\text{B.5})$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (\text{B.6})$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,2}} \quad (\text{B.7})$$

$$\beta_c(t - t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + (t - t_0)} \right]^{-0,3} \quad (\text{B.8})$$

$$\beta_H = 1,5 \left[1 + (0,012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \leq 1500d \quad (\text{B.9})$$

$$h_0 = \frac{A_c}{u} \quad (\text{B.10})$$

mit:	φ_0 ...	Grundkriechzahl [-]
	$\beta_c(t, t_0)$...	Beiwert zur Beschreibung des zeitlichen Verlaufs des Kriechens unter Lasteinwirkung (Zeitfunktion)
	φ_{RH} ...	Beiwert für den Einfluss der Luftfeuchtigkeit [-]
	$\beta(f_{cm})$...	Beiwert für den Einfluss der Betonfestigkeit [-]
	$\beta(t_0)$...	Beiwert für den Einfluss des Alters bei Belastungsbeginn [-]
	β_H ...	Beiwert für den Einfluss der Luftfeuchtigkeit und der Bauteildicke [d]
	h_0 ...	wirksame Bauteildicke [cm]
	A_c ...	Querschnittsfläche [cm ²]
	u ...	Umfang des Querschnittes, welcher Trocknung ausgesetzt ist [cm]

In Abbildung B.32 ist die sich ergebende Kriechfunktion grafisch dargestellt. Es wurde ein Zielwert für eine Kriechzahl von 1 nach 5 Jahren angestrebt, welcher das Kriechverhalten von Mauerwerk gut widerspiegelt.

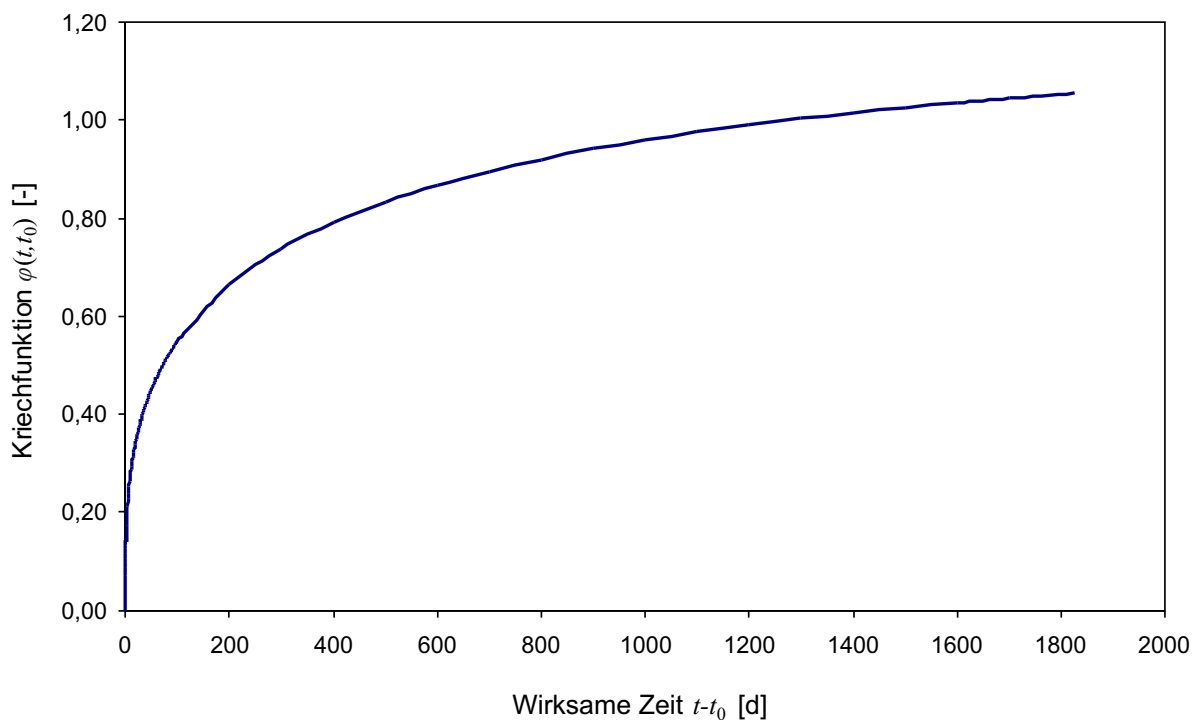


Abbildung B.32: Verwendete Kriechfunktion nach Model Code (1993)

Ergänzend zu Abschnitt 4.3.5 sind in den nachfolgenden Abbildungen die Rissbilder unter Ansatz verschiedener Elastizitätsmoduln für das 2D- bzw. 3D-Brückenmodell dargestellt.

