

Jens Piehler

Entwicklung von Bemessungshilfen für die Tragsicherheitsbewertung von Gewölbekonstruktionen im Hochbau

F 3083

Bei dieser Veröffentlichung handelt es sich um die Kopie des Abschlussberichtes einer vom Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung (BBSR) im Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung (BBR) im Rahmen der Forschungsinitiative »Zukunft Bau« geförderten Forschungsarbeit. Die in dieser Forschungsarbeit enthaltenen Darstellungen und Empfehlungen geben die fachlichen Auffassungen der Verfasser wieder. Diese werden hier unverändert wiedergegeben, sie geben nicht unbedingt die Meinung des Zuwendungsgebers oder des Herausgebers wieder.

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die Originalmanuskripte wurden reprototechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprototechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

© by Fraunhofer IRB Verlag

2018

ISBN 978-3-7388-0230-6

Vervielfältigung, auch auszugsweise,
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

Fraunhofer IRB Verlag

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69

70504 Stuttgart

Nobelstraße 12

70569 Stuttgart

Telefon 07 11 9 70 - 25 00

Telefax 07 11 9 70 - 25 08

E-Mail irb@irb.fraunhofer.de

www.baufachinformation.de

www.irb.fraunhofer.de/bauforschung

Abschlussbericht

vom 18.04.2018

Entwicklung von Bemessungshilfen für die Tragsicherheitsbewertung von Gewölbe- konstruktionen im Hochbau

Der Forschungsbericht wurde mit Mitteln der Forschungsinitiative Zukunft Bau
des Bundesinstitutes für Bau-, Stadt- und Raumforschung gefördert.
(Aktenzeichen: SWD-10.08.18.7-16.23)
Die Verantwortung für den Inhalt des Berichtes liegt beim Autor.



Leibniz Universität Hannover
Institut für Massivbau
Appelstraße 9a
30167 Hannover
Tel.: +49 (0) 511 7 62 - 33 52
Fax: +49 (0) 511 7 62 - 21 75
www.massivbau.uni-hannover.de

Betrifft:

Forschungsinitiative „Zukunft Bau“ - Entwicklung von Bemessungshilfen für die Tragsicherheitsbewertung von Gewölbekonstruktionen im Hochbau

Auftraggeber:

Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung
im Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung
Deichmanns Aue 31-37
53179 Bonn

Förderkennzeichen:

SWD-10.08.18.7-16.23

Geschäftsführender Institutsleiter:

Sachbearbeiter:

Prof. Dr.-Ing Steffen Marx

Jens Piehler, M.Sc.

Dieser Bericht umfasst 97 Seiten.

Die Veröffentlichung des vorliegenden Berichtes, auch auszugsweise, sowie die Verwendung für Werbezwecke bedarf der Genehmigung des Instituts für Massivbau der Leibniz Universität Hannover.

Zusammenfassung

Überschüttungen von Gewölben werden heute meist ausschließlich auf der Einwirkungsseite angesetzt. Ihre versteifende Wirkung bzw. ihr Anteil am Lastabtrag, infolge des vergrößerten ideellen Querschnittes, wird i. d. R. vernachlässigt. In dieser Arbeit wird ein möglichst einfach zu handhabendes mechanisches Modell vorgestellt, welches die Überschüttung von Gewölben auf der Widerstandsseite für den Lastabtrag berücksichtigt. Dabei wurde der Schwerpunkt auf flache Gewölbe gelegt, wie sie in den meisten Fällen des Hochbaus anzutreffen sind. Diese bisher nicht berücksichtigten Tragreserven wurden mit Hilfe von großmaßstäblichen Laborversuchen und begleitenden numerischen Berechnungen qualitativ und quantitativ erfasst. In den Laborversuchen wurde zudem das Verformungsverhalten der Gewölbe fotogrammetrisch überwacht, so dass bereits geringste Rissentwicklungen beurteilt und somit Rückschlüsse auf die Tiefe klaffender Fugen im Gewölbemauerwerk gezogen werden konnten.

Eine auf das Gewölbe einwirkende Belastung führt zu einer veränderten Biegebeanspruchung im Gewölbemauerwerk und damit zu einer zusätzlichen Krümmung der Gewölbelängsachse. Wird eine schubfeste Verbindung zwischen Mauerwerk und Überschüttung unterstellt, so wird diese Krümmung auch dem Boden aufgezwungen. Solange die Scherfestigkeit des Bodens nicht überschritten wird, treten in Abhängigkeit der Elastizitätsmoduln entsprechende Spannungen in der Überschüttung auf, die einer Biegebeanspruchung mit überlagerter Längsdruckkraft zuzuschreiben sind. Dabei ist zu berücksichtigen, dass sowohl das Gewölbemauerwerk als auch der Boden nur eine sehr geringe Zugfestigkeit aufweisen. Die für den Lastabtrag ansetzbaren Querschnittsteile sollten daher ausschließlich Druckspannungen aufweisen. Daraus ergibt sich wiederum, dass die restlichen Querschnittsteile für Spannungsnachweise unberücksichtigt bleiben sollten.

Unter vereinfachenden Annahmen lässt sich ein mathematischer Zusammenhang für einen konkreten Querschnitt an der Gewölbelängsachse herleiten, bei dem die mitwirkenden Querschnittsteile von Gewölbemauerwerk und Überschüttung im Vorfeld einer Spannungsrechnung berechnet werden können. Die mitwirkenden Querschnittsteile im betrachteten Querschnitt des Gewölbes sind dabei abhängig vom Verhältnis der Elastizitätsmoduln von Mauerwerk und Überschüttung, der berechneten Exzentrizität der Normalkraft im Gewölbemauerwerk ohne Berücksichtigung der mitwirkenden Wirkung der Überschüttung sowie die zur Verfügung stehenden Querschnittshöhen der beiden Teilquerschnitte.

Abstract

In these days backfills of vaults are mostly considered at the influence site. The enhanced effective cross section, which leads to a stiffness effect and a higher load bearing behavior, is normally disregarded. In this work a mechanical model is introduced which is easy to use and which considers backfills of vaults at the resistance site for the computation of load bearing behavior. The focus was on flat vaults which represent most of the vaults in building constructions. These in the past disregarded load bearing reserves were determined qualitative and quantitative with the help of laboratory tests and attendant numerical calculations. In the laboratory tests the vaults were monitored by use of a 2D-fotogrammetry to evaluate minimal developments of cracks and to conclude of the depth of the gap in bed joints.

A load impacting on a vault leads to an altered bend loading in the vault masonry and therefore to additional curvature of the longitudinal vault axis. By assumption of a stiff shear joint between masonry and backfill, this additional curvature will also forced on the soil. If the shearing strength is not exceeded, stresses in the backfill will occur depending on the modulus of elasticity which can ascribe to a bending load with overlaid longitudinal pressure load. It must be taken into account though that the vault masonry as well as the soil exhibit a very low tensile strength. Therefore the cross section parts, which are capable of being put on the load transfer, should have pressure stress only. For this reason the remaining cross section parts should be disregarded.

Under simplifying assumptions, a mathematical relationship can be derived for a specific cross section along the longitudinal axis of the vault, in which the participating cross section parts of the vault masonry and backfill can be calculated in advance of a stress calculation. The contributed cross section parts in the considered cross section of the vault are dependent on the ratio of moduli of elasticity of masonry and backfill, the calculated eccentricity of the normal force in the vault masonry without taking into account the contributing effect of the backfill and the available cross-sectional heights of the two partial cross sections.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung und Motivation.....	6
2	Internationaler Stand des Wissens.....	7
2.1	Berechnungsverfahren von Bogentragwerken.....	7
2.2	Ansätze der mittragenden Wirkung von Überschüttungen.....	14
2.3	Zwischenfazit.....	20
3	Hypothese zur mittragende Wirkung der Überschüttung im Lasteinleitungsbereich.....	21
3.1	Spannungsverteilung im Bogen ohne Ansatz der Überschüttung.....	21
3.2	Mitwirkung der Überschüttung als Verbundquerschnitt.....	22
3.3	Zwischenfazit.....	28
4	Belastungsversuche an einem Gewölbe mit Überschüttung.....	29
4.1	Vorbemerkungen.....	29
4.2	Versuchsplanung und Messtechnik.....	31
4.3	Ergänzende versuchstechnische Untersuchungen.....	36
4.4	Numerische Simulation der Gewölbeversuche.....	44
4.5	Ergebnisse der Gewölbeversuche.....	51
4.6	Vergleich zwischen Simulationsergebnissen und Versuchsergebnissen.....	56
4.7	Zwischenfazit.....	60
5	Validierung des Verbundmodells.....	61
5.1	Diskussion ausgewählter Modellannahmen anhand der Ergebnisse aus der numerischen Simulation und den Versuchsergebnissen.....	61
5.2	Abschätzung eines etwaigen iterativen Vorgehens.....	63
5.3	Integration des Verbundmodells in den Nachweisprozess.....	67
5.4	Zwischenfazit.....	74
6	Zusammenfassung und Ausblick.....	76
7	Literaturverzeichnis.....	78
8	Anhang.....	80
8.1	Bestimmung des Elastizitätsmoduls an genormten Mauerwerksprüfkörpern.....	80
8.2	Reibbeiwert der zweilagigen Folie mit Fettschicht.....	82
8.3	Bodenuntersuchungen der Überschüttung.....	84
8.4	Weitere Messergebnisse der durchgeführten Gewölbeversuche.....	92

1 Einleitung und Motivation

Die bestehende Bausubstanz stellt mit einem geschätzten Wert von ca. 25 Billionen Euro [1] einen äußerst wichtigen Standortfaktor Deutschlands dar, der nicht einfach abgerissen und durch Neubauten ersetzt werden kann. Die Forderung nach dem Erhalt der vorhandenen Bausubstanz leitet sich in erster Linie aus volkswirtschaftlichen Gesichtspunkten aber auch aus baukultureller Sicht ab. Deshalb gewinnt das Bauen im Bestand immer mehr an Bedeutung [2]. Für die Um- und Weiternutzung älterer Konstruktionen muss deren Standsicherheit rechnerisch nachgewiesen werden. Dabei sind Gewölbekonstruktionen aus Mauerwerk nur mit sehr großen Unsicherheiten bewertbar. In den verfügbaren Berechnungsmethoden bleiben verschiedenste Traglastreserven unberücksichtigt, wodurch in vielen Fällen die Tragsicherheit nicht nachgewiesen werden kann. Für Verstärkungsmaßnahmen sind Eingriffe in die vorhandene Bausubstanz sowohl aus wirtschaftlichen als auch aus denkmalpflegerischen Gründen auf ein Minimum zu begrenzen bzw. schlicht nicht möglich. Ziel des Forschungsvorhabens ist die Entwicklung von einfachen Nachweisformaten zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Gewölbekonstruktionen. Dabei sollen insbesondere Tragreserven berücksichtigt werden, die sich aus dem Ansatz der Plastizitätstheorie und der Berücksichtigung von Überschüttungen ergeben.

Für die Nachweisführung von Mauerwerksgewölben gibt es keine normativen Regelungen. Die Wahl der Berechnungsmethode einschließlich aller notwendigen Annahmen obliegt dem planenden Ingenieur [3]. Gewölbe werden oft nur durch stark vereinfachte Stabmodelle abgebildet, was allerdings voraussetzt, dass sich das Gewölbe linear-elastisch verhält. Im Fall von berechneten Zugspannungen wird das Modell ungültig. Mit Hilfe der im Vergleich besseren, aber auch sehr viel aufwendigeren, Stützlinienmethode wird die ohnehin geringe Zugfestigkeit von Mauerwerk zu Null angenommen, was der Realität etwas näher kommt. Jedoch bleiben andere Materialeigenschaften [4] und die tragfähigkeitssteigernde Wirkung von Überschüttungen weiterhin unberücksichtigt. Überschüttungen werden heute meist ausschließlich auf der Einwirkungsseite angesetzt. Ihre versteifende Wirkung bzw. ihr Anteil am Lastabtrag infolge des vergrößerten ideellen Querschnittes wird vernachlässigt. Diese bisher nicht berücksichtigten Tragreserven sollen mit Hilfe von Laborversuchen und begleitenden numerischen Berechnungen qualitativ und quantitativ erfasst und anschließend in einfachen, praxistauglichen Bemessungsverfahren bereitgestellt werden. In den Laborversuchen wird das Verformungsverhalten der Gewölbe fotogrammetrisch überwacht, so dass bereits geringste Rissentwicklungen erfasst werden können. Das Zufallsnetz aus der fotogrammetrischen Bildanalyse wird zur Validierung des numerischen Modells verwendet.

2 Internationaler Stand des Wissens

2.1 Berechnungsverfahren von Bogentragwerken

2.1.1 Stützlinienverfahren

Hooke stellte bereits im Jahr 1645 einen Zusammenhang zwischen einer durchhängenden Kette und einem starren Bogen als eine einfache geometrische Methode zur Formfindung der Stützlinie her [5].

Heymann setzte sich u.a. in [6]ausgiebig mit dem Stützlinienverfahren auseinander. Für seine Betrachtungen führte er folgende drei Modellannahmen ein:

1. In den Lagerfugen werden ausreichend große Reibwiderstände aktiviert, sodass ein Gleitbruch, also ein Versagen des Mauerwerks in radialer Richtung, ausgeschlossen ist.
2. In tangentialer Richtung des Bogens besitzt das Mauerwerk keine Zugfestigkeit.
3. Die auftretenden Druckspannungen im Mauerwerk führen i.d.R. nicht zum Versagen der Bogenkonstruktion, sodass näherungsweise von einer unendlich großen Druckfestigkeit ausgegangen wird.

Unter der idealen Annahme von starren und verdrehbehinderten Auflagern stellt der Bogen ein dreifach statisch überbestimmtes Tragwerk dar. Innerhalb gewisser Grenzen, die durch die Konstruktionshöhe des Bogens und durch die Bogengeometrie vorgegeben sind, lassen sich unendlich viele gültige Lösungen für die Stützlinienlage berechnen. In Abbildung 1 sind die beiden Extremverläufe der Stützlinie für das Beispiel eines Halbkreisbogens dargestellt.

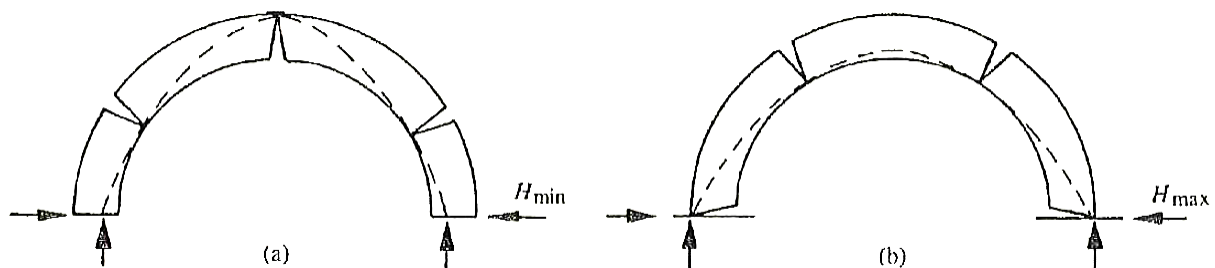


Abbildung 1: (a) minimale Stützlinie und (b) maximale Stützlinie [6]

Veränderte Randbedingungen, wie z.B. eine horizontale Auflagerverschiebung, führen zu Zwangskräften und zu einer veränderten Stützlinie. Innerhalb der Elastizitätstheorie dürfen sich die Auflager elastisch verschieben und/oder verdrehen, solange unter Einhaltung eines statisch ausgeglichenen Zustandes zwischen inneren und äußeren Lasten eine Stützlinienlage gefunden werden kann, welche innerhalb der geometrisch bedingten Extremverläufe liegt.

Bei größeren Auflagerverformungen kommt es zu Gelenkbildungen in den Bereichen in denen die Stützlinie die Randfaser des Bogens tangiert. Damit stellen diese sog. Extremverläufe der möglichen Stützlinien die Grenze hin zur Plastizitätstheorie mit Starrkörperrotation dar.

Wird die Annahme unendlich großer Druckfestigkeiten des Mauerwerks weiterhin vorausgesetzt, so ist die maximale Stützweitenvergrößerung erreicht, wenn die drei Gelenke sich eine Gerade teilen (vgl. Abbildung 2). Mit fortschreitender Auflagerverschiebung steigen die horizontalen Auflagerkräfte an, wobei sie im Extremfall unendlich große Werte annehmen.

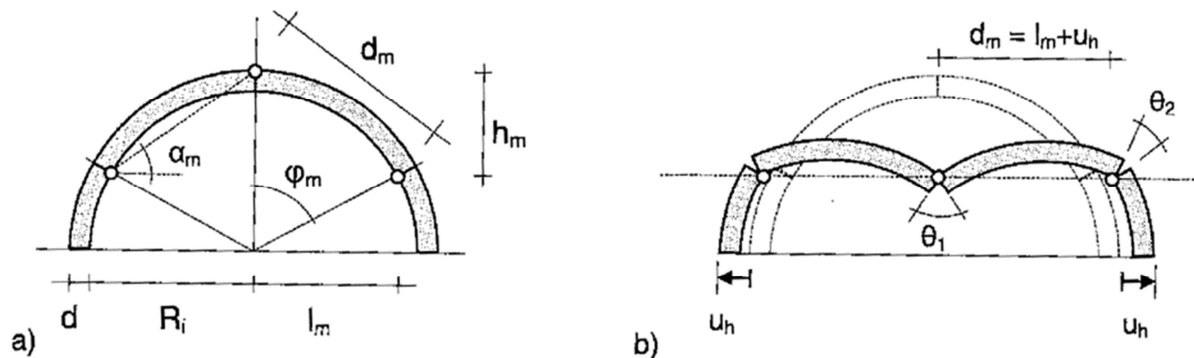


Abbildung 2: Halbkreisbogen mit Auflagerverschiebung; Geometrische Abschätzung der maximalen Auflagerverschiebungen mit Starrkörpersystem; a) Geometrie b) Grenzzustand für Durchschlagen[6]

Durch die Entstehung der plastischen Gelenke reduziert sich der anfängliche Grad der statischen Überbestimmtheit. Im Falle eines Dreigelenkbogens wird das System statisch bestimmt. Häufig wird in statischen Berechnungen näherungsweise von einem Dreigelenkbogen ausgegangen, da an einem solchen System Auflager- und Schnittgrößen einfach berechnet werden können. Die Annahme des Dreigelenkbogens beruht auf dem Extremverlauf der Stützlinie mit den minimal möglichen horizontalen Auflagerkräften. Die Annahme ist somit eine von vielen möglichen Lösungen. Die sich aus dem System ergebenden horizontalen Auflagerkräfte stellen entsprechend die minimal erforderlichen Kräfte zur Sicherstellung eines statischen Gleichgewichts dar [6].

Gelfi entwickelte das Programm „Arco“ zur schnellen Berechnung der Stützlinie für die häufigsten Anwendungsfälle im Hochbau [8]. Allerdings wird in dem Programm stets von ideal starren und verdrehbehinderten Bogauflegern ausgegangen. Die Stützlinie kann in den Auflagerbereichen und im Scheitel wahlweise innerhalb der Bogenrandfasern manuell variiert oder mittels einem automatisierten Iterationsalgorithmus optimiert werden. Den Einsatz von Arco zur Nachrechnung von Bögen und Gewölben hat Alsheimer [9] ausgiebig vorgestellt.

2.1.2 Finite Elemente Modellierung

Wichtigste Grundvoraussetzung bei der Modellierung von Bögen und Gewölben mit Hilfe der Finite-Elemente-Methode ist, dass die geringe Zugfestigkeit von Mauerwerk berücksichtigt wird. Das Material- und Tragverhalten von Mauerwerk kann numerisch mit Hilfe von kontinuums- oder diskontinuumsmechanischen Ansätzen beschrieben werden. Je nach Problemstellung wird zwischen diesen beiden Möglichkeiten unterschieden [10]. Wesentliches Merkmal der Diskontinuumsmechanik ist die Einführung von Kontaktbedingungen zwischen einzelnen Starrkörpern oder deformierbaren Körpern. Ein bei der iterativen Berechnung auftretendes Aufklaffen dieser Körper lässt sich so als Riss bzw. elasto-plastisches Gelenk deuten.

Die Genauigkeit der Modellierung kann über eine Makro- oder Mikromodellierung geregelt werden. Bei der Makromodellierung werden die Steine und Fugen in einem Ersatzkontinuum

zusammengefasst. Das Modell unterscheidet nicht zwischen Stein und Mörtel. Die Makromodellierung ist ein reiner kontinuumsmechanischer Ansatz, bei dem sich Risse in plastischen Dehnungen widerspiegeln.

Bei der Mikromodellierung werden Steine und Mörtel getrennt modelliert. Falls die Steine und Fugen entsprechend der Realität modelliert sind, liegt ein sogenanntes detailliertes Mikromodell vor. Dem gegenüber werden beim vereinfachten Mikromodell Blöcke gebildet, die größer als die einzelnen Steine sind. Beim vereinfachten Mikromodell erscheint ausschließlich der diskontinuumsmechanische Ansatz sinnvoll. Hingegen ist beim detaillierten Mikromodell sowohl der kontinuumsmechanische als auch der diskontinuumsmechanische Ansatz denkbar.

Materialmodelle

Für die Berechnung stehen eine Reihe möglicher Materialmodelle zur Verfügung. Dabei können die Modelle sowohl in einem rein kontinuumsmechanischen Ansatz, als auch in der diskreten Modellierung zur Anwendung kommen. Der Übergang zwischen beiden Ansätzen ist zum Teil fließend. Die Einführung von Kontaktelementen bei einem kontinuumsmechanischen Ansatz kann die realitätsnahe Einschätzung über die Mitwirkung von Bauteilen u.U. verbessern.

Linear-elastisches Materialmodell

Das linear-elastische Materialmodell basiert auf der Annahme eines linearen Zusammenhangs zwischen Spannungen und Dehnungen eines Werkstoffs. Für spröde Werkstoffe, wie Beton oder Mauerwerk, ist diese Annahme eines linearen Zusammenhangs zwischen Spannungen und Dehnungen im unteren Spannungsbereich, der im Allgemeinen etwa 40 % der Bruchfestigkeit entspricht, gerechtfertigt. Gleiches gilt bis zum Erreichen der Zugfestigkeit. Nach Überschreiten der Zugfestigkeit kommt es jedoch zum schlagartigen Zugversagen und die plastischen Dehnungen in Form von Rissbildungen steigen je nach Sprödigkeit des Werkstoffes sehr stark an, was mit dem linear-elastischen Materialmodell nicht erfasst werden kann. In numerischen Simulationsrechnungen sollten Bereiche mit Zugspannungen über dem Grenzwert der Zugfestigkeit gesondert behandelt werden, was entweder durch das nachträgliche Einfügen von Trennungen oder die Wahl eines diskontinuumsmechanischen Ansatzes erfolgen kann.

DRUCKER/PRAGER-Materialmodell

Das elasto-plastische DRUCKER/PRAGER-Materialmodell eignet sich u. a. für unbewehrten Beton und, sofern ein isotroper Ansatz vereinfachend gerechtfertigt ist, auch für Mauerwerk. Im Gegensatz zum linear-elastischen Materialmodell ist es möglich, eine Plastizierung bei der Überschreitung der Zugfestigkeit zu simulieren. Die erforderlichen Eingangswerte, Kohäsion und innerer Reibungswinkel, sind dabei abzuschätzen (vgl. dazu auch [6]).

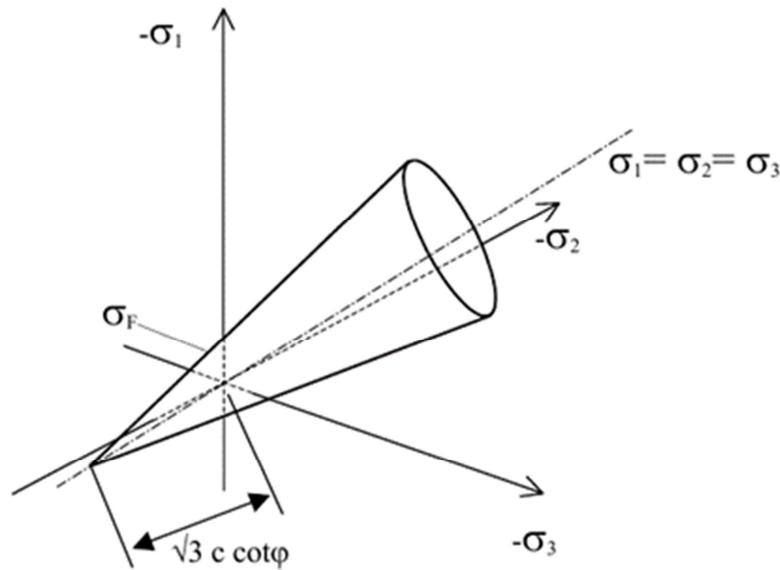


Abbildung 3: Fließbedingungen nach Drucker-Prager[10]

Kontinuumsmechanische Simulationen von spröden Baustoffen sind mit Hilfe dieses Materialmodells realitätsnäher als jene nach der linear-elastischen Theorie. Jedoch sind folgende Modelleinschränkungen zu nennen:

- Nichtberücksichtigung der Orthotropie von Mauerwerk
- Verbleiben von Zugspannungen in den plastizierten Zonen und damit Überbewertung der Tragfähigkeit gegenüber der Realität
- Konvergenzprobleme durch frühzeitige Bildung von Längsrissen als Folge der angenommenen Orthotropie (vgl. hierzu [6])

Materialmodell für Mauerwerk

Schlegel [10] entwickelte für den kontinuumsmechanischen Ansatz ein räumliches Materialmodell für Mauerwerk, welchem die Fließbedingungen nach Ganz [11] zugrunde liegen. Die erforderlichen Materialparameter sind nach [12]:

- Druck- und Zugfestigkeiten des Mauerwerks
- Winkel der inneren Reibung zwischen Stein und Fuge
- Kohäsion zwischen Stein und Fuge
- Steinabmessungen

Dieses Materialmodell ist kommerziell für das Programmsystem ANSYS verfügbar. Die Überschreitung von definierten Zug-, Schub- und Druckfestigkeiten führt zu plastischen Dehnungen, welche entsprechend als Risszonen zu interpretieren sind. Durch die Einführung von plastischem Dehnungsverhalten kann die Bildung von Rotationskörpern, Gelenklinien und Spannungsumlagerungen im Gewölbe nachvollzogen werden. Das Modell berücksichtigt auch die isotropen Eigenschaften des Mauerwerks sowie die Verblockung von Steinen. Dadurch ist die Ausrichtung der lokalen Koordinatensysteme der Finiten Elemente eine zwingende Voraussetzung.

Rotating Crack Model

Beim Rotating Crack Model wird angenommen, dass sich die Rissorientierung entsprechend den Hauptdehnungsrichtungen einstellt und im Riss keine Schubspannungen auftreten. Somit berücksichtigt das Modell die im Vergleich zur Druckfestigkeit relativ geringe Zugfestigkeit von Mauerwerk. Es berücksichtigt nur eine Zugfestigkeit, die für alle Richtungen gleich ist. Dadurch entfällt die Ausrichtung der lokalen Koordinatensysteme, was insbesondere bei komplexen Strukturen den Eingabeaufwand senkt. Ein großer Vorteil des Modells ist, dass für jedes Element, neben der plastischen Dehnung, auch eine Rissöffnung berechnet werden kann. Das Materialmodell wurde bereits für die Nachrechnung einer Mauerwerksgewölbebrücke in [13] eingesetzt.

2.1.3 Hybride Modellierung

Purtak et al. entwickelten eine praktikable Berechnungsmethode zur Nachrechnung bestehender Natursteinbogenbrücken in [14] bzw. [15]. Das Vorgehen lässt sich in zwei Schritte unterteilen. Im ersten Schritt wird ein sogenannter "Beanspruchungspfad im maßgebenden Schnitt des Bogens" berechnet. Dazu erfolgt eine Modellierung der Bogenbrücke mittels Scheibenelementen für die Natursteinblöcke und Kontaktelementen für die Mörtelfugen. Da Purtak die Anwendung auf Brücken beschränkt, welche aus großformatigen Blöcken errichtet sind, erscheint der Ansatz der vereinfachten Mikromodellierung realitätsnah. Für eine zu untersuchende Laststellung - z.B. einseitige Verkehrslast - wird die Verkehrslast schrittweise solange gesteigert, bis sich rechnerisch eine Gelenkkette ausbildet. Der Beanspruchungspfad ist dann die Entwicklung der Normalkraft N im maßgebenden Querschnitt über der bezogenen Exzentrizität $m=6e/d$ (vgl. Abbildung 5). Das Ende des Beanspruchungspfades ist durch eine Gelenkkettenbildung markiert. In der vereinfachten Mikromodellierung wird den einzelnen Blöcken ein Material mit linear-elastischem Ansatz zugeordnet. Dementsprechend bleibt das Druckversagen des Mauerwerks zunächst unberücksichtigt.

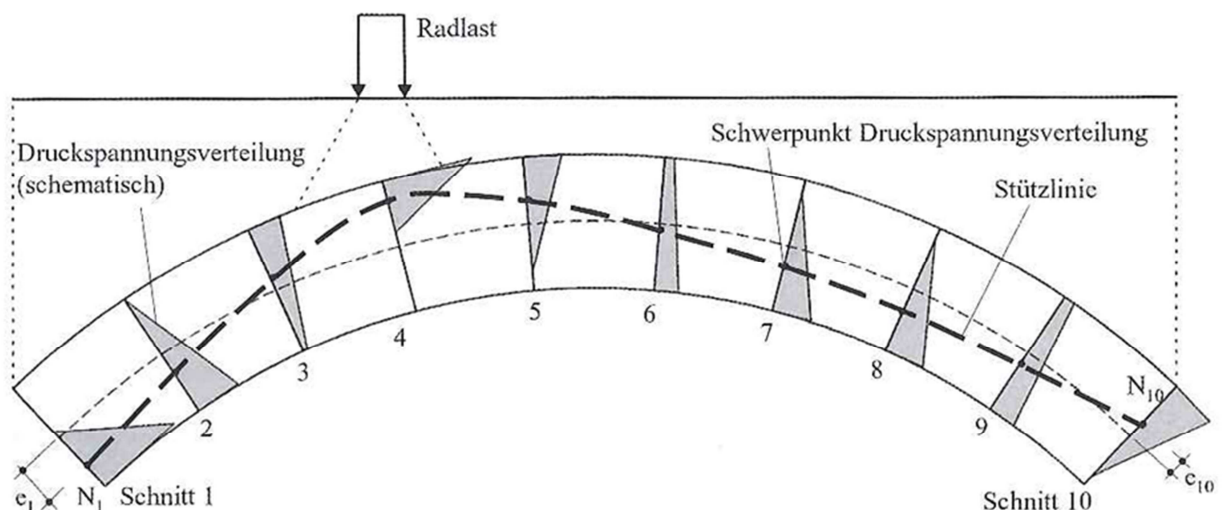


Abbildung 4: Berechnung der Stützlinie mittels vereinfachter Makromodellierung [14]

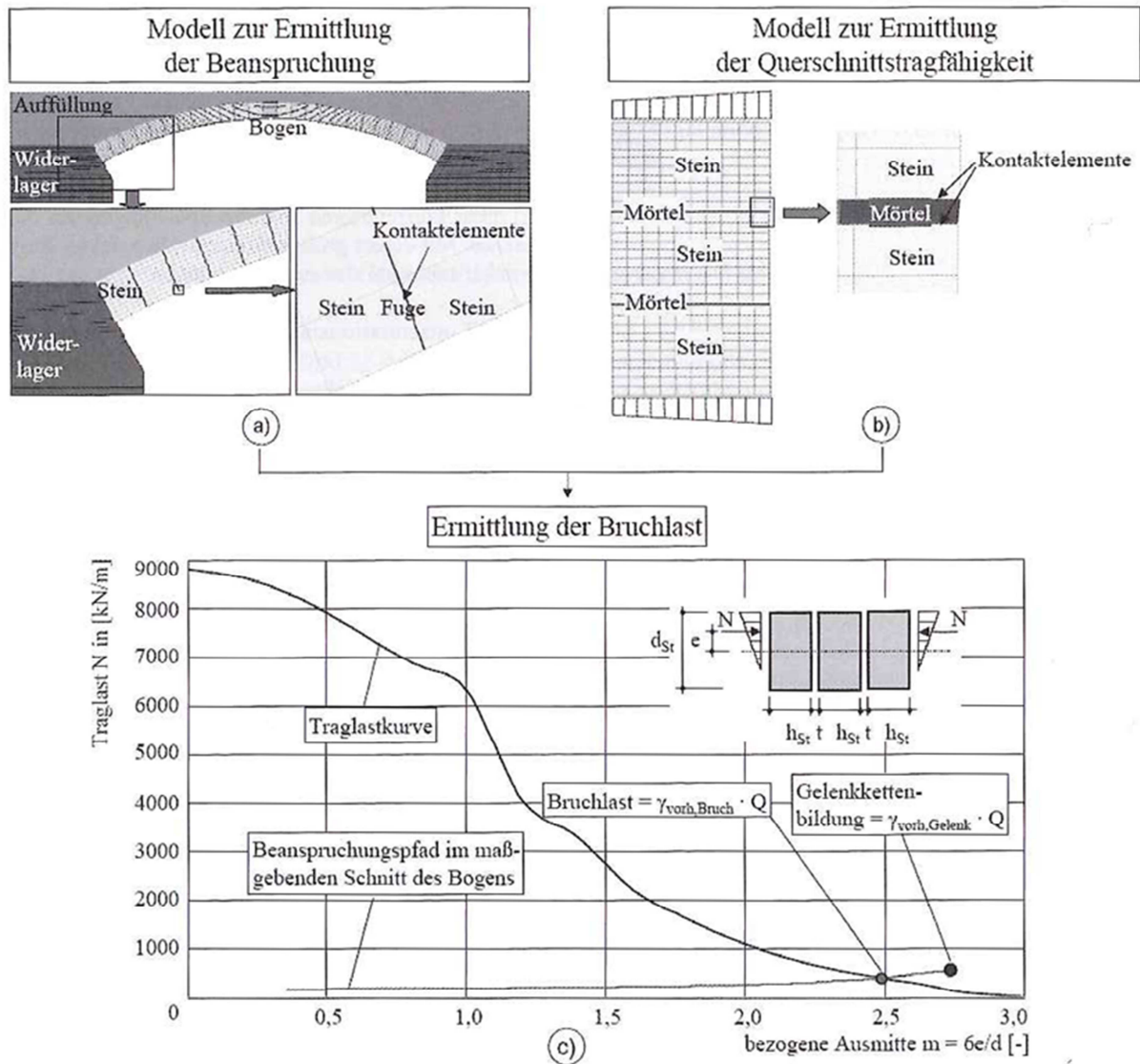


Abbildung 5: Ermittlung der Bruchlast am entkoppelten Diskontinuumsmodell[14]

Die Aufteilung in ein vereinfachtes und ein detailliertes Mikromodell bezeichnet Purtaq auch als entkoppeltes Diskontinuumsmodell. Für das Dreisteinmodell ist das Materialverhalten möglichst realitätsnah zu berücksichtigen. So kommen für die Steine das Mohr-Coulomb-Bruchkriterium und für den Mörtel das Materialmodell nach Drucker-Prager zum Einsatz. Zudem werden Kontaktelemente zwischen Mörtel und Stein angeordnet. Die Ermittlung der Traglastkurven ist relativ rechenintensiv und zeitaufwendig. Zudem sind die notwendigen nichtlinearen Materialmodelle nicht in allen FE-Systemen standardmäßig implementiert. Für einen praktischen Einsatz stellt Purtaq Traglastkurvenscharen für verschiedene Steindruck- und Zugfestigkeiten zur Verfügung (Abbildung 6). Damit vereinfacht sich der Modellierungsaufwand für den planenden Ingenieur auf den ersten Schritt – der vereinfachten Makromodellierung des Bogens zur Ermittlung des Beanspruchungspfad, was in Abbildung 7 dargestellt ist.

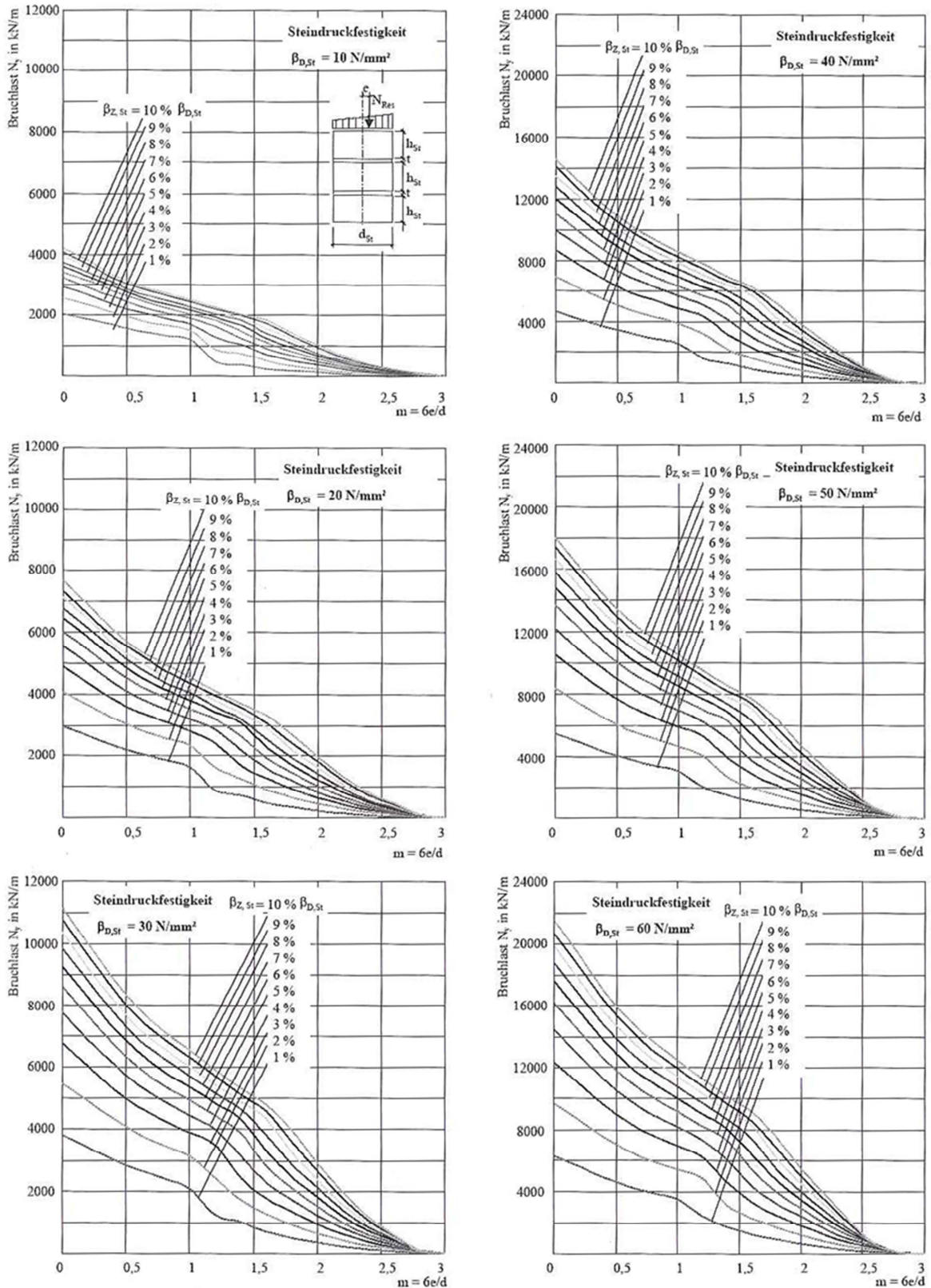


Abbildung 6: Traglastkurvenschaar für verschiedene Steindruckfestigkeiten [14]

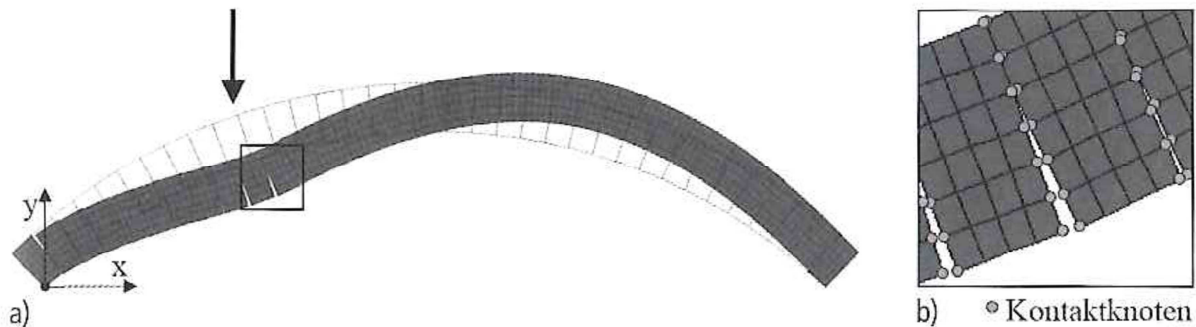


Abbildung 7: Entkoppeltes Diskontinuumsmodell mit klaffenden Fugen [14]

Der Ansatz des entkoppelten Diskontinuumsmodells lässt sich auch auf Volumenelemente anwenden, um so die positive Tragwirkung von Lastausbreitungen und Lastverteilungen mit zu erfassen [14].

2.2 Ansätze der mittragenden Wirkung von Überschüttungen

2.2.1 Lastverteilende Wirkung der Überschüttung

Für die Berechnung von Bogentragwerken sind keine allgemeingültigen Ansätze für die lastausbreitende Wirkung der Überschüttung bekannt. Sofern der planende Ingenieur eine Lastausbreitung rechnerisch ansetzen möchte, wird er sich vermutlich den üblichen Lastausbreitungswinkeln der Bodenmechanik bedienen.

Gilbert et al. verweisen in [17], neben der Wirkung des passiven Erddrucks in den Kämpferbereichen, auch auf die lastverteilende Wirkung der Überschüttung. In ihren Untersuchungen, die ausführlicher in Abschnitt 2.2.2 beschrieben werden, kommen sie zu dem Schluss, dass die übliche Annahme einer Verteilung der Verkehrslasten, mit einem vertikalen zu horizontalem Verhältnis von 2:1 mit konstanter Spannung auf dem Bogen, zu einer nicht konservativen Einschätzung der Grenzlast führen kann.

2.2.2 Ansatz horizontaler Erddrücke in den Kämpferbereichen

Sandkistenversuche von Gelfi

Gelfi führte experimentelle Untersuchungen an einem Sandkistenmodell durch, welches ein Halbkreisgewölbe mit einem Durchmesser von 4 m und einem Öffnungswinkel von 120° im Maßstab 1:5 repräsentieren sollte. Dabei verfolgt er die Hypothese, dass eine Halbseitenlast auf einem Bogen die Hinterfüllung verformt, welche wiederum einen entgegengesetzten passiven Erddruck hervorruft. Das Modell, was er hierzu benutzte, bestand aus vier Holzsegmenten, welche gelenkig miteinander verbunden waren und in einem Behälter mit Glaswänden eingefügt wurde (vgl. Abbildung 8). Das kinematische System ist zweifach statisch unterbestimmt, sodass der horizontale passive Erddruck für die Stabilität entscheidend ist. Die Holzsegmente wurden temporär für den Einbau der Hinterfüllung gesichert. Vor dem Entfernen der temporären Sicherung wurde zur Herstellung des Gleichgewichtes eine Scheitellast am obersten Gelenk aufgebracht. Die Überschüttungshöhen über dem Scheitel wurden mit 10 bzw. 40 mm und der Abstand zwischen Kämpfer und vertikaler Außenwand des Behälters mit 35 bzw. 165 mm variiert. Der

Sand wurde ohne Verdichtung eingebracht, besaß ein Größtkorn von 0,8 mm, hatte eine Wichte von 13,14 kN/m³ und einen inneren Reibungswinkel von 32°.

