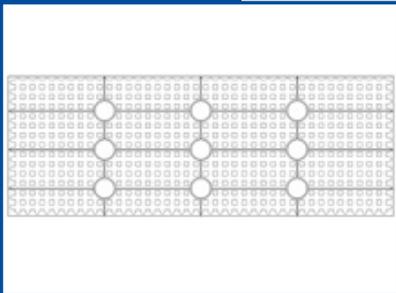


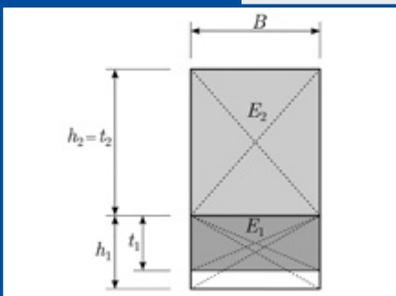
Berichte des Instituts für Massivbau



Jens Piehler



Ein analytisches Modell zur Berücksichtigung von Überschüttungen beim Spannungsnachweis von flachen Bogentragwerken aus Mauerwerk



Berichte

des Instituts für Massivbau der Leibniz Universität Hannover
Herausgeber:
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx
Leibniz Universität Hannover – Institut für Massivbau
Heft 15, November 2019

Herausgeber

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx
Leibniz Universität Hannover
Institut für Massivbau
Appelstraße 9 A
30167 Hannover

Alle Rechte vorbehalten

Dieses Werk einschließlich aller seiner Teile ist urheberrechtlich geschützt. Jede Verwertung in anderen als den gesetzlich zugelassenen Fällen bedarf deshalb der vorherigen schriftlichen Einwilligung des Herausgebers.

© 2019 by Univ.-Prof. Steffen Marx
Leibniz Universität Hannover
Institut für Massivbau
ISBN (Print): 978-3-7388-0389-1
ISBN (E-Book): 978-3-7388-0410-2

Fraunhofer IRB Verlag

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau IRB
Postfach 80 04 60, 70504 Stuttgart
Telefon 0711 970-2500
Telefax 0711 970-2508
E-Mail irb@irb.fraunhofer.de
URL <http://www.baufachinformation.de>

Ein analytisches Modell zur Berücksichtigung von
Überschüttungen beim Spannungsnachweis
von flachen Bogentragwerken aus Mauerwerk

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

Doktor der Ingenieurwissenschaften
Dr.-Ing.

genehmigte Dissertation

von
Jens Piehler, M.Sc.

2019

Vorsitz: Prof. Dr.-Ing. Nabil A. Fouad

Referent: Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx

Korreferent: Prof. Dr.-Ing. Martin Achmus

Gutachter: Prof. Dr.-Ing. Volker Slowik

Tag der Promotion: 4.7.2019

Für Magnus

Danksagungen

Großer Dank gilt meinem Doktorvater Herrn Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx, der mir den notwendigen Freiraum und die Möglichkeiten verschaffte, die Forschung im Bereich des Mauerwerksbaus vorantreiben zu können. Das von ihm entgegengebrachte Vertrauen, die stetige Ermutigung und die engagierte Betreuung haben letztlich zum Entstehen dieser Arbeit geführt.

Ich danke Herrn Prof. Dr.-Ing. Martin Achmus für sein entgegengebrachtes Interesse an meiner Arbeit, die fachliche Unterstützung und die Übernahme des Korreferats. Als Leiter des Instituts für Geotechnik Hannover leistete er bislang außerordentlich einflussreiche Forschungsbeiträge auf den verschiedensten Gebieten der Boden-Bauwerks-Interaktion. Ebenso stolz bin ich, dass Herr Prof. Dr.-Ing. Volker Slowik bereit war, ein Gutachten zu verfassen. Ich habe großen Respekt und schätze sein Wissen sowie seine Erfahrung auf den Gebieten der experimentellen Mechanik und nichtlinearen Tragwerksanalyse. Durch seine Forschungstätigkeit leistete er u. a. einschlägige Beiträge zur Erschließung rechnerischer Traglastreserven von Mauerwerksgewölbebrücken. Mein Dank gebührt auch Herrn Prof. Dr.-Ing. Nabil A. Fouad als Vorsitzendem der Promotionskommission.

In den Versuchen kam der Messung von Erddrücken ein sehr hoher Stellenwert zu. Insbesondere die konstruktiven Gespräche mit Herrn Dr.-Ing. Florian tom Wörden gaben mir die entscheidenden Impulse für die Entwicklung einer geeigneten Messapparatur. Die Fertigung dieser Apparatur verlangte ein hohes Maß an handwerklichem Geschick. Aus diesem Grund beruhen die erfolgreichen Messungen nicht zuletzt auf dem Einsatz und der Geduld von Herrn René Wallschläger und Herrn Olaf Menze. Doch auch ohne die tatkräftige Hilfe von Herrn Ernst Heine, den vielen wissenschaftlichen Hilfskräften, Herrn Roman Gaschutin und nicht zuletzt von Herrn Joseph Schildhammer wären die aufwändigen Versuchsaufbauten sowie die Durchführung der Versuche nicht möglich gewesen. An dieser Stelle möchte ich mich auch ganz herzlich bei Herrn Dr.-Ing. Gregor Schacht bedanken, der seine Erfahrungen bezüglich der Anwendung des Bildkorrelationsverfahrens mit mir teilte.

Bei allen Mitarbeitern des Instituts für Massivbau Hannover möchte ich mich für die kollegiale Zusammenarbeit bedanken. Ganz besonders danke ich Herrn Dipl.-Ing. Sebastian Schneider und Herrn Dr.-Ing. Ralf Herrmann für die freundschaftliche Beziehung, die gegenseitige Motivation und das gegenseitige Feedback bei unseren Arbeiten.

Besondere Dankbarkeit gebührt meiner Lebenspartnerin Sandra. Trotz Entbehrungen ermutigte sie mich fortwährend, meine Arbeit an der Dissertation fortzusetzen und zögerte nie, mir dafür den Rücken freizuhalten. Besonders glücklich bin ich über unseren gemeinsamen Sohn Magnus. Er erblickte das Licht der Welt inmitten der Zeit in der diese Arbeit entstand. Unsere räumliche Trennung erschwerte so manches, und er musste auf viele Stunden mit seinem Papa verzichten.

Jens Piehler, Gößnitz 2019

Abstract

Currently, the effects of backfill on arch structures are generally taken into account on the influence side. The fact that the effective cross section and hence its stiffness increase, which improves the load-bearing behaviour, is generally disregarded. In this dissertation, an easy-to-use mechanical model is introduced, in which backfills of vaults are considered at the resistance side for the analysis of the load-bearing behaviour. These additional load-bearing reserves, which have so far been disregarded in analyses, were determined qualitatively and quantitatively with the help of experimental investigations and accompanying numerical calculations.

A load acting on a vault leads to an altered flexural stress state in the vault masonry and thus to an increase in the curvature of the longitudinal vault axis. Assuming a stiff shear joint between the masonry and backfill, this increased curvature will also be imposed on the soil. If the shear strength is not exceeded, stresses will occur in the backfill. These stresses are due to combined bending and longitudinal compressive loads and depend on the Young's modulus of the soil. The very low tensile strengths of the vault masonry and the soil must be taken into account. The parts of the cross section which are considered to transfer load should therefore be subjected to compression only. The remaining parts of the cross section should be neglected in the analysis.

By using simplifying assumptions, a mathematical relationship can be derived for a specific cross section along the longitudinal axis of the vault, which can be used to determine the effective parts of the masonry cross section and the backfill in advance of a stress analysis. The cross-section parts of the considered vault cross section are dependent on the ratio of the Young's moduli of elasticity of the 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 original cross-section heights of the two parts of the cross section (masonry and backfill).

The focus of this work is on flat vaults, which form the vast majority of vaults in building construction. In the performed experiments, the vaults were monitored amongst others with 2D photogrammetry in order to observe in detail the development of cracks and to derive the depth of the gaps in the bed joints.

Keywords:

vault, arch, thrust line, backfill, composite, compound effect, masonry

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 in der Regel 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. Diese bisher nicht berücksichtigten Tragreserven wurden mit Hilfe von großmaßstäblichen Laborversuchen und begleitenden numerischen Berechnungen qualitativ und quantitativ erfasst.

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 Spannungsberechnung ermittelt 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 von den zur Verfügung stehenden Querschnittshöhen der beiden Teilquerschnitte (Mauerwerk und Überschüttung).

In dieser Arbeit wurde der Schwerpunkt auf flache Gewölbe gelegt, wie sie in den meisten Fällen des Hochbaus anzutreffen sind. In den Laborversuchen wurde u. a. auch 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.

Schlagwörter:

Gewölbe, Bogen, Stützlinie, Überschüttung, Verbund, Verbundwirkung, Mauerwerk

Inhaltsverzeichnis

Abbildungen und Tabellen	III
Formelzeichen	IX
1 Einleitung und Zielstellung	1
1.1 Aufbau dieser Arbeit	2
2 Internationaler Stand des Wissens	5
2.1 Berechnungsverfahren von Bogentragwerken	5
2.1.1 Stützlinienverfahren	5
2.1.2 Ebene Stabwerke	7
2.1.3 Finite-Elemente-Modellierung	8
2.1.4 Hybride Modellierung	11
2.1.5 Distinct Element Method	15
2.2 Ansätze zur mittragenden Wirkung von Überschüttungen	15
2.2.1 Lastverteilende Wirkung	15
2.2.2 Horizontaler Erddruck in den Kämpferbereichen	16
2.2.3 Mittragende Wirkung im Lasteinleitungsbereich	22
3 Hypothese zur mittragenden Wirkung von Gewölbeüberschüttungen im Lasteinleitungsbereich	25
3.1 Spannungsverteilung im Bogen ohne Ansatz der Überschüttung	25
3.2 Mitwirkung der Überschüttung als Verbundquerschnitt	26
3.2.1 Hypothese und Modellannahmen	26
3.2.2 Abgrenzung mitwirkender Querschnittsteile im Verbundquerschnitt	28
4 Belastungsversuche an einem Gewölbe mit Überschüttung	37
4.1 Versuchsaufbau und Messtechnik	37
4.2 Ergänzende versuchstechnische Untersuchungen	52
4.2.1 Elastizitätsmodul des Gewölbemauerwerks	52
4.2.2 Reibung an der Abschalung der Gewölbeüberschüttung	54
4.2.3 Bodenmaterial der Gewölbeüberschüttung	57
4.3 Numerische Simulation	60
4.4 Versuchsergebnisse	68
4.5 Vergleich zwischen Simulations- und Versuchsergebnissen	75
5 Validierung des analytischen Modells	81
5.1 Diskussion kritischer Modellannahmen	81
5.2 Gültigkeit der am Verbundquerschnitt exzentrisch angreifenden Normalkraft	85

5.3	Vergleich berechneter Spannungszustände	91
5.3.1	Stützlinienverfahren	91
5.3.2	Ebene Stabwerkmodellierung	94
5.4	Anwendungsgrenzen und Übergangsbereiche	96
6	Nutzung des analytischen Modells in bestehenden Nachweiskonzepten	111
6.1	Überblick zu Tragfähigkeits- und Gebrauchstauglichkeitskriterien	112
6.1.1	Vorschlag eines Tragfähigkeitskriteriums auf Grundlage des Spannungsblocks	115
6.2	Einordnung in die europäisch harmonisierte Normung	118
6.2.1	Nutzung bei Tragfähigkeitsnachweisen (GZT)	119
6.2.2	Nutzung bei Gebrauchstauglichkeitsnachweisen (GZG)	124
7	Zusammenfassung und Ausblick	135
A	Analytische Lösung eines Polynom dritten Grades	145
B	Bestimmung des Elastizitätsmoduls an Mauerwerksprüfkörpern	147
C	Bestimmung des Reibbeiwerts der zweilagigen Folie mit dazwischenliegenden Titanfettschicht	149
D	Erdstoffuntersuchungen der Gewölbeüberschüttung	151
E	Messergebnisse der Gewölbeversuche	159
F	Berechnungsergebnisse des numerischen Gewölbemodells mit modifiziertem E-Modul des Mauerwerks und Vergleich zu den Versuchsergebnissen	167

Abbildungsverzeichnis

1	Stützzlinie eines Halbkreisbogens mit (a) minimaler und (b) maximaler Horizontalkraft [30]	5
2	Halbkreisbogen mit Auflagerverschiebung - geometrische Abschätzung der maximalen Auflagerverschiebungen mit Starrkörpersystem: a) Geometrie; b) Grenzzustand für Durchschlagen [30]	6
3	Berechnung der Stützzlinie mittels vereinfachter Makromodellierung [51]	12
4	Entkoppeltes Diskontinuumsmodell mit klaffenden Fugen [51]	12
5	Ermittlung der Bruchlast am entkoppelten Diskontinuumsmodell [51]	13
6	Traglastkurvenschar für verschiedene Steindruckfestigkeiten [51]	14
7	Schematische Darstellung des Sandkistenversuchs von Gelfi [22]	17
8	Drehwinkelabhängiger Beiwert für den passiven Erddruck [22]	18
9	Experimentelle und berechnete Vertikallasten [22]	18
10	Hinterfüllungsszenarien der Sandkistenversuche von Callaway et al. [11]	20
11	Beispiel einer <i>rigid block limited analysis</i> [38]	21
12	Beispiel einer DLO-Berechnung (<i>discontinuity layout optimisation</i>): (a) alleinige Wirkung des passiven Erddrucks; (b) Wirkung des aktiven Erddrucks der Hinterfüllung und lastverteilende Wirkung der Überschüttung [25]	21
13	„Illustration zur Formulierung einer Familie linearer Lamellen zur Herleitung einer Verallgemeinerung des lateralen RANKINE’schen Erddrucks im Grenzfall des passiven Erddrucks“ [1]	23
14	Spannungen im Bogenmauerwerk unter Halbseitenlast	26
15	Spannungen im Bogenmauerwerk und in der Überschüttung unter Ausgrenzung der nicht mittragenden Querschnittsteile	28
16	Verbundquerschnitt mit Grenzlinie in der Überschüttung (Fall 1)	30
17	Verbundquerschnitt mit Grenzlinie im Mauerwerk (Fall 2)	34
18	Durchgeführte Versuchsreihe großmaßstäblicher Gewölbeversuche	38
19	Messstellenplan der Gewölbeversuche	39
20	Längsschnitt Gewölbeversuchsreihe (Maße in mm)	40
21	Querschnitt Gewölbeversuchsreihe (Maße in mm)	41
22	Sensorpanel zur Messung von Erddrücken über dem Gewölbescheitel	43
23	Lasteinleitung auf der Hinterfüllung und Ziegelaufkast	43
24	Rechnerische Spannungsverteilung eines Kraftaufnehmers infolge lotrechten Erddrucks auf das Erddruckmesspanel	44
25	Querschnitt durch die Kalibriervorrichtung des Erddruckmesspanels (Maße in mm)	48
26	Schematische Darstellung des Belastungsregimes einer Laststufe	49
27	Temporäre Gewölbeunterstützung und Konstruktion zur Krümmungsmessung	50

28	Geometrische Beziehungen am verkrümmten und gedehnten Bogenausschnitt für die Krümmungsmessung	50
29	Versuchsaufbau zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls des Mauerwerks (Maße in mm)	53
30	Bruchbild einer zentrisch belasteten Mauerwerksprobe im Rahmen der Bestimmung des Elastizitätsmoduls	54
31	Spannungs-Dehnungskurve einer Mauerwerksprobe mit Bestimmung des Elastizitätsmoduls	55
32	Elastizitätsmodul für FE-Modell und Vergleichsrechnungen	55
33	Versuchsstand zur Bestimmung des Reibbeiwertes an der Schalung der Bogenüberschüttung (Maße in mm)	56
34	Maximale im Versuch aufgetretene Reibbeiwerte an der Schalung der Bogenüberschüttung	57
35	Entnahmestellen der Bodenproben	59
36	Finite-Elemente-Modell des Gewölbeversuchsstandes mit Sicht auf die Symmetrieebene	63
37	Berechnete Verschiebungen [mm] in Zyklus 1a bei einer Versuchslast von 64 kN (überhöhte Darstellung); Vertikalverschiebungen (links); Horizontalverschiebungen (rechts)	66
38	Berechnete Verschiebungen [mm] in Zyklus 1b bei einer Versuchslast von 64 kN (überhöhte Darstellung); Vertikalverschiebungen (links); Horizontalverschiebungen (rechts)	67
39	Plastische Dehnungen in Zyklus 1b bei einer Versuchslast von 64 kN (überhöhte Darstellung der Verschiebungen); vertikal gerichtete Dehnungen (links), horizontal gerichtete Dehnungen (rechts)	67
40	Elastische Dehnungen in Zyklus 1b bei einer Versuchslast von 64 kN (nicht skalierte Darstellung der Verschiebungen); vertikal gerichtete Dehnungen (links); horizontal gerichtete Dehnungen (rechts)	67
41	Berechnete Horizontalspannungen im Erdstoff (Scheitel) bei einer Versuchslast von 64 kN; getrennt nach den Zyklen 1a und 1b (links); Differenz zwischen Zyklus 1b und Zyklus 1a (rechts)	68
42	Berechnete Horizontalspannungen im Mauerwerk (Scheitel) in Zyklus 1b bei einer Versuchslast von 64 kN	68
43	Versuch 3 – zeitlicher Verlauf der gemessenen Versuchslast	69
44	Versuch 3 – gemessene Verschiebungen beim Gewölbe mit Hinterfüllung: Vertikalverschiebungen V_1 bzw. V_2 (links); Horizontalverschiebungen des Kämpfers H (rechts)	70

45	Vergleich der gemittelten, versuchslastabhängigen Vertikalverschiebungen aller durchgeführten Gewölbeversuche	71
46	Versuch 3 – gemessene Unterstützungskraft am Übergang zwischen Zyklus 1a und Zyklus 1b kurz vor Wegnahme der Unterstützung	71
47	Versuch 3 – ermittelte Dehnungen am Extradados des Gewölbes unter der Annahme des Ebenbleibens des Mauerwerksquerschnitts und Vernachlässigung der ständigen Lasten	72
48	Versuch 3 – ermittelte Druckzonenhöhe am Extradados des Gewölbes unter der Annahme des Ebenbleibens des Mauerwerksquerschnitts und Vernachlässigung der ständigen Lasten	73
49	Versuch 3 – Differenzen gemessener Erddrücke bei 51 kN Versuchslast	74
50	Versuch 4 – gemessene Erddruckdifferenz (1b - 1a) bei einer Versuchslast von 51 kN	74
51	Vergleich der Verschiebungsgrößen von FE-Berechnung und Gewölbeversuch 3: Vertikalverschiebungen des Gewölbes (links); Horizontalverschiebungen des Widerlagers (rechts)	76
52	Vergleich der Spannungsverteilung im Scheitelbereich des Gewölbemauerwerks von FE-Berechnung und Gewölbeversuch 3: Spannungen am Extradados (links); Druckzonenhöhe (rechts)	76
53	Versuch 3 – Vergleich klaffender Fugen im Scheitelbereich bei einer Versuchslast von 64 kN: FE-Berechnung (links); Ergebnisse des Bildkorrelationsverfahrens (rechts)	77
54	Vergleich der horizontalen Spannungen in der Überschüttung bei der Laststufe 32 kN von Versuch 3: mit Gewölbeunterstützung (Zyklus 1a) (links); Spannungsänderung nach Wegnahme der Gewölbeunterstützung (rechts)	78
55	Vergleich der horizontalen Spannungen in der Überschüttung bei der Laststufe 64 kN von Versuchs 3: mit Gewölbeunterstützung (Zyklus 1a) (links); Spannungsänderung nach Wegnahme der Gewölbeunterstützung (rechts)	78
56	Auswirkung des angesetzten Materialmodells der Überschüttung auf die rechnerische Spannungsverteilung im Scheitel bei einer Versuchslast von 64 kN: horizontale Spannungen im Mauerwerk (links); horizontale Spannungen in der Überschüttung (rechts)	83
57	Systemlinien im Bogen unter verschiedenen Annahmen bezüglich mittragender Querschnittsteile	86
58	Statisches System zur Untersuchung der Schnittgrößenveränderungen durch eine veränderte Systemlinie infolge der Berücksichtigung der auf Druck mitwirkenden Querschnittsanteile bei Anwendung des Verbundmodells	87
59	Biegemomentenverlauf des Ausgangssystems	87

60	Biegemomentenverlauf am korrigierten statischen System, bei dem die Systemlinie für Knoten 5 bis 8 angepasst wurde	87
61	Biegemomentenverlauf bei Anpassung der Systemlinie in allen Knoten	88
62	Biegemomentenverlauf, bei dem die Systemlinie zunächst nur in den Kämpferbereichen angepasst wurde	89
63	Berechnete Stützlinie für Gewölbeversuch 3 bei einer Versuchslast von 64 kN . .	92
64	Vergleich der berechneten horizontalen Spannungen im Scheitelbereich zwischen Stützlinienmethode und FE-Berechnung: Gewölbemauerwerk (links); Überschüttung (rechts)	93
65	Ebene Stabwerkmodellierung mit einer Versuchslast von 64 kN – Variante mit verschieblichem, aber verdrehbehindertem Widerlager	94
66	Vergleich der berechneten horizontalen Spannungen im Scheitelbereich von ebenem Stabwerkmodell und FE-Berechnung: Gewölbemauerwerk (links); Überschüttung (rechts)	95
67	FE-Scheibenmodell für das Studium der Spannungsverteilung im Verbundquerschnitt	98
68	Vergleich berechneter Spannungsverteilungen von FE-Scheibenmodell und Verbundmodell: links: im Mauerwerk; rechts: in der Überschüttung	99
69	Prozentuale Abweichung der Spannungen im Mauerwerk am Extradados in Abhängigkeit vom Verhältnis der Lasteinleitungslänge L_q zur Überschüttungshöhe h_2 bei verschiedenen Ausmitten, ermittelt für $h_1 = 11,5$ cm und $\alpha = 165$. .	100
70	Vergleich berechneter Spannungsverteilungen im Gewölbemauerwerk von FE-Scheibenmodell und iterativ korrigiertem Verbundmodell	101
71	Iterativ ermittelte Anpassungsfaktoren χ_h für die Überschüttungshöhe h_2 zur Berechnung der Mauerwerksrandspannung am Extradados bei der analytischen Lösung; gültig für $h_1 = 11,5$ cm und $\alpha = 165$	102
72	Kurvenschar des Anpassungsfaktors χ_h nach Gleichung 5.3; gültig für $h_1 = 11,5$ cm und $\alpha = 165$	103
73	Links: Prozentuale Spannungsabweichung am Extradados; rechts: iterativ ermittelte Anpassungsfaktoren χ_h ; gültig für $h_1 = 11,5$ cm und $\alpha = 660$	104
74	Funktionale Beziehung der Koeffizienten A und B für $h_1 = 11,5$ cm	105
75	Vergleich der berechneten, horizontalen Spannungsverteilung im Scheitelbereich des Gewölbemauerwerks von FE-Berechnung und ebenem Stabwerkmodell bei Abminderung der Überschüttungshöhe mittels Gleichung 5.3	107
76	Links: prozentuale Spannungsabweichung am Extradados; rechts: iterativ ermittelte Anpassungsfaktoren χ_h ; oben bei $\alpha = 165$, mittig bei $\alpha = 330$, unten bei $\alpha = 660$; gültig für $h_1 = 24,0$ cm	108
77	Funktionale Beziehung der Koeffizienten A und B für $h_1 = 24,0$ cm	109

78	Zulässige Dehnungs- und Spannungsverteilungen nach Vorschriften, Richtlinien und Vorschlägen aus der Literatur für den Nachweis der Tragfähigkeit von gemauerten Bögen [6]	113
79	Anwendung des Spannungsblocks nach EC 6 [70] für die Ermittlung der maximal möglichen Ausmitte $ e _{max}$ als Tragfähigkeitskriterium im GZT	117
80	Annahme der Lastverteilung für den Nachweis der Verbundbedingungen	123
81	Lastinduzierte Ausplatzungen der Lagerfugen in den Randfasern des Mauerwerksquerschnitts	126
82	Spannungs-Dehnungslinien von a) Ziegel, b) Kalksandstein, c) Leichtbeton und d) Porenbeton [7]	127
83	Druckspannungs-Dehnungslinien aus Versuchen an Kalk-Zement-Mörtelprismen [59]	128
84	Lokale Koordinaten am Ausschnitt eines Kontinuums aus einem Gewölbemauerwerk	129
85	Bruchkriterium nach Kupfer [36] für den ebenen Spannungszustand bei Beton im Druck-Druck-Bereich	130
86	Erhöhte Mörtelfestigkeit im Bereich der Randfaser des Gewölbemauerwerks infolge behinderter Querdehnung	131

Tabellenverzeichnis

4	Ergebnisse der Dichtebestimmung nach DIN 18125	58
5	Ergebnisse der Scherversuche nach DIN 18137-1	59
6	Ergebnisse der Druck-Setzungsversuche	60
7	Materialparameter des FE-Gewölbemodells (Ausgangsparameter)	65
8	Berechnete Verschiebungsgrößen im Bereich der Messstellen bei einer Versuchs- last von 64 kN	66
9	Spannungsberechnung in Knoten 2 und 3 des Ausgangssystems	89
10	Spannungsberechnung für das in den Kämpferbereichen modifizierte statische System	89
11	Schnittgrößen im Scheitel bei der ebenen Stabwerkmodellierung infolge einer Versuchslast von 64 kN	95
12	Koeffizienten von Gleichung 5.3 bei Variation von α für $h_1 = 11,5$ cm	104
13	Abgeminderte Überschüttungshöhen für das Beispiel der ebenen Stabwerkmo- dellierung aus Abschnitt 5.3.2	106
14	Koeffizienten von Gleichung 5.9 bei Variation von α für $h_1 = 24,0$ cm	109
15	Vorschlag für zulässige Tiefen klaffender Fugen im GZG	133

Formelzeichen

a	Abstand einer Systemlinie vom Intradós
b	Sensorabstand bei der Krümmungsmessung
c	Kohäsion
e	Exzentrizität
f	Materialfestigkeit
h	Querschnittshöhe / Höhe allgemein
l	Länge allgemein
t	Anteil der Querschnittshöhe h , welche Druckspannungen ausgesetzt ist
x	Achse eines lokalen Koordinatensystems
y	Hebelarm / Achse eines lokalen Koordinatensystems
z	senkrechter Abstand bezogen auf eine Achse / Achse eines lokalen Koordinatensystems
A	Querschnittsfläche / Vielfaches der Näherungslösung für χ_h
B	Querschnittsbreite / Gewölbebreite / Vielfaches der Näherungslösung für χ_h
D	Lagerungsdichte
E	Elastizitätsmodul / Einwirkung allgemein
F	Kraft
G	ständige Einwirkung
I	Flächenmoment 2. Grades
K	Erddruckbeiwert
M	Biegemoment
N	Normalkraft
P	Vorspannkraft
Q	veränderliche Einwirkung
S	Schnittpunkt zweier Krümmungsebenen
α	Verhältnis der Elastizitätsmoduln von Mauerwerk zu Überschüttung / erdseitige Wandneigung bei Erdbauwerken
β	Geländeneigung
γ	Wichte / Teilsicherheitsbeiwert
δ	Wandreibungswinkel / Reibungswinkel am Extradós
ϵ	Dehnung
ζ	Dauerstandsfaktor
η	Nachgiebigkeitsbeiwert
κ	Krümmung
λ	Abminderungsfaktor der Druckzonenhöhe beim Spannungsblock
μ	Reibbeiwert
ν	Querdehnzahl

ρ	Feuchtedichte
σ	Normalspannung
τ	Schubspannung
ϕ	Winkel der inneren Reibung
ω	Winkel zwischen der Horizontalen und der Tangente an den Extradados
Θ	Verdrehwinkel einer Querschnittsebene infolge einer Verkrümmung
ϑ	Verdrehung eines Festkörpers
Ψ	Kombinationsbeiwert

Indizes

0	Erdrudruck / Versuchseinwirkung / Ausgangsmaß
1	Mauerwerk / Messstellennummer / Messstellenachse
2	Überschüttung / Messstellennummer / Messstellenachse
<i>c</i>	Beton
<i>d</i>	Bemessungswert
<i>eff</i>	effektiv bzw. ideell
<i>erf</i>	erforderlich
<i>g</i>	ständige Einwirkung
<i>h</i>	horizontal
<i>i, j</i>	Schleifenzähler
<i>k</i>	charakteristischer Wert
<i>max</i>	maximaler Wert
<i>min</i>	minimaler Wert
<i>o</i>	oben
<i>p</i>	passiver Erddruck
<i>q</i>	veränderliche Einwirkung
<i>u</i>	unten
<i>v</i>	vertikal
<i>vorh</i>	vorhanden
<i>zul</i>	zulässig
<i>E</i>	Einwirkungsgröße
<i>Ex</i>	Randfaser am Extradados
<i>In</i>	Randfaser am Intrados
<i>M</i>	Material
<i>R</i>	transformierte Größe / Widerstandsgröße
<i>S</i>	Bezug auf den Schnittpunkt zweier Krümmungsebenen
\perp	senkrecht auf die Systemachse

Sonderzeichen

\bar{f}	erhöhte Materialfestigkeit unter Berücksichtigung des ebenen Spannungszustandes
h'_2	abgeminderte Querschnittshöhe der Überschüttung
$y_{N,eff}$	Hebelarm zwischen den Systemachsen des Mauerwerksquerschnitts und des Verbundquerschnitts
E_s	Steifemodul
L_q	Länge der Lasteinleitung in Richtung der Systemachse
$\bar{\nu}$	abgeminderte Querdehnzahl
ρ_d	Trockendichte
ϕ', c'	drainierte Scherparameter
χ_h	Abminderungsfaktor für die Querschnittshöhe der Überschüttung h_2
Δ	Änderung (Endwert - Anfangswert)

1 Einleitung und Zielstellung

Die bestehende Bausubstanz stellt mit einem geschätzten Wert von ca. 25 Billionen Euro [15] einen äußerst wichtigen Standortfaktor Deutschlands dar. Die Forderung nach dem Erhalt dieser 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 [40].

Für die Um- und Weiternutzung älterer Konstruktionen muss deren Standsicherheit rechnerisch nachgewiesen werden. Dabei werden Gewölbekonstruktionen aus Mauerwerk in der Praxis nur mittels Modellen mit großen Vereinfachungen bewertet. Solche Modellvereinfachungen liegen in der Regel immer auf der sicheren Seite. In den verfügbaren Berechnungsmethoden bleiben verschiedenste Traglastreserven unberücksichtigt, wodurch in vielen Fällen die Tragsicherheit rechnerisch nicht nachgewiesen werden kann. Für Verstärkungsmaßnahmen sind allerdings Eingriffe in die vorhandene Bausubstanz, sowohl aus wirtschaftlichen als auch aus denkmalpflegerischen Gründen, auf ein Minimum zu begrenzen. In vielen Fällen sind entsprechende Eingriffe auch schlicht nicht möglich.

Es stellt sich die Frage, was der Hauptgrund für derartige Modellvereinfachungen ist. Anders als bei balken- oder plattenförmigen Tragstrukturen bilden Berechnungsmodelle, die sich in ihrer Grundannahme auf die Elastizitätstheorie stützen, das reale Tragverhalten von Gewölben aus Mauerwerk nur unzureichend ab. Die klassische Biegelehre geht von einer Zugfestigkeit des Materials aus, welche bei Mauerwerk generell nur sehr niedrig ist. Bleibt dies unberücksichtigt, so läuft man Gefahr, das Tragverhalten eklatant zu überschätzen. Auf der anderen Seite spielen, anders als bei Wänden und Pfeilern, Knickprobleme bei Gewölben eine untergeordnete Rolle. Dies gilt insbesondere für historische Tragstrukturen mit gedrungenen Geometrien. Auch große Ausmitten der resultierenden Normalkraft sind bei Bogenstrukturen wesentlich unkritischer als bei Wänden oder Pfeilern. Diese Exzentrizitäten können zwar den Grad der statischen Unbestimmtheit des statischen Systems eines Bogens mindern, führen jedoch nicht zwangsläufig zum Verlust des Gleichgewichts und damit zum Einsturz. Vor allem große horizontale Auflagerverschiebungen führen theoretisch zu entsprechend großen Ausmitten. Dennoch quittieren diese Konstruktionen dies nicht notwendigerweise mit einem Versagen. Dieses Tragverhalten hat Jagfeld in [35] ausführlich untersucht.

Der kurze Vergleich mit anderen Konstruktionen zeigt auf, dass offenbar in vielen Fällen nur plastizitätstheoretische Berechnungsansätze in der Lage sind, das Tragverhalten von Bogen- und Gewölbestrukturen zufriedenstellend zu beschreiben. Einen plastizitätstheoretischen Ansatz stellt die Stützlinienmethode dar, worauf Heyman [30] bereits hingewiesen hat. Aber auch diese Berechnungsmethode führt, wie sich im Rahmen dieser Arbeit herausstellt, in einigen Fällen zu unsicheren Ergebnissen. Dies betrifft insbesondere Konstruktionen mit einem kleinen Verhältnis von Stichhöhe zu lichter Weite.

Verschiedenste Untersuchungen haben gezeigt, dass die reale Tragfähigkeit von überschüt-

teten Gewölbestructuren erheblich größer ausfallen kann als es die Ergebnisse von Berechnungsmodellen ergaben, welche die komplexen, traglaststeigernden Effekte der Überschüttung vernachlässigen (vgl. [22], [24], [11]). In Abhängigkeit von der Größe der sich einstellenden Verschiebungen des Bogentragwerks sind die im Erdstoff mobilisierbaren Widerstände in einen Bereich einzuordnen, in dem auf der einen Seite linear-elastische Verhältnisse gelten und auf der anderen Seite sich plastische Grenzzustände einstellen können. Letztere setzen allerdings ein Mindestmaß an Verschiebungen voraus, welche wiederum einen erheblichen Einfluss auf die Gleichgewichtsbedingungen eines Bogentragwerks haben. Die Abschätzung dieser Zwischengrößen sowie das Zusammenspiel mit einem Bogentragwerk ist Gegenstand der aktuellen Forschung. Im Gegensatz dazu werden Überschüttungen heute meist ausschließlich auf der Einwirkungsseite angesetzt. Ihre versteifende Wirkung bzw. ihr Anteil am Lastabtrag infolge des vergrößerten ideellen Mauerwerksquerschnittes wird hingegen vernachlässigt.

Mit numerischen Modellen kann das komplexe Tragverhalten überschütteter Gewölbe in Ansätzen nachempfunden werden. Allerdings bleiben diese Berechnungsansätze bislang aus zweierlei Sicht nur der Wissenschaft vorbehalten. Zum einen sind die für eine Beschreibung in einem numerischen Modell notwendigen Modellansätze sowie Modellannahmen oft noch nicht ausreichend verifiziert. Zum anderen stellt die Modellierung einen nicht zu unterschätzenden Eingabeaufwand dar. Darüber hinaus müssen auch die individuellen Randbedingungen einer Konstruktion abgeschätzt bzw. berücksichtigt werden. Dies betrifft zum Beispiel die horizontale Nachgiebigkeit der Kämpfer, die Verdrehsteifigkeit der Kämpfer, Querschnittssprünge entlang der Systemlinie, die von der theoretischen Systemlinie abweichenden Imperfektionen und vieles mehr.

Das Ziel dieser Arbeit ist deshalb die Entwicklung eines einfach zu handhabenden Berechnungsmodells. Dabei sollen insbesondere Tragreserven berücksichtigt werden, die auf den Einfluss von Überschüttungen zurückzuführen sind. Vordergründig soll hierzu ein Effekt untersucht werden, der sich in der Überschüttung unterhalb der Lasteinleitung einstellt. Dieser Effekt stellt sich theoretisch bei allen überschütteten Gewölben ein. Jedoch besitzt er bei flachen Gewölben mit einem kleinen Stichhöhe-zu-Stützweitenverhältnis einen stärkeren Einfluss. Bei Gewölben gleicher Stützweite kommt es bei größeren Stichmaßen zunehmend zu einer Mobilisierung passiver Erddruckanteile auf der Seite der unbelasteten Bogenhälfte. Diese stellen eine zusätzliche Widerstandsgröße dar (vgl. [22]).

1.1 Aufbau dieser Arbeit

Der bislang nicht berücksichtigte Traglastanteil, der sich unterhalb der Lasteinleitung einstellt, wurde zwar in Experimenten beobachtet (vgl. z. B. [24]), jedoch noch nicht für Berechnungsansätze, die auch im Rahmen von Nachweisen genutzt werden können, mathematisch aufbereitet. Zum Teil müssen mit der vorliegenden Arbeit auch Hypothesen aus der Literatur in Frage gestellt werden, die sich um einen Erklärungsversuch dieser Traglaststeigerungen bemühen. In

der vorliegenden Arbeit wurden zur Klärung dieser Fragen die erdstoffseitigen Widerstandsgrößen mit Hilfe von Laborversuchen und begleitenden numerischen Berechnungen sowohl qualitativ als auch quantitativ bestimmt. Zudem wird aufgezeigt, wie dieses Tragverhalten in einem einfachen, praxistauglichen Bemessungsverfahren berücksichtigt werden kann, wobei die Modellansätze stets auf der sicheren Seite zu formulieren sind.

Für die Untersuchung jener Traglastanteile, die sich in der Überschüttung unterhalb der Lasteinleitung einstellen, wurde eine Versuchsreihe von mehreren Gewölben gleicher Geometrie entwickelt. Neben den dabei experimentell zu bestimmenden Last-Verformungsbeziehungen wurde großes Augenmerk auf die Messung der Spannungsverteilung in der Überschüttung gelegt. Hierzu wurde ein speziell entwickeltes Erddruckmesspanel eingesetzt, mit dem Rückschlüsse auf tangential zur Bogenachse gerichtete Erddruckspannungen unter verschiedenen Belastungsszenarien gezogen werden konnten.

Im Kern dieser Arbeit wird die Hypothese untersucht, ob und inwieweit ein Verbundverhalten zwischen Überschüttung und Gewölbemauerwerk unterstellt werden kann. Hierzu wurden analytische Beziehungen genutzt, die sich unter gewissen Annahmen für die spezifischen Belange einer Bogenkonstruktion aufstellen lassen. Mit Hilfe der Ergebnisse der Gewölbeversuche erfolgte eine Validierung des numerischen Modells dieser Gewölbeversuche. Dabei wurde zudem das Verformungsverhalten der Testgewölbe fotogrammetrisch überwacht, sodass bereits geringste Rissentwicklungen erfasst und mit den rechnerischen Ergebnissen verglichen werden konnten. Durch die Gegenüberstellung von Messergebnissen, den Ergebnissen der numerischen Simulationsrechnungen und den Ergebnissen der analytisch hergeleiteten Beziehungen erfolgte die Bestätigung der aufgestellten Hypothese eines Verbundverhaltens.

Die analytisch hergeleiteten Beziehungen eignen sich sehr gut für ein Nachweisformat, bei dem die traglaststeigernden Effekte der Überschüttung im Bereich der Lasteinleitung Berücksichtigung finden können. Hierzu wurden die getroffenen Modellannahmen tiefgreifender untersucht und bedarfsweise Anwendungsgrenzen definiert, innerhalb derer diese Annahmen noch ihre Gültigkeit behalten. In einem letzten Schritt erfolgt die Einbindung des analytischen Modells in das europäisch harmonisierte Nachweiskonzept für Tragwerke.

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 [32]. Heyman setzte sich u. a. in [30] 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 Versagen des Mauerwerks in radialer Richtung in Form eines Gleitbruchs ausgeschlossen ist.
2. In tangentialer Richtung des Bogens besitzt das Mauerwerk keine Zugfestigkeit.
3. Die auftretenden Druckspannungen im Mauerwerk führen in der Regel nicht zum Versagen der Bogenkonstruktion, sodass näherungsweise von einer unendlich großen Druckfestigkeit ausgegangen werden kann.

Unter der idealen Annahme von starren und verdrehbehinderten Auflagern stellt der Bogen ein dreifach statisch unbestimmtes Tragwerk dar. Innerhalb gewisser Grenzen, die durch die Konstruktionshöhe des Bogens, dem Verlauf seiner Systemlinie, der Querschnittshöhe sowie der Belastung 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.

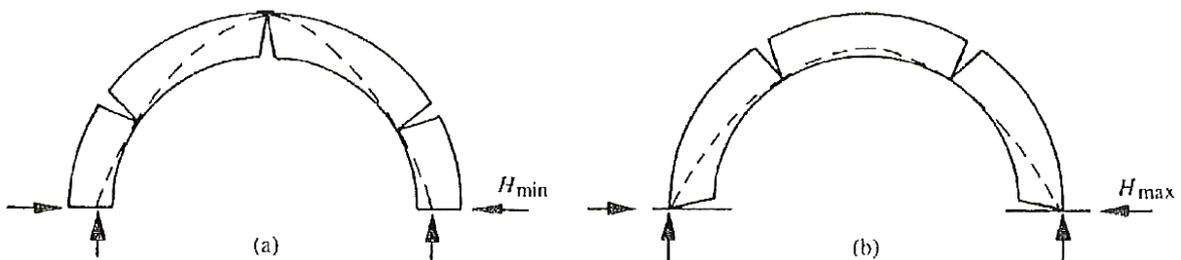


Abbildung 1: Stützlinie eines Halbkreisbogens mit (a) minimaler und (b) maximaler Horizontalkraft [30]

Veränderte Randbedingungen, wie zum Beispiel eine horizontale Auflagerverschiebung, führen zu Zwangskräften und damit zu einer veränderten Stützlinie im System. Innerhalb der Elastizitätstheorie dürfen sich die Auflager elastisch verschieben sowie verdrehen, solange unter Einhaltung eines statisch ausgeglichenen Zustandes zwischen inneren und äußeren Lasten eine Stützlinienlage gefunden werden kann, welche innerhalb der geometrisch bedingten Extremverläufe in Abbildung 1 liegt.

Bei größeren Auflagerverformungen kommt es zu Gelenkbildungen in den Bereichen, in denen die Stützlinie die Randfaser des Bogens tangiert. Damit stellen diese sogenannten Extremverläufe der möglichen Stützlinien die Grenze zur Plastizitätstheorie mit Starrkörperrotation dar. Gilt weiterhin die Annahme unendlich großer Druckfestigkeiten des Mauerwerks (oben aufgeführte Annahme 3), so ist die maximale Stützweitenvergrößerung erreicht, wenn die drei Gelenke in einer Geraden liegen (vgl. Abbildung 2 rechts). Mit fortschreitender Auflagerverchiebung steigen die horizontalen Auflagerkräfte an und nehmen im Extremfall unendlich große Werte an.

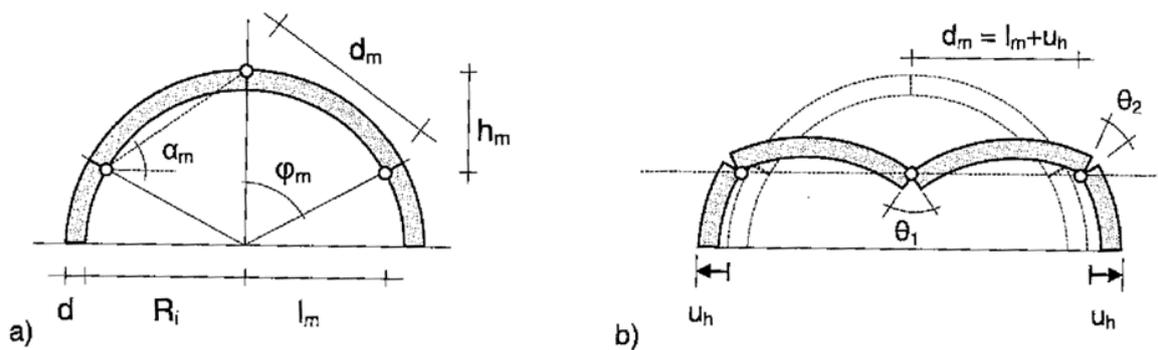


Abbildung 2: Halbkreisbogen mit Auflagerverchiebung - geometrische Abschätzung der maximalen Auflagerverchiebungen mit Starrkörpersystem: a) Geometrie; b) Grenzzustand für Durchschlagen [30]

Durch die Entstehung dieser plastischen Gelenke reduziert sich der anfängliche Grad der statischen Unbestimmtheit. Im Falle eines Dreigelenkbogens ist das System statisch bestimmt. Häufig wird in statischen Berechnungen näherungsweise von einem Dreigelenkbogen ausgegangen, da an einem solchen System Auflager- und Schnittgrößen recht einfach berechnet werden können. Die Annahme des Dreigelenkbogens beruht auf dem Extremverlauf der Stützlinie mit den minimal möglichen horizontalen Auflagerkräften. Diese Annahme ist somit eine von unendlich vielen möglichen Lösungen.

Gelfi entwickelte das Programm ARCO zur schnellen Berechnung der Stützlinie für die häufigsten Anwendungsfälle im Hochbau [22]. Allerdings wird in diesem Programm stets von ideal starren und verdrehbehinderten Bogenauflagern 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 [2] ausgiebig vorgestellt.

Eine weitere Software, welche die Stützlinienmethode als Berechnungsgrundlage nutzt, ist das Programm ARCHIE-M der Firma Obvis Ltd. [42], bei dem im Gegensatz zu ARCO auch die Berechnung einer Bogenreihe möglich ist.

2.1.2 Ebene Stabwerke

Die Modellierung und Berechnung von Bogentragwerken mittels ebener Stabwerke ist eine einfache und zeitsparende Modellierungsmethode, die in der Praxis auch heute noch stark verbreitet ist. Bodendiek hat aus diesem Grund im Rahmen seiner Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten des Bahrmühlenviaduktes [6] die Ergebnisse aus einer Finite-Elemente-Berechnung mit verschiedenen ebenen Stabwerkmodellen untersucht. Nach seinen Analysen haben die Aufbauten des Bahrmühlenviaduktes einen erheblichen Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten der Brücke. Um diese zu berücksichtigen, entwickelte er ein spezielles Ersatzstabsystem und nutzte ein Stabwerkprogramm, welches nichtlineare Materialeigenschaften berücksichtigt. Erst durch diese Überarbeitungen des Stabwerks ergaben sich vergleichbare Ergebnisse zur dreidimensionalen Modellierung mit finiten Elementen. Er kam zu dem Schluss, dass in Fällen, bei denen die Aufbauten einen sehr großen Einfluss besitzen, es erst durch entsprechende Modifikationen des ebenen Stabwerks möglich ist, das Tragverhalten hinreichend realitätsnah abzubilden.

Als Voraussetzung für die Anwendung ebener Stabwerke gilt in der Regel, dass es sich erstens um ein stabförmiges Bauteil handeln muss, bzw. die Idealisierung als stabförmiges Bauteil gerechtfertigt ist, und zweitens, dass ein elastisches Tragverhalten des Materials vorausgesetzt werden kann. Ersteres kann bei Bögen und Gewölben durchaus unterstellt werden, solange die Aufbauten keinen wesentlichen Einfluss besitzen, wie Bodendiek [6] aufgezeigt hat. Durch die Einführung von Gelenken können auch Plastizierungen in Form senkrecht zur Bogenachse gerichteter, klaffender Fugen berücksichtigt werden, was beim Stützlinienverfahren bereits verfahrensbedingt einfließt [29]. Durch den Ansatz der Plastizitätstheorie können weniger konservative, aber dennoch sichere Berechnungsergebnisse erzielt werden. Der Nachteil der Stabwerkmodellierung ist, dass entsprechende Änderungen am statischen System händisch durchgeführt werden müssen, was unter Umständen auch einen iterativen Prozess bedeutet. Diese iterativ-händische Modellanpassung ist ein entscheidender Nachteil der ebenen Stabwerkmodellierung. Jedoch lässt sich, im Gegensatz zum Stützlinienverfahren, eine horizontale Kämpfernachgiebigkeit durch die Einführung von Federelementen berücksichtigen. Die Variation der Stützlinie führt allerdings bei den horizontalen Auflagerkräften zu unterschiedlichen Ergebnissen. Dies kann zwar mit einer Kraft-Wegbeziehung erklärt werden, jedoch fließen beim Stützlinienverfahren keine definierten Kraft-Wegbeziehungen als Auflagereigenschaft in Form einer Eingangsgröße in die Berechnung ein.

Holzer stellt in [31] ein finites Balkenelement vor, bei dem bei Erreichen größerer Ausmittigkeiten die Biegesteifigkeit automatisch angepasst wird. Die Abminderung wird durch die Annahme begründet, dass das Mauerwerk keine Zugspannungen aufnehmen kann und bei Ausmittigkeiten $e > b/6$, wobei b die Höhe des Mauerwerksquerschnitts ist, das Bogenmauerwerk auf Zug ausfällt. Durch die lokalen Steifigkeitsabminderungen entstehen elasto-plastische Gelenke [46], durch welche die Steifigkeit des System iterativ abgemindert wird und somit der

Grad der statischen Unbestimmtheit sinkt.

2.1.3 Finite-Elemente-Modellierung

Im vorausgegangen Abschnitt wurden bereits balkenartige Elemente erwähnt, die zur Berechnung ebener Stabwerke genutzt werden können. Diese Elemente gehören natürlich ebenfalls zur Gruppe der finiten Elemente. In diesem Abschnitt soll vielmehr die Modellierung mit Scheiben-, Platten- und Volumenelementen im Vordergrund stehen. Die entscheidenden Vorteile dieser Modellierungsmethode sind, dass sowohl sämtliche Randbedingungen als auch ein plastisches Materialverhalten des Mauerwerks berücksichtigt werden kann. Darüber hinaus werden Spannungszustände realitätsnäher beschrieben, da ein scheibenförmiges Tragverhalten durch die Elementierung berücksichtigt wird. Bei einer dreidimensionalen Modellierung können zudem Lastverteilungen in Gewölbequerrichtung beschrieben werden.

Die Berücksichtigung des plastischen Materialverhaltens kann numerisch mit Hilfe von kontinuums- oder diskontinuumsmechanischen Ansätzen beschrieben werden. Je nach Problemstellung wird zwischen diesen beiden Möglichkeiten unterschieden [56]. Wesentliches Merkmal der Diskontinuumsmechanik¹ ist die Einführung von Kontaktbedingungen zwischen einzelnen Starrkörpern oder plastisch deformierbaren Körpern. Ein bei der iterativen Berechnung auftretendes Aufklaffen dieser Körper lässt sich so als Riss bzw. elasto-plastisches Gelenk deuten [56].

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 Ansatz², bei dem sich Risse in plastischen Dehnungen widerspiegeln. Bei der Mikromodellierung werden Steine und Mörtel getrennt modelliert. Falls die Steine und Fugen in ihren Abmessungsverhältnissen entsprechend der Realität modelliert sind, liegt ein sogenanntes detailliertes Mikromodell vor. Demgegenüber 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. Aus heutiger Sicht ist eine detaillierte Mikromodellierung für ein komplettes Bauwerk aus Gründen des Modellierungs- und Berechnungsaufwandes nicht zielführend. Derartige Ansätze sind vielmehr zur Extrapolation parameterabhängigen Materialverhaltens sinnvoll, wie sie zum Beispiel Purtak in [48] zur Erstellung von Traglastkurven für großformatiges Natursteinmauerwerk unter exzentrischer Längsdruckbeanspruchung genutzt hat. Ein anderes Beispiel ist die Nutzung der detaillierten Mikromodellierung bei der Berechnung von Mauerwerksfestigkeiten [18].

¹bzw. der diskreten Modellierungsstrategie

²bzw. eine homogene Modellierungsstrategie

Für die Berechnung mit finiten Elementen stehen eine Reihe von Materialmodellen 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 zu realitätsnäheren Ergebnissen führen.

Linear-elastisches Materialmodell

Das linear-elastische Materialmodell basiert auf der Annahme eines linearen Zusammenhangs zwischen den 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, im Allgemeinen bis etwa 60 % der Bruchfestigkeit auf Druckbeanspruchung, gerechtfertigt. Gleiches gilt bis zum Erreichen der Zugfestigkeit. Nach Überschreiten der Zugfestigkeit kommt es jedoch zu schlagartigem Zugversagen, und die plastischen Dehnungen in Form von Rissbildungen steigen je nach Sprödigkeit des Werkstoffes sehr stark an, was mit dem linear-elastischen Materialmodell, in dem keine Fließ- bzw. Versagensbedingungen definiert sind, nicht erfasst werden kann. In numerischen Simulationsrechnungen sollten Bereiche mit Zugspannungen über dem Grenzwert der Zugfestigkeit gesondert behandelt werden, was entweder durch ein nachträgliches Einfügen von Trennungen oder die Wahl eines diskontinuumsmechanischen Ansatzes erfolgen kann.

Drucker-Prager-Materialmodell

Das elasto-plastische Drucker-Prager-Materialmodell [17] ist zur Modellierung von Böden sehr gut geeignet [9]. Es ist aber auch für unbewehrten Beton und, sofern ein isotroper Ansatz vereinfachend gerechtfertigt ist, ebenso für Mauerwerk denkbar. 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. Jagfeld [35] hat in seiner Arbeit versucht, das Drucker-Prager-Materialmodell aufgrund der Möglichkeit einer Plastizierung beim Auftreten von Zugspannungen für eine kontinuumsmechanische Modellierung von Gewölben aus Mauerwerk zu nutzen. Allerdings sind folgende Modelleinschränkungen für Bögen und Gewölbe kritisch zu betrachten:

- Nichtberücksichtigung der Orthotropie von Mauerwerk
- Verbleiben von Zugspannungen in den plastizierten Zonen und damit Überbewertung der Tragfähigkeit
- Konvergenzprobleme durch frühzeitige Bildung von Längsrissen als Folge der angenommenen Orthotropie (vgl. [35])

In den Plastifizierungszonen werden die Zugspannungen nie null, was dazu führt, dass ein Widerstandsmoment in Bogenlängsrichtung verbleibt [35]. In der Realität werden in der klaffenden Fuge bzw. im Riss derartig hohe Zugspannungen nicht übertragen, sodass dieses verbleibende Widerstandsmoment, und somit auch die Tragfähigkeit des Bogens, überschätzt wird. Das Berechnungsergebnis liegt entsprechend immer auf der unsicheren Seite. Die Zugfestigkeit auf null oder einen sehr kleinen Wert zu setzen führt jedoch zu Konvergenzproblemen. Dies ist insbesondere dann der Fall, wenn an einem finiten Element während der Berechnung allseitig Zug auftritt, was definitionsbedingt bei dem Versagensmodell nicht zulässig ist [35]. Das Konvergenzproblem kann aus eigenen Erfahrungen bestätigt werden. Weniger unkritisch ist die Modellierung eines schmalen Ausschnittes eines Tonnengewölbes, bei dem sichergestellt ist, dass in horizontaler Richtung senkrecht zur Bogenachse immer Druckspannungen auftreten. Dies kann z. B. durch einen Ansatz einer Querdehnung in Verbindung mit einer horizontalen Unverschieblichkeit in der Ausdehnungsrichtung des Tonnengewölbes sichergestellt werden [27].

Materialmodell für Mauerwerk nach Schlegel

In [56] stellt Schlegel für den kontinuumsmechanischen Modellierungsansatz ein räumliches Materialmodell für Mauerwerk vor, welchem die Fließbedingungen nach Ganz [21] zugrunde liegen. Das Materialmodell wurde unter anderem bei Nachrechnungen an der Göltzschtalbrücke eingesetzt [55]. Die erforderlichen Materialparameter sind nach [57]:

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

Das 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 diesem plastischen Dehnungsverhalten können Spannungsumlagerungen sowie die Bildung von Rotationskörpern und Gelenklinien nachvollzogen werden. Das Modell berücksichtigt auch die isotropen Eigenschaften des Mauerwerks sowie die Verblockung von Steinen. Durch die Berücksichtigung anisotroper Materialeigenschaften ist die Ausrichtung der lokalen Koordinatensysteme der Finiten Elemente auf die Fugenverläufe des Mauerwerks eine zwingende Forderung bei der Modellerstellung.

Smeared Crack Model

Eine weitere Möglichkeit, die geringe Zugfestigkeit des Gewölbemauerwerks bei einer kontinuumsmechanischen Finite-Elemente-Modellierung zu berücksichtigen, bietet das Modell der verschmierten Rissbildung (engl. *smeared cracking*) [5]. Die Modellierungsmethode wurde u. a. in [19], [20] und [9] zur Nachrechnung bestehender Gewölbebrücken aus Mauerwerk eingesetzt. Beim Modell der verschmierten Rissbildung wird davon ausgegangen, dass sich im Material nach Erreichen der Zugfestigkeit Risse ausbilden, wobei die Rissorientierung sich entsprechend der Hauptdehnungsrichtungen einstellt³. Somit treten im Riss rechnerisch keine Schubspannungen auf. Bis zum Erreichen der Zugfestigkeit verhält sich das Material linear-elastisch. Nach Erreichen der Zugfestigkeit werden zunächst weiterhin Zugspannungen im Riss übertragen, welche über eine Spannungs-Rissweitenbeziehung definiert werden. Um eine netzunabhängige Rissbildung zu erreichen, ist eine hinreichend feine Vernetzung notwendig ([20], [9]).

Bei den bislang durchgeführten Nachrechnungen wurde das isotrope Materialmodell genutzt, welches in der Software ATENA der Firma Červenka Consulting zur Modellierung von Beton verfügbar ist. Nach [9] ist die Annahme isotropen Materialverhaltens bei Bögen und Gewölben gerechtfertigt, wenn die Hauptnormaldehnungen senkrecht zu den radial orientierten Fugen auftreten. Durch den isotropen Ansatz vereinfacht sich die Modellierung, da die Ausrichtung lokaler Koordinatensysteme der finiten Elemente unberücksichtigt bleiben kann. Ein weiterer Vorteil der Modellierungsmethode ist, dass nach Franck [20] die berechneten Rissöffnungen und Risstiefen für Versagens- bzw. Gebrauchstauglichkeitskriterien herangezogen werden können.

2.1.4 Hybride Modellierung

Purtak und Geißler [49] entwickelten eine praktikable Berechnungsmethode zur Nachrechnung bestehender Natursteinbogenbrücken. Das Vorgehen lässt sich in zwei Schritte unterteilen. Im ersten Schritt wird ein sogenannter „Beanspruchungspfad im maßgebenden Schnitt des Bogens“ berechnet. Hierfür erfolgt eine Modellierung der Bogenbrücke mittels Scheibenelementen. Bei dieser vereinfachten, diskreten Modellierung werden zusammenhängende Natursteinblöcke, welche auch aus mehreren Natursteinen bestehen können, mittels Scheibenelementen modelliert, zwischen denen Kontaktbedingungen zu definieren sind (Abbildungen 3 und 4). Da die Anwendung auf Brücken beschränkt wird, welche aus großformatigen Blöcken errichtet sind, erscheint der Ansatz der vereinfachten Mikromodellierung realitätsnah. Für eine zu untersuchende Laststellung – z. B. einseitige Verkehrslast – wird die Verkehrsbelastung schrittweise so lange 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 ei-

³Aufgrund der an die Hauptdehnung angepassten Rissorientierung wird auch vielfach die englische Bezeichnung *Rotating Crack Model* verwendet.

ne 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.

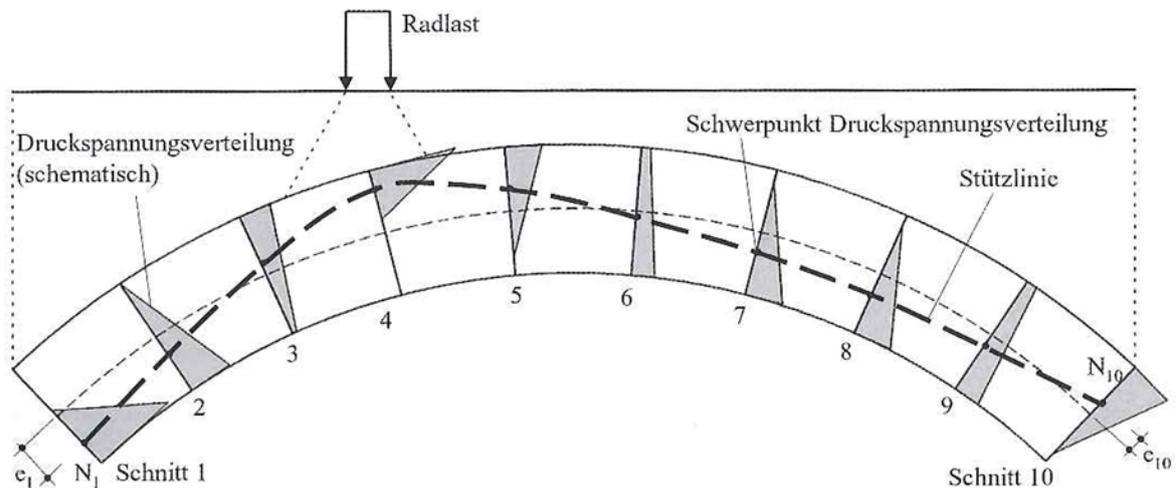


Abbildung 3: Berechnung der Stützlinie mittels vereinfachter Makromodellierung [51]

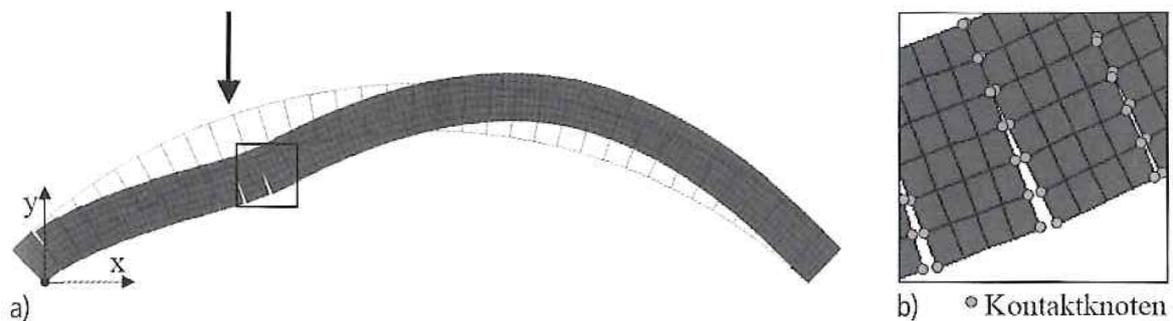


Abbildung 4: Entkoppeltes Diskontinuummodell mit klaffenden Fugen [51]

Im zweiten Schritt werden die Grenzlasten eines dreisteinigen Ausschnitts des Gewölbemauerwerks unter steigender Lastausmitte untersucht. Hierzu wird auf ein detailliertes Mikromodell zurückgegriffen, das durch entsprechende Versuche verifiziert wurde. Die Aufteilung in ein vereinfachtes und ein detailliertes Mikromodell bezeichnen die Autoren auch als entkoppeltes Diskontinuummodell [49]. Für das Dreisteinmodell muss das Materialverhalten möglichst realitätsnah eingeschätzt werden. 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. Aus diesem Grund werden für den praktischen Einsatz Traglastkurvenscharen für verschiedene

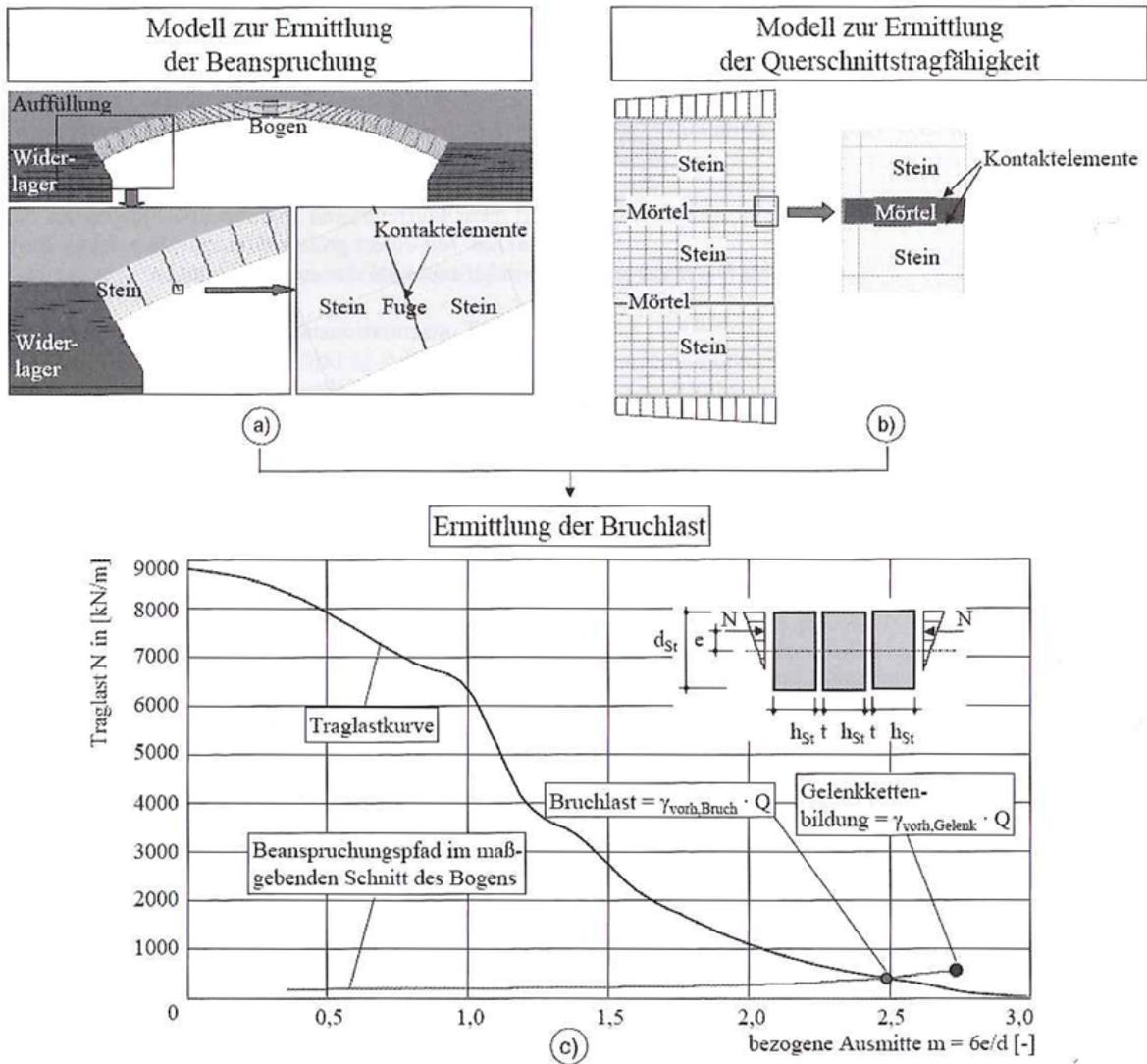


Abbildung 5: Ermittlung der Bruchlast am entkoppelten Diskontinuumsmodell [51]

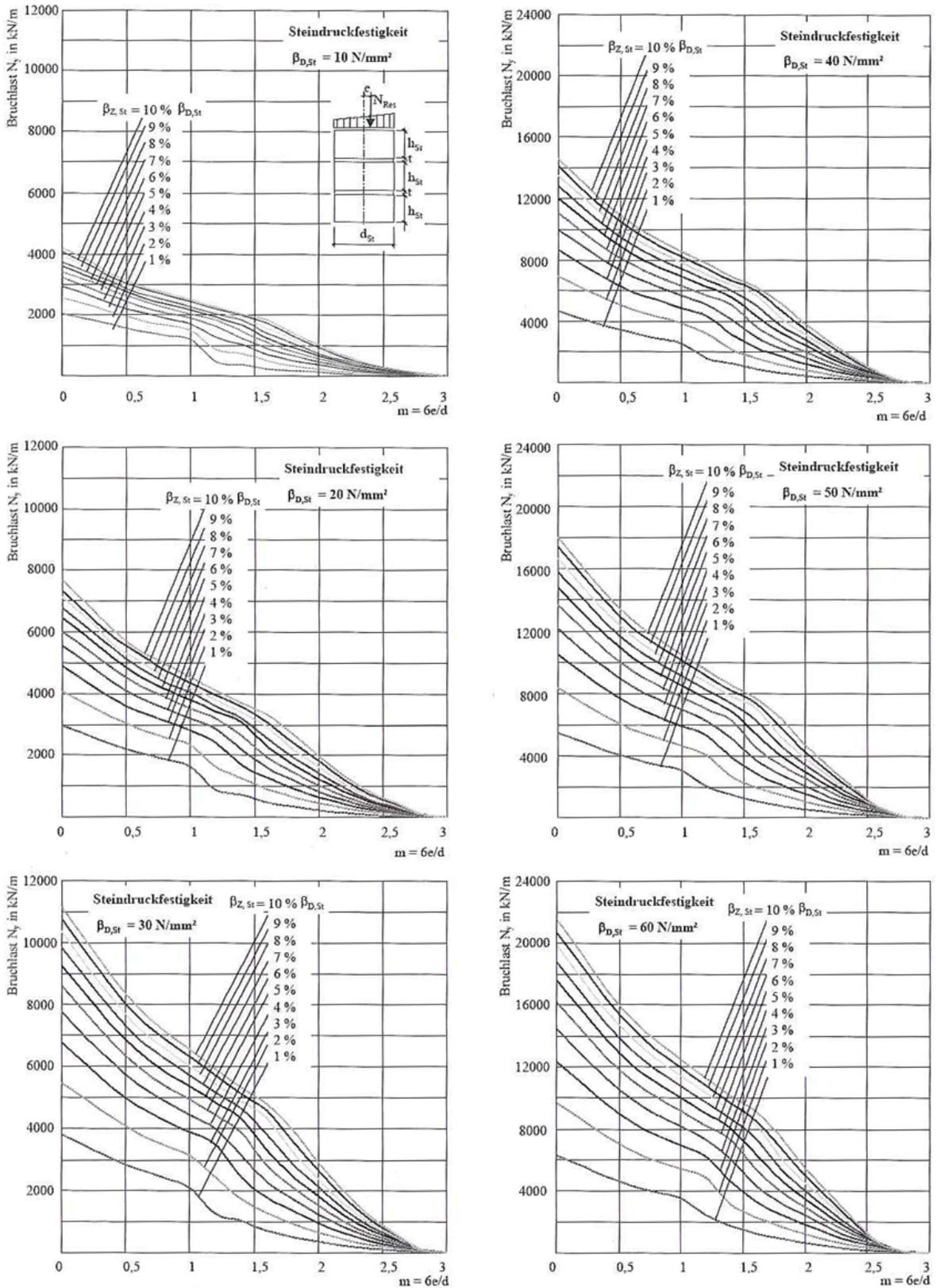


Abbildung 6: Traglastkurvenschar für verschiedene Steindruckfestigkeiten [51]

Steinfestigkeiten, wie zum Beispiel jene in Abbildung 6, zur Verfügung gestellt. Die Grundlage derartiger Traglastkurven legte Purtak bereits in [48]. Damit vereinfacht sich der Modellierungsaufwand für den planenden Ingenieur auf den ersten Schritt, nämlich die vereinfachte Makromodellierung des Bogens zur Ermittlung des Beanspruchungspfades, was in Abbildung 4 dargestellt ist.