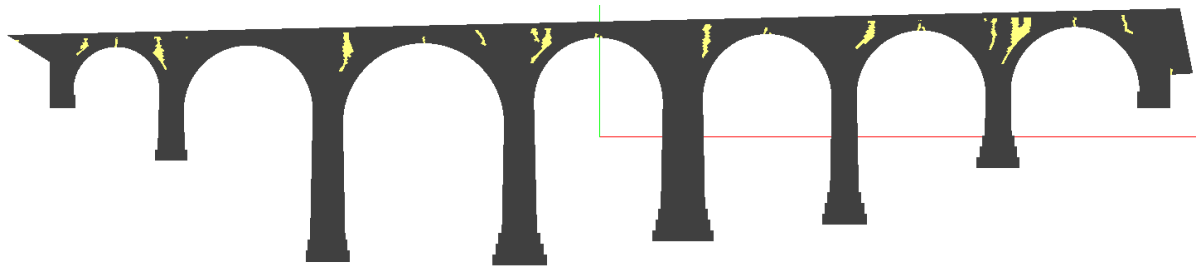


Abbildung B.33: Rissbild infolge Eigengewicht und konstanter Temperaturbelastung von -15 K, 2D-Modell mit $E = 6000 \text{ N/mm}^2$ (angrenzender Boden nicht dargestellt)

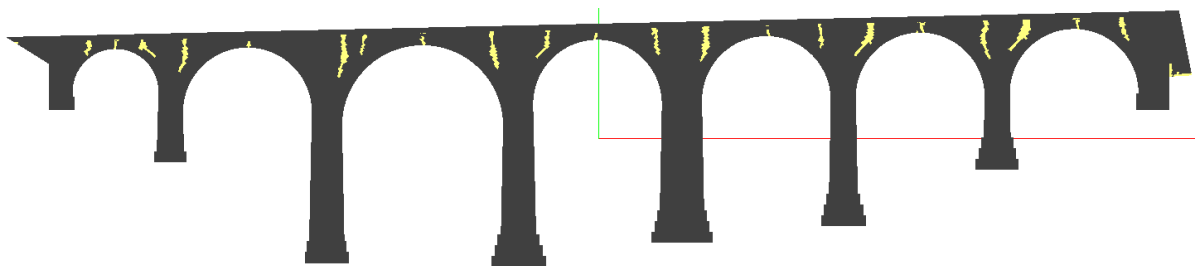


Abbildung B.34: Rissbild infolge Eigengewicht und konstanter Temperaturbelastung von -15 K, 2D-Modell mit $E = 9600 \text{ N/mm}^2$ (angrenzender Boden nicht dargestellt)

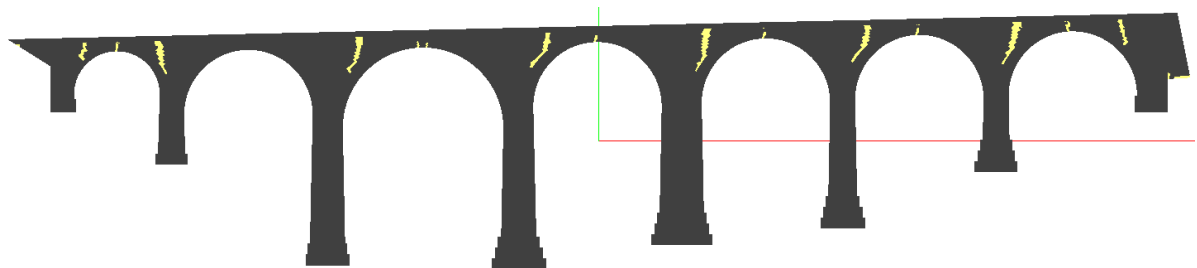


Abbildung B.35: Rissbild infolge Eigengewicht und konstanter Temperaturbelastung von -15 K, 2D-Modell mit $E = 6000$ bzw. 8000 N/mm^2 (angrenzender Boden nicht dargestellt)