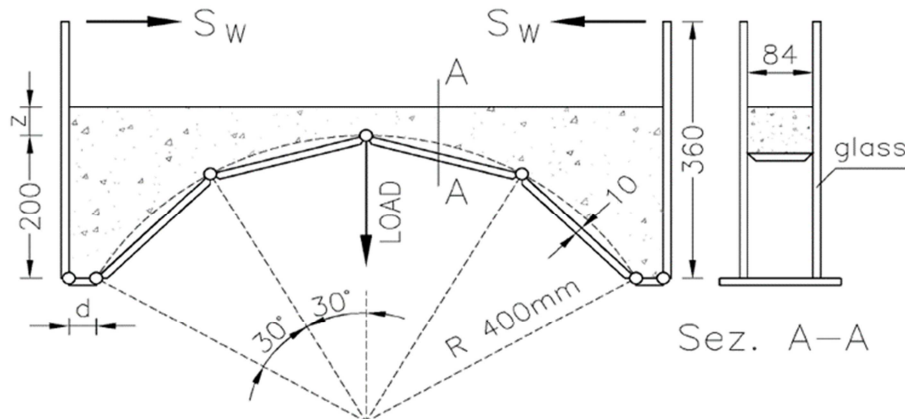


Abbildung 8: Schematische Darstellung des Sandkistenversuchs von Gelfi [8]

Gelfi beschreibt in [8] alle mechanischen Zusammenhänge des von ihm gewählten Modells, sodass anhand der Messung der eingetragenen Kraft im Scheitel, der Vertikalverformung des Scheitels sowie der Horizontalkräfte zur Festhaltung der Außenwände am Wandkopf (S_w in Abbildung 8) Rückschlüsse auf die Größe des sich einstellenden passiven Erddrucks im Kämpferbereich gezogen werden können. Gelfi unterstellt für seinen Ansatz eine lineare Spannungsverteilung σ über die Höhe h des Erdstoffs mit der Wichte γ .

$$\sigma = k_p \cdot \gamma \cdot h \quad (1)$$

Der Beiwert für den passiven Erddruck sei nach Gelfi hauptsächlich vom Drehwinkel des untersten Holzsegmentes abhängig, was auf einen Verdichtungseffekt zurückzuführen sei. Für die funktionale Beziehung zwischen diesem Drehwinkel und dem Erddruckbeiwert k_p orientierte sich Gelfi an [20]. Dabei handelt es sich um empfohlene Beiwerte für den passiven Erddruck von Sand bei vertikalen Stützwänden, welche von der Lagerungsdichte und der Fußpunktverdrehung abhängig sind. Für seine Versuchsergebnisse ermittelte er folgende, angepasste funktionale Beziehung:

$$k_p = k_0 + 14,5\sqrt{\vartheta} \quad (2)$$

Dabei stellt k_0 den Erdrückbeiwert und ϑ den Drehwinkel des Bogens am Kämpfer dar. Interessant ist, dass bei den Versuchen die Variation des Abstandes zwischen Kämpfer und vertikaler Behälterwand einen vernachlässigbaren Einfluss hatte.

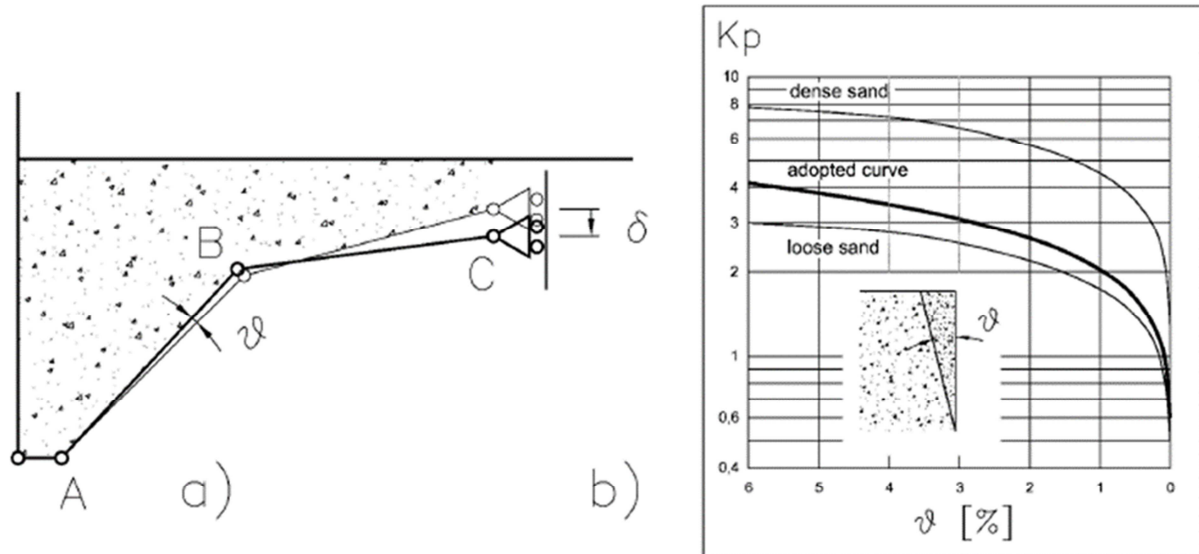


Abbildung 9: Drehwinkelabhängiger Beiwert für den passiven Erddruck nach Gelfi [8]

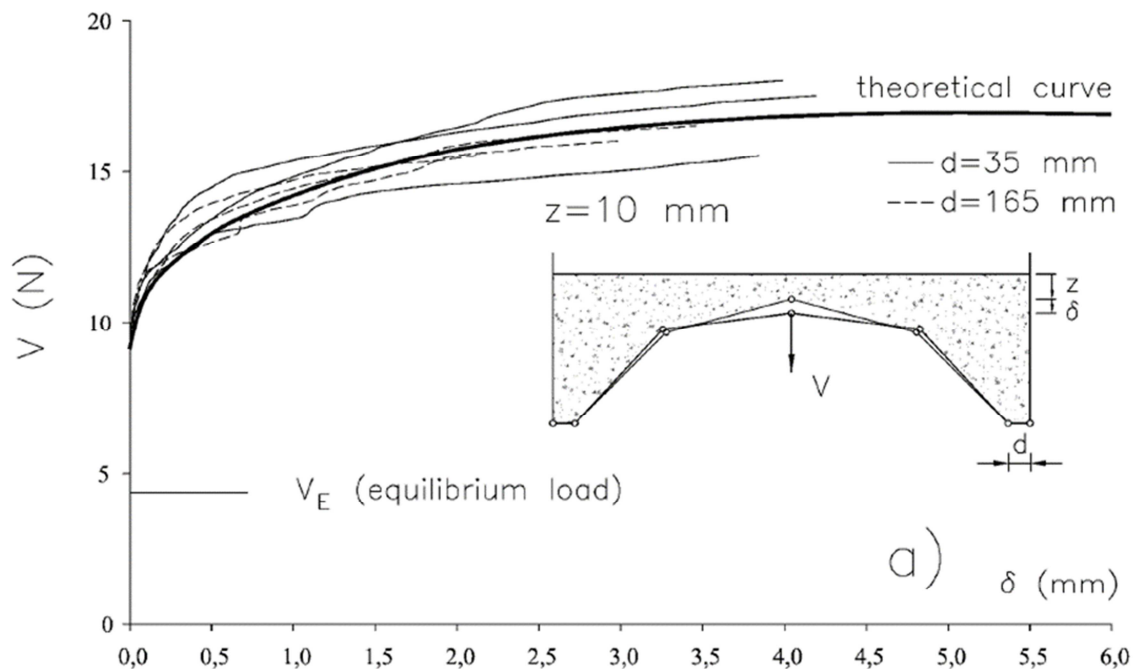


Abbildung 10: Experimentelle und berechnete Vertikallasten bei 10 mm Scheitelüberdeckung [8]

Gelfi demonstrierte die Wirkung des passiven horizontalen Erddrucks im Kämpferbereich am Rechenbeispiel eines Korbbogens von 5 m Spannweite und 2 m Stichhöhe. An dieser Stelle machte er auch deutlich, dass der traglaststeigernde Ansatz des passiven Erddrucks im Kämpferbereich, hauptsächlich bei Gewölbekonstruktionen mit einem kleinen Stützweite-zu-Stichhöhenverhältnis Einfluss besitzt: "The relatively high rise will enhance the influence of horizontal pressures." [8]. In dem Beispiel schätzte er den Erddruck mit einem Beiwert von $k_p = 1,0$ ab, was nach seinen Untersuchungen eine Rotation von 0,08 % voraussetzt. Bei dem 2 m hohen Gewölbe würde das einer horizontalen Verschiebung von 1,6 mm im Scheitelbereich entsprechen.

Sandkistenversuche von Gilbert et al.

Gilbert et al. stellen in [17] eine Serie von Sandkistenversuchen vor. Ziel der Versuche war es, die mittragende Wirkung der Hinterfüllung hinsichtlich ihrer positiven Wirkung auf das Tragverhalten zu untersuchen. In ihren Vorüberlegungen gingen sie, neben der bereits bekannten Wirkung der Eigenlast, von folgenden zwei zusätzlichen tragfähigkeitssteigernden Einflüssen aus:

1. Die Überschüttung wirkt lastverteilend bei in der Grundfläche begrenzten Verkehrslasten.
2. In der Hinterfüllung wird ein passiver Erdwiderstand im Kämpferbereich mobilisiert.

In ihren Vorüberlegungen gingen sie außerdem davon aus, dass der gesamte passive Rankin'sche Erddruck nicht aktiviert werden kann, da die hierzu erforderlichen Verschiebungen für Bögen zu groß seien. Mit Hilfe einer Versuchsserie und zwei unterschiedlichen Ansätzen von Vergleichsrechnungen unternahmen sie den Versuch, die mittragenden Einflüsse des Erdstoffs zu quantifizieren.

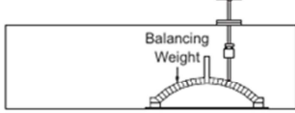



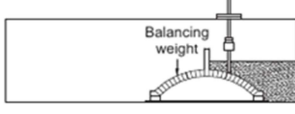
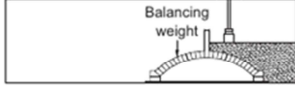
Für die experimentellen Untersuchungen wählten sie ein kleinmaßstäbliches Modell eines Halbkreisbogens mit 380 mm lichter Weite und 85 mm lichter Höhe. Der Bogen wurde aus 25 Keilsteinen zusammengesetzt und in einem Behälter aus Acrylglas errichtet um die Bodenbewegungen mittels PIV (particle image velocimetry) zu beobachten. Als Hinterfüllmaterial wurde trockener Sand mit einem Korndurchmesser von ca. 0,5 bis 1,0 mm, einer Wichte von 16,5 kN/m³ und einem Winkel der inneren Reibung von 43,8° gewählt. Die Lasteinleitung erfolgte mittels einer Schraubkonstruktion mit der die Last schrittweise gesteigert wurde. Der Reibungswinkel zwischen Hinterfüllmaterial und Acrylglas wurde mit 8° ermittelt. Im Experiment sollten folgende Wirkungen der Hinterfüllung separiert werden:

- Lastausbreitung der Verkehrslast
- passiver Erdwiderstand im Kämpferbereich auf der entgegengesetzten Bogenhälfte der Lasteinleitung
- aktiver Erddruck auf der Bogenhälfte der Lasteinleitung

In Tabelle 1 sind die hierfür entwickelten, verschiedenen Hinterfüllungsszenarien aufgeführt.

Für die Nachrechnung mittels numerischer Simulationen wendeten sie zwei unterschiedliche Modellierungsstrategien an. Die erste Modellierungsart nennen die Autoren "rigid block limited analysis". Dabei handelt es sich um eine vereinfachte, diskrete FE-Modellierung mit Festkörpern und Kontaktelementen. Für die Modellierung des Bodens mussten semiempirische Lastausbreitungen und passive Widerstandseigenschaften spezifiziert werden. Zur Berücksichtigung des passiven Erddruckanteils auf der gegenüberliegenden Bogenhälfte der einwirkenden Verkehrslast wurden kalibrierte Stabelemente eingesetzt, die sie als "backfill elements" bezeichneten (vgl. Abbildung 11).

Tabelle 1: Hinterfüllungsszenarien der Sandkistenversuche von Gilbert et al. [17]

Test [Key*]	Arrangement	No. of tests [No. without extended keystone]	Description
T1 [---]		3 [3]	<ul style="list-style-type: none"> ■ No active fill ■ Passive fill represented by dead load only ■ No live load distribution
T2 [-P-]		3	<ul style="list-style-type: none"> ■ No active fill ■ Full passive fill ■ No live load distribution
T3 [AP-]		3 [3]	<ul style="list-style-type: none"> ■ Active fill ■ Passive fill ■ No live load distribution
T4 [APL]		3 [3]	<ul style="list-style-type: none"> ■ Active fill ■ Passive fill ■ Full live load distribution
T5 [A--]		3	<ul style="list-style-type: none"> ■ Active fill ■ Passive fill represented by dead load only ■ No live load distribution
T6 [A-L]		3	<ul style="list-style-type: none"> ■ Active fill ■ Passive fill represented by dead load only ■ Full live load distribution

*A = active; P = passive; L = load spreading

Bei dem zweiten Modellierungsansatz, genannt "discontinuity layout optimisation", kurz DLO, wurde auf vorgegebenen, möglichen Scherfugen der kritische Bruchmechanismus im Boden und die korrespondierende Bruchlast berechnet (vgl. Abbildung 12). Nach den Angaben der Verfasser sind dabei keine iterativen Prozesse, wie z.B. bei nichtlinearen FE-Simulationen, notwendig. Das Verfahren ist in [18] beschrieben. Für die Simulation der Bogenversuche wurden sowohl der Boden als auch das Mauerwerk mit entsprechenden potentiellen Scherfugen modelliert. Mit der Modellierungsmethode ist es zwar möglich, einen Versagensmechanismus zu berechnen, allerdings können keine Aussagen über Spannungen, Verschiebungen oder Verzerrungen getroffen werden.

Obwohl die Wandreibung bei den numerischen Berechnungen unberücksichtigt blieb, konnte laut den Verfassern sowohl mit der "rigid block method" als auch mit "discontinuity layout optimisation" eine gute Übereinstimmung der berechneten Grenzlaster mit den experimentell ermittelten Versagenslasten erzielt werden. Dabei mussten jedoch Anpassungen für den maximal auftretenden passiven Erddruck eingeführt werden um das Tragverhalten nicht zu überschätzen. Die gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen ergab sich bei etwa einem Drittel des Rankine'schen Erddrucks.

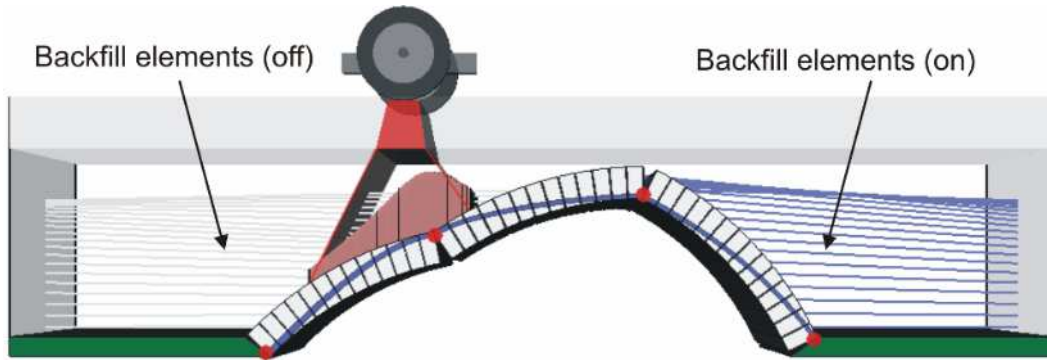


Abbildung 11: Beispiel einer "rigid block limited analysis"[19]

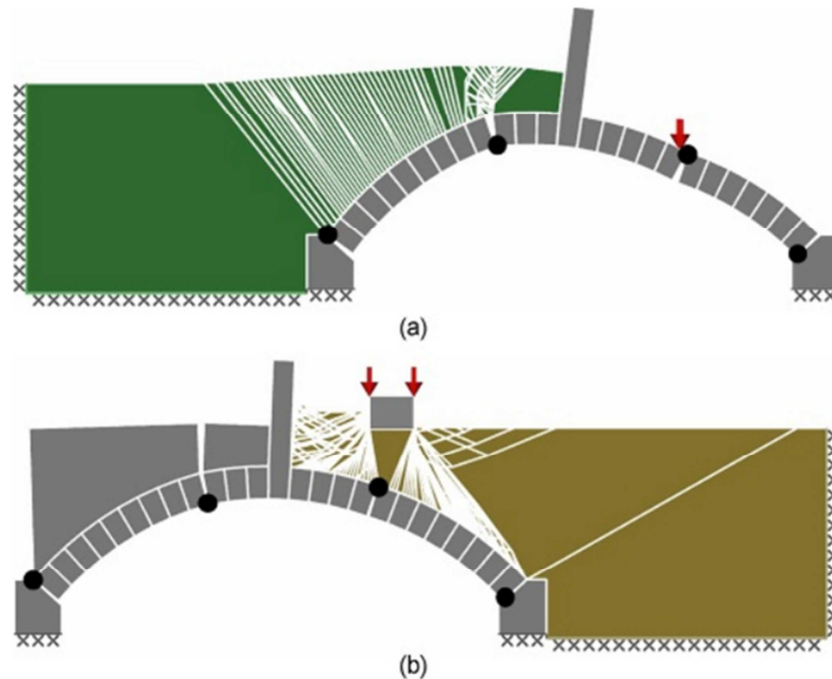


Abbildung 12: Beispiel einer DLO-Berechnung (discontinuity layout optimisation); (a) alleinige Wirkung des passiven Erddrucks; (b) Wirkung des aktiven Erddrucks der Hinterfüllung und lastverteilende Wirkung der Überschüttung [17]

2.2.3 Mittragende Wirkung der Überschüttung in Lasteinleitungsbereichen

In den vorausgegangenen Abschnitten wurde aufgezeigt, wie sich die Hinterfüllung auf verschiedene Art und Weise am Lastabtrag beteiligt oder im Zusammenspiel mit dem Bogenmauerwerk traglaststeigernd wirkt. Wird eine starre Lagerung des Bogens vorausgesetzt, können zusammenfassend folgende Einflüsse qualitativ benannt werden, die in der Literatur hinreichend diskutiert wurden bzw. versucht wird, auf dem derzeitigen Stand des Wissens durch weitergehende Untersuchungen eine quantitative Bewertung vorzunehmen:

1. Durch die Eigenlast der Überschüttung kommt es bei asymmetrischen Verkehrslasten (z.B. Halbseitenlast) zu geringeren Ausmitten der Stützlinie. Die Stützlinie verbleibt auch bei höherer Belastung im Bogenquerschnitt.
2. Die Überschüttung wirkt lastverteilend. Die Punkt- und Blocklasten werden über eine größere Fläche in den Bogen eingeleitet (vgl. z.B. [17]).

3. Beim Versagen durch eine Gelenkkette lässt sich ein Anteil des passiven Erdwiderstands der Hinterfüllung mobilisieren, welcher dem Versagensmechanismus entgegensteht (vgl. z.B. [17], [8]). Dieser Effekt tritt umso stärker auf je kleiner das Verhältnis Stichhöhe zu Stützweite ist.

Neben diesen drei Punkten gibt es einen weiteren Effekt, der in der Literatur weitaus weniger bzw. nicht diskutiert wird. Die Ausmitte der Stützlinie führt zu einer Biegebeanspruchung des Bogens und damit zu einer Krümmung der Bogenachse. Dabei ist die Durchbiegung im Bereich der Last stets nach unten bzw. in Richtung des Bogenmittelpunktes gerichtet. Unter der Voraussetzung einer ausreichend großen Schubkraftübertragung zwischen Mauerwerk und Hinterfüllmaterial wird diese Krümmung auch dem Boden aufgezwungen, wodurch im Boden entsprechende tangential wirkende Druckspannungen hervorgerufen werden. Ansatzweise wurde dieser Effekt in [21] aufgegriffen. Allerdings wurde dabei unterstellt, dass der Mauerwerksquerschnitt und ein nahezu beliebig vorgewählter Bodenquerschnitt vollständig auf Biegung wirken. Die für die Berechnung vorgeschlagenen Formeln führen teilweise zu Zugspannungen im Mauerwerk und im Boden, was aufgrund der geringen bzw. nicht vorhandenen Zugfestigkeiten kritisch zu hinterfragen ist.

2.3 Zwischenfazit

Für die Berücksichtigung der mittragenden Wirkung von Gewölbeüberschüttungen auf der Widerstandsseite sind in der Literatur bereits Untersuchungen und Modellvorschläge anzutreffen. Jedoch wurden hierzu meist nur Bogenstrukturen mit einem relativ großen Verhältnis von Stichhöhe zu Kämpferabstand herangezogen. Für derartige Bögen wird i.d.R. ein Versagen unter Halbseitenlast maßgebend, bei dem der Bogen in Form einer kinematischen Kette versagt. Bei diesem Versagensmechanismus wird im Kämpferbereich anteilig passiver Erddruck mobilisiert, der diesem Versagensmechanismus einen Widerstand entgegensetzt. Bei flachen Gewölben, wie sie zumeist im allgemeinen Hochbau anzutreffen sind, ist das Versagen in Form einer kinematischen Kette unter Halbseitenlast jedoch weniger kennzeichnend. Aus diesem Grund wird im Folgenden die Idee des Verbundquerschnitts aufgegriffen und theoretisch so weiter aufbereitet, dass Zugspannungen im Mauerwerk und im Boden bei der Berechnung ausgeschlossen sind. Die in Abschnitt 4 beschriebenen Belastungsversuche sollen die aufgestellte Hypothese untermauern. Gelingt es die mittragende Wirkung des Bodens auf Biegebeanspruchungen nachzuweisen und ein entsprechendes Berechnungsmodell zu formulieren, könnten insbesondere flache Bögen, also Bögen mit einem großen Stützweite-zu-Stichhöhenverhältnis, rechnerisch wesentlich realitätsnaher beurteilt werden. Die entwickelten theoretischen Ansätze könnten auch für Ertüchtigungsmaßnahmen, z.B. dem Ersatz der Überschüttung mit Magerbeton, als Grundlage dienen.

3 Hypothese zur mittragende Wirkung der Überschüttung im Lasteinleitungsbereich

3.1 Spannungsverteilung im Bogen ohne Ansatz der Überschüttung

Unter der Annahme linearer Spannungs-Dehnungsbeziehungen auf Druckbeanspruchung und unter der Annahme, dass Mauerwerk keine Zugspannungen aufnehmen kann, ergeben sich im Mauerwerk blockförmige, trapezförmige oder dreieckige Spannungsverteilungen über die Höhe des Bogenquerschnitts (vgl. Abbildung 13). Welche Spannungsverteilung auftritt ist abhängig von der Exzentrizität der Stützlinie. Blockförmige Spannungen treten auf, wenn sich die Stützlinie in der Schwerachse des Querschnitts befindet. Liegt die Stützlinie noch innerhalb der ersten Kernweite des Querschnitts, kommt es zu einer trapezförmigen Spannungsverteilung über die Querschnittshöhe. Außerhalb der ersten Kernweite ist die Spannungsverteilung dreiecksförmig und es tritt eine klaffende Fuge auf, da Zugspannungen im Mauerwerk ausgeschlossen sein sollen.

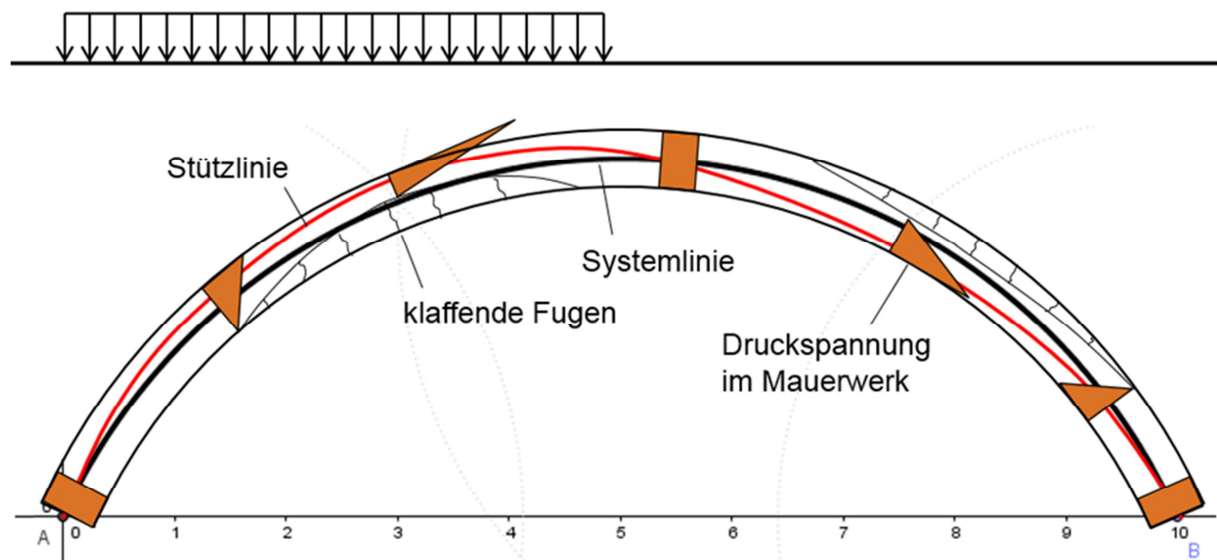


Abbildung 13: Spannungen im Bogenmauerwerk unter Halbsseitenlast

Anders als bei Wänden kann die Stützlinie auch außerhalb der zweiten Kernweite liegen, solange die auftretenden Druckspannungen durch das Mauerwerk aufgenommen werden. Gilt weiterhin die Annahme einer linearen Spannungs-Dehnungsbeziehung für die hohen Druckspannungen, kann auch in diesem Fall von einer dreiecksförmigen Spannungsverteilung ausgegangen werden. In der Realität hingegen kommt es zur Mikrorissbildung bis hin zur Festigkeitsabnahme, was mit der Zerstörung der Druckzone und Abplatzungen einhergeht. Purtağ hat in [16] ausführlich diesen Bruchmechanismus für großformatiges Natursteinmauerwerk untersucht.

3.2 Mitwirkung der Überschüttung als Verbundquerschnitt

3.2.1 Hypothese und Modellannahmen

Die Exzentrizität der Stützlinie infolge einer Belastung führt zu einer zusätzlichen Biegebeanspruchung im Bogen und damit zu einer zusätzlichen Krümmung der Bogenachse. Wird eine schubfeste Verbindung zwischen Mauerwerk und Boden unterstellt, so wird diese Krümmung vollumfänglich auch dem Boden aufgezwungen. Solange die Scherfestigkeit des Bodens nicht überschritten wird, treten in Abhängigkeit der Elastizitätsmoduln entsprechende Spannungen auf, die einer Biegebeanspruchung zuzuschreiben sind. Unter folgenden Annahmen, woraus später Anwendungsgrenzen definiert werden müssen, kann von einem klassischen Verbundquerschnitt ausgegangen werden:

Annahme 1: Es liegt eine schubfeste Verbindung zwischen Mauerwerk und Boden vor.

Annahme 2: Die Scherfestigkeit des Bodens wird an keiner Stelle überschritten.

An dieser Stelle sei angemerkt, dass bedarfsweise auch ein nachgiebiger Verbund zwischen Boden und Mauerwerk, z.B. im Falle einer Abdichtung, berücksichtigt werden kann. Der nachgiebige Verbund wird über einen Nachgiebigkeitsfaktor eingeführt, der zwischen Null und Eins liegt. Dabei bedeutet Null keine Schubkraftübertragung in der Verbundfuge und Eins ideale Schubfestigkeit. Der Betrag richtet sich nach der Größe der zu übertragenden tangential wirkenden Schubspannung in der Fuge, dem ansetzbaren Reibungswinkel am Extrados und der auftretenden und den radial wirkenden Normalspannung am Extrados. Der Wert des Nachgiebigkeitsfaktors muss aufgrund der Abhängigkeiten iterativ ermittelt werden.

Werden die Modellannahmen weiter ausgeweitet, so ist es möglich, die Spannungsverteilung über die Querschnittshöhe sowohl im Mauerwerk, als auch im Boden zu berechnen. Entsprechend werden die Modellannahmen ergänzt mit:

Annahme 3: Die Teilquerschnitte des Bodens und des Mauerwerks bleiben eben.

Annahme 4: Es bestehen lineare Spannungs-Dehnungsbeziehungen für das Mauerwerk und den Boden.

Die Modellannahmen Annahme 1 bis Annahme 4 ähneln zunächst der Modellvorstellung eines klassischen Verbundquerschnitts, womit sich die Spannungsverteilungen infolge Biegung mit Normalkraft berechnen lassen.

Die Biegelehre geht allerdings von der Zulässigkeit von Biegezugspannungen aus, was sowohl für das Mauerwerk als auch den Boden nicht zutreffend ist. Entsprechend können, bei der Anwendung des klassischen Verbundquerschnitts auf Bogentragwerke, ebenfalls Zugspannungen im Mauerwerk oder im Boden auftreten. Ähnlich wie beim Spannungsnachweis im Mauerwerk allein, muss die mitwirkende Querschnittsfläche im Vorfeld rechnerisch begrenzt werden. Demnach muss zusätzlich gelten:

Annahme 5: Zugspannungen sind nicht zugelassen. Auf Zug beanspruchte Querschnittsteile fallen bei der Übertragung von Schnittkräften aus.

Heyman [6] konstatierte bereits, dass ein tangenciales Schubversagen der Lagerfugen bei den Nachweisen von Bögen und Gewölben i.d.R. nicht maßgebend wird, was auch Holzer in [3] bestätigt. Ausnahmen können sehr hohe, punktuelle Einzellasten sein. Bei hohen dünnwandigen Gewölben, welche in zwei Achsen gekrümmt sind, wie zum Beispiel bei

neugotischen Gewölben, kann es auch vorkommen, dass infolge der Horizontalverschiebung der Kämpfer Teile des Gewölbes allseitig Zug erfahren und herausfallen, vgl. [22]. Da diese beiden Fälle Ausnahmen darstellen, soll für die weitere Betrachtung gelten:

Annahme 6: Ein Schubversagen senkrecht zur Bogenachse ist ausgeschlossen.

Ein entsprechender Nachweis auf Versagen der Lagerfuge auf Schub in radialer Richtung kann bedarfsweise und unabhängig des hier beschriebenen Berechnungsmodells zusätzlich geführt werden.

3.2.2 Abgrenzung der mitwirkenden Querschnittsteile

Sowohl das Mauerwerk als auch die Hinterfüllung, welche i.d.R. aus nicht bindigem Boden besteht, besitzen keine Zugfestigkeit. Entsprechend wurde in Abschnitt 3.2.1 die Annahme formuliert, dass Querschnittsteile auf Zug ausfallen. Die auf Druck mittragenden Querschnittsteile müssen im Vorfeld der Spannungsberechnung so abgegrenzt werden, dass keine Zugspannungen auftreten. Geht man von einer Hinterfüllung aus, deren Geländeoberkante ausreichend weit vom Extradados entfernt ist und legt die Annahmen in Abschnitt 3.2.1 zugrunde, so lässt sich eine bogenförmige Linie finden, an der die Spannungen im Boden zu Null werden (siehe Abbildung 14). Stünde dieser gesamte Boden zur Verfügung, so würden auch im Mauerwerk in diesem Bereich keine klaffenden Fugen vorhanden sein. Die für den Verbundquerschnitt mögliche Stützzlinie verlagert sich in diesem Bereich weiter nach außen.

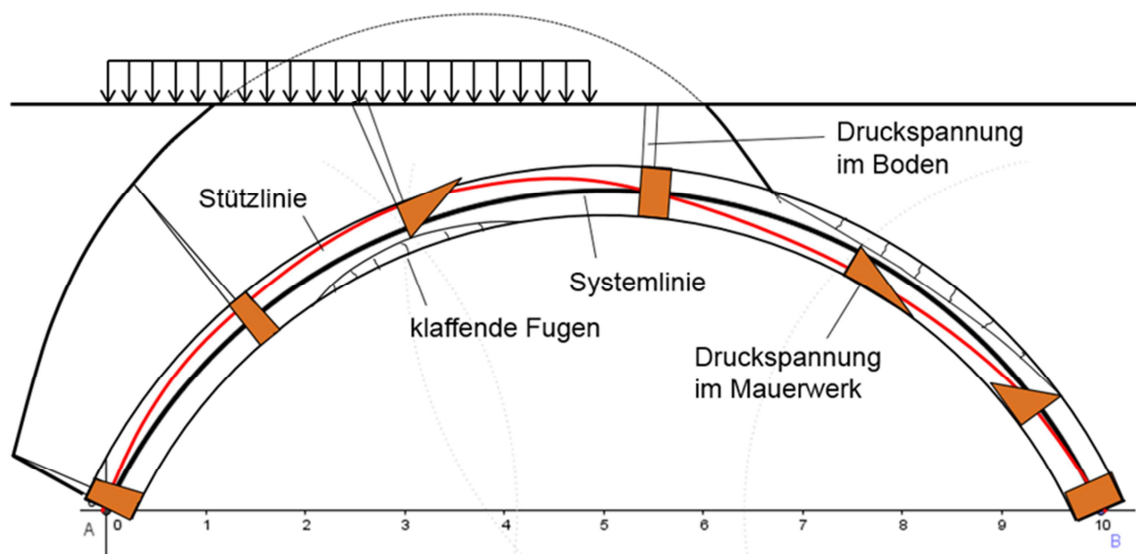


Abbildung 14: Spannungen im Bogenmauerwerk und in der Hinterfüllung unter Ausgrenzung der nicht mittragenden Querschnittsteile

Wird die bogenförmige Nulllinie im Boden durch die Geländeoberkante geschnitten, ist der für den Lastabtrag verfügbare Bodenquerschnitt begrenzt und es kann sich, ähnlich wie in Abbildung 13, bei dem keine Überschüttung mitwirkt, ein Bereich klaffender Fugen ausbilden. Der Unterschied besteht allerdings darin, dass die Tiefe der klaffenden Fuge aufgrund der Mitwirkung des Bodens kleiner ist und die maximalen Druckspannungen im Mauerwerk geringer sind.

Im Vergleich zum reinen Mauerwerksquerschnitt stellen sich beim Verbundquerschnitt die erste und zweite Kernweite anders dar. Diese ist weiter in Richtung Extradados verlagert und

reicht mitunter bis in das Überschüttungsmaterial hinein. Dies hat zur Folge, dass sich theoretisch in bestimmten Bogenabschnitten, respektive jenen, in denen die Grenzlinie des Bodens nicht durch die Geländeoberkante bestimmt wird, die Spannungsverteilung über die Höhe des Gewölbequerschnitts umkehrt. An jenen Stellen, wo ohne Berücksichtigung des Bodens die maximalen Druckspannungen am Extrados vorzufinden sind (vgl. Abbildung 13), zeigen sich bei Betrachtung des Verbundquerschnitts die maximal auftretenden Druckspannungen am Intrados (vgl. Abbildung 14). Diese sind zwar betragsmäßig kleiner, dennoch mag zunächst der Umstand verwundern, dass sich die Spannungsverteilung über die Höhe umkehrt. Diese Umkehr der Spannungsverteilung lässt sich am besten durch die veränderten Kernquerschnitte nachvollziehen.

Die Grenzlinien im Boden und im Mauerwerk, wo die Spannungen im Zusammenspiel der beiden Querschnittsteile verlaufen, konnten bislang nur iterativ ermittelt werden. Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens wurden die mathematischen Zusammenhänge hierzu hergeleitet. Es ist zu unterscheiden, ob die Grenzlinie im Boden (Fall 1) oder im Mauerwerk (Fall 2) berechnet werden soll. In beiden Fällen führt die Lösung zu einem Polynom dritten Grades, dessen positive Nullstelle der radiale Abstand der jeweiligen Grenzlinie vom Extrados ist.

Fall 1 - Grenzlinie in der Hinterfüllung

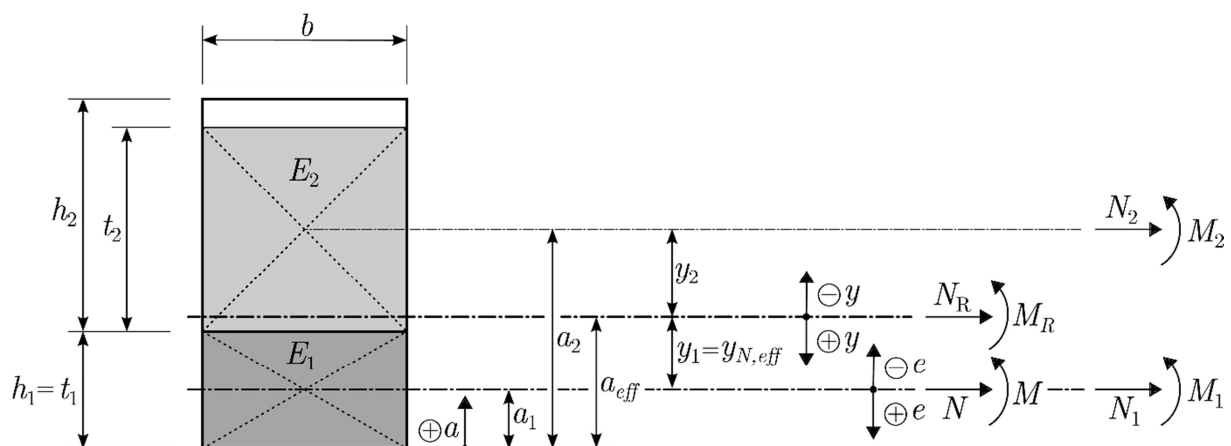


Abbildung 15: Verbundquerschnitt mit Grenzlinie in der Hinterfüllung (Fall 1)

Die Abbildung 15 zeigt einen Verbundquerschnitt, welcher auf den Modellannahmen in Abschnitt 3.2.1 beruht. Dabei stellt der untere Querschnitt das Mauerwerk mit dem Elastizitätsmodul E_1 und der obere Querschnittsteil die Überschüttung mit dem Elastizitätsmodul E_2 dar, wobei letzterer so begrenzt werden soll, dass an der Oberkante keine Zugspannungen auftreten. Die äußere Belastung greift mit N und M in der Schwerelinie des Mauerwerksquerschnitts an. Im hier dargestellten Fall 1 soll der Querschnitt der Überschüttung so begrenzt werden, dass infolge dieser äußeren Belastung die Spannung zu Null wird. Dabei wird angenommen, dass eine negative Normalkraft (Druck) und ein positives Biegemoment (Zug am Intrados) einwirken.

Zunächst werden die formelmäßigen Zusammenhänge zur Berechnung der Spannungsverteilungen für diesen Verbundquerschnitt zusammengetragen. Da es sich bei Bögen und

Tonnengewölben i.d.R. immer um Rechteckquerschnitte handelt, sind die Schwerpunktlagen a_i , die Querschnittsflächen A_i und die Flächenträgheitsmomente I_i der beiden Teilquerschnitte $i \in \{1,2\}$ sehr einfach bestimmbar.

$$a_1 = h_1 - \frac{1}{2}t_1 \qquad a_2 = h_1 + \frac{1}{2}t_2 \qquad (3)$$

$$A_i = b \cdot t_i \qquad I_i = \frac{b \cdot t_i^3}{12} \qquad (4)$$

Die effektive Dehnsteifigkeit des Gesamtquerschnitts $(EA)_{eff}$ ist:

$$(EA)_{eff} = E_1A_1 + E_2A_2 \qquad (5)$$

Der Schwerpunktlage des neuen Querschnitts a_{eff} berechnet sich zu:

$$a_{eff} = \frac{(EA)_1a_1 + (EA)_2a_2}{(EA)_1 + (EA)_2} \qquad (6)$$

Auf dieser Linie können die in der Schwerelinie des Mauerwerksquerschnitts angreifenden äußeren Belastungen N und M transformiert werden, was in Abbildung 15 mit N_R und M_R dargestellt ist. Die effektive Biegesteifigkeit des Gesamtquerschnitts $(EI)_{eff}$ ist

$$(EI)_{eff} = (EI)_1 + (EA)_1 \cdot y_1^2 + (EI)_2 + (EA)_2 \cdot y_2^2 \qquad (7)$$

Die darin anzusetzenden Hebelarme der Teilquerschnitte y_1 und y_2 berechnen sich zu

$$y_1 = a_{eff} - a_1 \qquad \text{bzw.} \qquad y_2 = a_{eff} - a_2 \qquad (8)$$

Die im Bogen wirkende Normalkraft N ruft infolge der anzusetzenden Verträglichkeitsbedingungen am Verbundquerschnitt eine Dehnungsänderung ε hervor:

$$\varepsilon = \frac{N}{(EA)_{eff}} \qquad (9)$$

Unter Beachtung des Ersatzmomentes $N \cdot y_{N,eff}$, welches sich durch die neue Schwerpunktlage ergibt, ist die Krümmungsänderung κ am Verbundquerschnitt:

$$\kappa = \frac{M + N \cdot y_{N,eff}}{(EI)_{eff}} \qquad (10)$$

Dabei ist der Versatzhebelarm $y_{N,eff}$:

$$y_{N,eff} = a_{eff} - \frac{1}{2}h_1 \qquad (11)$$

Mit Hilfe der Dehnungs- und Krümmungsänderungen können die Schnittkraftanteile, welche auf das Mauerwerk und die Überschüttung einwirken, getrennt voneinander berechnet werden.

$$N_1 = (EA)_1 \cdot (\varepsilon + \kappa \cdot y_1) \qquad M_1 = (EI)_1 \cdot \kappa \qquad (12)$$

$$N_2 = (EA)_2 \cdot (\varepsilon + \kappa \cdot y_2) \qquad M_2 = (EI)_2 \cdot \kappa \qquad (13)$$

Daraus ergeben sich wiederum die Spannungen an der oberen Randfaser des Mauerwerksquerschnitts (Extrados) zu

$$\sigma_{1,o} = \frac{N_1}{A_1} + \frac{M_1}{I_1} \cdot (a_1 - h_1) \qquad (14)$$

und an der unteren Randfaser des Mauerwerksquerschnitts (Intrados) zu

$$\sigma_{1,u} = \frac{N_1}{A_1} + \frac{M_1}{I_1} \cdot \frac{1}{2} t_1 \quad . \qquad (15)$$

Entsprechend ist die Spannung an der oberen Randfaser des mitwirkenden Querschnitts der Überschüttung

$$\sigma_{2,o} = \frac{N_2}{A_2} + \frac{M_2}{I_2} \cdot [a_2 - (h_1 + t_2)] \qquad (16)$$

und an der unteren Randfaser der Überschüttung

$$\sigma_{2,u} = \frac{N_2}{A_2} + \frac{M_2}{I_2} \cdot (a_2 - h_1) \quad . \qquad (17)$$

In Abbildung 15 ist die einzige unbekannte Größe die Höhe des mitwirkenden Querschnitts t_2 . Definitionsgemäß soll die Spannung an der oberen Randfaser der Überschüttung Null sein. Entsprechend wird Gleichung (16) zu Null gesetzt.

$$0 = \frac{N_2}{A_2} + \frac{M_2}{I_2} \cdot [a_2 - (h_1 + t_2)] = \frac{N_2}{A_2} - \frac{M_2}{I_2} \cdot \frac{t_2}{2} \qquad (18)$$

Durch Einsetzen der Gleichungen (3) bis (13) in Gleichung (18) und mit

$$\alpha = \frac{E_1}{E_2} \qquad \text{und} \qquad e = \frac{M}{N} \qquad (19)$$

ergibt sich nach Umformen für Gleichung (18):

$$t_2^3 + \frac{3}{2}(2e + h_1)t_2^2 + 6\alpha e h_1 t_2 + \frac{1}{2}\alpha h_1^2(6e - h_1) = 0 \qquad (20)$$

Die Nullstellenberechnung dieses Polynoms dritten Grades führt zur einzigen in Gleichung (20) unbekanntem Größe t_2 , wobei gelten muss $t_2 \leq h_2$. Wird die mitwirkende Höhe der Überschüttung t_2 auf diese Weise bestimmt, kann im nachfolgenden Schritt mit Hilfe der Gleichungen (3) bis (17) die Spannungsverteilung des Verbundquerschnitts (Abbildung 15) berechnet werden.