Der Ansatz des entkoppelten Diskontinuumsmodells wurde auf Volumenelemente ausgeweitet. Mit dieser Modellerweiterung lässt sich auch die positive Tragwirkung von Lastausbreitungen und Lastverteilungen in Gewölbequerrichtung erfassen ([50], [51]).

2.1.5 Distinct Element Method

Die *Distinct Element Method*⁴ wurde durch Cundall eingeführt ([13], [14]). Bei der Modellierung wird eine Struktur aus aneinandergereihten Blöcken erzeugt, die starre oder deformierbare Eigenschaften aufweisen können. Zwischen den Blöcken sind elasto-plastische Kontaktbedingungen nach dem COULOMB'schen Schergesetz zu definieren. Die einzelnen Blöcke werden durch Knotenvernetzungen hinsichtlich ihrer Geometrie und elastischen bzw. elasto-plastischen Materialeigenschaften vordefiniert. Die Lösung der nichtlinearen Differentialgleichung nach der LAGRANGE'schen Formulierung erfolgt explizit. Im Gegensatz zur Finite-Elemente-Methode besteht nicht die Forderung zur Einhaltung eines globalen Gleichgewichts [26].

Die Modellierungsmethode ist aufgrund ihrer numerischen Stabilität sehr gut für Versagensmechanismen geeignet, die durch große, nichtlineare Deformationen gekennzeichnet sind. Hauptanwendungsgebiete sind Simulationsrechnungen von granularen Strukturen und felsmechanischen Problemstellungen ([34], [1]). In [26] wird weiterhin angemerkt, dass bei deformierbar formulierten Blöcken die berechneten Spannungen im Inneren der Blöcke Fehler aufweisen können. Für das Studium von Spannungszuständen sollte in diesem Fall auf andere Modellierungsmethoden ausgewichen werden.

Die *Distinct Element Method* ist für zweidimensionale Problemstellungen in dem kommerziellen Programm *Universal Distinct Element Code (UDEC)* verfügbar, welches Ahmad in [1] für Simulationsrechnungen eines großmaßstäblichen Bogenversuchs mit einer Überschüttung nutzte.

2.2 Ansätze zur mittragenden Wirkung von Überschüttungen

2.2.1 Lastverteilende Wirkung

Bei den Messergebnissen der Sandkistenversuche von Callaway et al. [11] wird klar ersichtlich, dass es laststeigernde Einflüsse geben muss, wenn die Versuchslast nicht durch die Überschüttung hindurchgeleitet, sondern auf der „Geländeoberfläche“ aufgebracht wird. Die Autoren

⁴kurz: DEM

schreiben diesen Effekt einer lastverteilenden Wirkung der Überschüttung zu. 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.

Ahmad unterstellt in [1] die Gültigkeit des elastisch-isotropen Halbraums nach BOUSSINESQ, womit sich eine Lastausbreitung in Abhängigkeit der Geometrie und der mechanischen Bodenparameter berechnen ließe. Darüber hinaus vertritt er die Annahme, dass es infolge einer Absenkung des Gelenks unterhalb der Lasteinleitung zu einer zusätzlichen Gewölbewirkung⁵ kommt, wodurch eine verstärkte lastverteilende Wirkung der Überschüttung zu erklären sei.

2.2.2 Horizontaler Erddruck in den Kämpferbereichen

Beim seitlichen Ausweichen eines Bogens unter einer Halbseitenlast in Form einer Gelenkkette kommt es zu horizontalen Verschiebungen. In der Literatur wird davon ausgegangen, dass durch diese Horizontalverschiebungen ein partieller, passiver Erddruck in der Überschüttung mobilisiert wird, der als ansetzbare Widerstandsgröße ausgewiesen werden könnte. Dieser Effekt besitzt insbesondere bei Bögen mit einem großen Pfeilverhältnis (Stichhöhe zu lichter Weite) einen großen Einfluss. In der aktuellen Forschung zur rechnerischen Erfassung der mittragenden Wirkung von Überschüttungen besitzt dieser Teilaspekt einen vergleichsweise hohen Stellenwert. Aus diesem Grund werden nachfolgend die einschlägigen Forschungen und Experimente zu diesem Thema zusammenfassend dargestellt.

Sandkistenversuche von Gelfi

Um den Einfluss eines etwaigen horizontalen Erddrucks in den Kämpferbereichen zu untersuchen, führte Gelfi [22] experimentelle Untersuchungen an einem Sandkistenmodell durch. Dieses Sandkistenmodell sollte ein Halbkreisgewölbe mit einem Durchmesser von 4 m und einem Öffnungswinkel von 120° im Maßstab 1:5 repräsentieren. Mit dem Experiment untersuchte er die Hypothese, dass eine an einem Bogen angreifende Halbseitenlast die Hinterfüllung im gegenüber liegenden Kämpferbereich verformt, was dort wiederum einen entgegengesetzt wirkenden, passiven Erddruck mobilisiert.

Das Modell, das er hierzu benutzte, bestand aus vier Holzsegmenten, welche gelenkig miteinander verbunden waren (vgl. Abbildung 7). Das kinematische System ist zweifach statisch unbestimmt, 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

⁵arching effect

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 $13,14 \text{ kN/m}^3$ und einen inneren Reibungswinkel von 32° .

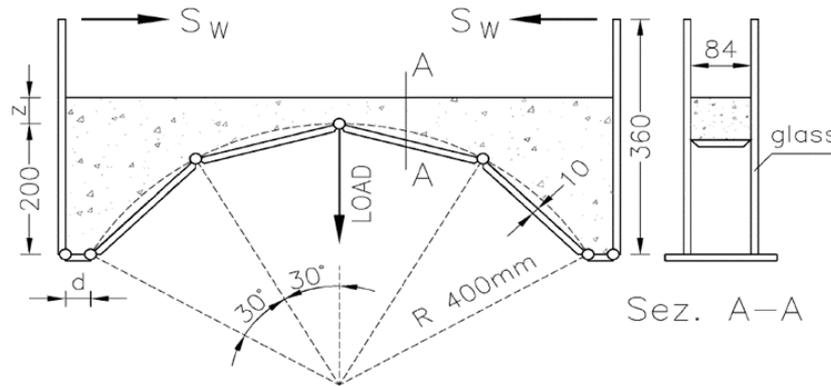


Abbildung 7: Schematische Darstellung des Sandkistenversuchs von Gelfi [22]

Gelfi beschreibt in [22] 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 7) 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 .

$$\sigma = k_p \cdot \gamma \cdot h \quad (2.1)$$

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 [41]. 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 (vgl. hierzu Abbildungen 8 und 9):

$$k_p = k_0 + 14,5\sqrt{\vartheta} \quad (2.2)$$

Dabei stellt k_0 den Erdruhedruckbeiwert und ϑ den Drehwinkel des Bogens am Kämpfer dar. Bemerkenswert an den Versuchen ist, dass die Variation des Abstandes zwischen Kämpfer und vertikaler Behälterwand einen vernachlässigbaren Einfluss zu haben scheint.

Gelfi demonstrierte die Wirkung des passiven horizontalen Erddrucks im Kämpferbereich

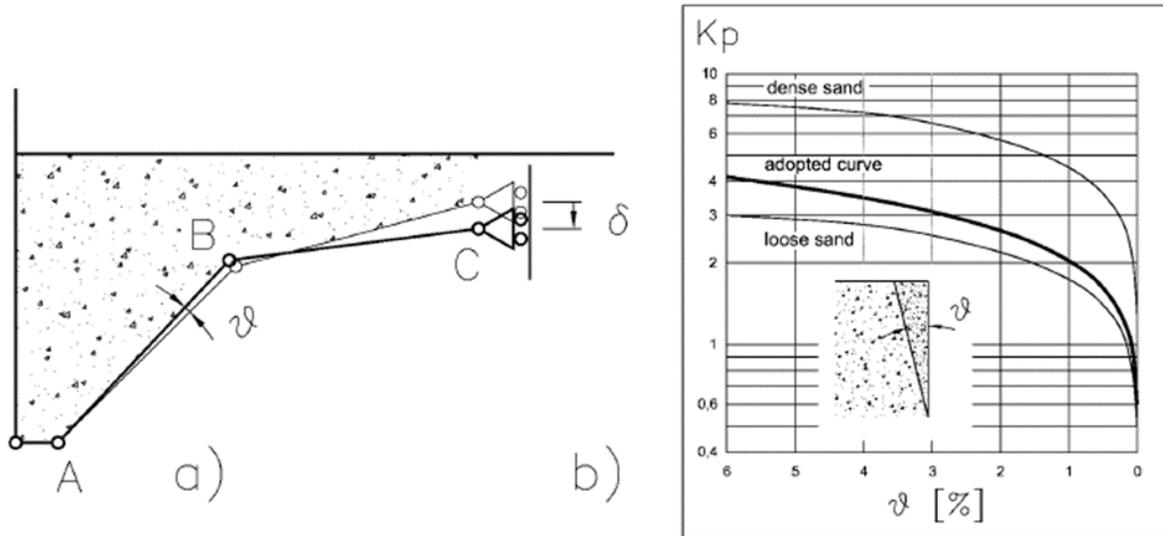


Abbildung 8: Drehwinkelabhängiger Beiwert für den passiven Erddruck [22]

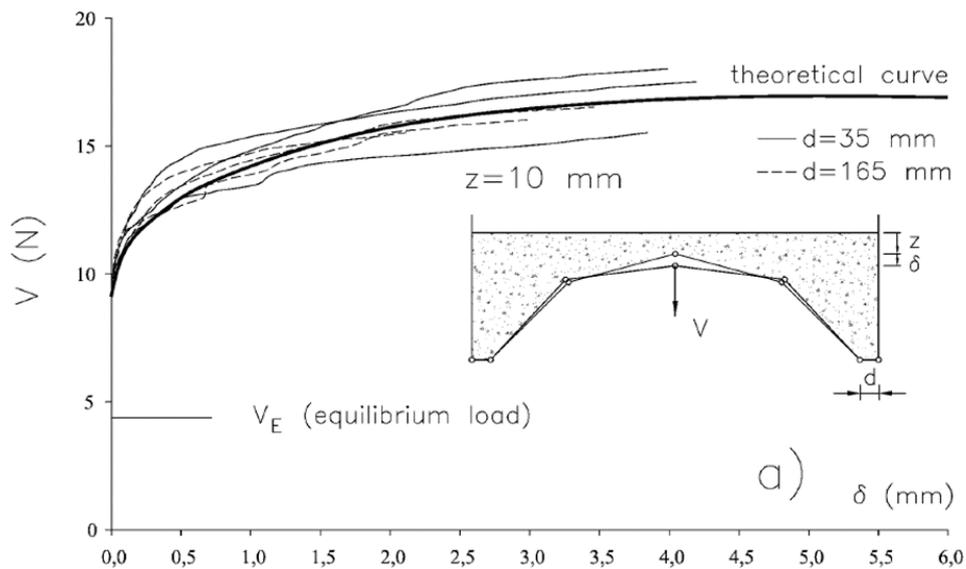


Abbildung 9: Experimentelle und berechnete Vertikallasten bei 10 mm Scheitelüberdeckung [22]

am Rechenbeispiel eines Korbbogens von 5 m Spannweite und 2 m Stichhöhe. Er machte 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.“ [22]. 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 Callaway et al.

In [10] und [11] wird eine Serie von Sandkistenversuchen vorgestellt, deren Ziel es war, die mittragende Wirkung der Hinterfüllung hinsichtlich ihrer positiven Wirkung auf das Tragverhalten zu untersuchen. Bei den Versuchen wurde die Geometrie so gewählt, dass unter der maßgebenden Halbseitenlast ein Versagen in Form einer Gelenkkettenbildung mit vier Gelenken initiiert wurde. Die Referenzierung der kleinmaßstäblichen Versuche erfolgte über einen großmaßstäblichen Versuch [24]. Neben der bereits bekannten Wirkung der Eigenlast gehen die Autoren von folgenden zwei zusätzlichen tragfähigkeitssteigernden Einflüssen aus:

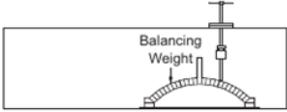
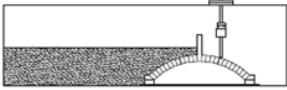
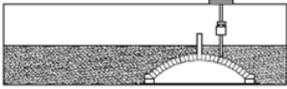
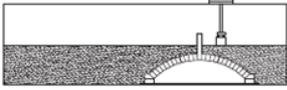
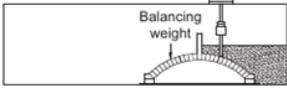
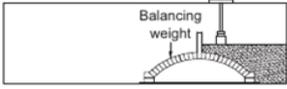
1. Die Überschüttung wirkt lastverteidend bei in der Grundfläche begrenzten Verkehrslasten.
2. In der Hinterfüllung wird ein passiver Erdwiderstand im Kämpferbereich mobilisiert.

In den Vorüberlegungen wurde außerdem davon ausgegangen, dass der gesamte passive RANKINE'sche Erddruck nicht aktiviert werden kann, da die hierzu erforderlichen Verschiebungen für Bögen zu groß seien [11]. Mit Hilfe einer Versuchsserie und zwei unterschiedlichen Ansätzen von Vergleichsrechnungen wurde der Versuch unternommen, die mittragenden Wirkungsmechanismen des Erdstoffs zu quantifizieren.

Für die experimentellen Untersuchungen wurde ein kleinmaßstäbliches Modell eines Halbkreisbogens mit 380 mm lichter Weite und 85 mm lichter Höhe gewählt. Der Bogen wurde aus 25 Keilsteinen zusammengesetzt und in einem Behälter aus Acrylglas errichtet. Die Durchsichtigkeit des Acrylgases ermöglichte es, 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 $16,5 \text{ kN/m}^3$ und einem Winkel der inneren Reibung von $43,8^\circ$ eingesetzt. Die Lasteinleitung erfolgte mittels einer Schraubkonstruktion, mit der die Last schrittweise gesteigert werden konnte. Der Reibungswinkel zwischen Hinterfüllmaterial und Acrylglas wurde mit 8° ermittelt. Im Experiment sollten folgende Wirkungen der Hinterfüllung voneinander separiert werden:

- Lastausbreitung der Verkehrslast

- passiver Erdwiderstand im Kämpferbereich auf der der Lasteinleitung gegenüberliegenden Bogenhälfte
- aktiver Erddruck auf der Bogenhälfte der Lasteinleitung

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

Abbildung 10: Hinterfüllungsszenarien der Sandkistenversuche von Callaway et al. [11]

In Abbildung 10 sind die hierfür entwickelten Hinterfüllungsszenarien aufgeführt. Für die Nachrechnung mittels numerischer Simulationen wurden zwei unterschiedliche Modellierungsstrategien angewendet. 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 semi-empirische Lastausbreitungen und passive Widerstandseigenschaften spezifiziert werden. Zur Berücksichtigung des passiven Erddruckanteils auf der der einwirkenden Verkehrslast gegenüberliegenden Bogenhälfte wurden kalibrierte Stabelemente eingesetzt, welche als „*backfill elements*“ bezeichnet werden (vgl. Abbildung 11).

Bei dem zweiten Modellierungsansatz, genannt „*discontinuity layout optimisation*“ (DLO), wurden auf vorgegebenen möglichen Scherfugen der kritische Bruchmechanismus im Boden

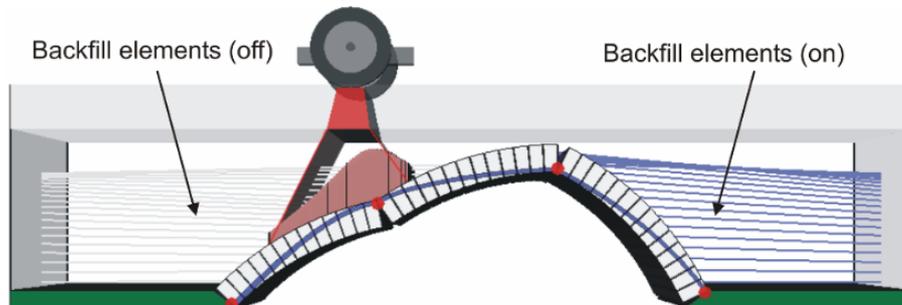


Abbildung 11: Beispiel einer *rigid block limited analysis* [38]

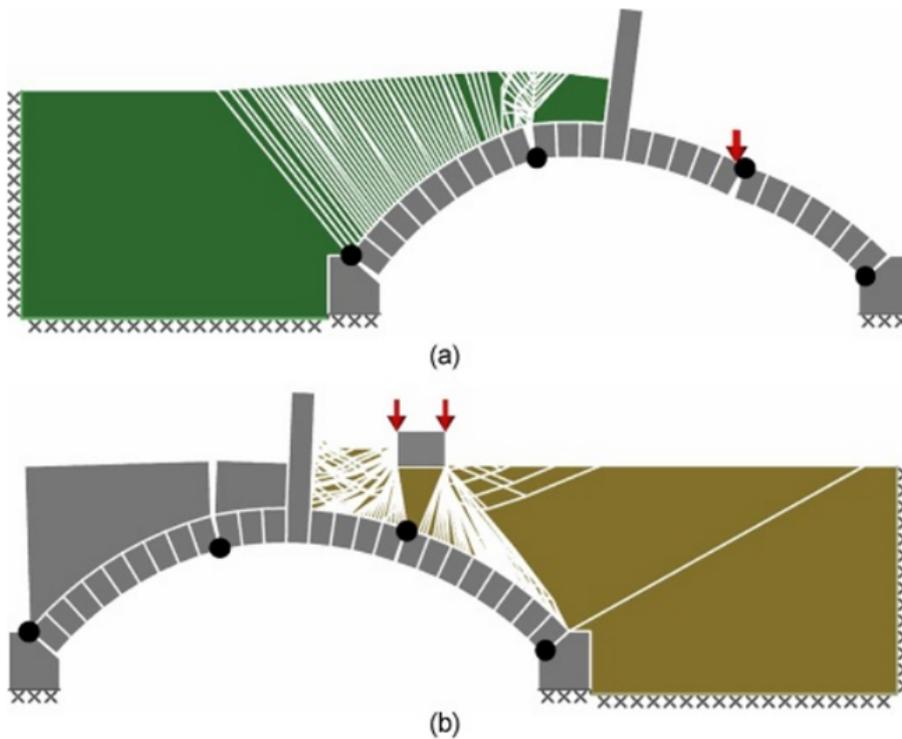


Abbildung 12: Beispiel einer DLO-Berechnung (*discontinuity layout optimisation*): (a) alleinige Wirkung des passiven Erddrucks; (b) Wirkung des aktiven Erddrucks der Hinterfüllung und lastverteilende Wirkung der Überschüttung [25]

sowie die korrespondierende Bruchlast berechnet (vgl. Abbildung 12). Nach den Angaben der Verfasser werden dabei keine iterativen Prozesse benötigt, wie sie zum Beispiel bei nichtlinearen FE-Simulationen erforderlich sind. Das zugrunde liegende Berechnungsverfahren ist in [25] 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 Grenzlasten 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.

Analytische Betrachtung nach Ahmad

In [1] formuliert Ahmad analytische Beziehungen zur Berechnung eines Bogenversagens in Form einer Gelenkkettenbildung⁶ unter Berücksichtigung sich hypothetisch einstellender destabilisierender und stabilisierender Erddruckverhältnisse. In seinem Ansatz geht er im Versagenszustand von Festkörperrotationen nach Heyman [30] aus. Der destabilisierende Erddruckanteil resultiert aus der Auflast, welche unter Annahme der Gültigkeit des elastisch-isotropen Halbraums nach BOUSSINESQ als funktionale Spannungsverteilung am Extrados angreift. Für den stabilisierenden Erddruck auf der gegenüberliegenden Bogenhälfte wird die Wirkung des RANKINE'schen Erddrucks unterstellt (vgl. Abbildung 13).

Ahmad verweist darauf, dass der widerstandsseitig angesetzte Erddruck drehwinkelabhängig und nicht von Beginn an bekannt ist. Aus diesem Grund muss dieser Erddruck für eine bekannte Bogendeformation gesondert berechnet werden. Anders als bei der Spundwandtheorie könne die aktive und die passive Seite bei Bogenbrücken nicht separat voneinander betrachtet werden [1].

2.2.3 Mittragende Wirkung im Lasteinleitungsbereich

In den vorausgegangenen Abschnitten wurde aufgezeigt, wie sich die Hinterfüllung auf verschiedene Art und Weise am Lastabtrag beteiligt bzw. im Zusammenspiel mit dem Bogenmauerwerk traglaststeigernd wirkt. In der Literatur werden hierzu verschiedene Einflüsse diskutiert. Aufbauend auf dem bisherigen Wissensstand wird zudem versucht, mittels weitergehenden

⁶Dabei ist die Bildung eines Vierecken-Mechanismus gemeint, bei dem sich drei rotierende Festkörper ausbilden und der Bogen unter einer Halbseitenlast im Grenzzustand der Tragfähigkeit seitlich ausweicht. In Abbildung 13 a) ist jener Festkörper dargestellt, der bei diesem Versagensmodus gegen das Erdreich der Überschüttung rotiert.

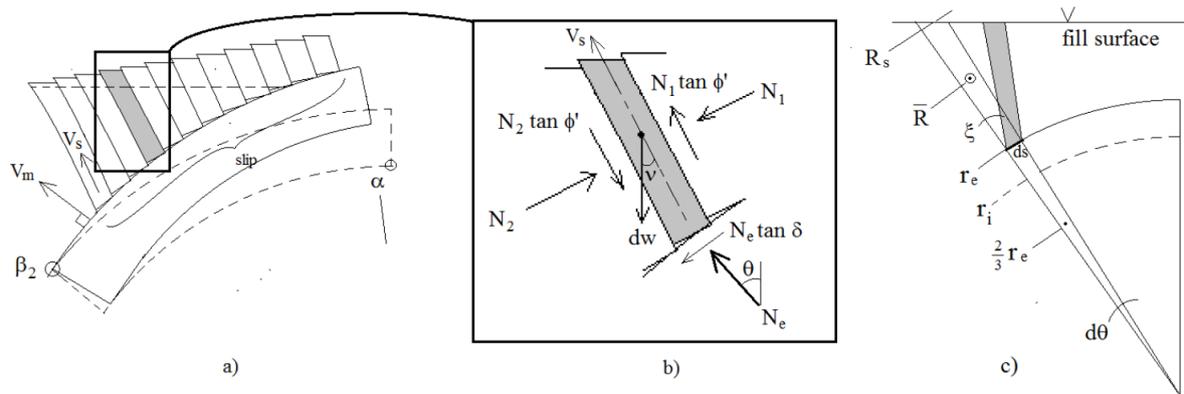


Abbildung 13: „Illustration zur Formulierung einer Familie linearer Lamellen zur Herleitung einer Verallgemeinerung des lateralen RANKINE'schen Erddrucks im Grenzfall des passiven Erddrucks“ [1]

Untersuchungen eine quantitative Bewertung der entsprechenden Einflüsse vorzunehmen. Unter der Annahme einer starren Auflagerung des Bogens lassen sich zusammenfassend folgende Einflüsse unterscheiden:

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. [11], [1] und [2]).
3. Beim Versagen durch Bildung einer Gelenkkette lässt sich ein Anteil des passiven Erdwiderstands der Hinterfüllung mobilisieren, welcher dem Versagensmechanismus entgegenwirkt (vgl. z. B. [11], [22], [1] und [2]). Dieser Effekt tritt umso stärker auf, je größer das Verhältnis von Stichhöhe zu Stützweite ist.

Neben diesen drei Punkten gibt es einen weiteren Effekt, der in der Literatur weitaus weniger 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 Krümmungsmittelpunktes der Systemlinie gerichtet. Unter der Voraussetzung einer ausreichend großen Schubkraftübertragung zwischen Mauerwerk und Hinterfüllmaterial wird diese Krümmung auch dem Erdstoff aufgezwungen, wodurch im Erdstoff entsprechende, tangential zur Systemlinie des Bogens wirkende Druckspannungen hervorgerufen werden. Ansatzweise wurde dieser Effekt in [47] aufgegriffen. Allerdings wurde dort unterstellt, dass der Mauerwerksquerschnitt und ein nahezu beliebig vorgeählter Bodenquerschnitt vollständig auf Biegung mitwirken. Bei der für die Berechnung vorgeschlagenen analytischen Formulierung können allerdings rechnerisch Zugspannungen sowohl

im Mauerwerk als auch im Boden auftreten, was aufgrund der geringen bzw. nicht vorhandenen Zugfestigkeiten dieser Materialien kritisch zu hinterfragen ist und auch zu unsicheren Berechnungsergebnissen führt.

3 Hypothese zur mittragenden Wirkung von Gewölbeüberschüttungen im Lasteinleitungsbereich

In dieser Arbeit wird die Hypothese vertreten, dass im Bereich der Lasteinleitung das Überschüttungsmaterial und das Gewölbemauerwerk zusammen als Verbundquerschnitt wirken. Durch diese Verbundwirkung wird das reale Tragvermögen der Konstruktionen positiv beeinflusst. In statischen Nachweisen von Bögen und Gewölben wird dies bislang mangels genauerer Kenntnisse auf der sicheren Seite liegend unterschlagen. Das Tragverhalten von auf Biegung beanspruchten Verbundquerschnitten ist aus dem Holzbau, dem Holzverbundbau sowie dem Stahlverbundbau bekannt. Dabei können sich die zusammengesetzten Teilquerschnitte entweder im so genannten starren Verbund, im nachgiebigen Verbund oder ohne Verbund gemeinsam am Lastabtrag beteiligen.

3.1 Spannungsverteilung im Bogen ohne Ansatz der Überschüttung

Unter der Annahme linearer Spannungs-Dehnungsbeziehungen unter Druckbeanspruchung sowie der Annahme, dass Mauerwerk keine Zugspannungen aufnehmen kann, ergeben sich im Mauerwerk blockförmige, trapezförmige oder dreieckige Spannungsverteilungen über die Höhe des Bogenquerschnitts (vgl. Abbildung 14). Welche dieser drei Spannungsverteilungen an der jeweiligen Stelle der Bogenachse auftritt, ist allein abhängig von der Exzentrizität der Stützlinie. Blockförmige Spannungen treten auf, wenn sich die Stützlinie exakt in der Schwerachse des Querschnitts befindet. Liegt die Stützlinie ausmittig, jedoch 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 auf der gegenüberliegenden Querschnittsseite eine klaffende Fuge auf, da Zugspannungen im Mauerwerk per Definition ausgeschlossen sein sollen.

Die Stützlinie kann auch außerhalb der zweiten Kernweite liegen, solange die auftretenden maximalen Druckspannungen die Grenzfestigkeit des Mauerwerks für exzentrische Beanspruchung nicht überschreiten. Liegt die maximale Spannung unterhalb einer für die Gebrauchstauglichkeit festgelegten Spannungsgrenze, so kann durchaus von einer linearen Spannungs-Dehnungsbeziehung ausgegangen werden, was auch in diesem Fall rechnerisch zu einer dreiecksförmigen Spannungsverteilung führt. Bei Spannungen oberhalb der Gebrauchsfestigkeit kommt es zur Mikrorissbildung bis hin zur Festigkeitsabnahme, was mit der Zerstörung der Druckzone und Abplatzungen einhergeht. Purtak hat in [48] ausführlich diesen Bruchmechanismus für großformatiges Natursteinmauerwerk untersucht. Eine lineare Spannungs-Dehnungsbeziehung nahe der Grenzfestigkeit des Mauerwerks ist für diesen Spannungsbereich eine zu starke Vereinfachung. Hierfür stellen nichtlineare Beziehungen, wie sie unter anderem in [45] unterstellt werden, eine realitätsnähere Modellvorstellung dar. Dennoch soll für die weiteren Betrachtungen vereinfachend von einer linearen Spannungs-Dehnungsbeziehung unter Druck ausge-

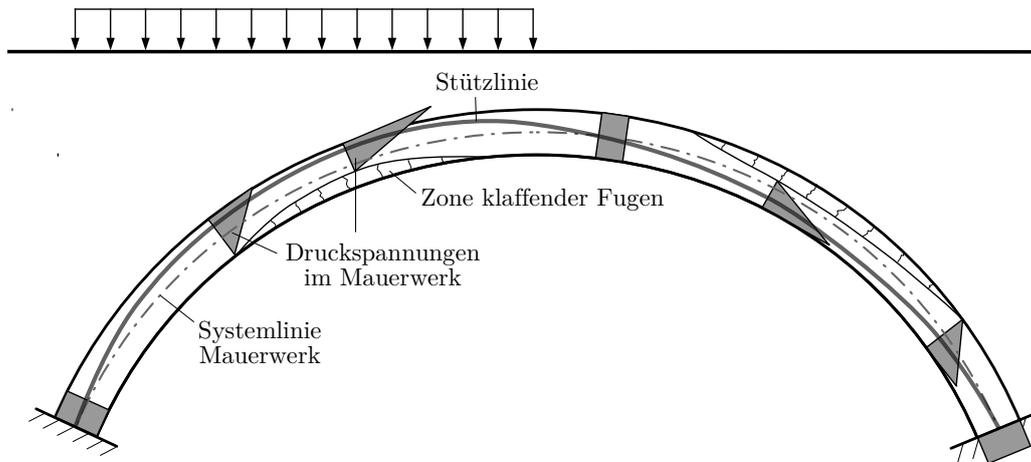


Abbildung 14: Spannungen im Bogenmauerwerk unter Halbsseitenlast

gangen werden. Demnach ist die nachfolgende Modellvorstellung vorwiegend für Nachweise zulässiger Spannungen innerhalb der Gebrauchstauglichkeitsgrenzen relevant, wohingegen das Modell weniger in der Lage ist, die tatsächliche Grenztragfähigkeit einer Gewölbestructur zu beschreiben. Die mittels des Modells errechneten Mauerwerksspannungen könnten jedoch als Eingangsgrößen für andere Modelle zur Ermittlung der Grenztragfähigkeit dienen. Insbesondere für Bogenkonstruktionen mit großen Natursteinblöcken hat Purtak in [48] und [49] richtungsweisende Ansätze vorgegeben.

3.2 Mitwirkung der Überschüttung als Verbundquerschnitt

3.2.1 Hypothese und Modellannahmen

Die Exzentrizität der Stützlinie als Folge einer Belastung führt zu einer zusätzlichen Biegebeanspruchung im Bogen und damit zu einer zusätzlichen Krümmung der Bogenachse. Wird eine schubfeste Verbindung zwischen Mauerwerk und Bodenmaterial der Überschüttung unterstellt, so wird diese Krümmung vollumfänglich auch der Überschüttung aufgezwungen. Solange die Scherfestigkeit des Bodenmaterials nicht überschritten wird, treten in Abhängigkeit der Elastizitätsmoduln von Gewölbemauerwerk und Überschüttung entsprechende Spannungen auf, die einer Biegebeanspruchung zuzuschreiben sind. Der Effekt ist umso größer, je kleiner das Verhältnis der beiden Elastizitätsmoduln ausfällt.

Die Nutzlast auf der Überschüttung führt zusätzlich zu verbesserten, spannungsabhängigen, mechanischen Kennwerten des Bodenmaterials. Dies betrifft insbesondere den Steifemodul und die Scherfestigkeit. Durch diesen Effekt liegt es nahe, das Tragverhalten unterhalb der Gebrauchslast näher zu beleuchten, und Modellvorstellungen zu entwickeln, die hinsichtlich einer möglichen rechnerischen Traglaststeigerung von Nutzen sein könnten. Unter folgenden Annahmen kann von einem klassischen Verbundquerschnitt, bestehend aus

Gewölbemauerwerk und Überschüttung, ausgegangen werden:

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

Annahme 2: Wird die Scherfestigkeit des Bodens an keiner Stelle überschritten, so liegt ein starrer Verbund vor. Die größten, parallel zum Extradados angreifenden Scherkräfte treten in unmittelbarer Nähe am Extradados auf. Ist die vorhandene Scherfestigkeit am Extradados kleiner als für den starren Verbund erforderlich, so liegt ein nachgiebiger Verbund vor.

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

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

Annahme 4: Es bestehen auf Druck lineare Spannungs-Dehnungsbeziehungen für das Mauerwerk und das Bodenmaterial.

Die Modellannahmen *Annahme 1* bis *Annahme 4* gleichen zunächst der Modellvorstellung eines klassischen Verbundquerschnitts, womit sich die Spannungsverteilungen infolge Biegung mit Normalkraft berechnen lassen. In der Biegelehre sind allerdings Biegezugspannungen zugelassen, was sowohl für das Mauerwerk als auch für das in der Regel kohäsionslose Bodenmaterial nicht zutreffend ist. Entsprechend würden bei der Anwendung des klassischen Verbundquerschnitts auf Bogentragwerke Zugspannungen im Mauerwerk bzw. in der Überschüttung auftreten. Ähnlich wie beim Spannungsnachweis im Mauerwerk allein muss aber die mitwirkende Querschnittsfläche in beiden Querschnittsteilen 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 [30] konstatierte bereits, dass ein tangentiales Schubversagen der Lagerfugen bei den Nachweisen von Bögen und Gewölben in der Regel nicht maßgebend wird, was auch Holzer in [31] bestätigt. Ausnahmen können sehr hohe, punktuelle Einzellasten sein. Bei dünnwandigen Gewölben mit großen Stichhöhen, welche zudem in zwei Achsen gekrümmt sind, wie zum Beispiel bei neugotischen Gewölben, kann es auch vorkommen, dass infolge der Horizontalverschiebung der Kämpfer bestimmte Teile des Gewölbes allseitig Zug erfahren und herausfallen (vgl. hierzu [27]). Da diese beiden Fälle Ausnahmen darstellen, soll für die weitere Betrachtung gelten:

Annahme 6: Ein Schubversagen senkrecht zur Bogenachse ist ausgeschlossen.

3.2.2 Abgrenzung mitwirkender Querschnittsteile im Verbundquerschnitt

Sowohl das Mauerwerk als auch die Hinterfüllung, welche in der Regel aus nicht bindigem Boden besteht [10], besitzen keine Zugfestigkeit. Entsprechend wurde in Abschnitt 3.2.1 die Annahme formuliert, dass Querschnittsteile auf Zug ausfallen. Die auf Druck mittragenden Querschnittsteile des Verbundquerschnitts müssen im Vorfeld der Spannungsberechnung so abgegrenzt werden, dass keine Zugspannungen auftreten.

Geht man von einer Hinterfüllung aus, deren Geländeoberkante ausreichend weit vom Extrados entfernt ist, so lässt sich eine bogenförmige Linie finden, an der die Spannungen im Boden null werden (siehe Abbildung 15). Stünde dieser gesamte Boden für die Lastabtragung zur Verfügung, so wären in diesem Bereich auch im Mauerwerk keine klaffenden Fugen vorhanden. Die Systemlinie des Gesamtsystems stellt nun nicht mehr die Schwerachse des Mauerwerksquerschnitts dar, sondern ist in den Bereichen, in denen die Überschüttung mitwirkt, weiter nach außen verlagert. Durch die anders unterstellte Lage der Systemlinie ist zudem in diesen Bereichen ein umgekehrter Gradientenverlauf der rechnerischen Spannungsverteilung zu verzeichnen. Wird für beide Ansätze die gleiche Stützlinienlage unterstellt, so liegt die Stützlinie ohne Ansatz der Überschüttung oberhalb der Systemachse und mit Ansatz der Überschüttung unterhalb der Systemachse, was die entsprechende, rechnerische Gradientenumkehr der Spannungsverteilung im Mauerwerk zur Folge hat.

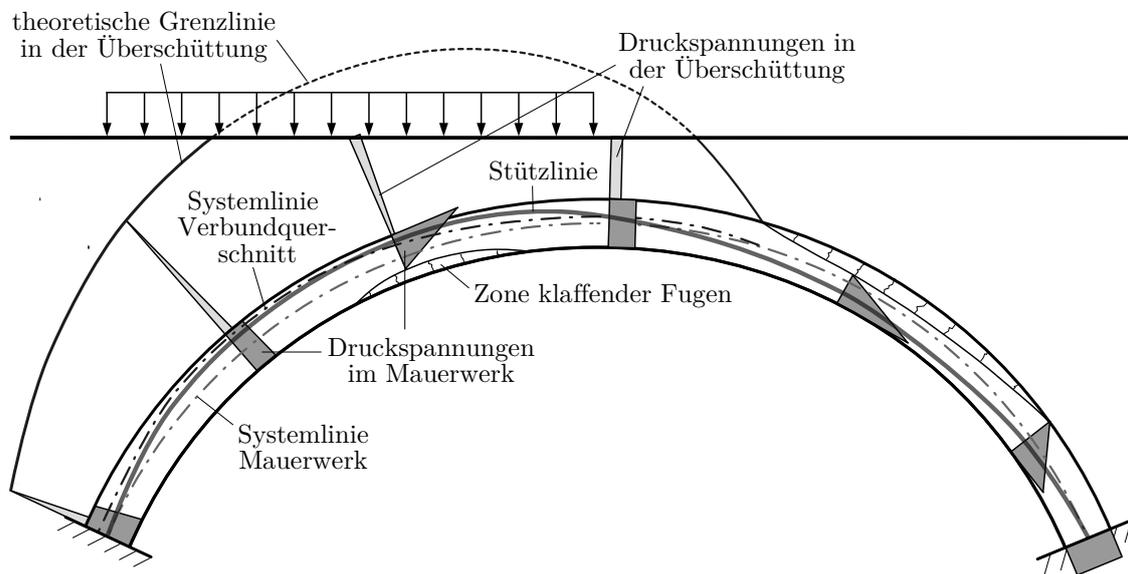


Abbildung 15: Spannungen im Bogenmauerwerk und in der Überschüttung unter Ausgrenzung der nicht mittragenden Querschnittsteile

Wird die bogenförmige Nulllinie im Boden durch die Geländeoberkante geschnitten, so ist der für den Lastabtrag verfügbare Bodenquerschnitt begrenzt. Folglich liegt die Systemlinie des Gesamtquerschnitts näher an der Systemlinie des reinen Mauerwerksquerschnitts als ohne

diese Begrenzung durch die Geländeoberkante. Bei einer entsprechend starken Begrenzung verbleibt die neu anzunehmende Lage der Systemlinie des Gesamtquerschnitts noch unterhalb der unterstellten Stützlinie, und es kommt nicht zu einer rechnerischen Umkehr des Gradientenverlaufes der Spannungsverteilungen. Dabei kann sich, ähnlich wie beim System in Abbildung 14, in dem keine Überschüttung mitwirkt, ein Bereich klaffender Fugen am Intrados ausbilden. Der Unterschied besteht allerdings darin, dass aufgrund der Mitwirkung der Überschüttung die Tiefe der klaffenden Fugen kleiner ist und die maximalen Druckspannungen im Mauerwerk am Extradados geringer sind.

Zusammenfassend lässt sich konstatieren, dass sich, im Vergleich zum reinen Mauerwerksquerschnitt, beim Verbundquerschnitt die erste und zweite Kernweite anders darstellt. Beim Verbundquerschnitt ist diese weiter nach außen verlagert und reicht mitunter bis in das Überschüttungsmaterial hinein. Dies hat zur Folge, dass theoretisch in bestimmten Bogenabschnitten, insbesondere jenen, in denen die Grenzlinie des Bodens nicht durch die Geländeoberkante begrenzt wird, ein umgekehrter Gradientenverlauf der Spannungsverteilung über die Höhe des Gewölbequerschnitts zu verzeichnen ist. An jenen Stellen, wo ohne Berücksichtigung des Bodens die maximalen Druckspannungen am Extradados vorzufinden sind (vgl. Abbildung 14), zeigen sich bei Betrachtung des Verbundquerschnitts die maximal auftretenden Druckspannungen am Intrados (vgl. Abbildung 15), welche zudem betragsmäßig kleiner sind. Dieser umgekehrte Gradientenverlauf der Spannungsverteilung ist Ursache einer anders unterstellten Systemlinie, wobei die Stützlinienlage als unverändert angenommen wird.

Die Grenzlinien im Boden und im Mauerwerk, an denen die Spannungen im Zusammenspiel der beiden Querschnittsteile theoretisch null sind, konnten bislang nur iterativ ermittelt werden. In dieser Arbeit wird nachfolgend ein mathematischer Zusammenhang hergeleitet, der es ermöglicht, die Höhe der beiden Querschnittsteile im Vorfeld einer Spannungsberechnung rechnerisch zu ermitteln. Dabei 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 Extradados ist.

Fall 1 – Grenzlinie in der Überschüttung

Abbildung 16 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. Der Querschnitt der Überschüttung soll in diesem Fall so begrenzt werden, dass an der Oberkante keine Zugspannungen auftreten. Die äußere Belastung des Verbundquerschnitts sollen die Schnittgrößen N und M sein, die sich zunächst aus einer statischen Berechnung ohne mitwirkenden Ansatz der Überschüttung ergeben. Demnach greifen N und M in der Schwerelinie des Mauerwerksquerschnitts an.

In diesem Fall 1 ist die ansetzbare Querschnittshöhe t_2 definitionsbedingt genau so groß, dass infolge der äußeren Belastung (N und M) die obere Randspannung der Überschüttung null wird. Dabei wird angenommen, dass eine negative Normalkraft (Druck) und ein positives Biegemoment (Zug am Intrados) einwirken.

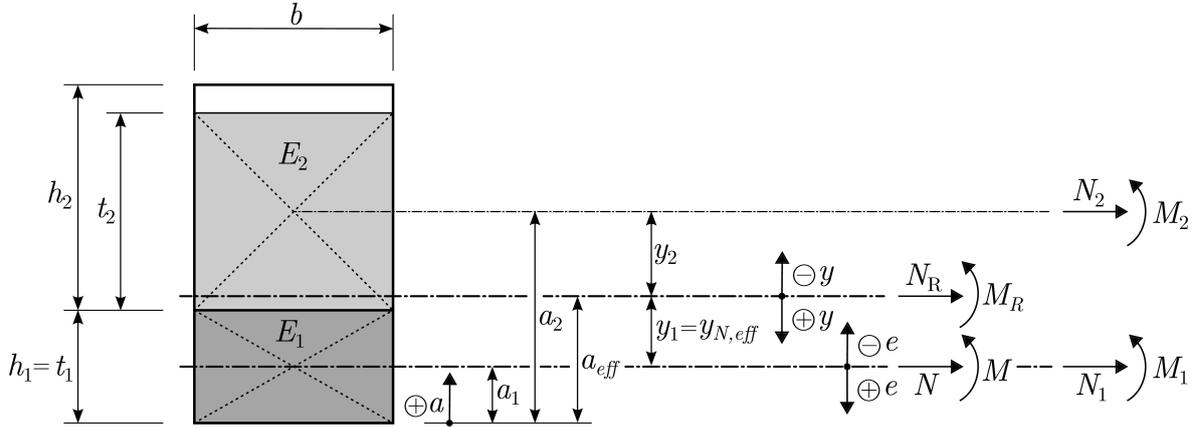


Abbildung 16: Verbundquerschnitt mit Grenzlinie in der Überschüttung (Fall 1)

Zunächst werden die formelmäßigen Zusammenhänge zur Berechnung der Spannungsverteilungen für diesen Verbundquerschnitt zusammengetragen. Da es sich bei Bögen und Tonnengewölben in der Regel immer um Rechteckquerschnitte handelt, sind die Querschnittsflächen A_i , die Flächenträgheitsmomente I_i sowie die Schwerpunktlagen a_i der beiden Teilquerschnitte $i \in \{1, 2\}$ allgemeingültig bestimmbar. Letztere werden einheitlich als positiv definierter Abstand a_i vom Intrados beschrieben.

$$a_1 = h_1 - \frac{1}{2}t_1 \qquad a_2 = h_1 + \frac{1}{2}t_2 \qquad (3.1)$$

$$A_i = B \cdot t_i \qquad I_i = \frac{B \cdot t_i^3}{12} \qquad (3.2)$$

Die effektive Dehnsteifigkeit des Verbundquerschnitts $(EA)_{eff}$ ist die Summe der Dehnsteifigkeiten der Teilquerschnitte $(EA)_i$. Der nachgiebige Verbund wird durch die Einführung eines Nachgiebigkeitsbeiwertes η berücksichtigt.

$$(EA)_{eff} = E_1 A_1 + \eta E_2 A_2 \qquad (3.3)$$

Dabei bedeutet $\eta = 1$ einen starren Verbund⁷ und $\eta = 0$ keinen Verbund. In der Berechnung ergibt sich der anzusetzende Wert iterativ aus der möglichen Schubkraftübertragung in der Verbundfuge. Zunächst wird ein idealer Verbund, also $\eta = 1$ angenommen. Der Wert muss

⁷bzw. einen idealen Verbund

im Nachgang so lange verringert werden, bis die resultierende Normalkraft im Boden N_2 durch die Verbundfuge aufgenommen werden kann. Die Schubkraftübertragung ist abhängig vom ansetzbaren Wandreibungswinkel am Extrados und der in der Verbundfuge wirkenden Normalspannung senkrecht zur Gewölbeaußenfläche. Diese ergibt sich aus der Bodeneigenlast und der Auflast. Der Nachweis der Verbundfuge ist in Abschnitt 6.2.1 näher beschrieben.

Im Mauerwerksquerschnitt greift die Bogennormalkraft N exzentrisch mit einem Versatz e an. Die Bogennormalkraft sowie ihr Versatz zur Systemlinie sind das Ergebnis einer vorausgegangenen statischen Berechnung des Bogentragwerks am zu untersuchenden Schnitt des statischen Systems. Bei dieser statischen Berechnung geht die Überschüttung lediglich als Einwirkung, nicht aber zur Beschreibung des Querschnitts ein. Die Bogennormalkraft N wirkt in der Schwerelinie des Mauerwerksquerschnitts, welche kongruent zur Systemlinie des zuvor gewählten statischen Systems ist. Das Versatzmaß e wird über das zugehörige Biegemoment $M = N \cdot e$ berücksichtigt, welches ebenfalls in der Schwerelinie des Mauerwerksquerschnitts angreift. Man beachte, dass in Abbildung 16 sowohl die Drucknormalkraft als auch die Exzentrizität in Richtung des Extrados negativ definiert sind. Das sich daraus ergebende positive Biegemoment M würde für sich allein betrachtet Zugspannungen am Intrados erzeugen.

Der Verbundquerschnitt, bestehend aus Mauerwerk und Bodenmaterial der Überschüttung, besitzt eine neue Schwerpunktlage, welche mit a_{eff} als positiv definiertes Abstandsmaß zum Intrados beschrieben wird. Dieser Abstand berechnet sich zu

$$a_{eff} = \frac{(EA)_1 \cdot a_1 + \eta(EA)_2 \cdot a_2}{(EA)_1 + \eta(EA)_2}. \quad (3.4)$$

Ein nachgiebiger Verbund muss an dieser Stelle wieder berücksichtigt werden, indem die Dehnsteifigkeit des Überschüttungsquerschnitts mit dem Nachgiebigkeitsbeiwert η abgemindert wird. Auf diese neue Schwerpunktlage kann die in der Schwerelinie des Mauerwerksquerschnitts angreifende äußere Belastung (N und M) transformiert werden, was in Abbildung 16 mit N_R und M_R dargestellt ist. Dabei ist der Versatzhebelarm

$$y_{N,eff} = a_{eff} - \frac{1}{2}h_1 \quad (3.5)$$

zu berücksichtigen, welcher zu einem zusätzlich einzuführenden Ersatzmoment $N \cdot y_{N,eff}$ führt. Die effektive Biegesteifigkeit des Verbundquerschnittes berechnet sich zu

$$(EI)_{eff} = (EI)_1 + (EA)_1 \cdot y_1^2 + (EI)_2 + \eta(EA)_2 \cdot y_2^2. \quad (3.6)$$

Hierbei ist der Nachgiebigkeitsbeiwert η lediglich für den STEINER'schen Anteil des Bodens, nicht aber für dessen eigenen Biegesteifigkeitsanteil zu berücksichtigen. Die in der obigen Formel anzusetzenden Hebelarme der Teilquerschnitte y_1 und y_2 können aus Abbildung 16 entnommen werden. Sie sind, ausgehend von der Schwerelinie des Verbundquerschnitts (a_{eff}),

nach oben negativ definiert:

$$y_1 = a_{eff} - a_1 \qquad y_2 = a_{eff} - a_2 \qquad (3.7)$$

Die im Bogen wirkende Normalkraft N ruft, infolge der anzusetzenden Verträglichkeitsbedingungen am Verbundquerschnitt, eine Dehnungsänderung ϵ entlang der gemeinsamen Schwerlinie (a_{eff}) hervor.

$$\epsilon = \frac{N}{(EA)_{eff}} \qquad (3.8)$$

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

$$\kappa = \frac{M + N \cdot y_{N,eff}}{(EI)_{eff}}. \qquad (3.9)$$

Aus der Dehnungs- und Krümmungsänderung können die Schnittkraftanteile, welche auf das Mauerwerk und die Überschüttung einwirken, getrennt voneinander berechnet werden. So gilt für das Mauerwerk:

$$N_1 = (EA)_1 \cdot (\epsilon + \kappa \cdot y_1) \qquad M_1 = (EI)_1 \cdot \kappa \qquad (3.10)$$

Für das Bodenmaterial der Überschüttung gilt unter Berücksichtigung der verminderten Dehnsteifigkeit durch den Nachgiebigkeitsbeiwert η entsprechend:

$$N_2 = \eta(EA)_2 \cdot (\epsilon + \kappa \cdot y_2) \qquad M_2 = (EI)_2 \cdot \kappa \qquad (3.11)$$

Mit Hilfe dieser Schnittkraftanteile und unter der Annahme linearer Spannungs-Dehnungsbeziehungen (vgl. Abschnitt 3.2.1) lassen sich wiederum die Spannungen an den Randfasern des Mauerwerksquerschnitts berechnen. Für die obere Randfaser (Extrados) gilt

$$\sigma_{1,o} = \frac{N_1}{A_1} + \frac{M_1}{I_1} \cdot (a_1 - h_1) \qquad (3.12)$$

und für die untere Randfaser (Intrados)

$$\sigma_{1,u} = \frac{N_1}{A_1} + \frac{M_1}{I_1} \cdot \frac{1}{2} t_1. \qquad (3.13)$$

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

$$\sigma_{2,o} = \frac{N_2}{A_2} + \frac{M_2}{I_2} \cdot [a_2 - (h_1 + t_2)] \quad (3.14)$$

und an der unteren Randfaser der Überschüttung (Extrados)

$$\sigma_{2,u} = \frac{N_2}{A_2} + \frac{M_2}{I_2} \cdot (a_2 - h_1) . \quad (3.15)$$

In Abbildung 16 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 3.14 gleich null gesetzt:

$$0 = \frac{N_2}{A_2} + \frac{M_2}{I_2} \cdot [a_2 - (h_1 + t_2)] = \frac{N_2}{A_2} - \frac{M_2}{I_2} \cdot \frac{t_2}{2} \quad (3.16)$$

Durch das Einsetzen der Gleichungen 3.4 bis 3.11 in Gleichung 3.16 und mit

$$\alpha = \frac{E_1}{E_2} \quad (3.17)$$

sowie

$$e = \frac{M}{N} \quad (3.18)$$

ergibt sich nach Umformen für Gleichung 3.16

$$t_2^3 + \frac{3}{2}(2e + h_1)t_2^2 + \frac{3(\eta + 1)}{\eta}\alpha e h_1 t_2 + \frac{1}{2}\alpha h_1^2(6e - h_1) = 0 . \quad (3.19)$$

Sieht man von dem iterativ zu ermittelnden Nachgiebigkeitsbeiwert η ab, führt die Nullstellenberechnung dieses Polynoms dritten Grades zur einzigen in Gleichung 3.19 unbekanntem Größe t_2 . Dabei muss jedoch gelten, dass $t_2 \leq h_2$ ist. Wird die mitwirkende Höhe der Überschüttung t_2 auf diese Weise bestimmt, kann im nachfolgenden Schritt mit Hilfe der Gleichungen 3.13 bis 3.15 die Spannungsverteilung des Verbundquerschnitts (Abbildung 16) 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 der Ausmitte e (Gleichung 3.18) und dem Verhältnis der Elastizitätsmoduln α (Gleichung 3.17) möglich, dass sich eine klaffende Fuge im Mauerwerk einstellt. Diese klaffende Fuge tritt auch ohne rechnerischen Ansatz der Überschüttung auf,

den heraus. Dabei scheint die Annahme für den Mauerwerksquerschnitt durchaus gerechtfertigt, wohingegen die durch das vorgestellte Verbundmodell berechnete Spannungsverteilung in der Überschüttung sehr stark von der Realität abzuweichen scheint. Zudem führt die Annahme beim Mauerwerksquerschnitt zu Ergebnissen, die auf der unsicheren Seite liegen. Aus diesem Grund müssen für die praktische Anwendung des Verbundmodells Anwendungsgrenzen definiert werden. Da diese Grenzen sehr restriktiv ausfallen, wurden für einen gewissen Übergangsbereich zusätzlich Abminderungsfaktoren entwickelt, welche für die Berechnung der Mauerwerkspannungen am Extradados gelten. Der eilige Leser sei bezüglich dieser Thematik auf Kapitel 5.4 verwiesen.

4 Belastungsversuche an einem Gewölbe mit Überschüttung

4.1 Versuchsaufbau und Messtechnik

Im vorausgegangenen Abschnitt wurde die Hypothese aufgestellt, dass das Gewölbemauerwerk und das Bodenmaterial der Überschüttung als Verbundquerschnitt wirken. Es wird vermutet, dass dieser Effekt insbesondere direkt unterhalb der Nutzlast ausgeprägt ist, da dort, bedingt durch die Auflast, verbesserte spannungsabhängige mechanische Eigenschaften des Erdstoffs vorherrschen. Zur Überprüfung dieser Hypothese wurden großmaßstäbliche Gewölbeversuche mit Ziegelmauerwerk aus normalformatigen Steinen durchgeführt. Dabei wurde großes Augenmerk auf die Messung des tangential zur Bogenachse gerichteten Erddrucks gelegt. Das Ziel war, diese tangential gerichteten Erddruckspannungen einer Dehnungs- und Krümmungsänderung der Gewölbeachse zuzuschreiben, womit der experimentelle Nachweis einer Verbundwirkung erbracht wäre. Ein indirekter Nachweis wäre zudem erbracht, wenn in einem Gegenversuch dieser Verbund am Extrados des Gewölbes gestört wird und sich der gemessene Verlauf der Erddruckspannungen über die Höhe der Überschüttung wesentlich unterscheidet. Folgende vier Teilversuche wurden innerhalb der großmaßstäblichen Versuchsreihe durchgeführt (vgl. Abbildung 18):

- 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 Erkenntnisse zum Einfluss der Schubkraftübertragung zu gewinnen.

Gilbert et al. [24] sowie Gelfi [22] 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-Verformungsbeziehungen, andere Festigkeiten und andere Verhältnisse für die Schubkraftübertragung zwischen den ein-

zelen Bauteilen vor.

3. Die relativen Messgenauigkeiten steigen aufgrund der kleineren Messbereiche.

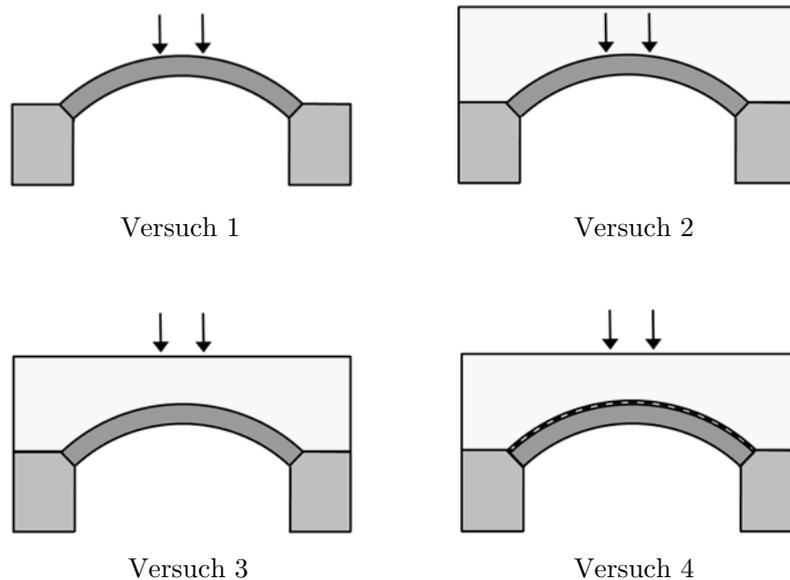


Abbildung 18: Durchgeführte Versuchsreihe großmaßstäblicher Gewölbeversuche

Zudem ist die Messung von Erddrücken bereits bei großmaßstäblichen Versuchen mit außerordentlich großen Schwierigkeiten und Unsicherheiten verbunden, was Zaeske in [60] darlegt und anhand seiner Versuchsergebnisse untermauert. Erddruckmessungen direkt an der Außenhaut von eingedeten Bauwerksteilen sind heute relativ gut beherrschbar und die Ergebnisse fallen entsprechend zufriedenstellend aus. Anders ist es jedoch, wenn wie im vorliegenden Fall die Erddrücke im Bodeninneren von Interesse sind. Zaeske formuliert für die Messung von Erddrücken im Bodeninneren folgende Unsicherheitsfaktoren, welche das Messergebnis wesentlich beeinflussen:

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

Zaeske kommt zu dem Schluss, dass sich mit Hilfe der heute verfügbaren Sensortechnik Erddruckveränderungen zwar qualitativ beobachten aber nicht mit ausreichender Genauigkeit

quantitativ bewerten lassen. Um die Erddrücke dennoch zu messen, wurde im Rahmen der hier beschriebenen Versuchsreihe ein speziell für die Gewölbeversuche angepasstes Erddruckmesspanel entwickelt.

Entsprechend sollten vor diesem Hintergrund auch positive Versuchsergebnisse hinterfragt und die unterstellte Tragwirkung durch geeignete weitergehende Untersuchungen bestätigt und vor allem quantitativ bewertet werden. Die angestrebte Methodik bestand darin, ein geeignetes und hinreichend genaues Abbild des Gewölbes in Form eines numerischen Finite-Elemente-Modells zu schaffen und auch andere Messungen an dem Gewölbe für die Verifikation dieses Modells heranzuziehen. Hierzu sind Last-Verschiebungsbeziehungen an geeigneten Stellen sowie die Tiefe klaffender Fugen am Intrados im Lasteinleitungsbereich von besonderer Bedeutung. Es stellte sich heraus, dass mit dem numerischen Modell des Gewölbeversuchsstandes verifiziert werden konnte, dass die Annahme bezüglich des Ebenbleibens der Teilquerschnitte (Annahme 3 in Kapitel 3.2.1) in gewissen Bereichen das Berechnungsergebnis zu stark in Richtung der unsicheren Seite abweichen lässt. Hinsichtlich der Definition von Anwendungsgrenzen und möglichen Abminderungsfaktoren stellte sich das numerische Modell der Gewölbeversuche als ungeeignet heraus. Aus diesem Grund wurden hierfür weitergehende numerische Untersuchungen durchgeführt, auf die in Kapitel 5.4 näher eingegangen wird.

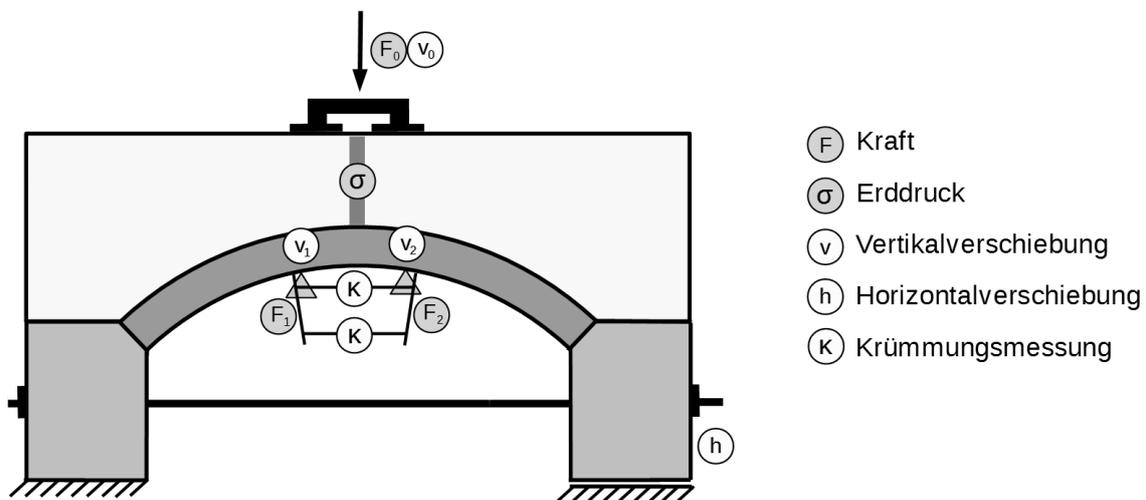


Abbildung 19: Messstellenplan der Gewölbeversuche

Während die Gewölbeverschiebungen mittels induktiver Wegaufnehmer mit hinreichender Zuverlässigkeit gemessen werden können [44] wurde für die Beobachtung der klaffenden Fugen neben dem Verfahren nach Hellmich [28] auch auf ein Bildkorrelationsverfahren [52] zurückgegriffen, welches bereits in [45] aufschlussreiche Ergebnisse über das Tragverhalten einer Gewölbebrücke geliefert hatte.