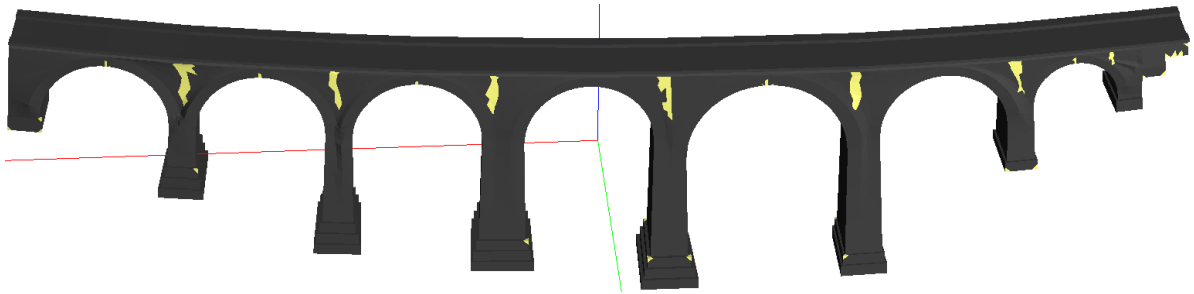


Abbildung B.36: Rissbild infolge Eigengewicht und konstanter Temperaturbelastung von -15 K , 3D-Modell mit $E = 6000\text{ N/mm}^2$ (angrenzender Boden nicht dargestellt)

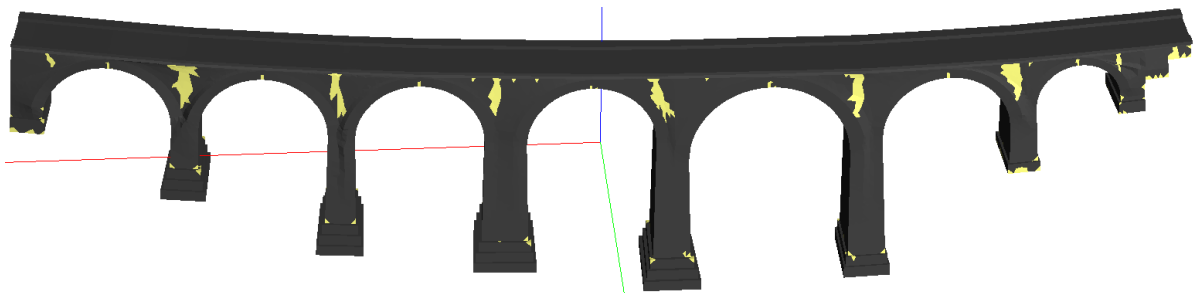


Abbildung B.37: Rissbild infolge Eigengewicht und konstanter Temperaturbelastung von -15 K , 3D-Modell mit $E = 9600\text{ N/mm}^2$ (angrenzender Boden nicht dargestellt)

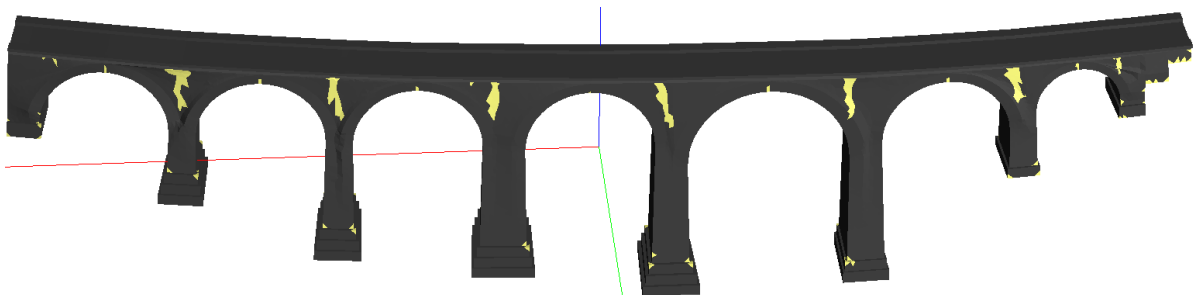


Abbildung B.38: Rissbild infolge Eigengewicht und konstanter Temperaturbelastung von -15 K , 3D-Modell mit $E = 6000$ bzw. 8000 N/mm^2 (angrenzender Boden nicht dargestellt)

B.7 Ergebnisse der Validierung von Simulationsergebnissen durch Messungen

Die nachfolgenden Abbildungen enthalten ergänzende Ergebnisse zum Abschnitt 4.5.