Fall 2 - Grenzlinie im Mauerwerk

Ist t_2 durch die senkrecht zur Schwerlinie gemessene, vorhandene Überschüttungshöhe h_2 begrenzt, so ist es in Abhängigkeit zur äußeren Belastung N und M und dem Verhältnis der Elastizitätsmoduln α in Gleichung (19) möglich, dass sich eine klaffende Fuge im Mauerwerk einstellt. Diese klaffende Fuge tritt auch ohne rechnerischen Ansatz der Überschüttung auf und ist entsprechend tiefer als mit Ansatz der Überschüttung.

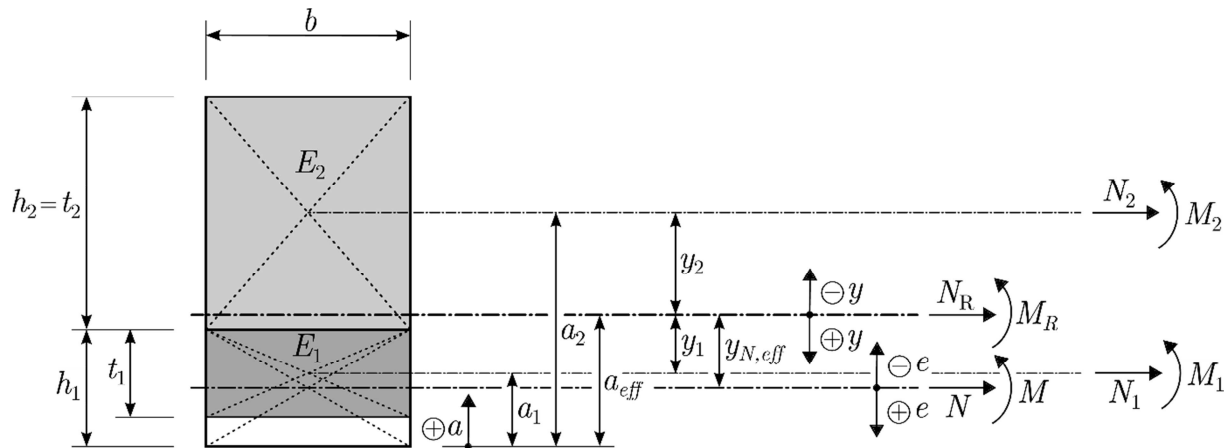


Abbildung 16: Verbundquerschnitt mit Grenzlinie im Mauerwerk (Fall 2)

In Abbildung 16 ist der Verbundquerschnitt dargestellt, bei dem das Mauerwerk aufgrund der sich einstellenden Exzentrizität und der praktisch nicht vorhandenen Zugfestigkeit teilweise am Intrados ausfällt. Für diese Abbildung gelten die hergeleiteten Gleichungen (3) bis (17) ebenso. Zur Berechnung des im Verbundquerschnitt mitwirkenden Querschnittsteils des Mauerwerks muss entsprechend Gleichung (15) zu Null gesetzt werden, siehe Gleichung (21).

$$0 = \frac{N_1}{A_1} + \frac{M_1}{I_1} \cdot \frac{1}{2} t_1 \quad (21)$$

Durch Einsetzen der Gleichungen (3) bis (13) und (19) in (21) ergibt sich nach Umformen die Gleichung (22).

$$t_1^3 - \frac{3}{2}(2e + h_1)t_1^2 - \frac{3}{\alpha}h_2(2e + h_1 + h_2)t_1 - \frac{1}{2\alpha}[3h_2^2(2e + h_1 + h_2) + h_2^3] = 0 \quad (22)$$

Wie im Fall 1 handelt es sich auch in diesem Fall um ein Polynom dritten Grades, mit dessen Hilfe die Höhe des mitwirkenden Mauerwerksquerschnitts t_1 berechnet werden kann. Analog zum Fall 1 muss natürlich $t_1 \leq h_1$ gelten. Die Spannungsberechnung am Verbundquerschnitt erfolgt äquivalent zum Fall 1 mit Hilfe der Gleichungen (3) bis (17).

3.3 Zwischenfazit

Die Herleitungen zeigen, dass es möglich ist, einen Verbundquerschnitt rechnerisch zu definieren, bei dem keine Zugspannungen auftreten sollen. Der mitwirkende Querschnitt ist dabei abhängig von den beiden Höhen des Ausgangsquerschnitts, dem Verhältnis der Elastizitätsmoduln, sowie der Ausmitte der im Mauerwerksquerschnitt angreifenden Normalkraft. Für diese geschlossenen Lösung sind jedoch Annahmen zu treffen, deren Gültigkeit weiter untersucht werden muss.

4 Belastungsversuche an einem Gewölbe mit Überschüttung

4.1 Vorbemerkungen

Ziel der im Rahmen des Forschungsvorhabens durchgeführten Bogenversuche war zum einen, die Hypothese zu bestätigen, dass sich die Überschüttung im Bereich der Lasteinleitung an der Lastableitung beteiligt. Dabei wird angenommen, dass es im Boden zu tangential wirkenden Spannungsanteilen durch die Verbundwirkung zwischen Mauerwerk und Boden kommt. Zum zweiten sollte dieser Einfluss möglichst quantifiziert werden, um ein Berechnungsmodell mit vereinfachten Annahmen zu verifizieren. Zudem sollen die dazugehörigen Anwendungsgrenzen formuliert werden, wozu auch die Versuchsergebnisse mit herangezogen werden müssen. Hierzu war es notwendig, die sich unter einer Belastung einstellenden tangential wirkenden Erddruckspannungen zu ermitteln, welche allerdings aus folgenden Gründen nicht direkt messbar sind:

1. Der Steifemodul des Bodens steigt mit zunehmender Bodenspannung an und ist damit von der Belastung abhängig.
2. Die Auflast auf der Hinterfüllung führt, neben vertikalen Spannungen, auch zu horizontalen Spannungsanteilen. Dieser Effekt wird in der Bodenmechanik mit Hilfe des elastisch-isotropen Halbraums beschrieben. Eine nachträgliche, rechnerische Berücksichtigung sollte möglichst vermieden werden, da das Modell des elastisch-isotropen Halbraums vereinfachende Annahmen enthält, die zu vermeidbaren Fehlern führen.

Die Messung von Erddrücken stellt zudem eine große Herausforderung dar. Erddruckmessungen direkt an der Außenhaut von eingedeckten Bauwerksteilen sind relativ gut beherrschbar und die Ergebnisse fallen entsprechend zufriedenstellend aus. Anders ist es, wenn Erddrücke im Bodeninneren, wie im vorliegenden Fall, von Interesse sind. Zaeske [23] hat bei einer ähnlichen Fragestellung Untersuchungen durchgeführt und formuliert folgende Unsicherheitsfaktoren, welche das Messergebnis wesentlich beeinflussen:

- Sicherstellung der Sensorlage
- Sicherstellung der Sensorneigung
- Spannungsumlagerungen im Bereich der Sensoren auf Grund der höheren Steifigkeit der Sensoren im Vergleich zum umgebenden Boden, was eine Korrektur der Messergebnisse erfordert
- Sicherstellung einer gleichmäßigen und korrekten Verdichtung im Bereich der Sensoren

Zaeske kommt zu dem Schluss, dass sich mit Hilfe der verfügbaren Sensortechnik Erddruckveränderungen zwar qualitativ beobachten lassen, diese aber nicht mit ausreichender Genauigkeit quantitativ bewertet werden können.

Um die Erddrücke dennoch messen zu können, wurde im Rahmen des Forschungsprojektes ein speziell für die Bogenversuche angepasstes Erddruckmesspanel entwickelt. Damit im

Bereich des Messpanels eine korrekte Verdichtung gewährleistet werden konnte, musste die Lasteinleitung in Bogenmitte, auf beiden Seiten des Messpanels erfolgen.

Die Forscher Gilbert und Gelfi haben gezeigt, dass der Einfluss der Hinterfüllung bei Bögen und Gewölben auch mit kleinmaßstäblichen Versuchen untersucht werden kann. Die Vorteile sind geringe Kosten und die Möglichkeit, eine ausreichende Anzahl an Versuchen für eine statistische Absicherung der Versuchsergebnisse durchzuführen. Jedoch haben derartige Versuche auch eine Reihe, nicht von der Hand zu weisenden Nachteile:

1. Der Einfluss von Maßstabeffekten ist bislang ungeklärt.
2. Es kommen Materialien zum Einsatz, die in realen Bauwerken nicht vorzufinden sind. Entsprechend liegen andere Steifigkeiten, andere Last-Verformungs-Beziehungen, andere Festigkeiten und andere Verhältnisse für die Schubkraftübertragung zwischen den einzelnen Bauteilen vor.
3. Die relativen Messgenauigkeiten steigen aufgrund der kleineren Messbereiche.

Aufgrund dieser drei Nachteile und der ohnehin großen Herausforderung zur Messung der Erddrücke wurde sich für eine großmaßstäbliche Versuchsreihe entschieden (siehe Abbildung 17).

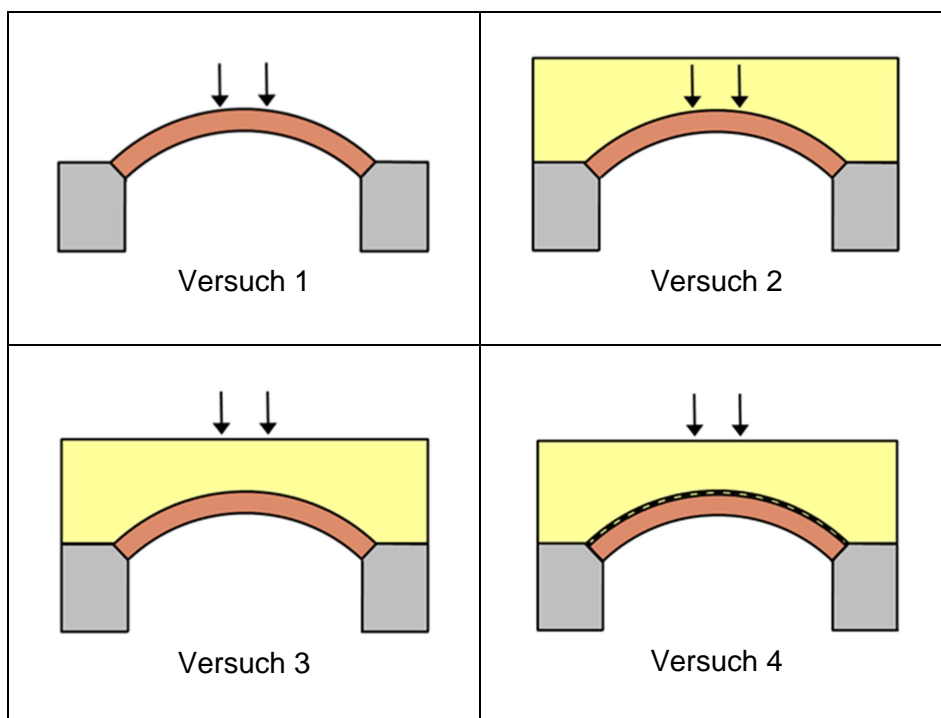


Abbildung 17: Durchgeführte Versuchsreihe großmaßstäblicher Gewölbeversuche

Ziel der Versuchsreihe war es, sowohl den tangential zur Bogenachse wirkenden Erddruck infolge Belastung zu separieren, als auch weitere Einflüsse, wie z.B. die laststeigernde Wirkung durch das Bogeneigengewicht oder den Einfluss einer Abdichtung zwischen Mauerwerk und Hinterfüllung, mit zu erfassen. Die in Abbildung 17 dargestellten Teilversuche wurden im Rahmen des Forschungsprojektes durchgeführt:

Versuch 1 Gewölbe ohne Überschüttung als Referenz für die Tragfähigkeit und das Last-Verformungs-Verhalten ohne Überschüttung

- Versuch 2* Gewölbe mit Überschüttung, wobei die Last direkt auf die Bogenkonstruktion wirkt und durch die Hinterfüllung hindurchgeführt wurde
- Versuch 3* Gewölbe mit Überschüttung und Belastung in Höhe der „Geländeoberkante“
- Versuch 4* wie Versuch 3, jedoch mit einer eingebauten Gleitschicht zwischen Mauerwerk und Boden, um an Erkenntnisse zum Einfluss der Schubkraftübertragung zu gelangen

4.2 Versuchsplanung und Messtechnik

Die horizontale Nachgiebigkeit der Kämpfer hat einen großen Einfluss auf die Spannungsverhältnisse und damit die Tragfähigkeit von Gewölben. Damit auch diesem Sachverhalt in den Versuchen Rechnung getragen werden konnte, wurde der Versuchsaufbau so gestaltet, dass eine definierte Nachgiebigkeit der Kämpfer realisiert werden konnte (vgl. Abbildung 18 und Abbildung 19). Hierzu wurde eines der beiden Widerlager, zwischen denen sich das Versuchsgewölbe aufspannt, horizontal verschieblich auf PTFE-Platten gelagert. Die beiden Widerlager wurden mit zwei 3,20 m langen Gewindestangen (Durchmesser 25 mm), welche eine bekannte Federwirkung besitzen, gegeneinander gesichert. Zur Messung der sich einstellenden Horizontalkräfte wurden die Gewindestangen mit Dehnungsmessstreifen appliziert und kalibriert. Zusätzlich wurde die Horizontalverschiebung des verschieblichen Widerlagers während der Versuchsdurchführung gemessen.

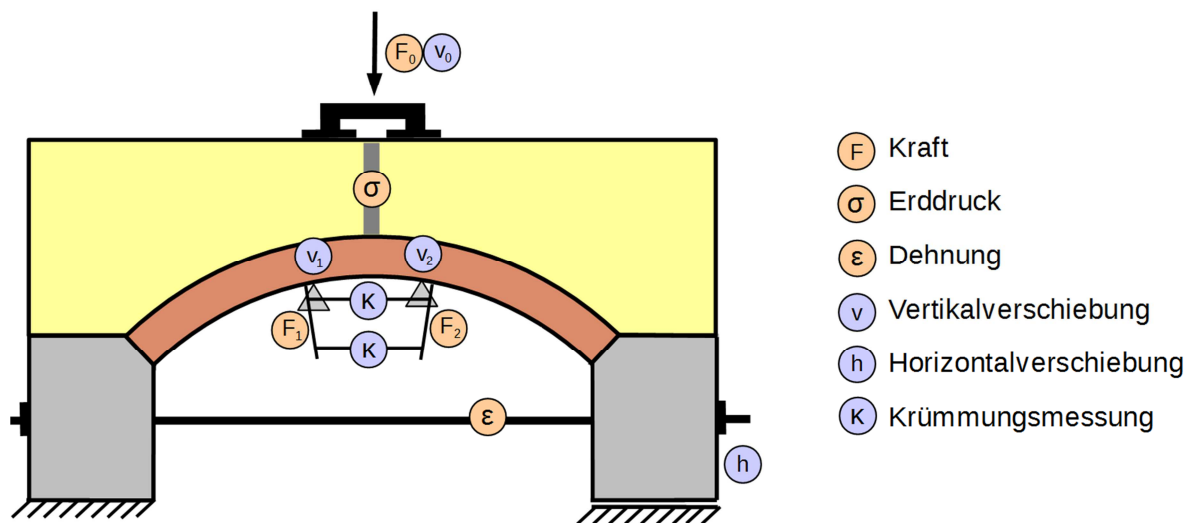
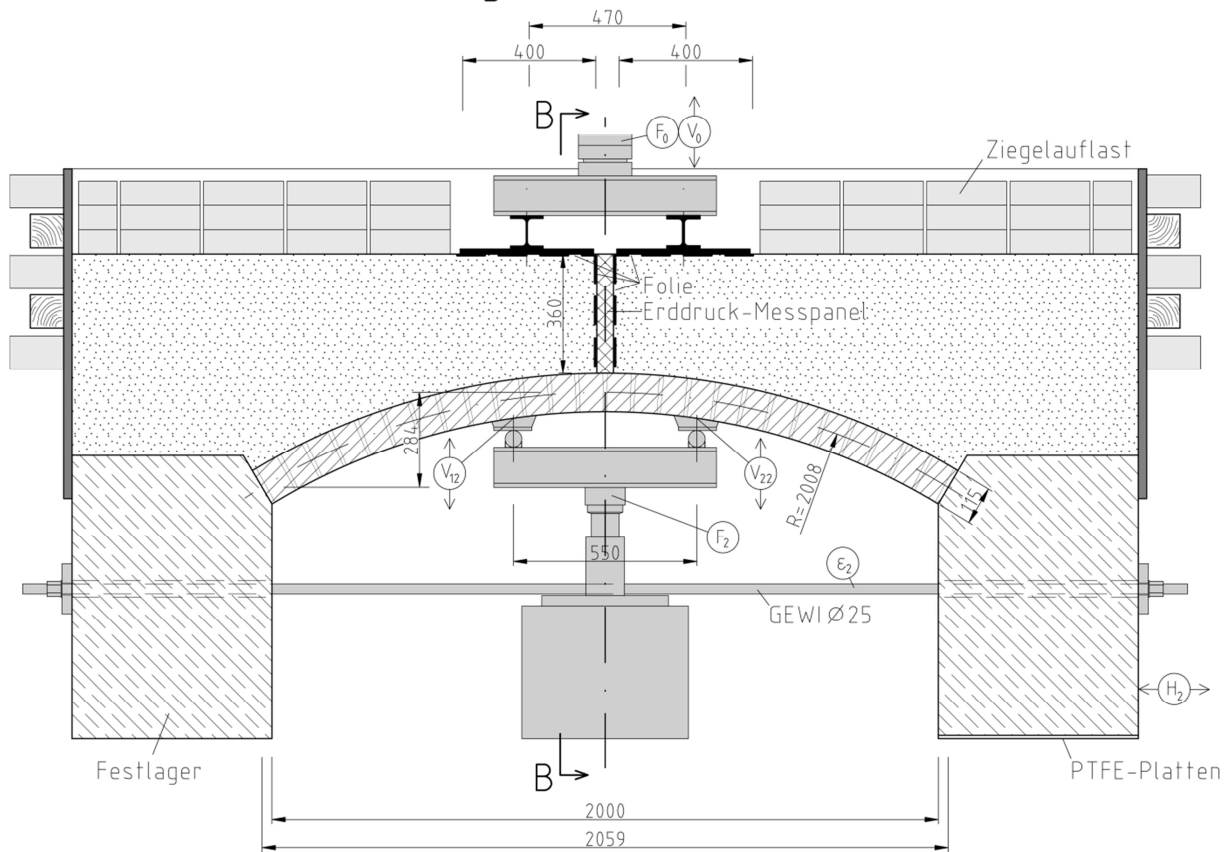


Abbildung 18: Messstellenplan der Gewölbeversuche

Die vier Versuchsgewölbe wurden aus Vollziegeln und Kalkmörtel mit folgenden Abmaßen hergestellt:

lichte Weite	200,0 cm
Stichhöhe	28,0 cm
Konstruktionshöhe	11,5 cm
Breite	99,0 cm

Längsschnitt A-A



Querschnitt B-B

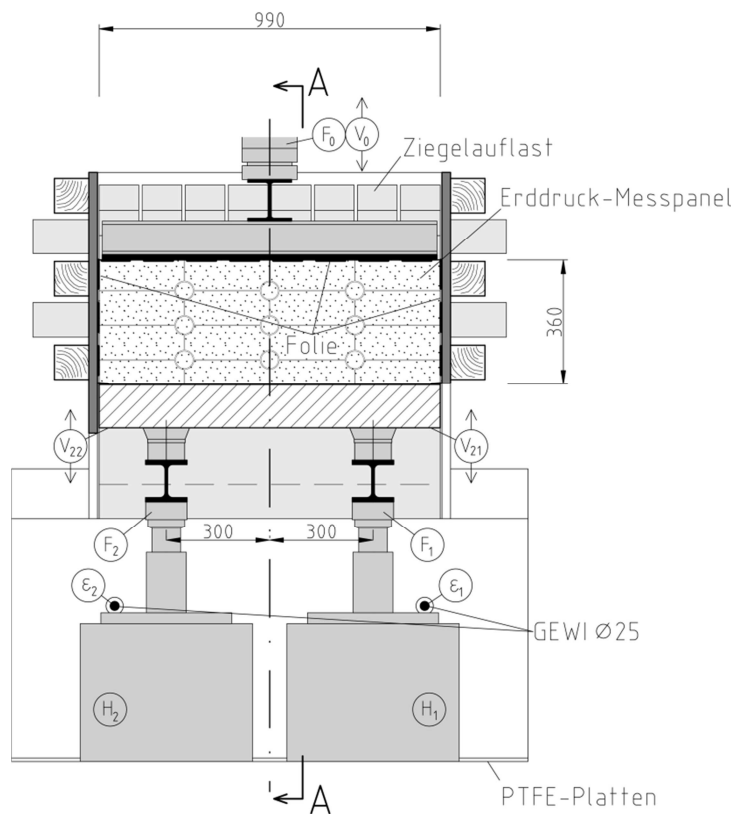


Abbildung 19: Skizze Bogenversuch 3 (Maße in mm)

Die Aushärtezeit betrug jeweils 28 Tage. Die Einleitung der Versuchslasten F_0 erfolgte über einen steifen Belastungsrahmen mittels einer Hydraulikpresse und wurde über zwei Stahlplatten von je 40 cm Breite verteilt (siehe Abbildung 21). Die seitlichen Begrenzungsflächen für die Hinterfüllung wurden reibungsarm mit einer zweilagigen PE-Folie und dazwischen aufgetragenem kunststoffverträglichem Titanfett ausgekleidet (siehe Abbildung 20). Ebenso kam der Folienaufbau mit dem Titanfett unter den Lasteinleitungsplatten, den vertikalen Flächen des Erddruck-Messpanels sowie bei Versuch 4 zwischen dem Bogenmauerwerk und der Hinterfüllung zum Einsatz. Die in Abbildung 19 ersichtliche Bogenunterstützung wurde zur Separation des für den Lastabtrag mitwirkenden Erddruckanteil notwendig, da dieser nicht direkt gemessen werden kann (vgl. Abschnitt 4.1). Die Bogenunterstützung musste eine sehr hohe Steifigkeit aufweisen und dennoch abesenkbar sein. Diese beiden Prämissen konnten über hydraulische Pressen sichergestellt werden, die während des Lastaufbringens fortwährend anhand der in Echtzeit gemessenen Vertikalverschiebungen des Gewölbes von Hand nachgeregelt wurden. Durch die händische Nachregelung war es möglich, die geforderte Steifigkeit der Konstruktion zu gewährleisten.

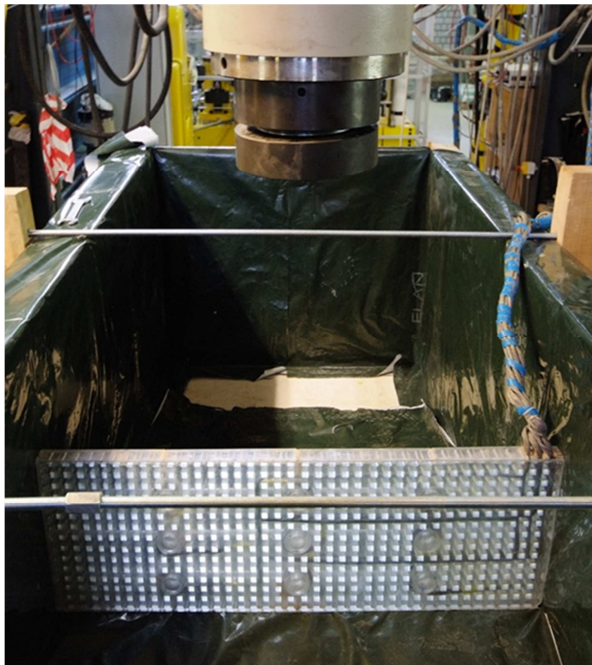


Abbildung 20: Sensorpanel zur Messung horizontaler Erddrücke über dem Gewölbescheitel und Folienauskleidung zur reibungsarmen Begrenzung der Gewölbeüberschüttung

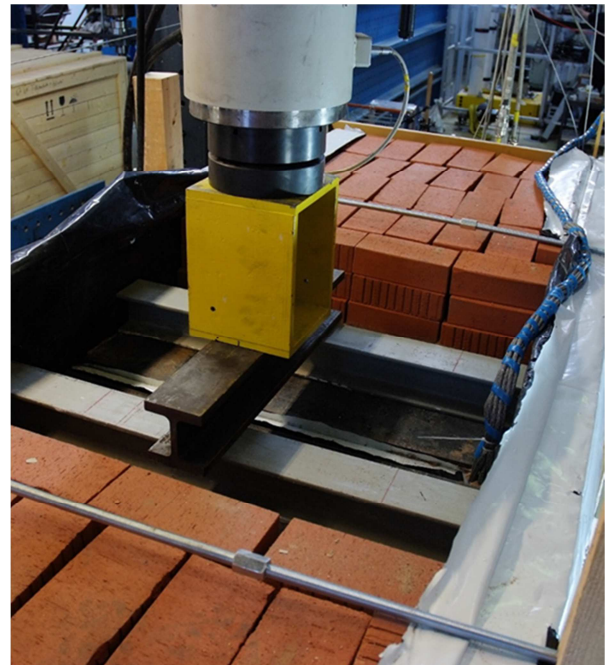


Abbildung 21: Lasteinleitung auf der Hinterfüllung und Ziegelauflast zur Grundbruchvermeidung

Mit Hilfe des entwickelten Sensorpanels ließen sich Erddrücke an diskreten Stellen messen (Abbildung 20). Die Erddruckverteilung eines Belastungszyklus i sei dabei:

$$E_{\text{Zyklus } i} = \begin{bmatrix} e_{11} & e_{12} & e_{13} \\ e_{21} & e_{22} & e_{23} \\ e_{31} & e_{32} & e_{33} \end{bmatrix}_{\text{Zyklus } i} \quad (23)$$

In Abschnitt 4.1 wurde dargelegt, warum der für den Lastabtrag mitwirkende Erddruckanteil nicht direkt gemessen werden kann. Die Lösung, jenen Anteil zu bestimmen bestand darin, das Gewölbe mit mindestens zwei Belastungszyklen bei gleicher Ziellast zu belasten. Dabei

wurde bei dem ersten Zyklus der sich aufbauende Erddruck E_{1a} gemessen, bei dem das Gewölbe zunächst von unten solange unterstützt wurde, bis die Versuchslast vollständig aufgebracht worden ist. Unter Konstanthaltung der Versuchslast wurde die Bogenunterstützung anschließend entfernt und die Erddruckverteilung E_{1b} gemessen. Die Differenz der horizontal gemessenen Erddrücke $E_{1b} - E_{1a}$ entspricht jener Bodenspannungsverteilung, die im Verbundquerschnitt zum Lastabtrag beiträgt. Allerdings stimmt das Ergebnis noch nicht mit der Realität überein, da der Elastizitätsmodul des Bodens spannungsabhängig und somit wesentlich von den Bodenspannungen infolge der Auflast bestimmt wird. Die Krümmung der Gewölbeachse, und der damit verbundene Aufbau der tangential zur Gewölbeachse ausgerichteten Bodenspannungen aus der Verbundwirkung, gehen jedoch zeitgleich mit der Lasteinleitung einher. Aus diesem Grund wurde in dem zweiten Zyklus die Belastung ohne Gewölbeunterstützung aufgebracht (vgl. Abbildung 22). In dem sich einstellenden Erddruck E_2 sind sowohl die Erddruckanteile enthalten, die sich infolge der eingetragenen Belastung (elastisch-isotroper Halbraum) ausbilden, als auch jene Anteile die sich aus der Verbundwirkung mit dem Gewölbemauerwerk ergeben.

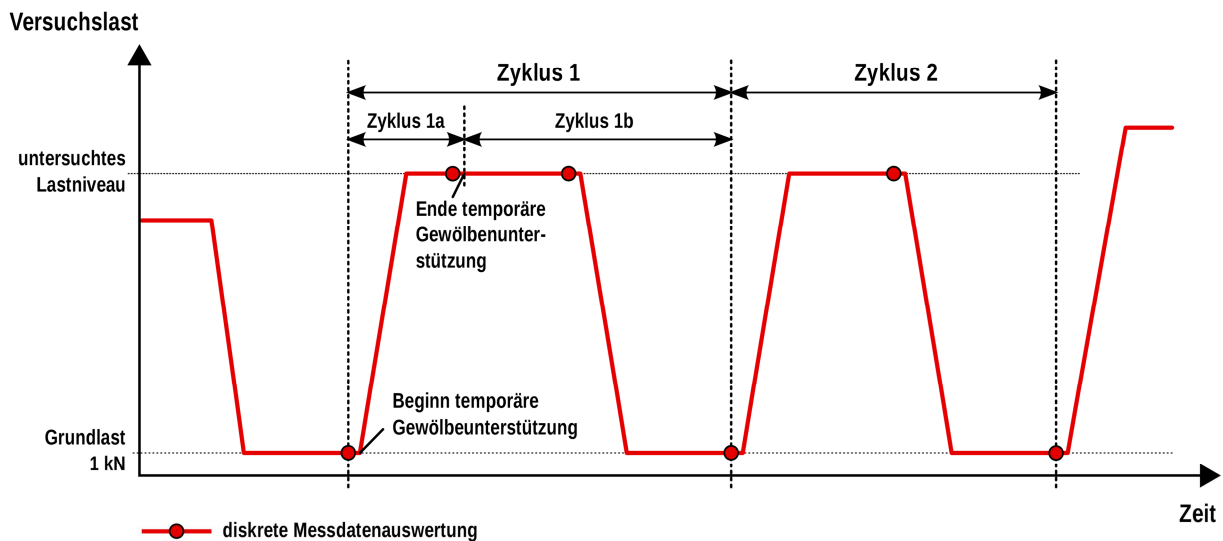


Abbildung 22: schematische Darstellung des Belastungsregimes einer Laststufe

Letztere sind dadurch gekennzeichnet, dass ihnen ein adäquat zur Lastaufbringung veränderlicher Elastizitätsmodul des Bodens zu Grunde liegt. Die Differenz der gemessenen Erddrücke aus dem zweiten Belastungszyklus und den Erddrücken aus dem ersten Zyklus mit Bogenunterstützung (Zyklus 1a), stellt die gesuchte Spannungsverteilung in der Überschüttung dar:

$$E_{\text{gesucht}} = E_2 - E_{1a} \quad (24)$$

In den durchgeführten Gewölbeversuchen wurde die Unterstützung mittels Hydraulikpressen realisiert, die während der Lastaufbringung (F_0) mittels Handpumpen nachgeregelt werden konnten (vgl. Abbildung 23). Alle für die Versuchsdurchführung relevanten Messwerte wurden in Echtzeit auf dem Monitor des Messrechners ausgegeben. Damit war es möglich, anhand der Referenzwerte v_1 und v_2 (Abbildung 18) zum Belastungsbeginn eine nahezu ideale Steifigkeit der Bogenunterstützung zu gewährleisten.

Zusätzlich zu den Vertikalverschiebungen v_1 und v_2 wurde die Krümmung der Gewölbeachse im Scheitelbereich gemessen. Die hierfür eingesetzte Konstruktion, bestehend aus zwei am Intrados befestigten Kragelementen, wurde bereits in [24] zur Bestimmung der Nulllinienlage bei Bogenversuchen in-situ vorgeschlagen. Dem Verfahren liegt die Annahme ebenbleibender Querschnitte zugrunde. Durch die Messung der Abstandsänderung zweier definierter Strecken zwischen den Kragarmen und mit Hilfe des Strahlensatzes können die Krümmung der Bauwerksachse und die Dehnung des Mauerwerks am Intrados berechnet werden.

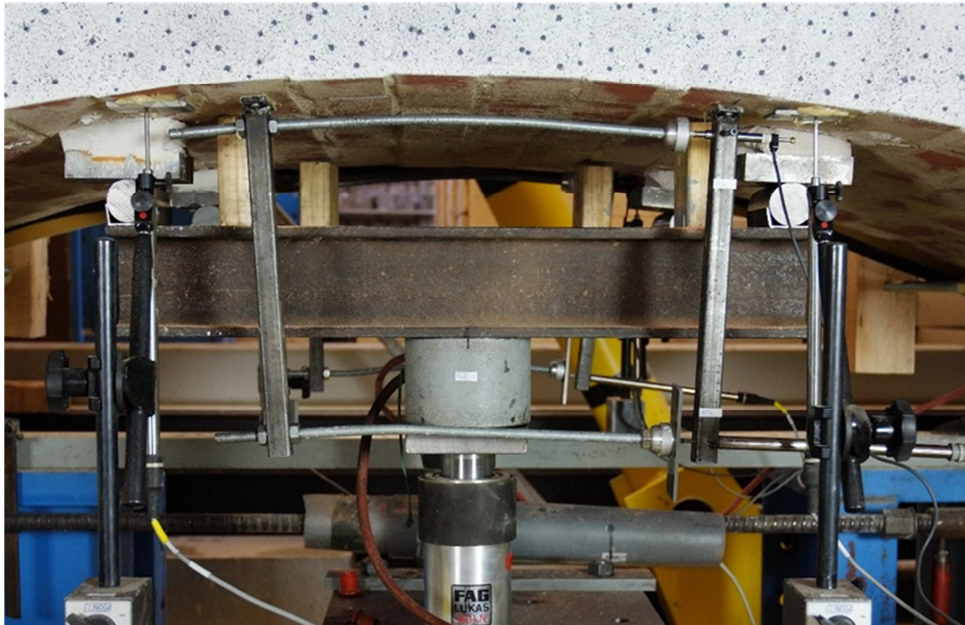


Abbildung 23: temporäre Gewölbeunterstützung und Konstruktion zur Krümmungsmessung

Die Stirnseite des Gewölbes wurde mit einem Bildkorrelationsverfahren fotogrammetrisch beobachtet. Das eingesetzte Verfahren ist ausführlich in [25] beschrieben. Ziel war es, die Risszonen sowie die entstehenden Risstiefen im Mauerwerk zu identifizieren. Bei den Rissen handelte es sich zum Teil um klaffende Fugen, die mit bloßem Auge während des Versuchs nicht wahrgenommen werden konnten.



Abbildung 24: Versuchsgewölbe mit Überschüttung

Als Hinterfüllmaterial kam trockener, gut abgestufter Sand zum Einsatz. Der Sand wurde lagenweise eingebaut und händisch verdichtet. Nach Abschluss des jeweiligen Belastungsversuchs wurden Proben unter den Lastplatten und aus den unbelasteten Bereichen zur Bestimmung der Lagerungsdichte entnommen.

4.3 Ergänzende versuchstechnische Untersuchungen

4.3.1 Bestimmung des Elastizitätsmoduls vom verwendeten Bogenmauerwerk

In dieser Arbeit wird für die Untersuchungen zur mittragenden Wirkung der Überschüttung davon ausgegangen, dass sich der Boden und das Mauerwerk gemeinsam am Lastabtrag beteiligen. Bis zu einem bestimmten Lastniveau wird dabei eine schubfeste Verbindung zwischen diesen beiden Verbundkomponenten sowie eine ideale Verbundfuge am Extrados unterstellt. Die schubfeste Verbindung zwischen Überschüttung und Bogenmauerwerk wird sowohl bei der Herleitung des Verbundmodells in Abschnitt 3.2, als auch bei den numerischen Simulationen in Abschnitt 4.4 angenommen.

Für die Spannungsverteilung in einem Verbundquerschnitt sind neben den Verbundbedingungen insbesondere das Verhältnis der Elastizitätsmoduln $\alpha = E_1/E_2$ von besonderer Bedeutung. Sehr deutlich wird dies in den Gleichungen (20) und (22). Damit stellt der Elastizitätsmodul des Mauerwerks (E_1) einen sensitiven Eingangsparameter für die angesetzten Berechnungsmodelle dar, weshalb im Rahmen des Forschungsvorhabens das in den Bogenversuchen eingesetzte Mauerwerk einer gesonderten Untersuchung bedurfte.

Die normative Grundlage für die experimentelle Bestimmung des Elastizitätsmoduls von Mauerwerk ist die DIN EN 1052-1 [26]. Die bei den Bogenversuchen verwendeten Kanalklinker besaßen eine Abmessung von L x B x H von 240 x 115 x 71 mm (Normalformat). Entsprechend waren Probekörper mit den Abmessungen L x B x H = 490 x 115 x 417 mm mit

einer Lagerfugenstärke von 12 mm herzustellen (vgl. Abbildung 25 und Abbildung 26). Die zu den Lastplatten angrenzende obere und untere Lagerfuge wurde jeweils mit einer halben Fugenstärke von 6 mm ausgeführt. Als Lastplatten kamen Stahlplatten mit 10 mm Dicke zum Einsatz, welche für eine zusätzliche Messung der Verformungen in vertikaler Richtung jeweils ca. 4 cm seitlich überstanden. Für die Bestimmung des Elastizitätsmoduls sind nach [26] jedoch die Messpunkte in der zweiten und vierten Steinreihe auf beiden Seiten der Probe maßgebend. An diesen vier Messstellen ist der Mittelwert der Dehnungen bei einem Drittel der Höchstbeanspruchung anzusetzen.

Die Lasteinleitung erfolgte über ein Kalottenlager, dessen konzentrierte Lasten über ein Stahlprofil (HEB100) verteilt wurden. Beim Einbau der Prüfkörper wurde auf eine zentrische Lasteinleitung geachtet.



Abbildung 25: Versuchsaufbau zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls des Mauerwerks (Maße in mm)



Abbildung 26: Bruchbild einer zentrisch belasteten Mauerwerksprobe im Rahmen der Bestimmung des Elastizitätsmoduls

Die Mörtelproben wurden zyklisch belastet. Die Belastung erfolgte weggesteuert, wobei auf eine mittlere Be- und Entlastungsgeschwindigkeit von ca. 0,7 N/(mm² · min) geachtet wurde. Bis etwa 50 % der Bruchlast wurde die Last in mindestens drei Zyklen gesteigert, wobei jede Laststufe zweimal angefahren wurde. Zwischen den Lastzyklen wurde eine Grundlast von ca. 0,1 N/mm² beibehalten. Die Grund- und Ziellasten wurden zwischen ein und zwei Minuten beibehalten.

In Abbildung 27 ist exemplarisch die Spannungs-Dehnungs-Kurve einer Mauerwerksprobe dargestellt. Die Kurven aller ausgewerteten Proben enthält Anhang 8.1. Die Dehnungen auf der Abszisse stellen den Mittelwert der Dehnungen der vier Messstellen dar, wobei die Wegänderungen mit Laserdistanzsensoren gemessen wurden. Während des Versuchs kam es mit zunehmender Last zu Mörtelabplatzungen an den Seiten der Mauerwerksproben. Kleine Mörtelteilchen störten die Distanzmessungen und mussten fortwährend mit leichter Druckluft entfernt werden. In Abbildung 27 stellen sich diese Störungen in Form von horizontal verlaufenden Geraden dar.

Die genaue Bruchlast der Mauerwerksproben war im Vorfeld der Untersuchungen noch nicht bekannt und wurde abgeschätzt. Aus diesem Grund wurden auch die Lastniveaus bei den Proben variiert. Die Mauerwerksproben versagten bei einer Spannung von ca. 9,5 bis 11,5 N/mm² spröde in Form eines vertikalen Längsrisses entlang der schmalen Proben-seite (vgl. Abbildung 26 rechts). Ab einer Spannung von ca. 6 N/mm² konnten in einzelnen Steinen erste Vertikalrisse an den Probenlängsseiten beobachtet werden (Abbildung 26 links).

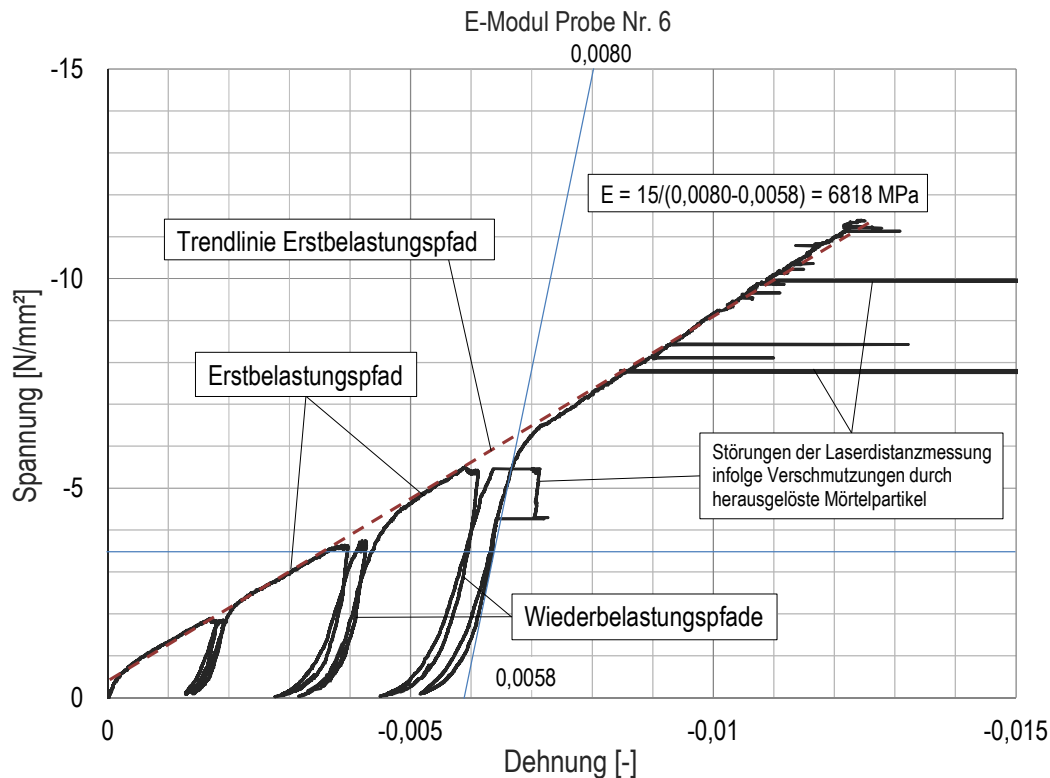


Abbildung 27: Spannungs-Dehnungs-Kurve einer Mauerwerksprobe mit Bestimmung des Elastizitätsmoduls

Für alle untersuchten Proben ist ein charakteristischer Kurvenverlauf mit zwei unterschiedlichen Anstiegen kennzeichnend. Die Lastpfade können in einen Erstbelastungs- und in einen Wiederbelastungspfad unterschieden werden. Der Erstbelastungspfad verhält sich von der Erstbelastung, über die einzelnen Lastniveaus, bis hin zum Bruch, nahezu linear, wobei die Trendlinie die Ordinate etwa in einem Bereich zwischen 0,5 bis 0,8 N/mm² schneidet. Die Anstiege $\Delta\sigma/\Delta\varepsilon$ dieser Trendlinie streuen zwischen 670 und 880 N/mm². Im arithmetischen Mittel beträgt der Anstieg 760 N/mm².

Der Wiederbelastungspfad verhält sich in den oberen zwei Dritteln des jeweiligen Lastniveaus nahezu linear, wohingegen im unteren Drittel eine Nichtlinearität mit abnehmender Steifigkeit zur Grundlast hin zu verzeichnen ist. Die Kurvenverläufe zwischen Ent- und Belastung sind nahezu kongruent. Mit zunehmender Last ist ein stärker auftretender Parallelversatz zwischen den Lastzyklen einer Laststufe erkennbar, welcher aus irreversiblen, zeitabhängigen Verformungen während der Lasthaltephasen herrührt.