Zu den Schwierigkeiten bei der Messung von Erddrücken kam noch hinzu, dass jene Erd-

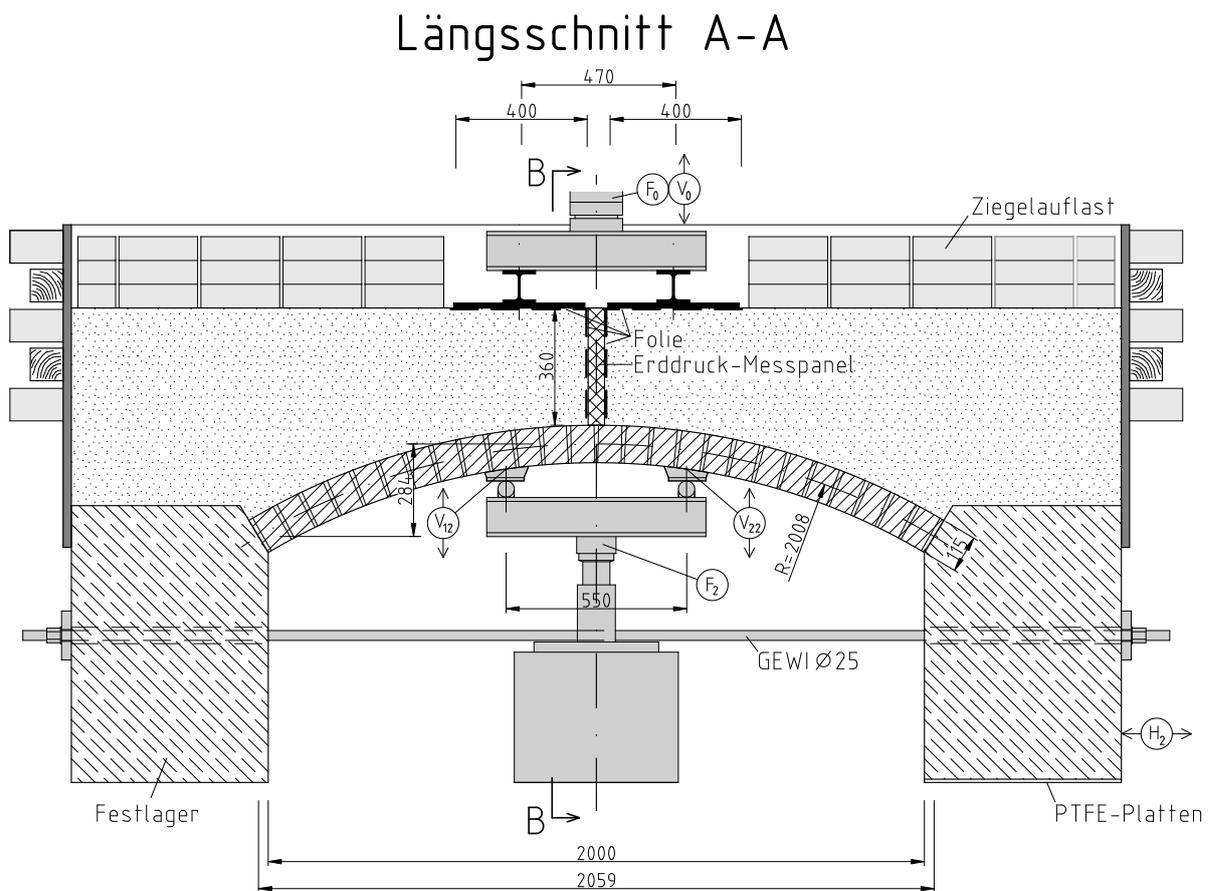


Abbildung 20: Längsschnitt Gewölbeversuchsreihe (Maße in mm)

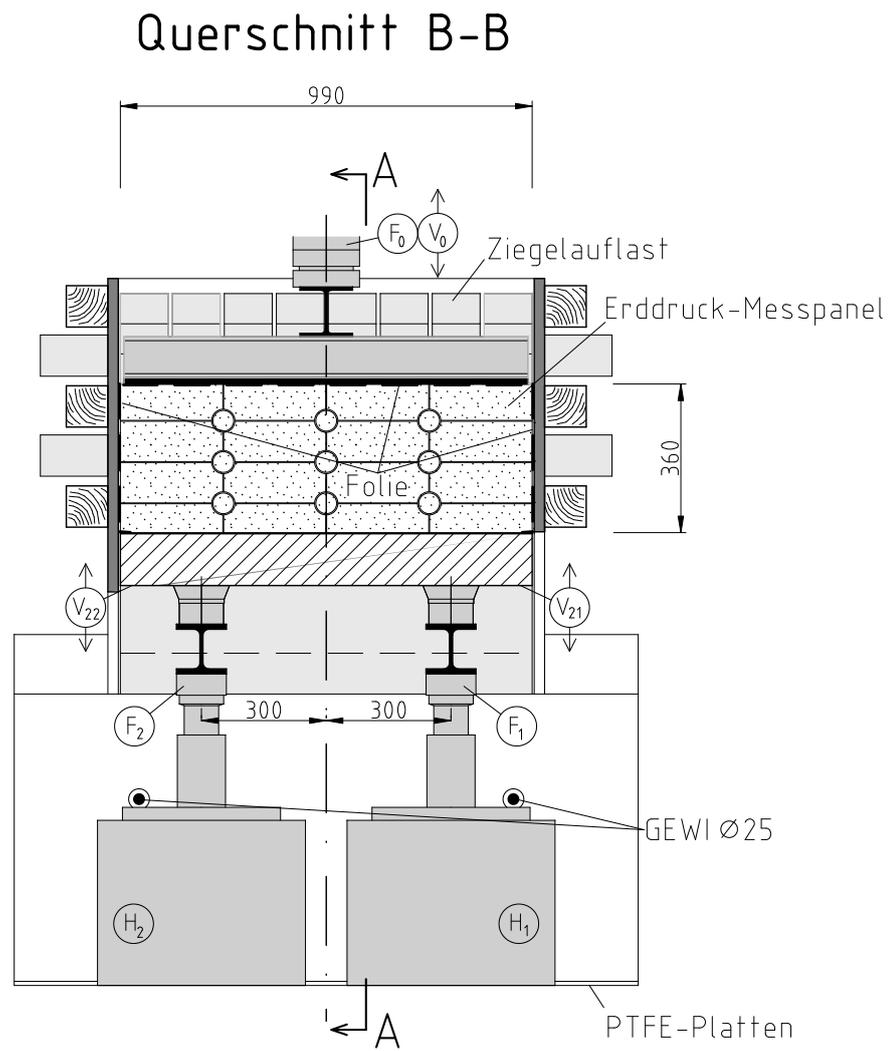


Abbildung 21: Querschnitt Gewölbeversuchsreihe (Maße in mm)

druckanteile, die sich als Folge einer Dehnungs- und Krümmungsänderung der Bogenachse hypothetisch einstellen sollten, aus folgenden zwei Gründen in den Gewölbeversuchen nicht direkt messbar waren:

1. Der Steifemodul des Bodens steigt mit zunehmender Bodenspannung an und ist damit von der Versuchslast abhängig.
2. Die Versuchslast auf der Hinterfüllung führt neben vertikalen Spannungen auch zu horizontalen Spannungsanteilen. Dieser Effekt wird in der Bodenmechanik mit Hilfe des elastisch-isotropen Halbraums beschrieben.

Die Lösung der Spannungsseparation dieser Erddrücke bestand darin, das Gewölbe während dem Aufbringen der Versuchslast zunächst von unten zu unterstützen. Nachdem die Versuchslast vollständig aufgebracht worden war, wurde die Unterstützung entfernt und der sich dabei einstellende Spannungszuwachs gemessen. Die Unterstützungskonstruktion musste einerseits flexibel genug sein, um während des Belastungsversuchs erschütterungsfrei entfernt werden zu können, andererseits aber auch eine überaus große Steifigkeit aufweisen. Diese erforderliche Flexibilität ließ sich mittels Hydraulikzylindern relativ gut realisieren. Die für den Versuch notwendige Steifigkeit wurde letztlich dadurch erzielt, dass die Vertikalverschiebungen des Gewölbes an den Unterstützungspunkten in Echtzeit gemessen und auf dem Messrechner ausgegeben wurden. Die Unterstützungskraft wurde in dieser Phase fortwährend mittels hydraulischer Handpumpen nachkorrigiert, sodass sich während der Aufbringung der Versuchslast keine Vertikalverschiebungen am Gewölbe einstellten. Durch die Kontrolle der sich dabei einstellenden Unterstützungskraft konnte zudem sichergestellt werden, dass nicht Teile der Versuchslast direkt über die Gewölbehinterfüllung in die Widerlager abfließen, was zu einer Beeinträchtigung des Versuchsergebnisses geführt hätte.

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. Abbildungen 19, 20 und 21). 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. Um eine verlässliche Messgröße bezüglich der horizontalen Nachgiebigkeit der Kämpfer zu generieren, wurde während der Versuchsdurchführung die Horizontalverschiebung des verschieblichen Widerlagers gemessen. Die vier Versuchsgewölbe wurden aus Vollziegeln und Kalkmörtel mit den folgenden Abmessungen hergestellt:

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

Die Aushärtezeit betrug jeweils 28 Tage. Die Einleitung der Versuchslast F_0 erfolgte über einen steifen Belastungsrahmen mittels einer Hydraulikpresse und wurde über zwei Stahlplatten von je 40 cm Breite verteilt (siehe Abbildung 23). Die seitlichen Begrenzungsflächen für die Hinterfüllung wurden reibungsarm mit einer zweilagigen PE-Folie und dazwischen aufgetragenen kunststoffverträglichem Titanfett ausgekleidet (siehe Abbildung 22). 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.

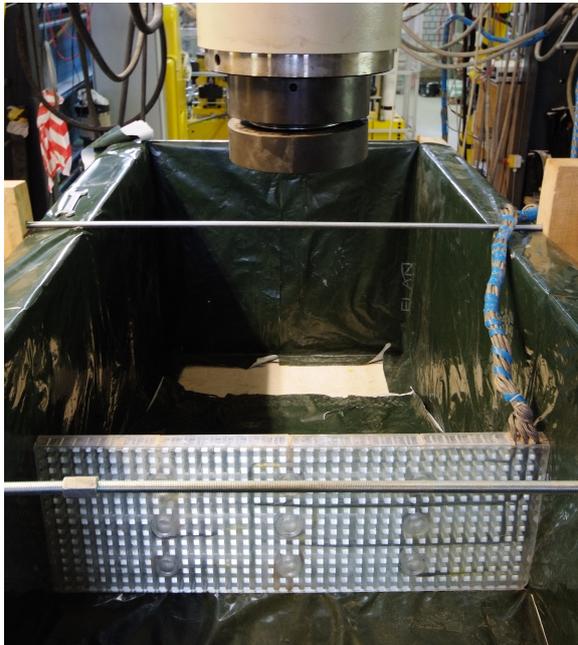


Abbildung 22: Sensorpanel zur Messung von Erddrücken über dem Gewölbescheitel

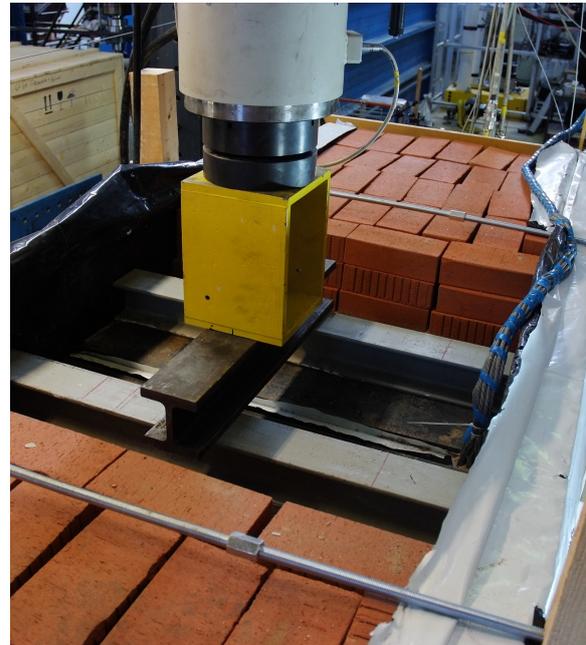


Abbildung 23: Lasteinleitung auf der Hinterfüllung und Ziegelaufkast zur Grundbruchvermeidung

Für die Messung der tangential zur Gewölbeachse gerichteten Erddrücke wurde im Rahmen der Versuchsreihe ein speziell angepasstes Erddruckmesspanel entwickelt (Abbildung 22), welches die in [60] beschriebenen Erfahrungen berücksichtigen sollte. Damit im Bereich des Messpanels eine korrekte Verdichtung gewährleistet werden konnte und die Messergebnisse nicht durch vertikale Spannungsanteile der aufgetragenen Versuchslast beeinflusst wurden, musste die Lasteinleitung in Bogenmitte auf beiden Seiten des Messpanels erfolgen. Demnach konnte in den Versuchen auch nur eine mittige Laststellung und keine Halbseitenlast unter-

sucht werden. Letztere ist bei flachen Gewölbekonstruktionen ohnehin nicht die maßgebende Lastkonfiguration für einen Tragfähigkeitsnachweis.

Aus den Erfahrungen, die Zaeske [60] bei seinen Erddruckmessungen gemacht hatte, entstand für die Messung des Spannungsfeldes in der Überschüttung die Grundidee, mehrere Kraftaufnehmer in einer Platte zu platzieren, sodass beidseitig der Platte eine Oberflächenbündigkeit gegeben war (vgl. Abbildung 20 und 22). Durch die Fixierung der Kraftaufnehmer in der Platte waren sowohl die korrekte Lage als auch die korrekte Ausrichtung der Sensoren versuchsübergreifend sichergestellt. Dabei sollte der Grundkörper des Kraftaufnehmers aus einem Material bestehen, das hinsichtlich des angestrebten Messbereichs einen möglichst kleinen Elastizitätsmodul besitzt, jedoch eine nahezu lineare Spannungs-Dehnungsbeziehung aufweist. Die Wahl fiel auf den Kunststoff Acrylglas, der sich relativ gut im Zerspanungsverfahren verarbeiten lässt und bei dem gute Erfahrungen hinsichtlich der Applikation von Dehnungsmessstreifen vorliegen.

Um das Spannungsfeld im Bodenkörper der Überschüttung messtechnisch abbilden zu können, wurden 9 Kraftaufnehmer verwendet, die jeweils in drei Reihen horizontal und in drei Reihen vertikal angeordnet wurden. Durch die drei vertikalen Reihen war eine gewisse Messredundanz sichergestellt, sollte ein Kraftaufnehmer defekt sein oder aus einem anderen Grund fehlerhafte Messwerte liefern. Für eine Vergleichbarkeit würden in diesem Fall noch zwei vertikale Messwertreihen verbleiben. Zusätzlich war eine Plausibilitätskontrolle in den drei auf derselben Höhe horizontal angeordneten Kraftaufnehmern gegeben.

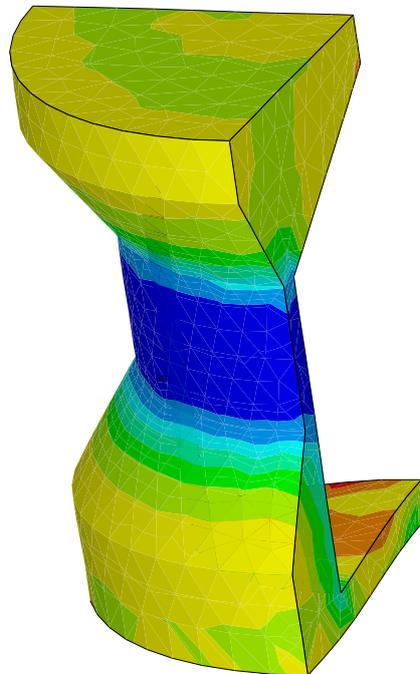


Abbildung 24: Rechnerische Spannungsverteilung eines Kraftaufnehmers infolge lotrechten Erddrucks auf das Erddruckmesspanel

Für die Festlegung des Durchmessers der Kraftaufnehmer musste ein Kompromiss gefunden werden. Zum einen sollten aus den zuvor genannten Gründen drei Kraftaufnehmer vertikal angeordnet werden, wobei das Messfeld in vertikaler Richtung nicht grenzenlos ausgedehnt werden durfte. Derartige Überschüttungshöhen sind fern der meisten praktischen Anwendungen. Zudem ist mit zunehmender Überschüttungshöhe das Ebenbleiben des Querschnitts der Überschüttung immer weniger gegeben. Hinzu kommt, dass die Kraftaufnehmer möglichst klein ausgeführt werden sollten, um diskrete Messwerte in den einzelnen Höhenlagen zu generieren, wodurch ein Profilbild der Erddruckspannungen über die Höhe gezeichnet werden konnte. Auf der anderen Seite mussten die Kraftaufnehmer eine gewisse Größe besitzen, um die Kräfteinleitung durch den Erdstoff sicherzustellen. Ein zu klein gewählter Kraftaufnehmer würde ggf. eine Quelle zusätzlicher Messfehler darstellen. Ferner musste auch die Herstellbarkeit sichergestellt werden. All diese Überlegungen führten zu dem Schluss, dass ein Kraftaufnehmer mit etwa 5 cm Durchmesser einen vertretbaren Kompromiss zwischen Herstellbarkeit, guter Lasteinleitung bei noch vertretbaren Maßstabeffekten und dennoch eine ausreichende Auflösung des Messfeldes über eine noch annehmbare Überschüttungshöhe gewährleisten würde. Es sollte außerdem vermieden werden, die Kraftaufnehmer zu nah am Extrados, der Lasteinleitung oder den seitlichen Abschaltungen der Überschüttung zu platzieren, da in diesen Bereichen Unstetigkeiten im sich ausbildenden Spannungsfeld des Überschüttungsmaterials nicht ausgeschlossen werden konnten.

Bei Acrylglaszylindern mit 5 cm Durchmesser würde jedoch der angestrebte Messbereich bei der Anwendung von Dehnungsmessstreifen nicht ausreichend aufgelöst werden, da der Elastizitätsmodul des Acrylglases von etwa 3200 N/mm^2 in Verbindung mit der Querschnittsfläche des Zylinders bei weitem zu hoch ist und das Messsignal innerhalb des Rauschsignals der Dehnungsmessstreifen untergehen würde. Aus diesem Grund wurde eine Schwächung der Kraftaufnehmer in Betracht gezogen. Eine Wandstärke von 2 mm stellte das Optimum für den angestrebten Messbereich dar, ohne dass bei maximaler Belastung das Acrylglas plastische Verformungen erleiden würde. Außerdem stellte sich dieses Maß als noch vertretbare Wandstärke beim Drehen des Grundkörpers heraus, sodass mittels Wasserkühlung die Hitzeentwicklung kontrolliert werden konnte und ein zerspanender Materialabtrag ohne Schmelzerscheinungen noch gewährleistet war.

Die Dehnungsmessstreifen wurden in einem Winkel von jeweils 120° an drei Stellen im mittleren Bereich der Querschnittsschwächung appliziert. Durch die winkelvesetzte Anordnung war es möglich, Messfehler infolge Biegung in der Längsachse des Kraftaufnehmers, welche durch Bodensetzung und der einhergehenden Reibung an den Lasteinleitungsflächen entstehen können, durch eine Mittelwertbildung der Messwerte zu eliminieren. Hierzu wurde die Lage der Querschnittsschwächung als radialer Abstand von der Rotationsachse des Kraftaufnehmers so gewählt, dass bei einer Belastung möglichst keine Biegung in der Querschnittsschwächung auftritt. Zudem sollte der Spannungsverlauf im Bereich der Dehnungsmessstreifen möglichst

laminar sein. Die hierzu optimale Lage und Abmessung der Materialschwächung wurde im Vorfeld mittels einer parametrisierten Finite-Elemente-Studie festgelegt. Abbildung 24 zeigt die in Längsrichtung des Kraftaufnehmers auftretende Spannungsverteilung bei lotrechter Belastung auf das Erddruckmesspanel. Darin ist der laminare Verlauf der Spannungen im Bereich der Querschnittsschwächung gut zu erkennen.

Zaeske identifiziert bei seinen Messungen die Steifigkeitssprünge der Erddrucksensoren im Versuchskörper als eine wesentliche Quelle von Messfehlern, da die im Vergleich zum umgebenden Boden höhere Steifigkeit des Sensors Spannungen anzieht und so das Messergebnis verfälscht. Aus diesem Grund wurde die Acrylplatte mit den Kraftaufnehmern ebenfalls so geschwächt, dass Kraftaufnehmer und umgebende Platte in Richtung der Belastung, also senkrecht zur Platte, etwa gleiche Dehnsteifigkeiten aufwiesen. Damit sollte ausgeschlossen werden, dass während der Belastung im Bodenmaterial lokale Versteifungserscheinungen am Kraftaufnehmer oder an der umgebenden Platte auftreten, welche das Messergebnis beeinträchtigen könnten. Die Schwächung der Platte wurde durch eine rasterartige Fräsung realisiert. Der Nebeneffekt dieser Fräsungen war eine komfortable Verlegung der elektromagnetisch abgeschirmten Verkabelung zwischen dem Messverstärker und den Dehnungsmessstreifen.

Sowohl der Grundkörper der Kraftaufnehmer als auch die umgebende Platte waren auf einer Seite offen. Die notwendige Oberflächenebenheit wurde durch ein Aufkleben der Kraftaufnehmer sowie der umgebenden Platte auf eine 5 mm dicke Acrylglasplatte erzielt. Zusätzlich wurde die umgebende Platte mehrfach so geteilt, dass die Schnittlinien sich im Zentrum der Kraftaufnehmer treffen, was in Abbildung 21 gut zu erkennen ist. Ziel der Aufteilung in kleinere Abschnitte war die Verminderung der Biegesteifigkeit des gesamten Messpanels, sodass geringe Biegungen, die sich evtl. aus ungewollten Belastungsasymmetrien ergaben, möglichst nicht auf die Kraftaufnehmer übertragen wurden. Entsprechend ergaben sich 12 kleinere Felder, welche durch die dünnere, 5 mm dicke Deckplatte miteinander verbunden waren. Die komplette Verklebung des Messpanels erfolgte mit dünnem Silikon. Dadurch konnte die Zerlegbarkeit für die eventuell notwendige Auswechslung eines Kraftaufnehmers gewährleistet werden. Bei einer Anzahl von insgesamt 27 Dehnungsmessstreifen ist die Wahrscheinlichkeit, dass ein Kraftaufnehmer ausfällt, ziemlich hoch.

Bei der vorliegenden Messaufgabe erschien die Minimierung der Reibung an der Oberfläche des Messpanels mechanisch korrekt, da ohne Messpanel auf beiden Seiten der Lasteinleitung gleiche Setzungen des Bodenmaterials stattfinden würden. Analog zu den Schalflächen der Überschüttung kam hierfür eine zweilagige PE-Folie mit dazwischenliegender Titanfettschicht zum Einsatz, welche nach jedem Versuch aufgrund von Verschmutzungen durch Sandkörner erneuert wurde. Zudem verminderte das Minimieren der Reibung die Ausbildung von Schubspannungen an den Oberflächen des Kraftaufnehmers infolge Setzung, welche wiederum zu ungewollter Biegung entlang der Längsachse des Kraftaufnehmers geführt hätte.

Eine Einzelkalibrierung der Kraftaufnehmer erwies sich als weniger geeignet. Eine gute

Kalibriermöglichkeit bot die Einbettung des fertiggestellten Messpanels in ein Sandbett. Das Sandbett wurde durch eine Kiste möglichst biegesteifer Abschaltung in seiner Lage gesichert. Einen Querschnitt durch die gewählte Kalibriereinrichtung zeigt Abbildung 25.

Mit Hilfe des entwickelten Sensorpanels ließen sich Erddrücke an diskreten Stellen messen (siehe Abbildung 22). Die Erddruckverteilung E eines Belastungszyklus i , bestehend aus den 9 Messwerten der im Messpanel eingesetzten Kraftaufnehmer, sei dabei:

$$E_i = \begin{bmatrix} e_{11} & e_{12} & e_{13} \\ e_{21} & e_{22} & e_{23} \\ e_{31} & e_{32} & e_{33} \end{bmatrix}_i \quad (4.1)$$

Für die Separation der tangential zur Gewölbeachse gerichteten Spannungen in der Überschüttung, welche die Folge einer Dehnungs- und Krümmungsänderung der Systemachse sind, sollte das Gewölbe, wie oben beschrieben, während der Lastaufbringung temporär unterstützt werden. Da der Elastizitätsmodul des Erdstoffs spannungsabhängig ist, stellt sich jedoch die Frage, inwieweit das Messergebnis verfälscht wird, da in einer realen Belastungssituation der Anstieg des Steifemoduls zeitgleich mit der Dehnungs- und Krümmungsänderung einhergeht. Für die messtechnische Erfassung dieses Effekts wurde aus diesem Grund das Gewölbe einem zweiten Lastzyklus ohne temporäre Gewölbeunterstützung unterzogen. Abbildung 26 zeigt einen schematischen Ausschnitt des planmäßigen Belastungsregimes der beiden Lastzyklen.

Aus der Abbildung geht hervor, dass als erstes der sich aufbauende Erddruck E_{1a} gemessen wurde, bei dem das Gewölbe von unten so lange unterstützt wurde, bis die Versuchslast vollständig aufgebracht worden war. 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, bei der auf eine Beteiligung der Überschüttung am Lastabtrag geschlossen werden kann. Allerdings stimmt das Ergebnis noch nicht mit der Realität überein, da der Elastizitätsmodul des Bodens spannungsabhängig ist 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 26). 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. Letztere sind dadurch gekennzeichnet, dass ihnen ein adäquat zur Lastaufbringung veränderlicher Elastizitätsmodul des Bodens zugrunde 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. Unter Verwendung von

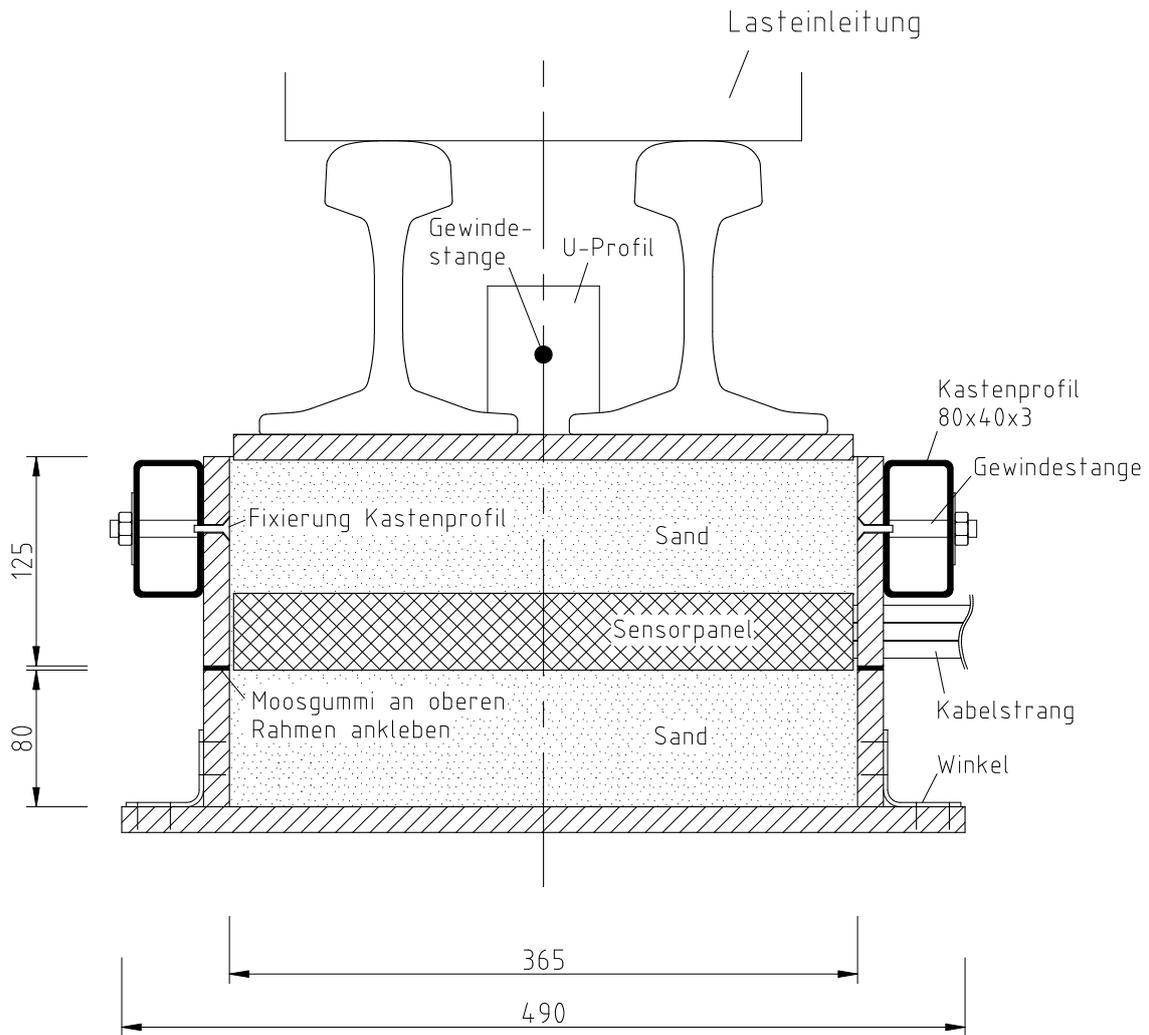


Abbildung 25: Querschnitt durch die Kalibriervorrichtung des Erddruckmesspanels (Maße in mm)

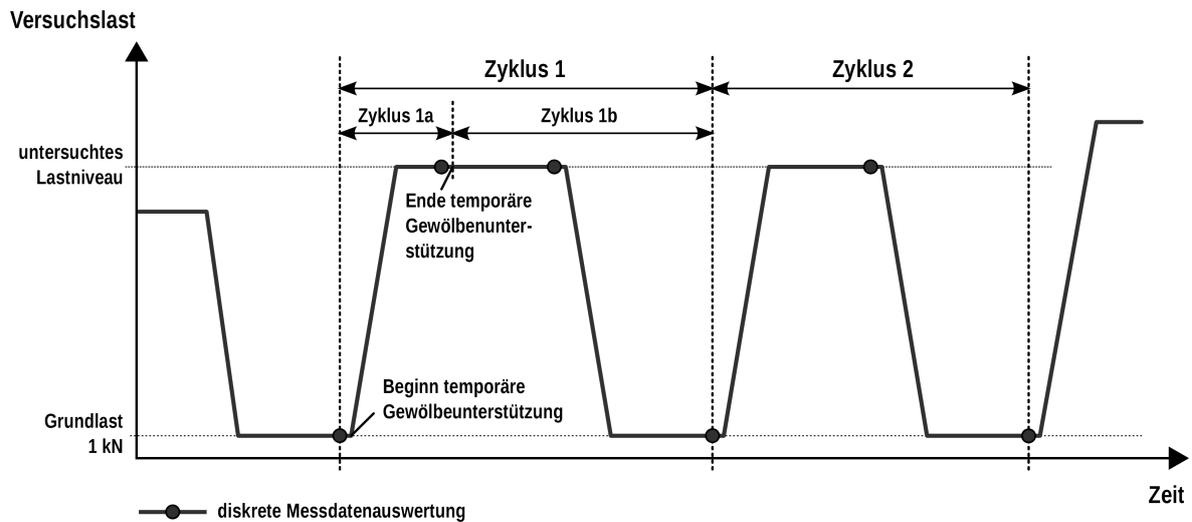


Abbildung 26: Schematische Darstellung des Belastungsregimes einer Laststufe

Gleichung 4.1 ist die gesuchte Erddruckverteilung demnach

$$E_{gesucht} = E_2 - E_{1a} . \quad (4.2)$$

In Abbildung 27 ist die für den Belastungszyklus 1 notwendige Unterstützungsstruktur zu erkennen. Die Gewölbeunterstützung wurde durch zwei 3-Punkt-Biegeträger realisiert (vgl. Abbildungen 20 und 21), welche über zwei händisch betriebenen Hydraulikpressen unabhängig voneinander bedient werden konnten.

Auf Abbildung 27 ist ebenso die Konstruktion für die Krümmungsmessung der Gewölbeachse im Scheitelpunkt nach Hellmich [28] zu erkennen. Nachfolgend werden die Berechnungsansätze aus [28] leicht modifiziert, sodass aus den gewonnenen Messdaten unter der Annahme des Ebenbleibens des Mauerwerksquerschnitts direkt die Längenänderungen am Extrados und Intrados bestimmt werden können. Die geometrischen Beziehungen sollen an dem Bogenausschnitt in Abbildung 28, der durch eine exzentrische Bogennormalkraft gedehnt und verkrümmt wird, hergeleitet werden. Dabei wird unterstellt, dass die Exzentrizität sich immer in Richtung Extrados erstreckt. Vereinfachend ist die Achse des Bogens gerade dargestellt. Die Querschnittsverzerrungen an den beiden Enden des Bogenausschnitts sind summarisch auf der rechten Seite des Bogenausschnitts aufgetragen. Nach Abbildung 28 berechnet sich die Krümmung der Bogenachse $\tan \Theta$ aus der Differenz der gemessenen Längenänderungen mit

$$\tan \Theta = \frac{\Delta l_u - \Delta l_o}{b_u} . \quad (4.3)$$

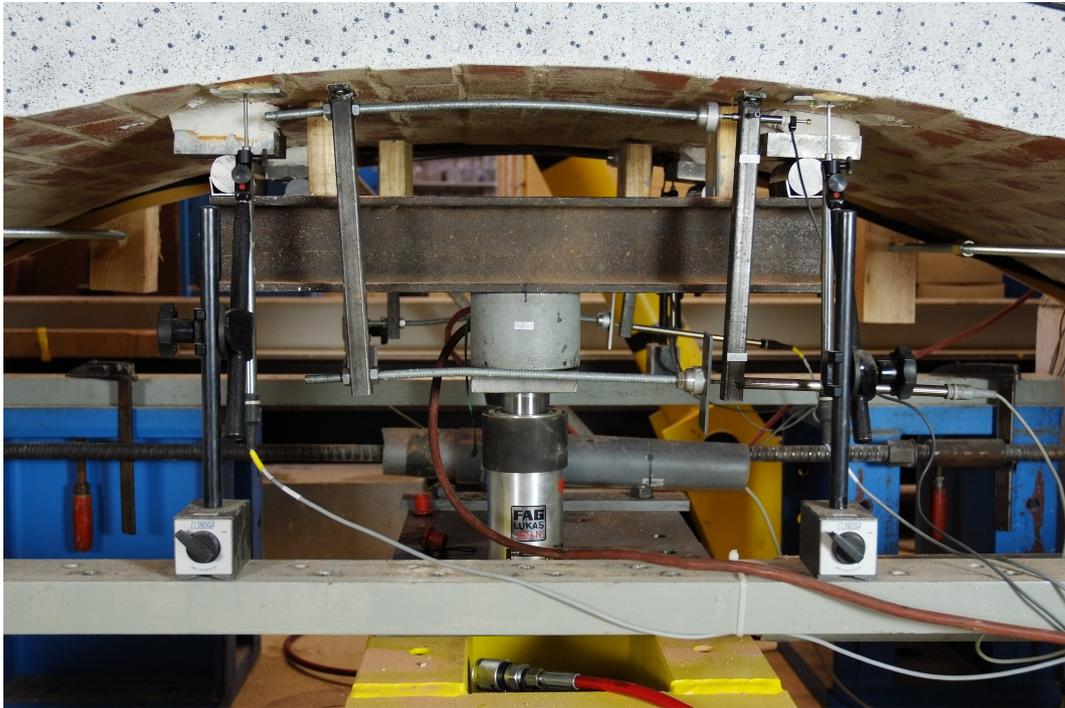


Abbildung 27: Temporäre Gewölbeunterstützung und Konstruktion zur Krümmungsmessung

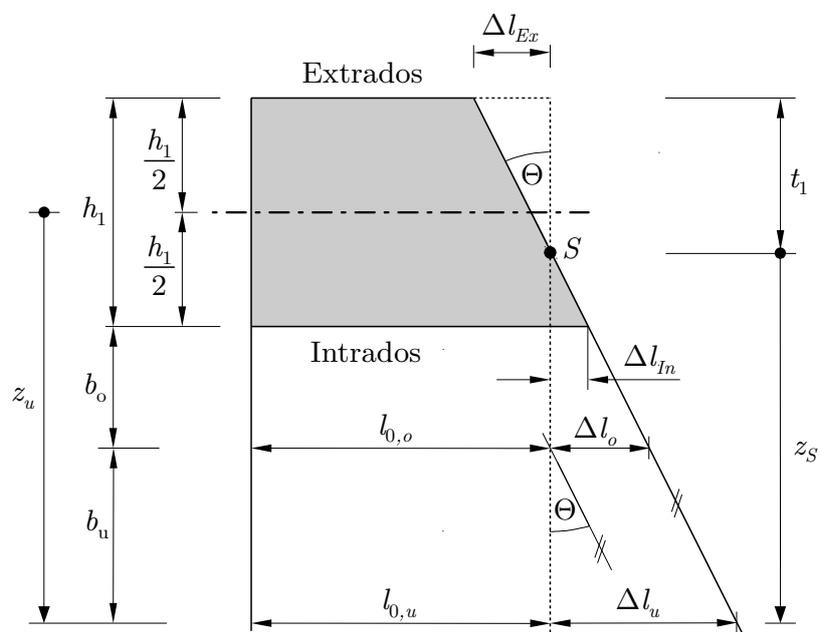


Abbildung 28: Geometrische Beziehungen am verkrümmten und gedehnten Bogenausschnitt für die Krümmungsmessung

Der Abstand der untersten Messeinrichtung von der Schwerelinie des Bogens aus gesehen ist

$$z_u = \frac{h_1}{2} + b_o + b_u . \quad (4.4)$$

Die neue Krümmungsebene zum Beobachtungszeitpunkt bildet mit der alten Krümmungsebene zu Beginn der Messung einen Schnittpunkt S . Der Abstand dieses Schnittpunktes zur untersten Messeinrichtung ist

$$z_S = \frac{\Delta l_u}{\tan \Theta} . \quad (4.5)$$

Mit Hilfe dieses Abstandes lassen sich sowohl die Längenänderungen am Extradados

$$\Delta l_{Ex} = -\tan \Theta \left(z_u - z_S + \frac{h_1}{2} \right) \quad (4.6)$$

als auch die Längenänderungen am Intrados

$$\Delta l_{In} = -\tan \Theta \left(z_u - z_S - \frac{h_1}{2} \right) \quad (4.7)$$

berechnen. Die Lage der Nulllinie wird durch die Druckzonenhöhe t_1 bestimmt. In dem Fall, dass keine klaffende Fuge am Intrados auftritt, ist der Querschnitt vollständig überdrückt und der Schnittpunkt S der beiden Krümmungsebenen liegt unterhalb des Intrados. Deswegen muss gelten

$$t_1 = z_u - z_S + \frac{h_1}{2} \leq h_1 . \quad (4.8)$$

Die auf diese Weise bestimmte Nulllinienlage gilt näherungsweise nur bei sehr großen Versuchslasten, bei denen die Bogennormalkraft infolge der ständigen Belastung, bzw. der Belastung vor Beginn der Messung, im Vergleich zur Bogennormalkraft infolge der aufgebrachten Versuchslast vernachlässigbar klein ist.

Aus den gemessenen Längenänderungen an den beiden Randfasern des Bogens können an diesen Stellen die Dehnungen abgeleitet werden. Als Ausgangslänge dienen die jeweiligen Bogenlängen, die sich aus der Verlängerung der am Intrados angeflanschten Kragarme ergeben. Bei bekanntem Elastizitätsmodul des Mauerwerks und unter der Annahme einer linearen Spannungs-Dehnungsbeziehung auf Druck kann so auch auf die Spannungsverteilung im Querschnitt infolge der Versuchslast geschlossen werden. Ebenso wie bei der Bestimmung der Nulllinienlage sind die abgeleiteten Dehnungsänderungen umso genauer, je höher die Versuchslast im Vergleich zu den ständigen Lasten ist.

4.2 Ergänzende versuchstechnische Untersuchungen

4.2.1 Elastizitätsmodul des Gewölbemauerwerks

In einem Verbundquerschnitt ist für die berechnete Spannungsverteilung, neben den Verbundbedingungen, insbesondere das Verhältnis der Elastizitätsmoduln $\alpha = E_1/E_2$ von besonderer Bedeutung. Sehr deutlich wird dies bei Gleichungen 3.19 und 3.21. Damit stellt der Elastizitätsmodul des Mauerwerks E_1 einen sensitiven Eingangsparameter für die angesetzten Berechnungsmodelle dar, weshalb das in den Gewölbeversuchen eingesetzte Mauerwerk einer gesonderten Untersuchung bedurfte.

Die normative Grundlage für die experimentelle Bestimmung des Elastizitätsmoduls von Mauerwerk ist die DIN EN 1052-1 [67]. Die bei den Bogenversuchen verwendeten Kanalklinker besaßen eine Abmessung von $L \times B \times H = 240 \times 115 \times 71$ mm (Normalformat). Entsprechend waren Probekörper mit den Abmessungen $L \times B \times H = 490 \times 115 \times 417$ mm mit einer Lagerfugenstärke von 12 mm herzustellen (vgl. Abbildungen 29 und 30). 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 [67] jedoch die Messpunkte in der zweiten und vierten Steinreihe auf beiden Seiten der Probe maßgebend. Hierzu ist an diesen vier Messstellen der Mittelwert der Dehnungen bei einem Drittel der Höchstbeanspruchung anzusetzen.

Die Mauerwerksproben wurden zyklisch belastet. Die Belastung erfolgte weggesteuert, wobei auf eine mittlere Be- und Entlastungsgeschwindigkeit von ca. $0,7 \text{ N}/(\text{mm}^2 \cdot \text{min})$ 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. $0,1 \text{ N}/\text{mm}^2$ beibehalten. Die Grund- und Ziellasten wurden zwischen ein und zwei Minuten beibehalten.

In Abbildung 31 ist exemplarisch die Spannungs-Dehnungskurve einer Mauerwerksprobe dargestellt. Die Kurven aller ausgewerteten Proben enthält Anhang B. 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 31 stellen sich diese Störungen in Form von horizontalen Messwertausschlägen im oberen Spannungsbereich 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 $11,5 \text{ N}/\text{mm}^2$ spröde in Form eines vertikalen Längsrissses entlang der schmalen Probenseite



Abbildung 29: Versuchsaufbau zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls des Mauerwerks (Maße in mm)

(vgl. Abbildung 30 rechts). Ab einer Spannung von ca. 6 N/mm^2 konnten in einzelnen Steinen erste Vertikalrisse an den Probenlängsseiten beobachtet werden (Abbildung 30 links).

Bei allen untersuchten Proben ist ein charakteristischer Kurvenverlauf mit zwei unterschiedlichen Anstiegen kennzeichnend (vgl. Abbildung 31). 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. Dabei schneidet die lineare Trendlinie die Ordinate etwa in einem Bereich zwischen $0,5$ bis $0,8 \text{ N/mm}^2$. Die Anstiege $\Delta\sigma/\Delta\epsilon$ dieser Trendlinie streuen zwischen 670 und 880 N/mm^2 . Im arithmetischen Mittel beträgt dieser Anstieg 760 N/mm^2 . 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 vermutlich aus irreversiblen, zeitabhängigen Verformungen während der Lasthaltephasen herrührt.

Als maßgebender, mittlerer Elastizitätsmodul in den Vergleichsrechnungen wird der Anstieg des Wiederbelastungspfades bei etwa $3,5 \text{ N/mm}^2$ herangezogen, was etwa einem Drittel der Bruchlast entspricht. Der Wiederbelastungspfad wird auch aus dem Grunde heraus ge-



Abbildung 30: Bruchbild einer zentrisch belasteten Mauerwerksprobe im Rahmen der Bestimmung des Elastizitätsmoduls

wählt, da bei den Bogenversuchen ebenfalls mehrere Lastzyklen durchfahren wurden (vgl. Abbildung 26) 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/mm^2 und betrug im arithmetischen Mittel 6150 N/mm^2 .

Unter Berücksichtigung der in Abbildung 31 ersichtlichen abnehmenden Steifigkeit im unteren Spannungsbereich ergibt sich ein wesentlich geringerer Sekantenmodul. Dieser Sekantenmodul tritt in jedem Belastungsniveau in einer vergleichbaren Größenordnung auf. In den Gewölbeversuchen waren die Spannungen infolge der ständigen Lasten sehr klein, wohingegen die Spannungen, die sich aus der aufgebrachten Versuchslast ergaben, wesentlich größer waren. Demnach erscheint es realitätsnäher, den in Abbildung 32 definierten Sekantenmodul zu verwenden. Dieser Sekantenmodul streut bei allen durchgeführten Versuchen und unter allen Lastzyklen zwischen 2800 und 3250 N/mm^2 und beträgt im arithmetischen Mittel 3000 N/mm^2 .

4.2.2 Reibung an der Abschalung der Gewölbeüberschüttung

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 nicht nur ausgesprochen gute Gleiteigenschaften besitzt, sondern auch kunststoffverträglich ist. Dennoch kann an der Wandung zwischen Hinterfüllmaterial und Schalung Reibung nicht vollständig ausgeschlossen werden, da auch die Gesteinskörner 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

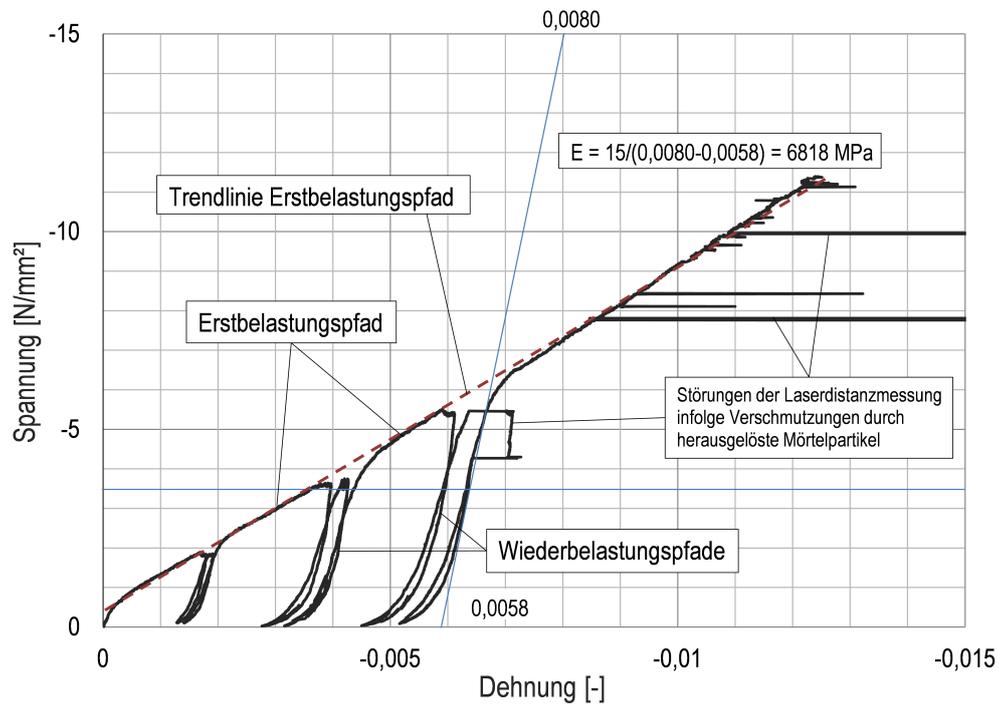


Abbildung 31: Spannungs-Dehnungskurve einer Mauerwerksprobe mit Bestimmung des Elastizitätsmoduls

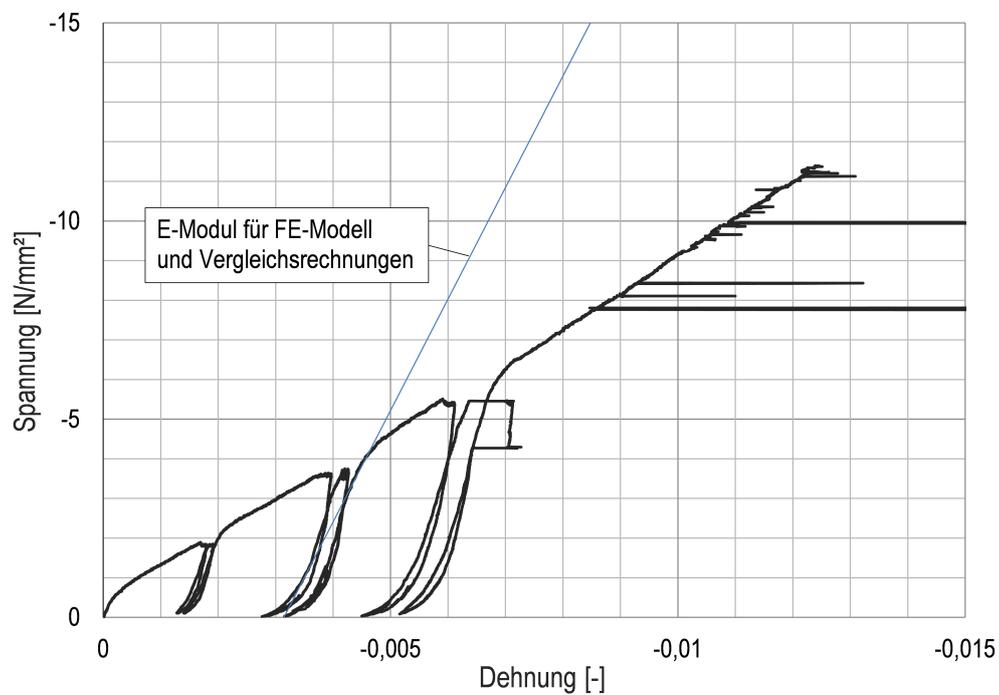


Abbildung 32: Elastizitätsmodul für FE-Modell und Vergleichsrechnungen

in die Bogenwiderlager abfließen, wodurch das Versuchsergebnis verfälscht werden würde.

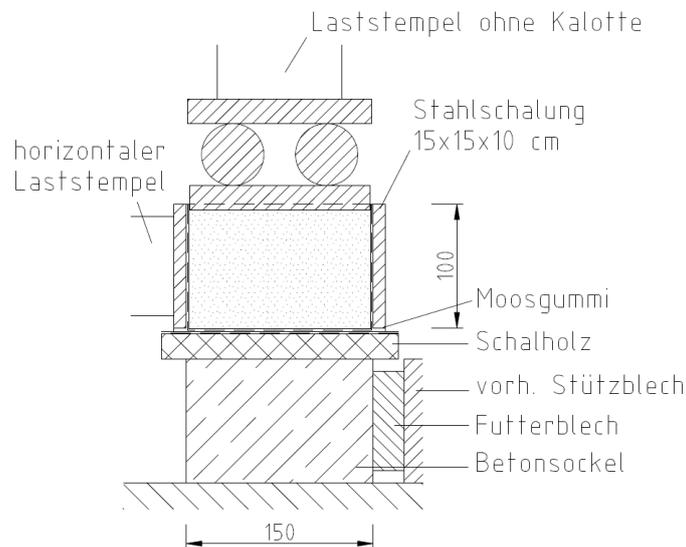


Abbildung 33: Versuchsstand zur Bestimmung des Reibbeiwertes an der Schalung der Bogenüberschüttung (Maße in mm)

In der Literatur konnten keine Anhaltswerte für ansetzbare Reibbeiwerte für die zweilagige PE-Folie mit dazwischenliegender Fettschicht gefunden werden. Aus diesem Grund wurden hierzu eigene Reibversuche mit unterschiedlichen Spannungen senkrecht zur Gleitebene durchgeführt. Abbildung 33 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 Abschabung genutzten Furnier-Sperrholzplatte mit PE-Folie. Die horizontal wirkenden Scherkräfte wurden über einen hydraulischen, horizontal ausgerichteten 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.

Als Vertikallasten wurden 2, 4 und 6 kN gewählt, sodass sich Spannungen von 89, 178 bzw. 267 kN/m² ergaben. Die Stahlschalung wurde für jede Laststufe neu ausgerichtet. Die horizontale Lasteinleitung erfolgte über eine hydraulische Handpumpe. In Anhang C 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.

In den FE-Simulationen sollten auf der sicheren Seite liegend die maximal auftretenden Reibbeiwerte herangezogen werden. In Abbildung 34 sind die maximal ermittelten Reibbeiwerte in Abhängigkeit der Normalspannung senkrecht zur Gleitebene aufgetragen. In dieser Abbildung ist ein linearer Zusammenhang zwischen dem Reibbeiwert und der Normalspannung zu erkennen. Offensichtlich besitzt die Haftreibung bei kleinen Normalspannungen einen

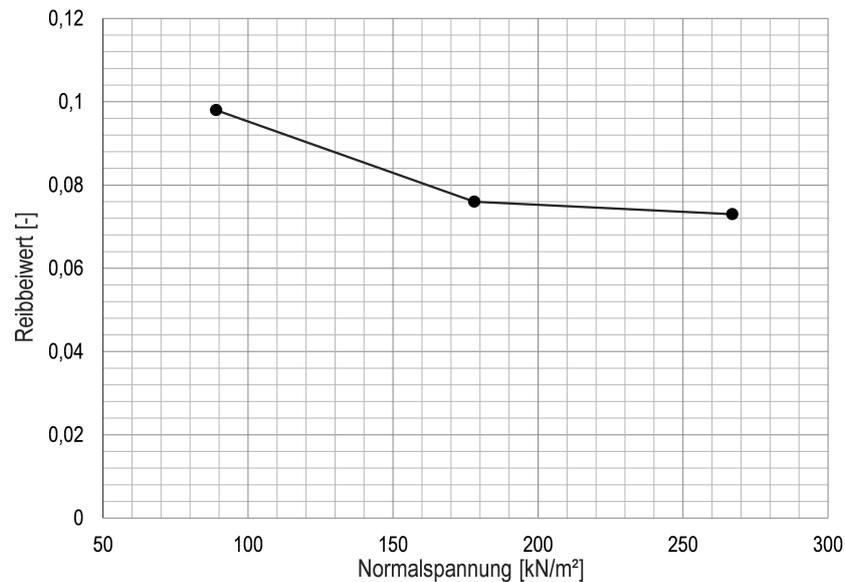


Abbildung 34: Maximale im Versuch aufgetretene Reibbeiwerte an der Schalung der Bogenüberschüttung

größeren Einfluss. Dieses Ergebnis entspricht auch der subjektiven Wahrnehmung beim händischen Verschieben der zwei Folienschichten gegeneinander, 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 Schalhaut rechnerische Normalspannungen von über 100 kN/m^2 nicht auftreten.

4.2.3 Bodenmaterial der Gewölbeüberschüttung

Zur Gewährleistung möglichst reproduzierbarer Versuchsergebnisse wurde die Verwendung eines Hinterfüllmaterials angestrebt, das folgende Eigenschaften besitzt:

- 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 hat. Wegen 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. Deshalb wurde versucht, einen Sand mit einer Ausgleichsfeuchte vorzuhalten, welche sich 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 solch trockenem 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 in Anhang D abgedruckt. Die Bodenart wurde nach DIN 18196 mit mS, gs', fs' bestimmt. Die Probeentnahme erfolgte am 16.02.2017, also einen Tag nach der Durchführung des ersten Bogenversuchs mit Hinterfüllung. Die ermittelten Körnungslinien der drei entnommenen Proben (Probennummern 41400 bis 41402) weisen nahezu deckungsgleiche Sieblinienverläufe 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 Bodenbeprobungen auf die Bestimmung der Sieblinie verzichtet.

Lagerungsdichte

Die Bestimmung der Lagerungsdichte erfolgte an ungestörten Bodenproben, welche entnommen wurden, nachdem die Belastungsversuche an dem ersten Gewölbe mit Überschüttung abgeschlossen waren (Versuch 3). Die Probeentnahmestellen befanden sich unter den Lastplatten bzw. außerhalb der Lastplatten (vgl. Abbildung 35). Die Ergebnisse der Analyse sind in Anhang D abgedruckt. In Tabelle 4 sind die für die Vergleichsrechnungen relevanten Bestimmungsgrößen zusammengefasst. Der Mittelwert der Trockenrohichte aus den drei Proben beträgt $1,75 \text{ g/cm}^3$. Da bei allen weiteren Versuchen die Feuchte des Sands nahezu null betrug, wurde bei diesen Versuchen und für die Vergleichsrechnungen von einer Bodeneigenwichte von $1,75 \text{ g/cm}^3$ ausgegangen.

Tabelle 4: Ergebnisse der Dichtebestimmung nach DIN 18125

Datum Entnahme	Entnahmestelle	Bezeichnung Probe	Feuchtedichte ρ [g/cm^3]	Trockendichte ρ_d [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

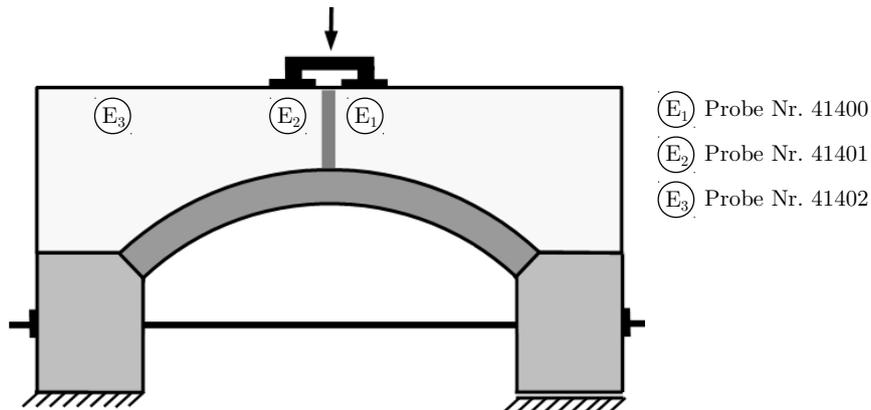


Abbildung 35: Entnahmestellen der Bodenproben

Scherparameter

Die Ermittlung der Scherparameter wurde an gestörten Mischproben der Entnahme vom 16.02.2017 durchgeführt. Dabei wurden die Scherparameter sowohl beim Bruch als auch bei 10 mm Verschiebung bestimmt. Die Untersuchung erfolgte an Proben bei Lagerungsdichten von $D = 0,67$ und $D = 0,92$. Die Ergebnisse der Scherversuche sind in Tabelle 5 enthalten; die Protokolle der Scherversuche sind in Anhang D abgedruckt.

Tabelle 5: Ergebnisse der Scherversuche nach DIN 18137-1

Prüfdatum	Bezeichnung Probe	Lagerungsdichte D	beim Bruch		bei 10 mm Versch.	
			ϕ'	c'	ϕ'	c'
–	41400_2	0,67	37,6°	1,4 kN/m ²	30,5°	1,4 kN/m ²
–	41400V2	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 ⁸	0,92	40,8°	2,3 kN/m ²	29,9°	1,5 kN/m ²

Steifemodul

Das Verhältnis der Elastizitätsmoduln von Gewölbemauerwerk und Überschüttung ist ein entscheidender Eingangsparameter bei allen Berechnungen, die auf der Annahme eines Verbundes zwischen diesen beiden Querschnittsteilen beruhen. Dies gilt nicht nur für die in dieser Arbeit entwickelten analytischen Zusammenhänge (vgl. Gleichungen 3.19 und 3.21), sondern auch für numerische Berechnungen, in denen die Überschüttung widerstandsseitig in Ansatz gebracht wird. Demnach besitzt die richtige Abschätzung sowohl des Elastizitätsmoduls des Mauerwerks als auch jenes der Überschüttung einen entscheidenden Einfluss auf die Güte des Berechnungsergebnisses.

Hinsichtlich der Behinderung der Querdehnung kommt es unterhalb der Lasteinleitung, neben einer vertikalen Kompression des Bodens, auch zu einer horizontalen Kompression infolge

der Verkrümmung der Bogenachse in Gewölbelängsrichtung. In der senkrecht dazu stehenden horizontalen Achse ist die Querdehnung in der Regel durch begrenzende Bauteile, wie z. B. aufgehende Wände etc., behindert. In den Gewölbeversuchen wurde dies durch die Stirnseitenschalung (vgl. Abbildungen 20 und 21) 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, erfolgten die Versuche zur Abschätzung des Steifemoduls bei Lagerungsdichten von $D = 0,67$ und $D = 1,0$. Die jeweiligen Prüfprotokolle sind in Anhang D abgedruckt. In Tabelle 6 sind die normalspannungsabhängigen Steifemodule einander 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 6: 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	15,5	18,2

4.3 Numerische Simulation

Für die rechnerische Berücksichtigung der mittragenden Wirkung der Gewölbeüberschüttung stellt die nichtlineare Finite-Elemente-Simulation derzeit die allumfassendste Modellierungsmethode dar (vgl. Proske in [47]). Sie bietet die Möglichkeit, das Zusammenspiel von realitätsnaher Definierbarkeit von Randbedingungen und die mehr oder weniger realitätsnahe Definierbarkeit von Stoffgesetzen in einem in sich geschlossenen Modell darzustellen.

Die Modellierung mittels Scheiben- oder Volumenelementen eignet sich zudem sehr gut für das Studium nichtlinearer Schubverzerrungen über die Bauteilhöhe, da diese Schubverzerrungen wesentlich realitätsnaher berechnet werden, als es mit einer Stabmodellierung möglich ist. So wird beispielsweise bei der Balkentheorie nach TIMOSCHENKO ein Ebenbleiben des Querschnitts über die Höhe unterstellt, welcher nach der BERNOULLI-Hypothese zudem senkrecht zur verkrümmten Stabachse angenommen wird. Demgegenüber sind bei der Scheiben- und Volumenmodellierung nichtlineare Querschnittsverzerrungen entlang eines beliebigen Pfades darstellbar. Somit bietet sich diese Modellierungsmethode an, Annahme 3 in Abschnitt 3.2.1 bezüglich des Ebenbleibens der Querschnitte bei Biegung mit Normalkraft auf etwaige Gültigkeitsgrenzen hin zu untersuchen.

Durch die Möglichkeit, bei der Finite-Elemente-Modellierung auch nichtlineare Stoffgesetze zu berücksichtigen (Annahme 4), können mit Hilfe eines geeigneten FE-Modells noch weitere Annahmen von Abschnitt 3.2.1 untersucht und mit Versuchsergebnissen verifiziert werden. Hierzu zählen im Besonderen:

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

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

Der größte Vorteil, den die Finite-Elemente-Modellierung gegenüber allen anderen bekannten analytischen Ansätzen, also gegenüber der Stabwerksmodellierung und dem Stützlinienverfahren, bietet, besteht darin, dass notwendige Iterationsschritte, die sich aus dem nichtlinearen Tragwerksverhalten begründen, automatisiert vollzogen werden. Eine entsprechende nichtlineare FE-Modellierung stellt demnach einen in sich geschlossenen, plastizitätstheoretischen Berechnungsansatz dar.

Durch die vielfältigen Möglichkeiten einer nichtlinearen FE-Modellierung steigt allerdings auch der Eingabeaufwand, der insbesondere bei der dreidimensionalen Modellierung signifikant ist. Die materialbedingten Nichtlinearitäten führen zudem oft zu Problemen im Konvergenzverhalten. Für die rechnerische Berücksichtigung der mittragenden Wirkung von Gewölbeüberschüttungen dürfte daher aus wirtschaftlichen Erwägungen die nichtlineare FE-Modellierung auch in fernerer Zukunft lediglich der wissenschaftlichen Arbeit vorbehalten bleiben – eine praxisgerechte Anwendung scheint nicht in Sicht. Daher wird im Rahmen dieser Arbeit die Finite-Elemente-Modellierung als Zwischenschritt gesehen. Zum einen sollen mit ihrer Hilfe die Messergebnisse der durchgeführten Gewölbeversuche nachvollzogen und zum anderen die in Abschnitt 3.2.1 aufgeführten Modellannahmen näher beleuchtet und auf ihre Gültigkeit hin untersucht werden.

Vorüberlegungen zur Modellierungsmethode

Bei komplexen Gewölbestrukturen ist unter Umständen der Modellierungsaufwand mit kontinuumsmechanischen Ansätzen geringer als jener mit einer diskreten Modellierung, bei der Kontaktbedingungen zur Beschreibung des Materialverhaltens herangezogen werden. Für den kontinuumsmechanischen Ansatz sind allerdings Materialgesetze erforderlich, welche die Rissbildung in irgendeiner Form berücksichtigen. Meist erfolgt dies in Form plastischer Dehnungen – sei es in großflächigen plastischen Zonen wie bei Schlegel ([56], [55]) oder durch das Aufreißen einzelner Elemente wie bei der Anwendung des Rotating-Crack-Models bei Franck ([19], [20], [9]). 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 [8]. Das Konvergenzverhalten ist von der angesetzten Zugfestigkeit, der Bruchenergie und der Elementierung abhängig. Zu große Zugfestigkeiten in Verbindung mit einer vergleichsweise

geringen Bruchenergie führen zum sogenannten Snap-Back-Effekt, dem wiederum nur mit einer ausreichend 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.