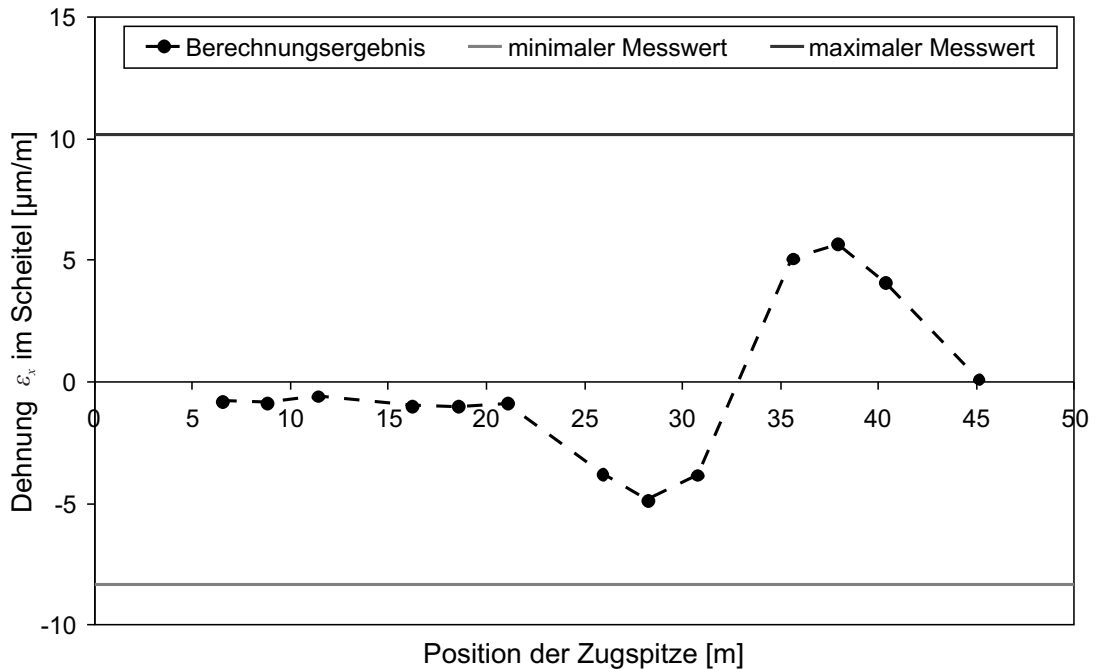


Abbildung B.39: Dehnung an der Gewölbeunterseite des Feldes 4 der in Abbildung 118 dargestellten Brücke ermittelt durch numerische Simulation für eine Bodensteifigkeit $E = 5000 \text{ N}/\text{mm}^2$ im Vergleich zu den gemessenen Werten

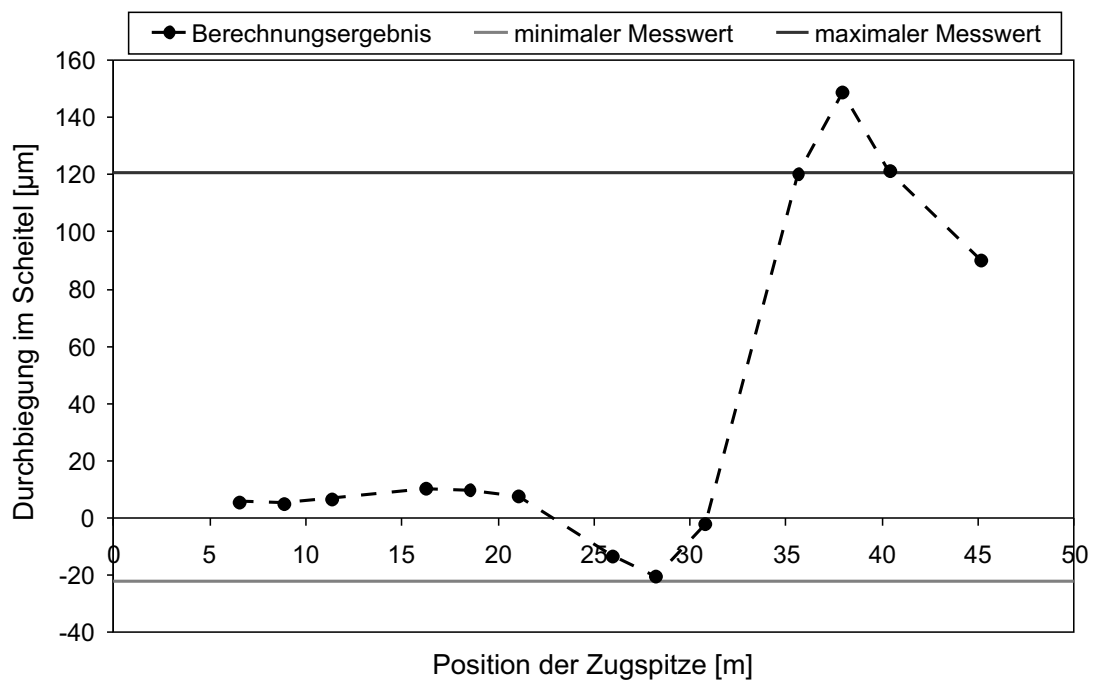


Abbildung B.40: Durchbiegung im Gewölbescheitel des Feldes 4 der in Abbildung 118 dargestellten Brücke ermittelt durch numerische Simulation für eine Bodensteifigkeit $E = 5000 \text{ N}/\text{mm}^2$ im Vergleich zu den gemessenen Werten