Für den Elastizitätsmodul in den Vergleichsrechnungen wird der Anstieg des Wiederbelastungspfades bei etwa 3,5 N/mm² herangezogen, was etwa einem Drittel der Bruchlast entspricht. Der Wiederbelastungspfad wird auch aus dem Grunde heraus gewählt, da bei den Bogenversuchen ebenfalls mehrere Lastzyklen durchfahren wurden (vgl. Abbildung 22) und davon auszugehen ist, dass, die in den Materialuntersuchungen ersichtlichen Konsolidierungen gleichermaßen im Gewölbemauerwerk stattgefunden haben und zu den jeweiligen relevanten Messzeitpunkten weitestgehend abgeschlossen waren. Der für diese Stelle definierte Tangentenmodul streute zwischen 4285 und 7500 N/mm² und betrug im arithmetischen Mittel 6150 N/mm².

Unter Berücksichtigung der abnehmenden Steifigkeit in Abbildung 27 im unteren Spannungsbereich ergibt sich ein wesentlich geringerer Sekantenmodul. Dieser Sekantenmodul tritt in jedem Belastungsniveau in einer vergleichbaren Größenordnung auf. In den Gewölbeversuchen sind die Spannungen infolge der ständigen Lasten sehr klein, wohingegen die Spannungen, die sich aus der aufgebrachten Versuchslast ergeben, wesentlich größer waren. Demnach erscheint es realitätsnäher, den in der Abbildung 28 definierten Sekantenmodul zu verwenden. Dieser Sekantenmodul streut bei allen durchgeführten Versuchen und unter allen Lastzyklen zwischen 2800 und 3250 N/mm² und beträgt im arithmetischen Mittel 3000 N/mm².

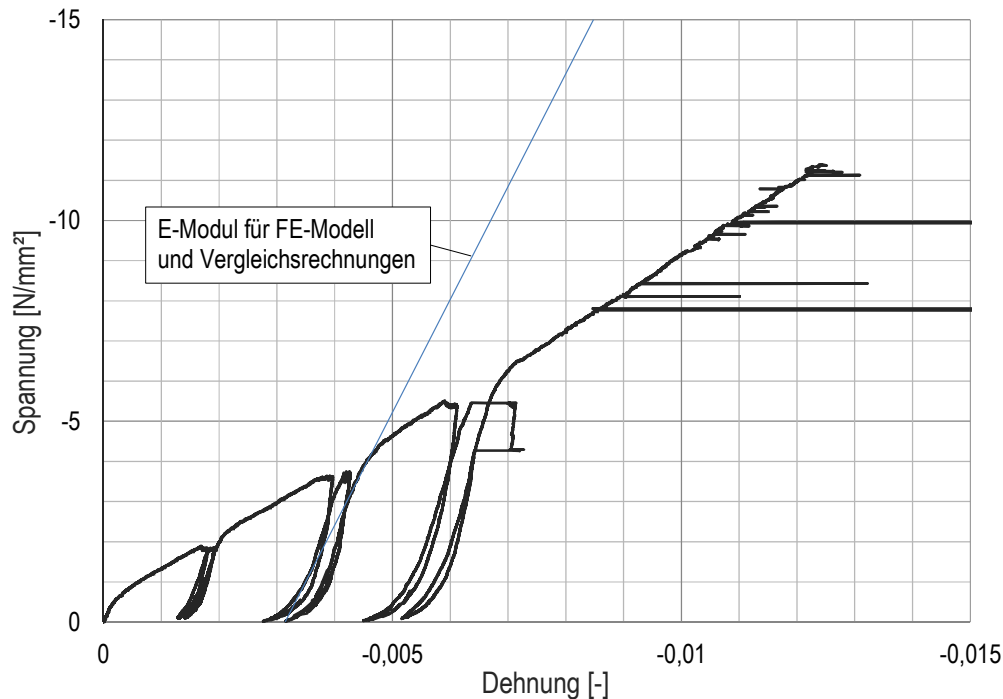


Abbildung 28: Elastizitätsmodul für FE-Modell und Vergleichsrechnungen

4.3.2 Bestimmung des Reibbeiwerts der zweilagigen Folie mit Fettschicht

Für die Abschalung der Bogenhinterfüllung wurde eine möglichst reibungsarme Konstruktion aus einer zweilagigen Polyethylenfolie mit einem Gleitfett zwischen den beiden Folienlagen gewählt. Als Gleitfett wurde Titanfett verwendet, da dies, neben den ausgesprochen guten Gleiteigenschaften, auch kunststoffverträglich ist. Dennoch kann an der Wandung zwischen Hinterfüllmaterial und Schalung eine Reibung nicht vollständig ausgeschlossen werden, da auch das Gesteinskorn die Folie deformieren und dies zu einer unebenen Fläche in der Gleitebene führt. Die Reibung kann dazu führen, dass auf der Oberfläche der Bogenhinterfüllung eingeleitete Versuchslasten teilweise an die Schalung übertragen werden und über diese in die Bogenwiderlager abfließen, wodurch das Versuchsergebnis verfälscht werden würde.

Für die gewählte Konstruktion aus zweilagiger PE-Folie mit dazwischenliegender Fettschicht konnten in der Literatur keine Anhaltswerte für ansetzbare Reibbeiwerte gefunden werden. Aus diesem Grund wurden, im Rahmen des Forschungsprojektes, hierzu eigene Reibversuche bei unterschiedlichen Spannungen senkrecht zur Gleitebene durchgeführt. Die Abbildung 29 zeigt den Versuchsaufbau zur Bestimmung der Reibkoeffizienten. In einer mit PE-Folie ausgekleideten und eingefetteten Stahlschalung wurde das Hinterfüllmaterial über eine horizontal ausgerichtete Lastplatte in vertikaler Richtung belastet. Unter der Lastplatte befand sich ein Stück der für die Abschalung genutzten Furnier-Sperrholzplatte mit PE-Folie. Die horizontal wirkenden Scherkräfte wurden über einen hydraulischen horizontalen Laststempel direkt an der Stahlschalung eingetragen. Die vertikale Lasteinleitung erfolgte über zwei Stahlrollen, sodass die Stahlschalung mitsamt der ausgerichteten Lastplatte unter den Stahlrollen horizontal beweglich blieb.

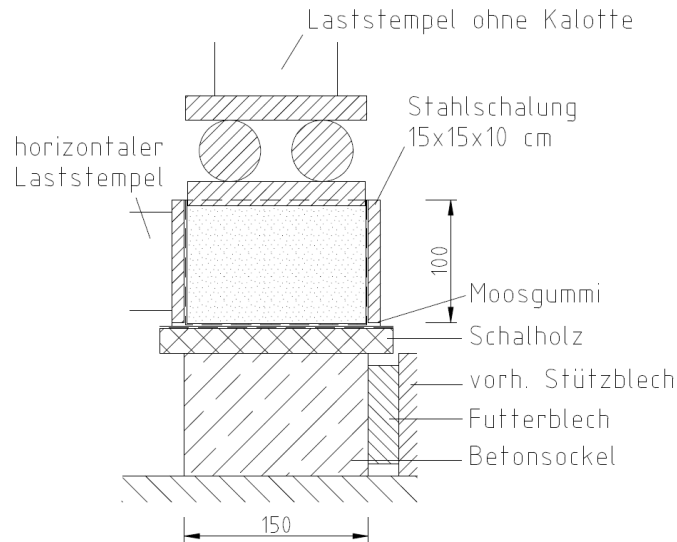


Abbildung 29: Versuchsstand zur Bestimmung des Reibbeiwertes an der Schalung der Bogenüberschüttung

Für die Vertikallasten wurden 2, 4 und 6 kN gewählt, sodass sich Spannungen von 89, 178 und 267 kN/m² ergaben. Die Stahlschalung wurde für jede Laststufe neu ausgerichtet. Die horizontale Lasteinleitung erfolgte über eine hydraulische Handpumpe. In Anhang 8.2 sind die Kurvenverläufe der gemessenen Reibbeiwerte für die unterschiedlichen Normalspannungen abgedruckt. Es wird deutlich, dass zwischen einer Haft- und einer etwas geringeren Gleitreibung unterschieden werden kann. Letztere stellte sich nach wenigen Millimetern Verschiebeweg ein. Für die weitere Verwendung in den FE-Simulationen sollen die maximal auftretenden Reibbeiwerte herangezogen werden. In Abbildung 30 sind die maximal ermittelten Reibbeiwerte in Abhängigkeit der Normalspannung senkrecht zur Gleitebene aufgetragen. Es scheint, als ist der Reibbeiwert abhängig von der Normalspannung. Offensichtlich besitzt die Haftreibung bei kleinen Normalspannungen einen größeren Einfluss. Dieses Ergebnis entspricht auch der subjektiven Wahrnehmung wenn die zwei Folienschichten mit den Händen gegeneinander verschoben werden, was ggf. auf eine anfänglich erhöhte Viskosität des Fettes vor dem Einsetzen der Verschiebung zurückzuführen sein könnte. Für die Vergleichsrechnungen in den FE-Simulationen erscheint der Ansatz eines einheitlichen Reibbeiwertes von 0,1 gerechtfertigt, da an der Schalung rechnerische Normalspannungen über 100 kN/m² nicht auftreten.

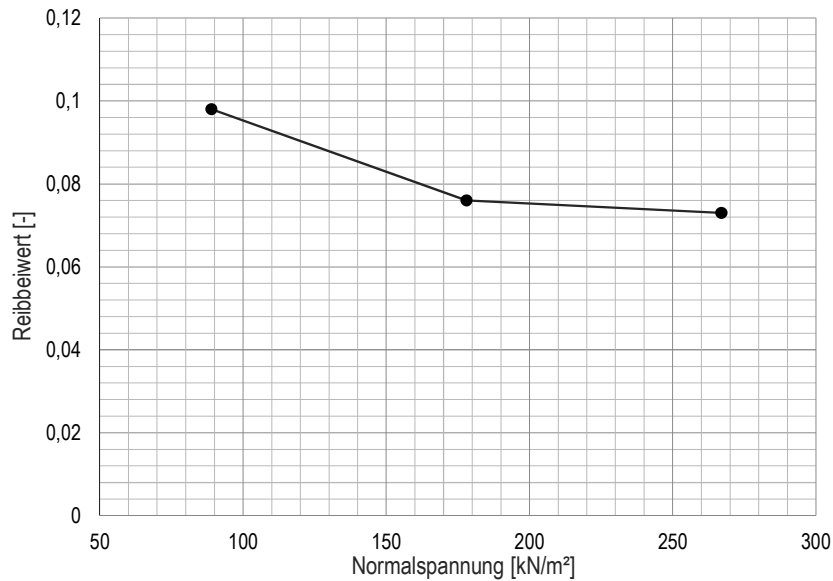


Abbildung 30: maximal aufgetretene Reibbeiwerte in Abhängigkeit der Normalspannung

4.3.3 Bodenuntersuchungen

Für möglichst reproduzierbare Versuchsergebnisse sollte das Hinterfüllmaterial der Bogenversuche folgende Eigenschaften besitzen:

- kohäsionslos
- gleichmäßig verdichtbar
- enge Grenzen der Lagerungsdichte bei variierender Verdichtung
- enge Grenzen der bodenmechanischen Parameter bei variierender Lagerungsdichte

Ein gut abgestufter Sand erschien für diese Aufgabe am besten geeignet, wobei bei einem solchen Material der Feuchtegehalt die größte Auswirkung auf die Verdichtbarkeit besitzt. Aufgrund des händischen Ein- und Ausbaus konnte keine über den gesamten Versuchszeitraum konstante Feuchte des Bodenmaterials sichergestellt werden. Das betraf sowohl einen technisch getrockneten Sand, als auch einen Sand mit einer definierten Restfeuchte. Aus diesem Grund wurde versucht, einen Sand mit einer Ausgleichsfeuchte vorzuhalten, welche sich nur in einem möglichst geringen Umfang bei den anzutreffenden klimatischen Schwankungen in der Versuchshalle änderte. Aufgrund fehlender freier Fläche zur Sandtrocknung in der Versuchshalle und aus Zeitgründen gelang dies leider nicht gleich beim ersten Bogenversuch mit Hinterfüllung, welcher am 15.02.2017 stattfand. Allerdings besaß der Sand zu diesem Zeitpunkt noch eine genügend hohe Feuchte, sodass eine Probeentnahme zur Bestimmung der Lagerungsdichte entnommen werden konnte. In den weiteren Versuchen betrug der Feuchtegehalt fast Null. Bei diesem trockenen Sand war es nicht mehr möglich, Proben zu entnehmen, bei denen verlässliche Aussagen hinsichtlich der Lagerungsdichte an der Entnahmestelle getroffen werden konnten.

Die Körnungslinien von Proben des eingesetzten Bodenmaterials sind im Anhang 8.3 abgedruckt. Die Bodenart wurde nach DIN 18196 mit m_s, g_s, f_s' bestimmt. Die Probenentnahme fand am Tag nach dem ersten Bogenversuch mit Hinterfüllung am 16.02.2017 statt. Die ermittelten Körnungslinien der drei entnommenen Proben mit den Probennummern 41400 bis

41402 weisen nahezu deckungsgleiche Sieblienienverläufe auf, sodass von einem sehr homogenen Material ausgegangen werden kann. Da bei den weiteren Bogenversuchen immer dasselbe Bodenmaterial Verwendung fand, wurde bei allen weiteren Bodenentnahmen und -beprobungen auf die Bestimmung der Sieblinie verzichtet.

Lagerungsdichte

Die Bestimmung der Lagerungsdichte erfolgte an ungestörten Bodenproben, welche, nachdem die Belastungsversuche an dem ersten Gewölbe mit Überschüttung abgeschlossen waren (Versuch 3), entnommen wurden. Die Probeentnahmen erfolgten unter den Lastplatten bzw. außerhalb der Lastplatten (vgl. Abbildung 31). Die Ergebnisse der Analyse sind in Anhang 8.3 abgedruckt. In Tabelle 2 sind die für die Nachrechnungen relevanten Bestimmungsgrößen zusammengefasst. Der Mittelwert der Trockenrohdichte aus den drei Proben beträgt $1,75 \text{ g/cm}^3$. Da bei allen weiteren Versuchen die Feuchte nahezu Null betrug wird bei allen weiteren Versuchen und für Vergleichsrechnungen von einer Bodeneigenwichte von $1,75 \text{ g/cm}^3$ ausgegangen.

Tabelle 2: Ergebnisse der Dichtebestimmung nach DIN 18125

Datum Entnahme	Entnahmeort	Probenbezeichnung	Feuchtedichte $\rho_d [\text{g/cm}^3]$	Trockendichte $\rho_d [\text{g/cm}^3]$	Wassergehalt [%]
16.02.2017	E ₁	41400	1,730	1,701	1,72
16.02.2017	E ₂	41401	1,778	1,741	2,08
16.02.2017	E ₃	41402	1,842	1,808	1,88

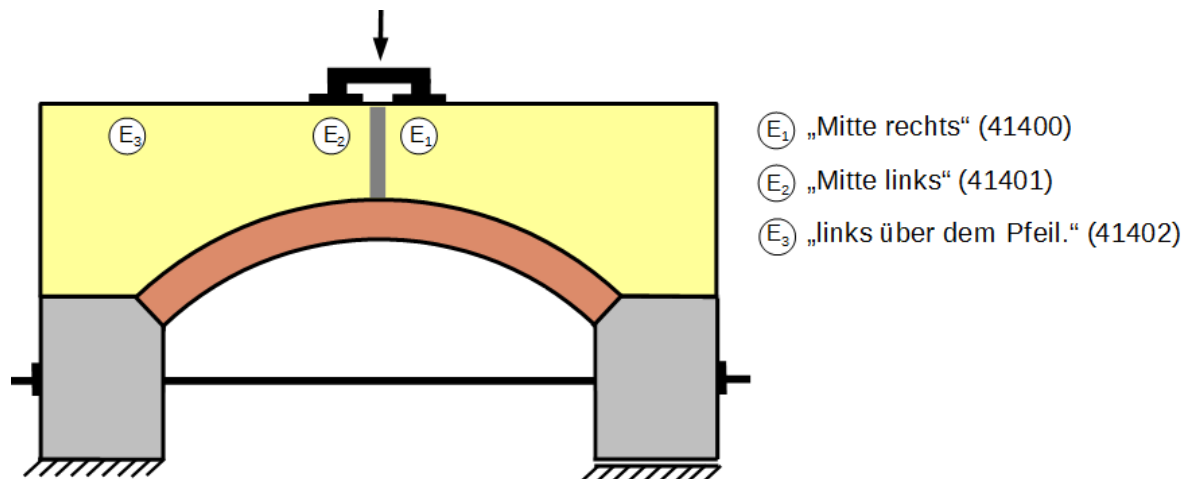


Abbildung 31: Entnahmestellen für Bodenproben

Scherparameter

Die Ermittlung der Scherparameter wurde an gestörten Mischproben der Entnahme vom 16.02.2017 durchgeführt. Dabei wurden die Scherparameter sowohl bei Bruch als auch bei 10 mm Verschiebeweg bestimmt. Die Untersuchung erfolgte an Proben bei einer Lagerungsdichte von $D = 0,67$ und bei $D = 0,92$. Die Ergebnisse der Scherversuche enthält Tabelle 3; die Protokolle der Scherversuche sind im Anhang 8.3 abgedruckt.

Tabelle 3: Ergebnisse der Scherversuche nach DIN 18137-1

Prüfdatum	Probenbezeichnung	Lagerungsdichte D	bei Bruch		bei 10 mm Verschiebung	
			ϕ'	c'	ϕ'	c'
--	41400_2	0,67	37,6°	1,4 kN/m ²	30,5°	1,4 kN/m ²
--	41400V1	0,67	37,5°	1,7 kN/m ²	28,1°	2,5 kN/m ²
23.06.2017	41418/41400	0,92	42,7°	2,0 kN/m ²	28,6°	2,2 kN/m ²
23.06.2017	41418/41400 *	0,92	40,8°	2,3 kN/m ²	29,9°	1,5 kN/m ²

*Einbau unter Wasser

Steifemodul

Für Berechnungen, bei denen angenommen wird, dass Boden und Mauerwerk die angreifenden Schnittgrößen gemeinsam als Verbundquerschnitt abtragen, ist der richtige Ansatz des Elastizitätsmoduls für den Boden ebenso von Bedeutung wie der für das Mauerwerk. Hinsichtlich der Behinderung der Querdehnung kommt es unterhalb der Lasteinleitung zu einer vertikalen Kompression des Bodens aber auch zu einer horizontalen Kompression infolge der Verkrümmung der Bogenachse in Gewölbelängsrichtung. In der anderen horizontalen Achse ist die Querdehnung i.d.R. durch begrenzende Bauteile, wie aufgehende Wände etc., behindert. In den Gewölbeversuchen wurde dies durch die Stirnseitenschalung (vgl. Abbildung 24) realisiert.

Die Verformungseigenschaften von Böden, welche einer allseitigen Behinderung der Querdehnung ausgesetzt sind, werden durch den Steifemodul E_s repräsentiert. Zur Bestimmung des Steifemoduls wurden im Rahmen der Bodenuntersuchungen Druck-Setzungsversuche durchgeführt. Da es nicht möglich war, ungestörte Proben des trockenen Sandes zu entnehmen, wurden zur Abschätzung des Steifemoduls Druck-Setzungsversuche bei einer Lagerungsdichte von $D = 0,67$ und $D = 1,0$ durchgeführt. Die Prüfprotokolle der durchgeführten Druck-Setzungsversuche sind in Anhang 8.3 abgedruckt. In der Tabelle 4 sind die normalspannungsabhängigen Steifemodule gegenübergestellt. Darin wird ersichtlich, dass bei dem eingesetzten Sand die Lagerungsdichte kaum einen Einfluss auf den Steifemodul besitzt. Bei den Gewölbeversuchen wurde der „quasi“ trockene Sand sorgfältig händisch verdichtet, sodass von einer Lagerungsdichte von $D = 1,0$ ausgegangen werden kann.

Tabelle 4: Ergebnisse der Druck-Setzungsversuche

Normalspannung [kN/m ²]	Steifemodul E_s [MN/m ²] bei	
	D = 0,67	D = 1,0
0 – 10	6,9	5,9
10 – 20	9,8	4,2
20 – 40	11,6	10,0
40 – 80	14,5	18,2

4.4 Numerische Simulation der Gewölbeversuche

Modellierungsziel

Für eine einfache analytische Betrachtung der mittragenden Wirkung der Hinterfüllung unter der Annahme, dass diese sich als Teil eines Verbundquerschnitts am Lastabtrag beteiligt,

müssen in einem ersten Schritt, die mitwirkenden Querschnittsteile definiert werden. Hierzu wurden in Abschnitt 3.2.1 Annahmen getroffen, welche es ermöglichen, die mitwirkenden Querschnittsteile bzw. die Tiefe klaffender Fugen allein aus dem Verhältnis der Elastizitätsmoduln und der im Querschnitt zur Systemlinie des Bogens versetzt angreifenden Normalkraft zu bestimmen.

Mit Hilfe der Finiten-Elemente-Methode ist es durch eine gezielte Modellierung des Gewölbes und der Hinterfüllung ebenfalls möglich, den Erdstoff hinsichtlich der Mitwirkung am Lastabtrag zu berücksichtigen (vgl. Proske in [21]). Allerdings stellt das FE-Modell, ähnlich wie analytische Ansätze, auch nur eine vereinfachte Abbildung der Realität dar. Im Rahmen der FE-Modellierung ist Klärung folgender Modellvereinfachungen bzw. Modellierungsansätzen notwendig:

- Wahl des Modellierungsansatzes – diskret oder kontinuumsmechanisch
- Berücksichtigung etwaiger Zugfestigkeiten
- Gültigkeit angesetzter Stoffgesetze
- Kontaktbedingungen zwischen den Bauteilen, respektive zwischen Mauerwerk und Hinterfüllung
- Vereinfachungen der Randbedingungen
- Wahl des geeigneten Finiten-Elemente-Typs
- Form des Finiten-Elemente-Netzes

Die Beantwortung dieser Fragestellungen führt zu weiteren Modellparametern, was wiederum zu Modellunsicherheiten führt. Darüber hinaus stellt die dreidimensionale Modellierung der Struktur einen sehr hohen Eigabeaufwand dar. Die Modelle beinhalten zwangsläufig materialbedingte Nichtlinearitäten, die sich bereits allein aus der Tatsache begründen, dass die geringe Zugfestigkeit in der Modellierung zwingend berücksichtigt werden muss. Diese Nichtlinearitäten führen, neben dem hohen Berechnungsaufwand, zu Problemen im Konvergenzverhalten. Diese Nachteile stellen eine praxisgerechte Anwendung der FE-Modellierung bei einem konkret nachzuweisenden Tragwerk in Frage.

Demgegenüber bietet die Finite-Elemente-Modellierung aber auch entscheidende Vorteile. Einzelne in Abschnitt 3.2.1 aufgeführte, und notwendigen Modellvereinfachungen für die analytische Behandlung der Problemstellung, sind bei der FE-Modellierung keine zwingenden Voraussetzungen. Das betrifft insbesondere die Annahme 3 zum Ebenbleiben der Querschnitte. Außerdem können mit Hilfe des FE-Modells weitere Annahmen auf ihre Gültigkeit hin untersucht werden. Hierzu zählen:

Annahme 1: Es liegt eine schubfeste Verbindung zwischen Mauerwerk und Boden vor.

Annahme 2: Die Scherfestigkeit des Bodens wird an keiner Stelle überschritten.

Zudem bietet die Finite-Elemente-Modellierung die Möglichkeit, auch nichtlineare Stoffgesetze zu berücksichtigen (Annahme 4).

Der größte Vorteil, den die Finiten-Elemente-Modellierung gegenüber allen anderen bekannten analytischen Ansätzen, respektive der Stabwerksmodellierung und dem Stützlinienverfahren, bietet, besteht jedoch darin, dass notwendige Iterationsschritte, die sich aus dem nichtlinearen Tragwerksverhalten begründen, automatisiert vollzogen werden.

Im Rahmen des Forschungsvorhabens wird die Finite-Elemente-Modellierung als Zwischenschritt gesehen. Zum einen sollen mit ihrer Hilfe die Messergebnisse der durchgeführten Bogenversuche nachvollzogen und zum anderen sollen die in Abschnitt 3.2.1 aufgeführten Modellannahmen näher beleuchtet und auf ihre Gültigkeit hin untersucht werden.

Die kontinuumsmechanischen Ansätze, vgl. Abschnitt 2.1.2, bieten Vorteile bei Tragwerken, die in ihrer Geometrie sehr komplex sind, da sie helfen, den Modellierungsaufwand erheblich zu vereinfachen. Für den kontinuumsmechanischen Ansatz sind allerdings Materialgesetze erforderlich, welche die Rissbildung in irgendeiner Form plastischer Dehnungen berücksichtigen - sei es in großflächigen plastischen Zonen wie bei Schlegel [10] oder durch das Aufreißen einzelner Elemente wie beim der Anwendung des Rotating-Crack-Models in [13]. Hierbei wird immer von einer Zugfestigkeit des Mauerwerks und einer abzubauenen Bruchenergie im Riss ausgegangen, was zu elastischen Zugdehnungen vor der Rissentstehung bis hin zum vollständigen Abbau der Bruchenergie während der Rissbildung führt. Das Konvergenzverhalten ist von der angesetzten Zugfestigkeit, der Bruchenergie und der Elementierung abhängig. Zu große Zugfestigkeiten i.V.m. einer sehr geringen Bruchenergie führen zum sogenannten Snap-Back-Effekt, dem wiederum nur mit einer sehr feinen Elementierung entgegengewirkt werden kann. Damit das Rissbild auch in Gewölbelängsrichtung realitätsnah abgebildet werden kann und Risse in dieser Richtung nicht überschätzt werden, muss das Stoffgesetz entsprechende orthotrope Eigenschaften aufweisen.

Vorüberlegungen zur Modellierungsmethode

Durch eine diskrete Modellierung des Mauerwerks werden diese Probleme umgangen. Der Ansatz der Zugfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge kann zu Null angenommen werden, wodurch zum einen der Berechnungsaufwand sinkt und das Konvergenzverhalten steigt. Es ist davon auszugehen, dass die Vernachlässigung von Zugfestigkeiten senkrecht zu den Lagerfugen generell auf der sicheren Seite liegt und dadurch das Tragverhalten vernachlässigbar unterschätzt wird. Dies ist insbesondere der Fall, wenn eine Vorschädigung der Struktur bereits stattgefunden hat und sich in der Belastungshistorie entsprechende Risse in der Biegezugzone ausgebildet hatten - auch wenn diese in anderen Laststellungen zwischenzeitlich wieder überdrückt waren.

Für die Zielstellung des FE-Modells spielt die Lastausbreitung in Bogenquerrichtung eine untergeordnete Rolle, da auch in den Versuchen von vornherein die Belastung über die gesamte Bogenbreite aufgebracht wurde. Zudem waren Rissbildungen in Bogenlängsrichtung nicht Untersuchungsgegenstand. Für das Mauerwerk wäre demzufolge eine Modellierung mit Scheibenelementen und dazwischenliegenden Kontakten ausreichend gewesen. Für die Hinterfüllung sollte allerdings, neben einem reinen linear-elastischen Ansatz, auch ein kontinuumsmechanischer Ansatz möglich sein, der die begrenzte Schubtragfähigkeit des Bodens mit berücksichtigt. In dem verwendeten Programmpaket ANSYS steht hierfür das Drucker-Prager-Materialmodell zur Verfügung, welches sich nur auf Volumenelemente applizieren lässt. Aus diesem Grund wurde unter Ausnutzung der Symmetrie in Gewölbelängsrichtung ein Volumenmodell des Gewölbeversuchsstandes entwickelt (vgl. Abbildung 32).

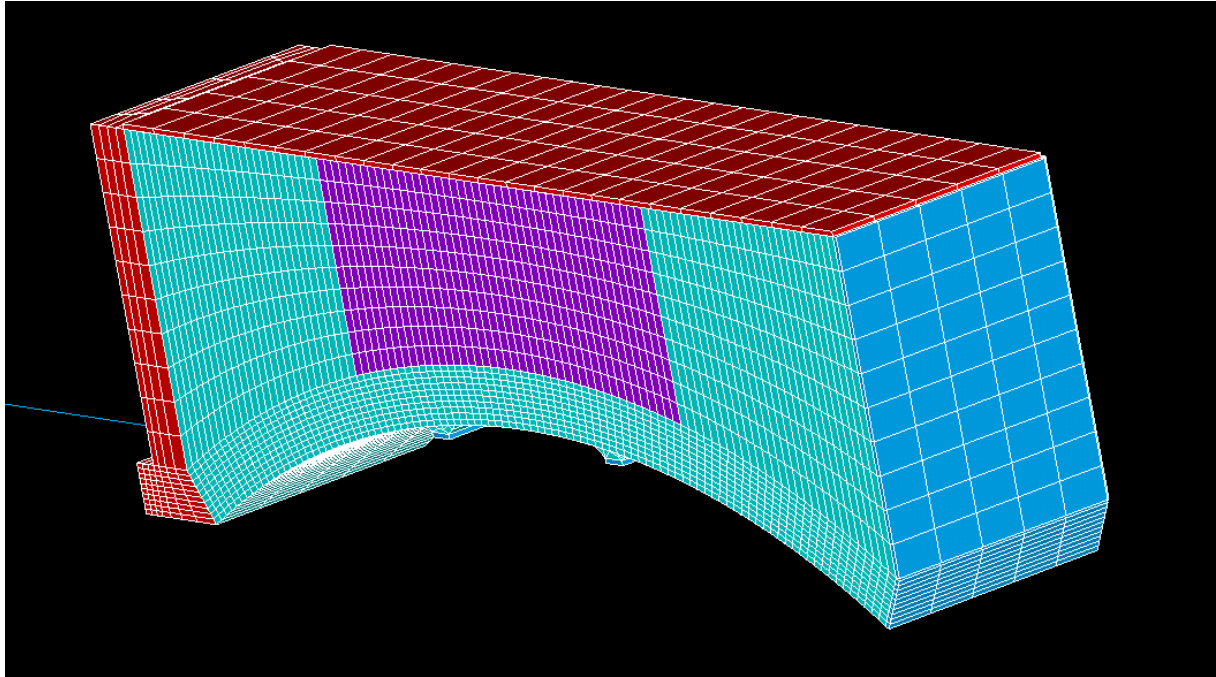


Abbildung 32: Finites-Elemente-Modell des Gewölbeversuchsstandes

Beschreibung des numerischen Modells

Das FE-Modell besteht aus dem Gewölbemauerwerk, der Überschüttung, einem verschieblichen Widerlager dessen Nachgiebigkeit über einen Fachwerksstab als Federelement regulierbar ist und einem Festlager, welches bis zur Oberkante des Hinterfüllmaterials reicht. Für den realitätsnahen Ansatz der weiteren Randbedingungen im Bereich der Hinterfüllung wurden auf der Oberseite zwei Lastplatten aus Stahl mit 1 cm Dicke modelliert auf denen die Versuchslast und die Vorbelastung durch die Ziegelsteine (vgl. Abbildung 21) aufgebracht werden kann. Zudem wurde an der Stirnseite in Gewölbelängsrichtung und im Bereich des Festlagers in Gewölbequerrichtung eine feste Schalhaut modelliert. Alle Flächen der Hinterfüllung, die an die Lasteinleitungsplatten, die Schalungen bzw. an das verschiebliche Widerlager grenzen, wurden mit Kontaktelementen versehen denen ein Reibbeiwert von $\mu = 0,1$ aus Abschnitt 4.3.2 zugeordnet wurde.

Die Überschüttung wurde in Gewölbelängsrichtung in drei Zonen aufgeteilt. Dies ermöglichte die Anwendung von unterschiedlichen Materialgesetzen für die unbelasteten Zonen und für die durch die Versuchslast belastete Zone. Diese Option wurde deshalb gewählt, da sich in ANSYS die Verfestigung des Bodens bei Druckbelastung (vgl. Tabelle 4) nicht i.V.m. mit dem Drucker-Prager-Materialgesetz berücksichtigen ließ.

Bedingt durch die isotropen Eigenschaften des Hinterfüllmaterials bilden sich bei dessen Belastung, neben den vertikal gerichteten Spannungen, auch horizontale Spannungen aus. Für den Nachweis, dass sich infolge der Krümmung der Längsachse in der Hinterfüllung zusätzliche Spannungen in horizontaler Richtung aufbauen, wodurch sich die mittragende Wirkung des Bodenmaterials ableiten lässt, sind letztlich, analog zu den Gewölbeversuchen, nur die Differenz dieser horizontalen Bodenspannungen von Interesse. Demzufolge musste auch in der FE-Modellierung die temporäre Unterstützung am Intrados in Analogie zu Abbildung

23 erfolgen. Dies wurde durch zwei Lastverteilkörper an den entsprechenden Blöcken des diskret modellierten Gewölbemauerwerks sowie durch absenkbar Lasteinleitungsplatten realisiert. Zwischen Lasteinleitungsplatte und Lastverteilkörper wurden Kontaktbedingungen mit einem Reibbeiwert von Null angeordnet. Dies ermöglicht ein schrittweises und vollständiges Absenken der Gewölbeunterstützung für den Zyklus 1b (vgl. Abbildung 22).

Für die einzelnen Blöcke des diskret modellierten Mauerwerks wurde ein isotroper, linear-elastischer Ansatz gewählt. Da die Grenztragfähigkeit der Konstruktion nicht Untersuchungsgegenstand war, wurde auf eine Begrenzung der Druckfestigkeit verzichtet. Am Extrados wurden zwischen dem Gewölbemauerwerk und der Überschüttung Kontaktelemente angeordnet, denen allerdings zunächst ein idealer Verbund zugeordnet wurde. Für die Kontakte im Gewölbemauerwerk zwischen den einzelnen Blöcken wurde ein Reibbeiwert von $\mu = 1,0$ gewählt, was einem Reibungswinkel von 45° entspricht. Im Rahmen der Gewölbeversuche konnte kein Schubversagen senkrecht zur Gewölbeachse beobachtet werden, was auch nach [3] in den wenigsten Fällen auftritt. Zudem war dieses Versagen ebenfalls nicht untersuchungsrelevant. Der angesetzte Beiwert führte auch in den Simulationsrechnungen nicht zu einem derartigen Schubversagen zwischen den einzelnen Blöcken.

In Tabelle 5 sind die Ausgangsparameter des FE-Modells für die einzelnen Volumina aufgeführt. Die angesetzten Werte für das Mauerwerk und den Boden begründen sich aus den ergänzenden Untersuchungen des Abschnitts 4.3. Für die Überschüttung wurde das Drucker-Prager-Materialmodell und für alle anderen Bestandteile wurde ein isotroper, linear-elastischer Ansatz gewählt.

Tabelle 5: Materialparameter des FE-Modells (Ausgangsparameter)

Bauteil	E-Modul	Querdehnzahl	Wichte	Kohäsion	Innerer Reibungswinkel	Dilatanzwinkel
	[N/mm ²]	[-]	[kN/m ³]	[kN/m ²]	[°]	[°]
Mauerwerk	3.000	0,3	21,0	-	-	-
Boden unbelastet	6,0	0,3	17,5	1,9	37,5	10
Boden belastet	18,2	0,3	17,5	2,0	42,0	10
Lasteinleitungsplatten	200.000	0,2	77,1	-	-	-
Schalung / Widerlager	200.000	0,2	0	-	-	-

Die Modellierung der Nachgiebigkeit des verschieblichen Widerlagers erfolgte über eine Feder mit einem Fachwerkelement von 3,60 m Länge und einem Durchmesser von 25 mm. Als Material wurde der gleiche gewichtslose Stahl wie für die Schalung der Überschüttung und für die Widerlager gewählt.

In der Gewölbelängsachse, was in Abbildung 32 der seitlichen Ansichtsfläche entspricht, wurde für alle Bauteile eine horizontale Halterung im Sinne einer Symmetriebedingung angesetzt. Die Widerlager wurden vertikal unverschieblich und das Festwiderlager zudem horizontal in Gewölbelängsrichtung unverschieblich gehalten.

Aufgrund der Nichtlinearität des FE-Modells ist das Superpositionsprinzip ungültig, weshalb die FE-Berechnung mit den einhergehenden Ergebnisausgaben in mehreren Schritten erfolgte:

- 1.) Vertikale Unterstützung am Intradados und Aufbringung der ständigen Lasten
- 2.) Verbleib der vertikalen Unterstützung am Intradados und schrittweise Aufbringung der Versuchslast
- 3.) Extraktion der horizontalen Bodenspannungen im Scheitelbereich (Zyklus 1a)
- 4.) schrittweises Absenken der Unterstützungsplatten am Intradados
- 5.) Extraktion der horizontalen Bodenspannungen im Scheitelbereich (Zyklus 1b), Extraktion der Mauerwerksspannungen im Scheitelbereich, Bestimmung der Verschiebungsgrößen, Auswertung der elastischen und plastischen Dehnungen

In einem zweiten Rechenlauf wurden die Verschiebungsgrößen infolge der ständigen Lasten ohne Unterstützung am Intradados berechnet. Für einen Vergleich der berechneten Verschiebungsgrößen mit den versuchstechnisch erfassten Größen müssen die Verschiebungen infolge der ständigen Lasten abgezogen werden, da diese in den Versuchen nicht mit erfasst wurden.

Simulationsergebnisse

Nachfolgend sollen exemplarisch die Ergebnisse der FE-Berechnung am Beispiel einer Versuchslast von 64 kN gezeigt werden. Diese Versuchslast ist insofern interessant, da sie auf der einen Seite bereits weit über einer Nutzlast für vergleichbare Hochbaugewölbe liegt. Auf der anderen Seite sind, zumindest im Boden, zwar plastische Dehnungen zu verzeichnen (vgl. Abbildung 35), jedoch besitzen die für einen Tragfähigkeitsnachweis maßgebenden Spannungen im Scheitelbereich noch nahezu lineare Verläufe über die Querschnittshöhe. Das betrifft sowohl die horizontal gerichteten Spannungen im Mauerwerk (Abbildung 38) als auch den horizontalen Spannungen in der Überschüttung (Abbildung 37 rechts).

Die Abbildungen Abbildung 33 und Abbildung 34 zeigen die überhöht dargestellten Verformungsfiguren für die Rechenläufe der Zyklen 1a bzw. 1b (vgl. hierzu Abbildung 22). Die in den Farbskalen aufgeführten Verschiebungsgrößen sind in Millimeter angegeben. In allen Abbildungen ist deutlich die Wirkungsweise der Kontaktelemente zwischen den einzelnen Blöcken des Gewölbemauerwerks anhand der sich einstellenden klaffenden Fugen zu erkennen. Darüber hinaus wird auch die Setzung des Erdstoffs ersichtlich. Es zeigt sich, dass die Setzungen über die gesamte Breite des Gewölbes nahezu konstant sind. Die angesetzte Reibung an der Schalhaut der Hinterfüllung scheint nur einen geringen Einfluss zu besitzen, was sich auch bei hier nicht abgedruckten Vergleichsrechnungen zeigte, bei denen sowohl das Verformungsverhalten als auch die Spannungsverteilungen miteinander verglichen wurden.

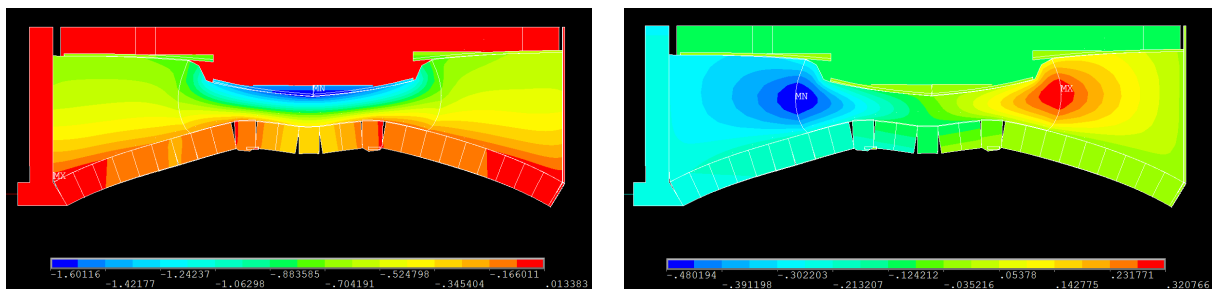


Abbildung 33: berechnete Verformungen Zyklus 1a bei einer Versuchslast von 64 kN (überhöhte Darstellung), links Vertikalverschiebungen, rechts Horizontalverschiebungen

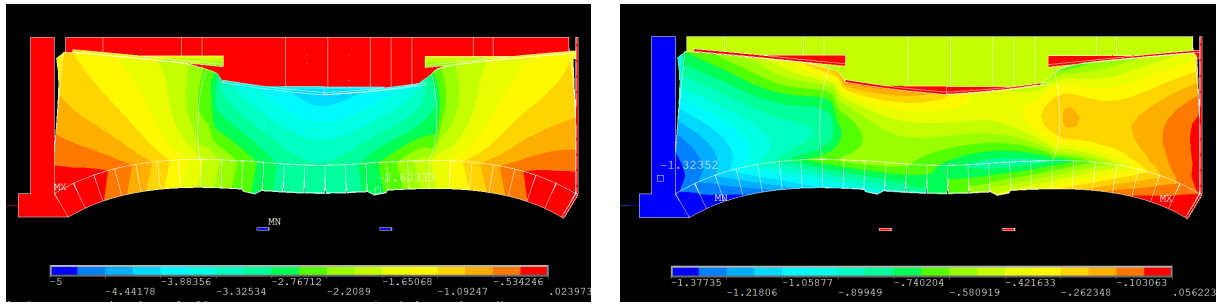


Abbildung 34: berechnete Verformungen Zyklus 1b bei einer Versuchslast von 64 kN (überhöhte Darstellung), links Vertikalverschiebungen, rechts Horizontalverschiebungen

Für die Vergleichbarkeit der Berechnung mit den Versuchsergebnissen sind die Vertikalverschiebungen des Bogens und die Horizontalverschiebung des verschieblichen Widerlagers an den jeweils geplanten Messstellen v_1 und v_2 bzw. h (vgl. Abbildung 18) von besonderem Interesse. Die aus der FE-Berechnung entnommenen Verschiebungsgrößen sind in Tabelle 6 enthalten.

Tabelle 6: berechnete Verschiebungsgrößen im Bereich der Messstellen bei einer Versuchslast von 64 kN

	Vertikalverschiebung im Bereich der Unterstützung am Intrados (Messstellen v_1 bzw. v_2)	Horizontalverschiebung des verschieblichen Widerlagers (Messstelle h)
Zyklus 1b inkl. ständiger Last	2,633 mm	1,324 mm
ständige Last allein	0,584 mm	0,331 mm
Zyklus 1b ohne ständige Last	2,049 mm	0,993 mm

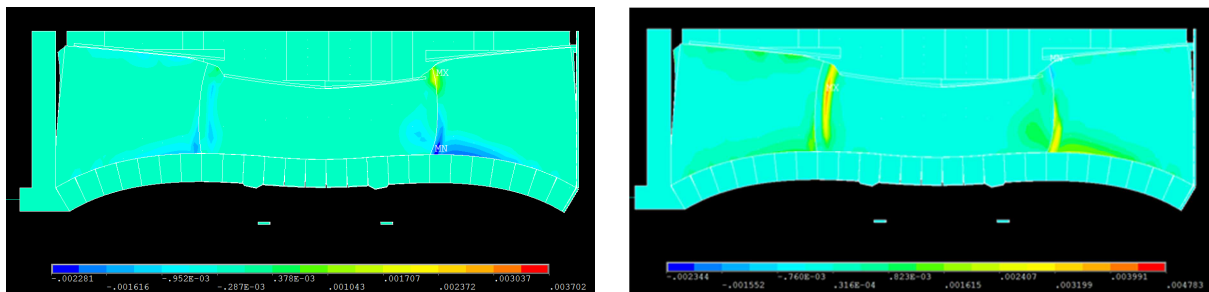


Abbildung 35: Plastische Dehnungen Zyklus 1b bei einer Versuchslast von 64 kN (überhöhte Darstellung der Verschiebungen), links vertikal gerichtete Dehnungen, rechts horizontal gerichtete Dehnungen

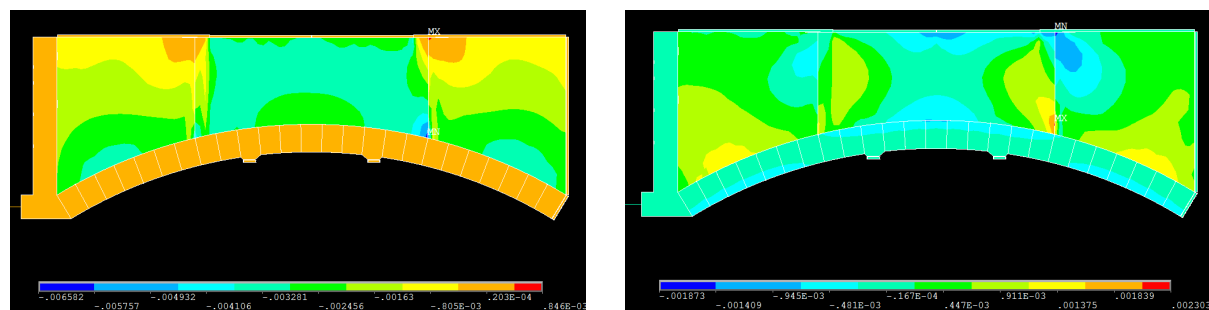


Abbildung 36: Elastische Dehnungen Zyklus 1b bei einer Versuchslast von 64 kN (nicht skalierte Darstellung der Verschiebungen), links vertikal gerichtete Dehnungen, rechts horizontal gerichtete Dehnungen

Für die Untersuchung des Tragverhaltens unter Berücksichtigung der Überschüttung sind die Spannungsverläufe im Scheitelbereich des Mauerwerks und im Boden von besonderer Be-

deutung. Diese Spannungsverläufe sind gesondert in den Abbildung 37 und Abbildung 38 dargestellt.