Demgegenüber werden durch eine diskrete Modellierung des Mauerwerks die zuvor beschriebenen Probleme des kontinuumsmechanischen Ansatzes umgangen. Die Zugfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge kann null angenommen werden, wodurch zum einen der Berechnungsaufwand sinkt und sich zum anderen das Konvergenzverhalten verbessert. 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.

In Abhängigkeit des in Kauf genommenen Modellierungsaufwandes müssen in der nicht-linearen FE-Modellierung gewisse Modellvereinfachungen getroffen werden. Die nachfolgende Aufzählung von Fragestellungen soll eine Zusammenfassung von notwendigen Entscheidungen für die Modellierungsaufgabe sein. Diese Entscheidungen sind die Voraussetzung für ein hinreichend realitätsnahes FE-Modell, mit dem die komplexen Wirkmechanismen einer Gewölbeüberschüttung rechnerisch genauer untersucht werden können.

- Wahl des Modellierungsansatzes – diskret oder kontinuumsmechanisch
- Berücksichtigung etwaiger Zugfestigkeiten
- Gültigkeit der in Ansatz gebrachten Stoffgesetze
- Kontaktbedingungen zwischen den Bauteilen, insbesondere zwischen Mauerwerk und Überschüttung
- Annahmen bezüglich der Randbedingungen
- Wahl eines geeigneten Finite-Elemente-Typs
- Qualität des Finite-Elemente-Netzes

Für das in dieser Arbeit angestrebte Untersuchungsziel spielt die Lastausbreitung in Bogenquerrichtung eine untergeordnete Rolle, da in den Versuchen von vornherein die Belastung über die gesamte Bogenbreite aufgebracht wurde. Zudem sind 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 eine begrenzte Schubtragfähigkeit des Bodens

berücksichtigt. In dem verwendeten Programmpaket ANSYS steht hierfür das Drucker-Prager-Materialmodell zur Verfügung, welches sich nur auf Volumenelemente anwenden lässt. Aus diesem Grund wurde unter Ausnutzung der Symmetrie in Gewölbelängsrichtung ein Volumenmodell des Gewölbeversuchsstandes entwickelt (vgl. Abbildung 36).

Beschreibung des numerischen Modells

Das FE-Modell (siehe Abbildung 36) bestand aus dem Gewölbemauerwerk, der Überschüttung, einem verschieblichen Widerlager, dessen Nachgiebigkeit über einen Fachwerksstab als Federelement regulierbar war, und einem Festlager, welches bis zur Oberkante des Hinterfüllmaterials reichte. Für den realitätsnahen Ansatz der weiteren Randbedingungen im Bereich der Hinterfüllung wurden auf der Oberseite zwei Lasteinleitungsplatten aus Stahl mit 1 cm Dicke modelliert, auf denen die Versuchslast und die Vorbelastung durch die Ziegelsteine aufgebracht werden konnten. Zudem wurde an der Stirnseite in Gewölbelängsrichtung⁹ und im Bereich des Festlagers in Gewölbequerrichtung eine unverschiebliche Abschalung 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 $\mu = 0,1$ gemäß Abschnitt 4.2.3 zugeordnet wurde.

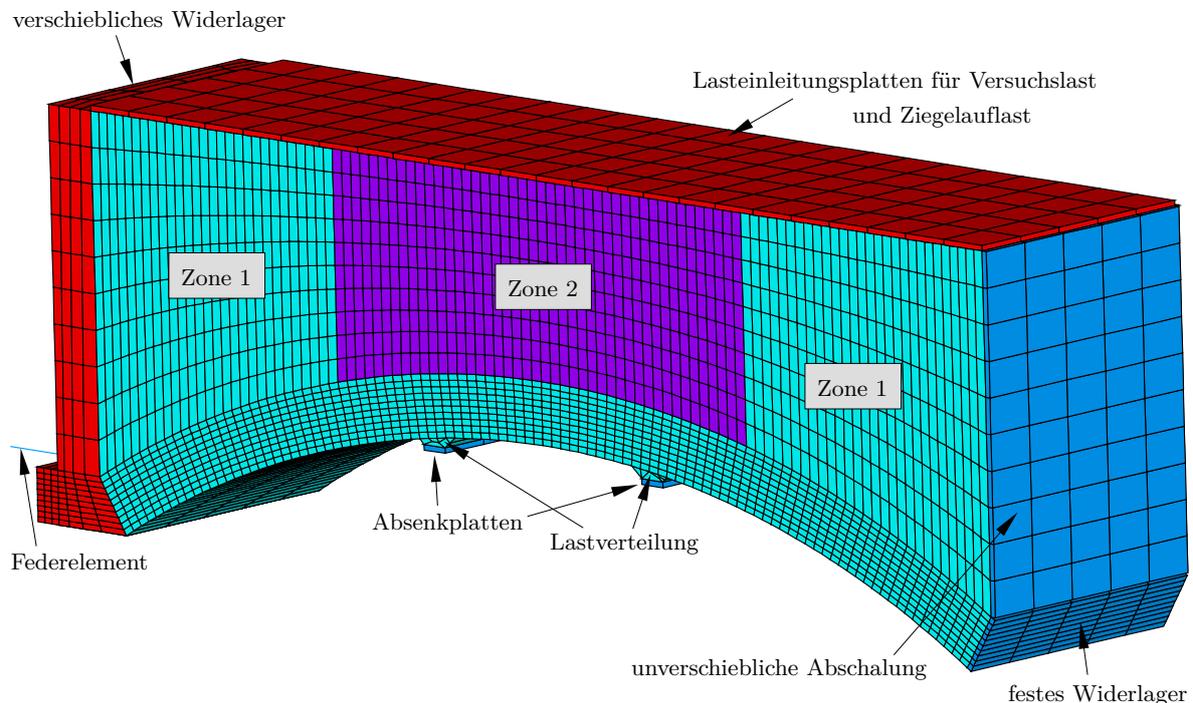


Abbildung 36: Finite-Elemente-Modell des Gewölbeversuchsstandes mit Sicht auf die Symmetrieebene

⁹in Abbildung 36 verdeckt

Die Überschüttung wurde in Gewölbelängsrichtung in drei Bereiche aufgeteilt. Dies ermöglichte die Anwendung unterschiedlicher Materialgesetze für den durch die Versuchslast belasteten Bereich (Zone 2) sowie für die unbelasteten Bereiche (Zone 1). Die Einteilung in diese Bereiche war erforderlich, da sich in ANSYS die Verfestigung des Bodens bei Druckbelastung (vgl. Tabelle 6) nicht in Verbindung mit dem Drucker-Prager-Materialgesetz berücksichtigen ließ.

Bedingt durch die Querdehnung 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 Gewölbelängsachse in der Hinterfüllung zusätzliche Spannungen in horizontaler Richtung aufbauen, sind analog zu den Gewölbeversuchen nur die Differenzen dieser horizontalen Bodenspannungen von Interesse. Demzufolge musste die temporäre Unterstützung am Intrados (vgl. Abbildung 27) im FE-Modell ebenfalls enthalten sein. Diese 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. Somit konnte ein schrittweises und vollständiges Absenken der Gewölbeunterstützung für den Zyklus 1b ermöglicht werden (vgl. Abbildung 26).

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 Extradados wurden zwischen dem Gewölbemauerwerk und der Überschüttung Kontaktelemente angeordnet, denen allerdings zunächst ein idealer Verbund zugeordnet wurde. Für die Kontakte zwischen den einzelnen Blöcken im Gewölbemauerwerk wurde ein Reibbeiwert von $\mu = 1,0$ gewählt. Im Rahmen der Gewölbeversuche konnte kein Schubversagen senkrecht zur Gewölbeachse beobachtet werden, was auch nach [31] in den wenigsten Fällen auftritt. Zudem war dieses Versagen ebenfalls nicht untersuchungsrelevant. Der angesetzte Beiwert führte auch in den Simulationsrechnungen nicht zu einem entsprechenden Schubversagen zwischen den einzelnen Blöcken.

In Tabelle 7 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 aus Abschnitt 4.2.3. Für die Überschüttung kam das Drucker-Prager-Materialmodell zum Einsatz. Für alle anderen Bestandteile des Modells wurde ein isotroper, linear-elastischer Ansatz gewählt.

Die Modellierung der Nachgiebigkeit des verschieblichen Widerlagers erfolgte über eine Feder mittels einem Stabelement 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 die Widerlager gewählt.

In der Gewölbelängsachse, welche in der seitlichen Ansichtsfläche von Abbildung 36 liegt, wurde für alle Bauteile eine horizontale Halterung im Sinne einer Symmetriebedingung an-

Tabelle 7: Materialparameter des FE-Gewölbemodells (Ausgangsparameter)

Bauteil	E-Modul [N/mm ²]	Quer- dehn- zahl	Wichte [kN/m ³]	Kohä- sion [kN/m ²]	innerer Reibungs- winkel [°]	Dilatanz- winkel [°]
Mauerwerk	3.000	0,3	21,0	-	-	-
Boden unbelastet	6,0	0,3	17,5	1,9	37,5	5
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	-	-	-

gesetzt. 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 Intrados und Aufbringung der ständigen Lasten
2. Verbleib der vertikalen Unterstützung am Intrados und Aufbringung der Versuchslast
3. Auslesen der horizontalen Bodenspannungen im Scheitelbereich (Zyklus 1a)
4. Schrittweises Absenken der Unterstützungsplatten am Intrados
5. Auslesen der horizontalen Bodenspannungen im Scheitelbereich (Zyklus 1b), Auslesen 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 Intrados berechnet. Für einen Vergleich der berechneten Verschiebungsgrößen mit den versuchstechnisch erfassten Größen müssen die Verschiebungen der ständigen Lasten abgezogen werden, da diese in den Versuchen nicht mit erfasst wurden.

Simulationsergebnisse

Nachfolgend werden exemplarisch die Ergebnisse der FE-Berechnung am Beispiel einer Versuchslast von 64 kN gezeigt. 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 in der Überschüttung zwar plastische Dehnungen zu verzeichnen (vgl. Abbildung 39), 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 42) als auch die horizontalen Spannungen in der Überschüttung (Abbildung 41 rechts).

Abbildungen 37 und 38 zeigen die überhöht dargestellten Verformungsfiguren für die Rechenläufe der Zyklen 1a bzw. 1b (vgl. hierzu Abbildung 26). Die in den Farbskalen aufgeführten Verschiebungsgrößen sind in Millimetern 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 Schalldhaut der Hinterfüllung scheint nur einen geringen Einfluss zu besitzen, was sich auch bei hier nicht abgedruckten Vergleichsrechnungen zeigte.

Tabelle 8: Berechnete Verschiebungsgrößen im Bereich der Messstellen bei einer Versuchslast von 64 kN

	Vertikalversch. im Bereich der Unterstüzung am Intrados (Messstellen V_1 bzw. V_2)	Horizontalverschiebung des verschieblichen Widerlagers (Messstelle H)
Zyklus 1b inkl. ständ. Last	2,633 mm	1,324 mm
Ständige Last allein	0,584 mm	0,331 mm
Zyklus 1b ohne ständ. Last	2,049 mm	0,993 mm

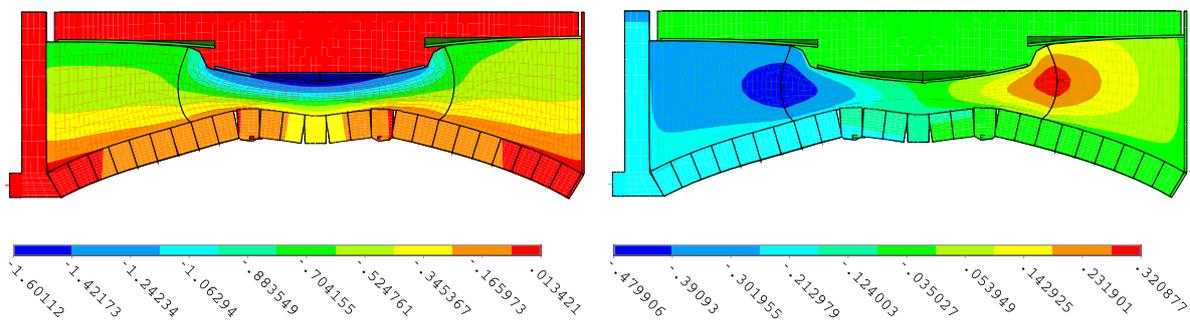


Abbildung 37: Berechnete Verschiebungen [mm] in Zyklus 1a bei einer Versuchslast von 64 kN (überhöhte Darstellung); Vertikalverschiebungen (links); Horizontalverschiebungen (rechts)

Für die Vergleichbarkeit der Berechnung mit den Versuchsergebnissen sind die Vertikalverschiebungen des Bogens und die Horizontalverschiebung des verschieblichen Widerlagers an den Messstellen V_1 und V_2 bzw. H (vgl. Abbildung 20) von besonderem Interesse. Die aus der FE-Berechnung entnommenen Verschiebungsgrößen sind in Tabelle 8 enthalten. Die für die Untersuchungen wichtigsten Ergebnisse der Simulationsrechnungen sind die ermittelten Horizontalspannungen im Scheitel. Da die Summe aller Horizontalkräfte in einem geschnittenen statischen System null ergeben muss, geben diese Spannungsverläufe einen ersten Eindruck über die mittragende Wirkung der Überschüttung. Diese Spannungsverläufe sind gesondert in Abbildung 41 für die Spannungen in der Überschüttung und in Abbildung 42 für das Mauer-

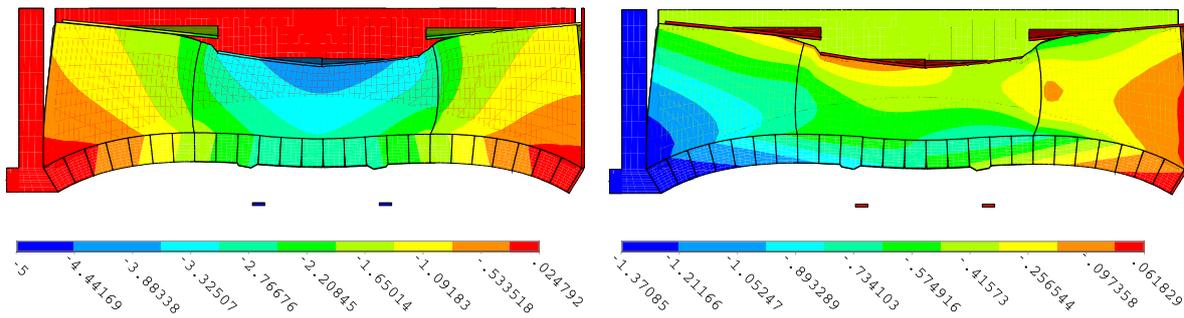


Abbildung 38: Berechnete Verschiebungen [mm] in Zyklus 1b bei einer Versuchslast von 64 kN (überhöhte Darstellung); Vertikalverschiebungen (links); Horizontalverschiebungen (rechts)

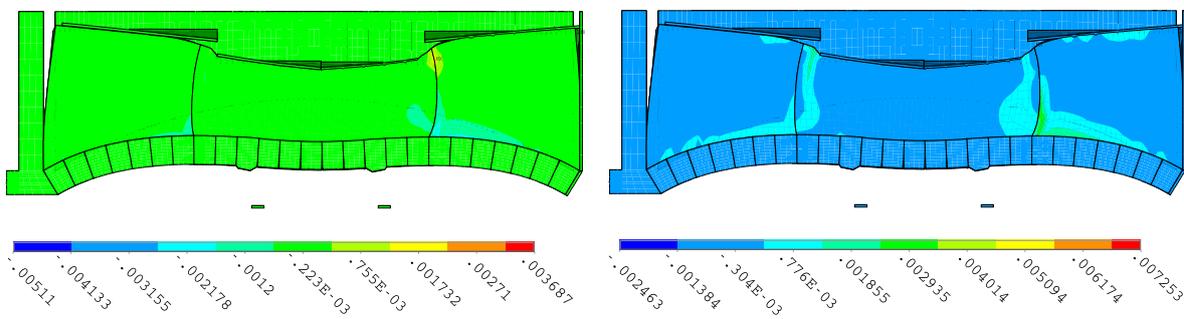


Abbildung 39: Plastische Dehnungen in Zyklus 1b bei einer Versuchslast von 64 kN (überhöhte Darstellung der Verschiebungen); vertikal gerichtete Dehnungen (links), horizontal gerichtete Dehnungen (rechts)

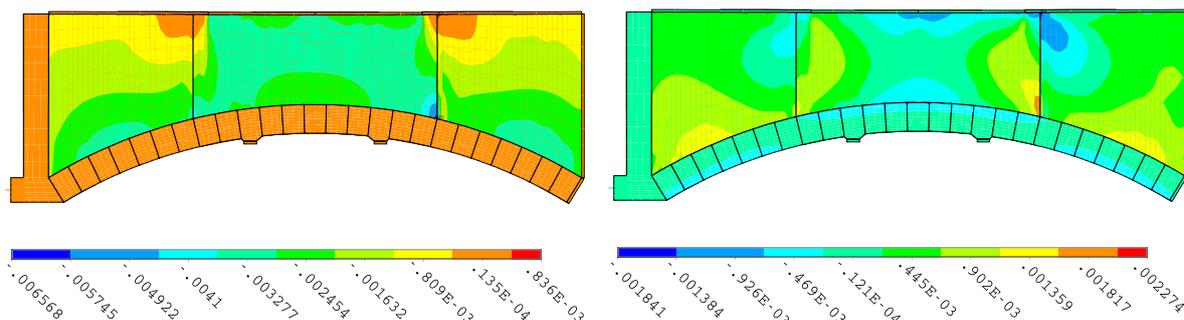


Abbildung 40: Elastische Dehnungen in Zyklus 1b bei einer Versuchslast von 64 kN (nicht skalierte Darstellung der Verschiebungen); vertikal gerichtete Dehnungen (links); horizontal gerichtete Dehnungen (rechts)

werk dargestellt.

Über die Höhe der Überschüttung ist ein charakteristischer, bogenförmiger Verlauf der horizontalen Spannungen infolge der Versuchslast zu verzeichnen (Zyklus 1a in Abbildung 41 links), der auch für andere Versuchslasten kennzeichnend ist. Nach Wegnahme der Gewölbe-

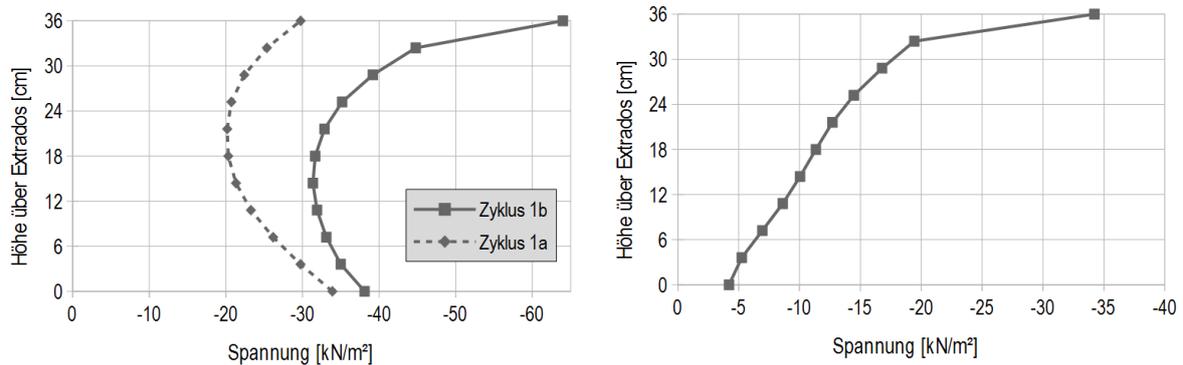


Abbildung 41: Berechnete Horizontalspannungen im Erdstoff (Scheitel) bei einer Versuchslast von 64 kN; getrennt nach den Zyklen 1a und 1b (links); Differenz zwischen Zyklus 1b und Zyklus 1a (rechts)

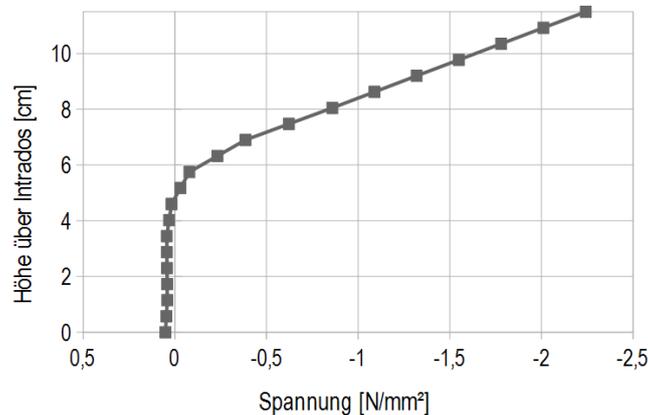


Abbildung 42: Berechnete Horizontalspannungen im Mauerwerk (Scheitel) in Zyklus 1b bei einer Versuchslast von 64 kN

unterstützung erhöhen sich die horizontalen Spannungsanteile. Die Differenz der Spannungsverteilungen zwischen Zyklus 1b und Zyklus 1a (Abbildung 41 rechts) besitzt, abgesehen vom letzten Element in Nähe der Geländeoberkante, einen nahezu linearen Verlauf.

4.4 Versuchsergebnisse

Die Darstellung der Versuchsergebnisse soll sich in diesem Kapitel vorwiegend auf Versuch 3 in Abbildung 18 begrenzen, da dieser Versuch dem Tragverhalten eines realen Gewölbes in situ am nächsten kommt und anhand dieses Versuches die wichtigsten Vergleiche zum analytischen Ansatz (Kapitel 3.2.1) gezogen werden können. Die Ergebnisse der anderen Versuche werden bedarfsweise im weiteren Verlauf der Arbeit an den entsprechenden Stellen herangezogen und sind zudem in Anhang E abgedruckt.

Belastungsregime

Bei den Versuchen wurde die Versuchslast stufenweise gesteigert, wobei bei den Versuchen 3 und 4 in jeder Laststufe zwischen Lastzyklus 1 und Lastzyklus 2 gemäß Abbildung 26 zu unterscheiden ist. Insgesamt wurden diese beiden Lastzyklen zweimal wiederholt, sodass pro Laststufe die Versuchslast insgesamt viermal aufgebracht wurde. Abbildung 43 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.

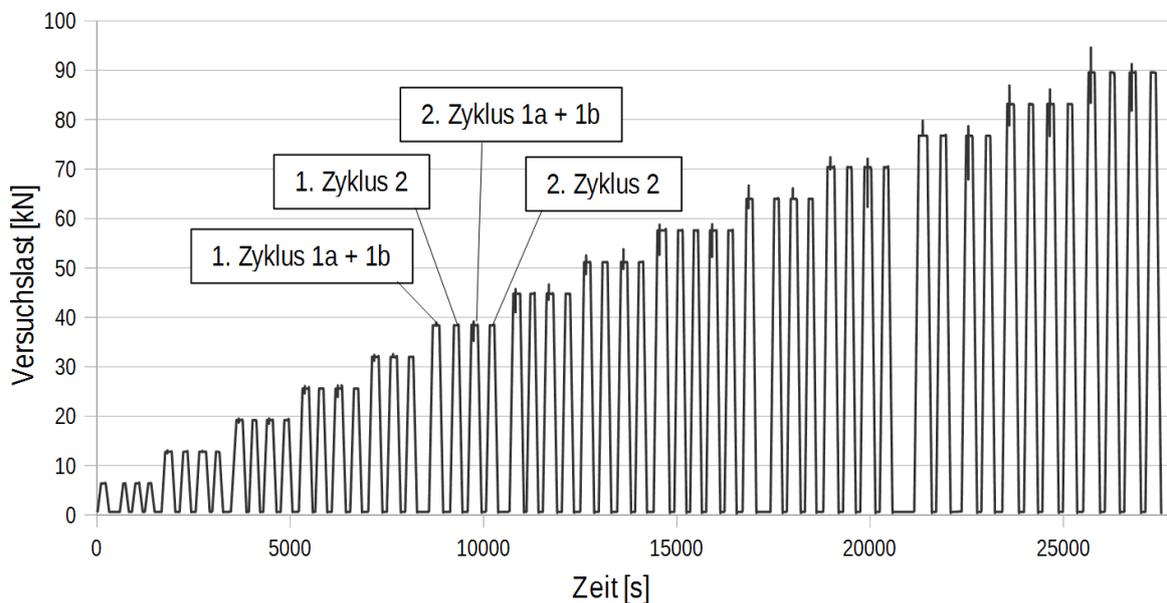


Abbildung 43: Versuch 3 – zeitlicher Verlauf der gemessenen Versuchslast

Verschiebungsgrößen

Die Vertikalverschiebungen des Gewölbes wurden in der Nähe der Gewölbeunterstützungen an den Messstellen V_1 und V_2 gemessen (vgl. Abbildungen 19, 20, 21 und 27). Die Messung der Horizontalverschiebungen des verschieblichen Widerlagers (Messstelle H) erfolgten in der Nähe von dessen Aufstandsfläche an der Widerlagerhinterseite (vgl. Abbildungen 20 und 21). Insgesamt ergaben sich vier Messstellen für die Vertikalverschiebungen und zwei Messstellen für die Horizontalverschiebungen. 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 der untersuchten Lastniveaus in Abbildung 44 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 einstellten. Die gemessenen Verschiebungswerte beinhalten somit nur die Verschiebungen infolge der aufgetragenen Versuchslast und nicht jene der ständigen Lasten.

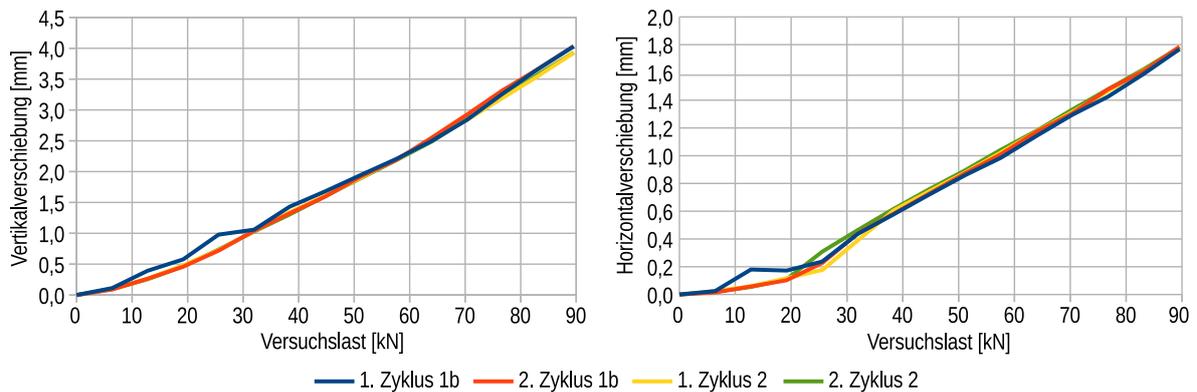


Abbildung 44: Versuch 3 – gemessene Verschiebungen beim Gewölbe mit Hinterfüllung: Vertikalverschiebungen V_1 bzw. V_2 (links); Horizontalverschiebungen des Kämpfers H (rechts)

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.

Der Einfluss der Überschüttung war deutlich an den unterschiedlichen Verschiebungswerten der Versuche 1 bis 4 (vgl. Abbildung 18) zu erkennen. In Abbildung 45 sind die gemittelten Vertikalverschiebungen der vier Versuche gegenübergestellt. Beim Gewölbe ohne Überschüttung (Versuch 1) traten die größten Vertikalverschiebungen infolge der aufgetragenen Versuchslast auf. Bei Versuch 2 erfolgte die Lasteinleitung, analog zu Versuch 1, direkt auf dem Extrados. Durch den günstigen Einfluss der Überschüttungseigenlast traten wesentlich geringere versuchslastabhängige Verschiebungen als in Versuch 1 auf. Eine weitere Verringerung konnte in Versuchen 3 und 4 beobachtet werden, bei denen die Versuchslast auf der Oberkante der Überschüttung aufgebracht wurde. Allerdings waren in Versuch 4 größere versuchslastabhängige Verschiebungswerte zu verzeichnen als in Versuch 3.

Die Gegenüberstellung der Last-Verschiebungskurven der Versuche 3 und 4 zeigt deutlich den Einfluss der Reibungsverhältnisse am Extrados. Während in Versuch 3 durch die raue Oberfläche von einer guten Verzahnung zwischen Überschüttungsmaterial und Mauerwerk ausgegangen werden kann, wurde in Versuch 4 die Reibung durch die zweilagige Folie mit

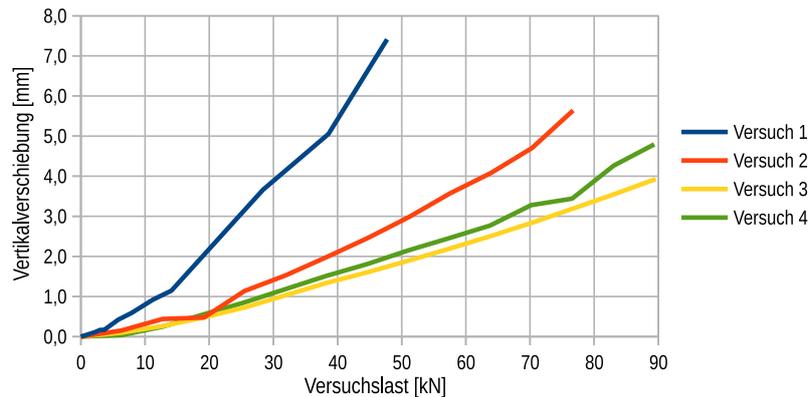


Abbildung 45: Vergleich der gemittelten, versuchslastabhängigen Vertikalverschiebungen aller durchgeführten Gewölbeversuche

dazwischenliegender Fettschicht nahezu aufgehoben¹⁰.

Temporäre Unterstützung

Als Kontrollgröße sind auch die gemessenen Kräfte der Gewölbeunterstützung kurz vor dem Absenken, also am Übergang zwischen Zyklus 1a und Zyklus 1b, von Interesse. Die Summe der beiden Kraftanteile aus F_1 und F_2 (vgl. Abbildung 21) sind in Abhängigkeit zur Versuchslast in Abbildung 46 dargestellt. Die Unterstüzung wurde mittels hydraulischer Handpumpen

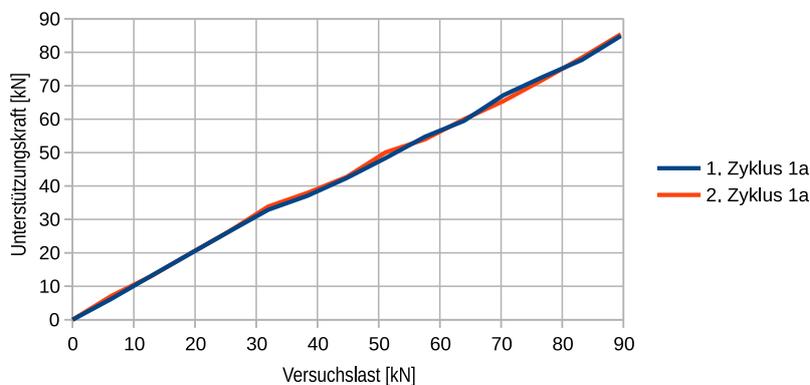


Abbildung 46: Versuch 3 – gemessene Unterstützungskraft am Übergang zwischen Zyklus 1a und Zyklus 1b kurz vor Wegnahme der Unterstüzung

während des gesamten Zyklus 1a konstant gehalten und anhand der in Echtzeit ausgegebenen Verschiebungsgrößen V_1 und V_2 nachkorrigiert. Dabei stellte sich die in Abbildung 46 gezeigte Unterstützungskraft am Ende von Zyklus 1a automatisch ein. Bis zur Laststufe 32 kN scheint die Versuchslast direkt in die Unterstüzungskonstruktion 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 eine Versuchslast von etwa 90 kN

¹⁰vgl. hierzu die versuchstechnische Bestimmung des Reibkoeffizienten in Abschnitt 4.2.2.

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 bzw. über die Abschalung der Gewölbeüberschüttung abgeflossen ist.

Krümmungsmessung

Die Messwerte der Krümmungsmessungen (vgl. Abbildung 27) wurden entsprechend den geometrischen Beziehungen in Abbildung 28 sowie den Gleichungen 4.3 bis 4.8 ausgewertet. Wegen eines Sensorausfalls liegen leider nur Messdaten für eine Gewölbeseite vor. Ein verlässlicher Messbereich konnte auch nur bei einer Versuchslast oberhalb von 13 kN ausgemacht werden.

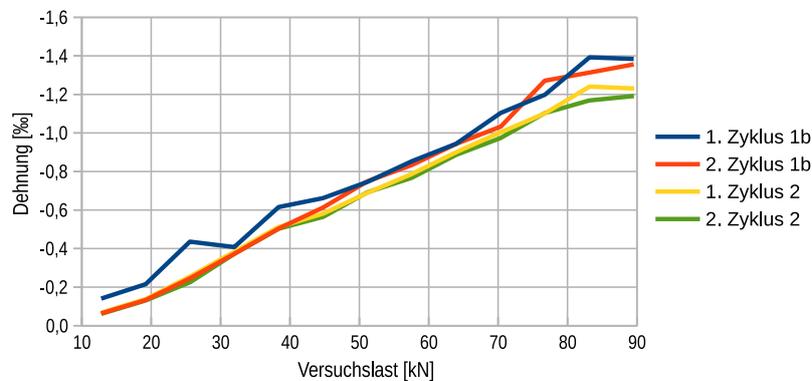


Abbildung 47: Versuch 3 – ermittelte Dehnungen am Extrados des Gewölbes unter der Annahme des Ebenbleibens des Mauerwerksquerschnitts und Vernachlässigung der ständigen Lasten

In Abbildung 47 sind die aus den Messdaten berechneten Dehnungen am Extrados dargestellt. Darin wird ersichtlich, dass sich die Dehnung zwischen 13 kN und 77 kN annähernd proportional zur Versuchslast einstellt, wobei der Dehnungszuwachs oberhalb einer Versuchslast von 77 kN zu stagnieren scheint.

Abbildung 48 zeigt den Verlauf der nach Gleichung 4.8 ermittelten Druckzonenhöhe. Dabei sei nochmals angemerkt, dass das Messverfahren nur annähernd realitätsnahe Werte liefert, bei denen die Versuchslast im Vergleich zu allen Lasten, die vor Beginn der Messung einwirkten, einen großen Einfluss besitzen muss. Die Druckzonenhöhe scheint auf diesen Umstand sehr sensitiv zu reagieren, weshalb auf eine Kurveninterpretation unterhalb einer Versuchslast von 40 kN abgesehen wird. Bei den Versuchslasten zwischen 40 und 80 kN stellt sich hingegen in allen Laststufen eine Druckzonenhöhe von etwa 70 mm ein, was auch jeweils in allen vier Lastzyklen reproduziert werden konnte. Es könnte angenommen werden, dass sich oberhalb der Laststufe 80 kN die Druckzone verkleinert, was allerdings mit einer sich andeutenden Stagnation der Dehnungszunahme in diesem Belastungsbereich (vgl. Abbildung 47) nicht in Einklang gebracht werden kann.

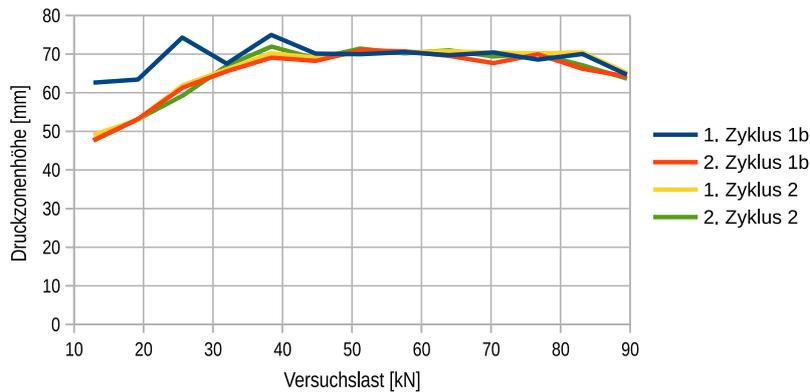


Abbildung 48: Versuch 3 – ermittelte Druckzonenhöhe am Extrados des Gewölbes unter der Annahme des Ebenbleibens des Mauerwerksquerschnitts und Vernachlässigung der ständigen Lasten

Erddruckmessung

Abbildung 49 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 (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 26).

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 auf 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.

Bei der Beurteilung eines eventuell gegebenen Lastabtragungsverhaltens der Überschüttung ist auch ein Vergleich der sich einstellenden Erddruckdifferenzen zwischen Versuch 3 und Versuch 4 von Interesse. In Abbildung 50 ist hierzu die gemessene Differenz aus Zyklus 1b und Zyklus 1a von Versuch 4 bei einer Versuchslast von 51 kN dargestellt. Die Messergebnisse in Abbildung 50 können direkt mit denen in Abbildung 49 rechts verglichen werden, da die Auswertung dieselbe Versuchslaststufe betrifft.

Besonders auffällig ist, dass sich bei Versuch 4 (Abbildung 50) in der unteren Hälfte der Überschüttung positive Werte bei der Differenzbildung einstellen. Das heißt, dass in diesem Bereich nach der Wegnahme der Gewölbeunterstützung zwar horizontale Druckspannungen

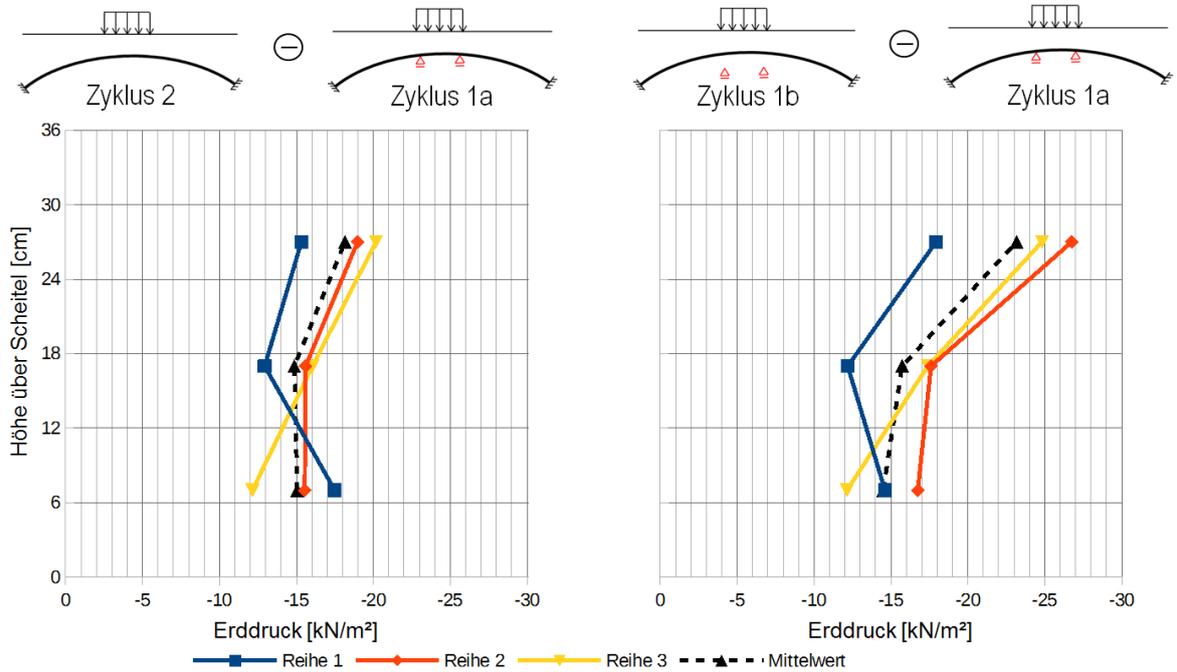


Abbildung 49: Versuch 3 – Differenzen gemessener Erddrücke bei 51 kN Versuchslast

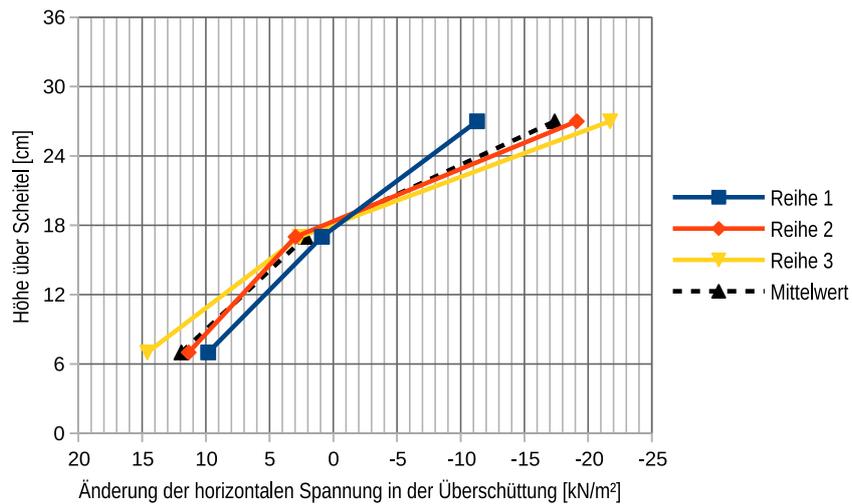


Abbildung 50: Versuch 4 – gemessene Erddruckdifferenz (1b - 1a) bei einer Versuchslast von 51 kN

gemessen wurden, diese jedoch kleiner waren als vor der Wegnahme der Unterstützung. Im oberen Bereich der Überschüttung stiegen die horizontalen Erddruckspannungen nach Wegnahme der Gewölbeunterstützung weiter an.

Der Vergleich dieser Messergebnisse untermauert die Vermutung, dass die durch die Versuchslast entstandenen horizontalen Erddruckspannungen (Zyklus 1a) durch Spannungen infolge einer Biegung des Überschüttungsquerschnitts überlagert werden. Anders als in Versuch 3 wirken allerdings Überschüttungsquerschnitt und Mauerwerksquerschnitt nicht als gemeinsamer Verbundquerschnitt. Durch die zweilagige Folie mit dazwischenliegender Fettschicht wurde die Schubkraftübertragung nahezu aufgehoben, was offensichtlich dazu führt, dass beide Querschnitte getrennt voneinander Biegemomente übertragen. Der qualitative Verlauf, der im Versuch ermittelten Erddruckdifferenzen, ließ sich im Übrigen beim Versuch 4 in allen Laststufen beobachten.

4.5 Vergleich zwischen Simulations- und Versuchsergebnissen

Für einen Vergleich und zur Validierung des FE-Modells anhand der Versuchsergebnisse wurden die drei Laststufen mit 32, 64 bzw. 96 kN Versuchslast simuliert und die berechneten Werte als Stützstellen für die nachfolgenden Diagramme der Verschiebungsgrößen und der Spannungsverteilung im Scheitel des Gewölbemauerwerks genutzt.

Verschiebungsgrößen

In Abbildung 51 sind die berechneten Vertikalverschiebungen des Gewölbes sowie die Horizontalverschiebungen des verschieblichen Widerlagers aus der FE-Simulation mit den entsprechenden im Gewölbeversuch bestimmten Messgrößen in Abhängigkeit der Versuchslast gegenübergestellt. Bei den Simulationsergebnissen wurden zum Zwecke der Vergleichbarkeit die Verschiebungswerte infolge Eigenlasten abgezogen, da diese Verschiebungen in den Messgrößen ebenfalls nicht mit enthalten sind.

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 betragen die berechneten Vertikalverschiebungen nur ca. 75 % und die berechneten Horizontalverschiebungen nur ca. 80 % der gemessenen Vertikal- und Horizontalverschiebungen.

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 einen Elastizitätsmodul von 3000 N/mm^2 für die entsprechenden Wiederbelastungen aufwies, lässt sich anhand der ermittelten Dehnungen am Extrados (Abbil-

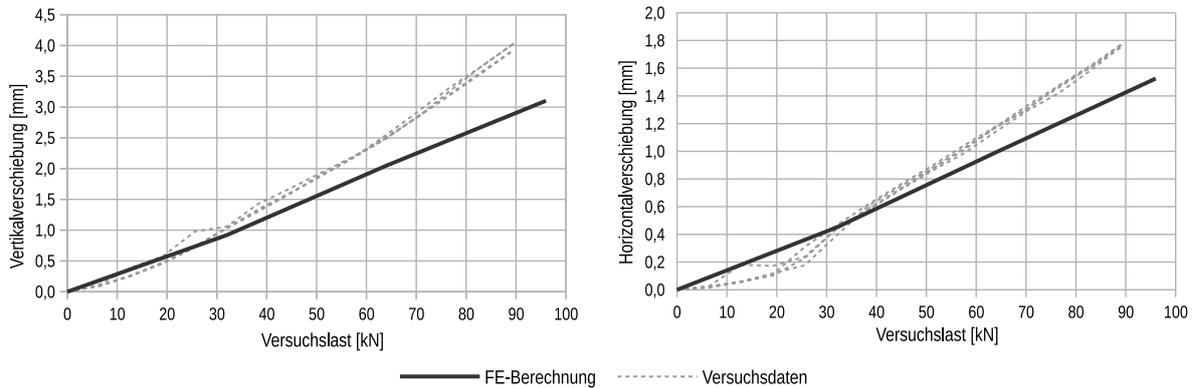


Abbildung 51: Vergleich der Verschiebungsgrößen von FE-Berechnung und Gewölbeversuch 3: Vertikalverschiebungen des Gewölbes (links); Horizontalverschiebungen des Widerlagers (rechts)

Abbildung 47) auf die im Versuch vorherrschenden Spannungen im Gewölbemauerwerk schließen. In Abbildung 52 links sind diese ermittelten Spannungen an der äußeren Randfaser des Mauerwerks den berechneten Spannungen gegenübergestellt, wobei bei letzteren die Spannungen infolge Eigenlast abgezogen wurden. Dieses Vorgehen ist streng genommen nicht exakt, 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 ausfällt. Bei einem Vergleich der Druckzonenhöhen (Abbildung 52 rechts) lässt sich bei den Simulationsrechnungen der Einfluss der ständigen Lasten nicht mehr separieren, weshalb auf einen Vergleich unterhalb der Laststufe 32 kN gänzlich verzichtet wird.

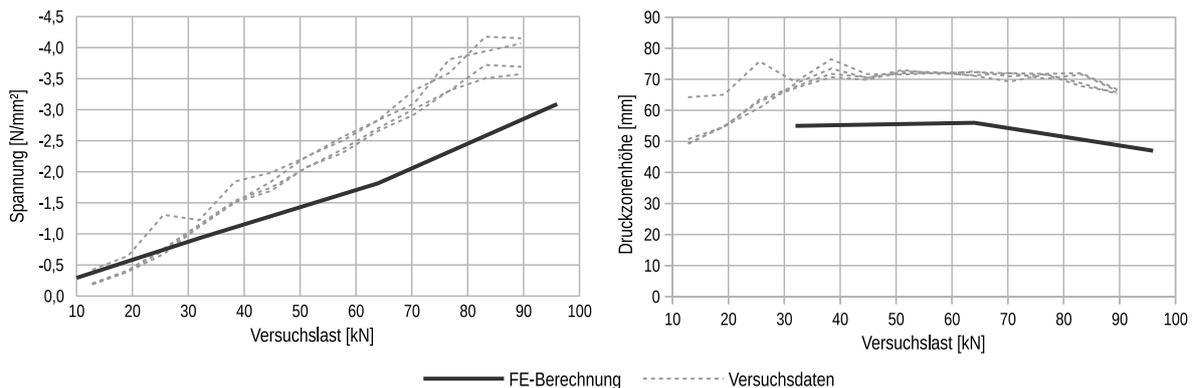


Abbildung 52: Vergleich der Spannungsverteilung im Scheitelbereich des Gewölbemauerwerks von FE-Berechnung und Gewölbeversuch 3: Spannungen am Extrados (links); Druckzonenhöhe (rechts)

Die berechneten Spannungen am Extrados (Abbildung 52 links) weisen in den oberen Lastniveaus kleinere Werte auf als die der Gewölbeversuche. Dieses Verhalten deckt sich mit den Verschiebungsverläufen in Abbildung 51. Die berechneten Druckzonenhöhen in Abbil-

dung 52 rechts weisen ebenfalls durchgehend kleinere Werte auf als jene der Gewölbeversuche. Vergleichsrechnungen mit variierenden Elastizitätsmoduln für das Mauerwerk haben gezeigt, dass bei einem geringer angesetzten Elastizitätsmodul die Höhe der Druckzone weiter ansteigen würde (vgl. Anhang F).

Klaffende Fugen am Intrados

Die klaffenden Fugen konnten beim Gewölbeversuch auch mit Hilfe des Bildkorrelationsverfahrens [52] nachgewiesen werden. In Abbildung 53 sind exemplarisch die klaffenden Fugen der FE-Berechnung anhand der skalierten Verformungsfigur dem Ergebnis aus der 2D-Fotogrammetrie bei einer Versuchslast von 64 kN gegenübergestellt.

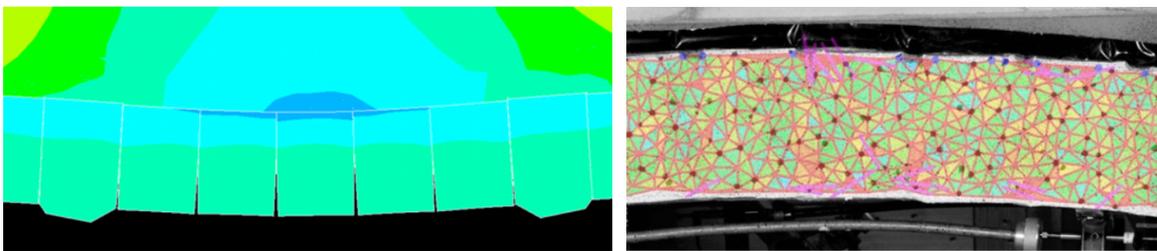


Abbildung 53: Versuch 3 – Vergleich klaffender Fugen im Scheitelbereich bei einer Versuchslast von 64 kN: FE-Berechnung (links); Ergebnisse des Bildkorrelationsverfahrens (rechts)

Sowohl die Zone, in der sich die klaffenden Fugen am Intrados ausbildeten, als auch die Tiefe der Risse zeigen gute Übereinstimmung. Bedingt durch Unschärfen und Bildrauschen fällt beim Bildkorrelationsverfahren das Ergebnis hinsichtlich der Tiefe der klaffenden Fugen vermutlich weniger exakt aus als bei der Krümmungsmessung. Jedoch scheint es, dass, verglichen mit der FE-Simulation, die Tiefe der klaffenden Fuge etwa 10 % geringer ist, was wiederum mit Abbildung 52 rechts in Einklang gebracht werden könnte. Beim Bildkorrelationsverfahren sind zudem Verzerrungen am Extradados zu verzeichnen. Vermutlich sind diese auf Rissbildungen in der Druckzone zurückzuführen. Dabei fällt auf, dass die Ausrichtung der Verzerrungstrajektorien in etwa radial ist, wohingegen die Trajektorien im Bereich der klaffenden Fugen am Intrados vorwiegend tangential gerichtet sind.

Spannungen in der Überschüttung

In Abbildungen 54 und 55 werden die mit Hilfe des eigens für die Gewölbeversuche entwickelten Erddruckpanels (vgl. Abbildung 22) gemessenen horizontalen Spannungen im Scheitelbereich der Überschüttung den Ergebnissen der FE-Berechnung für die Laststufen 32 kN und 64 kN gegenübergestellt. Auf der linken Seite der beiden Abbildungen sind die Spannungen für 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 rechten Seite sind die Spannungsänderungen dargestellt, die sich, anschließend an den Zyklus 1a, nach Wegnahme der Gewölbeunterstützung einstellen (Zyklus 1b).

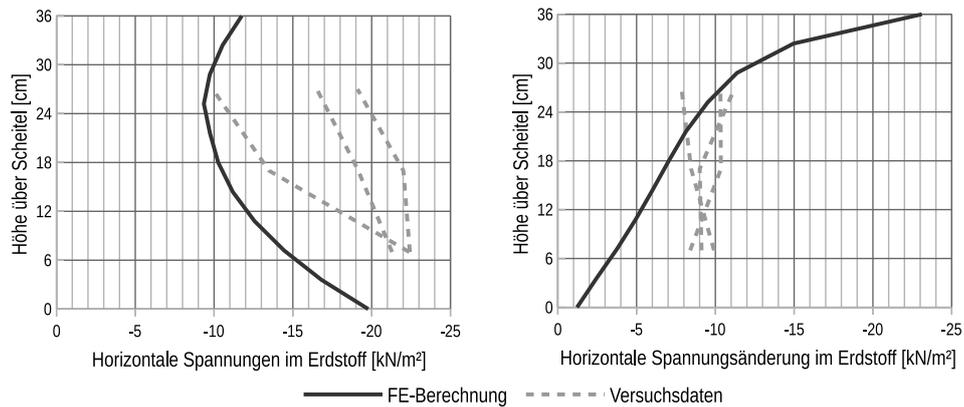


Abbildung 54: Vergleich der horizontalen Spannungen in der Überschüttung bei der Laststufe 32 kN von Versuch 3: mit Gewölbeunterstützung (Zyklus 1a) (links); Spannungsänderung nach Wegnahme der Gewölbeunterstützung (rechts)

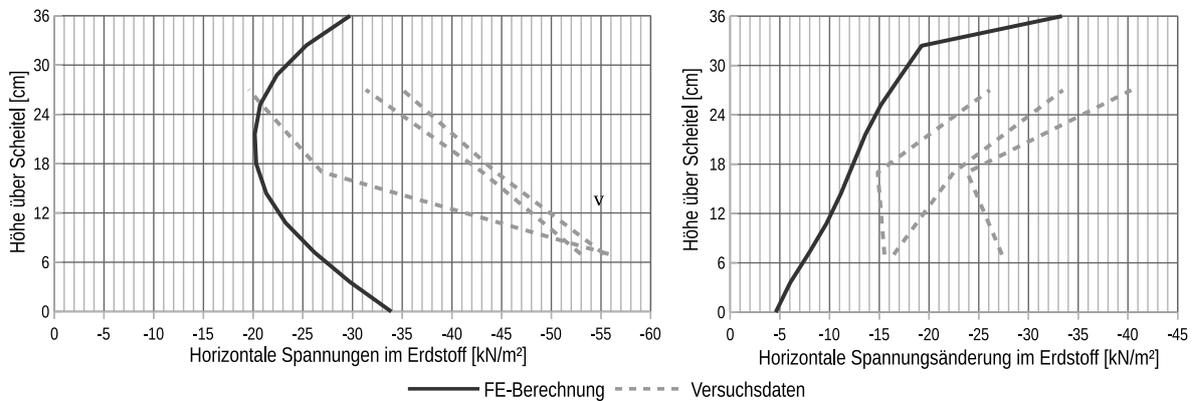


Abbildung 55: Vergleich der horizontalen Spannungen in der Überschüttung bei der Laststufe 64 kN von Versuch 3: mit Gewölbeunterstützung (Zyklus 1a) (links); Spannungsänderung nach Wegnahme der Gewölbeunterstützung (rechts)

Sowohl für Zyklus 1a als auch für die Spannungsänderung nach Wegnahme der Gewölbeunterstützung sind die berechneten Erddruckspannungen in beiden Laststufen kleiner. Bei 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 Spannungsänderungen, die sich aus der Wegnahme der Gewölbeunter-

stützung ergeben (rechte Seite), so sind diese im unteren Lastbereich (32 kN) 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 Extradoss. 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

Diskussion

Aus den Gegenüberstellungen der Simulationsrechnungen und den Ergebnissen der Gewölbeversuche drängt sich der Verdacht auf, dass der Elastizitätsmodul des Mauerwerks unterschätzt wurde oder dass bei dem ausgewerteten Gewölbeversuch herstellungsbedingt ein geringerer Elastizitätsmodul vorlag als in den Beprobungen der Mauerwerkskörper (vgl. Abschnitt 4.2.1). Zur Klärung wurde eine Reihe von Simulationsrechnungen mit einem Elastizitätsmodul für das Mauerwerk von 2000 MPa durchgeführt. Die Ergebnisse sind zum Vergleich in Anhang F abgedruckt. Es zeigt sich dort eine bessere Übereinstimmung zwischen den ausgewerteten Versuchsergebnissen und den Ergebnissen der Simulationsrechnung.

5 Validierung des analytischen Modells

5.1 Diskussion kritischer Modellannahmen

Für Tragfähigkeits- bzw. Gebrauchstauglichkeitsnachweise sind die durch das analytische Modell berechneten Spannungen im Mauerwerk relevant. Aus dieser Sichtweise heraus betrachtet sind die Modellannahmen 1 bis 3, die in Abschnitt 3.2.1 getroffen wurden, kritisch zu hinterfragen, da bei einer nicht haltbaren Annahme das Berechnungsmodell unsichere Ergebnisse für die Mauerwerksspannungen am Extrados liefern würde. Aus diesem Grund erscheint es an dieser Stelle sinnvoll, ein Zwischenfazit für diese drei Annahmen zu ziehen. Dabei soll dieses Zwischenfazit aus den bislang gewonnenen Erkenntnissen der Gewölbeversuche sowie den Ergebnissen der numerischen Simulationen dieser Versuche gezogen werden.

Zu Annahme 1 – Schubfeste Verbindung zwischen Mauerwerk und Boden

Die maximal über den Extrados übertragbaren Schubspannungen sind zum einen von den maximal übertragbaren Schubspannungen des Bodens und zum anderen von der Rauigkeit des Extrados abhängig. Die Rauigkeit des Extrados 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 Bodenmaterial der Überschüttung und dem Mauerwerk 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 Extrados vorliegt.

Bei Gewölbeversuch 3 (vgl. Abbildung 18) kann davon ausgegangen werden, dass eine zum Material der Überschüttung adäquat raue Oberfläche vorlag und die maximal übertragbaren Scherbeanspruchungen durch das Material der Gewölbeüberschüttung bestimmt werden. Die raue Oberfläche war herstellungsbedingt aufgrund folgender Faktoren sichergestellt:

- Grobes Verstreichen der Mauerwerksfugen
- Unförmigkeit der verwendeten Steine
- Toleranzmaße der Steine
- Unebenheiten der Schalung für die Gewölbeherstellung
- Polygonartiger Längsschnitt des Extrados 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 zu Zyklus 1b nachgewiesen werden, die eine gewisse Schubfestigkeit tangential zum Extrados voraussetzen (vgl.

Abbildung 49). In der korrespondierenden FE-Simulation wurde von einer schubfesten Verbindung am Extrados ausgegangen. Die gemessenen horizontalen Spannungen im Scheitelbereich der Überschüttung waren größer als die berechneten Spannungen (vgl. jeweils rechte Seite der Abbildungen 54 und 55). 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 39). Alle diese Punkte deuten darauf hin, dass bei dem Gewölbeversuch 3 eine schubfeste Verbindung im maßgebenden Bereich des Scheitels vorlag, für den das Verbundmodell Gültigkeit besitzen soll.

Zu Annahme 2 – Scherfestigkeit des Bodens

Die Scherfestigkeit der Überschüttung steigt mit zunehmender Normalspannung, da diese theoretisch an 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 Lasteinleitung und Extrados vorzufinden. Aus Abbildung 39 wird deutlich, dass in diesem Bereich keine plastischen Scherdehnungen auftreten, was in der numerischen Simulation auch bei anderen Versuchslasten nicht der Fall war. Allerdings treten plastische Schubdehnungen außerhalb des belasteten Bereichs auf, wo 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. Dabei wurde in einer Berechnung der Überschüttung das Drucker-Prager-Materialmodell und in der anderen ein rein linear-elastischer Ansatz verwendet. Für den Vergleich der Ergebnisse sind in Abbildung 56 die Spannungsverteilungen im Scheitelbereich für eine Versuchslast von 64 kN sowohl für die Überschüttung (rechts) als auch für das Mauerwerk (links) gegenübergestellt. Bei den Bodenspannungen handelt es sich dabei um die Differenz der Spannungsverteilungen zwischen Zyklus 1b und Zyklus 1a.

Aus Abbildung 56 ist ersichtlich, 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 Querschnitts befinden, für den das Verbundmodell Gültigkeit besitzen soll, haben diese plastischen Schubdehnungen nur einen geringen Einfluss auf die Spannungsverteilung im Bemessungsschnitt.

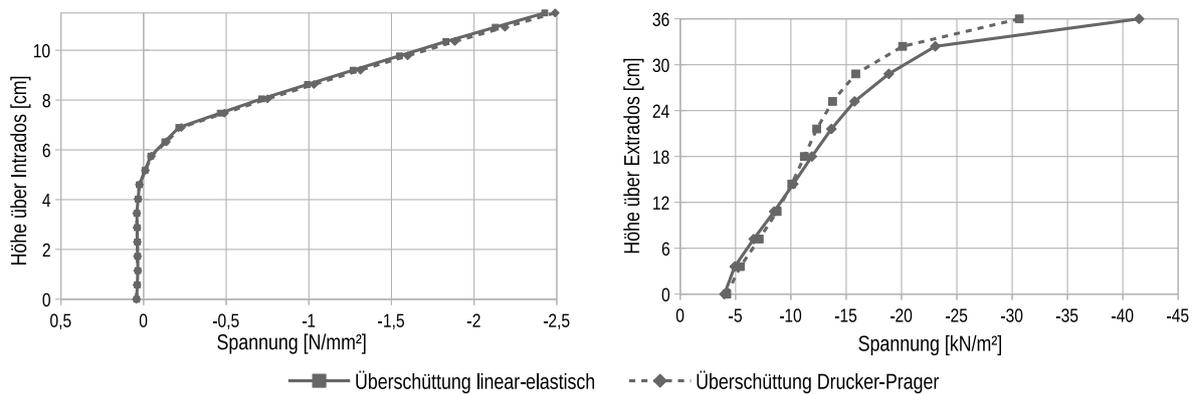


Abbildung 56: Auswirkung des angesetzten Materialmodells der Überschüttung auf die rechnerische Spannungsverteilung im Scheitel bei einer Versuchslast von 64 kN: horizontale Spannungen im Mauerwerk (links); horizontale Spannungen in der Überschüttung (rechts)

Zu Annahme 3 – Ebenbleiben der Teilquerschnitte

Bei einem auf Biegung beanspruchten Bauteil treten in Bereichen, in denen die Querkraft ungleich null ist, neben den parallel zur Bauteilachse gerichteten Biegespannungen auch Schubspannungen senkrecht zur Bauteilachse auf. Bei dem sich folglich einstellenden Verzerrungszustand ist zunächst ein Ebenbleiben der Querschnitte gegeben. Aus Gleichgewichtsgründen treten jedoch die Schubspannungen an einem kleinen Ausschnitt des beanspruchten Bauteils immer paarweise auf, sodass neben den senkrecht zur Bauteilachse gerichteten Schubspannungen auch Längsschubspannungen zu verzeichnen sind, welche zu entsprechenden Verzerrungen in Richtung der Bauteillängsachse führen. Bei balkenförmigen Traggliedern besitzen diese Schubverzerrungen einen vernachlässigbaren Einfluss, wohingegen sie bei scheibenförmigen Traggliedern zu berücksichtigen sind. Nach [43] wird bei „Balken, deren Länge 10 bis 20 mal größer ist als eine charakteristische Abmessung des Querschnitts, der Schubanteil an der Verformung in erster Näherung vernachlässigt“, sodass ein Ebenbleiben des Querschnitts entsprechend der BERNOULLI-Hypothese unterstellt werden kann.

Hinsichtlich der Beurteilung der getroffenen Annahme 3 – Ebenbleiben der Teilquerschnitte – können die Dehnungsverteilungen über die Querschnittshöhe aus der FE-Simulation einen Anhaltspunkt geben. In den durchgeführten Berechnungen sind die Spannungen in all jenen Bauteilen, denen ein linear-elastisches Materialverhalten zugewiesen wurde, über den jeweiligen Elastizitätsmodul direkt mit den Dehnungen linear gekoppelt. Damit erübrigen sich zusätzliche Diagramme zur Dehnungsverteilung. Das Verhalten kann demnach auch anhand der versuchstechnisch ermittelten bzw. der berechneten Spannungsverteilungen deutlich gemacht werden.

Beim Gewölbemauerwerk ist in den berechneten Spannungsverteilungen faktisch ein bilinearer Verlauf ableitbar (vgl. Abbildungen 42 und 56). Die Ausrundungen zwischen der

vertikalen Linie entlang der klaffenden Fuge und der ansteigenden Spannung in Richtung Extrados ist vermutlich auf die Diskretisierung zurückzuführen. Ähnlich wie beim schlanken, auf Biegung beanspruchten Balken, ist an dieser Stelle ein Ebenbleiben des Querschnitts gerechtfertigt, zumal das Gewölbemauerwerk für diese Annahme in der Regel eine ausreichende Schlankheit besitzt. Als „effektive Stützweite“ für die Beurteilung dieser ausreichenden Schlankheit könnte die Bogenlänge zwischen den beiden Schnittpunkten der Stützlinie mit der Schwerelinie des Gewölbes dienen.

Etwas differenzierter stellen sich die berechneten Spannungsverteilungen bei der Überschüttung dar. Hier konnte in den numerischen Berechnungen beobachtet werden, dass die Differenz der Spannungsverteilungen zwischen Zyklus 1b und Zyklus 1a zur Geländeoberkante hin sehr stark ansteigt, wobei die Verteilung dieser Spannungsdifferenz in den unteren zwei Dritteln des Querschnitts nahezu linear verläuft (vgl. Kurve mit durchgezogener Linie in Abbildung 56 rechts). Diese Aussage kann nicht nur für die Modellierung der Überschüttung mit einem rein linear-elastischen Ansatz getroffen werden, sondern scheint auch näherungsweise für den nichtlinearen Ansatz mit dem Drucker-Prager-Materialmodell zu gelten (vgl. Kurve mit gestrichelter Linie in Abbildung 56 rechts). Es 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, die in allen entsprechenden Abbildungen ersichtlich sind, auch in der Realität ausbilden, muss bezweifelt werden. Hier spielt sicherlich auch die Form der Lasteinleitung eine entscheidende Rolle, insbesondere dann, wenn die Lasteinleitung über viele kleine Flächen erfolgt, wie etwa bei einer Pflasterung. Aus diesem Grund wird, für die Validierung des analytischen Verbundmodells, dieser Spannungsanstieg im Bereich der Geländeoberkante vernachlässigt. Für die weiteren Betrachtungen wird lediglich der nahezu lineare Spannungsverlauf in den unteren zwei Dritteln der Überschüttung zugrunde gelegt.