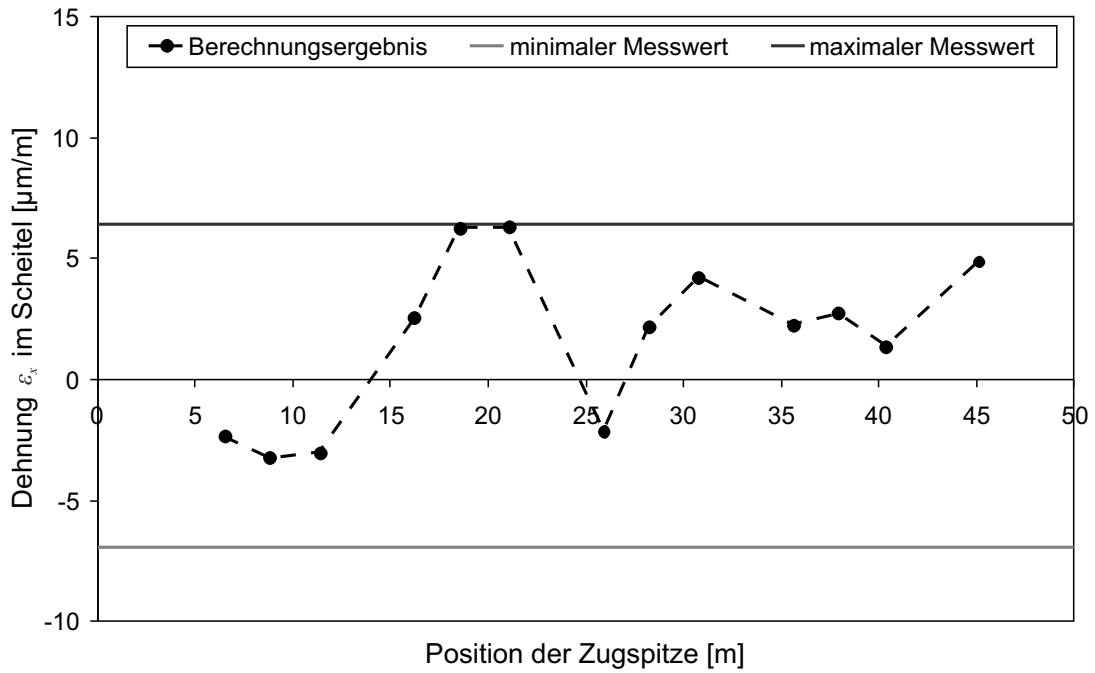


Abbildung B.41: Dehnung an der Gewölbeunterseite des Feldes 6 der in Abbildung 118 dargestellten Brücke ermittelt durch numerische Simulation für eine Bodensteifigkeit $E = 5000 \text{ N/mm}^2$ im Vergleich zu den gemessenen Werten