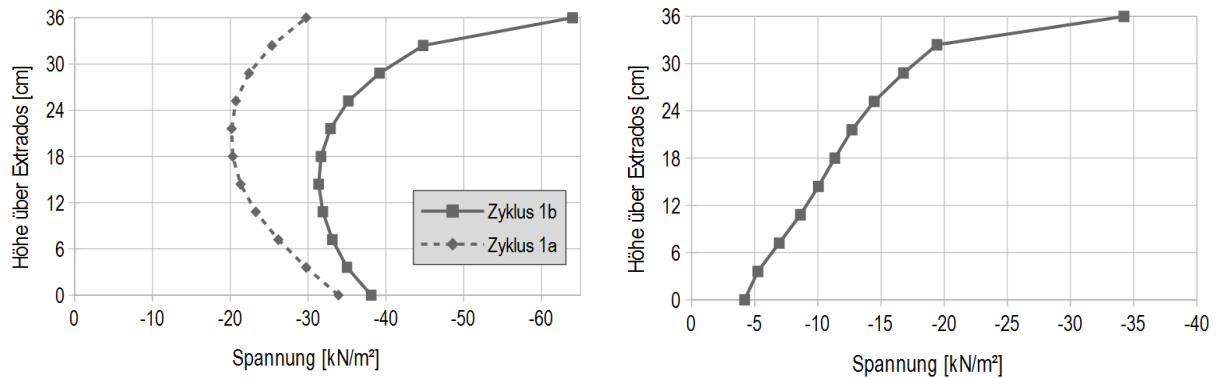


Abbildung 37: berechnete Horizontalspannungen im Boden (Scheitel) bei einer Versuchslast von 64 kN, links getrennt nach den Zyklen 1a und 1b, rechts Differenz zwischen Zyklus 1b und Zyklus 1a

Über die Höhe der Überschüttung ist ein charakteristischer, bogenförmiger Verlauf der horizontalen Spannungen infolge der Versuchslast zu verzeichnen (Zyklus 1a in Abbildung 37 links), der auch für andere Versuchslasten kennzeichnend ist. Nach Wegnahme der Gewölbeunterstützung erhöhen sich die horizontalen Spannungsanteile. Die Differenz der Spannungen zwischen Zyklus 1b und Zyklus 1a (Abbildung 37 rechts) besitzt, abgesehen vom letzten Element in Nähe der Geländeoberkante, einen nahezu linearen Verlauf.

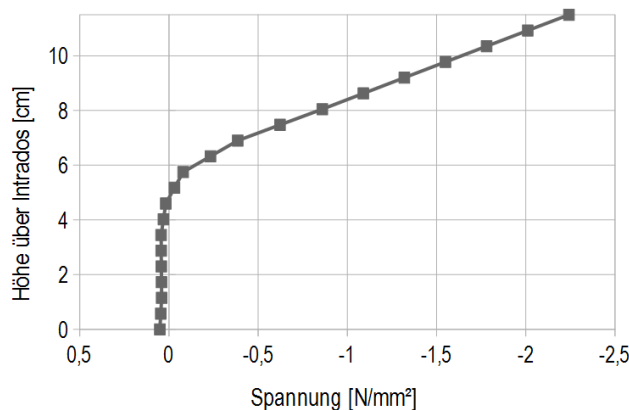


Abbildung 38: berechnete Horizontalspannungen im Mauerwerk (Scheitel) Zyklus 1b bei einer Versuchslast von 64 kN

Bei der Darstellung der Spannungen im Mauerwerk (Abbildung 38) ist ein bilinearer Spannungsverlauf aufgrund der klaffenden Fuge zu verzeichnen. Die klaffende Fuge erstreckt sich, gemessen vom Intrados, bis in eine Tiefe von ca. 6 cm. Der weitere Verlauf der Druckspannungen im Mauerwerk besitzt einen nahezu linearen Verlauf.

4.5 Ergebnisse der Gewölbeversuche

In diesem Abschnitt werden die Versuchsergebnisse für die Gewölbeversuche mit Überschüttung dargestellt, was dem Versuch 3 in Abbildung 17 entspricht. Anhand dieses Versuchs wird das Tragverhalten des Gewölbes mit der Überschüttung sehr gut deutlich. Bei dem Versuch wurde die Versuchslast in Stufen in die Überschüttung eingeleitet, wobei der

Lastzyklus 1 und der Lastzyklus 2 gemäß Abbildung 22 zu unterscheiden ist. Insgesamt wurden diese beiden Lastzyklen zweimal wiederholt, sodass pro Laststufe die Versuchslast insgesamt viermal aufgebracht wurde. Die

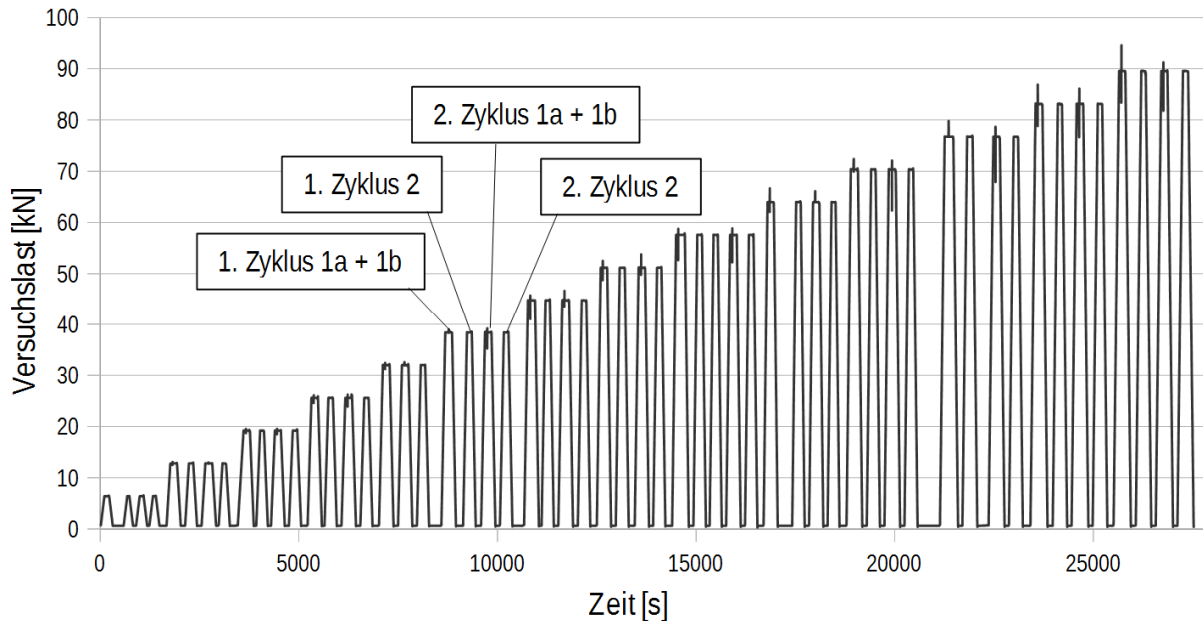


Abbildung 39 zeigt den Verlauf der Versuchslast über den gesamten Versuchszeitraum. Teilweise sind in dem Diagramm kurzzeitige Ausschläge bei der Lastmessung zu erkennen. Diese entstanden durch das Nachregeln der Laststeuerung bei der Wegnahme der Gewölbeunterstützung, also beim Übergang von Zyklus 1a hin zu Zyklus 1b.

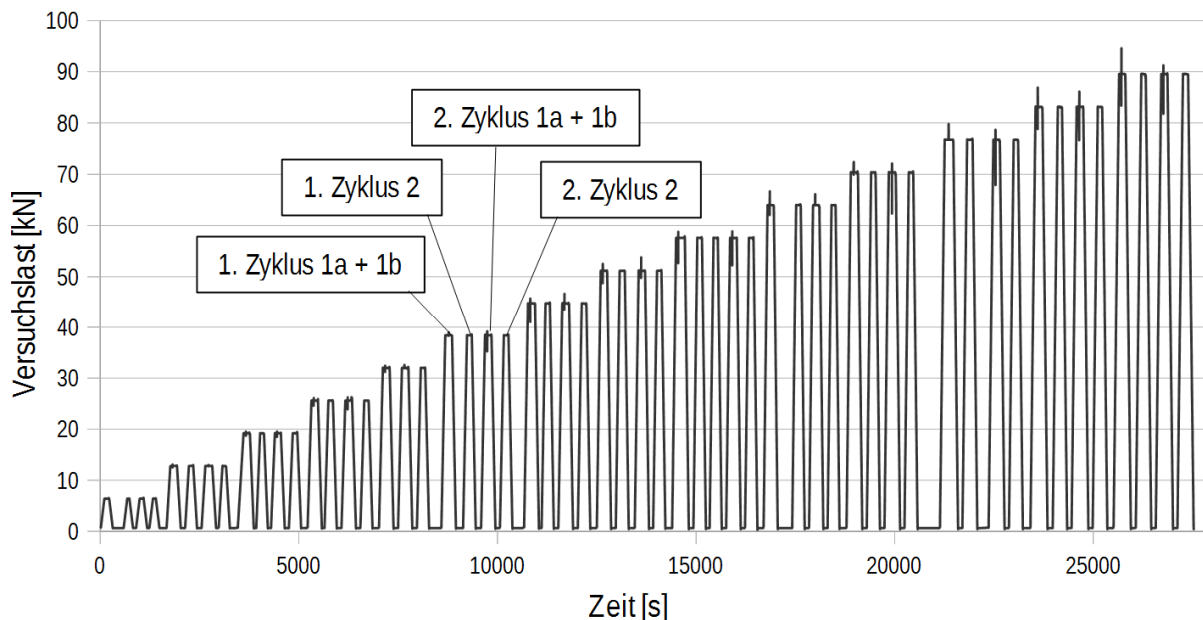


Abbildung 39: Versuch 3 - zeitlicher Verlauf der Versuchslast für Gewölbeversuch mit Überschüttung

Die Vertikalverschiebungen des Gewölbes wurden in der Nähe der Gewölbeunterstützungen an den Messstellen v_1 und v_2 gemessen (vgl. Abbildungen Abbildung 18, Abbildung 19 und Abbildung 23). Die Messung der Horizontalverschiebungen des verschieblichen Widerlagers (Messstelle h) erfolgte in Nähe der Aufstandsfläche des verschieblichen Widerlagers an der Widerlagerhinterseite (vgl. Abbildungen Abbildung 18 und Abbildung 19). Insgesamt ergaben sich vier Messstellen für die Vertikalverschiebungen und zwei Messstellen für die Horizontal-

verschiebungen. Für einen Überblick bezüglich des Verformungsverhaltens wurde der symmetrische Versuchsaufbau ausgenutzt und die vier Vertikalverschiebungen bzw. die zwei Horizontalverschiebungen gemittelt. Die Ergebnisse sind für alle vier durchgeführten Lastzyklen bei den untersuchten Lastniveaus in Abbildung 40 dargestellt. Dabei handelt es sich immer um jene Verschiebungswerte, die sich in jedem einzelnen Lastzyklus zwischen dem Belastungsbeginn und dem Erreichen der Ziellast bei Zyklus 2 bzw. nach der Wegnahme der Unterstützung bei Zyklus 1b einstellen. Die gemessenen Verschiebungswerte beinhalten somit nur die Verschiebungen infolge der aufgetragenen Versuchslast.

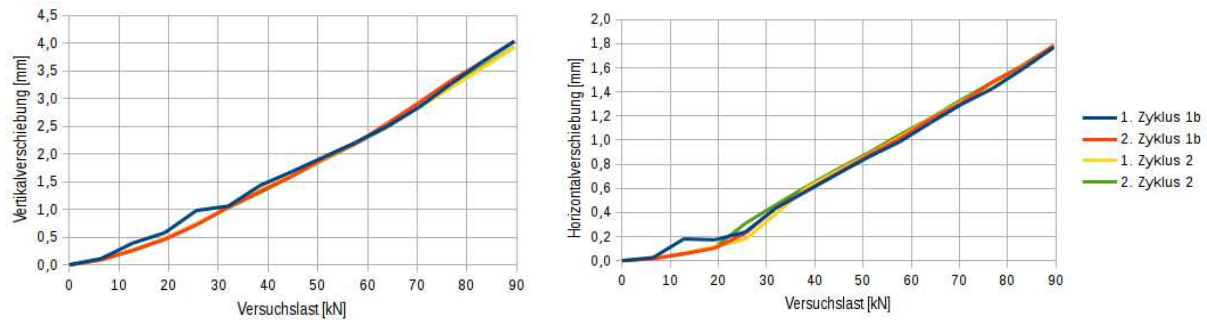


Abbildung 40: Versuch 3 - gemessene Verschiebungen beim Gewölbe mit Hinterfüllung; links Vertikalverschiebungen v_1 bzw. v_2 , rechts Horizontalverschiebungen des Kämpfers h

In allen vier durchgeführten Lastzyklen eines jeden Belastungsniveaus wurden etwa die gleichen Verschiebungen gemessen. Sowohl bei den Vertikalverschiebungen als auch bei den Horizontalverschiebungen ist ein progressiver Anstieg bis etwa 30 kN Versuchslast zu verzeichnen. Oberhalb der 30 kN steigen die Horizontalverschiebungen proportional zur Versuchslast. Im Gegensatz dazu steigen, allerdings in abgeschwächter Form, die Vertikalverschiebungen weiterhin überproportional an.

Von Interesse sind auch die gemessenen Kräfte der Gewölbeunterstützung kurz vor dem Absenken, also am Übergang zwischen Zyklus 1a und Zyklus 1b. Die Summe der beiden Kraftanteile aus F_1 und F_2 (vgl. Abbildung 19) sind in Abhängigkeit zur Versuchslast in Abbildung 41 dargestellt.

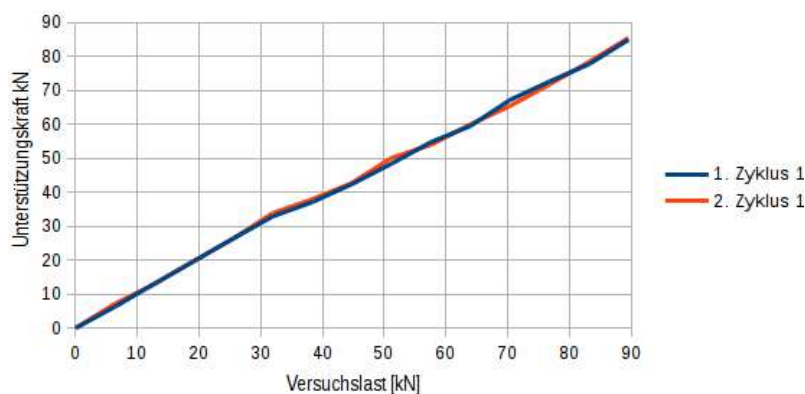


Abbildung 41: Versuch 3 - Unterstützungskraft am Übergang zwischen Zyklus 1a und Zyklus 1b kurz vor Wegnahme der Unterstützung

Die Unterstützung wurde mittels hydraulischen Handpumpen während des gesamten Zyklus 1a konstant gehalten und anhand der in Echtzeit ausgegebenen Verschiebungsgrößen v_1

und v_2 nachkorrigiert. Dabei stellte sich die Unterstützungskraft in Abbildung 41 am Ende des Zyklus 1a automatisch ein.

Bis zur 32 kN Laststufe scheint die Versuchslast direkt in die Unterstützungskonstruktion weitergeleitet worden zu sein. Oberhalb von 32 kN fiel die Unterstützungskraft immer etwas geringer als die Versuchslast aus. Die höchste Abweichung zwischen den beiden Kräften ist bei etwa 90 kN Versuchslast zu verzeichnen, wobei die Unterstützungskraft noch ca. 95 % der Versuchslast betrug. Daraus wird deutlich, dass die Versuchslast nahezu vollständig in das Gewölbe eingeleitet worden sein muss und nur ein vernachlässigbar kleiner Anteil im Hinterfüllmaterial direkt in die Widerlager abgeflossen ist.

Neben den Vertikalverschiebungen wurde auch die Krümmung im Scheitelbereich des Gewölbes gemessen (vgl. Abbildungen Abbildung 18, Abbildung 19 und Abbildung 23) Unter der Annahme des Ebenbleibens des Mauerwerksquerschnitts und unter Vernachlässigung der ständigen Einwirkungen kann aus dieser Messung, anhand einfacher geometrischer Beziehungen, auf die Dehnungsverteilung im Querschnitt geschlossen werden. Die aus der Messung berechneten Druckdehnungen am Extradados zeigt Abbildung 42.

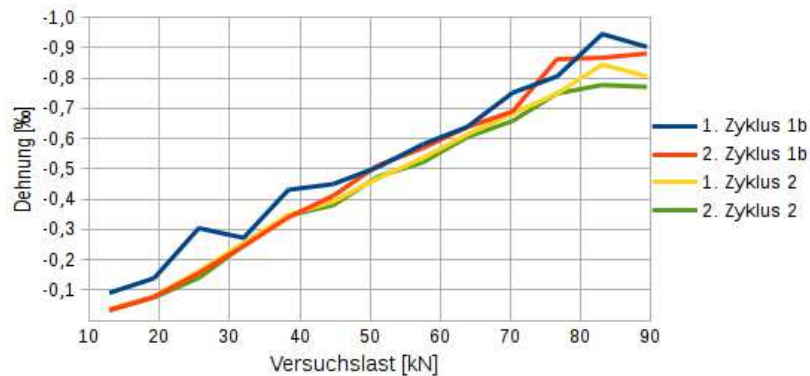


Abbildung 42: Versuch 3 - ermittelte Dehnungen am Extradados des Gewölbes unter der Annahme des Ebenbleibens des Mauerwerksquerschnitts und Vernachlässigung der ständigen Lasten

An dieser Stelle sei angemerkt, dass wegen eines Sensorausfall bei der Krümmungsmessung leider nur Messdaten für eine Gewölbeseite vorliegen. Ein verlässlicher Messbereich konnte auch nur bei einer Versuchslast oberhalb von 13 kN ausgemacht werden.

Aus der Abbildung 42 wird dennoch ersichtlich, dass sich die Dehnung am Extrados zwischen 13 kN und 77 kN proportional zur Versuchslast einstellt, wobei der Dehnungszuwachs oberhalb von 77 kN Versuchslast zu stagnieren scheint.

An der Stelle, an der sich die Dehnung im Querschnitt zu Null ergibt, wäre die Nulllinie bzw. neutrale Faser zu vermuten. Oberhalb der neutralen Faser wäre die Druckzone und unterhalb die klaffende Fuge zu verorten. In Abbildung 43 ist der Verlauf der Druckzonenhöhe in Abhängigkeit zur Versuchslast dargestellt.

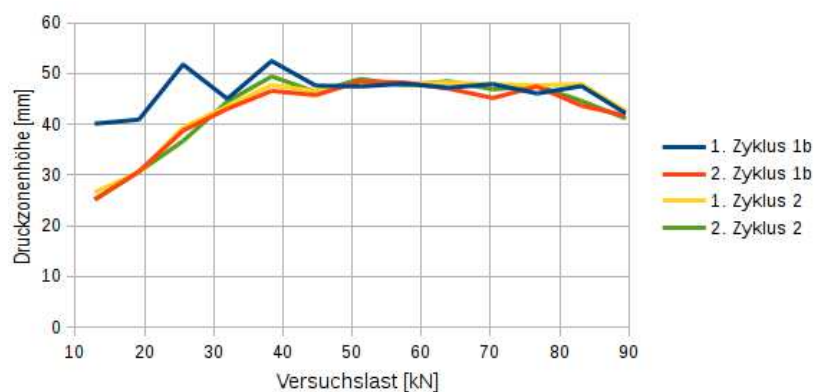


Abbildung 43: Versuch 3 - ermittelte Druckzonenhöhe am Extrados des Gewölbes unter der Annahme des Ebenbleibens des Mauerwerksquerschnitts und Vernachlässigung der ständigen Lasten

Die Abbildung 44 zeigt exemplarisch die gemessenen Erddruckdifferenzen bei einer Versuchslast von 51 kN. Dabei handelt es sich um jene Spannungsverteilungen im Boden, die sich infolge der Verbundwirkung zwischen Mauerwerk und Boden ausbilden und durch die sich folglich das Hinterfüllmaterial am Lastabtrag beteiligt. In der rechten Bildhälfte sind die Spannungsdifferenzen aus dem ersten Belastungszyklus (Zyklus 1) dargestellt, bei dem die Versuchslast mit Bogenunterstützung aufgebracht wird (Zyklus 1a) und anschließend die Unterstützung entfernt wird (Zyklus 1b). Auf der linken Bildhälfte sind die Erddrücke aus dem zweiten Belastungszyklus ohne Bogenunterstützung (Zyklus 2) abzüglich der Erddrücke aus dem ersten Zyklus mit Unterstützung (Zyklus 1a) dargestellt (vgl. hierzu auch Abbildung 22).

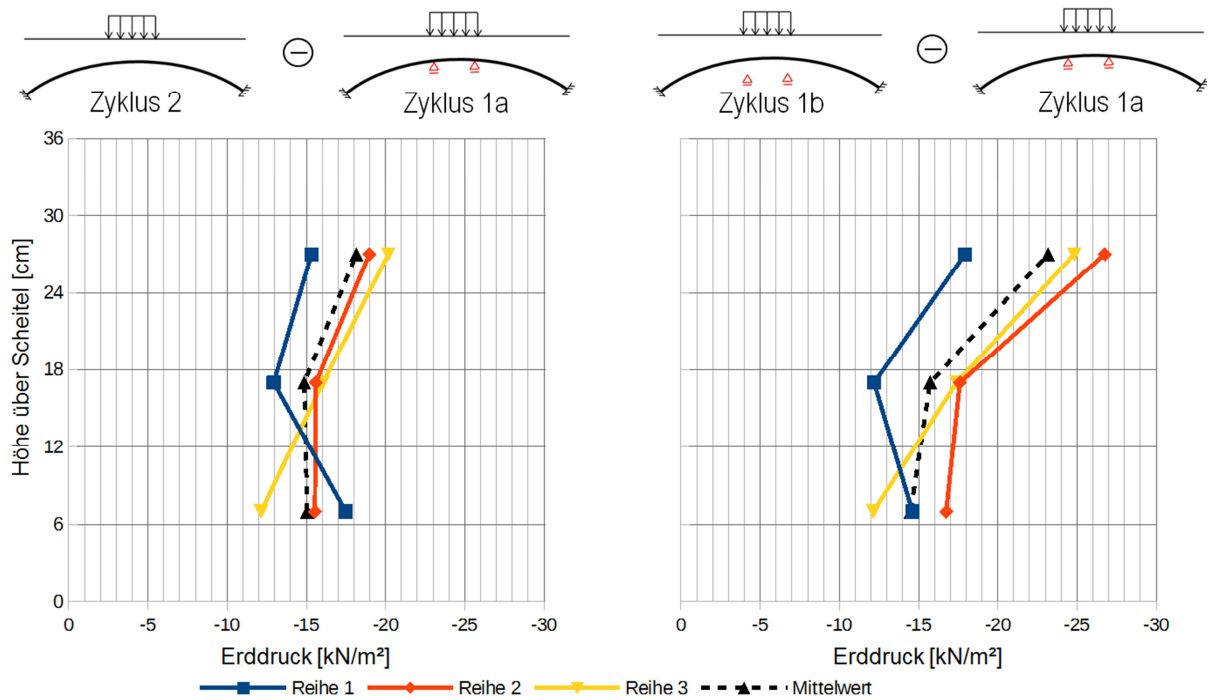


Abbildung 44: Versuch 3 - Differenzen gemessener Erddrücke bei 51 kN Versuchslast

Die in den Diagrammen farbig dargestellten Reihen sind die Verbindungslinien zwischen den Messwerten der im Erddruck-Messpanel übereinander angeordneten Kraftaufnehmer. Die gestrichelte Linie verbindet jeweils das arithmetische Mittel der Messwerte der drei Kraftaufnehmer, die sich horizontal in einer Linie befinden. Erwartungsgemäß sind die Erddrücke in der linken Bildhälfte kleiner, da sich hier der Elastizitätsmodul des Bodens adäquat mit der Steigerung der Versuchslast ausgebildet hat.

4.6 Vergleich zwischen Simulationsergebnissen und Versuchsergebnissen

Zur Validierung des FE-Modells anhand der Versuchsergebnisse wurden die drei Laststufen 32, 64 und 96 kN Versuchslast untersucht und die berechneten Werte als Stützstellen für die nachfolgenden Diagramme genutzt.

Verschiebungsgrößen

In Abbildung 45 sind hierzu die Vertikalverschiebungen des Gewölbes sowie die Horizontalverschiebungen des verschieblichen Widerlagers gegenübergestellt. Bei den Simulationsergebnissen wurden, zum Zwecke der Vergleichbarkeit, die Verschiebungswerte infolge Eigenlasten abgezogen, da die Verschiebungen infolge Eigenlast in den Messgrößen ebenfalls nicht mit erfasst sind.

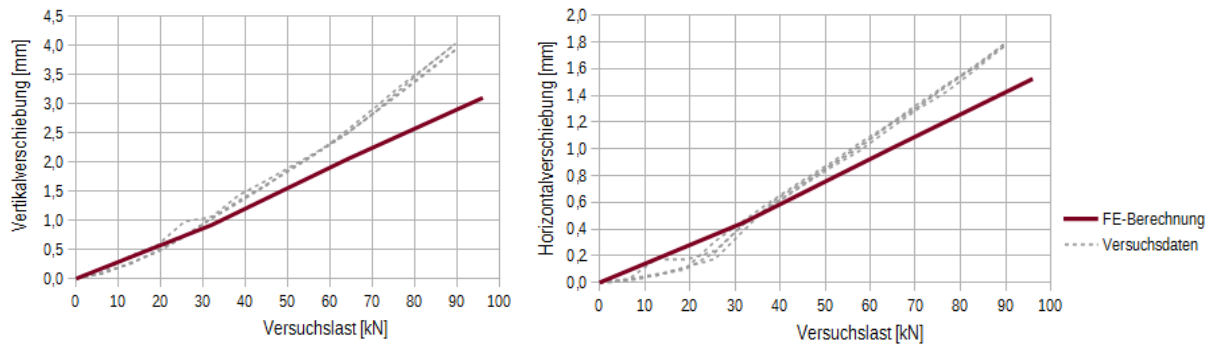


Abbildung 45: Vergleich der Verschiebungsgrößen zwischen FE-Berechnung und Gewölbeversuch 3; links: Vertikalverschiebungen des Gewölbes (Messstellen v_1 und v_2); rechts: Horizontalverschiebungen des Widerlagers (Messstelle h)

Bis zu einer Versuchslast von ca. 40 kN stimmen die berechneten Werte gut mit den Versuchsergebnissen überein. Darüber hinaus sind bei den Versuchsdaten größere Verschiebungswerte zu verzeichnen. Bei einer Versuchslast von 90 kN wurden nur ca. 75 % der tatsächlich aufgetretenen Vertikalverschiebungen und nur ca. 80 % der Horizontalverschiebungen berechnet. Eine mögliche Ursache für diese Divergenz könnte darin bestehen, dass ggf. der Elastizitätsmodul des Mauerwerks bei exzentrischer Belastung geringere Werte aufweisen könnte. Um diesen Sachverhalt genauer abklären zu können, müssten zum einen weitergehende Untersuchungen an Mauerwerksprüfkörpern unter exzentrischer Belastung durchgeführt werden. Zum anderen müsste dies in den numerischen Simulationen Berücksichtigung finden. Entweder über eine entsprechend versuchstechnisch gestützte nichtlineare Spannungs-Dehnungsbeziehung für das Mauerwerk oder gar eine detaillierte Mikromodellierung, bei denen den Lagerfugen ein geeignetes Stoffgesetz zugewiesen wird. Dies hätte jedoch eine erhebliche Ausweitung des geplanten Arbeitsumfangs bedeutet, wie anhand vergleichbarer Versuche zur Festigkeitsbestimmung von Natursteinmauerwerk unter exzentrischer Belastung in [16] ersichtlich ist. Zudem ist zu bezweifeln, ob dadurch eine sicherere Beurteilung des Verbundmodells möglich gewesen wäre.

Dehnungs- und Spannungsverteilung im Mauerwerk

Im vorausgegangenen Abschnitt wurde anhand der Krümmungsmessungen auf die Dehnungsverteilung im Mauerwerksquerschnitt geschlossen. Wird zudem unterstellt, dass im Gewölbeversuch das Mauerwerk ein Elastizitätsmodul von 3000 N/mm^2 für die entsprechenden Wiederbelastungen aufgewiesen hätte, lässt sich anhand der ermittelten Dehnungen am Extradros (Abbildung 42) auf die im Versuch vorgeherrschten Spannungen schließen. In der Abbildung 46 links sind diese Spannungen mit den berechneten Spannungen gegenübergestellt, wobei bei letzteren die Spannungen infolge Eigenlast abgezogen wurden. Dieses Vorgehen kommt dem richtigen Ergebnis nur annähernd nahe, da aufgrund der nichtlinearen Zusammenhänge das Superpositionsgesetz ungültig ist. Demnach gilt auch an dieser Stelle, dass ein Vergleich nur bei den höheren Laststufen sinnvoll ist, bei denen der Einfluss der ständigen Lasten geringer ist. Bei einem Vergleich der Druckzonenhöhe (Abbildung 46 rechts) lässt sich bei den Simulationsrechnungen der Einfluss der ständigen Lasten nicht mehr separieren, weshalb auf einen Vergleich unterhalb der 32-kN-Laststufe gänzlich verzichtet wurde.

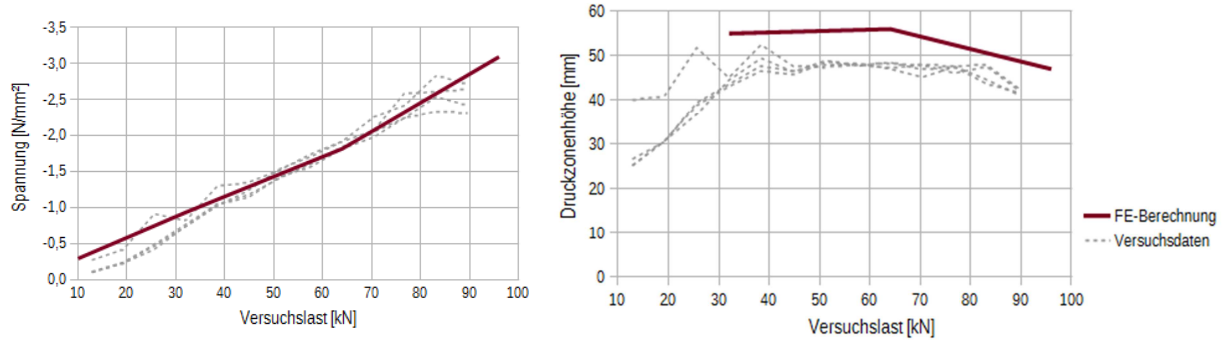


Abbildung 46: Vergleich der Spannungsverteilung im Scheitelbereich des Gewölbemauerwerks zwischen FE-Berechnung und Gewölbeversuch 3; links: Spannungen am Extrados; rechts: Druckzonenhöhe

Sowohl die Spannungen am Extrados als auch die Druckzonenhöhen weisen dennoch eine sehr gute Übereinstimmung zwischen den Versuchsergebnissen und den FE-Berechnungen auf. Die Druckzonenhöhe fällt in den Berechnungen etwas größer aus, was dem Einfluss der ständigen Lasten zugeschrieben werden könnte.

Vergleichsrechnungen mit variierenden Elastizitätsmoduln für das Mauerwerk haben gezeigt, dass bei einem geringer angesetzten E-Modul die Größe der Druckzone weiter ansteigen würde und die Spannungen am Extrados, infolge des geringeren E-Moduls und der größeren Druckzonenhöhe, entsprechend kleiner ausfallen würde.

Klaffende Fugen am Intrados

Die klaffenden Fugen konnten beim Gewölbeversuch auch mit Hilfe der 2D-Fotogrammetrie [25] nachgewiesen werden. In der Abbildung 47 sind exemplarisch die klaffenden Fugen in der FE-Berechnung anhand der skalierten Verformungsfigur mit dem Ergebnis aus der 2D-Fotogrammetrie bei einer Versuchslast von 64 kN gegenüber gestellt.

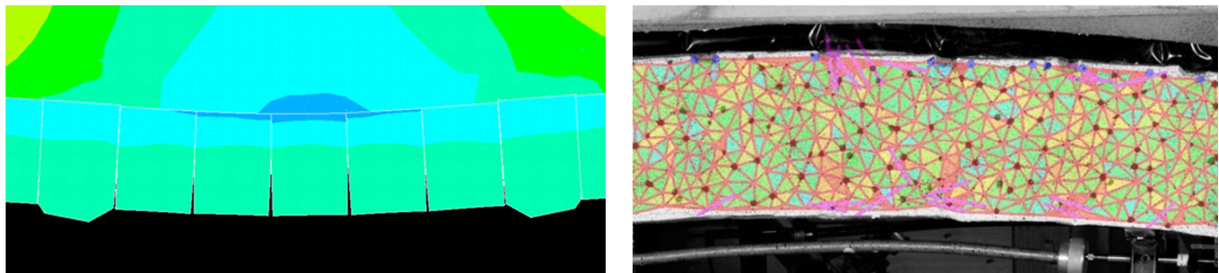


Abbildung 47: Vergleich klaffender Fugen im Scheitelbereich bei 64 kN Versuchslast; links: FE-Berechnung; rechts: Ergebnisse der 2D-Fotogrammetrie Versuch 3

Sowohl die Zone, in der sich die klaffenden Fugen am Intrados ausbildeten, als auch die Tiefe der Risse zeigen gute Übereinstimmungen.

Spannungen in der Überschüttung

In den Abbildungen Abbildung 48 und Abbildung 49 werden die mit Hilfe des eigens für die Gewölbeversuche entwickelten Erddruckpanels (vgl. Abbildung 20) gemessenen horizontalen Spannungen im Scheitelbereich der Überschüttung mit den Ergebnissen der FE-Berechnung für die 32 kN und die 64 kN Laststufe gegenübergestellt.

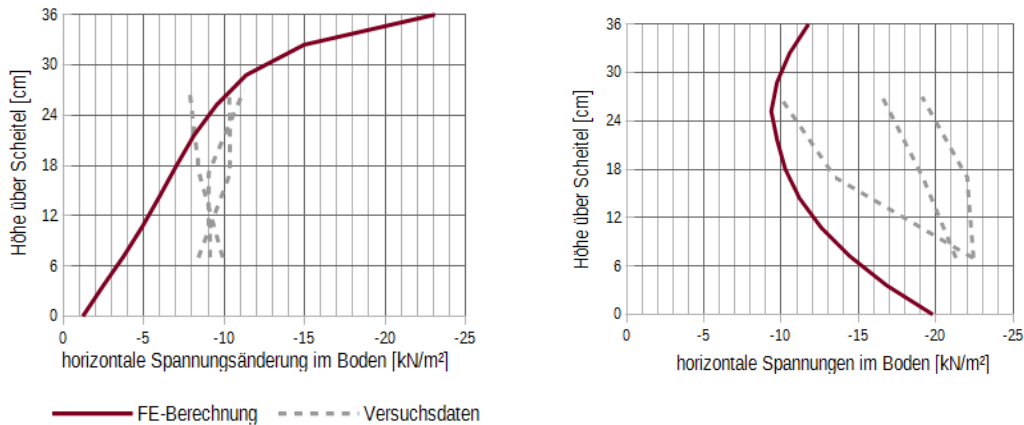


Abbildung 48: Vergleich der horizontalen Spannungen in der Überschüttung bei der 32-kN-Laststufe des Versuchs 3; links: Spannungsänderung nach Wegnahme der Gewölbeunterstützung; rechts: mit Gewölbeunterstützung (Zyklus 1a)

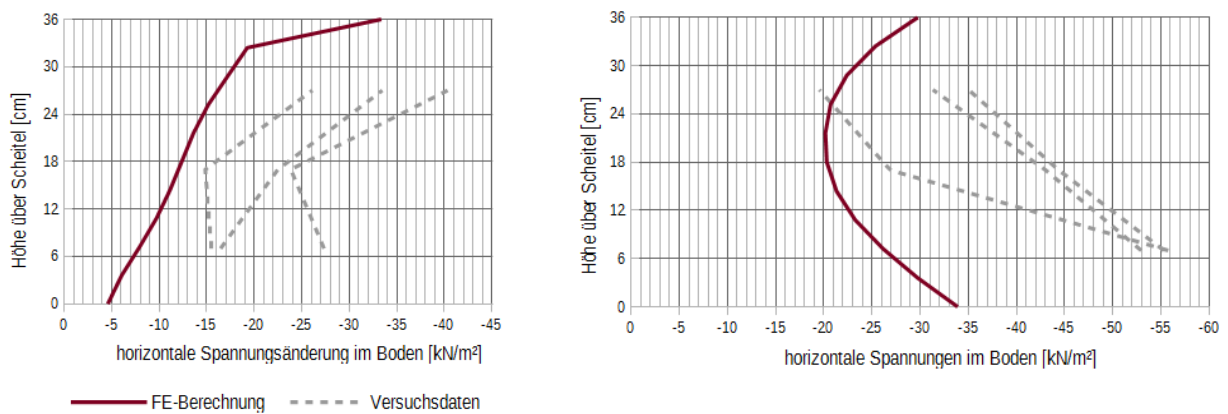


Abbildung 49: Vergleich der horizontalen Spannungen in der Überschüttung bei der 64-kN-Laststufe des Versuchs 3; links: Spannungsänderung nach Wegnahme der Gewölbeunterstützung; rechts: mit Gewölbeunterstützung (Zyklus 1a)

Auf der rechten Seite der beiden Abbildungen Abbildung 48 und Abbildung 49 sind die Spannungen für den Zyklus 1a dargestellt. In diesem Zyklus ist die Versuchslast zwar vollständig aufgebracht, aber die Gewölbeunterstützung ist noch vorhanden. Die sich einstellenden horizontalen Erddruckspannungen rühren aus der seitlichen Verformungsbehinderung und den isotropen Eigenschaften des Erdstoffs (isotroper Halbraum). Auf der linken Seite sind die Spannungsänderungen dargestellt, die sich, anschließend an den Zyklus 1a, nach Wegnahme der Gewölbeunterstützung einstellen (Zyklus 1b).

Sowohl für den Zyklus 1a als auch für den Zyklus 1b sind die berechneten Erddruckspannungen kleiner. Beim Zyklus 1a (rechte Seite) stellt sich bei den Simulationsrechnungen in allen Laststufen eine charakteristische, bogenförmige Spannungsverteilung über die Höhe ein, wobei die kleinsten Spannungen etwa in der Mitte der Überschüttungshöhe zu verzeichnen sind. Bei dem Gewölbeversuch hingegen stieg die Spannung mit zunehmender Nähe zum Extrados an.

Betrachtet man die Spannungsdifferenzen, die sich aus der Wegnahme der Gewölbeunterstützung ergeben (linke Seite), so sind im unteren Lastbereich (32 kN) diese Spannungsdifferenzen bei den Versuchen nahezu gleichmäßig über die Höhe verteilt, wohingegen in den

höheren Laststufen (64 kN) die sich einstellenden Spannungsdifferenzen in Richtung der Geländeoberkante zunehmen. In den FE-Berechnungen sind dagegen in allen Laststufen die Spannungsdifferenzen in Richtung der Geländeoberkante größer als im Bereich des Extrasdos.

Für die quantitativen Unterschiede der Spannungsänderungen (linke Seite) könnten folgende Faktoren verantwortlich sein:

- Unterschätzung des Steifemoduls des Erdstoffs im FE-Modell
- Überschätzung des Elastizitätsmoduls des Mauerwerks im FE-Modell
- fehlerhafte Kalibrierung des Erddruckmesspanels
- sonstige Messfehler

Dass der Elastizitätsmodul des Mauerwerks in der FE-Berechnung überschätzt wurde, widerspricht der Tatsache, dass auch im Zyklus 1a (rechte Seite) die gemessenen Erddruckspannungen im Versuch größer waren als in der Berechnung.

4.7 Zwischenfazit

Hypotetisch treten bei flachen, überschütteten Gewölben und Bogenstrukturen im Bodenmaterial zusätzliche, zur Bogenachse tangential verlaufende Spannungen auf, die einer Verbundwirkung zwischen Boden und Mauerwerk zugeschrieben werden können. Bei Berücksichtigung dieser Verbundwirkung ergeben sich im Mauerwerk rechnerisch geringere Druckspannungen. Für die Validierung dieser Modellvorstellung dienten großmaßstäbliche Versuche sowie ein an die Versuche angelehntes numerisches Modell, welches wiederum anhand der Messdaten der Versuche validiert wurde. Sowohl bei den Versuchen als auch bei den numerischen Simulationen wurde besonderes Augenmerk auf die tangential zur Gewölbeachse gerichteten Spannungen in der Überschüttung gelegt. Sowohl in den Simulationen als auch in den Versuchen zeigten sich im Erdstoff, insbesondere in den unteren Lastniveaus, vergleichbare Spannungszuwächse, die einer Verbundwirkung zugeschrieben werden können.

5 Validierung des Verbundmodells

5.1 Diskussion ausgewählter Modellannahmen anhand der Ergebnisse aus der numerischen Simulation und den Versuchsergebnissen

Annahme 1: Es liegt eine schubfeste Verbindung zwischen Mauerwerk und Boden vor.

Die maximal über den Extradados übertragbaren Schubspannungen sind zum einen von den maximal übertragbaren Schubspannungen des Bodens und zum anderen von der Rauigkeit des Extradados abhängig. Die Rauigkeit des Extradados kann, analog zum Vorgehen bei der Berechnung von Erddrücken bei Wänden, mit einem Wandreibungswinkel beschrieben werden. Die Größe des Wandreibungswinkels ist begrenzt durch den Winkel der inneren Reibung des Erdstoffs. Voraussetzung einer schubfesten Verbindung zwischen dem Boden der Überschüttung ist demnach, dass im näheren Umfeld des betrachteten Schnittes die Scherfestigkeit des Bodens nicht überschritten wird und eine zum Material der Überschüttung adäquat raue Oberfläche am Extradados vorliegt.