Aufgrund der Versuchslast kommt es infolge des erhöhten Spannungszustandes im Bodenmaterial der Überschüttung zu verbesserten mechanischen Eigenschaften hinsichtlich Elastizitätsmodul und Scherfestigkeit. Ahmad geht in [1] von der Gültigkeit des reinen elastisch isotropen Halbraums nach BOUSSINESQ aus. Die vertikal gerichteten Dehnungen in Abbildung 40 links lassen jedoch vielmehr den Schluss zu, dass die Versuchslast infolge der verbesserten mechanischen Eigenschaften des Erdstoffs auf direktem Wege durch das Überschüttungsmaterial hindurch geleitet wird. Dies scheint offenbar aufgrund des vergleichsweise steif wirkenden Gewölbes noch verstärkt zu werden.

In der Überschüttung kommt es außerhalb des Lasteinleitungsbereichs zu plastischen Verzerrungen, was in Abbildung 39 vor allem im Bereich des Extrados zu erkennen ist. Dies ist als ein weiteres Indiz dafür zu werten, dass das Überschüttungsmaterial außerhalb der Lasteinleitung nicht im Sinne des Verbundmodells widerstandsseitig in Ansatz gebracht werden sollte. Der verbleibende Bereich unterhalb der Lasteinleitung besitzt allerdings ein Längen-

zu-Höhenverhältnis, bei dem die Unterstellung der BERNOULLI-Hypothese vom Ebenbleiben des Querschnitts für bestimmte Lasteinleitungslängen in Verbindung mit entsprechend großen Überschüttungshöhen h_2 als unhaltbare Annahme zu werten ist. Aus diesem Grund werden in Kapitel 5.4 Anwendungsgrenzen definiert und für einen Übergangsbereich entsprechende Abminderungsfaktoren der ansetzbaren Überschüttungshöhe h_2 ermittelt.

5.2 Gültigkeit der am Verbundquerschnitt exzentrisch angreifenden Normalkraft

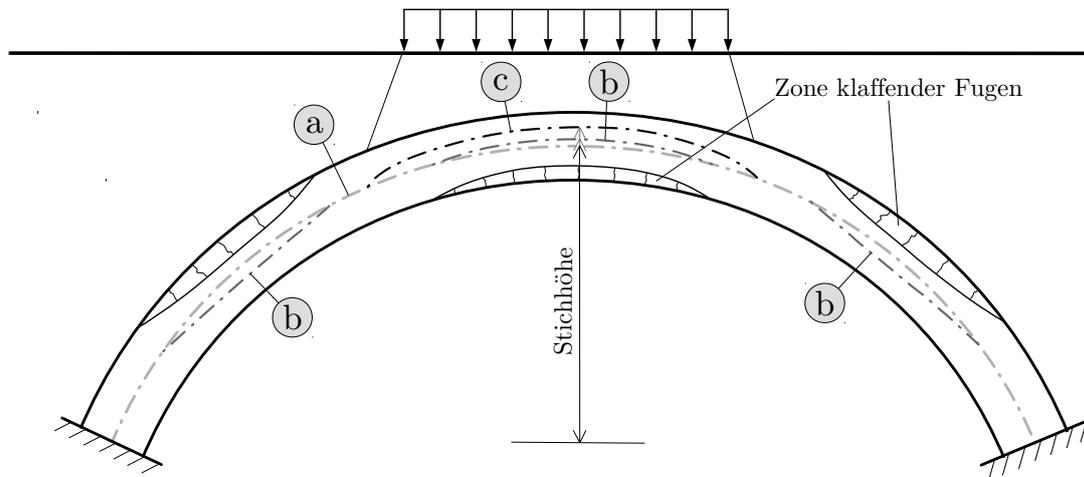
Ziel des Verbundmodells nach Abschnitt 3.2.1 ist es, die Wirkung der Überschüttung mit Rechenmethoden zu berücksichtigen, die einen relativ geringen planerischen Aufwand erfordern. Neben den Elastizitätsmoduln für das Mauerwerk und die Überschüttung sind dazu die Größe der Normalkraft sowie deren Ausmitte bezogen auf die Schwerelinie des Mauerwerksquerschnitts notwendig. Die letzteren zwei Eingangsgrößen stammen in der Regel entweder aus einer Stützlinsenberechnung oder aus der Berechnung an einem ebenen Stabwerk. In beiden Fällen ist die Grundlage für die statische Berechnung immer die Schwerelinie 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 Gleichungen 3.19 bzw. 3.21 der für den Lastabtrag zur Verfügung stehende Verbundquerschnitt definiert werden. Bei diesem neuen Querschnitt kommt die Überschüttung als Teilquerschnitt zum Querschnitt des Gewölbemauerwerks hinzu, und gegebenenfalls vermindert sich auch bei entsprechend großer Ausmitte die Querschnittsfläche des Mauerwerks aufgrund einer klaffenden Fuge am Intrados. Auf jeden Fall ändert sich durch diese neue Querschnittsdefinition die ursprünglich zugrundeliegende statische Systemlinie, die zur Berechnung der Auflagerkräfte und der Schnittgrößen genutzt wurde. In Abbildung 57 sind mehrere Verläufe der Systemlinie schematisch dargestellt, die richtigerweise in einer statischen Berechnung anzusetzen wären. Welcher Linienverlauf dabei maßgebend wird richtet danach, welche Querschnittsteile als auf Druck mittragend angenommen werden.

Die neue Systemlinie des Verbundquerschnitts¹¹ und die ursprünglich angenommene Systemlinie des statischen Systems¹² besitzen unterschiedliche Lagen, was gemäß Abbildungen 16 bzw. 17 über den Versatz $y_{N,eff}$ definiert ist. 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 (a_{eff}) durchgeführt werden müssen. Bei einer nichtlinearen FE-Berechnung, bei der die geringe Zugfestigkeit des Mauerwerks Berücksichtigung findet, erfolgt dieser iterative Prozess automatisiert. Es stellt sich die Frage, wie groß der Fehler bei der Spannungsberechnung am Querschnitt in einem

¹¹ a_{eff} in Abbildungen 16 und 17 bzw. Verlauf c in Abbildung 57

¹² a_1 in Abbildungen 16 und 17 bzw. Verlauf a in Abbildung 57



- Ⓐ Systemlinie Mauerwerk ungerissen
- Ⓑ Korrigierte Systemlinie unter Berücksichtigung der Zonen klaffender Fugen
- Ⓒ Korrigierte Systemlinie unter Annahme der mittragenden Wirkung der Überschüttung

Abbildung 57: Systemlinien im Bogen unter verschiedenen Annahmen bezüglich mittragender Querschnittsteile

ersten Iterationsschritt ist. Daraus wäre abzuleiten, ob es generell vertretbar wäre, auf eine Iteration gänzlich zu verzichten. Diese Problemstellung soll anhand einer Beispielrechnung diskutiert werden, deren statisches System den durchgeführten Gewölbeversuchen ähnelt, jedoch 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 vernachlässigbare Größe haben.
2. Ein vergleichbarer Fehler würde auch auftreten, wenn die Überschüttung unberücksichtigt bliebe und es aufgrund einer Ausmitte, die größer als die erste Kernweite des Mauerwerksquerschnitts ist, zu einer klaffenden Fuge im Mauerwerk käme.

Das statische System für das Beispiel ist in Abbildung 58 dargestellt. Es handelt sich um ein vereinfachtes statisches System von Bogenversuch 3 mit einer Auflast von 100 kN, allerdings unter Vernachlässigung aller Eigenlastanteile. Die Auflager sind 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 Scheitelpunkt einstellen. Es wurden ein Elastizitätsmodul für das Mauerwerk von $E_1 = 6000 \text{ MPa}$ und ein Steifemodul für die Überschüttung von $E_2 = 16,1 \text{ MPa}$ gewählt.

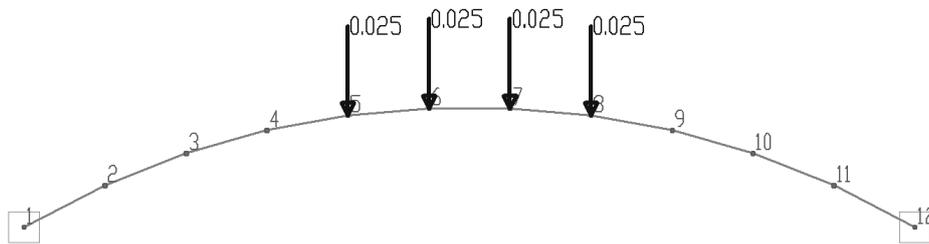


Abbildung 58: Statisches System zur Untersuchung der Schnittgrößenveränderungen durch eine veränderte Systemlinie infolge der Berücksichtigung der auf Druck mitwirkenden Querschnittsanteile bei Anwendung des Verbundmodells

Die betragsmäßig maximalen Biegemomente (Abbildung 59) treten im Scheitelbereich (+5,208 kNm) und im Kämpferbereich (-3,577 kNm) auf. Die Drucknormalkräfte¹³ betragen zwischen -136,5 kN im Scheitel und -144,2 kN im Kämpfer.

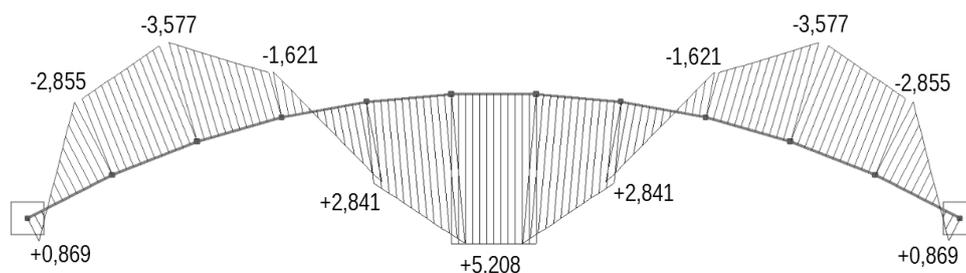


Abbildung 59: Biegemomentenverlauf des Ausgangssystems

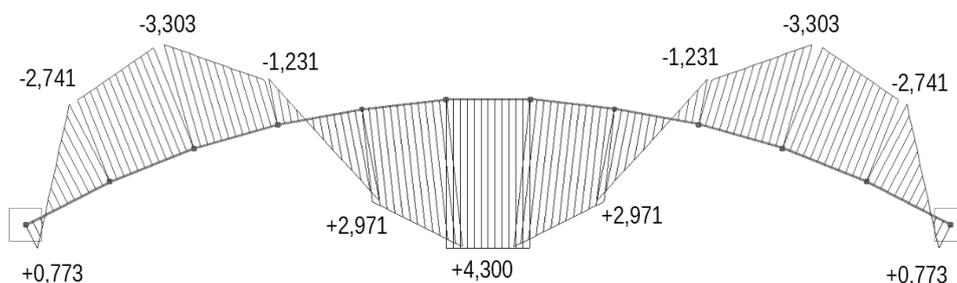


Abbildung 60: Biegemomentenverlauf am korrigierten statischen System, bei dem die Systemlinie für Knoten 5 bis 8 angepasst wurde

Durch den rechnerischen Ansatz der Überschüttung im Scheitelbereich ergibt sich eine neue Schwerpunktlage des Verbundquerschnitts für Knoten 5 bis 8 (vgl. auch Verlauf c in Abbildung 57). Die maximale Änderung erfahren Knoten 6 und 7 mit 1,05 cm nach oben. Das veränderte statische System hat zwar kaum einen Einfluss auf den Normalkraftverlauf

¹³nicht dargestellt

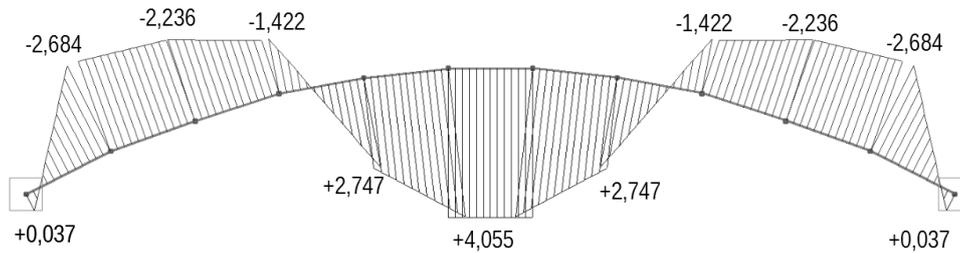


Abbildung 61: Biegemomentenverlauf, bei dem die Systemlinie in allen Knoten angepasst wurde

(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 60).

Bei dem Ausgangssystem (Abbildung 59) berechnet sich die maximale Ausmitte im Kämpferbereich (Knoten 3 und 10) zu $e = +2,46$ cm und liegt damit zwischen der ersten und zweiten Kernweite des Mauerwerksquerschnitts. Konsequenterweise muss auch hier eine Anpassung des statischen Systems erfolgen (vgl. auch Verlauf b in Abbildung 57). Entsprechend wird die Systemlinie in Knoten 2 und 11 sowie in Knoten 3 und 10 nach unten verschoben.

Durch die veränderte Systemlinie verändert sich der qualitative Momentenverlauf im Kämpferbereich ebenfalls erheblich (Abbildung 61). Das betragsmäßig größte Kämpfermoment liegt nun in 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 59.

Die Frage, die es zu beantworten gilt, ist, welche Auswirkungen die Veränderung des statischen Systems auf den zu berechnenden Spannungszustand im Mauerwerk hat. Für einen Vergleich wird das Ausgangssystem (Abbildung 58) 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 Bodenmaterials im Scheitelbereich, jedoch sind die Spannungsberechnungen an dieser Stelle einfacher nachzuvollziehen, da hier die Gültigkeit eines Verbundquerschnitts aus bereits genannten Gründen ausgeschlossen sein soll.

In Tabelle 9 sind die Spannungen an den entsprechenden Knoten für das Ausgangssystem berechnet. Hierbei ist h_1 die Ausgangsquerschnittshöhe von 11,5 cm. Durch die Exzentrizität kommt es in beiden Knoten zu einer klaffenden Fuge. Die zur Verfügung stehende Querschnittshöhe t_1 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 Knoten 2 und 11 sowie 0,8 cm in Knoten 3 und 10, jeweils nach unten. Den aus dem veränderten System resultierenden Biegemomentenverlauf

zeigt Abbildung 62.

Tabelle 9: Spannungsberechnung in Knoten 2 und 3 des Ausgangssystems

		Knoten 2	Knoten 3
M	[kNm]	-2,855	-3,577
N	[kN]	-144,2	-145,2
h_1	[cm]	11,50	11,50
t_1	[cm]	11,31	9,86
σ_{min}	[MPa]	-2,55	-2,95
σ_{max}	[MPa]	0	0

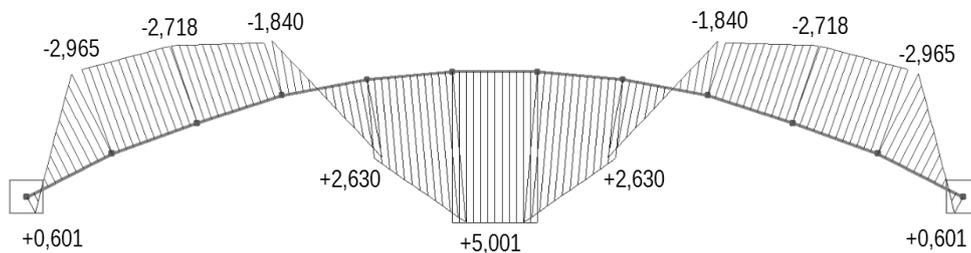


Abbildung 62: Biegemomentenverlauf, bei dem die Systemlinie zunächst nur in den Kämpferbereichen angepasst wurde

Für die Spannungsberechnung an diesem neuen System muss nun von jenem Querschnitt ausgegangen werden, der in Tabelle 9 vollständig überdrückt ist (t_1 in Tabelle 9), da im statischen System von dieser neuen Querschnittslage ausgegangen wurde. Demnach müssen für Knoten 2 und 3 Ausgangsquerschnitte mit den Höhen $h_1 = 11,31$ cm bzw. $h_1 = 9,86$ cm gelten (siehe Tabelle 10).

Tabelle 10: Spannungsberechnung für das in den Kämpferbereichen modifizierte statische System

		Knoten 2	Knoten 3
M	[kNm]	-2,965	-2,718
N	[kN]	-145,1	-145,0
h_1	[cm]	11,31	9,86
t_1	[cm]	10,81	9,23
σ_{min}	[MPa]	-2,68	-3,14
σ_{max}	[MPa]	0	0

In Tabelle 10 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 Systemlinie stimmen allerdings schon wesentlich besser mit dem sich tatsächlich einstellenden System überein als jene des Ausgangssystems, was insbesondere für Knoten 3 gilt. Obwohl sich der Momentenverlauf 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 Scheitelsbereichs berechnet sich unter Anwendung des Verbundquerschnitts eine maximale Druckspannung von 2,64 MPa für das Ausgangssystem. Bei vergleichbarem Vorgehen wie in Tabelle 9 ergibt sich bei der ersten Systemmodifikation (Abbildung 60) im Scheitel des Mauerwerksquerschnitts eine maximale Druckspannung von 2,71 MPa (2,7 % höher als im Ausgangssystem), und in der zweiten Modifikation (Abbildung 61), bei der auch die Kämpferbereiche mit angepasst wurden, eine Spannung von 2,61 MN, was 1,1 % geringer als beim Ausgangssystem ist. Diese um 1,1 % niedrigere Spannung im Mauerwerk ist allein dem Effekt der falsch angenommenen Systemlinie geschuldet. Die mittragende Wirkung der Überschüttung wurde bereits in allen Iterationsschritten berücksichtigt.

Das Beispiel macht deutlich, dass für das korrekte Ergebnis ein iteratives Vorgehen notwendig ist, da sich streng genommen durch die unterschiedlich anzunehmenden Systemlinien die Randbedingungen des statischen Systems ändern. 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 zu einer größeren Stichhöhe führt (vgl. Verlauf c in Abbildung 57). 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 59 und Abbildung 60 zeigt. Demnach liegt für diesen Bereich eine unterlassene Korrektur des Ausgangssystems offensichtlich auf der sicheren Seite, was jedoch nicht für die Kämpferbereiche gilt.

Bei einem halbseitig belasteten Bogen ist es geometrisch ebenso leicht vorstellbar, dass die in Wirklichkeit weiter in Richtung Extrados verschobene Systemlinie des Verbundquerschnitts (a_{eff}) auf der unbelasteten Bogenhälfte einen günstigeren Einfluss besitzt als die ursprünglich angenommene Systemlinie (a_1). Der Grund hierfür ist, dass der auf der belasteten Bogenhälfte zur Verfügung stehende „ideelle Querschnitt“ größer ist als der ursprünglich angenommene Querschnitt. Eine vereinfachende Nichtberücksichtigung dieser Effekte sollte demnach grundsätzlich auf der sicheren Seite liegen. Zusammenfassend lässt sich also folgende Aussage treffen:

Satz: Wird die rechnerische Systemlinie eines Bogens näher am Intrados angenommen als die reale Systemlinie, so liegen die berechneten Druckspannungen im Mauerwerk stets auf der sicheren Seite.

5.3 Vergleich berechneter Spannungszustände

Für die Berechnung von Gewölbestrukturen und für deren Nachweise sind das Stützlinienverfahren sowie die stabförmige 2D-Modellierung die beiden wichtigsten Hilfsmittel. Das in Abschnitt 3.2.1 beschriebene Verbundmodell bietet sich an, die mittragende Wirkung der Überschüttung innerhalb dieser beiden Berechnungsverfahren zu nutzen. Der grundlegende Nachweisprozess an einer konkreten Stelle des Bogens 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 Gleichung 3.19) und im Mauerwerk (t_2 nach Gleichung 3.21)
3. Berechnung der Schnittkraftanteile im Verbundquerschnitt mit Hilfe der Gleichungen 3.11 und 3.10
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 Gleichungen 3.12 und 3.13
6. Nachweis über die Einhaltung der zulässigen Spannungen im Mauerwerk

5.3.1 Stützlinienverfahren

Für die Berechnung der Stützlinie eines einfeldrigen Bogentragwerks kann das Programm ARCO [23] genutzt werden, dessen Anwendungsmöglichkeiten ausführlich in [2] dargestellt sind. Mit dem Programm können auch horizontale Erddrücke berücksichtigt werden, die nach Gelfi [22] beim Versagen eines solchen Bogentragwerks in Form einer kinematischen Kette mobilisiert werden. Für den Ansatz dieser Erddrücke sei auf Abschnitt 2.2.2 und auf [22] verwiesen.

Das Programm ARCO gibt die Spannungsverteilung im Mauerwerksquerschnitt aus, jedoch ohne die in Abschnitt 3.2.1 eingeführte Modellvorstellung zur mittragenden Wirkung der Überschüttung. Die Integration dieser Spannungsverteilung ergibt die Normalkraft im Bogen, die im Schwerpunkt der Spannungsfigur angreift. Die Schwerpunktlage der Spannungsfigur ist demnach die Lage der Stützlinie. Wird die Stützlinienlage auf die Schwerelinie des Mauerwerksquerschnitts bezogen, erhält man die gesuchte Exzentrizität e der im Querschnitt angreifenden Normalkraft N gemäß Abbildungen 16 bzw. 17.

An dieser Stelle sollen beispielhaft die einzelnen Berechnungsschritte für Gewölbeversuch 3 mit einer Versuchslast von 64 kN demonstriert werden. Dabei wird die Versuchslast in Form einer in Gewölbemitte angreifenden Blocklast definiert, wobei die Länge 90 cm und die Breite 99 cm beträgt. Zur besseren Vergleichbarkeit mit den Messergebnissen wird sowohl die Eigenwichte von Überschüttung als auch von Mauerwerk mit $0,01 \text{ kN/m}^3$ auf einen vernachlässigbar kleinen Wert gesetzt. Das System mit der berechneten Stützlinie ist in Abbildung 63 abgebildet.

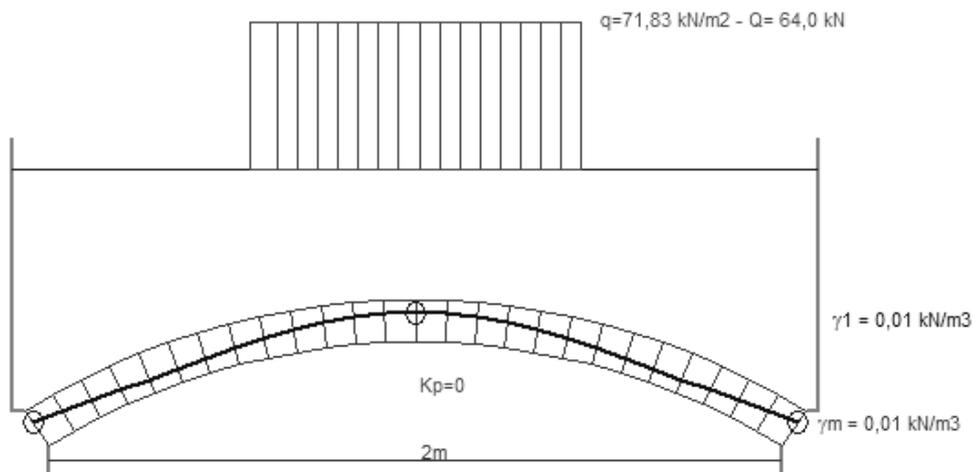


Abbildung 63: Berechnete Stützlinie für Gewölbeversuch 3 bei einer Versuchslast von 64 kN

Bei der Stützlinienberechnung in ARCO wurde die Option für die Optimierung der Stützlinie gewählt, 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 Grenzlinsen in der Überschüttung bzw. im Mauerwerk nach Gleichungen 3.19 bzw. 3.19 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 Berechnung der Nullstellen für die beiden Polynome dritten Grades führt zunächst zu den 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 Gleichungen 3.10 und 3.11 werden demnach h_1 bzw. h_2 maßgebend. In dem Verbundquerschnitt berechnet sich die im Boden zu übertragende Normalkraft nach Gleichung 3.10

zu $N_2 = 4,71$ kN. Die maximale Schubspannung tangential zur Gewölbeachse würde am Extradados mit $\tau = 4,71/(0,99 \cdot 1) = 4,76$ kN/m² auftreten. Wird vereinfachend davon ausgegangen, dass keine Lastausbreitung in der Überschüttung in Längsrichtung stattgefunden hat, was von den numerischen Berechnungen bestätigt wurde, liegt am Extradados eine Spannung orthogonal zur Gewölbeaußenfläche von ca. 71,8 kN/m² 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 $\tau = 65,8$ kN/m² übertragen werden. Diese ist in diesem Bereich sehr viel größer als die erforderliche Schubspannung zur Sicherstellung eines Verbundquerschnittes von $\tau_{erf} = 4,76$ kN/m². Demnach ist der Abstand zur erforderlichen Schubspannung in diesem Beispiel ausreichend groß, sodass auch bei Annahme einer Lastausbreitung in einem Winkel von etwa 60° und bei Einführung eines Sicherheitsabstandes weiterhin von einem Verbundquerschnitt mit idealem Verbund ausgegangen werden kann.

Die sich aus Gleichungen 3.12 bis 3.15 ergebenden Spannungsverläufe sind in Abbildung 64 den Ergebnissen der FE-Berechnung gegenübergestellt. Während die berechneten Spannungsverläufe in der Überschüttung eine gute Übereinstimmung zeigen, sind bei jenen 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, anstatt der in der FE-Berechnung ermittelten 50 %. Bei Ansatz der Überschüttung ist der Querschnitt rechnerisch sogar vollständig überdrückt, was dazu führt, dass bei der Stützlinienmethode die Randspannung am Extradados erheblich unterschätzt wird.

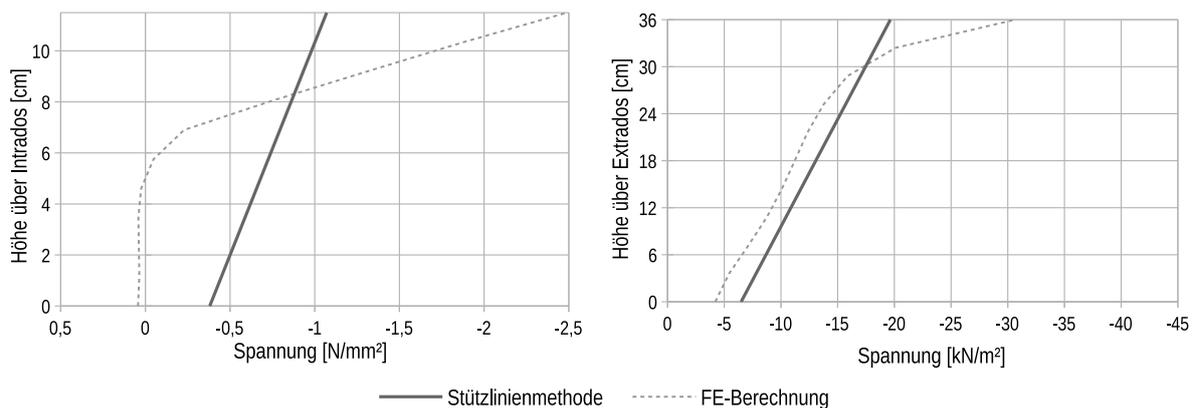


Abbildung 64: Vergleich der berechneten horizontalen Spannungen im Scheitelbereich zwischen Stützlinienmethode und FE-Berechnung: Gewölbemauerwerk (links); Überschüttung (rechts)

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 dieser Wert nur 68 % der mittels der FE-Methode berechneten Randspannung entspricht.

5.3.2 Ebene Stabwerkmodellierung

Im Gegensatz zum Stützlinienverfahren bietet die Modellierung eines Bogens mittels eines ebenen Stabwerks die Möglichkeit, sowohl die Nachgiebigkeit der Kämpfer als auch die Dehnsteifigkeit des Gewölbemauerwerks zu berücksichtigen. Das Stabwerkmodell entspricht damit eher den realen Verhältnissen als jenes des Stützlinienverfahrens. Im Vergleich zur dreidimensionalen Modellierung mittels finiter Elemente ist der erforderliche Modellierungs- und Berechnungsaufwand immer noch gering. Nachteilig bleibt jedoch, dass aufgrund des gewählten linear-elastischen Ansatzes für die Schnittgrößenberechnung die Steifigkeiten beim Auftreten von klaffenden Fugen nicht automatisch angepasst werden und die Systemlinie auch bei größeren Ausmitten unverändert bleibt (vgl. Abschnitt 5.2).

In Abbildung 65 ist ein ebenes Stabwerk für einen Gewölbeversuch mit einer Versuchslast von 64 kN dargestellt. Aus Zwecken der Vergleichbarkeit sollen wieder nur die Auswirkungen der Versuchslast auf den Spannungszustand im Scheitelpbereich untersucht werden. Bei diesem rein linear-elastischen statischen System gilt das Superpositionsprinzip, weshalb auf eine Berechnung infolge der ständigen Lasten verzichtet werden kann. Zur Untersuchung des Einflusses der Widerlagernachgiebigkeit werden zwei verschiedene statische Systeme untersucht, und zwar ein System mit verschieblichem, aber verdrehbehindertem Widerlager, wie in Abbildung 65 dargestellt, und ein System, bei dem beide Widerlager unverschieblich gelagert und fest eingespannt sind.

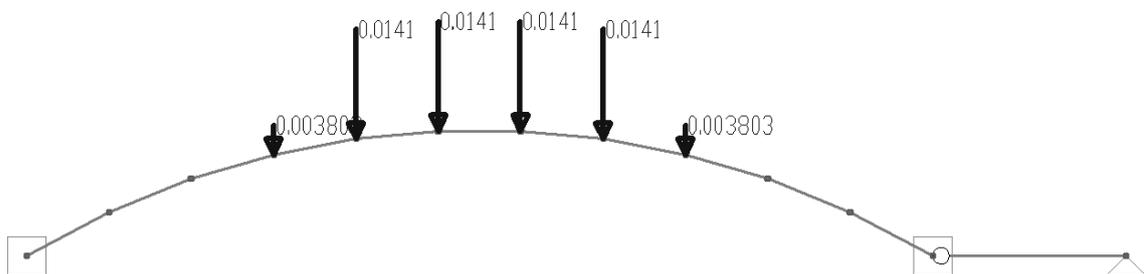


Abbildung 65: Ebene Stabwerkmodellierung mit einer Versuchslast von 64 kN – Variante mit verschieblichem, aber verdrehbehindertem Widerlager

Die berechneten Schnittgrößen im Scheitel des Gewölbes können für beide Varianten aus Tabelle 11 entnommen werden. Die Berechnung der Spannungen im Mauerwerk und in der Überschüttung erfolgt analog zu Abschnitt 5.3.1. Die Spannungsverläufe in den beiden Teil-

Tabelle 11: Schnittgrößen im Scheitel bei der ebenen Stabwerkmodellierung infolge einer Versuchslast von 64 kN

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

querschnitten sind in Abbildung 66 gezeigt und wieder dem Ergebnis der FE-Berechnung gegenübergestellt.

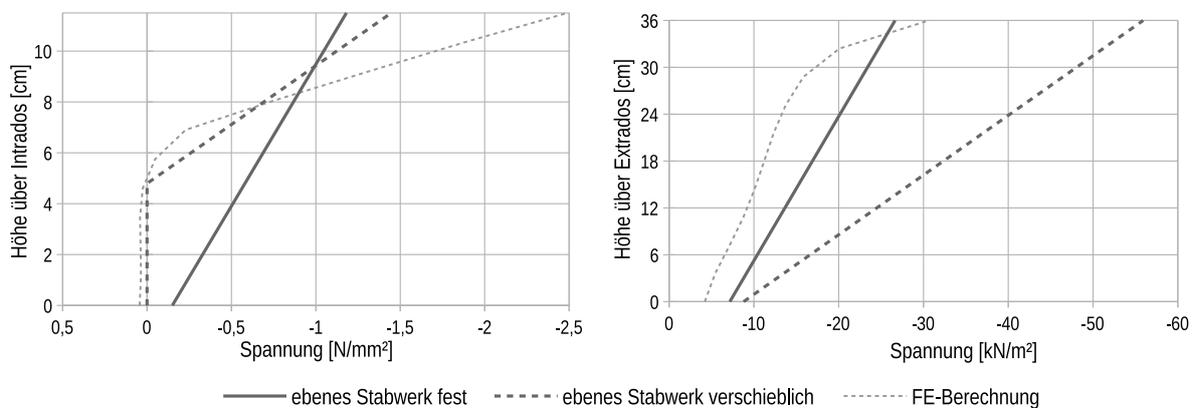


Abbildung 66: Vergleich der berechneten horizontalen Spannungen im Scheitelbereich von ebenem Stabwerkmodell und FE-Berechnung: Gewölbemauerwerk (links); Überschüttung (rechts)

Bei dem System mit den unverschieblichen Widerlagern sind die Spannungsverläufe im Mauerwerk und in der Überschüttung sowohl qualitativ als auch quantitativ mit jenen vergleichbar, die mit Hilfe der Stützlinienmethode berechnet wurden (vgl. Abbildung 64). 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. Entsprechend wird die Überschüttung rechnerisch etwas stärker beansprucht. Dennoch fällt die berechnete Randspannung des Mauerwerks am Extrados etwas größer aus.

Bei dem System mit dem verschieblichen Widerlager (vgl. Abbildung 65) vergrößert sich das Biegemoment im Scheitel, und die Normalkraft sinkt noch weiter ab (vgl. Tabelle 11), was einen erheblichen Einfluss auf den berechneten Spannungszustand hat. Im Gewölbemauerwerk führen die veränderten Schnittgrößen rechnerisch zu einer klaffenden Fuge am Intrados mit einer Tiefe von ca. 4,8 cm. Dies entspricht in etwa dem Ergebnis der FE-Berechnung (vgl. Abbildung 52 und Abbildung 53). Jedoch scheint die Randspannung am Extrados immer noch stark unterschätzt zu werden. Demgegenüber sind die Spannungen in der Überschüttung wesentlich erhöht und größer als die gemessenen Spannungen dieser Laststufe (vgl. Abbildung 55

rechts).

Bezüglich der möglichen Ursache für die unterschiedlichen Ergebnisse zwischen dem ebenen Stabwerk und dem 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, als der Elastizitätsmodul des Erdstoffs von $E_s = 18,2 \text{ MN/m}^2$ auf den gesamten Hinterfüllbereich angewendet wurde. 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 geringere Steifigkeit der Überschüttung und die zusätzlich in Richtung der Kämpfer ansteigende Überschüttungshöhe kommt es in der Überschüttung zu großen elastischen Schubverzerrungen in Richtung der Kämpferbereiche, welche wiederum zu einem Nachgeben im Scheitelbereich in horizontaler Richtung führen. Zudem treten in Richtung der Kämpferbereiche auch plastische Schubverzerrungen auf (vgl. Abbildung 39). Diese besitzen allerdings auf den Spannungszustand im Scheitelbereich scheinbar nur einen geringen Einfluss, wie die vergleichende Betrachtung in Abbildung 56 aufzeigt. Dies alles deutet darauf hin, dass das Ebenbleiben der Querschnitte nicht notwendigerweise gegeben ist und dass das Verbundverhalten ggf. nicht ohne geeignete Korrekturen vorausgesetzt werden kann.

5.4 Anwendungsgrenzen und Übergangsbereiche

Die vergleichenden Betrachtungen der Spannungsverteilungen in Abschnitt 5.3.2 (Abbildung 66) zeigen auf, dass die Annahme zum Ebenbleiben des Querschnitts der Überschüttung für viele in der Praxis relevanten Fälle als nicht haltbar angesehen werden muss. In diesem Abschnitt werden daher Anwendungsgrenzen definiert, innerhalb derer in Analogie zur Balkentheorie [43] von einem Ebenbleiben des Querschnitts ausgegangen werden kann. Darüber hinaus wird ein Vorschlag unterbreitet, wie für einen definierten Übergangsbereich die Anwendungsgrenzen ausgeweitet und dennoch auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse für die berechneten Randspannungen im Gewölbemauerwerk erzielt werden können.

Unter der einwirkenden Belastung wird die Verkrümmung der Bogenachse der Überschüttung aufgezwungen. Durch den erhöhten triaxialen Spannungszustand im Lasteinleitungsbereich verbessern sich die mechanischen Kennwerte des Überschüttungsmaterials, was insbesondere den Steifemodul und die Scherfestigkeit betrifft. Außerhalb des Lasteinleitungsbereichs wird infolge der Verkrümmung das Überschüttungsmaterial weniger stark beansprucht. Dies folgt zum einen aus dem geringer anzusetzenden Steifemodul und zum anderen aus den auftretenden plastischen Dehnungen, wie die numerische Simulation (Abbildung 39) aufzeigt. Wird aus dieser Erkenntnis heraus die mittragende Wirkung des Bodenmaterials im Sinne eines Verbundquerschnitts außerhalb der Lasteinleitung vernachlässigt, so reduziert sich die Pro-

blematik des Nicht-Ebenbleibens des Überschüttungsquerschnitts auf ein lokales Problem, das sich unabhängig von Bogengeometrie, horizontaler Kämpfersteifigkeit und Laststellung näher beleuchten lässt. Durch die Problemreduktion können folgende Parameter benannt werden, die einen möglichen Einfluss für die Definition möglicher Anwendungsgrenzen besitzen:

- Verhältnis der Lasteinleitungslänge L_q zur Überschüttungshöhe h_2
- Verhältnis der Elastizitätsmoduln α von Gewölbemauerwerk E_1 zu Überschüttung E_2
- Verhältnis von Mauerwerksdicke h_1 zur Überschüttungshöhe h_2 bzw. zur Lasteinleitungslänge L_q
- Exzentrizität e der angreifenden Normalkraft N bezogen auf die Mauerwerksdicke h_1

Unter weiterer Vernachlässigung der Bogenkrümmung kann ein numerisches Modell für das Studium dieser Einflussfaktoren herangezogen werden, bei dem der Einfluss der oben genannten Parameter hinsichtlich der auftretenden Spannungsverteilungen im Gewölbemauerwerk und der Überschüttung studiert werden kann. Des Weiteren soll davon ausgegangen werden, dass die Scherfestigkeit des Überschüttungsmaterials aufgrund der Auflast ausreichend groß ist, was sowohl für das Überschüttungsmaterial selbst als auch für die Verbundfuge am Extrados gelten soll. Diese Annahme erscheint aus den Erkenntnissen der numerischen Simulation (Abbildung 39) gerechtfertigt. Dadurch ist ein rein linear-elastischer Ansatz des Überschüttungsmaterials ausreichend und die in einem numerischen Modell berechneten Spannungsverteilungen können mit den berechneten Spannungsverteilungen des Verbundmodells verglichen werden, da auch das Verbundmodell einen rein linear-elastischen Ansatz darstellt.

Abbildung 67 zeigt das Finite-Elemente-Netz eines entsprechenden numerischen Modells, wobei die Modellierung mittels Scheibenelementen realisiert wurde, die für einen ebenen Dehnungszustand senkrecht zur Abbildungsebene definiert sind. Die Modellierung des Mauerwerks erfolgte mittels vereinfachter Mikromodellierung, bei dem einzelne Steine zu 10 Blöcken zusammengefasst wurden. Zwischen diesen Blöcken wurden Kontaktbedingungen definiert, welche dem COULOMB'schen Reibungsgesetz folgen und bei denen keine Zugspannungen übertragen werden. Zur Lastverteilung wurden an den Enden des Mauerwerks Lasteinleitungsflächen von 10 cm Länge und mit einem Elastizitätsmodul von 30.000 MPa angeordnet. Die exzentrische Normalkraft greift an einem Knoten dieser Lasteinleitungsflächen an, der in vertikaler Richtung einen definierten Abstand zur Schwerelinie des Mauerwerksquerschnitts besitzt. In vertikaler Richtung wurde eine äquidistante Teilung für die Elementierung vorgenommen, deren Länge einem Zwölftel der Höhe des Mauerwerksquerschnitts entspricht. Damit ist es möglich, verschiedene Ausmitten e der am Mauerwerk angreifenden Normalkraft N zu untersuchen, was in dem Schrittweitenraster entsprechend der äquidistanten Teilung der Querschnittshöhe des Mauerwerks (h_1) erfolgen kann. Zwischen Mauerwerk und Bodenmaterial wurde ein inniger Verbund definiert, da bei dem Modell keine Auflasten zur Aktivierung der

Scherfestigkeit in der Verbundfuge aufgebracht werden konnten und auch nicht zwangsläufig erforderlich sind. Das Modell gilt somit nur für Fälle, in denen die Scherfestigkeit in der Verbundfuge über die Druckspannungen senkrecht zum Extrados und den ansetzbaren Wandreibungswinkel am Extrados sichergestellt ist. Bei dem numerischen Modell nach Abbildung 67 ist zusammenfassend die Variation folgender Parameter möglich:

- Querschnittshöhe des Mauerwerks h_1
- Querschnittshöhe der Überschüttung h_2
- Elastizitätsmodul des Mauerwerks E_1
- Elastizitätsmodul der Überschüttung E_2
- Länge der Lasteinleitung L_q
- Exzentrizität e der am Mauerwerksquerschnitt angreifenden Normalkraft N

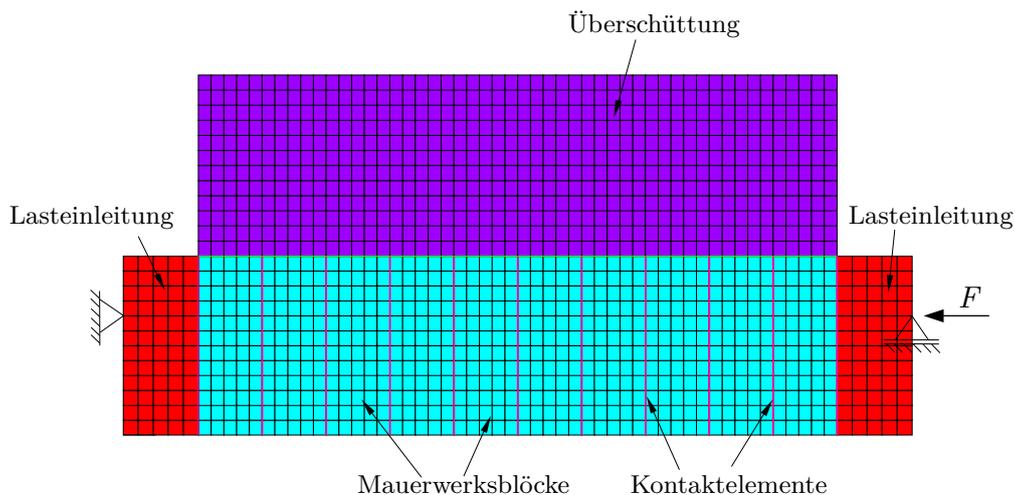


Abbildung 67: FE-Scheibenmodell für das Studium der Spannungsverteilung im Verbundquerschnitt

Die Auswertung der Spannungsverteilung erfolgt grundsätzlich in der Mitte des numerischen Modells. In Abbildung 68 ist exemplarisch die berechnete Spannungsverteilung des FE-Modells (Abbildung 67) der nach Abschnitt 3.2.1 berechneten Spannungsverteilung des Verbundmodells gegenübergestellt. Hierfür lagen folgende Eingangsparameter mit der Vorzeichendefinition entsprechend Abbildung 16 bzw. 17 zugrunde:

$$\alpha = \frac{3000}{18,2} = 165 \quad \frac{L_q}{h_2} = \frac{850}{350} = 2,43 \quad h_1 = 115 \text{ mm} \quad e = -\frac{h_1}{3} \quad N = -70 \text{ kN/m}$$

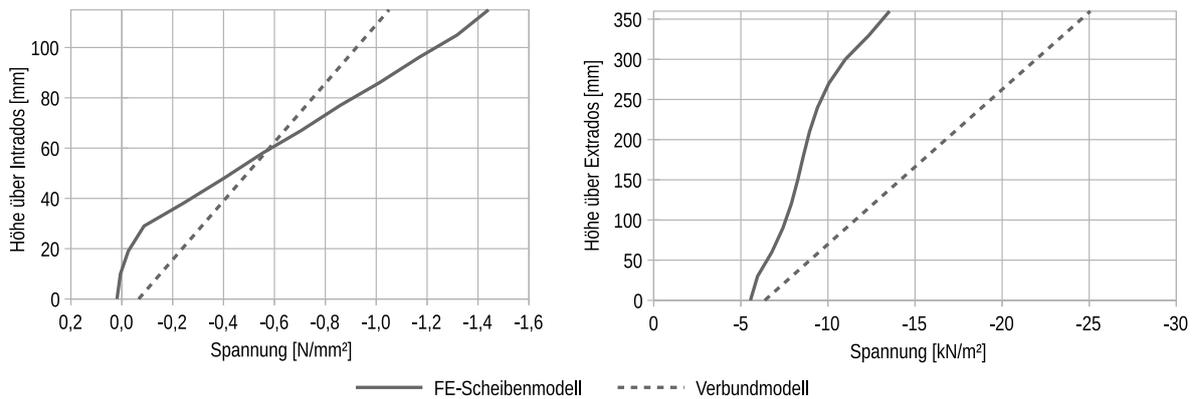


Abbildung 68: Vergleich berechneter Spannungsverteilungen von FE-Scheibenmodell und Verbundmodell: links: im Mauerwerk; rechts: in der Überschüttung

Die Verschiedenheit der berechneten Spannungsverläufe ähnelt grundsätzlich den Beobachtungen in Abschnitt 5.3.2. Die in der Überschüttung berechneten Spannungen fallen im FE-Scheibenmodell wesentlich geringer aus als beim Verbundmodell (vgl. Abbildung 68 rechts). Dies hat bei dem konkreten Beispiel zur Folge, dass beim FE-Scheibenmodell, im Gegensatz zum Verbundmodell, eine klaffende Fuge an der Unterseite des Mauerwerks („Intrados“) auftritt und die berechneten maximalen Druckspannungen an der Oberseite („Extrados“) wesentlich größer sind (vgl. Abbildung 68 links).

Im Übrigen wird in Abbildung 68 links auch der Effekt sehr gut deutlich, den das Überschüttungsmaterial auf die Spannungsverteilung im Mauerwerksquerschnitt hat. Ohne Ansatz der Überschüttung würde sich bei der vorgegebenen Belastung die klaffende Fuge bis zur Schwerelinie des Querschnitts erstrecken, und die größte Druckspannung würde an der oberen Randfaser $\sigma = -2,43 \text{ N/mm}^2$ betragen.

In Abbildung 69 sind die prozentualen Abweichungen der Mauerwerksrandspannungen zwischen FE-Scheibenmodell und Verbundmodell an der Oberseite („Extrados“) für verschiedene Ausmitten und verschiedene ganzzahlige Verhältnisse von Lasteinleitungslänge L_q zu Überschüttungshöhe h_2 gezeigt, wobei die Lasteinleitungslänge mit $L_q = 85 \text{ cm}$ konstant gehalten und dafür die Überschüttungshöhe h_2 variiert wurde.

Bei diesem speziellen Fall, bei dem $h_1 = 11,5 \text{ cm}$ und $\alpha = 165$ ist, liefern bei einem Verhältnis von $L_q/h_2 = 5$ das FE-Scheibenmodell und das Verbundmodell bei allen Ausmitten etwa gleiche Ergebnisse für die Mauerwerksrandspannung am Extrados. Bei einem Verhältnis von $L_q/h_2 = 4$ beträgt für alle Ausmitten die Abweichung etwa 5 %. Bei kleineren Verhältniswerten kommt es zu nicht mehr hinnehmbaren Abweichungen, wobei die Abweichung umso stärker ausfällt, je größer die Ausmitte der am Mauerwerksquerschnitt angreifenden Normalkraft ist.

Die Anwendung des Verbundmodells beeinflusst nicht unerheblich die rechnerische Spannungsverteilung sowie die maximal auftretenden Druckspannungen im Gewölbemauerwerk.

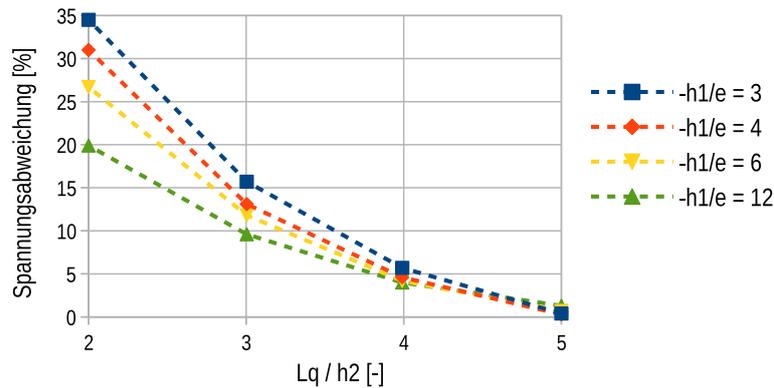


Abbildung 69: Prozentuale Abweichung der Spannungen im Mauerwerk am Extrados in Abhängigkeit vom Verhältnis der Lasteinleitungslänge L_q zur Überschüttungshöhe h_2 bei verschiedenen Ausmitten, ermittelt für $h_1 = 11,5$ cm und $\alpha = 165$

Eine Anwendungsgrenze im Bereich $L_q/h_2 = 4 \dots 5$ zu ziehen wäre wenig befriedigend, da nicht auszuschließen ist, dass viele Anwendungsfälle unterhalb dieser Grenze liegen und von dem in dieser Arbeit vorgeschlagenen Ansatz profitieren würden.

Für den Fall eines unnachgiebigen Verbundes ($\eta = 1$) würde sich bei einer getrennten linearen Regression der in der FE-Simulation berechneten Dehnungsverläufe in der Überschüttung und im Mauerwerk ein Knick am Extrados zwischen diesen beiden vereinfachten Dehnungsverläufen zeigen. Dabei wäre es denkbar, den Winkel, den diese vereinfachten Dehnungsebenen einschließen, in Gleichungen 3.9 bis 3.11 als Anpassungsparameter zu berücksichtigen. Jedoch führten entsprechende Anstrengungen nicht zu einer vergleichbar handhabbaren Formulierung wie jene in Gleichungen 3.19 und 3.21. Als alternative Anpassungsmethoden bleiben daher eine Abminderung des Steifemoduls der Überschüttung E_2 oder eine abgeminderte Überschüttungshöhe h_2 .

Aus Abbildung 69 wird ersichtlich, dass die Überschüttungshöhe h_2 in direktem Zusammenhang mit der Spannungsabweichung im Mauerwerk am Extrados steht. Im Stahlbetonbau erfolgt die Bemessung von Wandscheiben in der Regel mit Hilfe von Stabwerkmodellen, bei denen die Anordnung von Druckstreben in Abhängigkeit von der Scheibengeometrie sowie der Lagerungssituation und Lastkonfiguration festgelegt wird. Die Annahme bezüglich der Lage dieser Druckstreben wird mittels vorausgegangener Studien berechneter Spannungstrajektorien begründet [61]. Im weitesten Sinne stellt auch dies eine Abminderung der im Vergleich zum Biegebalken zur Verfügung stehenden Nutzhöhe dar. Aus diesen zwei Gründen wird einer Modellanpassung mit abgeminderter Überschüttungshöhe der Vorzug gegeben und in dieser Arbeit weiter verfolgt.

Abbildung 70 demonstriert exemplarisch die sich bei einer Abminderung der Überschüttungshöhe ergebende Spannungsverteilung im Mauerwerk. Für eine Ausmitte von $e = -h_1/3$ wurde die Überschüttungshöhe im Verbundmodell iterativ so angepasst, dass sich im Mauerwerk die gleiche Randspannung am Extrados wie in der FE-Scheibensimulation ergibt.

Die verfügbare Überschüttungshöhe h_2 musste hierzu von 36,0 cm auf 23,2 cm abgemindert werden. An dem Beispiel zeigt sich, dass dadurch auch die Tiefe der klaffenden Fuge am Intrados vergleichbar mit dem entsprechenden Ergebnis der FE-Simulation ist. Sowohl das FE-Scheibenmodell als auch das angepasste Verbundmodell scheinen sowohl qualitativ als auch quantitativ zu vergleichbaren Ergebnissen beim Spannungsverlauf über die Höhe des Mauerwerksquerschnitts zu führen.

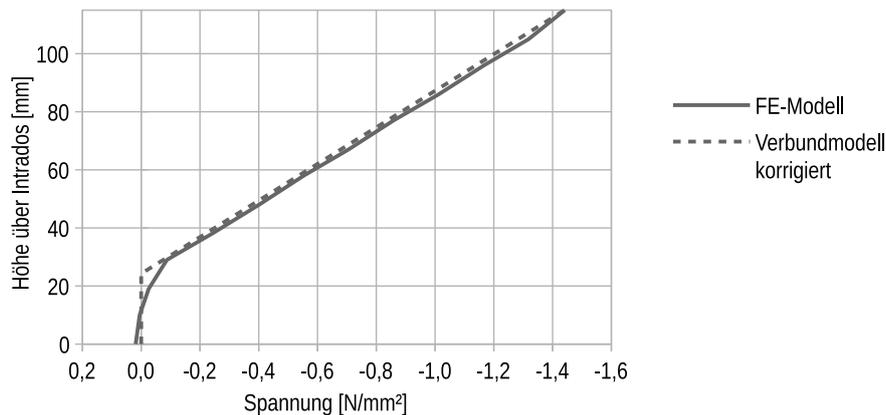


Abbildung 70: Vergleich berechneter Spannungsverläufe im Gewölbemauerwerk von FE-Scheibenmodell und iterativ korrigiertem Verbundmodell

In Abbildung 71 wurde für alle in Abbildung 69 berechneten Variationen die Überschüttungshöhe im Verbundmodell iterativ so angepasst, dass die berechnete Randspannung gleich der Randspannung des FE-Modells ist. Der hierzu eingeführte Abminderungsfaktor χ_h sei wie folgt definiert:

$$\chi_h = \frac{h'_2}{h_2} \quad (5.1)$$

Darin ist h_2 die real zur Verfügung stehende Höhe des Erdstoffs im Ausgangsquerschnitt, welche in das FE-Modell eingeht. Die abgeminderte Höhe des Erdstoffs h'_2 ist iterativ bestimmt und führt bei der analytischen Lösung zur gleichen Randspannung am Extrados wie im FE-Modell mit der Höhe h_2 .

Bei Betrachtung des Linienzuges für die Ausmitte von $-h_1/e = 3$ in Abbildung 71 wird auch hier deutlich, dass bei einem Verhältnis von $L_q/h_2 = 5$ nahezu keine Abminderung erforderlich wird. Bei kleineren Verhältniswerten steigt die notwendige Abminderung progressiv. Dieses Verhalten deckt sich mit den Beobachtungen in Abbildung 69.

Interessanterweise verhält sich der Abminderungsfaktor χ_h bei kleineren Ausmitten anders als die prozentuale Abweichung der Mauerwerk-Randspannung. Offensichtlich besitzen Verkrümmungen und Längsdehnungen einen unterschiedlichen Einfluss auf Schubverzerrungen in der Überschüttung. Die Abweichungen der Randspannungen am Extrados sind bei $L_q/h_2 = 5$ vernachlässigbar klein. Um dennoch mit dem FE-Modell übereinstimmende Ergebnisse zu

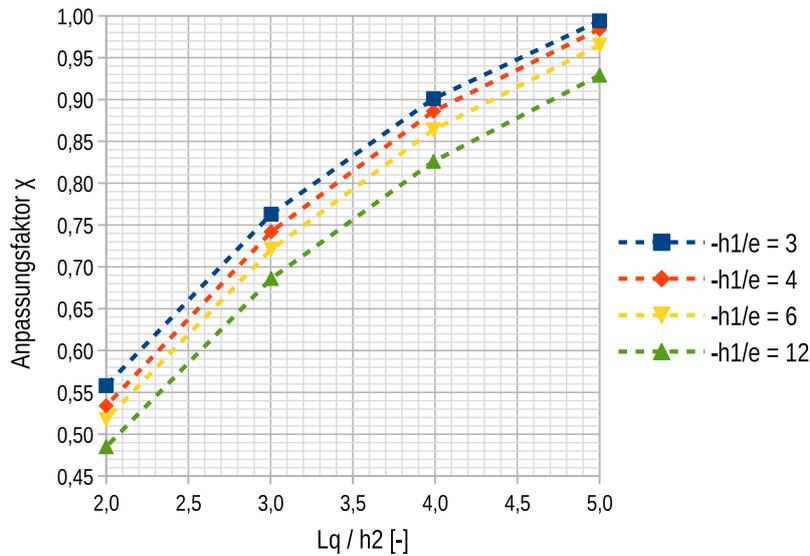


Abbildung 71: Iterativ ermittelte Anpassungsfaktoren χ_h für die Überschüttungshöhe h_2 zur Berechnung der Mauerwerksrandspannung am Extrados bei der analytischen Lösung; gültig für $h_1 = 11,5$ cm und $\alpha = 165$

erzielen, muss bei kleinen Ausmitten eine stärkere Korrektur vorgenommen werden als bei größeren. Bei verminderten Ausmitten ist der Polygonzug der iterativ ermittelten Abminderungsfaktoren χ_h in etwa parallel nach unten versetzt.

Die untere Grenze von $L_q/h_2 = 2$ ist frei gewählt und sollte für die meisten praktischen Anwendungsfälle ausreichend sein. Theoretisch sind auch größere Ausmitten als $-h_1/e = 3$ denkbar, insbesondere bei großen Überschüttungshöhen h_2 . Bei kleineren Überschüttungshöhen führt eine Ausmitte von $-h_1/e = 2$ nicht mehr zu sinnvollen Ergebnissen, da die Mauerwerksrandspannungen in diesem Fall sehr große Werte annehmen, bei denen kein linearer Zusammenhang mehr zwischen Spannung und Dehnung unterstellt werden kann. Außerdem wird in einigen Grenzzustandsbetrachtungen eine maximale Tiefe der klaffenden Fuge empfohlen, wie zum Beispiel in [20] oder [2]. In der Literatur existieren hierzu unterschiedliche Empfehlungen, was an dieser Stelle nicht weiter diskutiert werden soll. Innerhalb der Grenzen

$$2,0 \leq \left(\frac{L_q}{h_2} \right) \leq 5,0 \quad \text{und} \quad 3,0 \leq \left(-\frac{h_1}{e} \right) \leq 12,0 \quad (5.2)$$

erscheint die Formulierung einer analytischen Funktion des Abminderungsfaktors sinnvoll. Eine analytische Beschreibung des Abminderungsfaktors χ_h ist insbesondere deswegen von Vorteil, weil sie sich als Abfangkriterium relativ einfach in automatisierte Nachweisformate implementieren lässt.

Die iterativ ermittelten Anpassungsfaktoren χ_h in Abbildung 71 besitzen näherungsweise

einen logarithmischen Zusammenhang, welcher mit der Funktion

$$\chi_h \approx A - \frac{1}{124} \left(-\frac{h_1}{e} - 3 \right) + B \cdot \ln \left(\frac{L_q}{h_2} \right) \leq 1,0 \quad (5.3)$$

beschrieben werden kann. Für eine Dicke des Gewölbemauerwerks von $h_1 = 11,5$ cm und einem Verhältnis der Elastizitätsmoduln von $\alpha = 165$ ergeben die Koeffizienten

$$A = 0,245 \quad \text{und} \quad B = 0,469$$

eine gute Übereinstimmung mit den iterativ ermittelten Abminderungsfaktoren, wie ein Vergleich zwischen Abbildungen 71 und 72 zeigt.

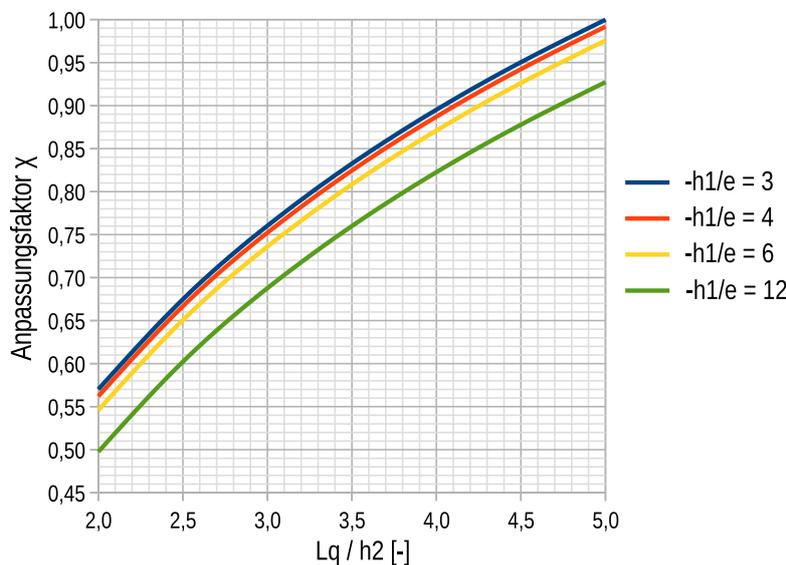


Abbildung 72: Kurvenschar des Anpassungsfaktors χ_h nach Gleichung 5.3; gültig für $h_1 = 11,5$ cm und $\alpha = 165$

Das Verhältnis der Elastizitätsmoduln von $\alpha = 165$ wurde in Anlehnung an die verwendeten Materialien der Gewölbeversuche gewählt und stellt für praktische Anwendungsfälle einen verhältnismäßig kleinen Wert dar. Insbesondere sind kleinere Steifemoduln für das Hinterfüllmaterial denkbar, die sich aus einer nicht so hohen Auflast ergeben. Zudem ist ein Elastizitätsmodul von etwa $E_1 = 6.000$ MPa für das Mauerwerk ebenfalls noch im Rahmen praktischer Anwendungsfälle. Abbildung 73 vermittelt einen Eindruck, wie sich die Spannungsabweichung am Extrados und der zugehörige Abminderungsfaktor bei $\alpha = 660$ entwickeln.

Erst unterhalb eines Verhältnisses von $L_q/h_2 = 4$ sind relevante Spannungsabweichungen am Extrados zu verzeichnen. Qualitativ verhalten sich sowohl die prozentuale Abweichung als auch der Abminderungsfaktor χ_h ähnlich wie bei $\alpha = 165$. Der in der vertikalen Richtung signifikante Versatz bei kleineren Ausmitten ist in Abbildung 73 weniger stark ausgeprägt als in Abbildung 71, was vermutlich auf numerische Ungenauigkeiten zurückgeführt werden kann.

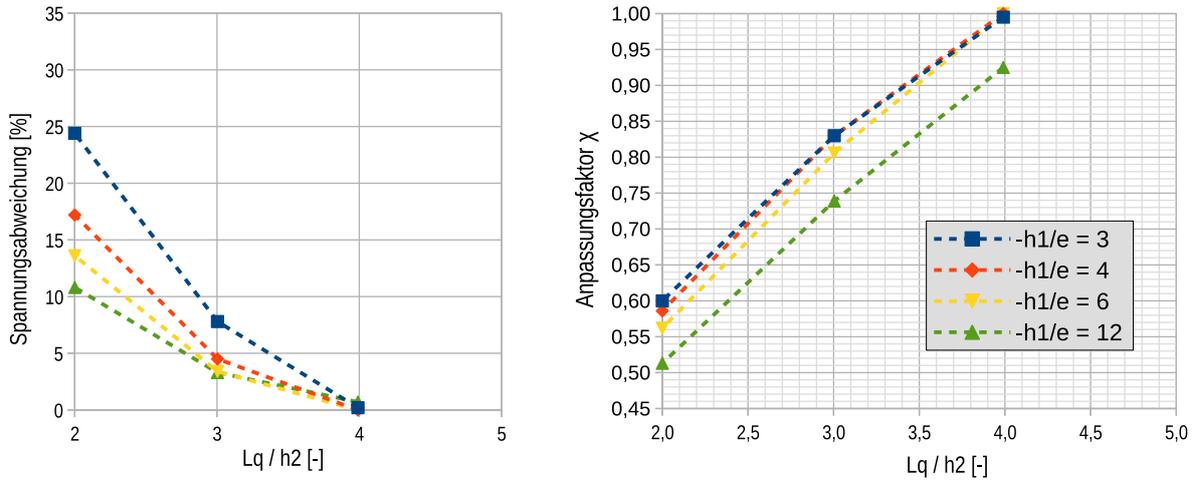


Abbildung 73: Links: Prozentuale Spannungsabweichung am Extrados; rechts: iterativ ermittelte Anpassungsfaktoren χ_h ; gültig für $h_1 = 11,5$ cm und $\alpha = 660$

Wird auf der sicheren Seite liegend über den gesamten Bereich ebenfalls von einem vertikalen Versatz (vgl. Gleichung 5.3) in Höhe von

$$-\frac{1}{124} \left(-\frac{h_1}{e} - 3 \right) \quad (5.4)$$

ausgegangen und näherungsweise ein logarithmischer Zusammenhang zwischen den Anpassungsfaktoren unterstellt, so lässt sich Gleichung 5.3 auch für diesen Fall verwenden. Für die Ermittlung der Koeffizienten A und B werden die drei iterativ bestimmten Abminderungsfaktoren für $-h_1/e = 3$ herangezogen.