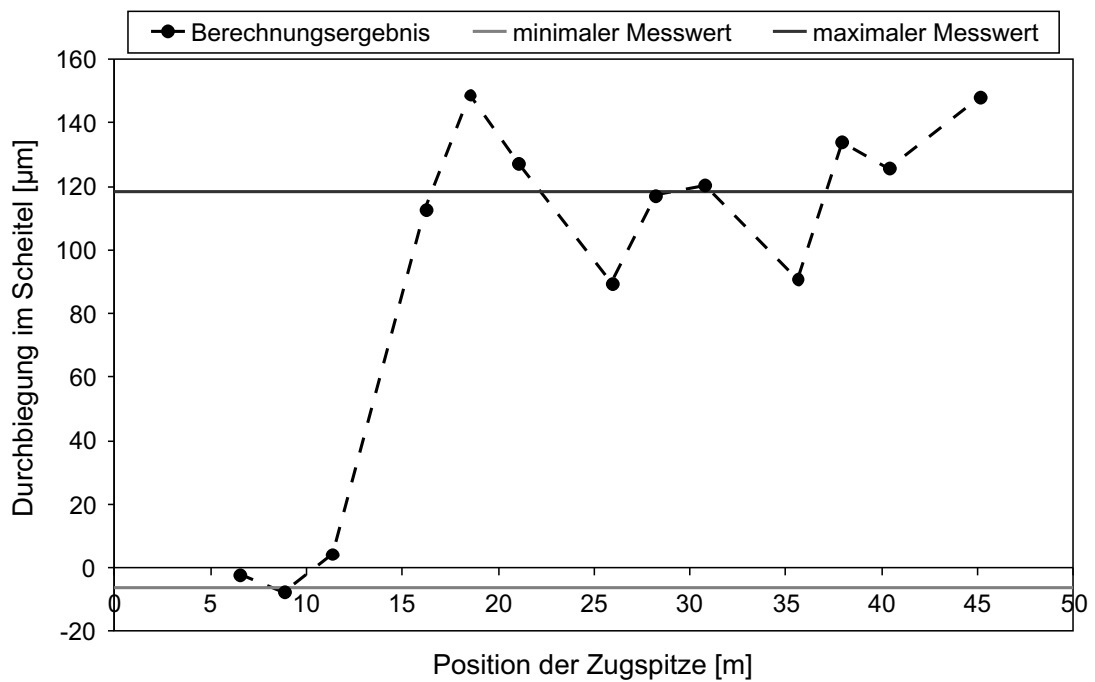


Abbildung B.42: Durchbiegung im Gewölbescheitel des Feldes 6 der in Abbildung 118 dargestellten Brücke ermittelt durch numerische Simulation für eine Bodensteifigkeit $E = 5000 \text{ N/mm}^2$ im Vergleich zu den gemessenen Werten

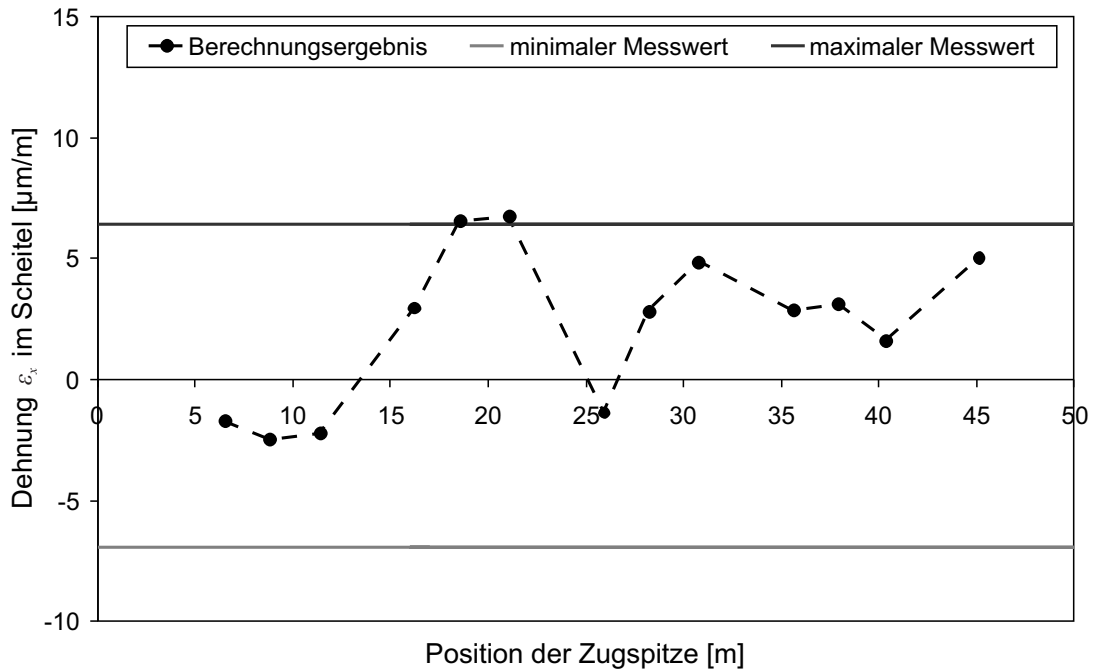


Abbildung B.43: Dehnung an der Gewölbeunterseite des Feldes 6 der in Abbildung 118 dargestellten Brücke ermittelt durch numerische Simulation für eine Bodensteifigkeit $E = 50000 \text{ N}/\text{mm}^2$ im Vergleich zu den gemessenen Werten