Bei dem Gewölbeversuch 3 kann davon ausgegangen werden, dass eine zum Material der Überschüttung adäquat raue Oberfläche vorlag und die maximal übertragbaren Scherbeanspruchungen durch das Material der Gewölbeüberschüttung definiert ist. Dies wurde zwangsläufig aus den gegebenen Umständen bei der Herstellung des Versuchsgewölbes sichergestellt:

- Grobes Verstreichen der Mauerwerksfugen
- Unförmigkeit der verwendeten Steine
- Toleranzmaße der Steine
- Unebenheiten der Schalung für die Gewölbeherstellung
- Polygonartiger Längsschnitt des Extradados aufgrund der kubischen Form der Steine

In dem Gewölbeversuch mit Überschüttung (Versuch 3) konnten eindeutig zusätzliche, horizontale Spannungen in der Überschüttung beim Übergang von Zyklus 1a hin zum Zyklus 1b nachgewiesen werden, die eine gewisse Schubfestigkeit tangential zum Extradados voraussetzen (vgl. Abbildung 44). In der zum Versuch korrespondierenden FE-Simulation wurde von einer schubfesten Verbindung am Extradados ausgegangen. Die gemessenen horizontalen Spannungen im Scheitelbereich der Überschüttung waren größer als die berechneten Spannungen (vgl. jeweils linke Seite der Abbildung 48 und Abbildung 49). Zudem traten in der FE-Simulation im Bereich des untersuchten Scheitelbereichs keine plastischen Verformungen in der Überschüttung auf, wohl aber im Bereich der Gewölbezwickel (vgl. Abbildung 35). Alle diese Punkte deuten darauf hin, dass bei dem Gewölbeversuch 3 eine schubfeste Verbindung im untersuchten Bereich des Scheitels vorlag.

Annahme 2: Die Scherfestigkeit des Bodens wird an keiner Stelle überschritten.

Die Scherfestigkeit der Überschüttung steigt mit zunehmender Normalspannung, da diese theoretisch über den Winkel der inneren Reibung gekoppelt ist. Bei einem Erdstoff, dessen Ausdehnung in alle Richtungen behindert ist, bewirkt die Dilatanz eine zusätzliche Erhöhung der Scherfestigkeit. Die größte Scherfestigkeit ist demnach im Bereich zwischen Lasteinlei-

tung und Extrados vorzufinden. In der Abbildung 35 wird deutlich, dass in diesem Bereich keine plastischen Scherdehnungen auftreten, was in der numerischen Simulation auch bei anderen Versuchslasten nicht beobachtet werden konnte. Allerdings treten plastische Schubdehnungen im Bereich der Gewölbezwickel auf in denen nicht so hohe Vertikalspannungen aus der Auflast zu verzeichnen sind. Um abzuschätzen, welchen Einfluss diese plastischen Dehnungen in den Zwickelbereichen des Gewölbes auf die horizontale Spannungsverteilung in Gewölbelängsrichtung im Scheitelbereich besitzen, wurden zwei FE-Berechnungen durchgeführt, wobei in einer Berechnung der Überschüttung das Drucker-Prager-Materialmodell und in der anderen Berechnung der Überschüttung ein rein linear-elastischer Ansatz zugewiesen wurde. Für diesen Vergleich wurden die Spannungsverteilungen im Scheitelbereich für eine Versuchslast von 64 kN in Abbildung 50 sowohl für die Überschüttung (rechts), als auch für das Mauerwerk (links) gegenübergestellt. Bei den Bodenspannungen handelt es sich dabei um die Differenz der Spannungen zwischen Zyklus 1b und Zyklus 1a.

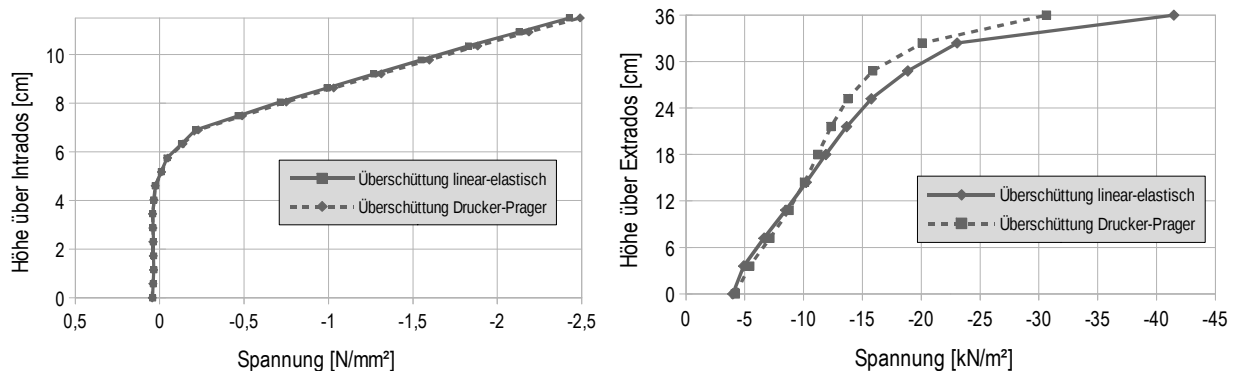


Abbildung 50: Auswirkung des angesetzten Materialmodells der Überschüttung auf die rechnerische Spannungsverteilung im Scheitel bei einer Versuchslast von 64 kN; links: horizontale Spannungen im Mauerwerk; rechts: horizontale Spannungen in der Überschüttung

Es wird deutlich, dass die beiden Ansätze nur in den oberen zehn Zentimetern der Überschüttung zu unterschiedlichen Spannungen führen, was aber, sowohl qualitativ als auch quantitativ betrachtet, kaum einen Einfluss auf die Spannungsverteilung im Mauerwerk besitzt. Die Randspannung am Extrados des Mauerwerks fällt bei dem linear-elastischen Ansatz um ca. 2,5 % geringer aus. Die Annahme, dass die Scherfestigkeit des Bodens an keiner Stelle überschritten wird trifft demnach nicht für jene Bereiche zu, die nicht direkt mit der Nutzlast belastet werden. Da sich allerdings diese Bereiche außerhalb des betrachteten Querschnitts befinden, besitzen diese plastischen Schubdehnungen nur einen geringen Einfluss auf die Spannungsverteilung im Bemessungsschnitt.

Annahme 3: Die Teilquerschnitte des Bodens und des Mauerwerks bleiben eben.

Zur Beantwortung dieser Frage können die Dehnungsverteilungen über die Querschnittshöhe aus der FE-Simulation einen Anhaltspunkt geben. In den durchgeführten Berechnungen sind die Spannungen in allen Bauteilen über den jeweiligen Elastizitätsmodul direkt mit den Dehnungen linear gekoppelt, sodass sich zur Beantwortung der Frage zusätzliche Diagramme zur Dehnungsverteilung erübrigen und dies bereits anhand der Spannungsverteilungen deutlich gemacht werden kann.

Beim Gewölbemauerwerk ist in den Spannungsverteilungen faktisch ein bilinearer Verlauf ableitbar (vgl. Abbildung 38 und Abbildung 50). Die Abrundungen zwischen der vertikalen

Linie entlang der klaffenden Fuge und der ansteigenden Spannung in Richtung Extrados ist vermutlich auf die Diskretisierung zurückzuführen. Ähnlich wie bei schlanken Stahlbetonbauteilen ist an dieser Stelle eines eben bleibenden Querschnitts gerechtfertigt, zumal das Gewölbemauerwerk für diese Annahme offensichtlich eine ausreichende Schlankheit besitzt.

Etwas differenzierter stellt sich dies bei der Überschüttung dar. Hier konnte in den numerischen Berechnungen beobachtet werden, dass die Differenz der Spannungen zwischen Zyklus 1b und Zyklus 1a zur Geländeoberkante hin sehr stark ansteigen, wobei die Verteilung dieser Spannungsdifferenz in den unteren zwei Dritteln des Querschnitts nahezu linear verläuft (vgl. Abbildung 37, Abbildung 49 und Abbildung 50). Diese Aussage kann sowohl für den Ansatz mit dem Drucker-Prager-Materialmodell als auch für den linear-elastischen-Ansatz getroffen werden. An dieser Stelle konnte jedoch noch nicht abschließend geklärt werden, ob der Anstieg der Spannungsdifferenzen rein aus der Geometrie oder durch die angrenzenden Lasteinleitungsplatten begründet ist.

Ob sich diese Spannungsspitzen, wie sie sich in den entsprechenden Abbildungen immer wieder darstellen, auch in der Realität wirklich ausbilden, muss bezweifelt werden. Hier spielt sicherlich auch die Form der Lasteinleitung eine entscheidende Rolle. Insbesondere dann, wenn die Lasteinleitung über viele kleine Flächen, wie etwa bei einer Pflasterung, erfolgt. Aus diesem Grund wird für die Validierung des analytischen Verbundmodells dieser Spannungsanstieg im Bereich der Geländeoberkante vernachlässigt, und es wird lediglich der nahezu lineare Spannungsverlauf in den unteren zwei Dritteln der Überschüttung zugrundegelegt.

5.2 Abschätzung eines etwaigen iterativen Vorgehens

Ziel des Verbundmodells nach Abschnitt 3.2 ist es, die Wirkung der Überschüttung mit Rechenmethoden zu berücksichtigen, die einen relativ geringen planerischen Aufwand bedeuten. Neben den Elastizitätsmoduln für das Mauerwerk und die Überschüttung sind die Größe der Normalkraft sowie deren Ausmitte bezogen auf die Schwerlinie des Mauerwerksquerschnitts notwendig. Letztere zwei Eingangsgrößen stammen i.d.R. entweder aus einer Stützlinienberechnung oder aus der Berechnung an einem linienförmigen Stabwerkssystem. In beiden Fällen ist die Grundlage für die statische Berechnung immer die Schwerlinie des vollen Mauerwerksquerschnitts des Gewölbes.

Vor der Berechnung der Spannungen in den Teilquerschnitten, die sich aus der äußeren Belastung (Normalkraft und deren Ausmitte) ergeben, muss gemäß den Formeln (20) und (22) der für den Lastabtrag zur Verfügung stehende Querschnitt definiert werden. Bei diesem neuen Querschnitt kommt die Überschüttung als Teilquerschnitt hinzu und ggf. vermindert sich auch, bei entsprechend großer Ausmitte, die Querschnittsfläche des Mauerwerks aufgrund einer klaffenden Fuge. Auf jeden Fall ändert sich durch diese neue Querschnittsdefinition die ursprünglich zu Grunde liegende statische Systemlinie zur Berechnung der Auflagerkräfte und der Schnittgrößen. Streng genommen führt dies zu einem iterativen Prozess, bei dem in einem zweiten Rechengang die Gleichgewichtsbetrachtungen und die Berechnung der Schnittgrößen anhand der neu zu definierenden Systemlinie durchgeführt werden muss. Bei einer nichtlinearen FE-Berechnung erfolgt dieser iterative Prozess beispielsweise automatisiert. Die Frage die sich nun stellt, ist, wie groß ist der Fehler bei der

Spannungsberechnung am Querschnitt, der bei einem ersten Iterationsschritt erkenntlich werden würde, und wäre es vertretbar, auf eine Iteration gänzlich zu verzichten.

Diese Fragestellung soll an einer Beispielrechnung durchgeführt werden, deren statisches System sich sehr den durchgeführten Gewölbeversuchen ähnelt, aber dennoch kleine Vereinfachungen enthält. Aus dem Beispiel werden folgende zwei Erkenntnisse ersichtlich:

1. Der erste Iterationsschritt deckt Fehler bezüglich der Ergebnisse der Spannungsberechnungen auf, die aber eine zu vernachlässigende Größenordnung darstellen.
2. Vergleichbare Fehler würden auch auftreten, wenn die Überschüttung unberücksichtigt bliebe und es aufgrund einer Ausmitte, die angenommen größer als die erste Kernweite ausfiele, zu einer klaffenden Fuge im Mauerwerk käme.

Das statische System für das Beispiel ist in Abbildung 51 dargestellt. Es handelt sich um ein vereinfachtes statisches System des Bogenversuchs 3 mit 100 kN Auflast, allerdings unter Vernachlässigung aller Eigenlastanteile. Die Auflager seien allseitig festgehalten und in ihrer Verdrehung behindert. Die Elastizitätsmoduln von Mauerwerk und Überschüttung wurden so angepasst, dass sich auch bei horizontal unverschieblichen Auflagern klaffende Fugen im Scheitelbereich einstellen. Der Elastizitätsmodul für das Mauerwerk wurde zu $E_1 = 6000 \text{ MPa}$ und der Steifemodul für die Überschüttung zu $E_2 = 16,1 \text{ MPa}$ gewählt.

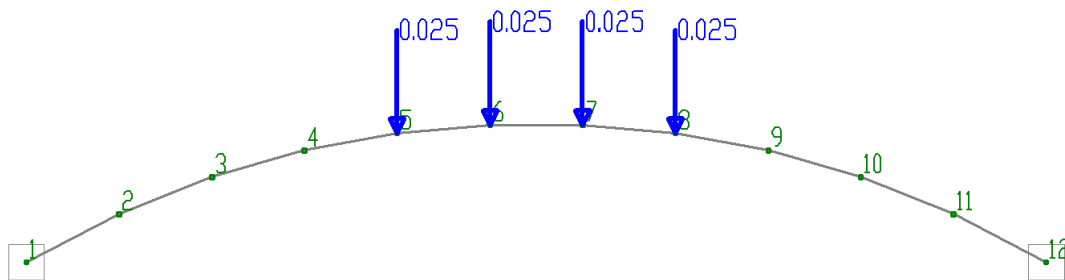


Abbildung 51: Statisches System zur Untersuchung der Schnittgrößenveränderungen aus einer veränderten Systemlinie infolge der Berücksichtigung veränderter Querschnittsanteile bei Anwendung des Verbundmodells

Die betragsmäßig maximalen Biegemomente (Abbildung 52) treten im Scheitelbereich (+5,208 kNm) und im Kämpferbereich (-3,577 kNm) auf. Die Drucknormalkräfte (nicht dargestellt) betragen zwischen -136,5 kN im Scheitel und -144,2 kN im Kämpfer.

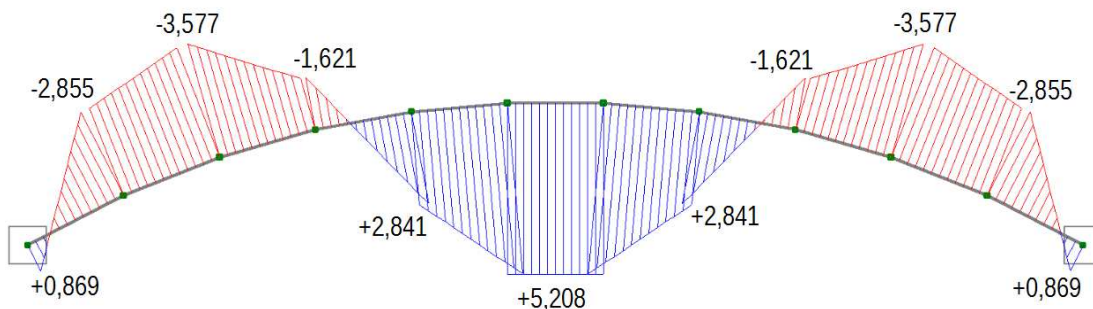


Abbildung 52: Biegemomentenverlauf des Ausgangssystems

Durch den Ansatz der Hinterfüllung im Scheitelbereich ergibt sich eine neue Schwerpunktlage des Verbundquerschnitts in den Knoten 5 bis 8. Die maximale Änderung erfahren die Knoten 6 und 7 mit 1,05 cm nach oben. Das veränderte statische System hat zwar kaum einen Einfluss auf den Normalkraftverlauf (weniger als 2%), jedoch einen erheblichen Einfluss auf den Momentenverlauf. Im Vergleich zum Ausgangssystem sinkt das maximale Moment auf 83 % im Scheitelbereich und auf 92 % im Kämpferbereich (Abbildung 53).

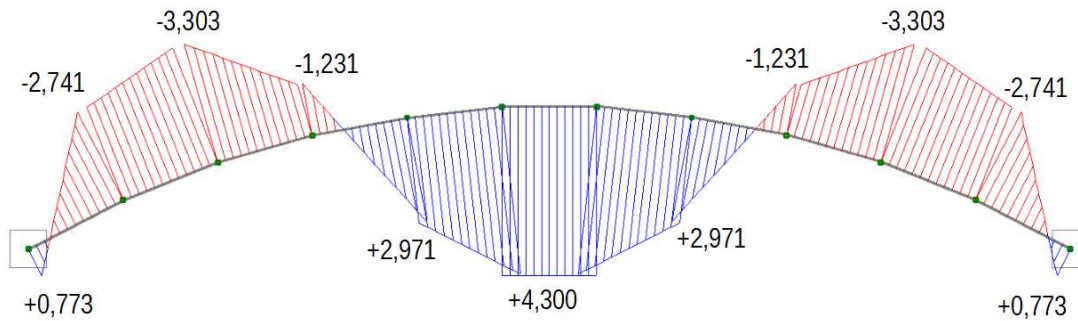


Abbildung 53: Biegemomentenverlauf am korrigierten statischen System, bei dem die Schwerlinie in den Knoten 5 bis 8 angepasst wurde

Bei dem Ausgangssystem (Abbildung 51) berechnet sich die maximale Ausmitte im Kämpferbereich (Knoten 3 und 10) zu $e = +2,46$ cm und liegt damit zwischen erster und zweiter Kernweite des Mauerwerksquerschnitts. Konsequenterweise muss auch hier eine Anpassung des statischen Systems erfolgen. Entsprechend wird die Systemlinie um 0,1 cm in den Knoten 2 und 11 sowie um 0,8 cm in den Knoten 3 und 10 nach unten verschoben.

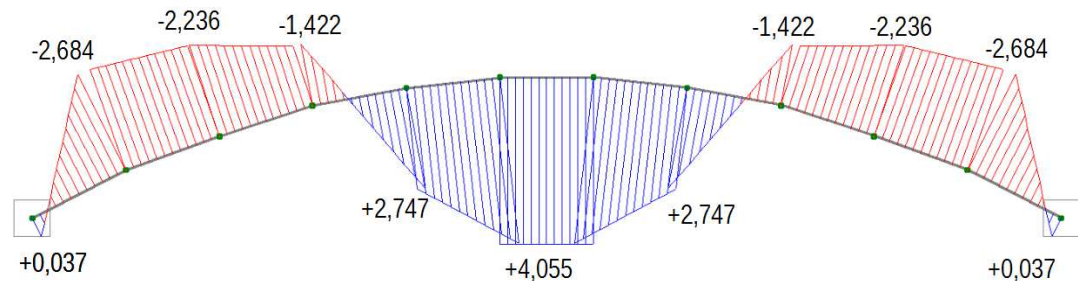


Abbildung 54: Biegemomentenverlauf, bei dem die Schwerlinie in allen Knoten angepasst wurde

Durch die veränderte Systemlinie verändert sich der qualitative Momentenverlauf im Kämpferbereich ebenfalls erheblich. Das betragsmäßig größte Kämpfermoment liegt nun im Knoten 2 bzw. 11 vor und beträgt mit 2,366 kNm nur noch 66 % des Ausgangsbiegemomentes. Im Scheitelbereich sinkt das Moment auf 78 % des Ausgangsmomentes aus Abbildung 52.

Welche Auswirkungen hat nun die Veränderung des statischen Systems auf den sich berechnenden Spannungszustand im Mauerwerk? Für einen Vergleich wird das Ausgangssystem (Abbildung 51) herangezogen und zunächst nur die Systemlinie in den Kämpferbereichen angepasst. Die vorerst separierte Betrachtung der Kämpferbereiche erfolgt aus Anschauungsgründen. Die auftretenden klaffenden Fugen führen dazu, dass das ursprünglich gewählte System nicht korrekt abgebildet war und das System entsprechend korrigiert werden muss. Der Vorgang ist vergleichbar mit dem Ansatz des Bodens im Scheitelbereich, je-

doch sind die Spannungsberechnungen an dieser Stelle einfacher nachzuvollziehen, da es sich an dieser Stelle nicht um einen Verbundquerschnitt handelt.

In Tabelle 7 sind die Spannungen an den entsprechenden Knoten für das Ausgangssystem berechnet. Hierbei ist h die Ausgangsquerschnittshöhe von 11,5 cm. Durch die Exzentrizität kommt es in beiden Knoten zu einer klaffenden Fuge. Die zur Verfügung stehende Querschnittshöhe t beträgt 11,31 cm (Knoten 2) bzw. 9,86 cm (Knoten 3). Die in den Querschnitten angenommene Systemlinie ist demnach falsch und wird im nächsten Schritt korrigiert. Gewählt wird eine Verschiebung von 0,1 cm in den Knoten 2 und 11 sowie 0,8 cm in den Knoten 3 und 10 jeweils nach unten. Den entsprechenden Biegemomentenverlauf zeigt Abbildung 55.

Tabelle 7: Spannungsberechnung in den Knoten 2 und 3 des Ausgangssystems

	Knoten 2	Knoten 3
M	-2,855 kNm	-3,577 kNm
N	-144,2 kN	-145,2 kN
h	11,5 cm	11,5 cm
t	11,31 cm	9,86 cm
sigma_min	-2,55 MPa	-2,95 MPa
sigma_max	0 MPa	0 MPa

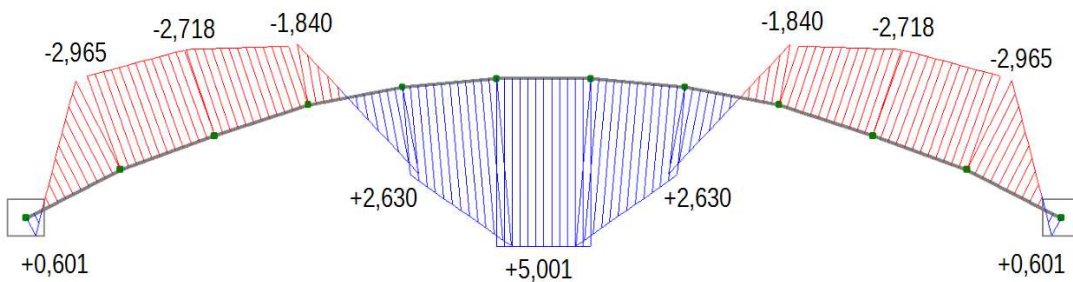


Abbildung 55: Biegemomentenverlauf, bei dem die Schwerelinie zunächst nur in den Kämpferbereichen angepasst wurde

Für die Spannungsberechnung an diesem neuen System muss von jenem Querschnitt ausgegangen werden, der in Tabelle 7 vollständig überdrückt ist (t in Tabelle 7), da im statischen System nun von dieser neuen Querschnittslage ausgegangen wurde. Demnach soll für den Knoten 2 mit $h = 11,31$ cm und für den Knoten 3 mit $h = 9,86$ cm als Ausgangsquerschnitt in Tabelle 8 gelten.

Tabelle 8: Spannungsberechnung für das modifizierte statische System in den Kämpferbereichen

	Knoten 2	Knoten 3
M	-2,965 kNm	-2,718 kNm
N	-145,1 kN	-145,0 kN
h	11,3 cm	9,9 cm
t	10,81 cm	9,23 cm
sigma_min	-2,68 MPa	-3,14 MPa
sigma_max	0 MPa	0 MPa

In Tabelle 8 zeigt sich, dass die Anpassung des statischen Systems noch nicht ganz gelungen ist, da sich rechnerisch die klaffende Fuge in diesem ersten Iterationsschritt noch ein klein wenig vergrößert hat. Der geschätzte Querschnitt und die damit angenommene Sys-

temlinie stimmen allerdings schon wesentlich besser als für das Ausgangssystem, was insbesondere für den Knoten 3 gilt. Obwohl sich der Momentverlauf beider Systeme stark unterscheidet (34 % geringeres Moment in Knoten 3!), hat dies verhältnismäßig geringe Auswirkungen auf die maximal auftretenden Druckspannungen. Diese sind im modifizierten System betragsmäßig 5 % (Knoten 2) bzw. 6,5 % (Knoten 3) höher als beim Ausgangssystem.

Bei entsprechender genauerer Betrachtung des Scheitelbereichs würde unter Anwendung des Verbundquerschnitts eine maximale Druckspannung von 2,64 MPa für das Ausgangssystem berechnet werden. Bei vergleichbarem Vorgehen wie in Tabelle 7 ergibt sich bei der ersten Systemmodifikation (Abbildung 53) im Scheitel des Mauerwerksquerschnitts eine maximale Druckspannung von 2,71 MPa (2,7 % höher als im Ausgangssystem) und in der zweiten Modifikation (Abbildung 54), bei der auch die Kämpferbereiche mit angepasst wurden, eine Spannung von 2,61 MN, was 1,1 % geringer als beim Ausgangssystem ist.

Das Beispiel macht deutlich, dass für das korrekte Ergebnis ein iteratives Vorgehen notwendig ist. Es zeigt aber auch, dass die im ersten Iterationsschritt veränderten Randspannungen im Mauerwerk im einstelligen Prozentbereich liegen. Unter Berücksichtigung der Überschüttung verlagert sich die Systemlinie an den entsprechenden Stellen immer in Richtung Extrados, was in diesem Beispiel zu einem größeren Bogenstich führt. Dieses im Vergleich zum Ausgangssystem nicht berücksichtigte, erhöhte Stichmaß führt in der ersten Iteration zu einer geringeren Normalkraft. Zudem sinkt die Momentenbeanspruchung, wie der Vergleich zwischen Abbildung 52 und Abbildung 53 aufzeigt. Auch bei einem halbseitig belasteten Bogen ist es geometrisch leicht vorstellbar, dass die in Wirklichkeit weiter in Richtung Extrados verschobene Systemlinie des Verbundquerschnitts auf die unbelastete Seite des Bogens einen günstigeren Einfluss besitzt als die ursprünglich angenommene Systemlinie, da der dort zur Verfügung stehende „ideelle Querschnitt“ größer ist als der ursprünglich angenommene. Eine vereinfachende Nichtberücksichtigung dieser Effekte sollte demnach grundsätzlich auf der sicheren Seite liegen.

Anhand des Beispiels wird auch deutlich, dass im Kämpferbereich, also an den Stellen mit negativen Biegemomenten, die berechneten Spannungen im ersten Iterationsschritt betragsmäßig größer werden. Damit liegt das Ergebnis des ersten Rechenlaufs dort nicht auf der sicheren Seite. Da gemäß Abschnitt 3.2 der Ansatz der Überschüttung für eine mittragende Wirkung auch aus anderen Gründen ausgeschlossen sein soll, kann dieses Verhalten des statischen Systems losgelöst von der Berücksichtigung der Überschüttung in Bereichen mit positiven Biegemomenten betrachtet werden.

5.3 Integration des Verbundmodells in den Nachweisprozess

Für die Berechnung von Gewölbestrukturen und deren Nachweise sind das Stützlinienverfahren sowie die stabförmige 2D-Modellierung die beiden wichtigsten Hilfsmittel. Das in Abschnitt 3.2 beschriebene Verbindmodell bietet sich an, die mit mittragende Wirkung der Überschüttung innerhalb dieser beiden Berechnungsverfahren zu nutzen. Der grundlegende Nachweisprozess an einer konkreten Stelle des Gewölbes im Längsschnitt sähe für beide Verfahren wie folgt aus:

1. Berechnung der Normalkraft im Gewölbe sowie deren Ausmitte bezogen auf die Systemachse des Gewölbes
2. Neudefinition des Querschnitts für die konkrete Bemessungsstelle durch Berechnung etwaiger Grenzlinien in der Überschüttung (t_1 nach Formel 20) und im Mauerwerk (t_2 nach Formel 22)
3. Berechnung der Schnittkraftanteile im Verbundquerschnitt mit Hilfe der Gleichungen 12 und 13
4. Nachweis, dass die Schubspannungen, welche sich in der Überschüttung nahe des Extrados infolge der berechneten Normalkraft N_2 ergeben, sowohl im Boden als auch am Übergang zum Mauerwerk übertragen werden können
5. Berechnung der Spannungsverteilung im Mauerwerksquerschnitt nach Gleichung 14 und 15
6. Nachweis über die Einhaltung zulässiger Spannungen im Mauerwerk

5.3.1 Stützlinsenverfahren

Für die Berechnung der Stützlinsen eines einfeldrigen Bogentragwerks kann das Programm Arco genutzt werden, dessen Anwendungsmöglichkeiten ausführlich in [9] dargestellt wurden. Mit dem Programm können auch horizontale Erddrücke berücksichtigt werden, die sich nach Gelfi beim Versagen in Form einer kinematischen Kette mobilisiert werden. Für den Ansatz dieser Erddrücke sei auf Abschnitt 2.2.2 und [8] verwiesen.

Das Programm Arco gibt die Spannungsverteilung im Mauerwerksquerschnitt, jedoch ohne die in Abschnitt 3.2 eingeführte Modellvorstellung zur mittragenden Wirkung der Überschüttung aus. Die Integration dieser Spannungsverteilung führt zur Normalkraft im Bogen, die im Schwerpunkt der Spannungsfigur angreift. Die Schwerpunktlage der Spannungsfigur ist demnach die Lage der Stützlinsen. Wird die Stützlinsenlage auf die Schwerlinie des Mauerwerksquerschnitts bezogen, erhält man die gesuchte Exzentrizität der im Querschnitt angreifenden Normalkraft.

Das nachfolgende Beispiel zeigt exemplarisch die einzelnen Berechnungsschritte für den Gewölbeversuch 3 mit einer Versuchslast von 64 kN. Dabei wird die Versuchslast in Form einer in Gewölbemitte angreifenden Blocklast definiert, wobei die Länge 90 cm und die Breite 99 cm betragen soll. Zur besseren Vergleichbarkeit mit den Messergebnissen werden die Eigenwichten von Überschüttung und Mauerwerk mit je $0,01 \text{ kN/m}^3$ auf einen vernachlässigbaren Wert gesetzt. Das System mit der berechneten Stützlinsen zeigt

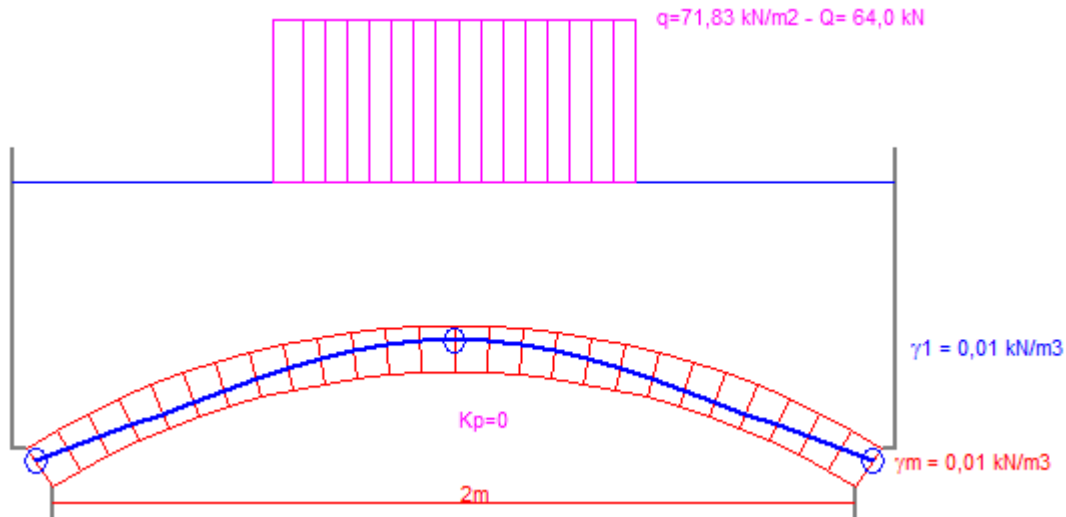


Abbildung 56.

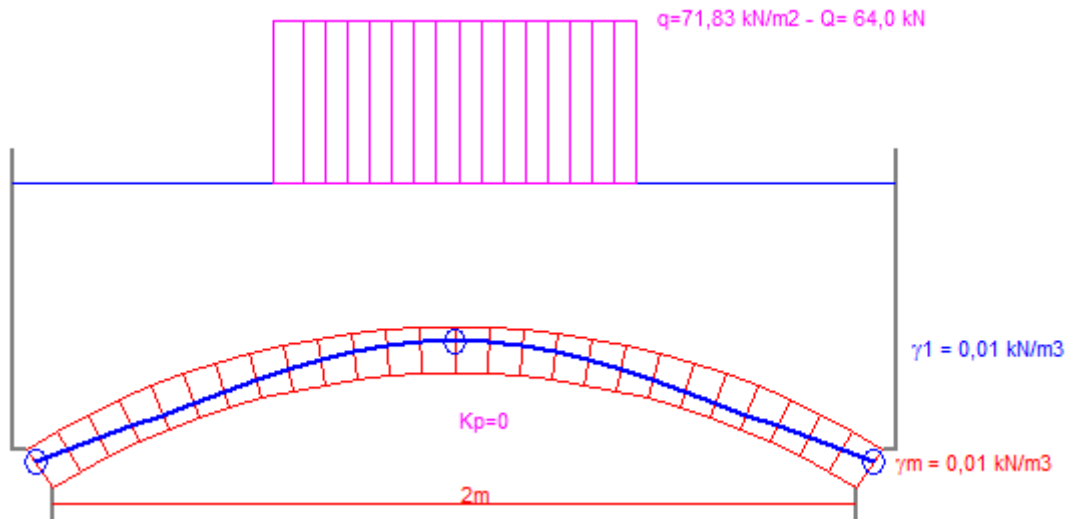


Abbildung 56: Berechnete Stützlinie für Versuch 3 bei 64 kN

Bei der Stützlinienberechnung in Arco wurde die Option für die Optimierung der Stützlinie gesetzt, weshalb sich an den Auflagerpunkten die Stützlinie und die Systemlinie des Gewölbes nicht in einem Punkt treffen. Im Scheitel berechnet Arco eine Spannung am Extrados von $1,70 \text{ N/mm}^2$, wobei der Querschnitt zu $90,0 \%$ überdrückt ist. Aus diesen Angaben errechnet sich die Normalkraft zu $N = -87,98 \text{ kN}$ und die Exzentrizität zu $e = -2,30 \text{ cm}$. Mit Hilfe der berechneten Ausmitte können die Grenzlinien in der Überschüttung bzw. im Mauerwerk nach Gleichung (20) bzw. (22) bestimmt werden, wobei für dieses Beispiel $h_1 = 11,5 \text{ cm}$, $h_2 = 36 \text{ cm}$ und $\alpha = 3000/18,2 = 164,8$ ist. Die Berechnungen der Nullstellen für die beiden Polynome dritten Grades führt zunächst zu folgenden, mechanisch sinnvollen Werten:

$$t_1 = 15,1 \text{ cm}$$

$$t_2 = 161,8 \text{ cm.}$$

Beide Werte sind größer als die entsprechenden, zur Verfügung stehenden Höhen der Teilquerschnitte h_1 bzw. h_2 . Für die Berechnung der Schnittkraftanteile nach Gleichung (12) und (13) werden demnach h_1 bzw. h_2 maßgebend. In dem Verbundquerschnitt berechnet sich die im Boden zu übertragende Normalkraft nach Gleichung (13) zu $N_2 = 4,71 \text{ kN}$. Die

maximale Schubspannung tangential zur Gewölbeachse würde am Extrados mit $\tau = 4,71/(0,99 \cdot 1) = 4,76 \text{ kN/m}^2$ auftreten. Wird vereinfachend davon ausgegangen, dass keine Lastausbreitung in der Überschüttung in Längsrichtung stattgefunden hat, was sich in den numerischen Berechnungen zeigte, liegt am Extrados eine Spannung orthogonal zur Gewölbeaußenfläche von ca. $71,8 \text{ kN/m}^2$ vor. Bei einem Winkel der inneren Reibung von $\phi = 42,0^\circ$ könnte demnach in der Überschüttung und am Übergang zwischen Überschüttung und Mauerwerk eine charakteristische Schubspannung von $\tau = 65,8 \text{ kN/m}^2$ übertragen werden. Diese ist in diesem Bereich sehr viel größer als die erforderliche Schubspannung zur Sicherstellung eines Verbundquerschnittes ($4,76 \text{ kN/m}^2$). Der Abstand zur erforderlichen Schubspannung ist sogar so groß, dass auch bei Annahme einer Lastausbreitung von etwa 60° und bei Einführung eines Sicherheitsabstandes immernoch von einem Verbundquerschnitt ausgegangen werden könnte.

Die sich aus den Gleichungen (14) bis (17) ergebenden Spannungsverläufe sind in Abbildung 57 dargestellt und den Ergebnissen der FE-Berechnung gegenübergestellt. Während in der Überschüttung die berechneten Spannungsverläufe eine gute Übereinstimmung zeigen, sind im Mauerwerk gravierende Unterschiede zu verzeichnen. Bereits bei den Eingangsgrößen wird bei der Stützlinienmethode deutlich, dass die Druckzonenhöhe ohne Ansatz der mittragenden Wirkung des Erdstoffs bereits 90 % der Höhe des Ausgangsquerschnitts beträgt, statt, wie in der FE-Berechnung mit etwa 50 % ermittelt wurde. Bei Ansatz der Überschüttung ist der Querschnitt rechnerisch sogar vollständig überdrückt, was dazu führt, dass bei der Stützlinienmethode die Randspannung am Extrados erheblich unterschätzt wird.

Die Abweichungen zum FE-Modell könnten sich dadurch begründen, dass bei der Berechnung der Stützlinie von einer Unverschieblichkeit der Kämpfer ausgegangen wird. Ebenso bleibt die Dehnsteifigkeit des Gewölbes unberücksichtigt. Beide Anteile führen jedoch zu zusätzlichen Zwangsverformungen an dem statisch unbestimmten System des beidseitig eingespannten Bogens. Diese Modellvereinfachungen scheinen einen derart großen Einfluss zu besitzen, dass selbst die berechnete Randspannung im Mauerwerk ohne Ansatz der Überschüttung mit $\sigma = 1,70 \text{ N/mm}^2$ als sicheres Ergebnis hinterfragt werden muss, da dies nur 68 % der mittels der FE-Methode berechneten Randspannung entspricht und auch vergleichbare Spannungen aus den Versuchsdaten abgeleitet werden konnten (vgl. Abbildung 46).

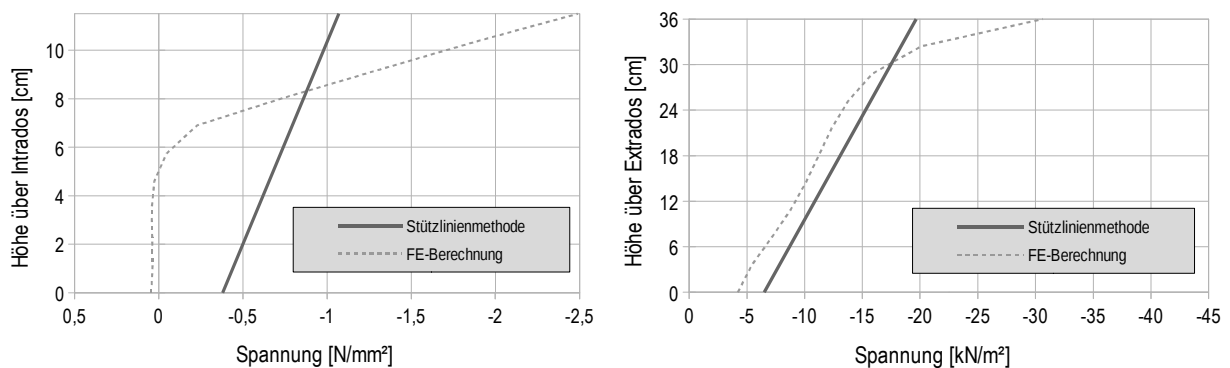


Abbildung 57: Vergleich der berechneten, horizontalen Spannungen im Scheitelbereich zwischen Stützlinienmethode und FE-Berechnung; links: Gewölbemauerwerk; rechts: Überschüttung

5.3.2 Stabförmigen 2D-Modellierungen

Im Gegensatz zum Stützlinienverfahren bietet die Modellierung eines Gewölbes mittels eines zweidimensionalen Stabmodells die Möglichkeit, sowohl die Nachgiebigkeit der Kämpfer als auch die Dehnsteifigkeit des Gewölbemauerwerks zu berücksichtigen. Das Modell entspricht damit sehr viel stärker der Realität. Dennoch entspricht der Modellierungs- und Berechnungsaufwand nur einen Bruchteil im Vergleich zur dreidimensionalen Modellierung mittels Finiter Elemente.

In Abbildung 58 ist ein entsprechendes System für einen Gewölbeversuch mit 64 kN Versuchslast dargestellt. Aus Zwecken der Vergleichbarkeit sollen wieder nur die Auswirkungen der Versuchslast auf den Spannungszustand im Scheitelbereich untersucht werden. Bei diesem rein linear-elastischen statischen System gilt das Superpositionsprinzip, weshalb auf eine Berechnung infolge ständiger Lasten verzichtet werden kann. Zur Untersuchung des Einflusses der Widerlagernachgiebigkeit werden zwei verschiedene statische Systeme untersucht. Zum einen ein System mit verschieblichem aber eingespannten Widerlager, so wie in Abbildung 58 dargestellt, und ein System, bei dem beide Widerlager unverschieblich gelagert und fest eingespannt sind.

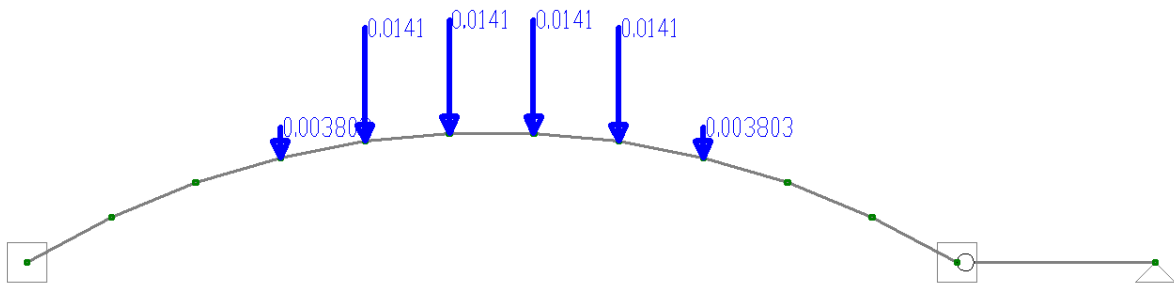


Abbildung 58: statisches System mit 64 kN Versuchslast; Variante mit verschieblich eingespanntem Widerlager

Tabelle 9: Schnittkräfte im Scheitel beim 2D-Stabmodell infolge der Versuchslast

	fest eingespannt	verschieblich eingespannt
Normalkraft N	-82,9 kN	-60,2 kN
Biegemoment M	+2,79 kNm	+4,98 kNm
Exzentrizität e	-3,37 cm	-8,27 cm

Die berechneten Schnittgrößen im Scheitel des Gewölbes könne für beide Varianten Tabelle 9 entnommen werden. Die Berechnung der Spannungen im Mauerwerk und in der Überschüttung erfolgt analog zum Abschnitt 5.3.1. Die Spannungsverläufe in den beiden Teilquerschnitten sind in Abbildung 59 abgedruckt und wieder dem Ergebniss der FE-Berechnung gegenübergestellt.