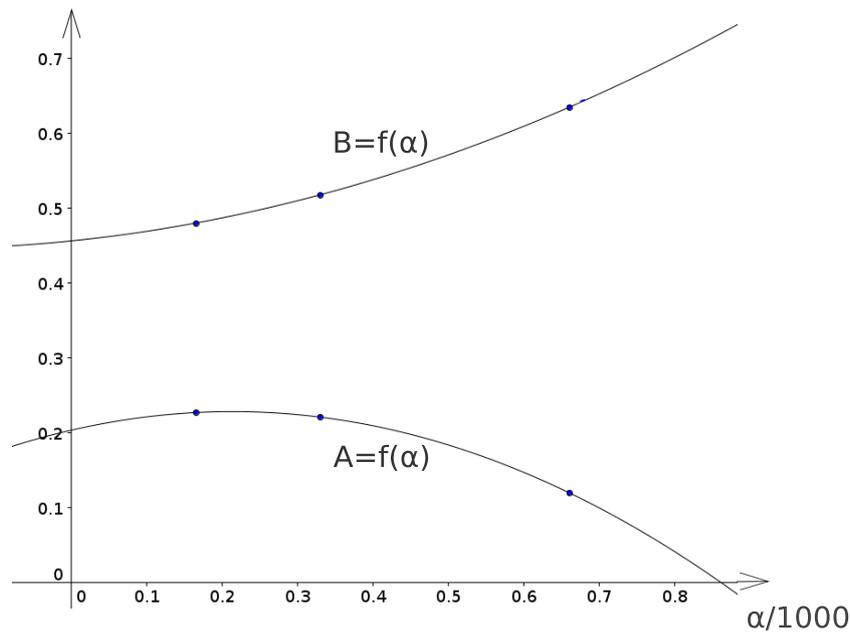
Um näherungsweise funktionale Zusammenhänge für verschiedene Verhältnisse der Elastizitätsmoduln α herzustellen, wurden drei Stützstellen gebildet. Die zugehörigen Ergebnisse für die jeweiligen Koeffizienten A und B von Gleichung 5.3 in Verbindung mit Gleichung 5.2 können Tabelle 12 entnommen werden. Zusätzlich sind die Ergebnisse auch in dem Diagramm in Abbildung 74 aufgetragen.

Tabelle 12: Koeffizienten von Gleichung 5.3 bei Variation von α für $h_1 = 11,5$ cm

	$\alpha = 165$	$\alpha = 330$	$\alpha = 660$
A	0,2271	0,2210	0,1200
B	0,4802	0,5179	0,6348

Als Ansatz für eine funktionale Beziehung der Koeffizienten A und B von Gleichung 5.3 wurde jeweils eine quadratische Funktion gewählt. Für die ermittelten Werte in Tabelle 12 ist dann

$$A = -0,544 \left(\frac{\alpha}{1000} \right)^2 + 0,232 \left(\frac{\alpha}{1000} \right) + 0,204 \quad (5.5)$$

Abbildung 74: Funktionale Beziehung der Koeffizienten A und B für $h_1 = 11,5$ cm

und

$$B = 0,254 \left(\frac{\alpha}{1000} \right)^2 + 0,103 \left(\frac{\alpha}{1000} \right) + 0,456 . \quad (5.6)$$

Für die obere und untere Grenze des Verhältnisses der Elastizitätsmoduln α erscheint in Anbetracht der Grafik in Abbildung 74 der Bereich

$$150 \leq \alpha \leq 700 \quad (5.7)$$

als vertretbar für eine Extrapolation dieser funktionalen Beziehung, welcher ein weites Feld praktischer Anwendungsfälle abdecken sollte.

An dieser Stelle soll ein nochmaliger Vergleich der Spannungsverteilung im Mauerwerk anhand des Beispiels aus Abschnitt 5.3.2 vorgenommen werden, bei dem die ansetzbare Überschüttungshöhe h'_2 unter Zuhilfenahme von Gleichung 5.3 für das Verbundmodell einfließt. Nach Tabelle 11 ist die beim verschieblichen Stabwerk berechnete Ausmitte betragsmäßig mit $e = -8,27$ cm größer als die nach Gleichung 5.2 definierte Grenze. Aus der Analyse in Abbildung 71 geht hervor, dass bei betragsmäßig größeren Ausmitten als $h_1/3$ der gemachte Fehler auf der sicheren Seite liegt, wenn in einem derartigen Fall in Gleichung 72 von einer Ausmitte $e = -h_1/3$ ausgegangen wird.

Nebenbei bemerkt ist die Ausmitte von $e = -8,27$ cm auch größer als die halbe Querschnittshöhe des Mauerwerks. Die Resultierende würde bei dieser Berechnungsmethode nicht mehr innerhalb des Mauerwerksquerschnitts liegen. Ein Spannungsnachweis wäre ohne Ansatz

der Überschüttung nicht mehr möglich, was wiederum die Interpretation nahe legen würde, dass die Tragfähigkeitsgrenze überschritten ist. Dass dies bei weitem noch nicht der Fall sein kann, zeigen die Versuchsergebnisse in Abschnitt 4.4.

Die Abminderungsfaktoren χ_h für ein Verhältnis von $L_q/h_2 = 850/360 = 2,36$ sowie die für das Verbundmodell abzumindernden Überschüttungshöhen h'_2 enthält Tabelle 13. Die sich daraus ergebenden Spannungsverläufe im Gewölbemauerwerk sind in Abbildung 75 aufgetragen und dem berechneten Spannungsverlauf des FE-Gewölbemodells gegenübergestellt.

Tabelle 13: Abgeminderte Überschüttungshöhen für das Beispiel der ebenen Stabwerkmodellierung aus Abschnitt 5.3.2

	fest eingespannt	verschieblich eingespannt
χ_h [–]	0,637	0,640
h'_2 [cm]	22,92	23,03

Beim ebenen Stabwerk mit unverschieblichen Widerlagern tritt infolge der Korrektur der Überschüttungshöhe zwar eine klaffende Fuge am Intrados auf, und die Randspannung am Extradados ist auch größer als in Abbildung 66, jedoch wird diese Randspannung im Vergleich zum Ergebnis der FE-Modellierung weiterhin stark unterschätzt. Wird das verschiebliche Widerlager jedoch horizontal mit der gleichen Federsteifigkeit gehalten wie in der FE-Simulation, ergibt sich bei Anwendung des korrigierten Verbundmodells etwa die gleiche Randspannung wie in der FE-Simulation. Diese beträgt mit $2,49 \text{ N/mm}^2$ etwa 103 % jener der Modellierung der Überschüttung mit einem linear-elastischen Ansatz und 101 % jener der Modellierung mit dem DRUCKER-PRAGER-Materialmodell. Die rechnerische Tiefe der klaffenden Fuge fällt bei der ebenen Stabwerkmodellierung etwas größer aus, was vermutlich der Nichtberücksichtigung der Steifigkeitsreduktion infolge Rissbildung zugeschrieben werden kann. Bei der ebenen Stabwerkmodellierung wird durch diese Nichtberücksichtigung der Steifigkeitsreduktion die Biegetragfähigkeit des Gewölbequerschnitts überschätzt, was im Vergleich zur FE-Simulation zu einem größeren Biegemoment und einer kleineren Bogennormalkraft führt.

Abminderung bei 24 cm dickem Gewölbemauerwerk

Bei einem Gewölbemauerwerk von 24 cm Dicke sind weniger starke Spannungsabweichungen am Extradados zwischen FE-Modell und Verbundmodell zu verzeichnen als bei $h_1 = 11,5 \text{ cm}$ (vgl. Abbildung 76, linke Seite). Signifikante Spannungsabweichungen treten erst bei kleineren Verhältnissen von Lasteinleitungslänge zu Überschüttungshöhe (L_q/h_2) auf als bei 11,5 cm Mauerwerkshöhe. Dennoch erreichen die Spannungsabweichungen Größenordnungen, die mittels einer Begrenzung der angesetzten Überschüttungshöhe Berücksichtigung finden sollten. Bei der iterativen Ermittlung der entsprechenden Abminderungsfaktoren mittels des FE-Modells ergibt sich allerdings ein weniger signifikantes Bild bei variierender Ausmitte e . So

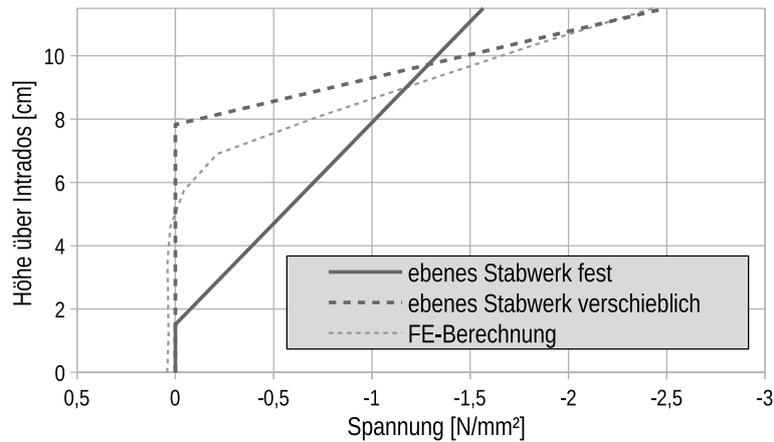


Abbildung 75: Vergleich der berechneten, horizontalen Spannungsverteilung im Scheitelbereich des Gewölbemauerwerks von FE-Berechnung und ebenem Stabwerkmodell bei Abminderung der Überschüttungshöhe mittels Gleichung 5.3

ist in der rechten Seite von Abbildung 76 der vertikale Versatz der Linienzüge für die jeweils iterativ ermittelten Anpassungsfaktoren χ_h bei unterschiedlichen Ausmitten weniger deutlich ausgeprägt als bei $h_1 = 11,5$ cm (vgl. Abbildung 71), wobei sich mit steigendem Verhältnis der Elastizitätsmoduln α ein zunehmend diffuseres Bild zeigt.

Für die praktische Anwendung besitzt eine betragsmäßig größere Ausmitten einen höheren Stellenwert als betragsmäßig kleinere Ausmitten. Aus diesem Grund werden die jeweiligen Linienzüge von $h_1/e = 3$ für die Formulierung einer analytischen Beziehung herangezogen. Auf der sicheren Seite liegend soll analog zur obigen Formulierung vereinfachend angenommen werden, dass bei kleineren Ausmitten immer ein vertikaler Versatz dieses Linienzuges für χ_h nach unten vorliegt. Die größte ermittelte Vertikalverschiebung dieses Linienzuges liegt in Abbildung 76 rechts bei $\alpha = 165$, $L_q/h_2 = 2,0$ und $-h_1/e = 12$ mit einem Wert von 0,064 vor. Diese Stelle wird herangezogen, um in Analogie zu Gleichung 5.4 einen allgemeingültigen Vertikalversatz festzulegen, welcher mit

$$-\frac{1}{140} \left(-\frac{h_1}{e} - 3 \right) \quad (5.8)$$

etwas kleiner ausfällt. Ferner lassen sich die Linienzüge für $-h_1/e = 3$ ebenfalls näherungsweise mittels einer logarithmischen Beziehung beschreiben, sodass in Analogie zu Gleichung 5.3 die allgemeine Form

$$\chi_h \approx A - \frac{1}{140} \left(-\frac{h_1}{e} - 3 \right) + B \cdot \ln \left(\frac{L_q}{h_2} \right) \leq 1,0 \quad (5.9)$$

genutzt werden kann. Die angepassten Funktionen der Linienzüge für $-h_1/e = 3$ liefern die Koeffizienten A und B von Gleichung 5.9, welche in Tabelle 14 und in Abbildung 77 dargestellt sind. Diese Koeffizienten lassen sich analog zur obigen Herleitung des Abminderungsfaktors

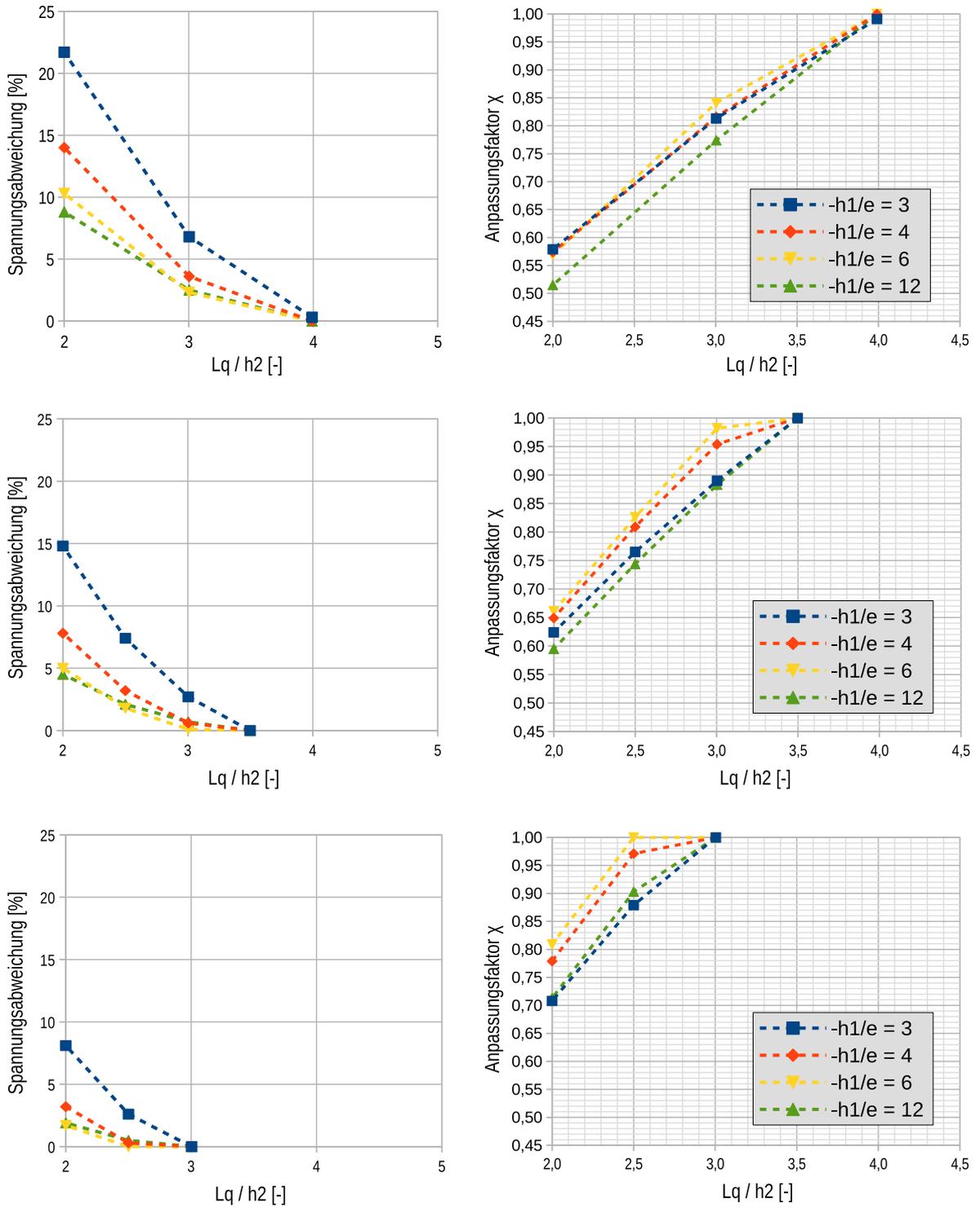


Abbildung 76: Links: prozentuale Spannungsabweichung am Extradados; rechts: iterativ ermittelte Anpassungsfaktoren χ_h ; oben bei $\alpha = 165$, mittig bei $\alpha = 330$, unten bei $\alpha = 660$; gültig für $h_1 = 24,0$ cm

für die Gewölbstärke $d_1 = 11,5$ cm näherungsweise mit zwei Polynomen zweiten Grades beschreiben, die sich entsprechend der Stützstellen in Tabelle 14 zu

$$A = 0,306 \left(\frac{\alpha}{1000} \right)^2 - 0,150 \left(\frac{\alpha}{1000} \right) + 0,174 \quad (5.10)$$

und

$$B = -0,495 \left(\frac{\alpha}{1000} \right)^2 + 0,636 \left(\frac{\alpha}{1000} \right) + 0,516 \quad (5.11)$$

ergeben, deren Gültigkeit ebenfalls durch Gleichung 5.7 begrenzt sein soll.

Tabelle 14: Koeffizienten von Gleichung 5.9 bei Variation von α für $h_1 = 24,0$ cm

	$\alpha = 165$	$\alpha = 330$	$\alpha = 660$
A	0,1580	0,1583	0,2088
B	0,6074	0,6719	0,7202

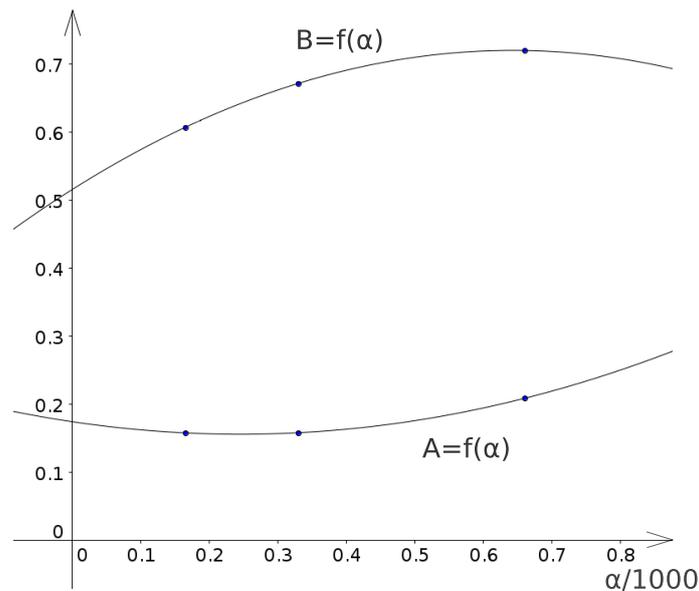


Abbildung 77: Funktionale Beziehung der Koeffizienten A und B für $h_1 = 24,0$ cm

6 Nutzung des analytischen Modells in bestehenden Nachweis-konzepten

Das europäisch harmonisierte Nachweis-konzept für Tragwerke ist in Deutschland durch die DIN EN 1990 [69] verankert. Dieses Nachweis-konzept sieht die Anwendung eines semiprobabilistischen Sicherheitskonzepts vor. Es wird grundsätzlich zwischen den Grenzzuständen der Tragfähigkeit (GZT) und der Gebrauchstauglichkeit (GZG) unterschieden. Für beide Grenzzustände sind in [69] Grenzzustandskriterien festgelegt, wobei für den GZG zwischen umkehrbaren und nicht umkehrbaren Grenzzuständen unterschieden wird. Für die Nachweise zur Einhaltung dieser Kriterien werden einwirkungs- und widerstandsseitig statistisch abgesicherte Eintrittswahrscheinlichkeiten genutzt, die für den GZG höher sind als für den GZT. Im semiprobabilistischen Sicherheitskonzept werden diese Eintrittswahrscheinlichkeiten in den festgelegten Nachweisformaten indirekt durch die Anwendung genormter Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte näherungsweise und allgemeingültig verkörpert.

Im Mauerwerksbau wird dieses europäisch harmonisierte Nachweis-konzept mit der DIN EN 1996-1-1 (Eurocode 6) [70] konsequent umgesetzt. Gemäß Abschnitt 1.1.2 dieser Norm, in dem die Anwendungsgrenzen festgelegt sind, werden allerdings „gesonderte Gesichtspunkte“ bei gemauerten Brücken, Bögen und Gewölben explizit „nicht behandelt“. In älteren Normen sind noch einige, wenige Regelungen zu diesen Bauwerken bzw. Bauteilen zu finden. Eine Übersicht hierzu ist in [2] aufgearbeitet. Darin werden die Vorgängernorm DIN 1053 Teil 1 [68] sowie die DIN 1075 [64] aus dem Jahre 1955 angeführt. In diesen beiden Werken wurden Regelungen getroffen, in welchen Fällen die Berechnung auf Grundlage der Elastizitätstheorie zu erfolgen hatte und in welchen Fällen auf das Stützlinienverfahren zurückgegriffen werden durfte. Die Regelung, welche diese Arbeit vielleicht im Besonderen tangiert, ist, dass nach DIN 1075 bei flachen Bogenbrücken unterhalb von einem Pfeilverhältnis (Stichhöhe zu lichter Weite) von $1/5$ die Berechnung generell auf Grundlage der Elastizitätstheorie aufzustellen war. Dies deckt sich mit den eigenen Erfahrungen, bei denen die Anwendung des Stützlinienverfahrens aufgrund der verfahrensbedingten Annahme einer horizontalen Unnachgiebigkeit der Kämpfer sowie der unbegrenzt hohen Dehnsteifigkeit des Bogens zu unsicheren Ergebnissen bei der Nachrechnung des Gewölbeversuchs führte (vgl. Abschnitt 5.3).

Im Gegensatz zum semiprobabilistischen Sicherheitskonzept wird beim deterministischen Sicherheitskonzept¹⁴ die Versagenssicherheit mit einer globalen Abminderung der maßgebenden Materialfestigkeit sichergestellt. Für die Berechnung von Mauerwerk aus künstlichen Steinen wurde das deterministische Sicherheitskonzept in der ehemaligen DDR mit der Einführung der TGL 38 650 [73] im Jahre 1986 und in der Bundesrepublik Deutschland mit der Einführung des Eurocode 6 [70] im Jahre 2013 durch das semiprobabilistische Sicherheitskonzept ersetzt. Bei nichtlinearen Problemstellungen besteht jedoch unter Umständen eine Nichtlinearität der

¹⁴auch bekannt als globales oder summarisches Sicherheitskonzept

Grenzzustandsfunktion, was zu Problemen bei der Anwendung des Teilsicherheitskonzepts führt. Um diese Nichtlinearitäten zu berücksichtigen, wurde im Stahlbetonbau das Format des globalen Tragfähigkeitsbeiwerts eingeführt [62]. In [3] wird auf entsprechende Probleme bei vertikal beanspruchten Wänden aus Mauerwerk sowie bei auf Biegung beanspruchten, unbewehrten Mauerwerkswandscheiben aufmerksam gemacht und hierzu verschiedene Lösungsansätze untersucht.

Die nachfolgenden Betrachtungen sind ausschließlich auf tonnenförmige Gewölbe ausgerichtet, die nur in einer Richtung eine Krümmung aufweisen. Kreuzgewölbe mit Krümmungen in zwei Richtungen, wie sie in romanischen, gotischen oder neugotischen Bauwerken anzutreffen sind, reagieren sehr stark auf kleinste horizontale Auflagerverschiebungen. Je nach Gewölbeform bilden diese Gewölbe eigene Rissformationen aus, die zu den jeweiligen Versagensmechanismen führen, was Barthel in [4] untersucht hat. Der Fokus für die Anwendung des in dieser Arbeit vorgestellten analytischen Modells liegt demnach vielmehr auf in einer Richtung gekrümmte Gewölben, wie zum Beispiel die Preußische Kappe, welche zumeist überschüttet sind, aber vor allem auch auf Bogenbrücken, die in der Regel für die Ausbildung der Fahrbahn eine Überschüttung aufweisen. Das vorgestellte Modell soll dabei für alle überschütteten Bauwerke anwendbar sein, bei denen eine Unverschieblichkeit zwischen Gewölberücken (Extrados) und der Überschüttung unterstellt werden kann und bei denen eine ausreichende Scherfestigkeit des Überschüttungsmaterials im Lasteinleitungsbereich nachweislich gegeben ist.

6.1 Überblick zu Tragfähigkeits- und Gebrauchstauglichkeitskriterien

Für Bogen- und Gewölbekonstruktionen wurden die in Normen geregelten Grundlagen auf ein Minimum reduziert. Dies scheint die Ursache zu sein, dass in der Literatur für die Tragfähigkeitsbeurteilung dieser Konstruktionen eine große Bandbreite empfohlener Grenzzustandskriterien existiert. In [16] bzw. [6] wird eine Übersicht dieser Kriterien gegeben, welche im Rahmen der Nachrechnung des Bahrmühlenviaduktes aus bauaufsichtlicher Sicht als Stand der Technik angesehen werden konnten. Dabei wurden auch Grenzzugdehnungen beleuchtet und gegenübergestellt, welche normungsseitig bei Scheibenbemessungen zu berücksichtigen sind. Die Zusammenfassung dieser Recherche zeigt Abbildung 78.

Dabei gehen bis auf Lachmann [37] alle Ansätze von einem linear-elastischen Materialverhalten des Mauerwerks aus. Die Grenzkriterien unterscheiden sich im Wesentlichen bezüglich der zulässigen berechneten maximalen Randspannung im Mauerwerk sowie der zulässigen Tiefen der klaffenden Fuge. Sieht man von der Interpretation nach DIN 1075 einmal ab, ist allen Kriterien gemein, dass die plastizitätstheoretischen Ansätze nach Heyman [30] in einem mehr oder weniger begrenzten Ausmaß Berücksichtigung finden. Die Einhaltung der jeweils vorgeschlagenen Begrenzungen dieses plastizitätstheoretischen Ansatzes führt dazu, dass bei allen in Abbildung 78 aufgeführten Kriterien ein Ausweichen des Bogens in Längsrichtung, also das

<p>Lachmann</p>	<p>Hänel</p>	<p>Hänel mit Aufbau</p>	<p>Mildner</p>	
<p>DIN 1053-1 (11.96)</p>	<p>DIN 1075 (12.59)</p>	<p>Richtlinie DS 805</p>	<p>Richtlinie DR</p>	<p>Rili DR mit Aufbau</p>

Abbildung 78: Zulässige Dehnungs- und Spannungsverteilungen nach Vorschriften, Richtlinien und Vorschlägen aus der Literatur für den Nachweis der Tragfähigkeit von gemauerten Bögen [6]

kinematische Versagen in Form einer Gelenkkette, als Versagensmechanismus ausgeschlossen werden kann. Die getroffenen Festlegungen zur Einhaltung maximaler berechneter Mauerwerksrandspannungen und die zulässigen Tiefen der klaffenden Fuge leiten sich vorwiegend aus Überlegungen ab, welche die Gebrauchstauglichkeit sowie die Dauerhaftigkeit der Konstruktion sicherstellen sollen, wobei hierbei die Empfehlung nach Lachmann ausgenommen werden muss. Diese stellt lediglich ein reines Standsicherheitskriterium der Konstruktion dar, da in vereinfachter Form irreversible Plastizierungen auf Druck zugelassen werden.

Diese Zusammenstellung aus dem Jahre 2007 [6] macht deutlich, dass noch bis vor wenigen Jahren bei Bogen- und Gewölbekonstruktionen weder eine einheitliche Auffassung bezüglich der Gebrauchstauglichkeits- und Dauerhaftigkeitskriterien noch eine strikte Abgrenzung zu Standsicherheitskriterien vorhanden zu sein schien. Vielmehr wurde versucht, durch Einhaltung von Gebrauchstauglichkeitskriterien den Nachweis der Standsicherheit indirekt zu erbringen. Dieses Vorgehen ist nach [69] statthaft, sofern die Kenntnisse bezüglich des Tragverhaltens ausreichend sind, sodass der Grenzzustand der Tragfähigkeit indirekt erbracht ist.

Alsheimer zeigt in [2] an verschiedenen Beispielen auf, wie das Teilsicherheitskonzept in Verbindung mit der Stützlinienmethode angewendet werden kann. Da die ständigen Lasten sich günstig, aber auch ungünstig auf die maximal auftretenden Mauerwerksspannungen auswirken können, empfiehlt er, das gesamte Tragwerk sowohl mit einem Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_G = 1,0$ als auch mit $\gamma_G = 1,35$ für den GZT zu untersuchen. Die dabei maximal auftretenden Randspannungen im Mauerwerk sind dem Bemessungswert der Druckfestigkeit in Lastrichtung f_d nach [70] gegenüberzustellen. Dabei empfiehlt er, von einer linearen Spannungs-Dehnungsbeziehung auf Druck auszugehen, was zu einer dreiecks- bzw. trapezförmigen Spannungsverteilung im Mauerwerk führt. Das Auftreten von Zugspannungen soll generell ausgeschlossen werden. Zur Sicherstellung der Gebrauchstauglichkeit (GZG) empfiehlt Alsheimer, dass unter den ständigen Lasten (g) die Resultierende der Bogennormalkraft innerhalb der ersten Kernweite und unter Hinzuziehung der Verkehrslast ($g + q$) innerhalb der zweiten Kernweite des Mauerwerksquerschnitts liegen sollte.

Franck unterscheidet in [20] ebenfalls zwischen Gebrauchstauglichkeits- und Tragfähigkeitsgrenzen und beschreibt vier relevante Erscheinungen, die bei der Anwendung des *rotating crack models*¹⁵ im Rahmen einer kontinuumsmechanischen Finite-Elemente-Simulation auftreten können. Diese signifikanten Fälle definiert sie als Grenzzustandskriterien. In [9] wurde diese Modellierungsmethode zur Nachrechnung eines Belastungsversuchs angewendet, wobei die von Franck definierten Kriterien anhand der Berechnungsergebnisse beleuchtet wurden. Hinsichtlich der Gebrauchstauglichkeitsgrenzen werden folgende zwei Kriterien definiert:

Kriterium 1: Erstrissbildung in einem der tragenden Bauteile

Kriterium 2: Erreichen einer kritischen Risslänge im Gewölbe

¹⁵vgl. Abschnitt 2.1.3

In Anlehnung an den UIC-Kodex 778-3 [74] wird bei Kriterium 2 die kritische Risslänge von $3/4$ der Gewölbedicke¹⁶ vorgeschlagen. Kriterium 1 dient als optionales Kriterium für die Ermittlung einer Gebrauchslast, bei der die Konstruktion noch in einem rissfreien Zustand verbleibt. Für die Definition von Tragfähigkeitsgrenzen werden in [9] zwei weitere Kriterien formuliert:

Kriterium 3: Erreichen der Druckfestigkeit in einem der Mauerwerksteile

Kriterium 4: Globales Versagen durch Erreichen eines Zustandes der kinematischen Verschieblichkeit – es lässt sich unter den gegebenen Lasten kein Gleichgewichtszustand mehr finden

Für mechanisch korrekte Ergebnisse sind beim *rotating crack model* möglichst realitätsnahe Eingangsparameter unabdingbar. Materialparameter, die mit Teilsicherheitsbeiwerten bzw. Streubeiwerten behaftet sind, würden in der Simulation zu mechanisch unkorrekten Ergebnissen führen, weshalb bei der Anwendung dieses Modellierungsansatzes ein summarisches Sicherheitskonzept auf Seite der Belastung vorgeschlagen wird [9].

Das Berechnungsmodell für Brückentragwerke mit großformatigen Natursteinblöcken, welches in [49] und [50] vorgestellt wird, zielt allein auf die Ermittlung der Grenztragfähigkeit der Konstruktion ab. Bei dieser hybriden Modellierungsmethode¹⁷ kann der Beanspruchungspfad unter Nutzung des semiprobabilistischen Sicherheitskonzeptes mit Teilsicherheitsbeiwerten beanspruchungsseitig für eine Laststellung und für einen Bemessungsschnitt ermittelt werden. Die maßgebenden Widerstandsgrößen, welche für diesen Bemessungsschnitt gelten, können anhand der zur Verfügung gestellten Traglastkurvenscharen (vgl. Abbildung 6) für das großformatige Natursteinmauerwerk mit Teilsicherheitsbeiwerten abgemindert werden. Die Traglastkurvenscharen wurden mit validierten Simulationsrechnungen ermittelt. Auch hier waren, ähnlich wie beim *rotating crack model*, möglichst realitätsnahe Eingangsparameter vonnöten. Jedoch stellen diese Kurvenscharen ein abminderbares Zwischenergebnis dar. Auf diese Weise können Tragfähigkeitsnachweise geführt werden, die sowohl auf einem deterministischem Sicherheitskonzept mit einem globalen Sicherheitsfaktor als auch auf einem semiprobabilistischen Sicherheitskonzept mit einwirkungs- und widerstandsseitigen Teilsicherheiten beruhen.

6.1.1 Vorschlag eines Tragfähigkeitskriteriums auf Grundlage des Spannungsblocks

Traglastkurvenscharen, wie sie Purtak in [48] für Quadermauerwerk aus Natursteinen entwickelte, sind für Mauerwerk aus künstlichen Steinen nicht bekannt. Jedoch bietet der Eurocode 6 [70] für die Bemessung von bewehrtem Mauerwerk die Anwendung eines rechteckigen Spannungsblocks als Spannungs-Dehnungsbeziehung für den GZT an. Mit dieser vereinfachten

¹⁶in dieser Arbeit h_1

¹⁷vgl. Abschnitt 2.1.4

Beziehung, welche eine Plastizierung des auf Druck beanspruchten Mauerwerks berücksichtigt, könnte ein normgerechter Nachweis in Analogie zum Ansatz nach Lachmann [37] (vgl. Abbildung 78) für den GZT geführt werden. Dabei wird unter einer exzentrisch angreifenden Bogennormalkraft N_{Ed} die Dehnungsverteilung über die Querschnittshöhe im Mauerwerk als linear angenommen (vgl. Abbildung 79). Die für die Übertragung der Bogennormalkraft zur Verfügung stehenden Fläche wird entsprechend [70] auf das λ -fache begrenzt. Die maximal zulässige übertragbare Bogennormalkraft wäre demnach

$$N_{Rd} = f_d \cdot \lambda \cdot t_1 \cdot B \quad (6.1)$$

und müsste kleiner oder gleich der mit den maßgebenden Teilsicherheitsbeiwerten berechneten Bogennormalkraft sein.

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad (6.2)$$

Die betragsmäßig maximal mögliche Ausmitte $|e|_{max}$ wäre erreicht, wenn $N_{Ed} = N_{Rd}$ ist. Nach Abbildung 79 wäre dies geometrisch bei

$$|e|_{max} = \frac{h_1}{2} - \frac{\lambda \cdot t_1}{2} \quad (6.3)$$

der Fall. Unter Verwendung von Gleichungen 6.1 und 6.2 ergäbe sich die maximal mögliche Ausmitte, für welche noch ein Gleichgewichtszustand gefunden werden kann:

$$|e|_{max} = \frac{h_1}{2} - \frac{N_{Ed}}{2 \cdot f_d \cdot B} \quad (6.4)$$

Daraus würde sich wiederum das entsprechende Nachweisformat für den GZT ableiten:

$$|e|_{vorh} \leq |e|_{max} \quad (6.5)$$

Bei Einhaltung dieser Forderung über die gesamte Bogenlänge gilt der Standsicherheitsnachweis als erbracht. Im Vergleich zur Interpretation des Eurocodes 6 nach Alsheimer [2] könnte durch dieses Nachweisformat, bei gleicher Ausmitte, rechnerisch eine rund 1,33-fach höhere Bogennormalkraft N_{Ed} übertragen werden.

An dieser Stelle sei nochmals darauf hingewiesen, dass die Anwendung des Spannungsblocks nach [70] ausdrücklich der Bemessung von bewehrtem Mauerwerk vorbehalten ist. Ein Tragfähigkeitskriterium für Bögen und Gewölbe lässt sich zwar, wie gezeigt, einfach und schlüssig ableiten, jedoch liegt diese Formulierung ohne nähere Untersuchungen außerhalb des bauaufsichtlich zulässigen Bereichs. Auf der anderen Seite ist dieses Vorgehen wesentlich restriktiver als die Annahme einer unendlich großen Druckfestigkeit, wie es Heyman [30] vereinfachend unterstellt. Bei dieser starken Vereinfachung wäre $|e|_{max} = h_1/2$ und nicht wie

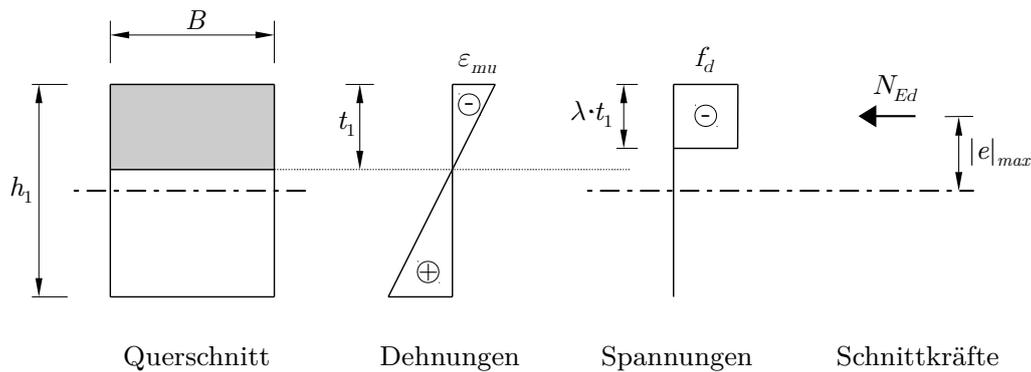


Abbildung 79: Anwendung des Spannungsblocks nach EC 6 [70] für die Ermittlung der maximal möglichen Ausmitte $|e|_{max}$ als Tragfähigkeitskriterium im GZT

in Gleichung 6.4 in Abhängigkeit der auftretenden Normalkraft N_{Ed} sowie der ansetzbaren Festigkeit f_d abgemindert, was den realen Verhältnissen sehr viel näher kommt.

In Verbindung mit einem weiteren eingehaltenen Gebrauchstauglichkeitsnachweis ließe sich dennoch bauaufsichtliche Konformität herstellen, da unter Berücksichtigung einschlägiger Literatur, wie z. B. [30] und [37], durch die obige Formulierung eine ausreichende Kenntnis über das Tragverhalten der Konstruktion bescheinigt werden kann, was dem Grundsatz der DIN EN 1990 [69] entspricht. Insofern erfahren Regelungen bezüglich Gebrauchstauglichkeitskriterien von Bögen und Gewölben einen erhöhten Stellenwert. Dies betrifft insbesondere überschüttete Tragwerke, bei denen für den Nachweis im GZT nach Gleichung 6.4 auf den Ansatz einer mittragenden Wirkung der Überschüttung in den Kämpferbereichen¹⁸ verzichtet wird oder nur sehr vorsichtige Modellvereinfachungen in Ansatz gebracht werden.

Es wäre begrüßenswert, wenn der Vorschlag einer Tragfähigkeitsbewertung auf Grundlage des Spannungsblocks zukünftig Einzug in die Normung finden würde. Voraussetzung hierzu wären allerdings tiefgreifendere Untersuchungen an verschiedenen Materialien und Bogengeometrien. Als einen kleinen Beitrag können vielleicht nachfolgende, eigene Erfahrungen dienen, die einen Eindruck über die wichtigsten Zusammenhänge vermitteln. Diese Erfahrungen erheben jedoch keinesfalls den Anspruch einer wissenschaftlich begründeten Analyse.

Das Versagen in Form einer kinematischen Kette tritt meist ohne große Vorankündigung ein. Betroffen sind insbesondere Bogenformen mit einem großen Pfeilverhältnis (Stichhöhe zu lichter Weite) und einer geringen Mauerwerksdicke h_1 . Um sich einen Überblick zu verschaffen, ob diese Versagensform für ein konkretes Tragwerk bei der maßgebenden Laststellung relevant wird, eignet sich das Stützlinienverfahren außerordentlich gut. In Grenzfällen führt das Verfahren allerdings aufgrund der bereits aufgeführten Modellvereinfachungen zu unsicheren Ergebnissen, weswegen in diesen Fällen mit einer linear-elastischen Modellierung (z. B. ebenes Stabwerk) eine Gegenprüfung erfolgen sollte. Gute Anhaltspunkte bezüglich der vor-

¹⁸vgl. Abschnitt 2.2.2

aussichtlich maßgebenden Berechnungsmethode geben die Regelungen in [64]. Die Erkenntnisse, die sich aus solch einer Voruntersuchung gewinnen lassen, sind auch für weiterführende nichtlineare FE-Berechnungen jeder Art außerordentlich hilfreich.

Demgegenüber sind erheblichere Anzeichen eines bevorstehenden Versagens zu erwarten, wenn Druckversagen an nur einer Stelle des Bogens auftritt. Diese Anzeichen sind, je nach Lage der Druckzone, Abplatzungen sowie Rissbildungen an der Stirnseite parallel zur Bogenachse. Sofern dieses lokale Versagen nicht zu weiteren, kritischen Einschnürungen an einer anderen Stelle des Bogens führt, sind geringe Laststeigerungen immer noch ohne einen Einsturz möglich, da die überbeanspruchte Druckzone sich zwar weiter zersetzt, aber die Tiefe der klaffenden Fuge durch die Zersetzung wieder abnimmt. Somit vergrößert sich der für die Lastübertragung zur Verfügung stehende Querschnitt.

In diesem Fall ist die Bogengeometrie gekennzeichnet durch ein kleineres Pfeilverhältnis in Verbindung mit einer ausreichenden Mauerwerkshöhe h_1 . Bei dieser Geometrie nimmt die Stützlinie unter hohen Einzellasten eine annähernd dreieckige Gestalt an, wobei die Stützlinie bei jeder beliebigen Laststellung im Querschnitt verbleibt. Ein typischer Vertreter war die historische Allerbrücke (vgl. [53] und [54]). Auch die in Abschnitt 4 beschriebenen Gewölbeversuche kommen diesen Geometrieverhältnissen nahe. Bei solchen Strukturen lassen sich mit Hilfe des Stützlinienvorgangs nur noch bedingt Aussagen über das Tragverhalten ableiten, da aufgrund der höheren übertragbaren Bogennormalkräfte und der damit in Verbindung stehenden größeren Bogenschubkräfte sowohl die begrenzte Dehnsteifigkeit des Bogens als auch die horizontale Nachgiebigkeit der Kämpfer an Einfluss gewinnen.

Der Übergang zwischen diesen beiden Kategorien ist fließend. Insbesondere die ständigen Lasten aus Überschüttung und Stirnwänden besitzen einen Einfluss bezüglich der Kategoriezuordnung. Zudem ist auch die Höhe der planmäßig anzusetzenden Einzel- und Blocklasten entscheidend. Aufgrund der heute zur Verfügung stehenden technischen Hilfsmittel, wie zum Beispiel ARCO [23] und die verschiedensten Stabwerkprogramme, erscheint die Formulierung strikter Abgrenzungsgeometrien obsolet.

6.2 Einordnung in die europäisch harmonisierte Normung

In Abschnitt 3.2.1 wurde die Hypothese aufgestellt, dass unterhalb der Lasteinleitung das Überschüttungsmaterial einen Verbund mit dem Gewölbemauerwerk eingeht und sich die beiden Teilquerschnitte Gewölbemauerwerk und Überschüttung in diesem Bereich gemeinsam am Lastabtrag beteiligen. Zur Beschreibung dieses Verbundquerschnitts mussten Annahmen getroffen werden, die innerhalb gewisser Grenzen Gültigkeit besitzen. Im Rahmen dieser Arbeit wurde deren Gültigkeit durch Versuche und numerische Vergleichsrechnungen, zum Teil in gewissen Grenzen, belegt. Für die Beantwortung der Frage bezüglich der Zuweisung zu einer Grenzzustandsbetrachtung, besitzen diese Annahmen eine hohe Wichtigkeit. Allen voran ist in diesem Zusammenhang Annahme 4 zu nennen, die einen linearen Zusammenhang zwischen

Dehnungen und Spannungen auf Druckbeanspruchung unterstellt. Die gesamte Formulierung des Verbundquerschnitts in Abschnitt 3.2.2 ist von dieser Annahme abhängig. Im Sinne der DIN EN 1990 [69] ergeben sich die folgenden zwei möglichen Einsatzszenarien:

1. Tragfähigkeitsnachweis im GZT durch Nachweis der Einhaltung der Mauerwerksfestigkeit f_d in der Randfaser am Extradados, wobei die Annahme einer linearen Spannungs-Dehnungsbeziehung unterstellt wird.
2. Berechnung der Spannungsverteilung im Gewölbemauerwerk im Bereich der Lasteinleitung im Rahmen von Gebrauchstauglichkeitsnachweisen im GZG, die auf einzuhaltende Risstiefen am Intradados sowie einzuhaltende Spannungen in der Randfaser am Extradados ausgerichtet sind.

6.2.1 Nutzung bei Tragfähigkeitsnachweisen (GZT)

In Abschnitt 6.1.1 wurde aufgezeigt, dass die Annahme einer linearen Spannungs-Dehnungsbeziehung auf Druck eine konservative Annahme darstellt. Andere Beziehungen, welche eine Plastizierung des Mauerwerks beim Druckversagen zulassen, führen zu wirtschaftlicheren Ergebnissen. Andererseits lässt die derzeitige Form des Eurocodes 6 [70] entsprechende Spannungs-Dehnungsbeziehungen nur für bewehrtes Mauerwerk zu, wengleich diese Norm „gesonderte Gesichtspunkte“ bei gemauerten Brücken, Bögen und Gewölben „nicht behandelt“.

Die am Verbundquerschnitt angreifenden Schnittkräfte (N und M nach Abbildung 16 bzw. 17) können entweder mit dem Stützlinienverfahren oder einer ebenen Stabwerkmodellierung berechnet werden. In beiden Fällen handelt es sich um Berechnungsmethoden, bei denen entlang der Bogenachse keine Zonen möglicher Plastizierung berechnet werden können, die einen plastischen Verkrümmungsanteil der Systemachse zur Folge haben. Dementsprechend werden auch keine plastischen Verschiebungsanteile berechnet, wie es etwa bei der Stabwerkformulierung von Holzer [31] der Fall ist. Verschiebungs- und Verkrümmungsanteile infolge einer Plastizierung sind als Eingangsgröße im Modell des Verbundquerschnitts auch nicht vorgesehen. Es ist allerdings leicht vorstellbar, dass eine zusätzliche, plastische Verkrümmung oder Verschiebung der Bogenachse einen zusätzlichen Widerstand in der Überschüttung mobilisieren würde. Sofern sich dieser rechnerisch ermitteln ließe, könnte er für einen Nachweis im GZT herangezogen werden. Die folgenden zwei Effekte wären wünschenswert für ein Modell, das den Anspruch erhebt, den GZT zu beschreiben, jedoch fließen sie im Rahmen der vorliegenden Formulierung eines Verbundquerschnitts nicht ein:

1. Plastischer Verkrümmungsanteil der statischen Systemachse
2. Nichtlineare Spannungs-Dehnungsbeziehungen des Mauerwerks bei Druckbeanspruchung

Ursache hierfür ist die für die Beschreibung des Verbundquerschnitts notwendige Annahme 4 in Abschnitt 3.2.1. Soll das in dieser Arbeit vorgeschlagene Verbundmodell im Rahmen von Tragfähigkeitsnachweisen Verwendung finden, so muss infolge der Nichtberücksichtigung der zuvor genannten Effekte das Modell als konservativer Ansatz bezeichnet werden. Die Berechnungsergebnisse definieren demnach nicht die Tragfähigkeitsgrenze, was die Verwendung als Tragfähigkeitskriterium jedoch nicht ausschließt.

Einwirkungen und Superpositionsprinzip

Das Ergebnis der Stützlinienberechnung bzw. der ebenen Stabwerkberechnung ist die am zu untersuchenden Querschnitt des Bogens sich einstellende Normalkraft N (vgl. Abbildung 16 bzw. 17) in Form der teilsicherheitsbehafteten Bemessungsgröße N_d . Diese Normalkraft greift mit der Exzentrizität e an der Systemlinie des Mauerwerksquerschnitts an, wobei gilt:

$$M = M_d = N_d \cdot e$$

Mit Hilfe der Stützlinienmethode können keine Verformungen berechnet werden. Demnach ist auch die Berechnung plastischer Verformungsanteile nicht möglich. Die Berechnungsmethode ist dennoch den Plastizitätstheoretischen Ansätzen zuzuordnen, da verfahrensbedingt Zugspannungen ausgeschlossen sind. Die spannungslosen Zonen werden als Zonen interpretiert, in denen klaffende Fugen auftreten. Aufgrund des Plastizitätstheoretischen Ansatzes gilt das Superpositionsprinzip nicht. Alle Einwirkungen müssen in einer einzigen Berechnung angesetzt werden und mit den jeweils maßgebenden Teilsicherheits- sowie Kombinationsbeiwerten behaftet sein. Für Beispiele bei verschiedenen Anwendungsfällen sei an dieser Stelle auf [2] verwiesen.

Im Gegensatz dazu ist die Modellierung mit einem ebenen Stabwerk der Elastizitätstheorie zuzuordnen, sofern auch ein linear-elastisches Materialgesetz angewendet wird. Hierbei gilt das Superpositionsprinzip. Alle Einwirkungen können getrennt voneinander berechnet werden. Die jeweiligen Schnittkraftanteile können im Nachgang mit den maßgebenden Teilsicherheitsbeiwerten multipliziert und aufsummiert werden.

Definition des Verbundquerschnitts

Praktische Relevanz zur Anwendung des in dieser Arbeit beschriebenen Verbundquerschnitts besitzt Fall 2 in Abschnitt 3.2.2. Die Geometrie des Verbundquerschnitts (t_1 und t_2) wird durch Auswertung von Gleichung 3.21 bestimmt. Dabei stellen negative Werte sowie Überschüttungshöhen, die größer als h_2 sind, keine mechanisch sinnvollen Ergebnisse dar. Die Höhe der Überschüttung h_2 ist generell der radiale Abstand zwischen Extrados und Geländeoberkante am Bemessungsschnitt des Bogens und darf die Werte nach Gleichung 5.3 bzw. 5.9 nicht überschreiten. Für die Elastizitätsmoduln der Teilquerschnitte E_1 bzw. E_2 sind charakteristi-

sche Werte anzusetzen. Dies gilt sowohl bei der Querschnittsdefinition als auch für die nachfolgenden Spannungsberechnungen. Der Eurocode 6 [70] bietet die Möglichkeit, Kriechinflüsse durch eine Abminderung des Elastizitätsmoduls für das Mauerwerk zu berücksichtigen. Hier von sollte in diesem Zusammenhang jedoch abgesehen werden, da ein kleinerer Elastizitätsmodul E_1 auch zu kleineren Spannungen im Mauerwerk führt. Zudem wurden Kriechinflüsse im Rahmen dieser Arbeit nicht untersucht.

Sicherstellung des Verbundes

In Abschnitt 3.2.2 wurde zur Berücksichtigung eines nachgiebigen Verbundes der Nachgiebigkeitsbeiwert η eingeführt. Mechanisch lässt sich dieser als optionale Abminderung der Dehnsteifigkeit des Überschüttungsquerschnitts $(EA)_2$ interpretieren. Bei Annahme eines starren Verbundes (Annahme 2 in Abschnitt 3.2.1) ist $\eta = 1$. Ein Wert von $\eta = 0$ würde bedeuten, dass kein Verbund vorliegt. Der Überschüttungsquerschnitt würde in diesem Fall lediglich auf Biegung beansprucht werden, was in Versuch 4 anhand der gemessenen Erddruckdifferenzen (vgl. Abbildung 50) beobachtet werden konnte. Welches Verhalten für den Verbund angenommen wurde, also welcher Wert für η bei der Berechnung des Verbundquerschnitts in Gleichung 3.19 bzw. 3.19 einfluss, muss im Nachgang rechnerisch nachgewiesen werden. Für den Verbundquerschnitt muss in jedem Fall sichergestellt werden, dass die tangential zur Bogenachse gerichtete Normalkraft N_2 aus Gleichung 3.11 vollständig im Bereich des Extrados zwischen Mauerwerk und Boden übertragen werden kann. Diese Normalkraft ist bereits einwirkungsseitig mit Teilsicherheitsbeiwerten behaftet, da die zur Berechnung verwendeten Zwischengrößen ϵ und κ in linearem Zusammenhang zu den teilsicherheitsbehafteten Einwirkungen N_d und M_d stehen (vgl. Gleichungen 3.8 und 3.9).

$$N_{2,Ed} = N_2 \quad (6.6)$$

Die Kraftübertragung führt zur sich am Extrados einstellenden Schubspannung $\tau_{2,d}$. Bezogen auf einen Meter Bogenlänge ist

$$\tau_{2,d} = \frac{N_{2,d}}{B \cdot 1 \text{ m}} \cdot \quad (6.7)$$

Diese einwirkende Schubspannung darf den vorhandenen Schubspannungswiderstand $\tau_{2,Rd}$ nicht überschreiten. Daraus ergibt sich das nachfolgende Nachweisformat einer bodenmechanischen Berechnung:

$$\frac{\tau_{2,Ed}}{\tau_{2,Rd}} \leq 1 \quad (6.8)$$

Im Einklang mit DIN EN 1990 [69] hat die Berechnung dieses Schubspannungswiderstandes $\tau_{2,Rd}$ nach DIN EN 1997-1 (Eurocode 7) [72] in Verbindung mit der derzeit gültigen Fassung der DIN 1054 [63] für den Grenzzustand der Tragfähigkeit¹⁹ zu erfolgen. Gemäß [63] muss die geotechnische Berechnung einem Nachweisverfahren zugeordnet werden. Hierfür kommen die beiden Formate STR oder GEO-2 in Frage. Beide Nachweisformate werden hinsichtlich der Berechnungsmethode sowie der anzusetzenden Teilsicherheitsbeiwerte gleich behandelt, wodurch sich eine genaue Zuordnung zu einem der beiden Formate erübrigt.

Sowohl bei STR als auch bei GEO-2 erfolgt die Berechnung der Widerstandsgröße anhand charakteristischer Werte. Die Widerstandsgröße wird am Ende der Berechnung mit dem für die entsprechende Bemessungssituation maßgebenden Teilsicherheitsbeiwert abgemindert. Für die ständige Bemessungssituation²⁰ gilt gemäß Tabelle 3 der DIN 1054 [63] der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_R = 1,40$. Entsprechend ist der Bemessungswert des Schubwiderstandes

$$\tau_{2,Rd} = \frac{\tau_{2,Rk}}{1,40} . \quad (6.9)$$

Einwirkungsseitig sind die anzusetzenden Teilsicherheitsbeiwerte (Tabelle A 2.1 in [63]) für die ständigen Lasten mit $\gamma_G = 1,35$ bzw. $\gamma_{G,inf} = 1,00$ und für die veränderlichen Einwirkungen mit $\gamma_Q = 1,50$ denen, die auch nach Eurocode 6 [70] für den Nachweis des Mauerwerks maßgebend sind, gleich. Damit behält Gleichung 6.6 weiterhin ihre Gültigkeit.

Der charakteristische Schubwiderstand am Extrados $\tau_{2,Rk}$ ergibt sich aus dem ansetzbaren Reibungswinkel in Analogie zum Wandreibungswinkel δ bei der Erddruckberechnung sowie der senkrecht zum Extrados wirkenden Erddruckspannung $\sigma_{2,\perp,k}$:

$$\tau_{2,Rk} = \sigma_{2,\perp,k} \cdot \tan \delta_k \quad (6.10)$$

Bei einer ausreichend rauen, verzahnenden Oberfläche mit Vertiefungen und Vorsprüngen ist $\delta_k = \phi'_{2,k}$. Bei einer weniger rauen Oberflächen ist δ_k entsprechend abzumindern. Anhaltswerte hierzu bietet der Anhang A der DIN 4085 [65].

Für die Berechnung der auf den Extrados senkrecht wirkenden Erddruckspannungen wird nachfolgend von den gleichen bodenmechanischen Annahmen wie bei der Berechnung des Erdruhedrucks nach DIN 4085 [65] ausgegangen. Darin gilt für den Sonderfall $\alpha = \beta = \delta_0 = 0$, dass der Erdruhedruckbeiwert näherungsweise mit

$$K_{0g} \approx 1 - \sin \phi \quad (6.11)$$

angenommen werden kann. Dieser Beiwert ist als Quotient der sich einstellenden horizontalen Erddruckspannungen σ_{0h} infolge der vertikal gerichteten Spannungen σ_v definiert. Die an eine

¹⁹Ultimate Limit State (ULS)

²⁰Persistent situations (BS-P)

vertikale Wand angreifende, horizontale Spannung ist demnach

$$\sigma_{0h} = K_{0g} \cdot \sigma_v . \quad (6.12)$$

Die gleichen Verhältnisse sind gegeben, wenn im Kämpferbereich die Tangente an den Extradados vertikal verläuft. In diesem Fall ist $\sigma_{2,\perp} = \sigma_{0h}$. Bei einer horizontal gerichteten Tangente im Bogenscheitel ist $\sigma_{2,\perp} = \sigma_{2,v}$. In beiden Fällen wird die Schubspannung null angenommen. Im Sinne einer Spannungstransformation, wie sie unter anderem in [39] zu finden ist, kann für eine beliebige Stelle am Bogen die senkrecht auf den Extradados wirkende Erddruckspannung $\sigma_{2,\perp}$ wie folgt berechnet werden:

$$\sigma_{\perp} = \frac{1}{2} (\sigma_v + \sigma_{0h}) + \frac{1}{2} (\sigma_v - \sigma_{0h}) \cos(2\omega) + 0 \quad (6.13)$$

Dabei ist ω der Winkel, den die Horizontale mit der an den Extradados gelegten Tangente an der betrachteten Stelle des Bogens einschließt (vgl. Abbildung 80). Aus Gründen der Übersichtlichkeit wurde in Gleichung 6.13 auf den Index 2 für die Überschüttung verzichtet.

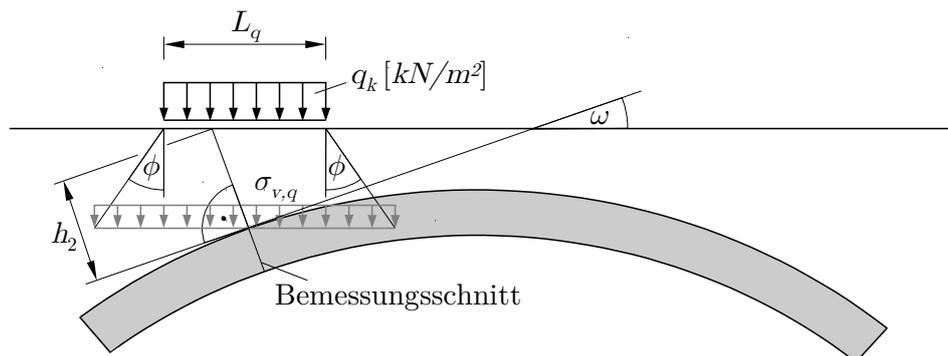


Abbildung 80: Annahme der Lastverteilung für den Nachweis der Verbundbedingungen

Die an der betrachteten Stelle des Bogens auftretende Vertikalkomponente σ_v setzt sich in der Regel aus der vertikalen Spannung infolge des Eigengewichts der Überschüttung (g) sowie den vertikalen Spannungsanteilen der Auflasten (q) zusammen.

$$\sigma_v = \sigma_{v,g} + \sigma_{v,q} \quad (6.14)$$

Die Spannung infolge des charakteristischen Eigengewichts der Überschüttung $\gamma_{2,k}$ kann mit

$$\sigma_{v,g} = \gamma_{2,k} \cdot h_2 \cdot \cos \omega \quad (6.15)$$

berechnet werden.

Für den vertikalen Spannungsanteil $\sigma_{v,q}$ aus einer Auflast q sollte auf der sicheren Seite

liegend eine Lastverteilung nach BOUSSINESQ unterstellt werden, wie es zum Beispiel in [2] vorgeschlagen wird. Darin wird von einem Lastausbreitungswinkel gegenüber der Vertikalen ausgegangen, welcher dem Winkel der inneren Reibung ϕ entspricht (vgl. Abbildung 80). Für eine charakteristische Blocklast q_k (Flächenlast) der Länge L_q , welche über die gesamte Gewölbekbreite B reicht, wäre dies zum Beispiel näherungsweise

$$\sigma_{v,q} \approx q_k \cdot \frac{L_q}{L_q + 2 \cdot h_2 \cdot \cos \omega \cdot \tan \phi} . \quad (6.16)$$

Tragfähigkeitsnachweis am Gewölbemauerwerk

Die Spannung in der Randfaser des Gewölbemauerwerks am Extradados $\sigma_{1,o}$ berechnet sich nach Gleichung 3.12. Diese enthält bereits die einwirkungsseitigen Teilsicherheitsbeiwerte und kann direkt mit der Bemessungsdruckfestigkeit des Mauerwerks f_d verglichen werden. Die charakteristische Mauerwerksfestigkeit f_k ist hierzu mit dem Dauerstandsfaktor ζ sowie dem Teilsicherheitsbeiwert γ_M nach Eurocode 6 [70] in Verbindung mit [71] abzumindern. Für die ständige und vorübergehende Bemessungssituation ist nach [71] $\gamma_M = 1,5$. Der Dauerstandsfaktor beträgt im Allgemeinen $\zeta = 0,85$.

$$\sigma_{1,o} \leq f_d \quad \text{mit} \quad f_d = \zeta \cdot \frac{f_k}{\gamma_M} \quad (6.17)$$

Die Einhaltung der zulässigen Mauerwerkspannungen muss auch für andere Stellen des Bogens gelten. Das betrifft insbesondere kritische Stellen am Intrados, an denen im Sinne dieser Arbeit keine mittragende Wirkung des Erdstoffs unterstellt wird. Dabei muss eine Entscheidung getroffen werden, ob der Nachweis entsprechend dem konservativen Vorschlag in [2] mit einer linearen Spannungs-Dehnungsbeziehung zu führen ist oder ob der Vorschlag in Abschnitt 6.1.1 Anwendung finden soll. Mit einem größer werdenden Pfeilverhältnis (Stichhöhe zu lichter Weite) muss diesen Stellen zunehmend Aufmerksamkeit gewidmet werden. Dabei können auch gegenüber dem Bogenscheitel in Bogenlängsrichtung versetzt angeordnete Blocklasten maßgebend werden.

Auf den Nachweis einer zulässigen Tiefe der klaffenden Fuge kann an dieser Stelle verzichtet werden. Ein entsprechender Nachweis ist vielmehr im Zusammenhang von Gebrauchstauglichkeitsbetrachtungen zu erbringen, auf die im nachfolgenden Kapitel näher eingegangen wird.

6.2.2 Nutzung bei Gebrauchstauglichkeitsnachweisen (GZG)

Die Annahme linearer Spannungs-Dehnungsbeziehungen, wie sie unter Annahme 4 in Abschnitt 3.2.1 aufgeführt und auch für die Formulierung des Verbundquerschnitts notwendig ist, bildet bei Nachweisen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit²¹ sehr viel besser die Realität ab, als es im Rahmen einer Tragfähigkeitsbetrachtung der Fall ist. Insofern kommt in

²¹Serviceability Limit State

dieser Nachweiskategorie dem in dieser Arbeit vorgestellten Modell eine besondere Bedeutung zu.

Für die Anwendung des Superpositionsprinzips sowie für die Definition des Verbundquerschnitts gelten dieselben Regeln wie in Abschnitt 6.2.1. Aus diesem Grund wird an dieser Stelle nicht nochmals darauf eingegangen. Für die Gebrauchstauglichkeitsnachweise muss das Verbundverhalten ebenso sichergestellt sein. Der entsprechende Nachweis kann nach dem gleichen Muster wie in Abschnitt 6.2.1 erfolgen. Normungsseitig lässt sich jedoch nicht eindeutig ableiten, welche Teilsicherheitsbeiwerte dabei einwirkungs- und widerstandsseitig anzusetzen sind. Im Sinne der Philosophie von Gebrauchstauglichkeitsnachweisen erscheint es konform, einwirkungsseitig die Teilsicherheitsbeiwerte entsprechend Eurocode 6 mit $\gamma_G = \gamma_Q = 1,0$ anzusetzen.

Der Nachweis der Verbundfuge in Abschnitt 6.2.1 beruht auf ingenieurmäßigen Annahmen, die sich größtenteils auf den technischen Stand in den einschlägigen Bemessungsnormen stützen. Für die Berücksichtigung etwaiger Modellierungsfehler erscheint es deswegen vernünftig, den in Gleichung 6.9 verwendeten Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_R = 1,40$ auch im Rahmen von Gebrauchstauglichkeitsnachweisen anzusetzen.

Lastkombinationen

DIN EN 1990 [69] unterscheidet im GZG zwischen umkehrbaren und nicht umkehrbaren Auswirkungen am Tragwerk. Zudem wird in dieser Norm angemerkt, dass in der Regel die charakteristische Lastkombination für die nicht umkehrbaren Auswirkungen und die häufige Lastkombination für die umkehrbaren Auswirkungen verwendet werden soll. Dabei setzt sich die Einwirkung E_d der charakteristischen Lastkombination aus

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{0,1} Q_{k,i} \quad (6.18)$$

und die Einwirkung der häufigen Lastkombination aus

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.19)$$

zusammen.

Auf Bögen und Gewölbe übertragen wäre eine umkehrbare Auswirkung zum Beispiel das Sich-Öffnen und das Sich-Schließen von radial verlaufenden, klaffenden Fugen infolge einer veränderlichen Belastung. Eine nicht umkehrbare Auswirkung wäre hingegen eine beginnende Zerstörung des ursprünglichen Mauerwerkgefüges bei einer Druckbeanspruchung, wenn auch bei einer entsprechend eintretenden Gefügeveränderung noch Spannungssteigerungen möglich sind. Diese eintretenden Gefügezerstörungen, welche durch die Bildung von Mikrorissen gekennzeichnet sind, werden im Massivbau im Allgemeinen als Plastizierung verstanden und

mittels nichtlinearer Spannungs-Dehnungsbeziehungen beschrieben. Der nichtlineare Zusammenhang wird maßgeblich vom Steinmaterial sowie vom Mörtel bestimmt.

Irreversible Auswirkungen

Bei den im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Gewölbeversuche (vgl. Abschnitt 4) waren Ausplatzungen in den Lagerfugen zu verzeichnen (vgl. Abbildung 81). Nach dem ersten Auftreten dieser Ausplatzungen in den Druckzonenbereichen des Bogens waren noch Laststeigerungen möglich. Insofern stellen diese irreversiblen Ausplatzungserscheinungen keinesfalls die Grenztragfähigkeit des Mauerwerks bzw. der Konstruktion dar. Es gilt allerdings zu erwähnen, dass in den Versuchen Ziegel sehr hoher Festigkeit mit Mörtel sehr geringer Festigkeit verarbeitet wurden. Diese Kombination ist nicht typisch für Rezeptmauerwerk. Allerdings besteht eine hohe Wahrscheinlichkeit, vergleichbare Kombinationen im Bestand anzutreffen, da bei Kalk- und Kalkzementmörteln über längere Zeit hinweg größere Festigkeitseinbußen infolge von Frost-Tauwechselbeanspruchungen sowie durch chemischen Angriff auf Bindemittel zu verzeichnen sind, als dies bei ausreichend hart gebrannten Ziegeln der Fall ist. Ähnliches gilt auch für entsprechendes Natursteinmauerwerk. Hinzu kommt, dass bei Bögen und Gewölben, die durch nicht ruhende Verkehrslasten beansprucht werden, diese Gefügeschädigungen durch große Spannungsschwingbreiten noch beschleunigt werden.