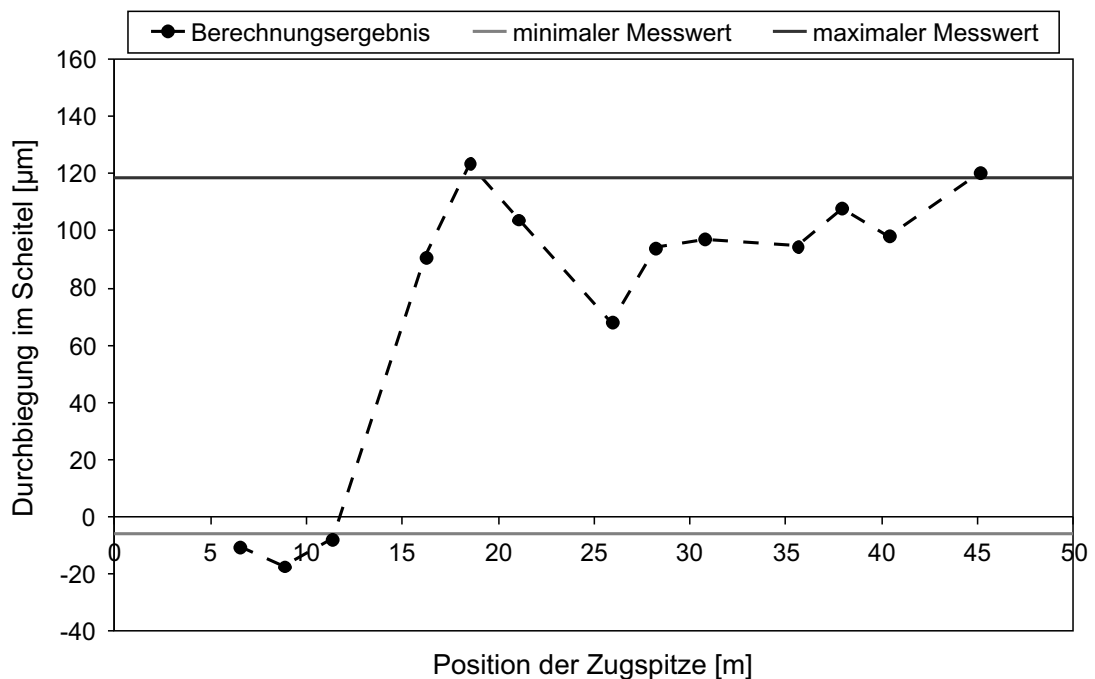


Abbildung B.44: Durchbiegung im Gewölbescheitel des Feldes 6 der in Abbildung 118 dargestellten Brücke ermittelt durch numerische Simulation für eine Bodensteifigkeit $E = 50000 \text{ N}/\text{mm}^2$ im Vergleich zu den gemessenen Werten

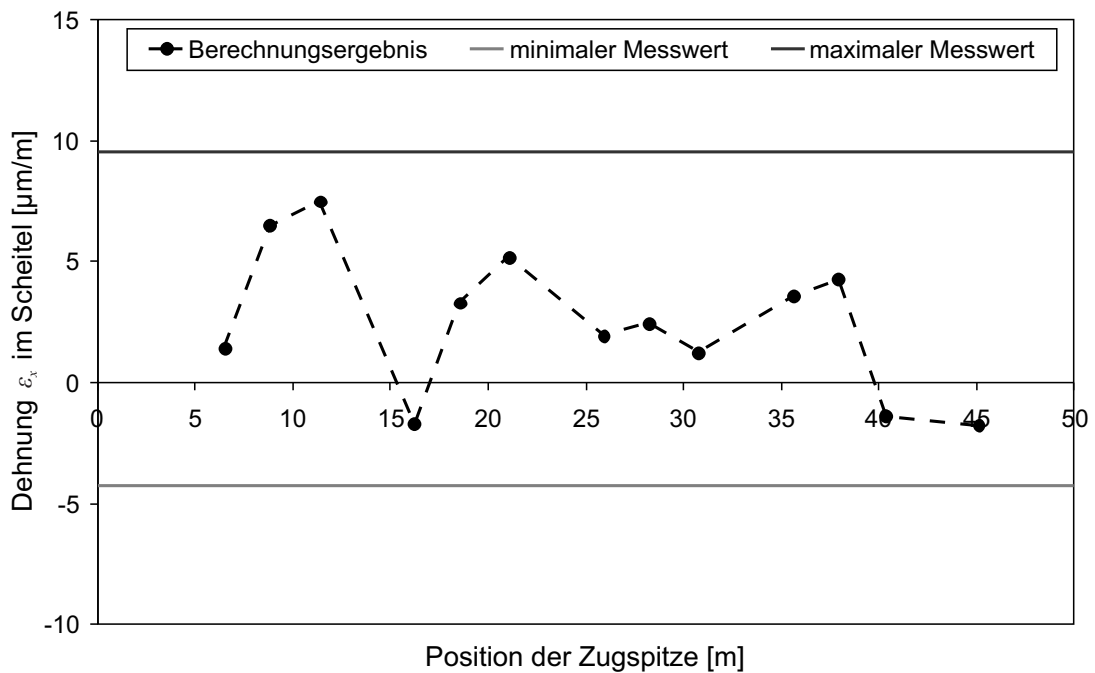


Abbildung B.45: Dehnung an der Gewölbeunterseite des Feldes 7 der in Abbildung 118 dargestellten Brücke ermittelt durch numerische Simulation für eine Bodensteifigkeit $E = 5000 \text{ N/mm}^2$ im Vergleich zu den gemessenen Werten