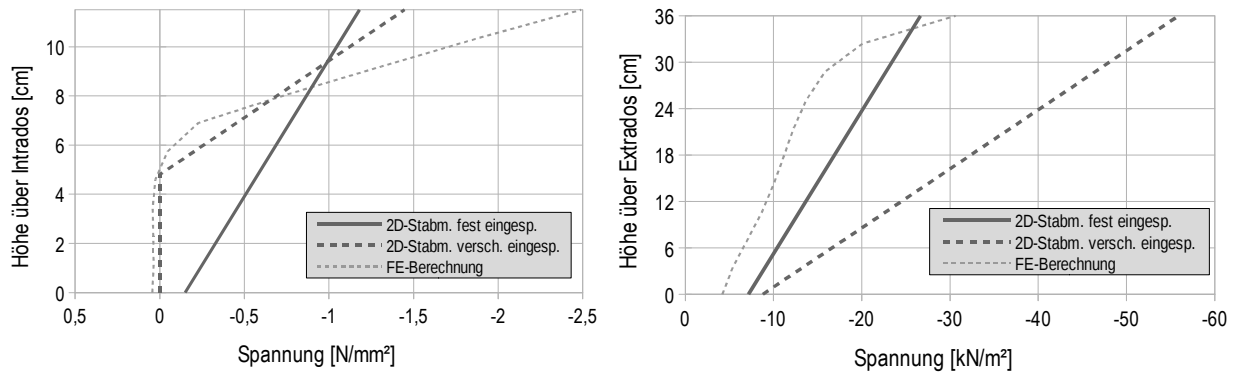


Abbildung 59: Vergleich der berechneten, horizontalen Spannungen im Scheitelbereich zwischen 2D-Stabmodell und FE-Berechnung; links: Gewölbemauerwerk; rechts: Überschüttung

Bei dem System mit den unverschieblichen Widerlagern sind die Spannungsverläufe im Mauerwerk und in der Überschüttung sowohl qualitativ als quantitativ mit jenen vergleichbar, die mit Hilfe der Stützlinienmethode berechnet wurden (vgl. Abbildung 57). Bei diesem System wird im Gegensatz zur Stützlinienmethode die Dehnsteifigkeit des Gewölbemauerwerks berücksichtigt, was zu einer etwas geringeren Normalkraft und zu einer etwas größeren Exzentrizität führt.

Bei dem System mit dem verschieblichen Widerlager (vgl. Abbildung 58) vergrößert sich das Biegemoment im Scheitel und die Normalkraft sinkt noch weiter ab (vgl. Tabelle 9), was einen erheblichen Einfluss auf den berechneten Spannungszustand hat. Im Gewölbemauerwerk führen die veränderten Schnittgrößen rechnerisch zu einer klaffenden Fuge am Intradoss mit einer Tiefe von ca. 4,8 cm. Dies entspricht in etwa dem Ergebnis der FE-Berechnung, aber auch den Messergebnissen im Gewölbeversuch (vgl. Abbildung 46 und Abbildung 47). Jedoch scheint die Randspannung am Extradoss immernoch stark unterschätzt zu werden. Dem gegenüber sind die Spannungen in der Überschüttung wesentlich erhöht und größer im Vergleich zu den gemessenen Spannungen dieser Laststufe (vgl. Abbildung 49 links).

Vergleich zwischen FE-Berechnung und dem 2D-Stabmodell mit verschieblichem Widerlager lässt die Vermutung aufkommen, dass beim Verbundmodell die Steifigkeit der Überschüttung überschätzt wird. Aus diesem Grund wurde der Spannungsverlauf für einen verminderten Elastizitätsmodul der Überschüttung berechnet. Der Steifemodul des Bodens wurde dabei von 18,2 auf 6,0 MN/m² herabgesetzt. Der berechnete Spannungsverlauf ist in Abbildung 60 abgedruckt.

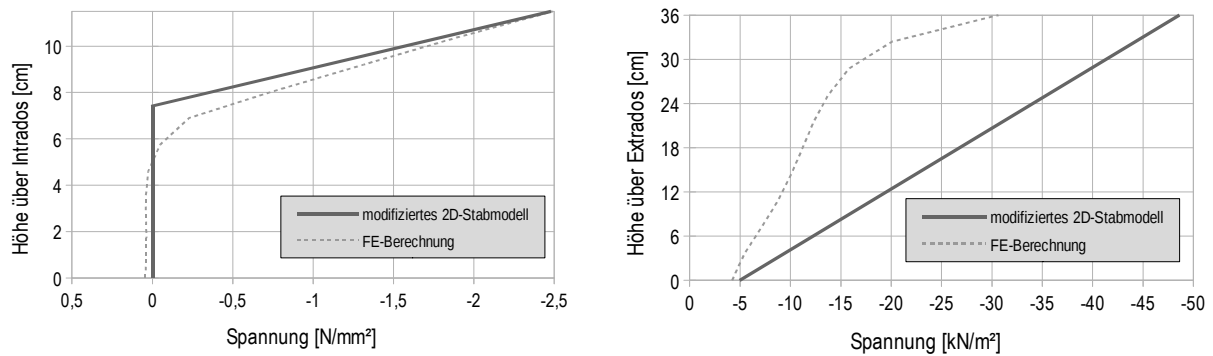


Abbildung 60: Vergleich der berechneten, horizontalen Spannungen im Scheitelbereich zwischen modifiziertem 2D-Stabmodell mit $E_2 = 6 \text{ MN/m}^2$ und FE-Berechnung; links: Gewölbemauerwerk; rechts: Überschüttung

Der Elastizitätsmodul der Überschüttung (E_2) wurde dabei iterativ so gewählt, dass die für einen Nachweis maßgebende Randspannung am Extrados in etwa gleich zum Ergebnis der FE-Berechnung ist. Dabei stimmt der Spannungsverlauf im Mauerwerk gut mit dem Ergebnis der FE-Berechnung überein. Die Spannungen in der Überschüttung sind zwar immernoch größer als beim FE-Modell, liegen aber in der Größenordnung der gemessenen Spannungen (vgl. Abbildung 49 links).

5.3.3 Diskussion

Als mögliche Ursache für die unterschiedlichen Ergebnisse zwischen 2D-Stabmodell und FE-Modell können mehrere Vermutungen angestellt werden. Zum einen könnte ein geringerer Steifemodul in den nicht unter Auflast stehenden Erdstofflamellen zu einem Ausweichen des Erdstoffs im Scheitelbereich in Längsrichtung führen. Vergleichsrechnungen zeigten jedoch nur geringe Unterschiede in den Ergebnissen, wenn der Elastizitätsmodul des Erdstoffs mit $E_s = 18,2 \text{ MN/m}^2$ auf den gesamten Hinterfüllbereich angewendet wird. Zum anderen könnte die Ursache geometrisch bedingt sein. Die Höhe des Erdstoffs steigt in Richtung der Kämpfer an, wodurch auch die Verformbarkeit der nicht belasteten Erdstofflamellen in Längsrichtung ansteigt. Durch die im Vergleich zum Gewölbemauerwerk geringe Steifigkeit der Überschüttung und die zusätzlich, in Richtung der Kämpfer ansteigende Höhe, kommt es zu großen elastischen Schubverzerrungen in den Kämpferbereichen, welche wiederum zu einem Nachgeben im Scheitelbereich in horizontaler Richtung führen. Zudem treten in den Kämpferbereichen auch plastische Schubverzerrungen auf (vgl. Abbildung 35). Diese besitzen allerdings auf den Spannungszustand im Scheitelbereich scheinbar nur einen geringen Einfluss, wie die vergleichende Betrachtung in Abbildung 50 aufzeigt. Dies alles deutet darauf hin, dass die Annahme bezüglich dem Ebenbleiben der Querschnitte zu restriktiv erscheint, als dass das Verbundverhalten ohne weitere Korrekturen in der Praxis eingesetzt werden könnte.

Zwischen den einzelnen Modellierungsansätzen wurden stark abweichende Ergebnisse erzielt, die sich, unabhängig vom Einfluss der Überschüttung, allein auf die durch die jeweils getroffenen Modellierungsvereinfachungen zurückführen lassen. So wurden beim Stützlinienverfahren, auch ohne Ansatz der Überschüttung, die Druckspannungen unterschätzt. Grund ist verfahrensbedingt die Annahme einer horizontalen Unverschieblichkeit der Aufla-

ger. Die berechnete Spannungsverteilung im Scheitel ist offensichtlich bereits ohne Ansatz der Überschüttung weit von den realen Verhältnissen entfernt, wodurch auch die Randspannungen am Extradados des Gewölbemauerwerks unterschätzt wurden. Ähnlich verhält es sich, wenn die horizontale Nachgiebigkeit der Auflagerpunkte bei einer Stabwerksmodellierung vernachlässigt wird. Wird die mittragende Wirkung der Überschüttung bei der Berechnung der Mauerwerksspannungen berücksichtigt, kommt es zu noch kleineren Randspannungen im Mauerwerk und das Ergebnis liegt noch weiter auf der unsicheren Seite.

Die Berücksichtigung der horizontalen Nachgiebigkeit der Auflagerpunkte ist also essentiell für eine realitätsnahe Berechnung der Randspannungen. Wie das 2D-Modell mit verschieblichem Widerlager ohne Ansatz der Überschüttung aufzeigt, ist infolge der Widerlagerverschieblichkeit die Tragfähigkeit ohne Ansatz der Hinterfüllung nicht mehr nachweisbar, da die berechnete Ausmitte mit $e = -8,27$ cm (vgl. Tabelle 9) außerhalb des Mauerwerksquerschnitts liegt. Dieser scheint ebenfalls nicht realitätsnah, da das Versagen des Versuchsgewölbes erst bei einer Versuchslast von etwa 120 kN eintrat.

Für eine verhältnismäßig einfache Modellierung fernab der FE-Methode führt die Kombination aus 2D-Stabmodell mit Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Auflagerpunkte i.V.m. dem Verbundmodell am ehesten zu realitätsnahen Ergebnissen. Nach derzeitigem Kenntnisstand scheint jedoch bei dieser Betrachtung der Einfluss der Überschüttung überschätzt zu werden. Dem kann mit einer Abminderung des Steifemoduls für die Überschüttung entgegengewirkt werden, wie Abbildung 60 zeigt. Dabei ist noch nicht klar, nach welchen Gesichtspunkten eine etwaige Abminderung des Steifemoduls für den Boden erfolgen muss, um für den Ansatz des Verbundmodells einen verlässlichen, adjungierten Steifemodul als Eingangsparameter zu bestimmen.

Die Untersuchungen zeigten auch, dass bei Anwendung des Verbundmodells realitätsnahe Eingangsparameter von besonderer Bedeutung sind. Neben der im Gewölbe tangential vorherrschenden Normalkraft sowie deren Ausmitte zur Systemlinie des Gewölbes, besitzt das Verhältnis der Elastizitätsmoduln $\alpha = E_1/E_2$ einen großen Einfluss. Bei der normativen Bestimmung des Elastizitätsmoduls für das Mauerwerk wird i.d.R. nur der Erstbelastungspfad herangezogen (vgl. Abbildung 27). In der Realität erleidet ein Tragwerk jedoch vielfach Be- und Entlastungen wodurch die entsprechenden Konsolidierungen, wie sie sich in den Versuchen an den Probekörpern in Abschnitt 4.3.1 zeigten, abgeschlossen sein sollten. Bei Ansatz eines normativ bestimmten Elastizitätsmoduls besteht demnach die Gefahr, dass bei Verwendung des Verbundmodells nach Abschnitt 3.2.2 die Spannungen im Mauerwerk zusätzlich unterschätzt werden.

5.4 Zwischenfazit

Der Vergleich der Messergebnisse der Gewölbeversuche mit den numerischen Simulationen hat aufgezeigt, dass die vereinfachte Annahme einer schubbesten Verbindung zwischen Gewölbemauerwerk und Überschüttung gerechtfertigt erscheint. Gleiches gilt für die Scherfestigkeit des Bodens. Offensichtlich sind die Auflasten, welche auf der Oberseite der Überschüttung angreifen, zur Sicherstellung dieser Scherfestigkeiten ausreichend. Anders ist allerdings die Annahme über das Ebenbleiben der Teilquerschnitte zu bewerten. Die Untersuchungen deuten darauf hin, dass zwar der Mauerwerksquerschnitt eben bleibt, aber das Ebenbleiben des Bodenquerschnitts kritisch zu hinterfragen ist.

Des Weiteren wurde untersucht, inwieweit die Hinzuziehung des Erdstoff als mittragendes Element zu einem veränderten statischen System führt und welche Auswirkung dies auf das Ergebnis besitzt. Es wird dabei deutlich, dass sich durch die Hinzuziehung des Erdstoffs die Schwerelinie des statischen Systems in Richtung Extrados verschiebt. Damit vergrößert sich die Stichhöhe, was wiederum zu einer kleineren Bogennormalkraft führt. Eine Nichtberücksichtigung dieser veränderten Systemlinie liegt demnach auf der sicheren Seite.

Die Berücksichtigung der horizontalen Kämpfernachgiebigkeit hat einen sehr starken Einfluss auf die berechneten Spannungen im Mauerwerk – unabhängig davon ob die mittragende Wirkung der Überschüttung in Ansatz gebracht wird. Die Vereinfachung in Form horizontal unnachgiebiger Kämpfer, wie es bei der Stützlinienmethode der Fall ist, führt zu Ergebnissen, bei denen die maximal auftretenden Druckspannungen im Mauerwerk sehr stark unterschätzt werden. Ab einer gewissen Kämpfernachgiebigkeit kann bei einem zweidimensionalen Stabmodell die Ausmitte rechnerisch so groß werden, dass die resultierende Normalkraft im Bogen außerhalb des Mauerwerksquerschnitts verläuft. Ein Spannungsnachweis ist dann ohne Ansatz der Überschüttung nicht mehr möglich. In der Realität ändert sich hierbei das statische System des Bogens. Es entstehen im statischen System weitere Freiheitsgrade in Form von „plastischen Gelenken“ an den betreffenden Stellen.

6 Zusammenfassung und Ausblick

Ziel des Forschungsvorhabens war es, eine praxistaugliche Berechnungsmethode für Gewölbekonstruktionen zu finden, welche die traglaststeigernde Wirkung der Gewölbeüberschüttung berücksichtigt. Die Literatur bietet eine Reihe möglicher Berechnungsmethoden für Bögen und Gewölbe. Darunter sind auch Ansätze zu finden, welche den teilweise mobilisierbaren passiven Erdwiderstand im Bereich der Kämpfer berücksichtigen. Dieser passive Erdwiderstand setzt allerdings erhebliche Verschiebungen voraus und wird praktisch nur im Zuge eines kinematischen Versagensmechanismus in Form einer Gelenkkette wirksam. Dieser Versagensmechanismus tritt vorzugsweise bei relativ hohen Gewölben auf. Flachere Gewölbe, welche häufiger in Gebäuden anzutreffen sind, zeigen sich weniger anfällig hinsichtlich eines Versagens in Form einer Gelenkkette. Demnach verliert dieser passive Erdwiderstand im Kämpferbereich an Einfluss. Jedoch treten aufgrund der geringen Stichhöhe größere Normalkräfte und damit größere Normalspannungen im Gewölbequerschnitt auf, die letztlich das Versagen kennzeichnen.

Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens wurde die Hypothese aufgestellt, dass sich die Hinterfüllung im Bereich der einwirkenden Verkehrslast am Lastabtrag beteiligt. Dabei wird vorausgesetzt, dass das Mauerwerk und das Hinterfüllmaterial tangential zur Gewölbeachse ausreichende Schubfestigkeiten aufweisen und Mauerwerk und Boden als ein Verbundquerschnitt wirken. Hierzu wurden unter vereinfachenden Modellannahmen Berechnungsansätze formuliert, wobei sowohl die geringe Zugfestigkeit des Mauerwerks, als auch des Bodens, vernachlässigt wird. Zur Überprüfung der Hypothese wurden Belastungsversuche an großmaßstäblichen Gewölben mit 2 m lichter Weite durchgeführt.

Für das entwickelte Berechnungsmodell, welches die mittragende Wirkung der Überschüttung innerhalb eines Verbundquerschnitts berücksichtigen soll, mussten vereinfachende Annahmen getroffen werden. Zur Überprüfung der Zulässigkeit dieser Annahmen wurde ein Finites-Elemente-Modell eingesetzt, welches anhand der Messergebnisse aus den durchgeführten Gewölbeversuchen validiert wurde. Bei den Untersuchungen zeigte sich, dass etablierte Berechnungsansätze, wie die Stützlinienmethode oder eine stabförmige, zweidimensionale Modellierung, zu unbefriedigenden Ergebnissen führen – auch wenn die mittragende Wirkung des Hinterfüllmaterials unberücksichtigt bleibt.

Hinsichtlich der berechneten Spannungsverteilungen wurden, neben der FE-Modellierung, die besten Ergebnisse erzielt, wenn das Verbundmodell mit einer zweidimensionalen, stabförmigen Modellierung kombiniert wird, welche auch die horizontale Nachgiebigkeit der Auflagerpunkte berücksichtigt. Allerdings wird bei diesem Ansatz, wie auch bei den anderen vereinfachenden Ansätzen, die für einen Spannungsnachweis maßgebende Spannung im Gewölbemauerwerk unterschätzt.

Sollen für die Berechnung von Bogen- und Gewölbetragwerken neben der nichtlinearen FE-Modellierung auch zukünftig weiterhin vereinfachte, stabförmige Modelle für die Spannungsnachweise zur Anwendung kommen, so sollte dies unter Berücksichtigung der horizontalen Nachgiebigkeit der Auflagerpunkte und unter der Berücksichtigung der Überschüttung erfolgen. Bei letzterem wird es allerdings erforderlich werden, Abminderungsfaktoren für den An-

satz des Steifemoduls der Gewölbeüberschüttung zu definieren. In diesen adjungierten Steifemoduln könnte insbesondere der restriktiven und zu sehr auf der unsicheren Seite liegenden Annahme Rechnung getragen werden, welche ein Ebenbleiben des Querschnittes der Gewölbeüberschüttung im Verbundquerschnitt unterstellt.

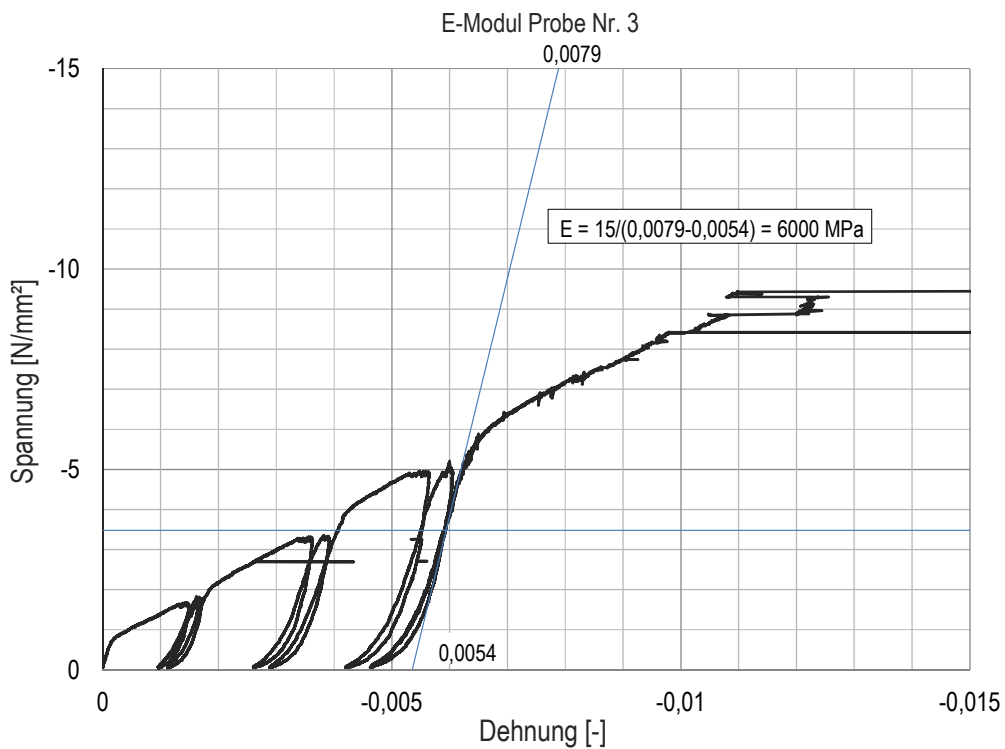
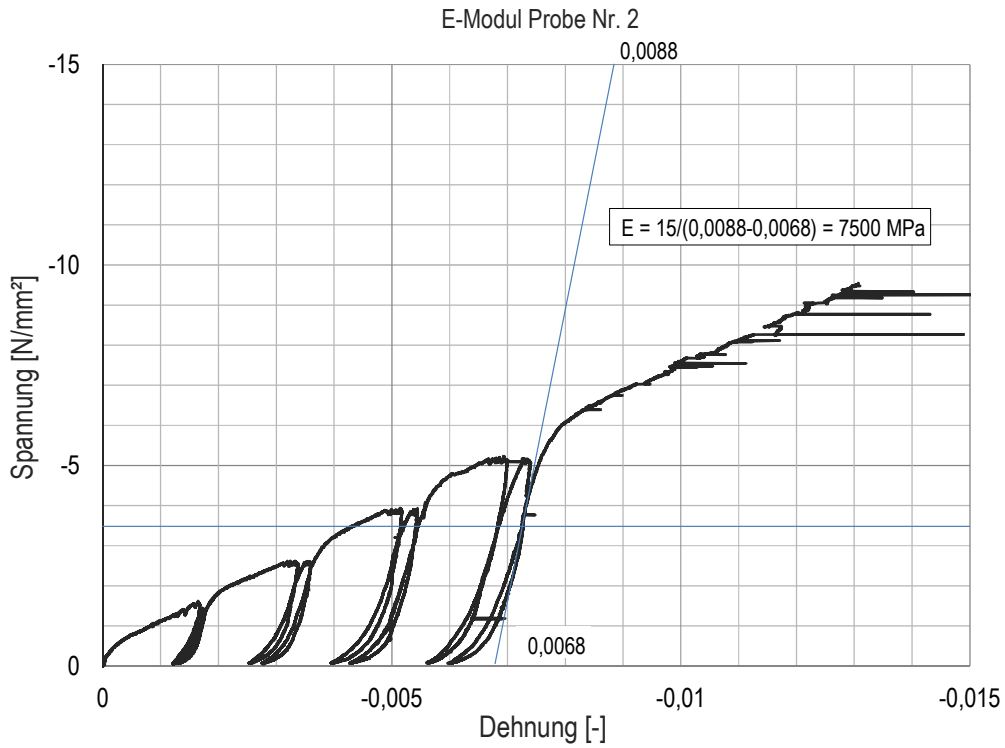
7 Literaturverzeichnis

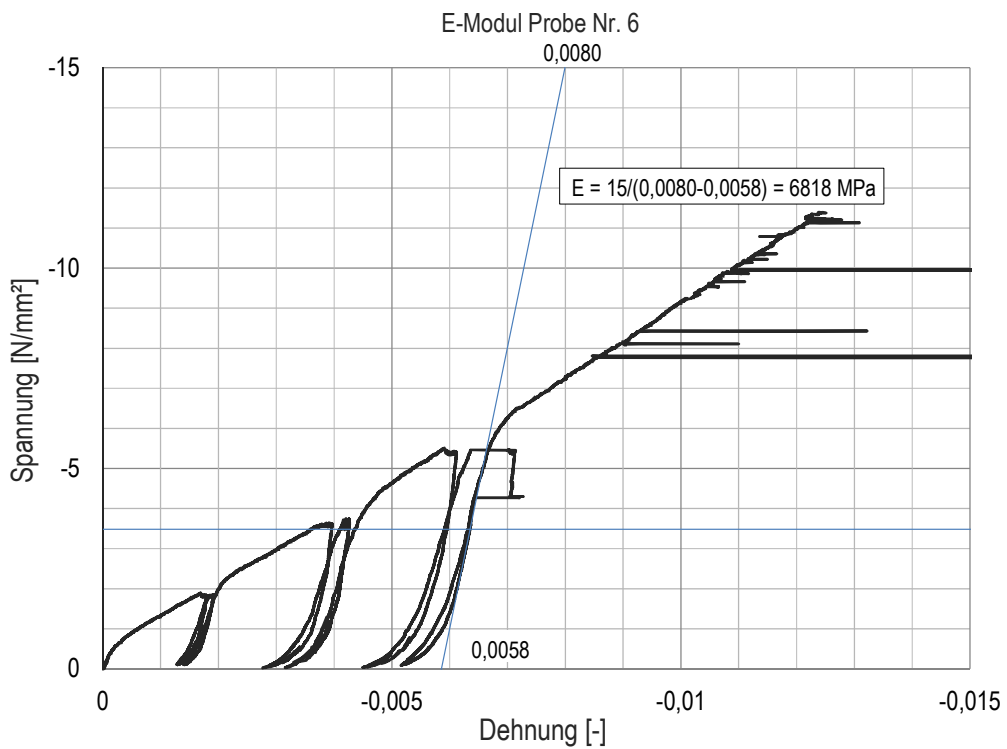
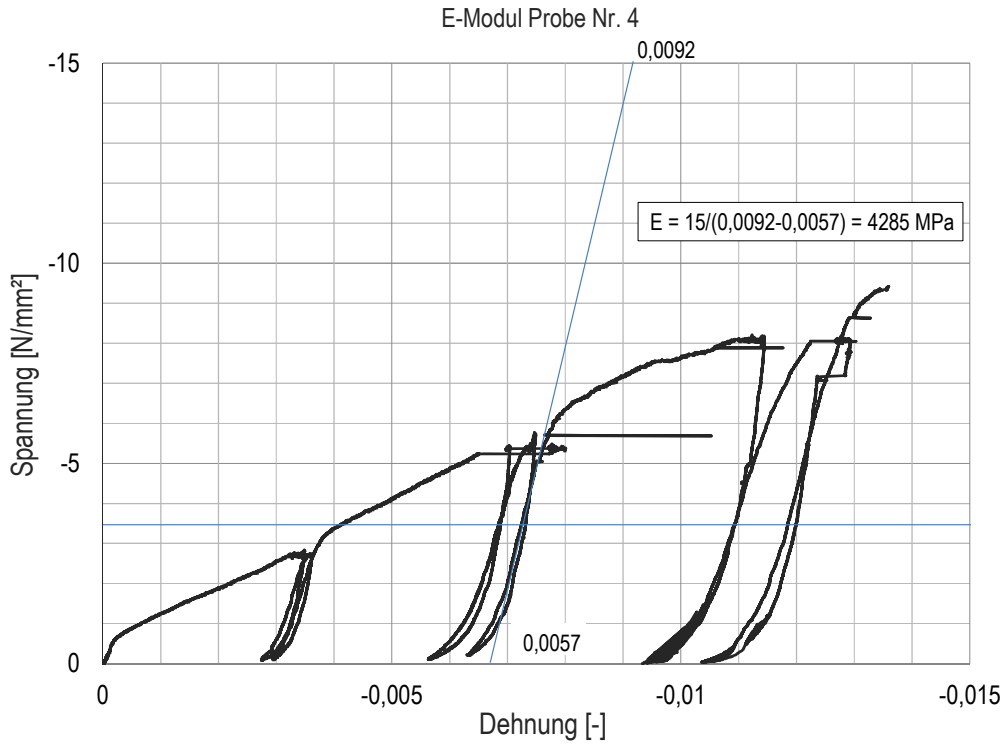
- [1] Curbach, M.: Brücken und die Aufgabe des Erhalts. Beton- und Stahlbetonbau 104 (2009) H. 3, S. 133
- [2] Baukulturbericht - Gebaute Lebensräume der Zukunft – Fokus Stadt. (Hrsg.): R. Nagel, Bundesstiftung Baukultur, 2014
- [3] Holzer, S.: Statische Beurteilung historischer Tragwerke, Band 1: Mauerwerkskonstruktionen, Berlin: Ernst und Sohn Verlag, 2013
- [4] Krausz, K.: Tragverhalten gemauerter Tonnengewölbe mit Stichkappen. Universität Stuttgart, Institut für Baustatik, Dissertation, 2002
- [5] Huerta, S.; Kurrer, K.-E.: Zur baustatischen Analyse gewölbter Steinkonstruktionen, Mauerwerk-Kalender, Ernst und Sohn Verlag, 2008
- [6] Heyman, Jaques: The Stone Skeleton – Structural Engineering of Masonry Architecture, Cambridge, 1995
- [7] Jagfeld, M.: Tragverhalten und statische Berechnung gemauerter Gewölbe bei großen Auflagerverschiebungen – Untersuchungen mit der Finite-Elemente-Methode. Aachen: Shaker Verlag, 2000
- [8] Gelfi, P.: Role of Horizontal Backfill Passive Pressure on the Stability of Masonry Vaults; Internationale Zeitschrift für Bauinstandsetzen und Baudenkmalpflege, 8. Jahrgang, Heft 6, 2002
- [9] Alsheimer, B.: Tragverhalten und Berechnung gemauerter Bögen, Gewölbe und Strebebögen, Mauerwerk-Kalender, Ernst und Sohn Verlag, 2015
- [10] Schlegel, R.: Numerische Berechnung von Mauerwerksstrukturen in homogenen und diskreten Modellierungsstrategien. Weimar, 2004
- [11] Ganz, H. R.: Mauerwerksscheiben unter Normalkraft und Schub. Basel: Birkhäuser Verlag, 1985
- [12] Schlegel, R.: Materialmodell für das Bauwesen und die Geotechnik. Stuttgart, 2006
- [13] Frank, S. et al.: Tragsicherheitsbewertung einer Mauerwerksgewölbebrücke mittels nichtlinearer Finite-Elemente-Simulation, Bautechnik 90, Heft 8, 2013
- [14] Purtak, F.; Hirsch, U.: Nachweisverfahren für Brücken aus Natursteinmauerwerk, Mauerwerk-Kalender 2011 S.377-415, Berlin: Ernst und Sohn Verlag, 2011
- [15] Purtak, F.; Geißler, K.: Bogenbrücken aus Natursteinmauerwerk – Entwicklung eines realitätsnahen Berechnungsmodells für den statischen Nachweis von Bogenbrücken aus Natursteinmauerwerk. Forschungsvorhaben Nr. KU0425001KAT2, Schlussbericht 03/2006
- [16] Purtak, F.: Tragfähigkeit von schlankem Quadermauerwerk aus Naturstein. Dissertation, Dresden 2001
- [17] Gilbert, M. et al.: Influence of backfill on the capacity of masonry arch bridges, Bridge Engineering, Volume 165, 2012
- [18] Gilbert, M. et al.: Masonry arch analysis using discontinuity layout optimization. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 2010
- [19] LimitState:RING Manual Version 3.2.b, LimitState Ltd, 2016
- [20] Navfac, Design Manual, GM7, U.S. Naval Publ. and Forms Center, Philadelphia, 1971

- [21] Proske et al.: Sicherheitsbeurteilung historischer Bogenbrücken, Dirk Proske Verlag, Dresden, 2006
- [22] Hansen, H.; Piehler, J.; Götz, J.; Roeder, C.; Steinhäuser, H.; Neuner, H.; Schmitt, C.; Stenz, U.; Paffenholz, J.-A.; Neumann, I.; Kapphahn, G.: Sicherung neugotischer Gewölbekonstruktionen. Forschungsvorhaben 2010–2015, finanziert durch das Ministerium für Wissenschaft und Kultur des Landes Niedersachsen sowie der Landeskirche Hannovers, Abschlussbericht 2015, Hannover, 2015
- [23] Zaeske, D.: Zur Wirkungsweise von unbewehrten und bewehrten mineralischen Tragschichten über pfahlartigen Gründungselementen. Schriftenreihe Geotechnik, Universität Gh-Kassel, Heft 10, 2001
- [24] Hellmich, K.: Ein einfaches Meßverfahren zur Beurteilung der Tragfähigkeit von Gewölbebrücken, Bauingenieur 65, Springer-Verlag, 1990
- [25] Schacht, G.: Experimentelle Bewertung der Schubtragsicherheit von Stahlbetonbauteilen. Technische Universität Dresden, Fakultät Bauingenieurwesen, Dissertation, 282 S., 2014
- [26] DIN EN 1052-1 Prüfverfahren für Mauerwerk Teil 1: Bestimmung der Druckfestigkeit, 1998

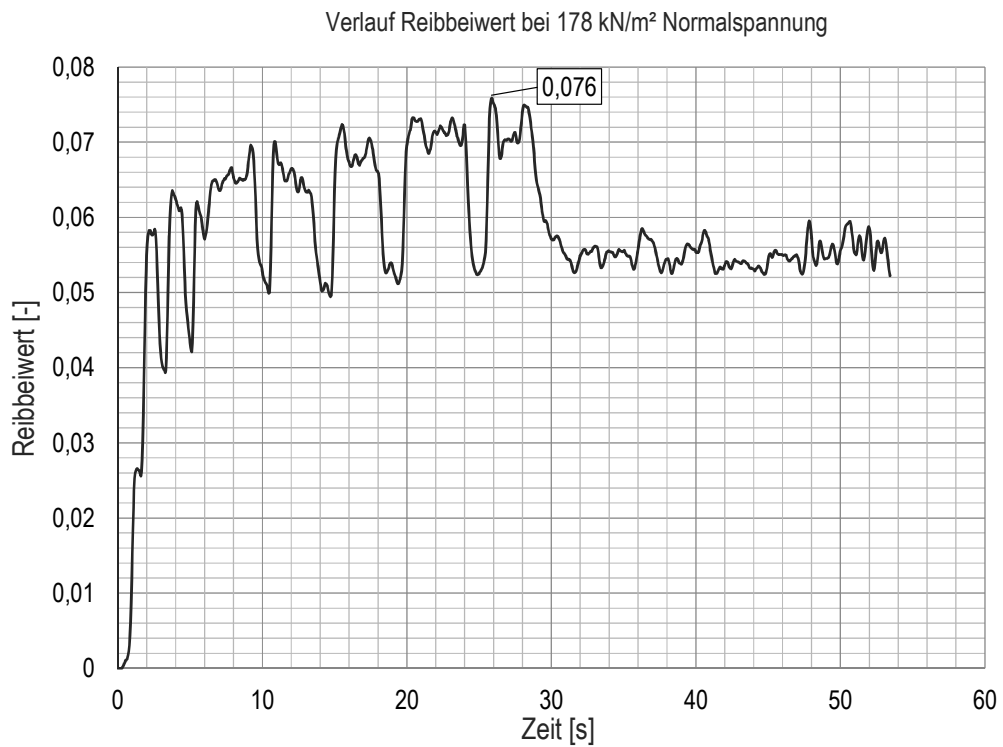
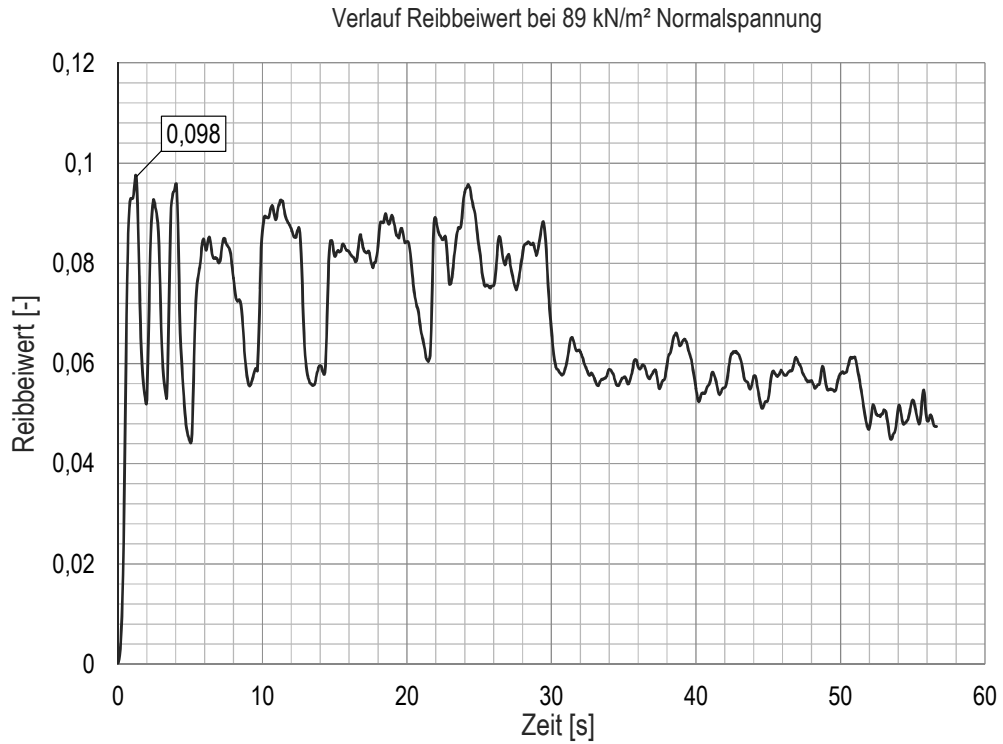
8 Anhang

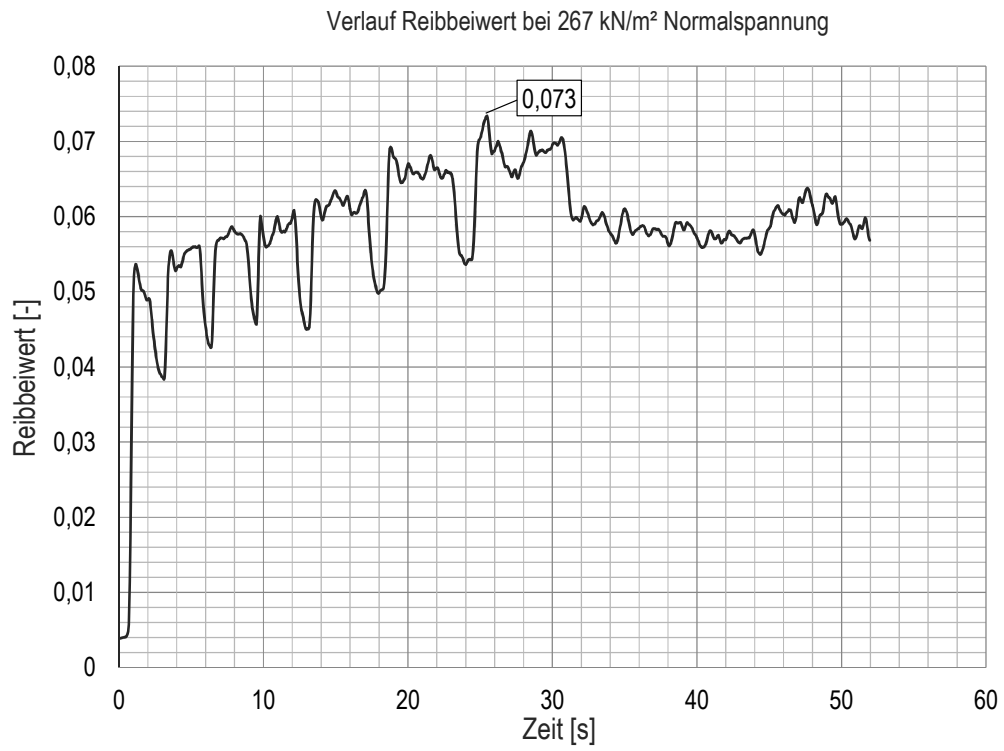
8.1 Bestimmung des Elastizitätsmoduls an genormten Mauerwerksprüfkörpern





8.2 Reibbeiwert der zweilagigen Folie mit Fettschicht



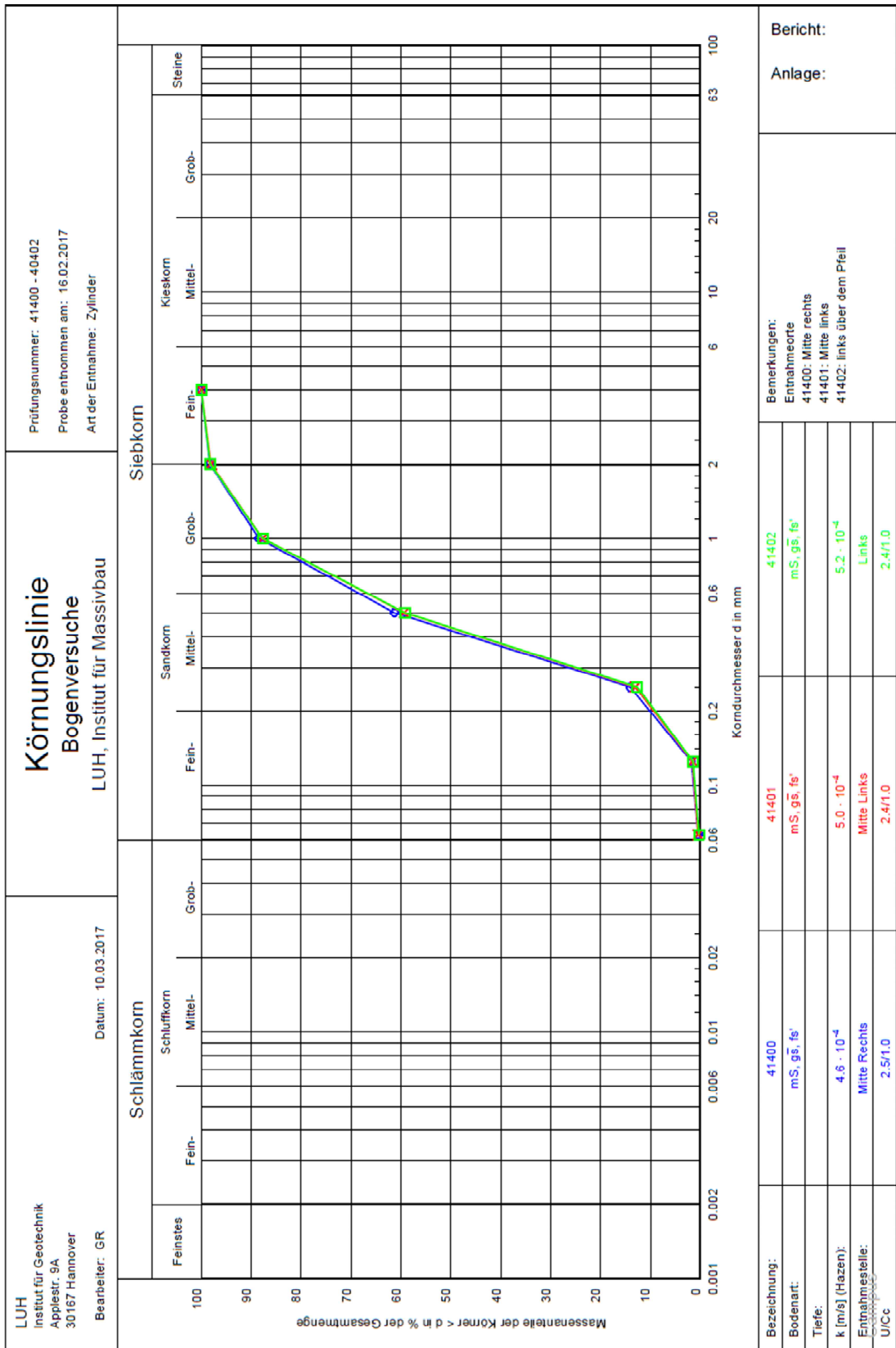


8.3 Bodenuntersuchungen der Überschüttung

LUH Institut für Geotechnik Applestr. 9A 30167 Hannover				Bericht: Anlage:																																																																																																																																					
Dichtebestimmung (Zylinder) nach DIN 18 125 Bogenversuche LUH, Institut für Massivbau				Prüfungsnummer: 41400-41402 Entnahmestelle: ll. und re. der Mitte, links über Pfeil Tiefe: Art der Entnahme: Zylinderprobe Bodenart: mS, gs, fs Probe entnommen am: 16.02.2017																																																																																																																																					
Bearbeiter: GR		Datum: 17.02.2017																																																																																																																																							
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 30%;">Probenbezeichnung:</td> <td style="width: 10%;">41400</td> <td style="width: 10%;">41401</td> <td style="width: 10%;">42402</td> <td style="width: 10%;"></td> <td style="width: 10%;"></td> </tr> <tr> <td colspan="6">Feuchtdichte ρ</td> </tr> <tr> <td>Feuchte Probe + Zylinder [g]:</td> <td>1814.10</td> <td>2265.88</td> <td>2308.44</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Zylinder [g]:</td> <td>311.10</td> <td>721.94</td> <td>708.35</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Feuchte Probe [g]:</td> <td>1503.00</td> <td>1543.94</td> <td>1600.09</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Volumen Zylinder [cm³]:</td> <td>868.59</td> <td>868.59</td> <td>868.59</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Feuchtdichte ρ [g/cm³]:</td> <td>1.730</td> <td>1.778</td> <td>1.842</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td colspan="6">Wassergehalt durch Trocknen</td> </tr> <tr> <td>Feuchte Probe + Behälter [g]:</td> <td>1814.10</td> <td>2265.88</td> <td>2308.44</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Trockene Probe + Behälter [g]:</td> <td>1788.66</td> <td>2234.45</td> <td>2278.99</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Behälter [g]:</td> <td>311.10</td> <td>721.94</td> <td>708.35</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Porenwasser [g]:</td> <td>25.44</td> <td>31.43</td> <td>29.45</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Trockene Probe [g]:</td> <td>1477.56</td> <td>1512.51</td> <td>1570.64</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Wassergehalt [%]</td> <td>1.72</td> <td>2.08</td> <td>1.88</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td colspan="6">Bestimmung der Trockendichte ρ_d</td> </tr> <tr> <td>Trockendichte ρ_d [g/cm³]</td> <td>1.701</td> <td>1.741</td> <td>1.808</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td colspan="6">Abgeleitete Kennzahlen</td> </tr> <tr> <td>Spez. Gewicht [g/cm³]</td> <td>2.650</td> <td>2.650</td> <td>2.650</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Porenanteil n</td> <td>0.358</td> <td>0.343</td> <td>0.318</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Porenzahl e</td> <td>0.558</td> <td>0.522</td> <td>0.465</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Sättigungszahl</td> <td>0.082</td> <td>0.106</td> <td>0.107</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Luftporenanteil [%]</td> <td>32.88</td> <td>30.67</td> <td>28.37</td> <td></td> <td></td> </tr> </table>						Probenbezeichnung:	41400	41401	42402			Feuchtdichte ρ						Feuchte Probe + Zylinder [g]:	1814.10	2265.88	2308.44			Zylinder [g]:	311.10	721.94	708.35			Feuchte Probe [g]:	1503.00	1543.94	1600.09			Volumen Zylinder [cm ³]:	868.59	868.59	868.59			Feuchtdichte ρ [g/cm ³]:	1.730	1.778	1.842			Wassergehalt durch Trocknen						Feuchte Probe + Behälter [g]:	1814.10	2265.88	2308.44			Trockene Probe + Behälter [g]:	1788.66	2234.45	2278.99			Behälter [g]:	311.10	721.94	708.35			Porenwasser [g]:	25.44	31.43	29.45			Trockene Probe [g]:	1477.56	1512.51	1570.64			Wassergehalt [%]	1.72	2.08	1.88			Bestimmung der Trockendichte ρ_d						Trockendichte ρ_d [g/cm ³]	1.701	1.741	1.808			Abgeleitete Kennzahlen						Spez. Gewicht [g/cm ³]	2.650	2.650	2.650			Porenanteil n	0.358	0.343	0.318			Porenzahl e	0.558	0.522	0.465			Sättigungszahl	0.082	0.106	0.107			Luftporenanteil [%]	32.88	30.67	28.37		
Probenbezeichnung:	41400	41401	42402																																																																																																																																						
Feuchtdichte ρ																																																																																																																																									
Feuchte Probe + Zylinder [g]:	1814.10	2265.88	2308.44																																																																																																																																						
Zylinder [g]:	311.10	721.94	708.35																																																																																																																																						
Feuchte Probe [g]:	1503.00	1543.94	1600.09																																																																																																																																						
Volumen Zylinder [cm ³]:	868.59	868.59	868.59																																																																																																																																						
Feuchtdichte ρ [g/cm ³]:	1.730	1.778	1.842																																																																																																																																						
Wassergehalt durch Trocknen																																																																																																																																									
Feuchte Probe + Behälter [g]:	1814.10	2265.88	2308.44																																																																																																																																						
Trockene Probe + Behälter [g]:	1788.66	2234.45	2278.99																																																																																																																																						
Behälter [g]:	311.10	721.94	708.35																																																																																																																																						
Porenwasser [g]:	25.44	31.43	29.45																																																																																																																																						
Trockene Probe [g]:	1477.56	1512.51	1570.64																																																																																																																																						
Wassergehalt [%]	1.72	2.08	1.88																																																																																																																																						
Bestimmung der Trockendichte ρ_d																																																																																																																																									
Trockendichte ρ_d [g/cm ³]	1.701	1.741	1.808																																																																																																																																						
Abgeleitete Kennzahlen																																																																																																																																									
Spez. Gewicht [g/cm ³]	2.650	2.650	2.650																																																																																																																																						
Porenanteil n	0.358	0.343	0.318																																																																																																																																						
Porenzahl e	0.558	0.522	0.465																																																																																																																																						
Sättigungszahl	0.082	0.106	0.107																																																																																																																																						
Luftporenanteil [%]	32.88	30.67	28.37																																																																																																																																						