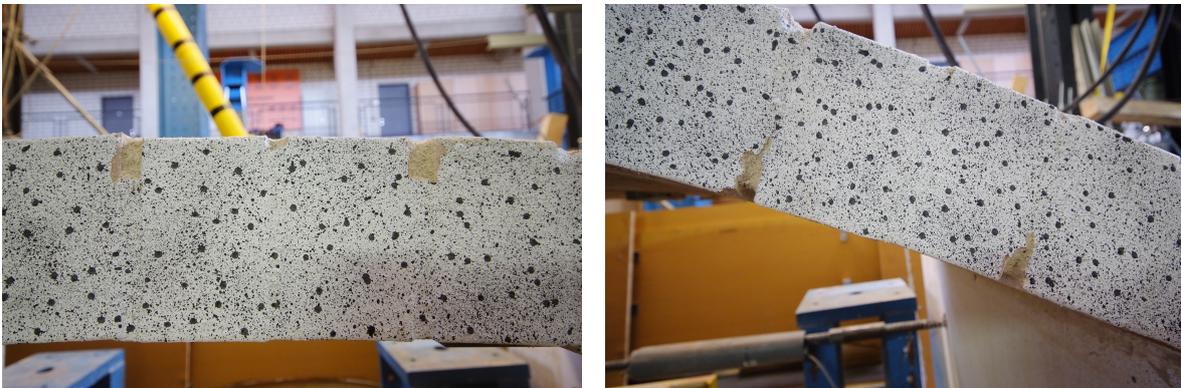


Abbildung 81: Lastinduzierte Ausplatzungen der Lagerfugen in den Randfasern des Mauerwerksquerschnitts

Es ist leicht vorstellbar, dass bei Mauerwerk mit einer hohen Mörtelfestigkeit und einer geringen Steinfestigkeit derartige Ausplatzung weniger oder gar nicht in Erscheinung treten. Stattdessen kommt es in diesen Fällen in der Randfaser des Mauerwerksquerschnitts zum lokalen Versagen des Mauerwerkgefüges, von dem auch die Steine betroffen sind. Derartige Erscheinungen scheinen einen stärkeren Zusammenhang mit der charakteristischen Mauerwerkfestigkeit f_k zu haben als die zuvor beschriebenen Ausplatzungen der Lagerfugen.

Für die Gebrauchstauglichkeitsnachweise empfiehlt Eurocode 6 [70] einen materialseitigen Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_M = 1,0$. Dieser Teilsicherheitsfaktor ist auf die charakteristische

Festigkeit des Mauerwerks f_k anzuwenden. Soll jedoch der rechnerische Nachweis erbracht werden, dass bei Bögen und Gewölben keine lastinduzierten Gefügeschädigungen im Mörtel zu befürchten sind, die wiederum irreversible Mörtelausbrüche in der Randfaser induzieren, so ist die Nachweisreduktion unter Zuhilfenahme eines globalen Parameters, hier der Mauerwerksfestigkeit, als unzureichend zu betrachten. Aus diesem Grund werden in diesem Kapitel Überlegungen angestellt, wie die zuvor beschriebenen Mörtelausplatzungen rechnerisch besser erfasst werden können.

Für verschiedene Steinmaterialien sind Beispiele von Spannungs-Dehnungsbeziehungen in Abbildung 82 dargestellt. Daraus geht hervor, dass für Ziegel vorwiegend lineare Beziehungen gelten, während für Leichtbeton, Kalksandstein und Porenbeton degressive Kurvenverläufe zu verzeichnen sind. Demnach scheinen Ziegel im Vergleich zu den anderen Materialien stärker zu einem Sprödversagen zu tendieren.

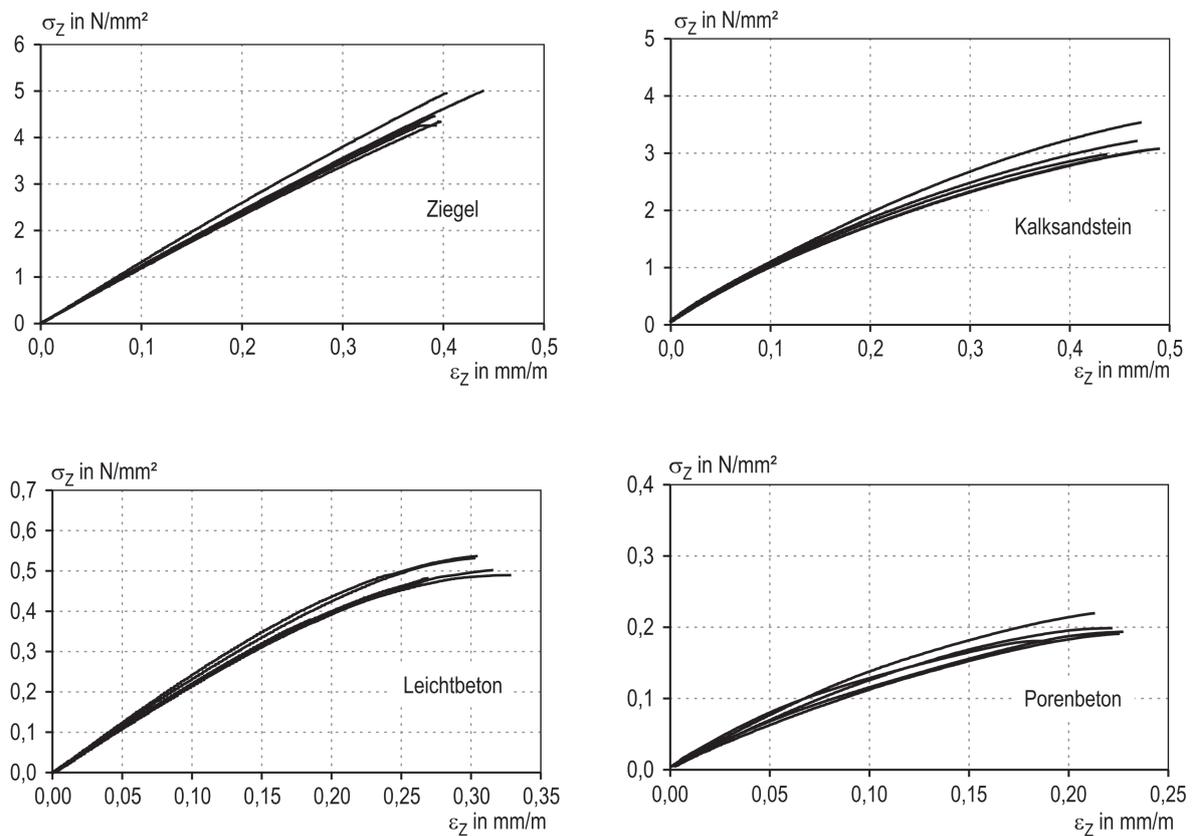


Abbildung 82: Spannungs-Dehnungslinien von a) Ziegel, b) Kalksandstein, c) Leichtbeton und d) Porenbeton [7]

Bei Kalkzementmörteln scheint das degressive, nichtlineare Verhalten noch stärker ausgeprägt zu sein als bei den Steinmaterialien. Abbildung 83 zeigt die versuchstechnisch bestimmten Spannungs-Dehnungsbeziehungen entsprechender Mörtelproben aus [59]. Sieht man von den Nichtlinearitäten im untersten Spannungsbereich bei Versuchsbeginn ab, so verlaufen

sowohl die Kurven der Längs- als auch jener der Querdehnung bis etwa 60 % der Mörteldruckfestigkeit näherungsweise linear. Oberhalb dieses Lastbereichs steigen die Dehnungswerte in beiden Richtungen stark an. Es ist davon auszugehen, dass im unteren Spannungsbereich noch keine signifikanten Gefügeschädigungen stattgefunden haben. Eine Spannungsbegrenzung bezogen auf die Mörteldruckfestigkeit könnte demnach eine Möglichkeit sein, lastinduzierte, irreversible Gefügeschädigungen zu erfassen.

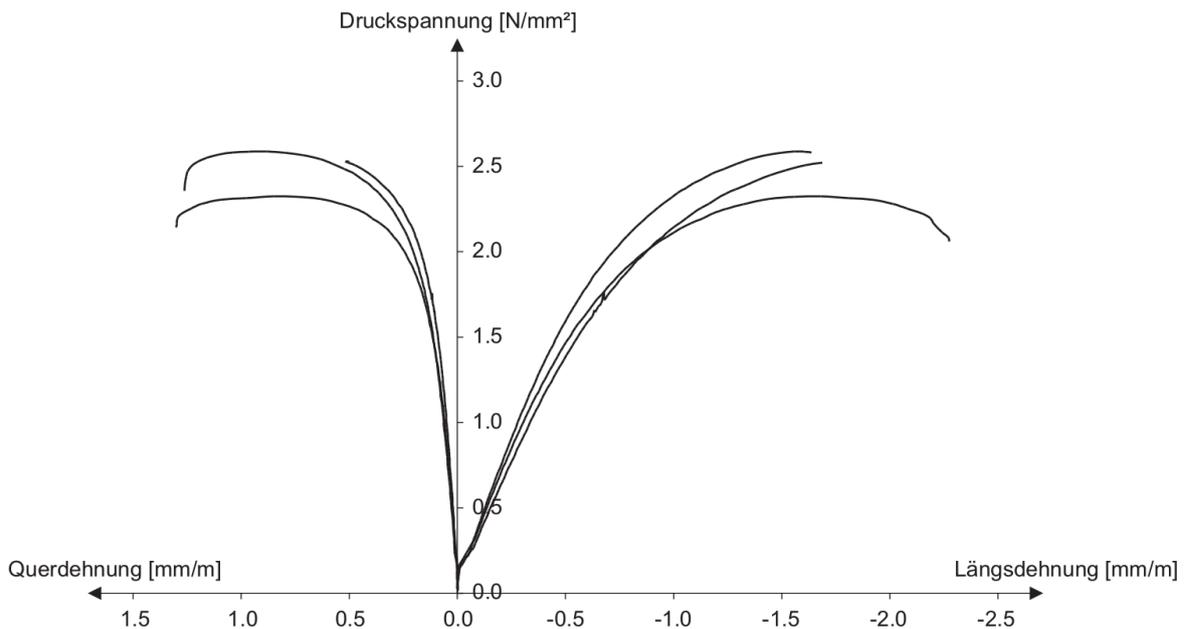


Abbildung 83: Druckspannungs-Dehnungslinien aus Versuchen an Kalk-Zement-Mörtelprismen [59]

Mörteldruckfestigkeiten werden an prismatischen Prüfkörpern bestimmt [66], bei denen die Bedingungen für den einachsigen Spannungszustand als erfüllt angesehen werden können. An einer Randfaser des Gewölbemauerwerks liegt jedoch näherungsweise der ebene Spannungszustand vor, was Abbildung 84 näher verdeutlicht. An dem herausgeschnittenen Teil des Gewölbemauerwerks ist die Spannung in z-Richtung direkt an der Randfaser null. In y-Richtung wird die Dehnung des Mörtels durch die Steine des Gewölbemauerwerks behindert, was wiederum zu Spannungen in dieser Richtung führt.

Aufgrund des begrenzten Elastizitätsmoduls der Steine im Gewölbemauerwerk tritt allerdings nur eine begrenzte Dehnungsbehinderung auf, was sich mit einer Abminderung der Querdehnzahl des Mörtels in der Form

$$\bar{\nu} = \nu_{\text{Mörtel}} \left(1 - \frac{E_{\text{Mörtel}}}{E_{\text{Stein}}} \right) \quad (6.20)$$

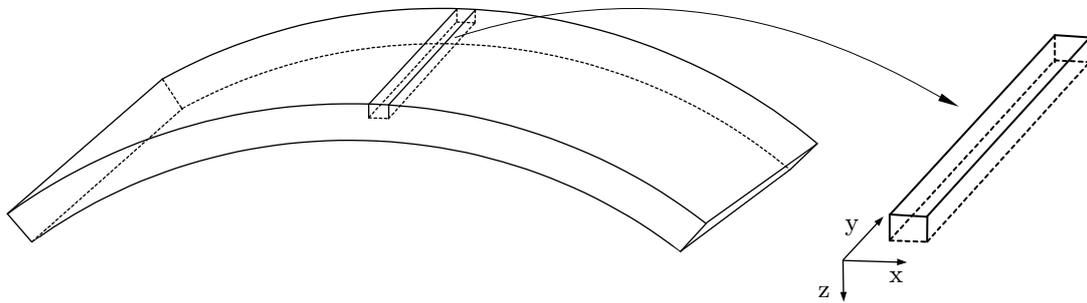


Abbildung 84: Lokale Koordinaten am Ausschnitt eines Kontinuums aus einem Gewölbemauerwerk

berücksichtigen lässt. Durch die Behinderung der Querdehnung ist nach dem HOOKE'schen Gesetz im isotropen Mörtel die Spannung in y -Richtung

$$\sigma_y = \bar{\nu} \cdot \sigma_x . \quad (6.21)$$

Im Druck-Druck-Bereich des ebenen Spannungszustandes sind bei Beton und Mörtel höhere Bruchfestigkeiten beobachtbar als im einachsigen Spannungszustand. Kupfer [36] leitet aus Versuchen an Betonproben zwei unterschiedliche, empirische Beziehungen ab. Für niedrigere Druckkräfte in Querrichtung schlägt er die Parabelform

$$0 = \left(\frac{\sigma_x}{f_c} + \frac{\sigma_y}{f_c} \right)^2 + \frac{\sigma_x}{f_c} + 3,65 \cdot \frac{\sigma_y}{f_c} \quad (6.22)$$

und für höhere Druckkräfte in Querrichtung die Ellipsenform

$$0 = \left(\frac{\sigma_x}{f_c} \right)^2 - 1,26 \cdot \frac{\sigma_x}{f_c} \cdot \frac{\sigma_y}{f_c} + \left(\frac{\sigma_y}{f_c} \right)^2 - 1 \quad (6.23)$$

vor ([58], [36]). In Abbildung 85 sind diese beiden Bruchhypothesen einander gegenübergestellt.

Bei Mörtel fallen die prozentualen Festigkeitszuwächse im Allgemeinen geringer aus als bei Beton. In [36] sind folgende Beobachtungen zusammengefasst, die bei entsprechenden Untersuchungen an Beton, Mörtel und Zementstein gemacht wurden:

1. Der prozentuale Festigkeitszuwachs ist bei Leichtbetonen und Mörteln geringer als bei Normalbetonen.
2. Zementstein weist nahezu keinen Festigkeitszuwachs auf.
3. Bei gleicher Sieblinie ist der prozentuale Festigkeitszuwachs nahezu unabhängig von der Ausgangsfestigkeit.

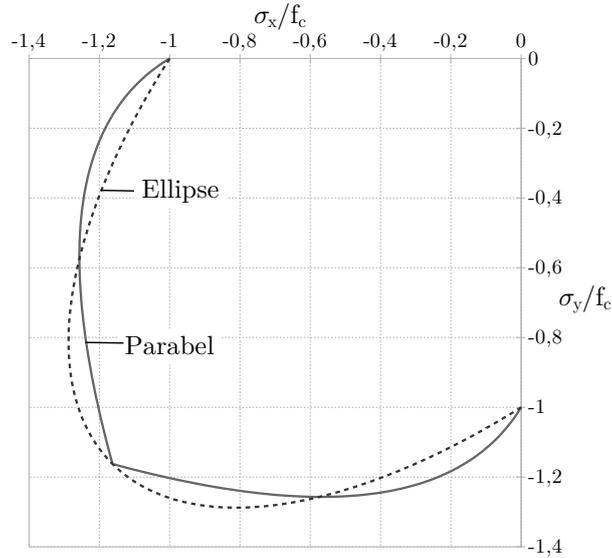


Abbildung 85: Bruchkriterium nach Kupfer [36] für den ebenen Spannungszustand bei Beton im Druck-Druck-Bereich

Diese Beobachtungen zeigen, dass die Sieblinie wesentlich die Festigkeitszuwächse beeinflusst [36]. Huster [33] vertritt die Auffassung, dass bei Mörteln unter einem mehrachsigen Spannungszustand der prozentuale Festigkeitszuwachs etwa halb so hoch ist wie bei Normalbetonen. Der Festigkeitszuwachs sei dabei unabhängig von der Ausgangsfestigkeit. Demnach ist anhand von Abbildung 85 davon auszugehen, dass bei niedrigen Druckkräften in Querrichtung, die Ellipsenform das Materialverhalten von Mörtel besser beschreibt als die Parabelform. Da für die Querdehnzahl von Mörtel im Allgemeinen keine Werte über 0,3 zu erwarten sind [7], wird für die Abschätzung der Bruchfestigkeit des Mörtels im Gewölbemauerwerk die Ellipsenform nach Kupfer [36] gewählt. Unter Verwendung der charakteristischen Mörtelfestigkeit $f_{k,\text{Mörtel}}$ ergibt sich aus Gleichung 6.23 für die tangential zur Bogenachse²² gerichtete Normalspannung:

$$-\frac{\sigma_x}{f_{k,\text{Mörtel}}} = \sqrt{1 - 0,6031 \cdot \left(\frac{\sigma_y}{f_{k,\text{Mörtel}}}\right)^2} - 0,63 \cdot \frac{\sigma_y}{f_{k,\text{Mörtel}}} \quad (6.24)$$

Aus dieser Form lässt sich der Quotient

$$-\frac{\sigma_x}{f_{k,\text{Mörtel}}} \quad (6.25)$$

als Erhöhungsfaktor für eine Mörtelfestigkeit $\bar{f}_{k,\text{Mörtel}}$ unter Berücksichtigung des ebenen Spannungszustandes interpretieren. Wird für den Bruchzustand entsprechend Gleichung 6.21

²²x-Richtung in Abbildung 84

vereinfachend angenommen, dass

$$\bar{\nu} \approx -\frac{\sigma_y}{f_{k,\text{Mörtel}}} \quad (6.26)$$

gilt, kann mit Hilfe von Gleichung 6.24 die erhöhte Mörtelfestigkeit zu

$$\bar{f}_{k,\text{Mörtel}} \approx f_{k,\text{Mörtel}} \left[\sqrt{1 - 0,6031 \cdot \bar{\nu}^2} + 0,63 \cdot \bar{\nu} \right] \quad (6.27)$$

abgeschätzt werden.

Im maßgebenden Bereich besitzt die Ellipsenform von Gleichung 6.27 vergleichsweise geringe Kurvenkrümmungen²³, sodass für baupraktische Zwecke eine Linearisierung innerhalb der Grenzen

$$0 \leq \bar{\nu} \leq 0,25 \quad (6.28)$$

zweckmäßig erscheint (Abbildung 86). In der Randfaser des Gewölbemauerwerks wäre die erhöhte Mörtelfestigkeit dann

$$\bar{f}_{k,\text{Mörtel}} \approx f_{k,\text{Mörtel}} (1 + 0,554 \cdot \bar{\nu}) \quad (6.29)$$

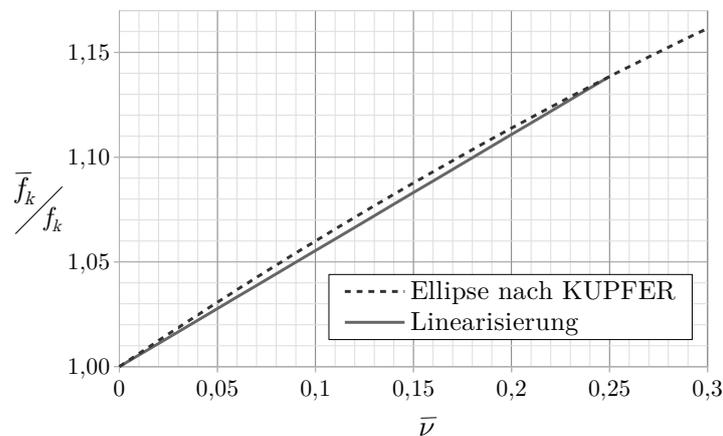


Abbildung 86: Erhöhte Mörtelfestigkeit im Bereich der Randfaser des Gewölbemauerwerks infolge behinderter Querdehnung

Für eine charakteristische Lastkombination (Gleichung 6.18) kann somit der Nachweis erbracht werden, dass keine irreversiblen, gefügeschädigenden Randspannungen im Gewölbemauerwerk auftreten, die zu Ausplatzungen der Lagerfuge führen.

$$|\sigma_x|_{max} \leq 0,6 \bar{f}_{k,\text{Mörtel}} \quad (6.30)$$

²³vgl. Abbildung 85

Dieser Nachweis kann sowohl in der Randfaser am Extradados, als auch in der Randfaser am Intradados geführt werden, unabhängig davon, ob die mittragende Wirkung der Überschüttung berücksichtigt wird. Liegen genauere Kenntnisse zur Spannungs-Dehnungsbeziehung des Mörtels vor, so kann der Faktor 0,6 in Gleichung 6.30 entsprechend angepasst werden. Zur Vermeidung von Schäden an Mauerwerk mit hohen Mörtelfestigkeiten und geringen Steinfestigkeiten sollte zudem nachgewiesen werden, dass

$$|\sigma_x|_{max} \leq \frac{f_{k, \text{Mauerwerk}}}{\gamma_M} \quad (6.31)$$

ist. In Eurocode 6 [70] wird hierfür der materialseitige Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_M = 1,0$ vorgeschlagen.

Reversible Auswirkungen

Als reversible Auswirkung kann bei Bögen und Gewölben das Sich-Öffnen und das Sich-Schließen klaffender Fugen unter einer Verkehrsbelastung verstanden werden. Ein etwaiger Nachweis sollte nach DIN EN 1990 [69] unter der häufigen Lastkombination (Gleichung 6.19) erfolgen. Da beim Sich-Öffnen und Sich-Schließen von klaffenden Fugen von einer Schädigungsakkumulation auszugehen ist, stellt sich bei einer ingenieurmäßigen Abwägung in erster Linie die Frage, ob ein Bogentragwerk vorwiegend ruhenden oder vorwiegend nicht ruhenden Lasten ausgesetzt ist. Zudem sollte auch die infrastrukturelle sowie die baukulturelle Stellung des Tragwerks in diese Abwägungen einfließen. Derartige Überlegungen mit unterschiedlichen Ausgangsvorstellungen führten vermutlich zu den weit streuenden Empfehlungen in Abschnitt 6.1. Die neuesten Vorschläge bezüglich Risstiefen gehen auf die Untersuchungen von Franck [20] zurück, die zur Sicherstellung der Rotationsfähigkeit eine kritische Risslänge von $3/4$ der zur Verfügung stehenden Mauerwerksdicke h_1 vorschlägt.

Die strikte Trennung der Nachweise in einen GZT und einen GZG, wobei bei letzterem zwischen reversiblen und irreversiblen Auswirkungen unterschieden wird, lässt auch eine differenzierte Betrachtungsweise der zulässigen Tiefe klaffender Fugen zu. Da ein ständiges Sich-Öffnen und Sich-Schließen von klaffenden Fugen ggf. eine zeitlich abhängige Schädigungsakkumulation darstellt, sollten bei Tragwerken, welche vorwiegend mit nicht ruhenden Lasten beansprucht werden, strengere Nachweisgrenzen zur Anwendung kommen. Aus diesem Grund wird für die Begrenzung zulässiger Risstiefen der Vorschlag unterbreitet, maßgebende Tragwerkskategorien einzuführen. Eine entsprechende Kategorisierung könnte dabei wie folgt aussehen:

- Kategorie A1: Tragwerke, die vorwiegend einer nicht ruhenden Beanspruchung ausgesetzt sind und einen erhöhten Stellenwert hinsichtlich Infrastruktur und/oder Baukulturerbe besitzen.
- Kategorie A2: Tragwerke, die vorwiegend einer nicht ruhenden Beanspruchung ausgesetzt sind und einen normalen Stellenwert hinsichtlich Infrastruktur besitzen.
- Kategorie B: Tragwerke, die vorwiegend einer ruhenden Beanspruchung ausgesetzt sind.

Dabei stellen die A-Kategorien vornehmlich Infrastrukturbauwerke, also Brücken, und die Kategorie B vornehmlich Hochbaugewölbe dar. Vor diesem Hintergrund erscheint es zudem zielführend, neben der häufigen Lastkombination auch die quasi-ständige Lastkombination in diese Gebrauchstauglichkeitsuntersuchung einzubeziehen. Damit könnte zum Beispiel bei Tragwerken der Kategorie A sichergestellt werden, dass ein fortwährendes Sich-Öffnen und Sich-Schließen klaffender Fugen während der normalen Nutzung ausgeschlossen wird.

Tabelle 15 enthält einen Vorschlag für zulässige Tiefen klaffender Fugen für die beiden Lastkombinationen. Die Angaben in dieser Tabelle sind der Versuch einer ausgleichenden, gegenseitigen Abwägung der Vorschläge und Erkenntnisse aus [20], [2] und [6] sowie der zuvor aufgeführten, eigenen Darlegungen.

Tabelle 15: Vorschlag für zulässige Tiefen klaffender Fugen im GZG

Lastkombination	Kategorie A1	Kategorie A2	Kategorie B
häufig	$1/2h_1$	$3/4h_1$	$3/4h_1$
quasi-ständig	null	$1/4h_1$	entfällt

Der Vorteil der Einteilung in Tragwerkskategorien bestünde zudem darin, dass hierdurch eine beliebig modifizierbare Grundlage geschaffen würde, welche tiefgreifendere, tragwerkspezifische Festlegungen zulassen würde. Insbesondere abweichende Festlegungen in den sogenannten Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen (ZTV) einer Bauträgerschaft könnten mit dieser Einteilung relativ einfach gestaltet werden.

7 Zusammenfassung und Ausblick

Die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Gewölbeuntersuchungen trugen dazu bei, dass ein tieferes Verständnis über das Zusammenwirken von Überschüttung und Gewölbemauerwerk entwickelt werden konnte, was nicht zuletzt durch die hierauf spezialisierte Technologie der Erddruckmessung gelang. Bislang war bekannt, dass eine nicht unerhebliche traglaststeigernde Wirkung zu verzeichnen ist, wenn die Belastung auf der Überschüttung aufgebracht wird anstatt durch die Überschüttung hindurchgeleitet zu werden. Dieser Effekt wurde jedoch allein einer Lastausbreitung im Erdstoff nach BOUSSINESQ zugeschrieben. Die alleinige traglaststeigernde Wirkung der Lastausbreitung wurde in dieser Arbeit versuchstechnisch sowie rechnerisch widerlegt.

Für die statischen Nachweise von Bögen und Gewölben besitzen einfach zu handhabende Berechnungsmethoden nach wie vor einen hohen Stellenwert. Das trifft sowohl auf die ebene Stabwerkmodellierung als auch die Stützlinienmethode zu. Eine aufwändige FE-Modellierung bleibt aus wirtschaftlichen Gesichtspunkten zum heutigen Zeitpunkt leider immer noch der wissenschaftlichen Analyse solcher Tragstrukturen vorbehalten. Das in dieser Arbeit vorgestellte analytische Modell soll ein Beitrag dazu sein, die Lücke zwischen der Wissenschaft und der Praxis zu schließen.

Schlussfolgerungen

Ziel dieser Arbeit war es, eine praxistaugliche Berechnungsmethode für flache Bogen- und Gewölbekonstruktionen zu finden, welche die traglaststeigernde Wirkung der Gewölbeüberschüttung berücksichtigt. In der Literatur wurden bereits einige Ansätze zur rechnerischen Erfassung von traglaststeigernden Effekten von Überschüttungen diskutiert. Im Wesentlichen zielen diese auf den teilweise mobilisierbaren, passiven Erdwiderstand im Bereich der Kämpfer ab. 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 mit einem größeren Pfeilverhältnis (Stichhöhe zu lichter Weite) auf. Flachere Gewölbe neigen weniger zu einem Versagen in Form einer Gelenkkette. Demnach verliert bei diesen Tragwerken dieser partiell mobilisierbare, passive Erdwiderstand an Einfluss. Jedoch treten bei flachen Bögen und Gewölben aufgrund der geringen Stichhöhe größere Normalkräfte und damit größere Normalspannungen im Mauerwerksquerschnitt auf, die letztlich das Versagen oder die Überschreitung zulässiger Spannungen bei Gebrauchstauglichkeitsnachweisen kennzeichnen.

Im Rahmen dieser Arbeit wurde die Hypothese aufgestellt, dass sich die Hinterfüllung im Bereich der einwirkenden Verkehrslast am Lastabtrag beteiligt. Dabei wird vorausgesetzt, dass das Hinterfüllmaterial tangential zur Gewölbeachse eine ausreichende Schubfestigkeit aufweist, sodass Mauerwerk und Boden als ein Verbundquerschnitt wirken. Hierzu wurden

unter vereinfachenden Modellannahmen Berechnungsansätze formuliert, wobei die niedrige Zugfestigkeit von Mauerwerk und Erdstoff als Materialfestigkeit auf der sicheren Seite liegend ausgeschlossen wurde.

Zur Überprüfung dieser Hypothese wurden Belastungsversuche an großmaßstäblichen Gewölben mit 2 m lichter Weite durchgeführt. Die Bewertung der Zulässigkeit der getroffenen Modellannahmen erfolgte anhand eines Finite-Elemente-Modells, welches mittels Messergebnissen der Gewölbeversuche validiert wurde. Bei den Untersuchungen zeigte sich, dass sich insbesondere die Überschüttung unterhalb der Lasteinleitung am Lastabtrag beteiligt.

Bei größeren Überschüttungshöhen liefert das analytische Modell ohne Korrekturen unsichere Ergebnisse bezüglich der berechneten Spannungsverteilung im Mauerwerk. Für die Anwendung des analytischen Modells im Rahmen von Nachweisformaten wurden aus diesem Grund Anwendungsgrenzen der ansetzbaren Überschüttungshöhe hergeleitet. Es konnte gezeigt werden, dass mit dem analytischen Modell annähernd gleiche Randspannungen im Mauerwerk berechnet werden wie mit dem validierten numerischen Modell. Voraussetzung dabei ist, dass bei der vorausgehenden, ebenen Stabwerkmodellierung die horizontale Kämpfernachgiebigkeit berücksichtigt wird. In diesem Zusammenhang wurde ersichtlich, dass diese horizontale Nachgiebigkeit einen außerordentlich großen Einfluss auf das Berechnungsergebnis zu besitzen scheint. Aus diesem Grund sind Lösungen, die mit Hilfe des Stützlinienverfahrens gefunden werden, bei flachen Bögen kritisch zu betrachten. Das gilt unabhängig davon, ob beim Spannungsnachweis die Überschüttung berücksichtigt wird oder nicht.

Es wurde zudem aufgezeigt, wie das entwickelte analytische Modell im Rahmen der europäisch harmonisierten Normung genutzt werden kann. Dadurch ist es möglich, für eine große Bandbreite praktischer Anwendungsfälle die positive Tragwirkung der Überschüttung rechnerisch zu erfassen, wobei die wirtschaftlichen Gesichtspunkte einer Tragwerksanalyse gewahrt bleiben.

Ausblick

Das in dieser Arbeit vorgestellte analytische Modell lässt sich sowohl im Rahmen von Tragfähigkeitsnachweisen als auch im Rahmen von Gebrauchstauglichkeitsnachweisen einsetzen. Für letztere ist das Modell besonders gut geeignet. Der Grund hierfür ist, dass Gebrauchstauglichkeitsnachweise in der Regel im unteren Spannungsbereich des jeweiligen Materials geführt werden. In diesem Spannungsbereich bildet die Annahme einer linearen Spannungs-Dehnungsbeziehung die realen Verhältnisse noch vergleichsweise gut ab. Bei den Tragfähigkeitsnachweisen hingegen stellt diese Annahme einen recht konservativen Ansatz dar. Wesentlich wirtschaftlichere Ergebnisse lassen sich hier mit nichtlinearen oder polygonartigen Spannungs-Dehnungsbeziehungen erreichen, welche das reale Materialverhalten realistischer abbilden. Bezüglich der Berücksichtigung der mittragenden Wirkung der Überschüttung bei flachen Bogenstrukturen wäre es insbesondere wünschenswert, wenn die bei der Bildung eines

elasto-plastischen Gelenks in der Bogenachse mobilisierbaren Widerstände in der Überschüttung quantifiziert werden könnten.

Bei Bögen mit einem großen Pfeilverhältnis (Stichhöhe zu lichter Weite) beeinflusst der passive Erddruckanteil in den Kämpferbereichen das Tragverhalten positiv. Damit in diesen Fällen analytische Ansätze, wie zum Beispiel jene in [1], noch genauer verifiziert werden können, sind tiefgreifendere Kenntnisse über die ansetzbaren Erddrücke erforderlich. Hierzu wäre insbesondere eine allgemeingültige, verschiebungsabhängige Quantifizierung passiver Erddruckanteile bei erdseitig konkav gekrümmten Oberflächen hilfreich.

Literatur

- [1] Ahmad, S. H. S.: *Static Analysis of Masonry Arches*, PhD thesis, School of Computing, Science and Engineering College of Science and Technology University of Salford, Salford 2017
- [2] Alsheimer, B.: *Tragverhalten und Berechnung gemauerter Bögen, Gewölbe und Strebepfeiler*, in Mauerwerk-Kalender, Ernst und Sohn Verlag, Berlin 2015
- [3] Bakeer, T., Salehi, H.: *Anwendung des Teilsicherheitskonzepts im Mauerwerksbau bei nichtlinearen Problemen*, in Mauerwerk-Kalender, Ernst und Sohn Verlag, Berlin 2018
- [4] Barthel, R.: *Tragverhalten gemauerter Kreuzgewölbe*, Dissertation, Karlsruhe 1991
- [5] Bažant, Z. P.; Oh, B. H.: *Crack band theory for fracture of concrete*, Materials and Structures 16, Band 3, S. 155–177
- [6] Bodeniek, P.: *Trag- und Verformungsverhalten des historischen Bahrmühlenviaduktes*, Dissertation, Braunschweig 2007
- [7] Brameshuber, W.: *Eigenschaften von Mauersteinen, Mauermörtel, Mauerwerk und Putzen*, in Mauerwerk-Kalender, Ernst und Sohn Verlag, Berlin 2018
- [8] Bretschneider, N.: *Inverse Analyse zur Ermittlung der bruchmechanischen Eigenschaften entfestigender und verfestigender zementgebundener Werkstoffe*, Dissertation, Dresden 2010
- [9] Bretschneider, N.; Franck, S.; Slowik, V.; Marx, S.: *Belastungsversuche an einer Mauerwerksbrücke: Nachrechnung der Belastungsversuche mittels nichtlinearer Finite-Elemente-Simulationen*, in Mauerwerk-Kalender, Ernst und Sohn Verlag, Berlin 2018
- [10] Callaway, P. A.: *Soil-structure interaction in masonry arch bridges*, PhD thesis, University of Sheffield, 2007
- [11] Callaway, P.; Colin, C. S.; Gilbert, M.: *Influence of backfill on the capacity of masonry arch bridges*, Bridge Engineering, Band 165, 2012
- [12] Cavicchi, A.; Gambarotta, L.: *Collapse analysis of masonry bridges taking into account arch-fill interaction*, Elsevier, 2004
- [13] Cundall, P. A.: *Formulation of a three-dimensional distinct element model. Part I: a scheme to detect and represent contacts in a system composed of many polyedral blocks*. Int J Rock Mech, Band 25, S. 107–116, 1988

- [14] Cundall, P. A.: *A computer model for simulating progressive large scale movements in blocky rock systems*. Proceedings of the Symposium of the International Society of Rock Mechanics, Band 1, Beitrag II-8, Nancy 1989
- [15] Curbach, M.: *Brücken und die Aufgabe des Erhalts*, Beton- und Stahlbetonbau 104 (2009) Heft 3, S. 133, Ernst und Sohn Verlag, Berlin 2009
- [16] Droese, S.; Bodendiek, P.: *Die Unterfangung des Bahrmühlenviaduktes*, Die Bautechnik 79, Heft 7, Ernst und Sohn Verlag, Berlin 2002
- [17] Drucker, D. C.; Prager, W.: *Soil mechanics and plastic analysis or limit design*, Quarterly of Applied Mathematics 10, Band 2, S. 157–165
- [18] Graubner C.-A., Richter, L.: *Diskrete FE-Modellierung von Mauerwerk zur Bestimmung der Druckfestigkeit*, Mauerwerk 11, Heft 6, S. 342–348, Ernst und Sohn Verlag, Berlin 2007
- [19] Franck, S. A.; Kothmayer, H.; Schulz, A.; Bretschneider, N.; Slowik, V.: *Tragsicherheitsbewertung einer Mauerwerksgewölbebrücke mittels nichtlinearer Finite-Elemente-Simulationen*, Bautechnik 90, Heft 8, S. 475–484, Ernst und Sohn Verlag, Berlin 2013
- [20] Franck, S. A.: *Zum Tragsicherheitsnachweis bestehender Mauerwerksgewölbebrücken mittels nichtlinearer Finite-Elemente-Simulationen*, Dissertation, Hannover, Leibniz Universität Hannover, Berichte des Instituts für Massivbau der Universität Hannover, Band 12, Fraunhofer IRB-Verlag, Stuttgart 2017
- [21] Ganz, H. R.: *Mauerwerksscheiben unter Normalkraft und Schub*. Birkhäuser Verlag, Basel 1985
- [22] Gelfi, P.: *Role of Horizontal Backfill Passive Pressure on the Stability of Masonry Vaults*, Internationale Zeitschrift für Bauinstandsetzen und Baudenkmalpflege 8, Heft 6, 2002
- [23] Gelfi, P.: Università' degli studi di Brescia, Software Arco, Version 1.2, Download unter: <http://gelfi.unibs.it/arco.htm>
- [24] Gilbert, M.; Smith C.C., Wang, J., Callaway, A., Melbourne, C.: *Small and large-scale experimental studies of soil-arch interaction in masonry bridges*, Proc. 5th International Conference on Arch Bridges, S. 381–388, Madeira 2007
- [25] Gilbert, M.; Smith, C. C.; Pritchard, T. J.: *Masonry arch analysis using discontinuity layout optimization*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 2010
- [26] Giordano, A., Mele, E., De Luca, A.: *Modelling of historical masonry structures: comparison of different approaches through a case study*, Engineering Structures, Band 24, S. 1057–1069, Elsevier 2002

-
- [27] 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
- [28] Hellmich, K.: *Ein einfaches Meßverfahren zur Beurteilung der Tragfähigkeit von Gewölbebrücken*, Bauingenieur 65, Springer-Verlag, 1990
- [29] Herrmann, J.: *Tragverhalten von Bögen und Gewölben aus Mauerwerk auf Grundlage der Plastizitätstheorie*, Diplomarbeit, Glauchau 2013
- [30] Heyman, J.: *The Stone Skeleton – Structural Engineering of Masonry Architecture*, Cambridge 1995
- [31] Holzer, S.: *Statische Beurteilung historischer Tragwerke – Band 1: Mauerwerkskonstruktionen*, Ernst und Sohn Verlag, Berlin 2013
- [32] Huerta, S.; Kurrer, K.-E.: *Zur baustatischen Analyse gewölbter Steinkonstruktionen*, in Mauerwerk-Kalender, Ernst und Sohn Verlag, Berlin 2008
- [33] Huster, U.: *Tragverhalten von einschaligem Natursteinmauerwerk unter zentrischer Druckbeanspruchung*, Dissertation, Kassel 2000
- [34] Israelsson, J. I.: *Short Descriptions of UDEC and 3DEC*, Elsevier, 1996
- [35] Jagfeld, M.: *Tragverhalten und statische Berechnung gemauerter Gewölbe bei großen Auflagerverschiebungen*, Dissertation, München 2000
- [36] Kupfer, H.: *Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Schriftenreihe des DAfStb, Heft 229, Ernst und Sohn Verlag, 1973
- [37] Lachmann, H.: *Über die Standsicherheit gemauerter Gewölbebrücken*, Die Bautechnik 67, Heft 2, Ernst und Sohn Verlag, Berlin 1990
- [38] LimitState Ltd: *RING Manual Version 3.2.b*, 2016
- [39] Mahnken, R.: *Lehrbuch der Technischen Mechanik – Elastostatik*, Springer-Verlag, Berlin – Heidelberg 2015
- [40] Nagel, R. (Hrsg.): *Baukulturbericht – Gebaute Lebensräume – Fokus Stadt*, Bundesstiftung Baukultur, Berlin 2014
- [41] Navfac: *Design Manual, GM7*, U.S. Naval Publ. and Forms Center, Philadelphia 1971

- [42] Obvis Ltd.: *Archie-M masonry arch bridge and viaduct assessment software*, Benutzeranleitung, Version 2.4.1, 2010
- [43] Öchsner, A.: *Theorie der Balkenbiegung, Einführung und Modellierung der statischen Verformung und Beanspruchung*, Springer-Verlag, 2016
- [44] Piehler, J.; Hansen, M.; Kapphahn, G.: *Systemanalyse Neugotischer Gewölbe – Teil 1: Voruntersuchungen und experimentelle Validierung*, Bautechnik 91, Heft 11, S. 812–821, Ernst und Sohn Verlag, Berlin 2014
- [45] Piehler, J., Schacht, G., Marx, S., Hahn, G., Slowik, V.: *Belastungsversuche an einer Mauerwerksbrücke: Durchführung und Auswertung*, in Mauerwerk-Kalender, Ernst und Sohn Verlag, Berlin 2018
- [46] Pieper, K.: *Sicherung historischer Bauten*, Ernst und Sohn Verlag, Berlin – München, 1983
- [47] Proske, D.; Liebwirth, P.; van Gelder, P.: *Sicherheitsbeurteilung historischer Steinbogenbrücken*, Eigenverlag, Dresden 2006
- [48] Purtak, F.: *Tragfähigkeit von schlankem Quadermauerwerk aus Naturstein*, Dissertation, Dresden 2001
- [49] Purtak, F., Geißler, K.: *Bogenbrücken aus Natursteinmauerwerk – Entwicklung eines realitätsnahen Berechnungsmodells für den statischen Nachweis von Bogenbrücken aus Natursteinmauerwerk*, Forschungsvorhaben Nr. KU0425001KAT2, Schlussbericht 2006
- [50] Purtak, F.; Geißler, K.: *Gewölbebrücken aus Natursteinmauerwerk – Entwicklung eines realitätsnahen Berechnungsmodells für den statischen Nachweis von Gewölbebrücken unter Ausnutzung der räumlichen Tragwirkung*, Forschungsvorhaben Nr. IW061178, Schlussbericht 2010
- [51] Purtak, F., Hirsch, U.: *Nachweisverfahren für Brücken aus Natursteinmauerwerk*, in Mauerwerk-Kalender 2011, S. 377–415, Ernst und Sohn Verlag, Berlin 2011
- [52] Schacht, G.: *Experimentelle Bewertung der Schubtragsicherheit von Stahlbetonbauteilen*, Dissertation, Dresden 2014
- [53] Schacht, G.; Marx, S.; Krontal, L.; Schwinge, E.; Hahn, O.: *Belastungsversuche an einer Mauerwerksbrücke: Baugeschichte, Zustandsentwicklung und Monitoring*, in Mauerwerk-Kalender 2018, Ernst und Sohn Verlag, Berlin 2018
- [54] Schacht, G., Müller, L., Piehler, J., Marx, S., Meichsner, E.: *Belastungsversuche an einer Mauerwerksbrücke: Planung und Vorbereitung der experimentellen Untersuchungen*, in Mauerwerk-Kalender 2018, Ernst und Sohn Verlag, Berlin 2018

-
- [55] Schlegel, R., Rautenstrauch, K., Will, J., Fischer, D.: *Tragfähigkeitsuntersuchung der weltgrößten Ziegelsteinbrücke – Berechnung der Göltzschtalbrücke mit ANSYS*, 20th CAD-FEM Users' Meeting, Friedrichshafen 2002
- [56] Schlegel, R.: *Numerische Berechnungen von Mauerwerksstrukturen in homogenen und diskreten Modellierungsstrategien*, Dissertation, Weimar 2004
- [57] Schlegel, R.: *Materialmodell für das Bauwesen und die Geotechnik*, Stuttgart 2006
- [58] Speck, K.: *Beton unter mehraxialer Beanspruchung – Ein Materialgesetz für Hochleistungsbetone unter Kurzzeitbelastung*, Dissertation, Dresden 2007
- [59] Wallner, C.: *Erdbeibengerechtes Verstärken von Mauerwerk durch Faserverbundwerkstoffe – experimentelle und numerische Untersuchungen*, Dissertation, Karlsruhe 2007
- [60] Zaeske, D.: *Zur Wirkungsweise von unbewehrten und bewehrten mineralischen Tragschichten über pfahlartigen Gründungselementen*, Schriftenreihe Geotechnik, Universität Kassel, Heft 10, 2001
- [61] Zilch, K. ; Zehetmaier, G.: *Bemessung im konstruktiven Betonbau*, Springer-Verlag, Berlin – Heidelberg 2010
- [62] CEB-FIB: *Model Code 2010, First complete draft*, Band 1. International Federation for Structural Concrete, Lausanne, Schweiz 2010
- [63] DIN 1054 *Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1*, 2010
- [64] DIN 1075 *Massive Brücken*, 1955
- [65] DIN 4085 *Baugrund – Berechnung des Erddrucks*, 2017
- [66] DIN EN 1015-11 *Prüfverfahren für Mörtel für Mauerwerk – Teil 11: Bestimmung der Biegezug- und Druckfestigkeit von Festmörtel*, 2006
- [67] DIN EN 1052-1 *Prüfverfahren für Mauerwerk – Teil 1: Bestimmung der Druckfestigkeit*, 1998
- [68] DIN EN 1053-1 *Mauerwerk – Teil 1: Berechnung und Ausführung*, 1996
- [69] DIN EN 1990 *Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung*, 2010
- [70] DIN EN 1996-1-1 *Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk*, 2013

- [71] DIN EN 1996-1-1/NA *Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk*, 2012
- [72] DIN EN 1997-1 *Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln*, 2014
- [73] TGL 38 650 *Mauerwerk aus künstlichen Steinen*, 1986
- [74] UIC-Kodex 778-3 *Empfehlungen für die Bewertung des Tragvermögens bestehender Gewölbebrücken aus Mauerwerk und Beton*, 1. Auflage, Internationaler Eisenbahnverband, 1995

A Analytische Lösung eines Polynom dritten Grades

Der nachfolgend abgedruckte Lösungsweg ist im Stil einer Formelsammlung gehalten. Auf die Herleitungen wird daher nicht weiter eingegangen. Für die Lösung eines Polynom dritten Grades kommen unter Umständen auch komplexe Zahlen in Frage. Da diese für die mechanische Fragestellung der Arbeit irrelevant sind, werden hier nur die reellen Lösungen angeführt.

Normalform

Ausgangspunkt sei die Normalform, wie sie in Gleichungen 3.19 und 3.21 vorliegt.

$$x^3 + ax^2 + bx + c = 0$$

Reduzierte Form

Durch Substitution der Normalform mit

$$x = z - \frac{a}{3}$$

ergibt sich die reduzierte Form

$$z^3 + p \cdot z + q = 0 ,$$

wobei

$$p = b - \frac{a^2}{3} \quad \text{und} \quad q = \frac{2a^3}{27} - \frac{ab}{3} + c$$

ist. Die Lösung erfolgt mit Hilfe der Cardanischen Formeln.

Diskriminante

Die Diskriminante der reduzierten Form ist

$$\Delta := \left(\frac{q}{2}\right)^2 + \left(\frac{p}{2}\right)^3 .$$

Das Lösungsverhalten der reduzierten Form richtet sich nach dem Vorzeichen der Diskriminante.

Fall $\Delta > 0$

Es existieren genau eine reelle Lösung sowie zwei konjugiert komplexe Lösungen. Erfahrungsgemäß ist bei Gleichung 3.21 (Fall 2 – Grenzlinie im Mauerwerk) dieser Fall gegeben. Die reelle

Lösung ist

$$x_1 = u + v - \frac{a}{3}$$

mit

$$u = \sqrt[3]{-\frac{q}{2} + \sqrt{\Delta}} \quad \text{und} \quad v = \sqrt[3]{-\frac{q}{2} - \sqrt{\Delta}}.$$

Fall $\Delta < 0$

Es existieren genau drei reelle Lösungen:

$$\begin{aligned} x_1 &= \sqrt{-\frac{4}{3}p} \cdot \cos \left[\frac{1}{3} \cdot \arccos \left(-\frac{q}{2} \cdot \sqrt{\frac{27}{p^3}} \right) \right] - \frac{a}{3} \\ x_2 &= -\sqrt{-\frac{4}{3}p} \cdot \cos \left[\frac{1}{3} \cdot \arccos \left(-\frac{q}{2} \cdot \sqrt{\frac{27}{p^3}} \right) + \frac{\pi}{3} \right] - \frac{a}{3} \\ x_3 &= -\sqrt{-\frac{4}{3}p} \cdot \cos \left[\frac{1}{3} \cdot \arccos \left(-\frac{q}{2} \cdot \sqrt{\frac{27}{p^3}} \right) - \frac{\pi}{3} \right] - \frac{a}{3} \end{aligned}$$

Erfahrungsgemäß liegt dieser Fall bei Gleichung 3.19 (Fall 1 – Grenzlinie in der Übersättigung) vor, wobei $x_{2,3}$ in der Regel negativ wird und damit mechanisch nicht interpretierbar ist.

Fall $\Delta = 0$

Dieser Fall spielt für die Berechnung der Grenzlinien nach Abschnitt 3.2.2 eine untergeordnete Rolle. Der Vollständigkeit halber sei jedoch in diesem Zusammenhang die Lösung mit aufgeführt. Es sind zwei Unterfälle zu unterscheiden.

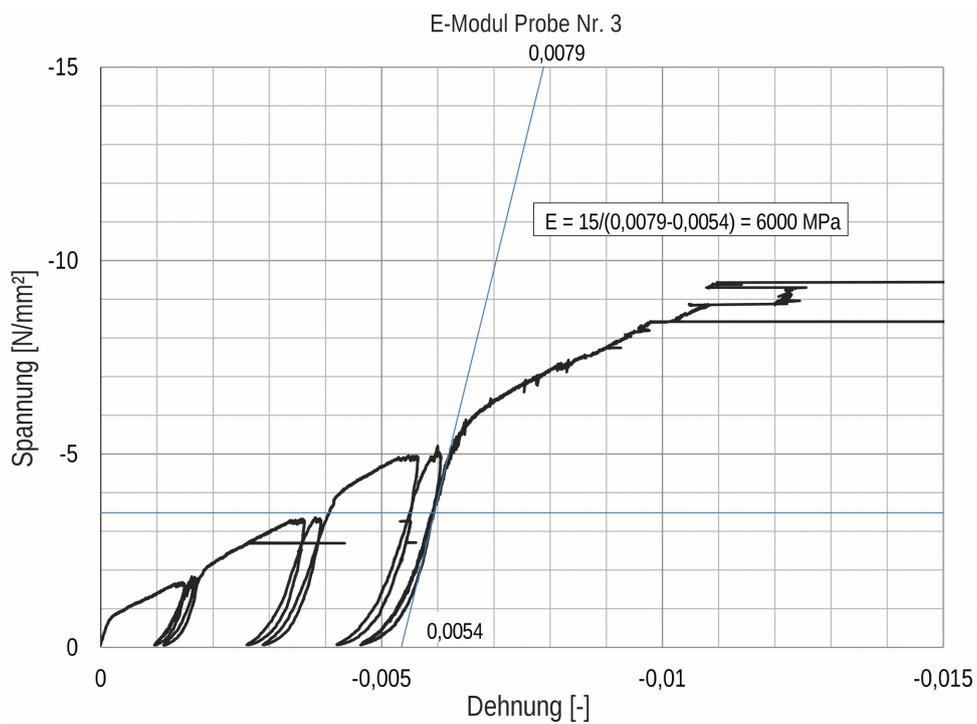
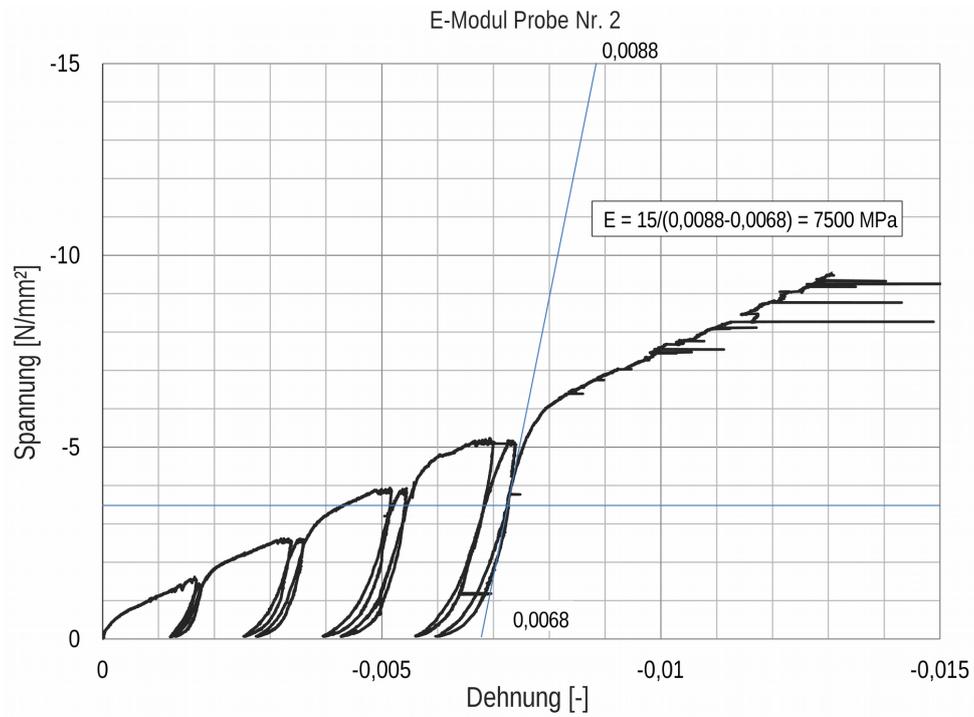
Wenn $p \neq 0$ ist, so ist auch $q \neq 0$. Es existiert dann eine einfache reelle Lösung sowie eine doppelte reelle Lösung.

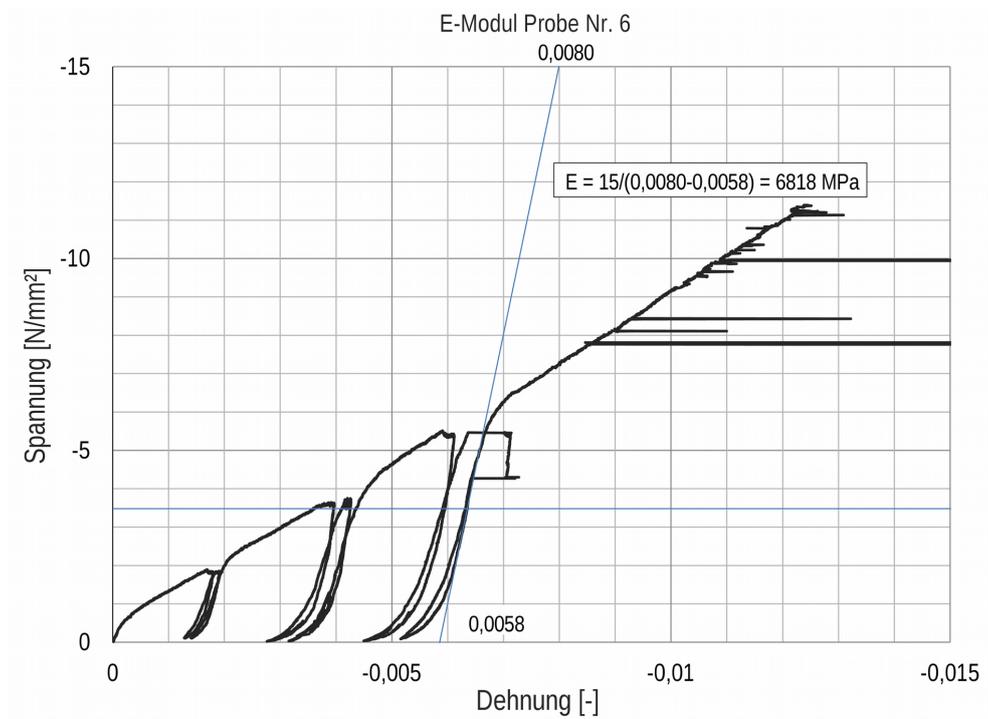
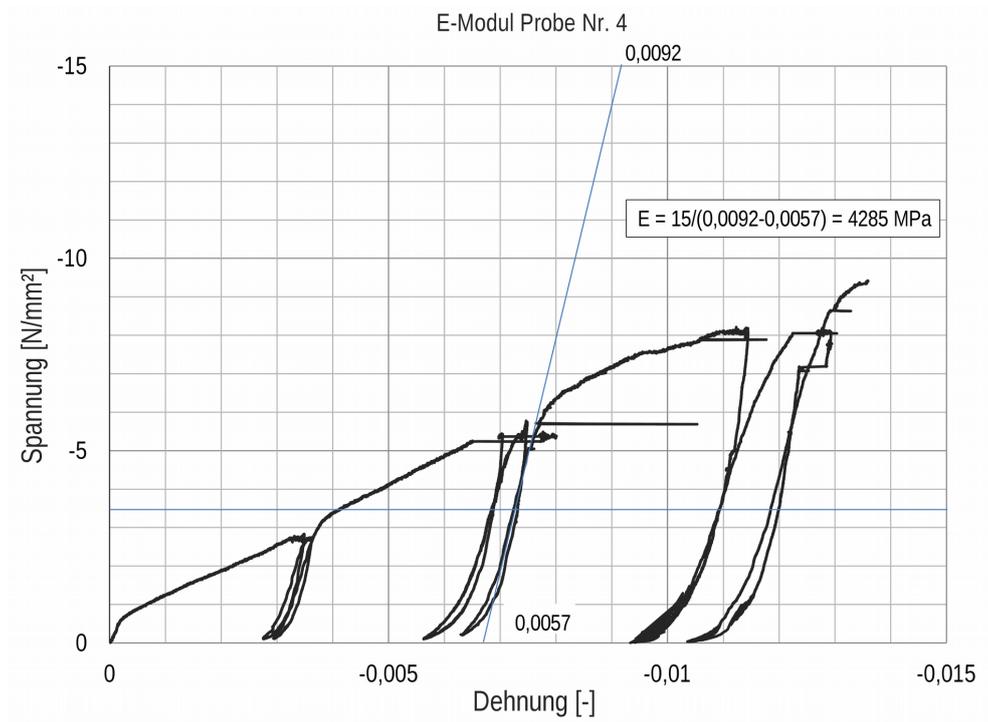
$$\begin{aligned} x_1 &= \frac{3q}{p} - \frac{a}{3} \\ x_{2,3} &= -\frac{3q}{2p} - \frac{a}{3} \end{aligned}$$

Wenn $p = 0$ ist, so ist auch $q = 0$. Es existiert lediglich eine dreifache reelle Lösung.