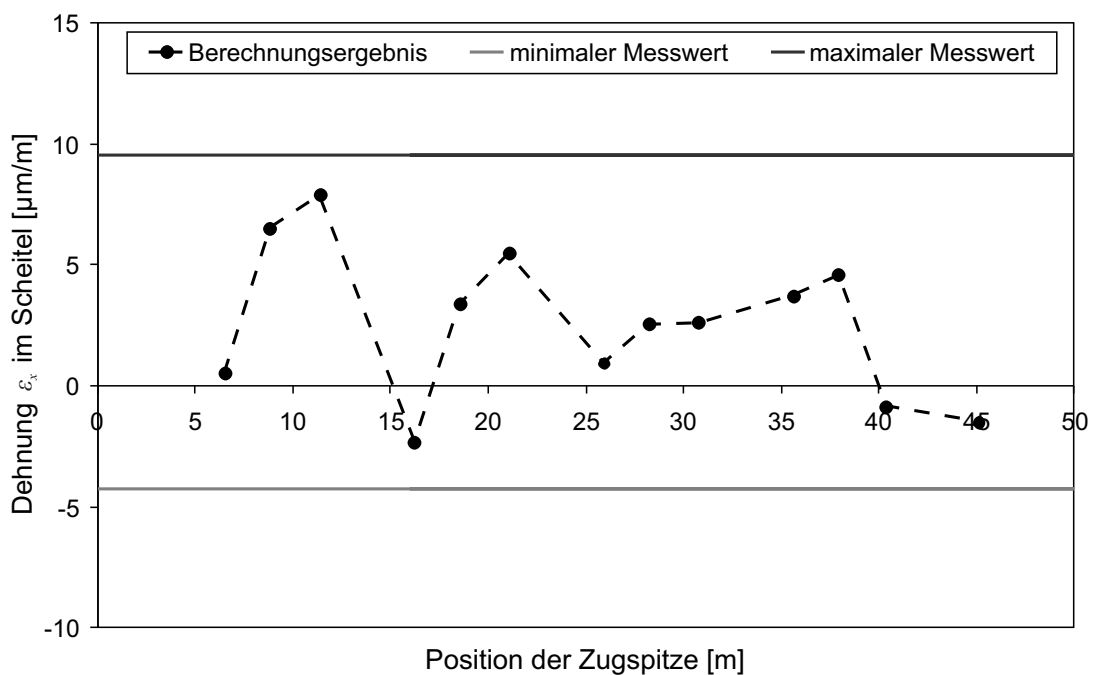


Abbildung B.46: Dehnung an der Gewölbeunterseite des Feldes 7 der in Abbildung 118 dargestellten Brücke ermittelt durch numerische Simulation für eine Bodensteifigkeit $E = 50000 \text{ N/mm}^2$ im Vergleich zu den gemessenen Werten

Selbstständigkeitserklärung

Hiermit erkläre ich, dass ich die vorliegende Dissertation mit dem Titel:

„Zum Tragsicherheitsnachweis bestehender Mauerwerksgewölbebrücken mittels nicht-linearer Finite-Elemente-Simulationen“

selbstständig und ohne fremde Hilfe verfasst habe. Weiterhin versichere ich, dass ich keine Textabschnitte sowie Bilder von Dritten ohne Kennzeichnung übernommen sowie alle von mir benutzten Hilfsmittel und Quellen in meiner Arbeit angegeben habe.

Lepzig, den 02.06.2016

Stephanie A. Franck

Tabellarischer Lebenslauf

Persönliche Daten

Name: Stephanie Andrea Franck
Geburtsdatum: 28. Juli 1984
Geburtsort: Lutherstadt Wittenberg
Familientand: ledig
Staatsangehörigkeit: deutsch

Ausbildung

1997 – 2004 Besuch des Melanchthon-Gymnasiums Wittenberg
Abschluss: Abitur

10/2004 – 03/2009 Studium des Bauingenieurwesens an der HTWK Leipzig,
Vertiefungsrichtung Konstruktiver Ingenieurbau
Abschluss: Dipl.-Ing. (FH)

03/2009 – 10/2010 Studium des Bauingenieurwesens an der HTWK Leipzig,
Vertiefungsrichtung Konstruktiver Ingenieurbau
Abschluss: Master of Science

03/2011 – 10/2016 externe Promovendin an der Leibniz Universität Hannover,
Promotionsstudium an der HTWK Leipzig

Berufliche Tätigkeiten

08/2009 – 06/2015 wissenschaftliche Mitarbeiterin am Institut für
experimentelle Mechanik der HTWK Leipzig

seit Juli 2015 Sachverständige bei der TÜV NORD EnSys GmbH & Co.
KG in Hamburg

Leipzig, den 02.06.2016

Stephanie A. Franck