GGU-DENSITY - CampusLicence Uni Hannover IGTH
 CampusLicenz zur nicht kommerziellen Nutzung für Forschung und Lehre

GGU-SIEVE - CampusLicence Uni Hannover IGTH
 CampusLizenz zur nicht kommerziellen Nutzung für Forschung und Lehre



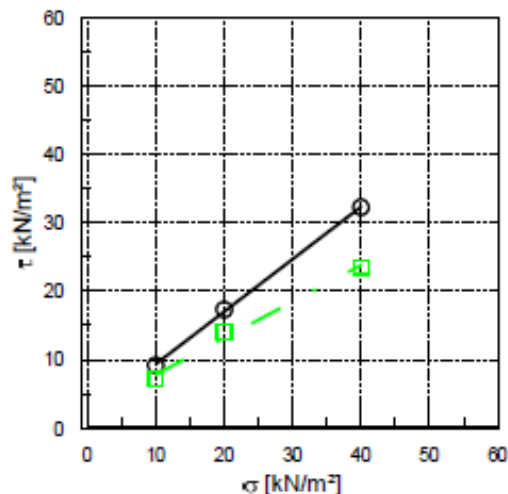
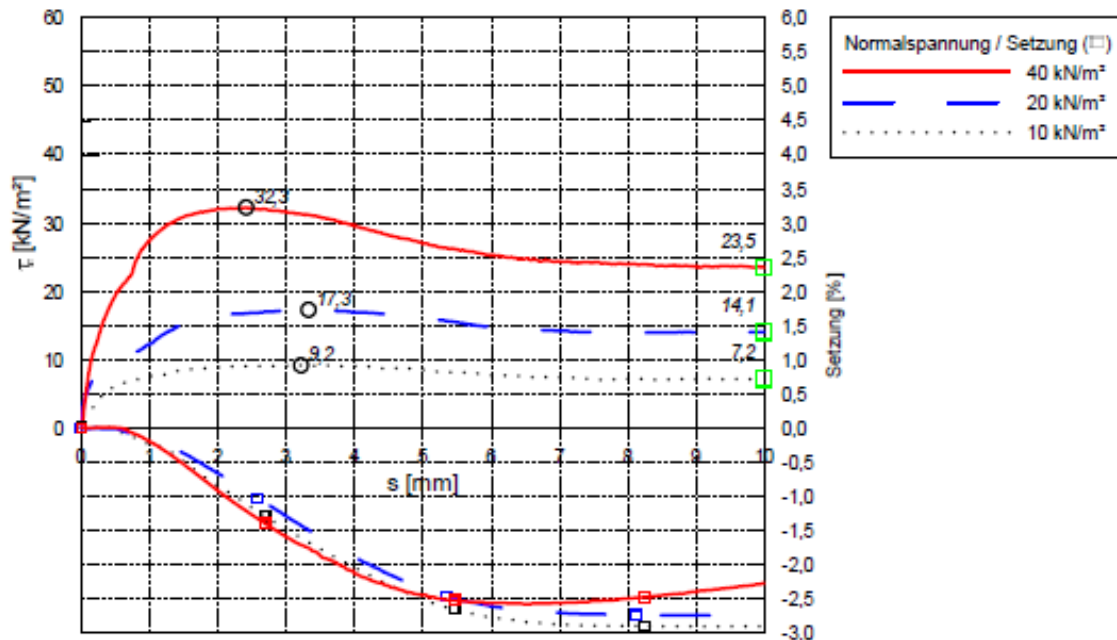
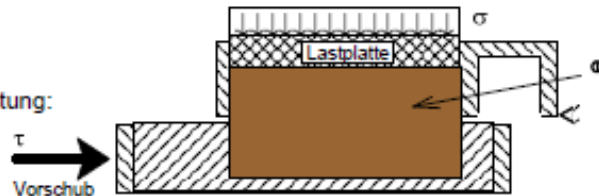
Bogenversuche, Institut für Massivbau

Ergebnisse der Scherversuche mit konstanter Vorschubgeschwindigkeit

IGtH-Probennummer: 41400V1
 Entnahmeort: Mischprobe
 Ⓞ Erdstoff: mS,@gs,fs'

Einbauwerte der gestörten Probe vor Belastung:

$w \approx 0$
 $\rho_s \approx 1.7 \text{ g/cm}^3$
 $\rho_B \approx 1.7 \text{ g/cm}^3$
 Lagerungsdichte $D=0,67$



Scherparameter für Normalspannungen von 10 bis 40 kN/m²

- Werte bei Bruch
 $\varphi' = 37.5^\circ$ ($c' = 1.7 \text{ kN/m}^2$) [$R^2 = 0.9996$]
- Werte bei 10 mm Verschiebung
 $\varphi' = 28.1^\circ$ ($c' = 2.5 \text{ kN/m}^2$) [$R^2 = 0.9903$]

Prüffläche: 100 cm²
 schwebender, verkipperbarer oberer Rahmen
 Prüfgeschwindigkeit: $v = 10 \text{ mm/h}$
 Vorbelastungsdauer: $t = 0$

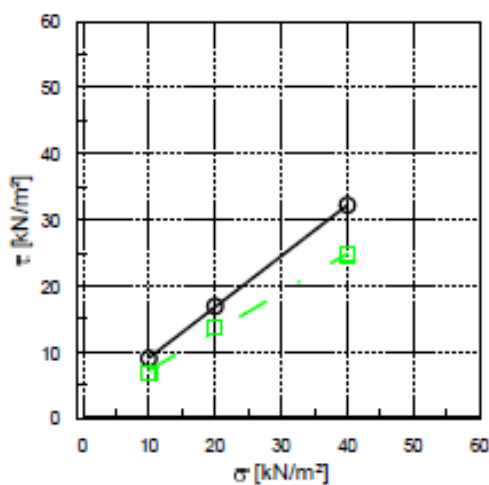
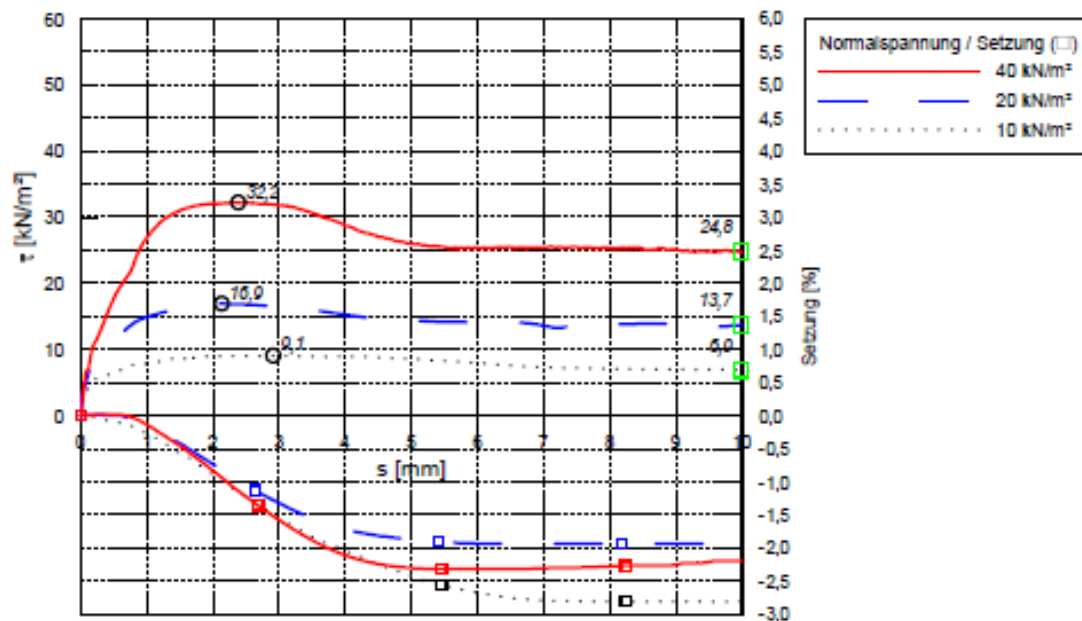
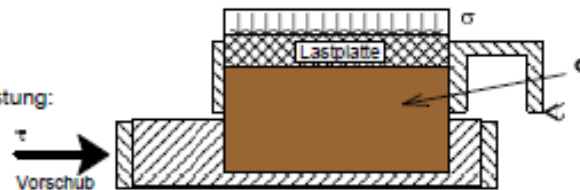
Versuch trocken eingebaut

Bogenversuche, Institut für Massivbau

Ergebnisse der Scherversuche mit konstanter Vorschubgeschwindigkeit

IGtH-Probennummer: 41400_2
 Entnahmeort: Mischprobe
 Ⓛ Erdstoff: mS,@gs,fs'

Einbauwerte der gestörten Probe vor Belastung:
 $w \approx 0$
 $\rho_{\gamma} \approx 1.7 \text{ g/cm}^3$
 $\rho_d \approx 1.7 \text{ g/cm}^3$
 Lagerungsdichte $D=0,67$



Scherparameter für
Normalspannungen von 10 bis 40 kN/m²

○ Werte bei Bruch
 $\varphi' = 37.6^\circ$ ($c' = 1.4 \text{ kN/m}^2$) [$R^2 = 0.9999$]

□ Werte bei 10 mm Verschiebung
 $\varphi' = 30.5^\circ$ ($c' = 1.4 \text{ kN/m}^2$) [$R^2 = 0.997$]

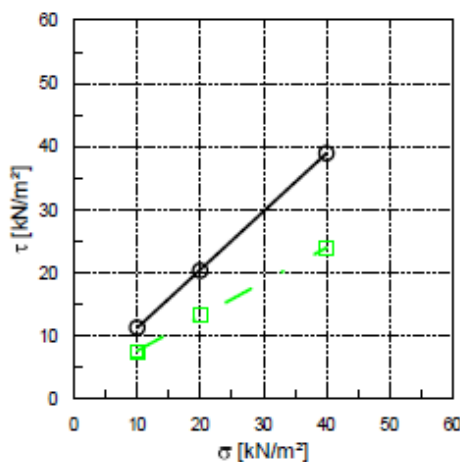
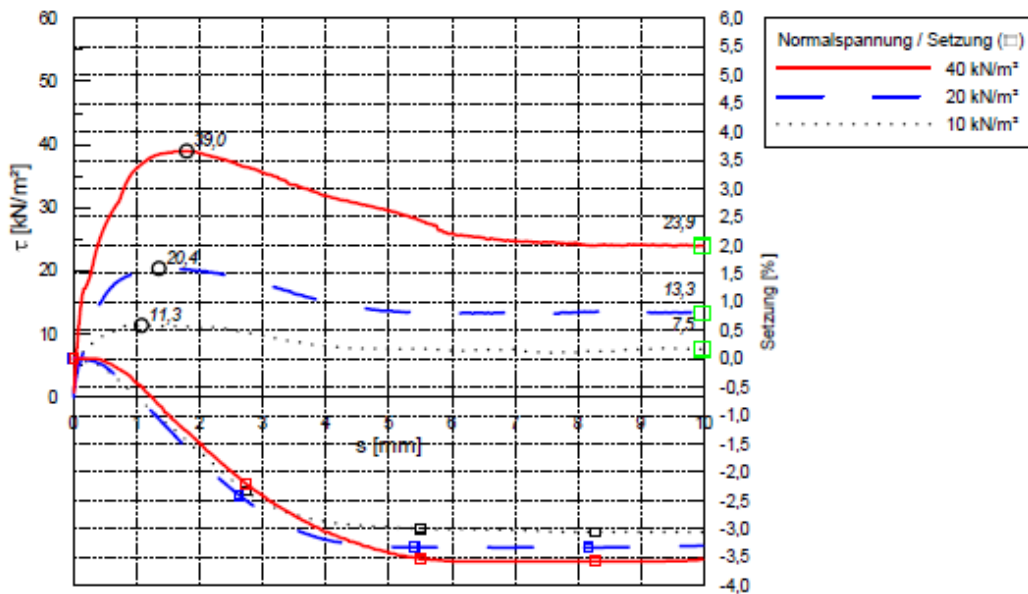
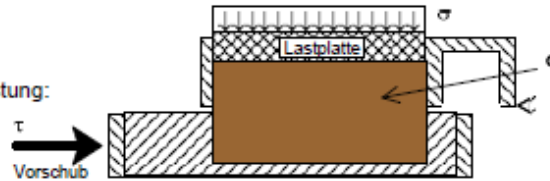
Prüfmäche: 100 cm²
 schwebender,
 verklappbarer oberer Rahmen
 Prüfungsgeschwindigkeit: $v = 10 \text{ mm/h}$
 Vorbelastungsdauer: $t = 0$
Versuch trocken eingebaut

Bogenversuche, Institut für Massivbau

**Ergebnisse der Scherversuche
mit konstanter Vorschubgeschwindigkeit**

IGTH-Probennummer: 41418 / 41400
Entnahmeort: Mischprobe
① Erdstoff: mS,@gs,fs'

Einbauwerte der gestörten Probe vor Belastung:
Lagerungsdichte: $D=0,92$



**Scherparameter für
Normalspannungen von 10 bis 40 kN/m²**

○ Werte bei Bruchverschiebung
 $\varphi' = 42,7^\circ$ ($c' = 2 \text{ kN/m}^2$) [$R^2 = 1$]

□ Werte bei 10 mm Verschiebung
 $\varphi' = 28,6^\circ$ ($c' = 2,2 \text{ kN/m}^2$) [$R^2 = 0,9997$]

Prüffläche: 100 cm²
schwebender,
verkippter oberer Rahmen
Prüfgeschwindigkeit: $v = 10 \text{ mm/h}$
Vorbelastungsdauer: $t = \text{rd. } 1 \text{ h}$
Versuch trocken eingebaut

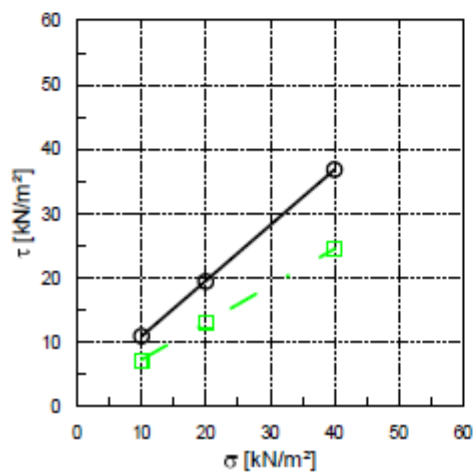
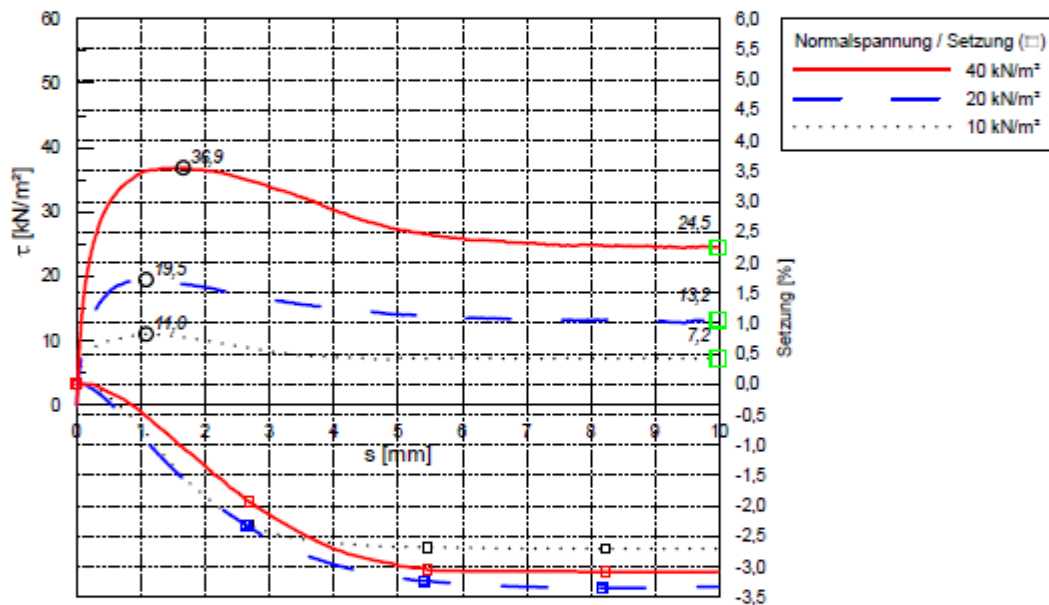
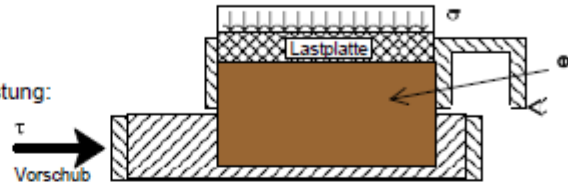
¹⁾ Aus linearer Regression

Bogenversuche, Institut für Massivbau

Ergebnisse der Scherversuche mit konstanter Vorschubgeschwindigkeit

IGTH-Probennummer: 41418/41400
 Entnahmeort: Mischprobe
 ① Erdstoff: mS,@gs,fs'

Einbauwerte der gestörten Probe vor Belastung:
 Lagerungsdichte $D=0,92$
 Einbau unter Wasser



Scherparameter für
 Normalspannungen von 10 bis 40 kN/m²

○ Werte bei Bruchverschiebung
 $\varphi' = 40,8^\circ$ ($c' = 2,3 \text{ kN/m}^2$) [$R^2 = 1$]

□ Werte bei 10 mm Verschiebung
 $\varphi' = 29,9^\circ$ ($c' = 1,5 \text{ kN/m}^2$) [$R^2 = 0,9998$]

Prüffläche: 100 cm²
 schwebender,
 verkippter oberer Rahmen
 Prüfgeschwindigkeit: $v = 10 \text{ mm/h}$
 Vorbelastungsdauer: $t = \text{rd. } 1 \text{ h}$
 Versuch unter Wasser eingebaut

¹⁾ Aus linearer Regression

8.4 Weitere Messergebnisse der durchgeführten Gewölbeversuche

8.4.1 Gewölbeversuch 1 – Gewölbe ohne Überschüttung

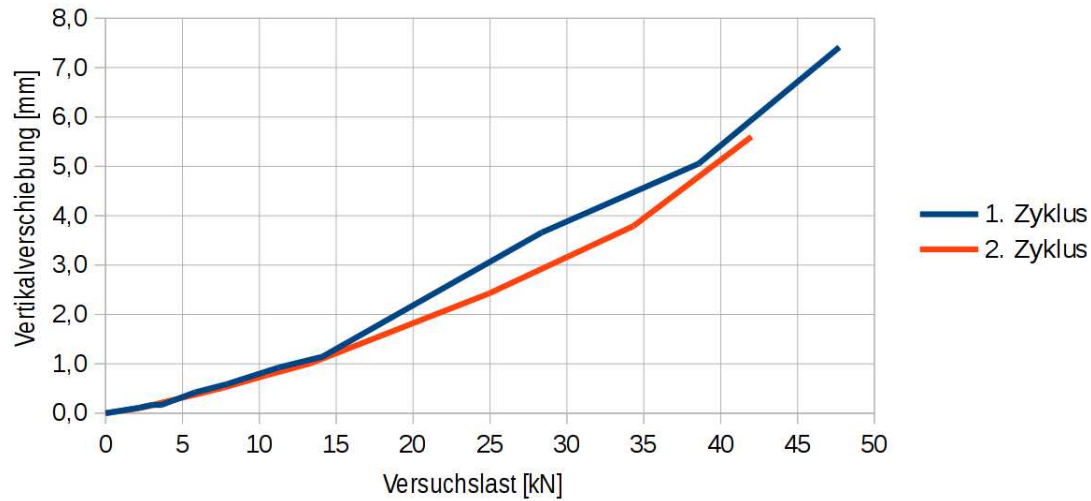


Abbildung 61: Versuch 1 - gemessene Vertikalverschiebungen v_1 bzw. v_2 beim Gewölbe ohne Hinterfüllung

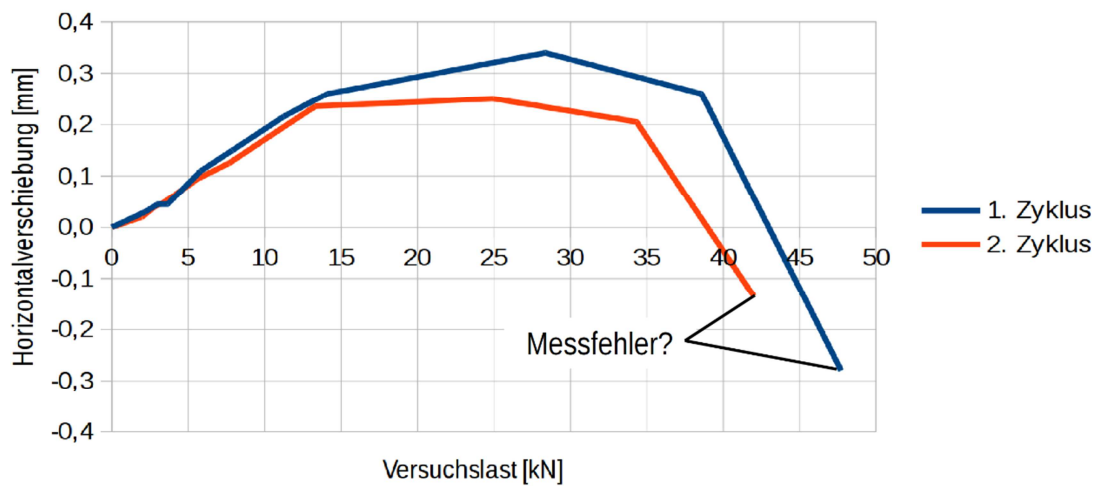


Abbildung 62: Versuch 1 - gemessene Horizontalverschiebung des Kämpfers h beim Gewölbe ohne Hinterfüllung

8.4.2 Gewölbeversuch 2 – Gewölbe mit Überschüttung; Lasteinleitung direkt am Extrados

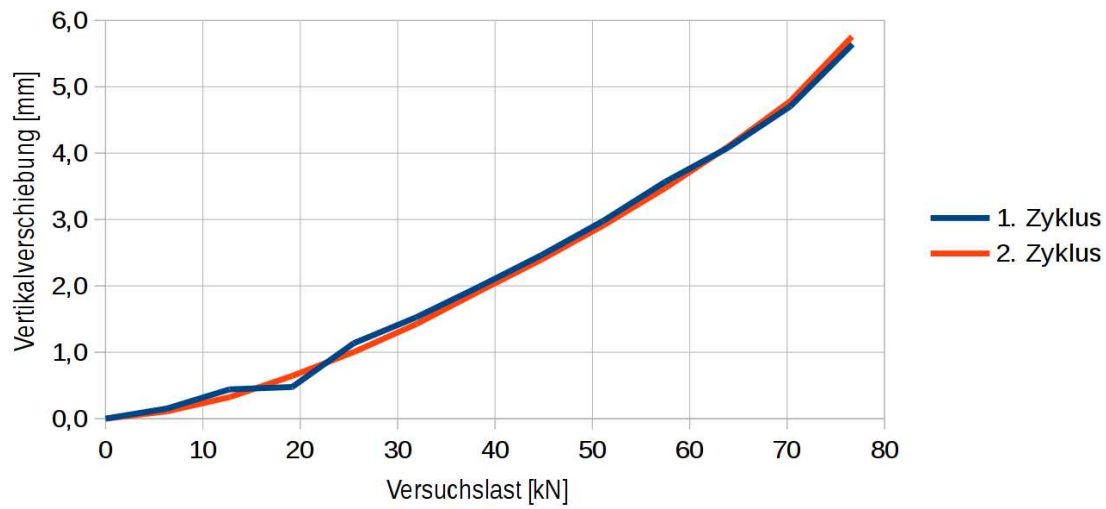


Abbildung 63: Versuch 2 - gemessene Vertikalverschiebungen v_1 bzw. v_2 beim Gewölbe mit Überschüttung und Lasteinleitung direkt am Extrados

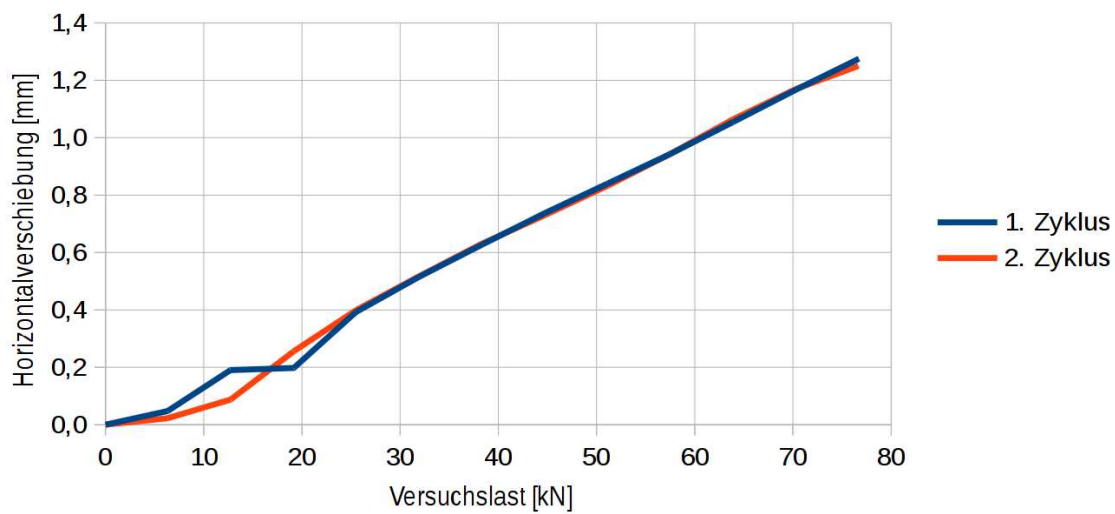


Abbildung 64: Versuch 2 - gemessene Horizontalverschiebung des Kämpfers h beim Gewölbe mit Überschüttung und Lasteinleitung direkt am Extrados

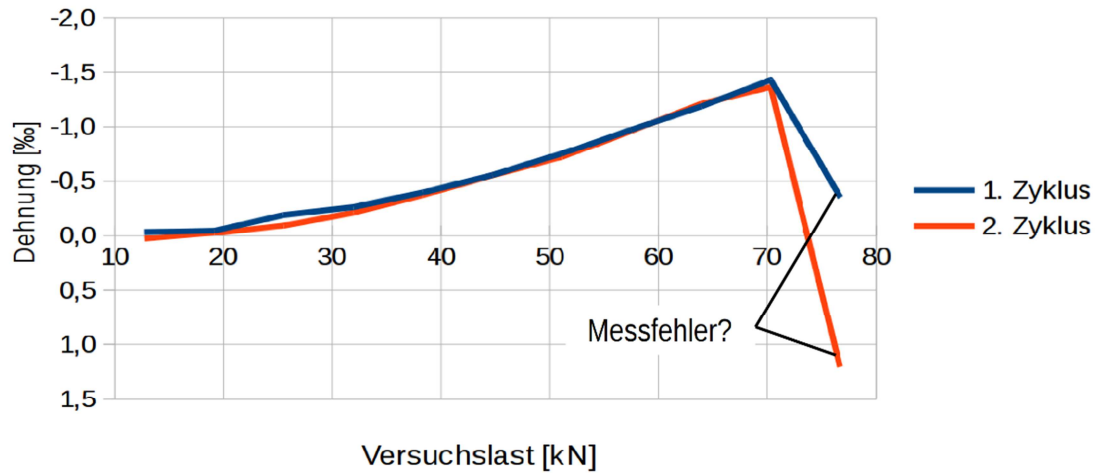


Abbildung 65: Versuch 2 - ermittelte Dehnungen am Extrados des Gewölbes unter der Annahme des Ebenbleibens des Mauerwerksquerschnitts und Vernachlässigung der ständigen Lasten beim Gewölbe mit Überschüttung und Lasteinleitung direkt am Extrados

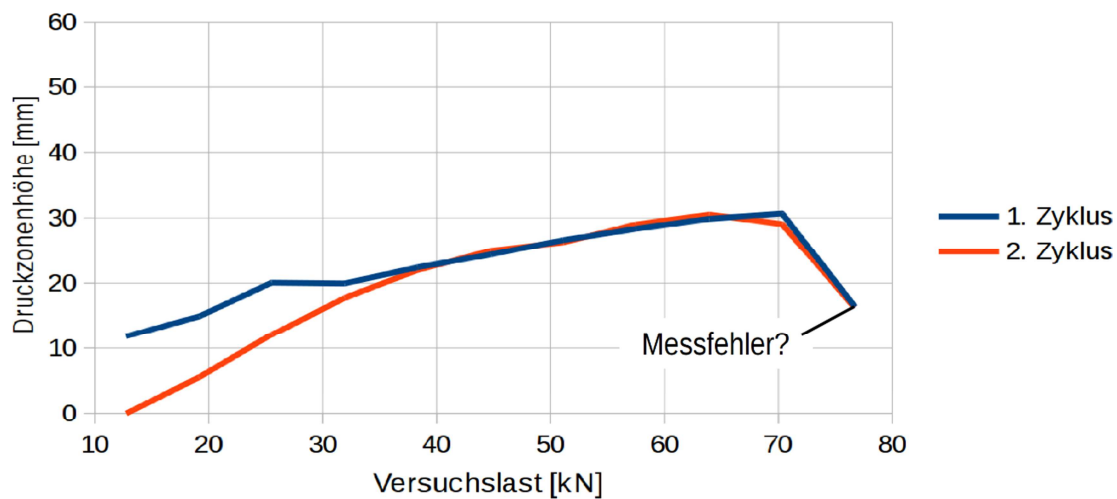


Abbildung 66: Versuch 2 - ermittelte Druckzonenhöhe am Extrados des Gewölbes unter der Annahme des Ebenbleibens des Mauerwerksquerschnitts und Vernachlässigung der ständigen Lasten beim Gewölbe mit Überschüttung und Lasteinleitung direkt am Extrados

8.4.3 Gewölbeversuch 4 – Gewölbe mit Überschüttung und mit Folie auf dem Extrados

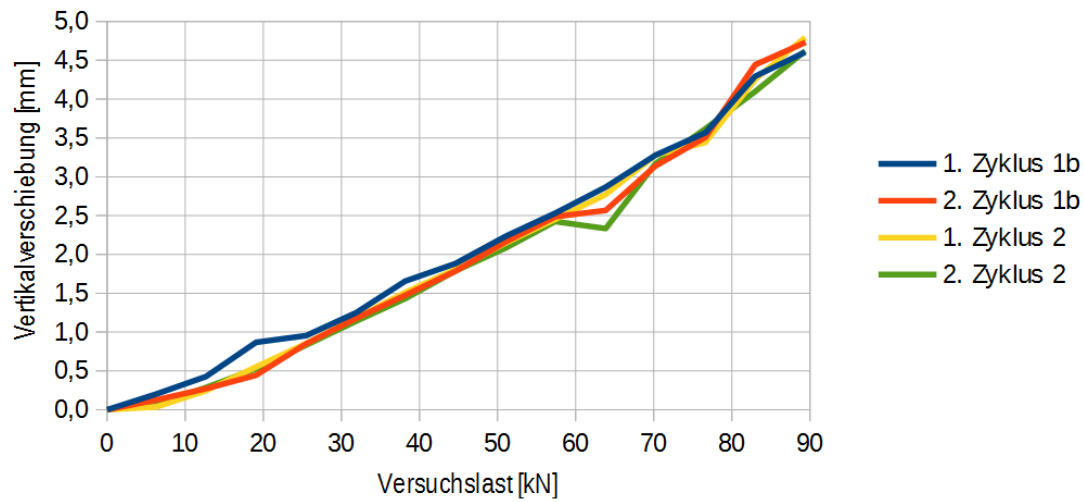


Abbildung 67: Versuch 4 - gemessene Vertikalverschiebungen v_1 bzw. v_2 beim Gewölbe mit Hinterfüllung und Folie am Extrados

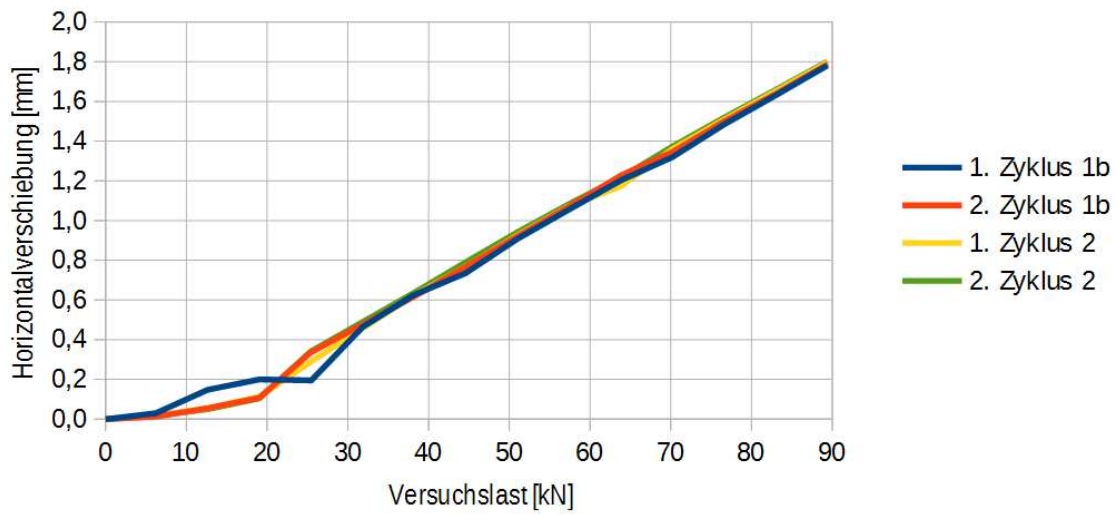


Abbildung 68: Versuch 4 - gemessene Horizontalverschiebung des Kämpfers h beim Gewölbe mit Hinterfüllung und Folie am Extrados

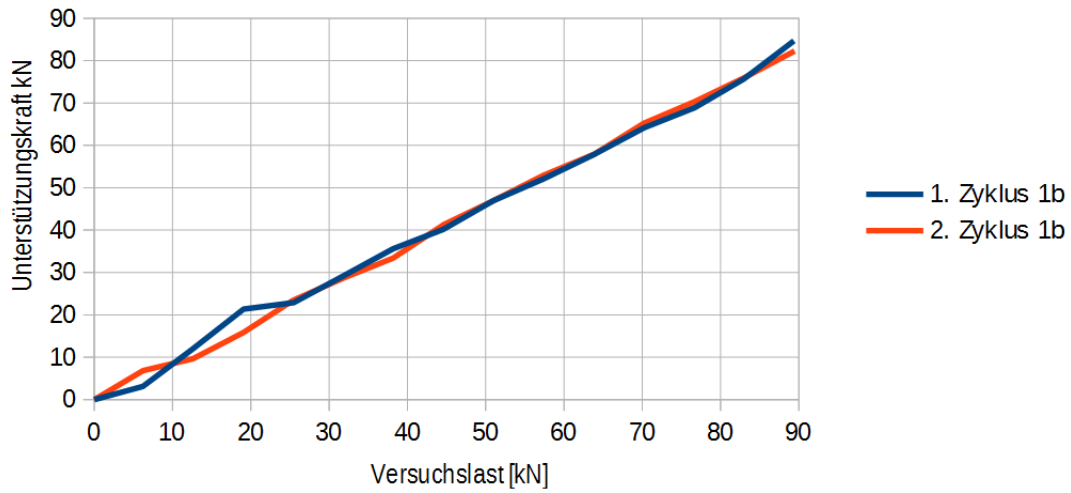


Abbildung 69: Versuch 4 - Unterstützungskraft am Übergang zwischen Zyklus 1a und Zyklus 1b kurz vor Wegnahme der Unterstüzung

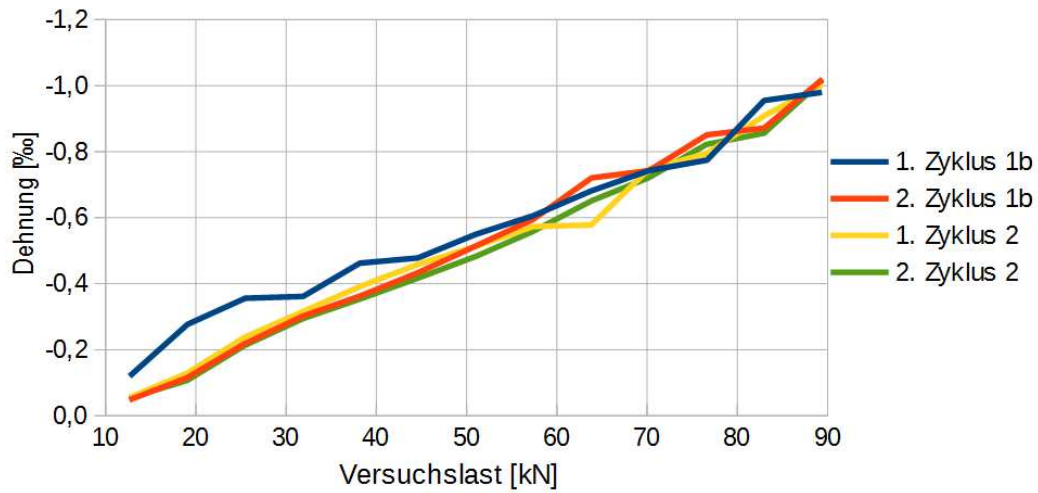


Abbildung 70: Versuch 4 - ermittelte Dehnungen am Extrados des Gewölbes unter der Annahme des Ebenbleibens des Mauerwerksquerschnitts und Vernachlässigung der ständigen Lasten

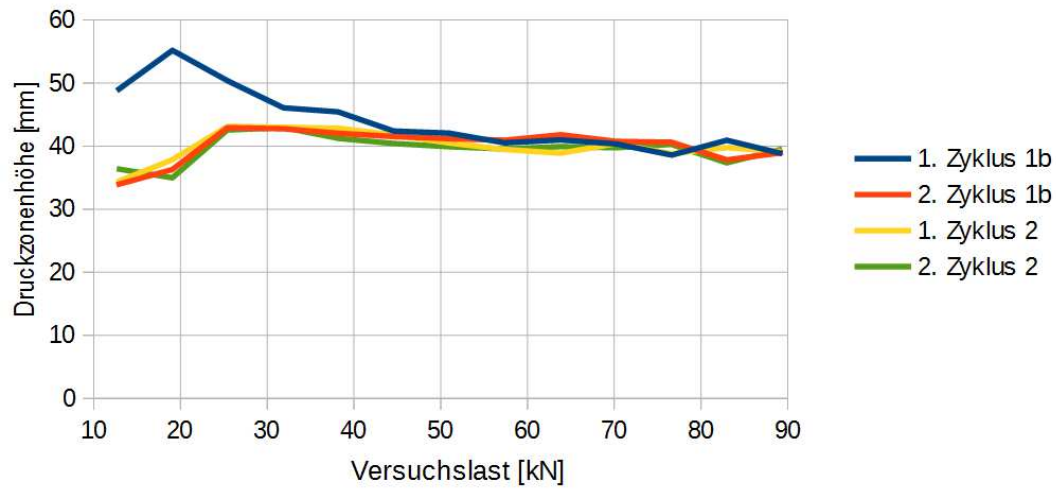


Abbildung 71: Versuch 4 - ermittelte Druckzonenhöhe am Extradros des Gewölbes unter der Annahme des Ebenbleibens des Mauerwerksquerschnitts und Vernachlässigung der ständigen Lasten