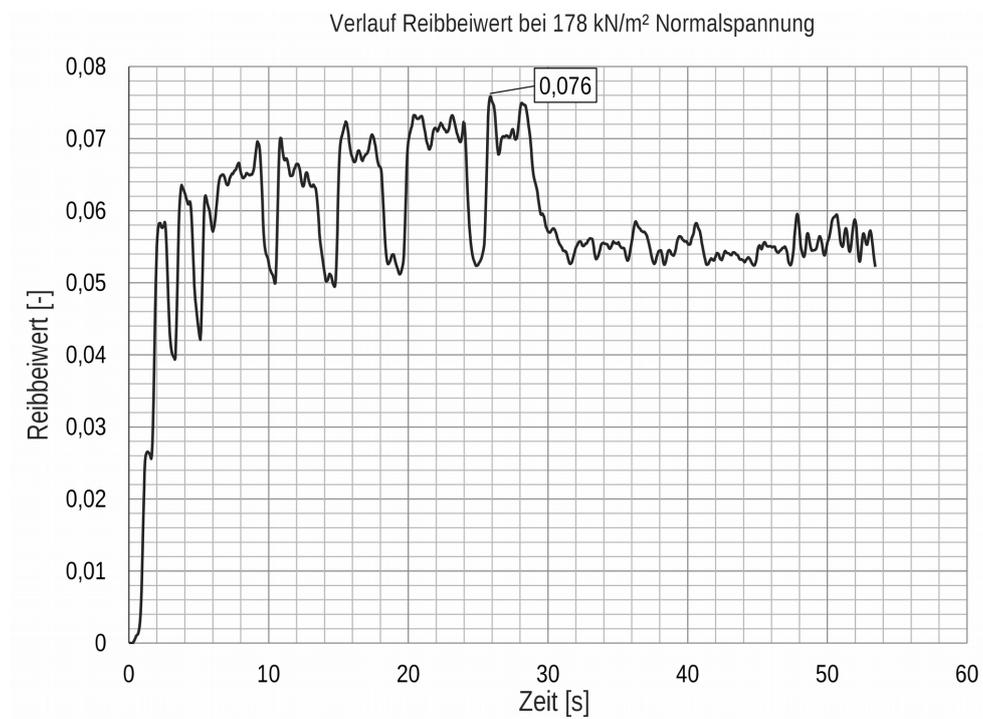
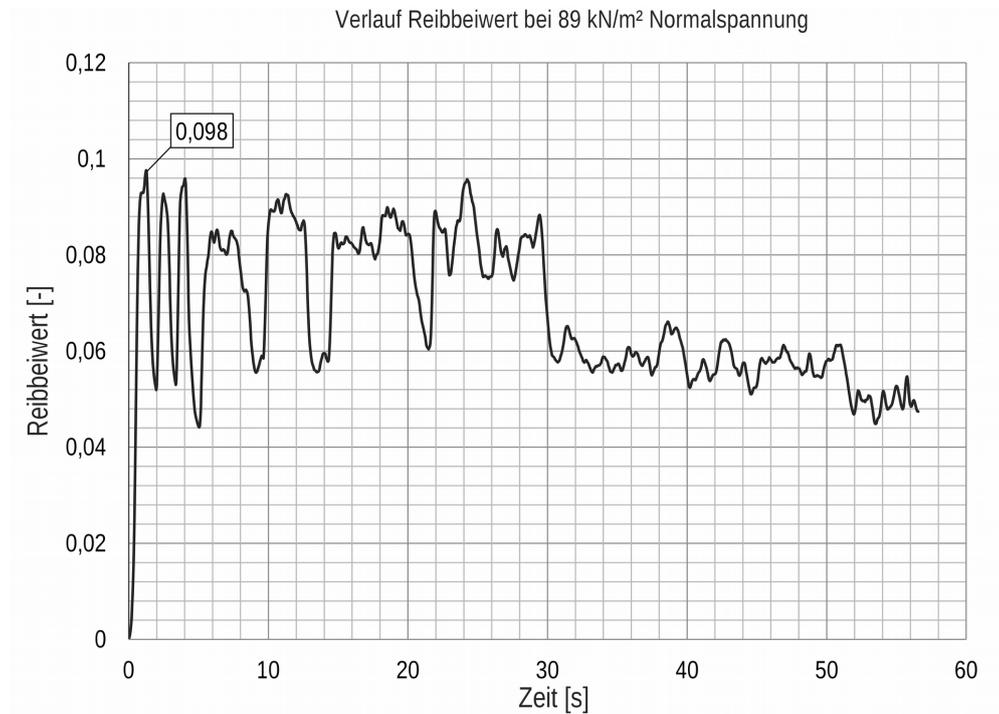
$$x_{1,2,3} = -\frac{a}{3}$$

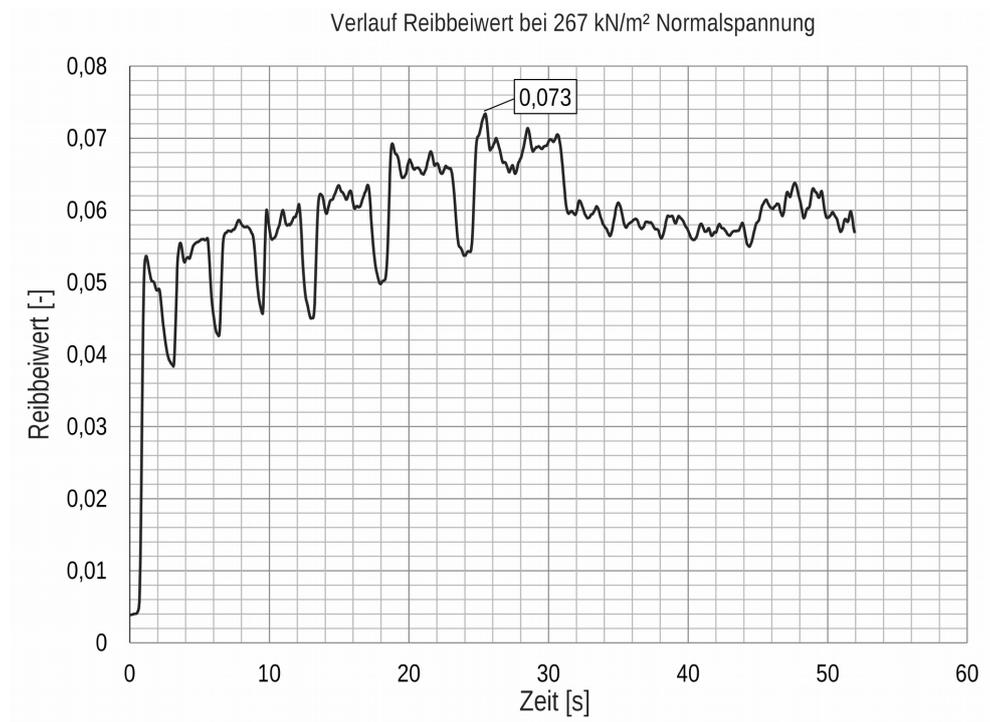
B Bestimmung des Elastizitätsmoduls an Mauerwerksprüfkörpern





C Bestimmung des Reibbeiwerts der zweilagigen Folie mit dazwischenliegender Titanfettschicht

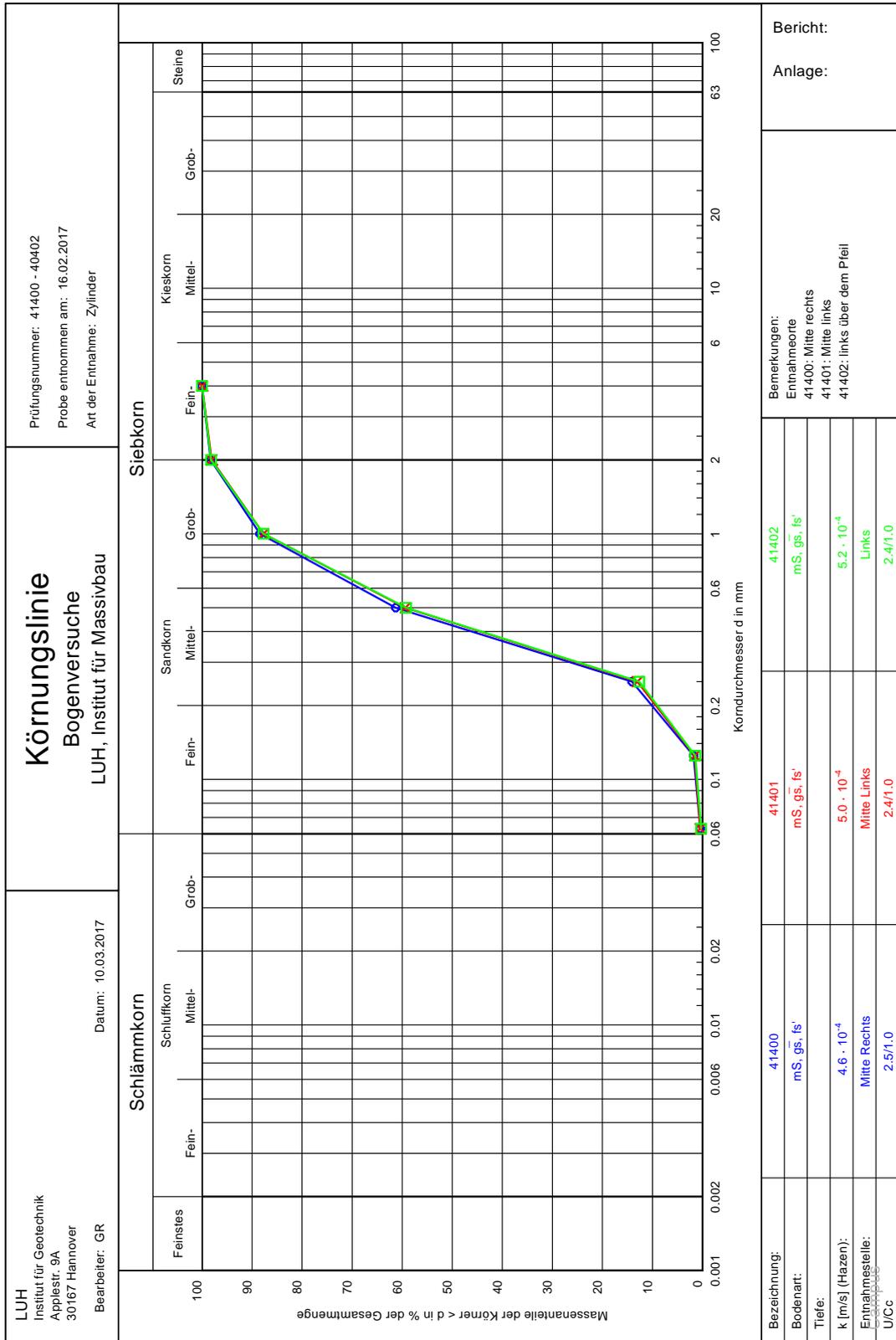




D Erdstoffuntersuchungen der Gewölbeüberschüttung

LUH Institut für Geotechnik Applestr. 9A 30167 Hannover	Bericht: Anlage:																																																																																																																																				
Dichtebestimmung (Zylinder) nach DIN 18 125 Bogenversuche LUH, Institut für Massivbau Bearbeiter: GR Datum: 17.02.2017	Prüfungsnummer: 41400-41402 Entnahmestelle: li. und re. der Mitte, links über Pfeil Tiefe: Art der Entnahme: Zylinderprobe Bodenart: mS, gs, fs' Probe entnommen am: 16.02.2017																																																																																																																																				
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 20%;">Probenbezeichnung:</td> <td style="width: 15%;">41400</td> <td style="width: 15%;">41401</td> <td style="width: 15%;">42402</td> <td style="width: 15%;"></td> <td style="width: 15%;"></td> </tr> <tr> <td colspan="6">Feuchtdichte \hat{d}</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 \hat{d} [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 \hat{d}</td> </tr> <tr> <td>Trockendichte \hat{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 \hat{d}						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 \hat{d} [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 \hat{d}						Trockendichte \hat{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 \hat{d}																																																																																																																																					
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 \hat{d} [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 \hat{d}																																																																																																																																					
Trockendichte \hat{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																																																																																																																																		

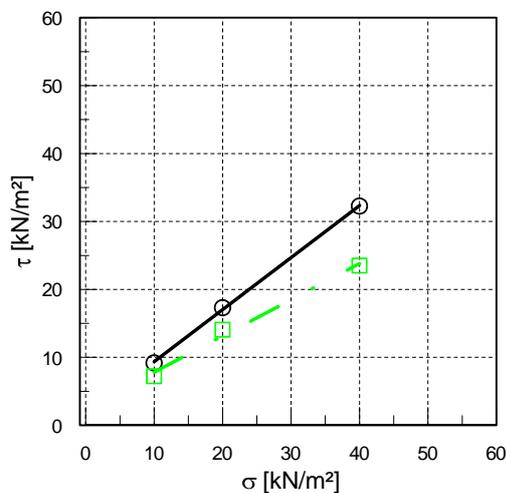
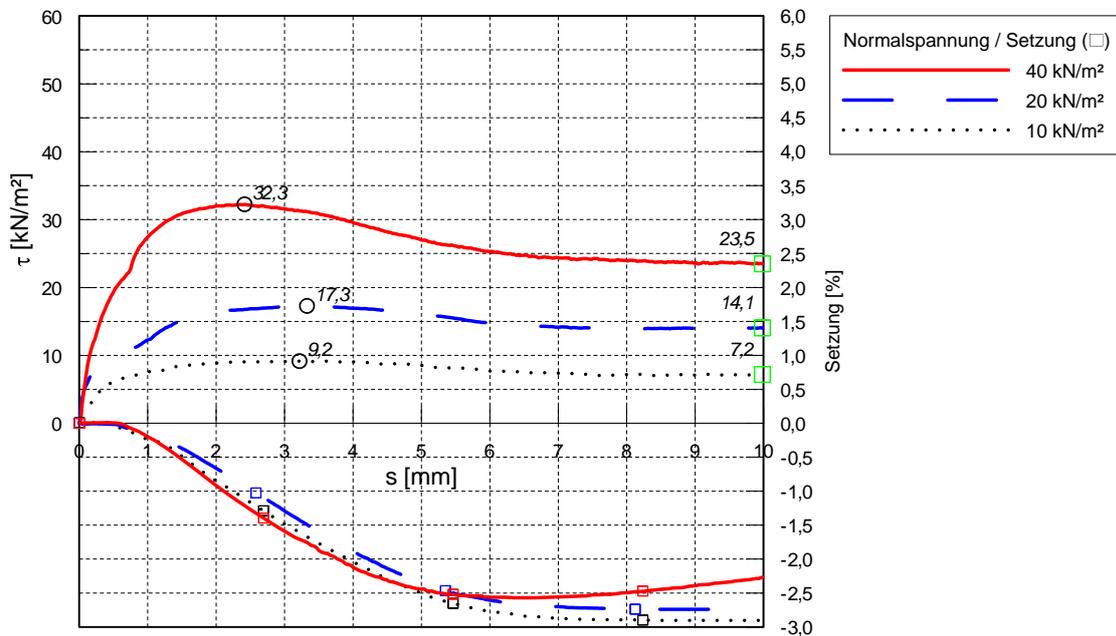
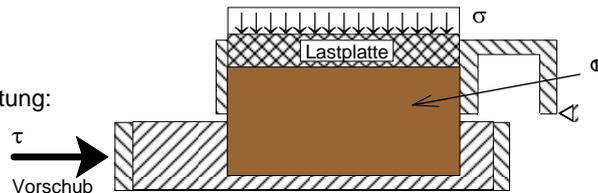
GGU-SIEVE - CampusLicence Uni Hannover IGtH
CampusLizenz zur nicht kommerziellen Nutzung für Forschung und Lehre



Ergebnisse der Scherversuche mit konstanter Vorschubgeschwindigkeit

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

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



Scherparameter für
Normalspannungen von 10 bis 40 kN/m²

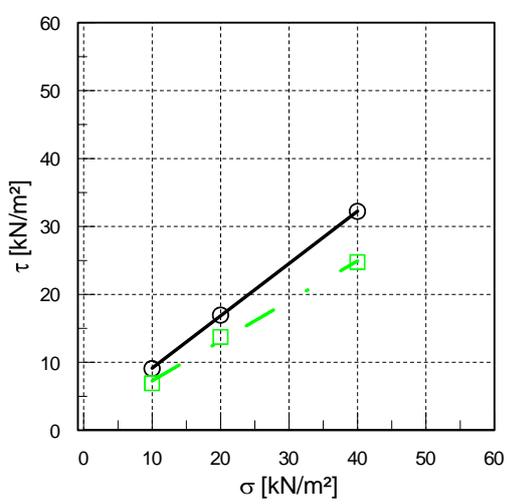
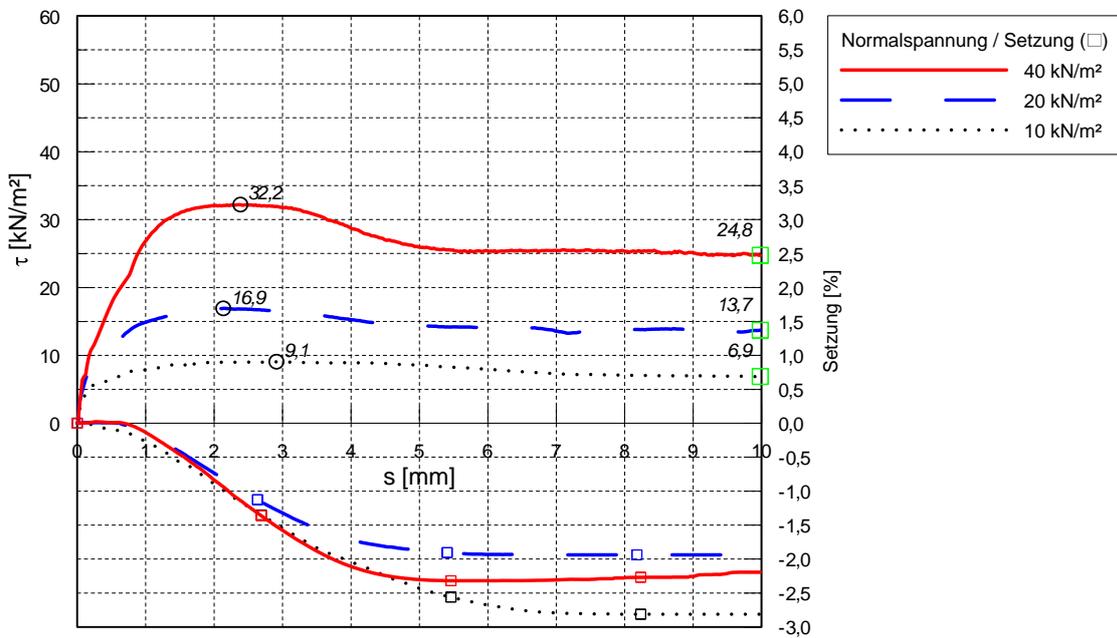
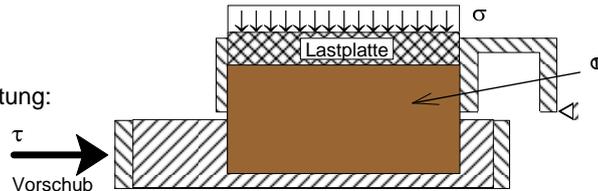
- Werte bei Bruch
- $\varphi' = 37.5^\circ$ ($c' = 1.7 \text{ kN/m}^2$) [$R^2 = 0.9996$]
- Werte bei 10 mm Verschiebung
- - - $\varphi' = 28.1^\circ$ ($c' = 2.5 \text{ kN/m}^2$) [$R^2 = 0.9903$]

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

Ergebnisse der Scherversuche mit konstanter Vorschubgeschwindigkeit

IGtH-Probennummer: 41400_2
 Entnahmekort: Mischprobe
 Ⓞ Erdstoff: mS, @gs,fs'

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



Scherparameter für Normalspannungen von 10 bis 40 kN/m²

- Werte bei Bruch
- $\phi' = 37.6^\circ$ ($c' = 1.4 \text{ kN/m}^2$) [$R^2 = 0.9999$]
- Werte bei 10 mm Verschiebung
- - - $\phi' = 30.5^\circ$ ($c' = 1.4 \text{ kN/m}^2$) [$R^2 = 0.997$]

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

Ergebnisse der Scherversuche mit konstanter Vorschubgeschwindigkeit

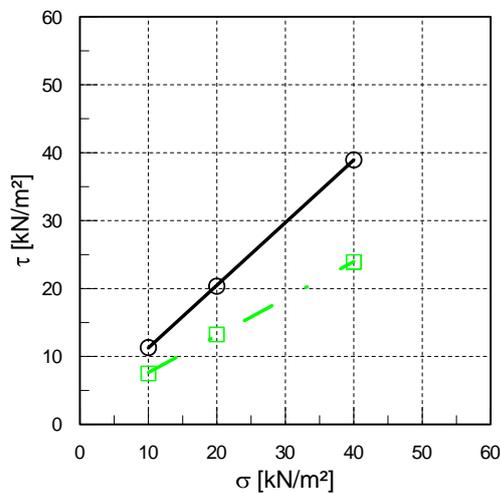
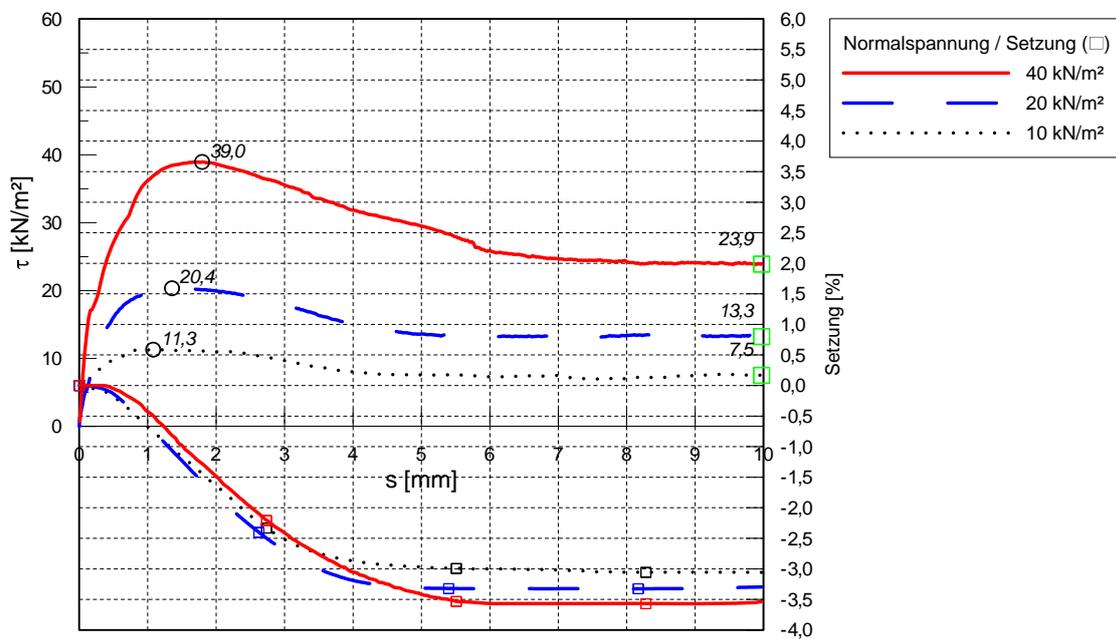
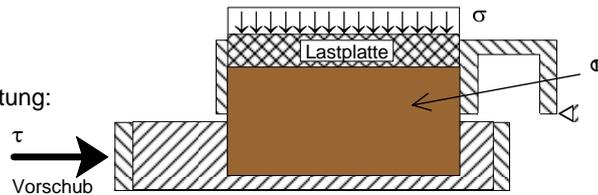
IGtH-Probennummer: 41418 / 41400

Entnahmeort: Mischprobe

① Erdstoff: mS, @gs, fs'

Einbauwerte der gestörten Probe vor Belastung:

Lagerungsdichte: $D=0,92$



Schерparameter für Normalspannungen von 10 bis 40 kN/m ²	
	Werte bei Bruchverschiebung
	$\phi' = 42.7^\circ$ ($c' = 2 \text{ kN/m}^2$) [$R^2 = 1$]
	Werte bei 10 mm Verschiebung
	$\phi' = 28.6^\circ$ ($c' = 2.2 \text{ kN/m}^2$) [$R^2 = 0.9997$]

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

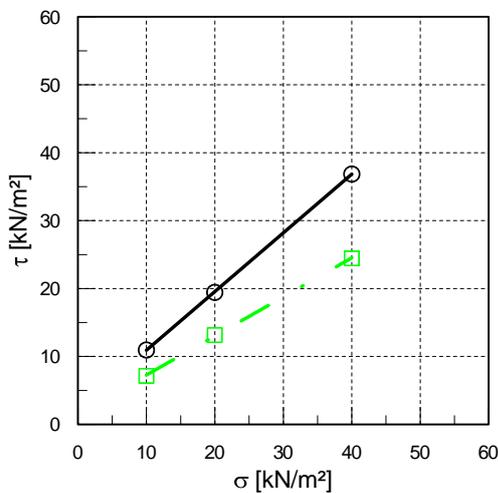
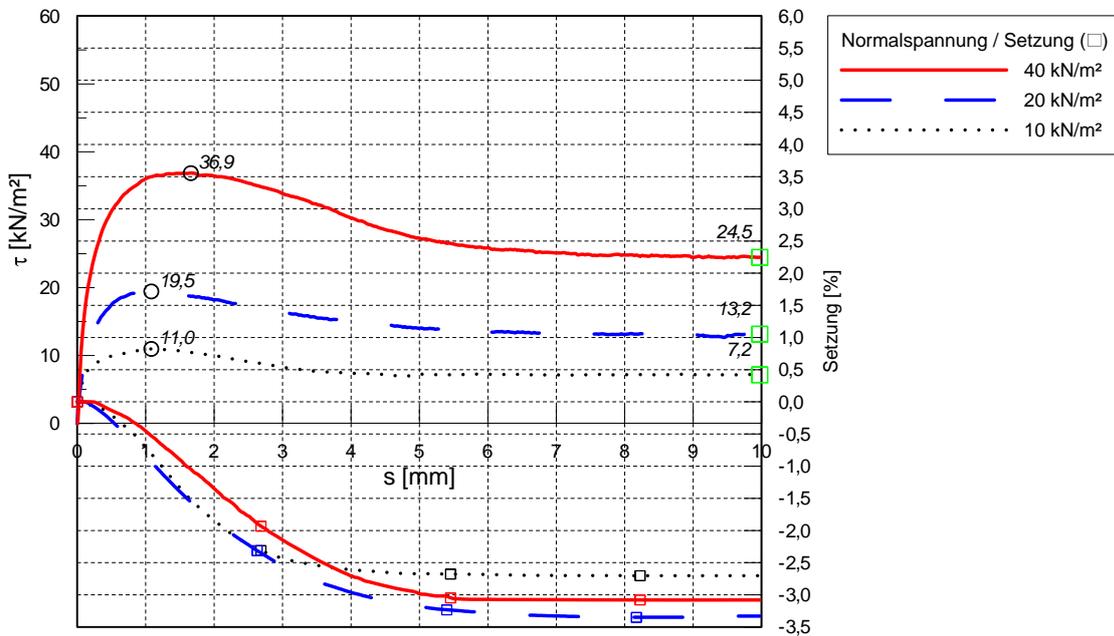
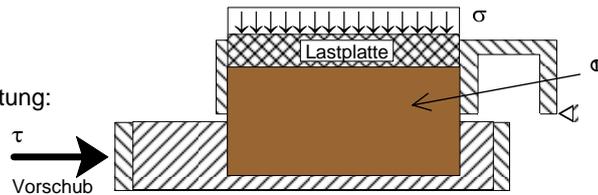
Versuch trocken eingebaut

¹⁾ Aus linearer Regression

Ergebnisse der Scherversuche mit konstanter Vorschubgeschwindigkeit

IGtH-Probennummer: 41418/41400
 Entnahmekort: 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
 $\phi' = 40,8^\circ$ ($c' = 2,3 \text{ kN/m}^2$) [$R^2 = 1$]
- Werte bei 10 mm Verschiebung
 $\phi' = 29,9^\circ$ ($c' = 1,5 \text{ kN/m}^2$) [$R^2 = 0,9998$]

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

Versuch unter Wasser eingebaut

1) Aus linearer Regression

LUH Institut für Geotechnik Applestr. 9A 30167 Hannover	Bericht: Anlage:
<h3 style="text-align: center;">Druck-Setzungs-Versuch</h3> <p>Bogenversuche LUH, Institut für Massivbau D=0,67</p> <p>Bearbeiter: GR Datum: 07.072017</p>	Prüfungsnummer: 41400-41402 Entnahmestelle: Mischprobe Tiefe: Bodenart: mS, \bar{g}_s , fs' Art der Entnahme: Probe entnommen am:

Normalspannung [kN/m²] (logarithmisch)

Normalspannung [kN/m²] (logarithmisch)

Versuch-Nr.	1	2	3	4	5
Normalspannung [kN/m ²]	0.0	10.0	20.0	40.0	80.0
Meßuhablesung [mm]	0.000	0.031	0.053	0.090	0.149
Steifemodul [MN/m ²]		6.9	9.8	11.6	14.5

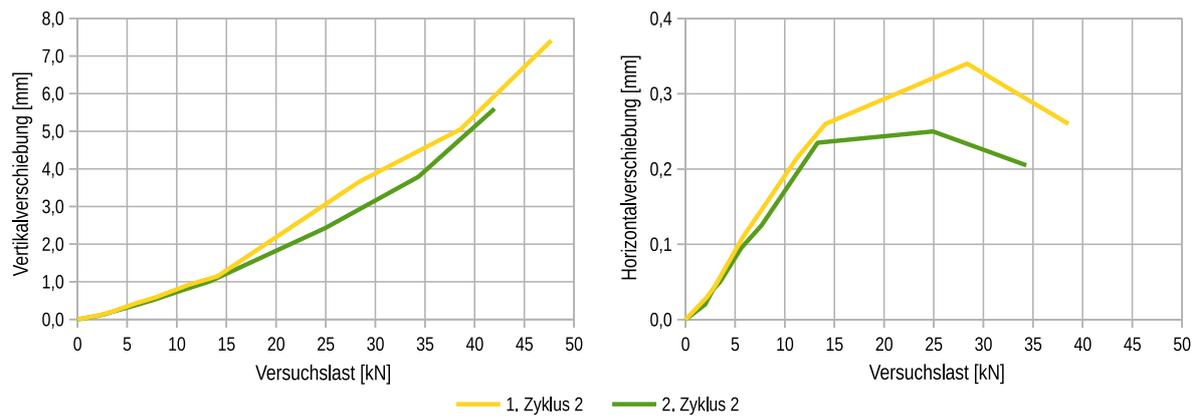
Einbauhöhe [mm] = 21.500	

GGU-OEDOM - CampusLicence Uni Hannover IGtH
CampusLizenz zur nicht kommerziellen Nutzung für Forschung und Lehre

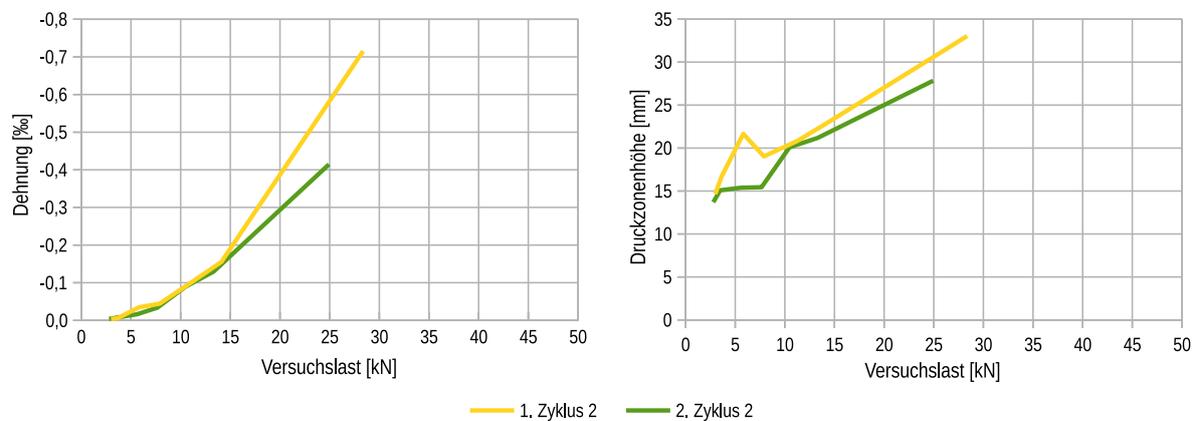
LUH Institut für Geotechnik Applestr. 9A 30167 Hannover	Bericht: Anlage:																								
<h3 style="text-align: center;">Druck-Setzungs-Versuch</h3> <p>Bogenversuche LUH, Institut für Massivbau D=1,0</p> <p>Bearbeiter: GR Datum: 07.072017</p>	Prüfungsnummer: 41400-41402 Entnahmestelle: Mischprobe Tiefe: Bodenart: mS, gs, fs' Art der Entnahme: Probe entnommen am:																								
<p>Normalspannung [kN/m²] (logarithmisch)</p> <p style="text-align: center;">Normalspannung [kN/m²] (logarithmisch)</p>																									
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 15%;">Versuch-Nr.</td> <td style="width: 15%;">1</td> <td style="width: 15%;">2</td> <td style="width: 15%;">3</td> <td style="width: 15%;">4</td> <td style="width: 15%;">5</td> </tr> <tr> <td>Normalspannung [kN/m²]</td> <td>0.0</td> <td>10.0</td> <td>20.0</td> <td>40.0</td> <td>80.0</td> </tr> <tr> <td>Meßuhablesung [mm]</td> <td>0.000</td> <td>0.036</td> <td>0.086</td> <td>0.128</td> <td>0.174</td> </tr> <tr> <td>Steifemodul [MN/m²]</td> <td></td> <td>5.9</td> <td>4.2</td> <td>10.0</td> <td>18.2</td> </tr> </table>		Versuch-Nr.	1	2	3	4	5	Normalspannung [kN/m ²]	0.0	10.0	20.0	40.0	80.0	Meßuhablesung [mm]	0.000	0.036	0.086	0.128	0.174	Steifemodul [MN/m ²]		5.9	4.2	10.0	18.2
Versuch-Nr.	1	2	3	4	5																				
Normalspannung [kN/m ²]	0.0	10.0	20.0	40.0	80.0																				
Meßuhablesung [mm]	0.000	0.036	0.086	0.128	0.174																				
Steifemodul [MN/m ²]		5.9	4.2	10.0	18.2																				
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;">Einbauhöhe [mm] = 21.100</td> <td style="width: 50%;"></td> </tr> <tr> <td style="height: 20px;"></td> <td></td> </tr> </table>		Einbauhöhe [mm] = 21.100																							
Einbauhöhe [mm] = 21.100																									

E Messergebnisse der Gewölbeversuche

Gewölbeversuch 1



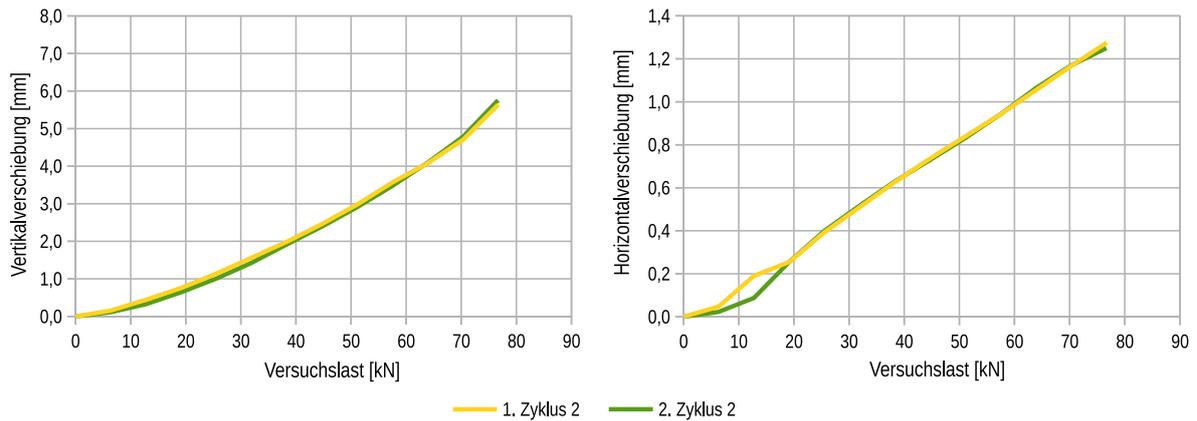
Versuch 1 – gemessene Verschiebungen: Vertikalverschiebungen des Gewölbes (Messstellen V_1 und V_2) (links); Horizontalverschiebungen des Widerlagers (Messstelle H) (rechts)



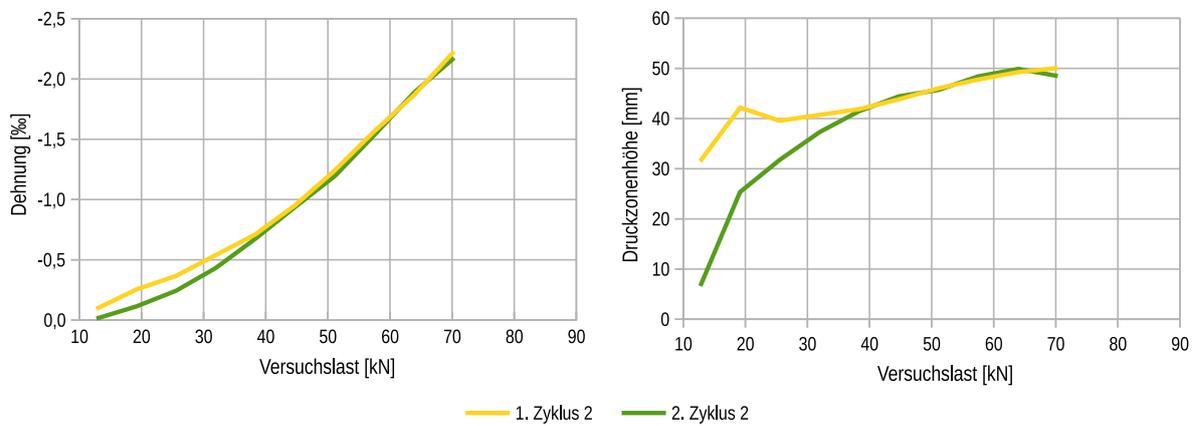
Versuch 1 – Ergebnisse der Krümmungsmessung im Scheitelbereich: Dehnungen am Extrados (links); Druckzonenhöhe am Extrados (rechts)

Hinweis: Oberhalb einer Versuchslast von 30 kN liegen bei der Krümmungsmessung des Gewölbeversuchs 1 aufgrund von Messfehlern keine Messdaten vor.

Gewölbeversuch 2

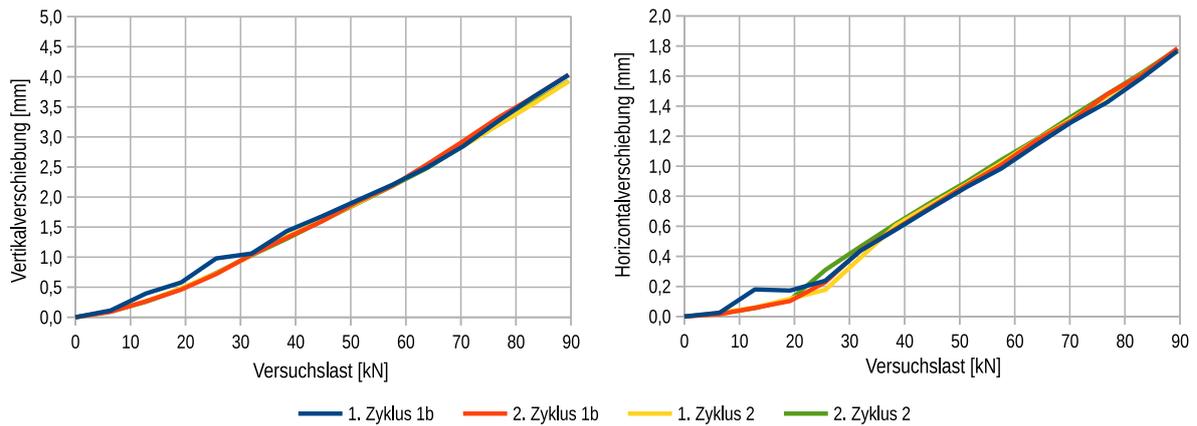


Versuch 2 – gemessene Verschiebungen: Vertikalverschiebungen des Gewölbes (Messstellen V_1 und V_2) (links); Horizontalverschiebungen des Widerlagers (Messstelle H) (rechts)

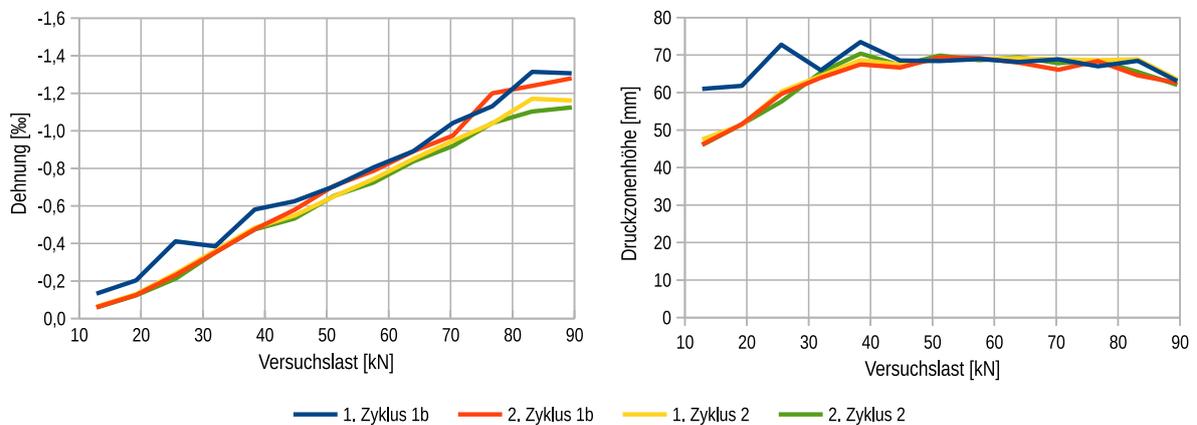


Versuch 2 – Ergebnisse der Krümmungsmessung im Scheitelbereich: Dehnungen am Extradados (links); Druckzonenhöhe am Extradados (rechts)

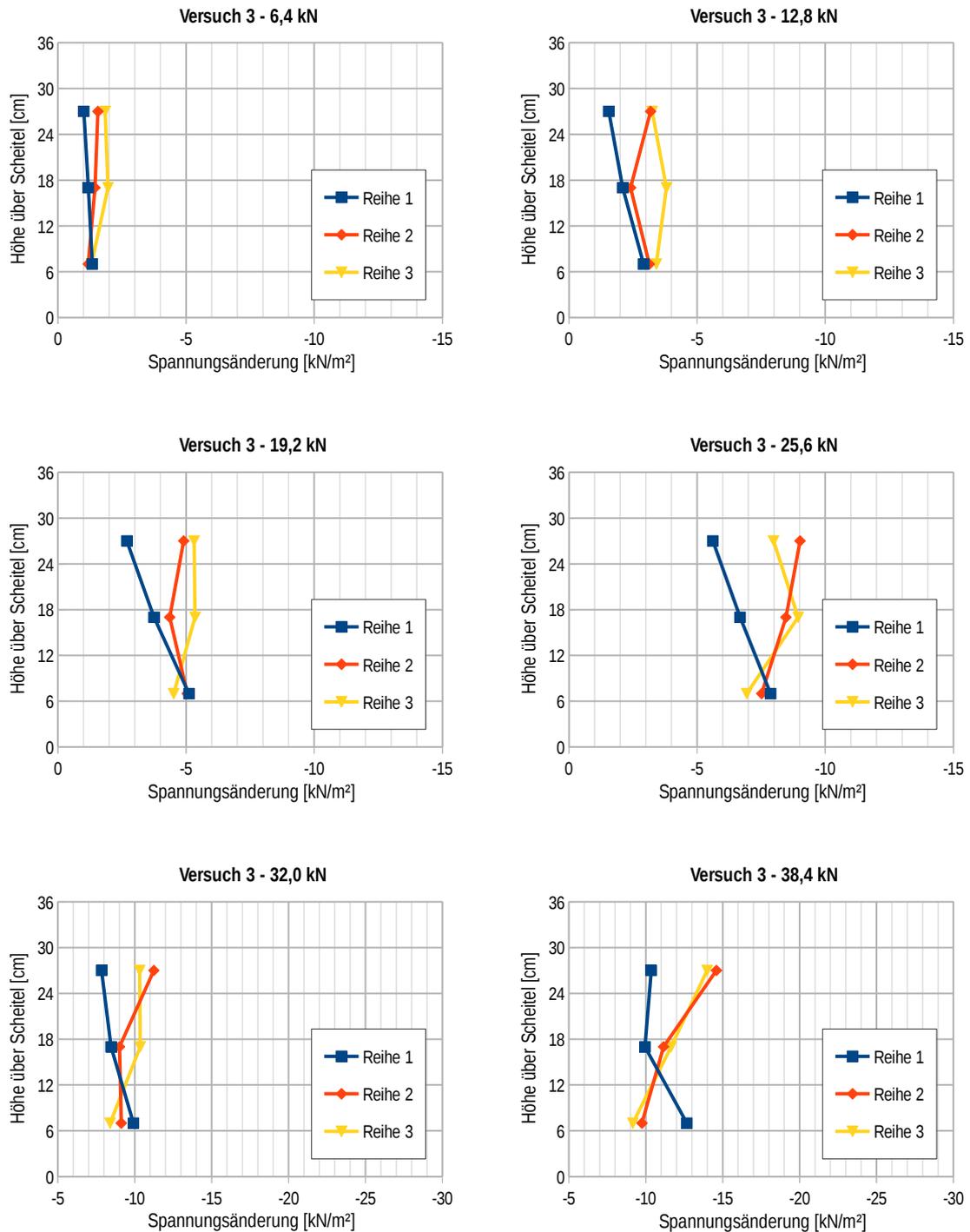
Gewölbeversuch 3



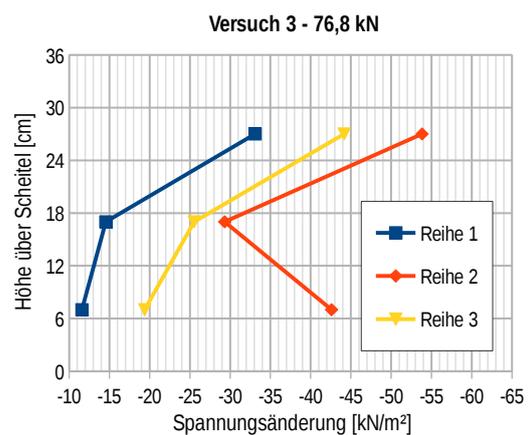
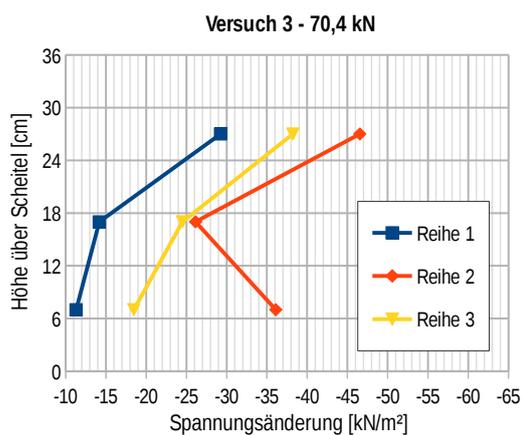
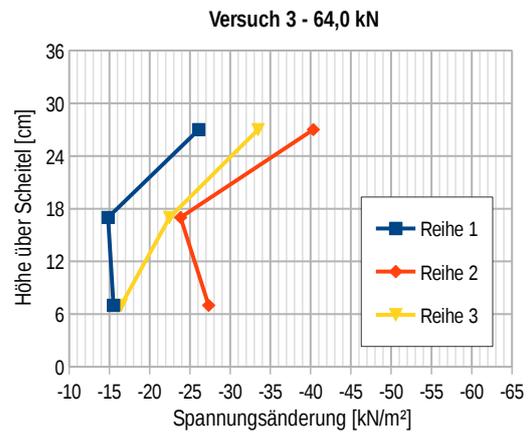
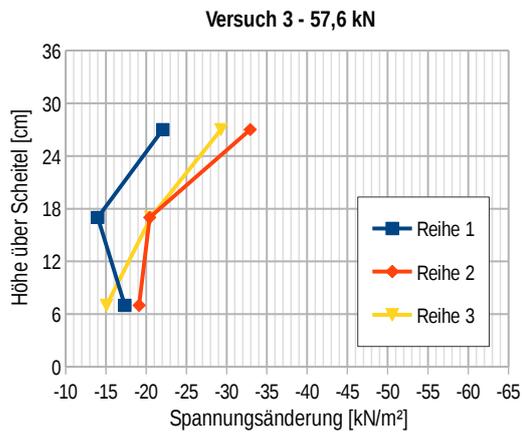
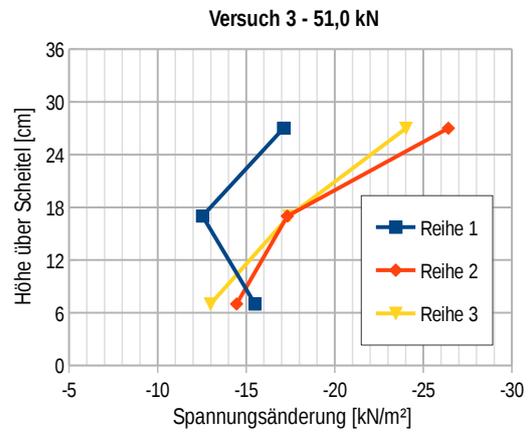
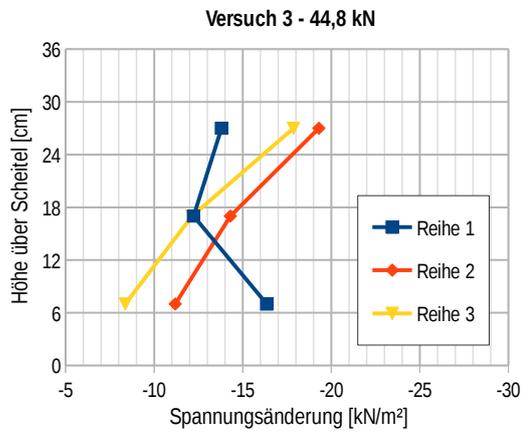
Versuch 3 – gemessene Verschiebungen: Vertikalverschiebungen des Gewölbes (Messstellen V_1 und V_2) (links); Horizontalverschiebungen des Widerlagers (Messstelle H) (rechts)



Versuch 3 – Ergebnisse der Krümmungsmessung im Scheitelbereich: Dehnungen am Extradros (links); Druckzonenhöhe am Extradros (rechts)

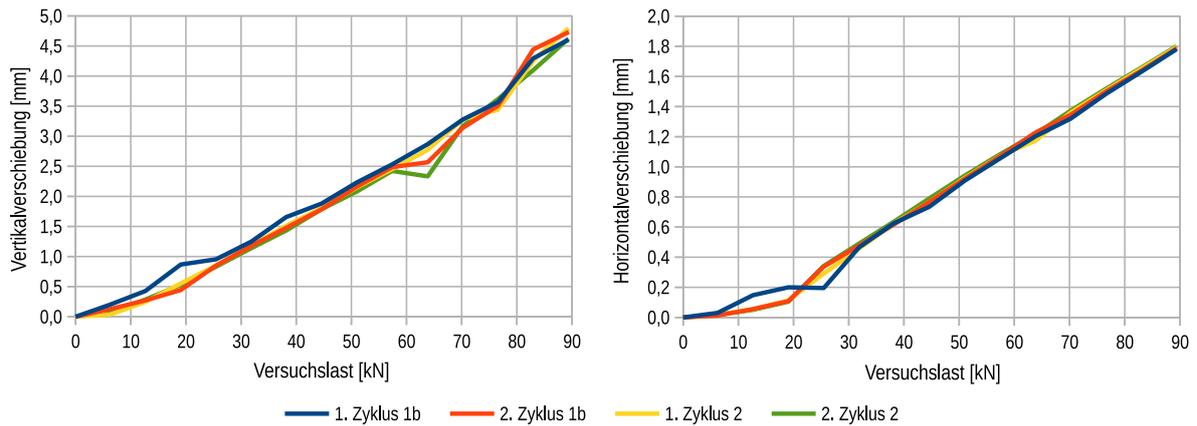


Versuch 3 – gemessene Horizontalspannungsänderungen in der Überschüttung bei unterschiedlichen Versuchslasten

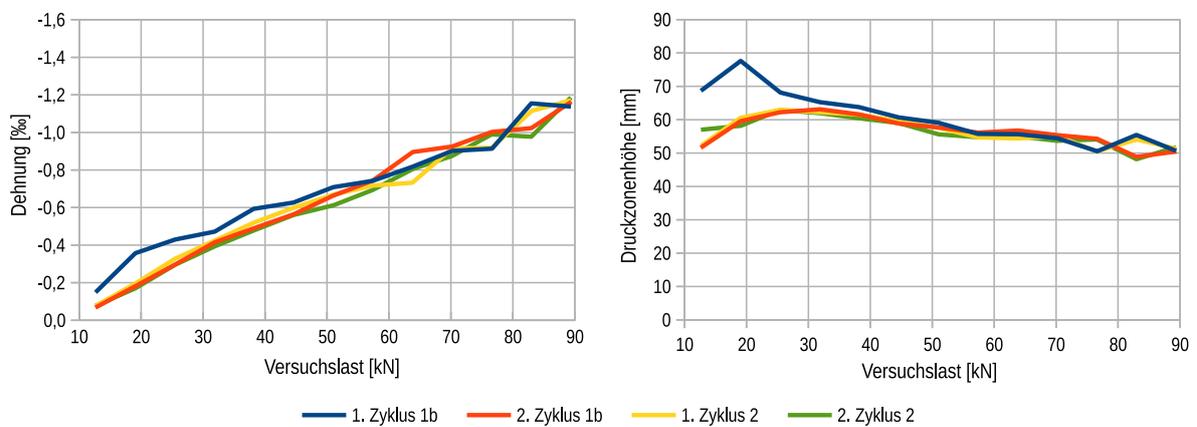


Versuch 3 – gemessene Horizontalspannungsänderungen in der Überschüttung bei unterschiedlichen Versuchslasten (Fortsetzung)

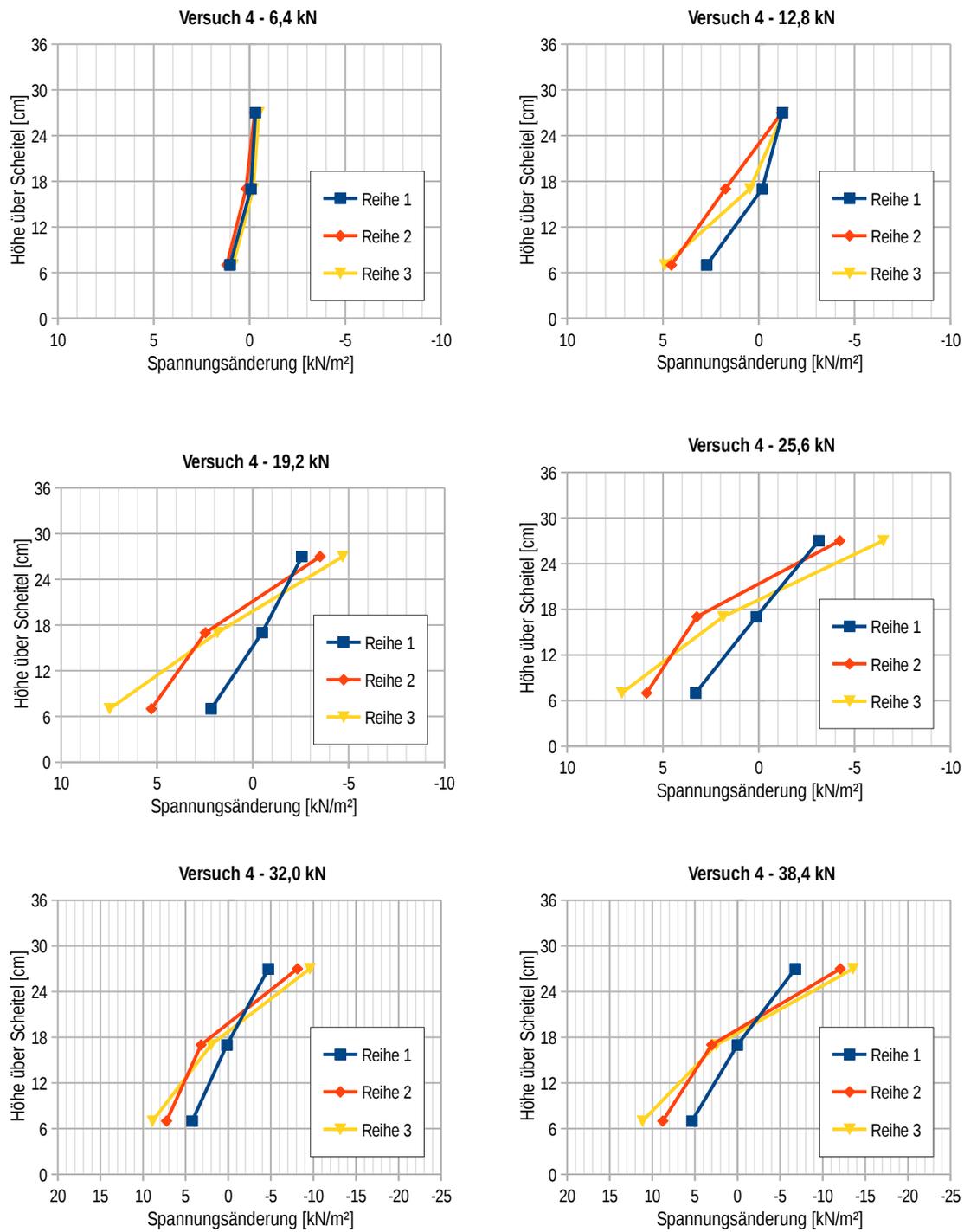
Gewölbeversuch 4



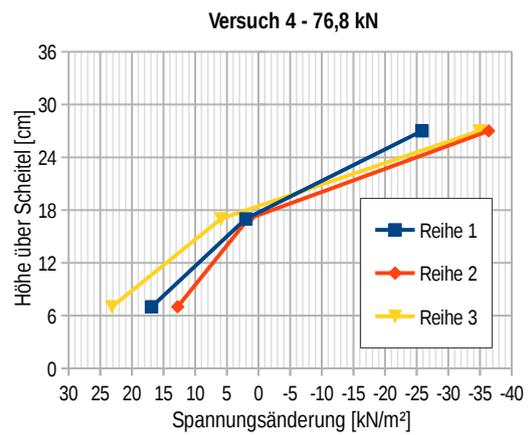
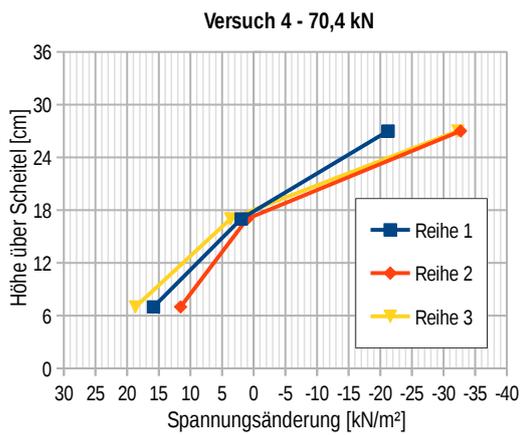
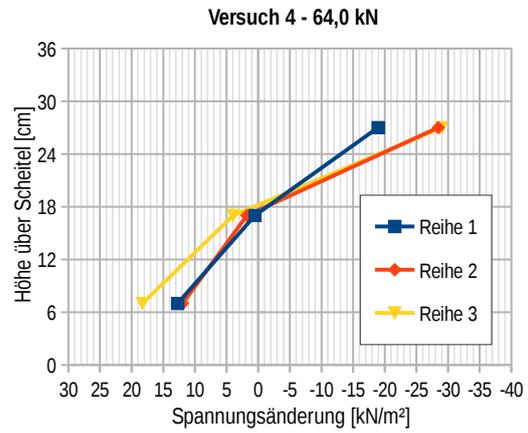
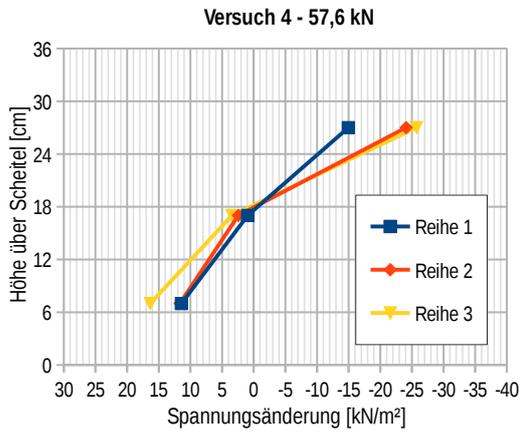
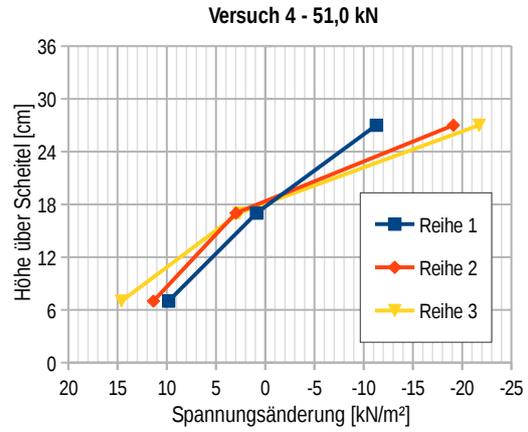
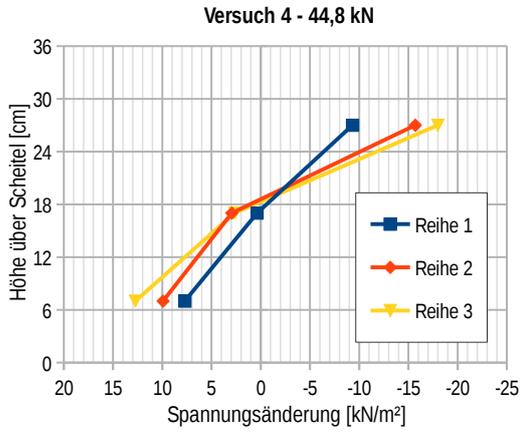
Versuch 4 – gemessene Verschiebungen: Vertikalverschiebungen des Gewölbes (Messstellen V_1 und V_2) (links); Horizontalverschiebungen des Widerlagers (Messstelle H) (rechts)



Versuch 4 – Ergebnisse der Krümmungsmessung im Scheitelbereich: Dehnungen am Extradros (links); Druckzonenhöhe am Extradros (rechts)

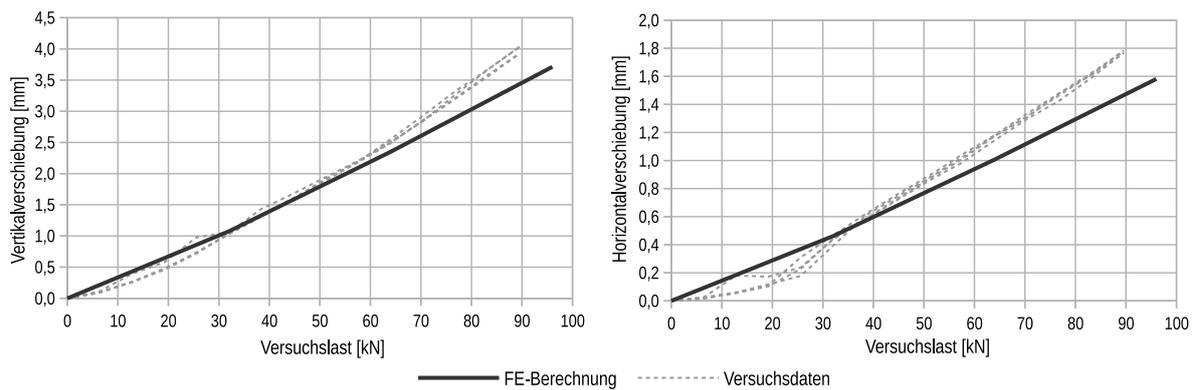


Versuch 4 – gemessene Horizontalspannungsänderungen in der Überschüttung bei unterschiedlichen Versuchslasten

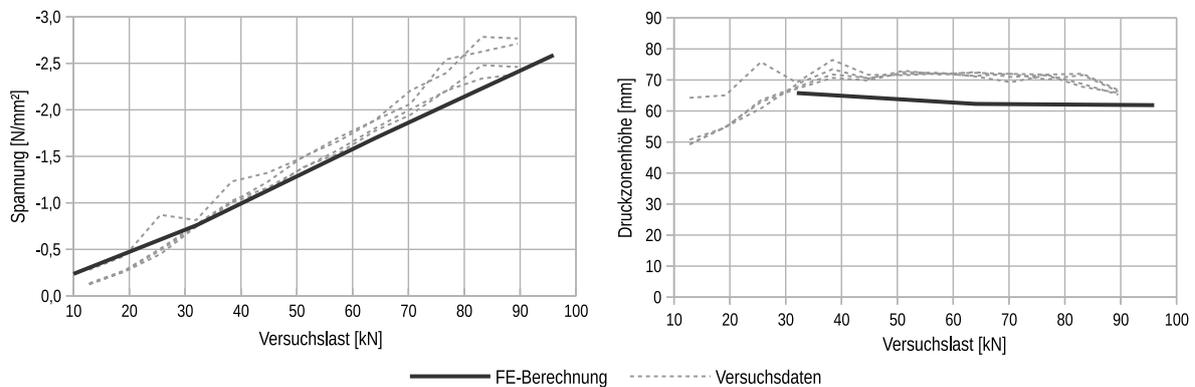


Versuch 4 – gemessene Horizontalspannungsänderungen in der Überschüttung bei unterschiedlichen Versuchslasten (Fortsetzung)

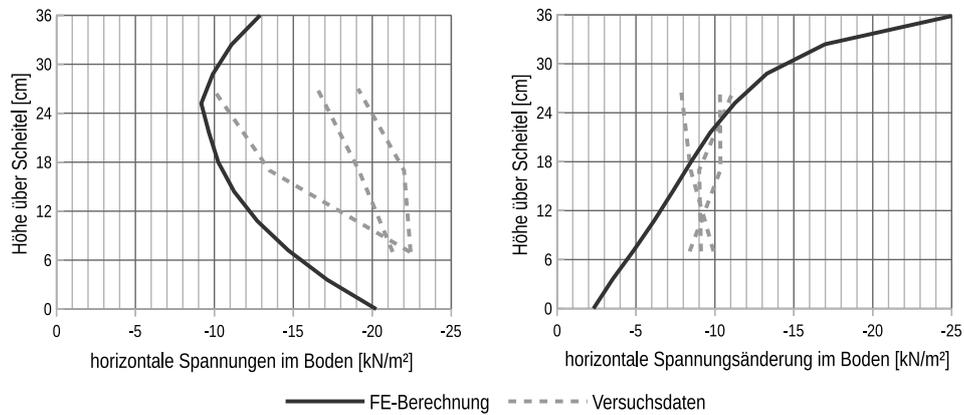
F Berechnungsergebnisse des numerischen Gewölbemodells mit modifiziertem E-Modul des Mauerwerks und Vergleich zu den Versuchsergebnissen



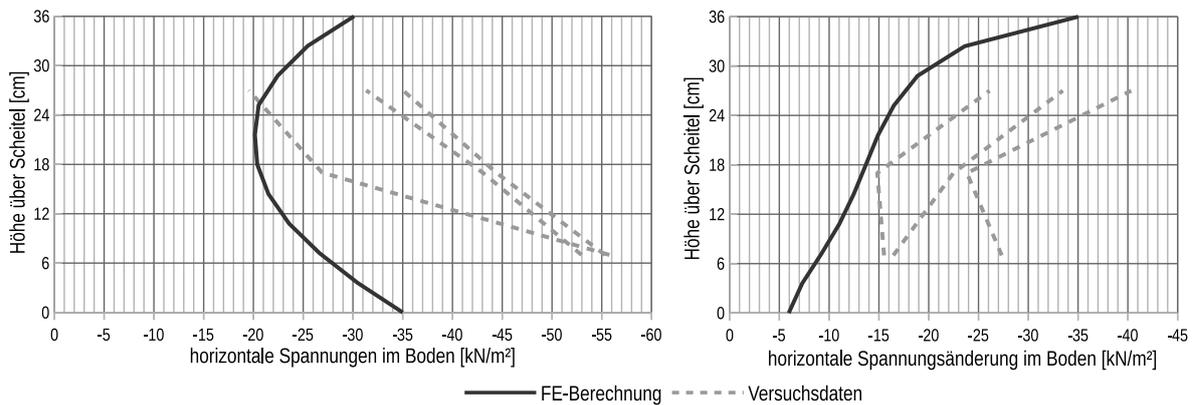
Vergleich der Verschiebungsgrößen zwischen FE-Berechnung und Gewölbeversuch 3 bei einem rechnerischen Elastizitätsmodul für das Mauerwerk von $E_1 = 2000$ MPa: Vertikalverschiebungen des Gewölbes (Messstellen V_1 und V_2) (links); Horizontalverschiebungen des Widerlagers (Messstelle H) (rechts)



Vergleich der Spannungsverteilung im Scheitelbereich des Gewölbemauerwerks zwischen FE-Berechnung und Gewölbeversuch 3 bei einem rechnerischen Elastizitätsmodul für das Mauerwerk von $E_1 = 2000$ MPa: Spannungen am Extrados (links); Druckzonenhöhe (rechts)



Vergleich der horizontalen Spannungen in der Überschüttung bei der Laststufe 32 kN des Versuchs 3 bei einem rechnerischen Elastizitätsmodul für das Mauerwerk von $E_1 = 2000$ MPa: mit Gewölbeunterstützung (Zyklus 1a) (links); Spannungsänderung nach Wegnahme der Gewölbeunterstützung (rechts)



Vergleich der horizontalen Spannungen in der Überschüttung bei der Laststufe 64 kN des Versuchs 3 bei einem rechnerischen Elastizitätsmodul für das Mauerwerk von $E_1 = 2000$ MPa: mit Gewölbeunterstützung (Zyklus 1a) (links); Spannungsänderung nach Wegnahme der Gewölbeunterstützung (rechts)

Jens Piehler

Ein analytisches Modell zur Berücksichtigung von Überschüttungen beim Spannungsnachweis von flachen Bogentragwerken aus Mauerwerk

Überschüttungen von Gewölben werden heute meist ausschließlich auf der Einwirkungsseite angesetzt. Ihre versteifende Wirkung bzw. ihr Anteil am Lastabtrag, infolge des vergrößerten ideellen Querschnitts, wird in der Regel vernachlässigt. In dieser Arbeit wird ein möglichst einfach zu handhabendes mechanisches Modell vorgestellt, das die Überschüttung von Gewölben auf der Widerstandsseite für den Lastabtrag berücksichtigt. Diese bisher nicht berücksichtigten Tragreserven wurden mithilfe von großmaßstäblichen Laborversuchen und begleitenden numerischen Berechnungen qualitativ und quantitativ erfasst.

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 aufgezungen. Solange die Scherfestigkeit des Bodens nicht überschritten wird, treten in Abhängigkeit der Elastizitätsmodulen 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 Spannungsberechnung ermittelt 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 von den zur Verfügung stehenden Querschnittshöhen der beiden Teilquerschnitte (Mauerwerk und Überschüttung).

In dieser Arbeit wurde der Schwerpunkt auf flache Gewölbe gelegt, wie sie in den meisten Fällen des Hochbaus anzutreffen sind. In den Laborversuchen wurde u. a. auch das Verformungsverhalten der Gewölbe fotogrammetrisch überwacht, sodass bereits geringste Rissentwicklungen beurteilt und somit Rückschlüsse auf die Tiefe klaffender Fugen im Gewölbemauerwerk gezogen werden konnten.

ISBN 978-3-7388-0389-1



9 783738 803891