Trag- und Verformungsverhalten von unbewehrten Mauerwerksscheiben unter Berücksichtigung der Interaktion mit der Gebäudestruktur

Von der Fakultät für Bauingenieurwesen

der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen

zur Erlangung des akademischen Grades eines Doktors der Ingenieurwissenschaften

genehmigte Dissertation

vorgelegt von

Niklas Johann Boesen
aus Merzig

Berichter: Professor Dr.-Ing. habil. Sven Klinkel
Professor Dr.-Ing. Oliver Fischer
Professor Dr.-Ing. Christoph Butenweg

Tag der mündlichen Prüfung: 22. September 2021

Diese Dissertation ist auf den Internetseiten der Universitätsbibliothek online verfügbar

Veröffentlicht als Heft 13 (2021) in der Schriftenreihe
des Lehrstuhls für Baustatik und Baudynamik
der RWTH Aachen

Herausgeber:
Universitätsprofessor Dr.-Ing. habil. Sven Klinkel

Organisation und Verwaltung:
Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen
Fakultät für Bauingenieurwesen
Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik
Mies-van-der-Rohe-Str. 1
52074 Aachen

Telefon: +49 241 80 25088
Telefax: +49 241 80 22303
E-mail: sekretariat@lbb.rwth-aachen.de

© 2021 Niklas Boesen

D82 (Diss. RWTH Aachen University, 2021)

Alle Rechte, insbesondere das der Übersetzung in fremde Sprachen, vorbehalten. Ohne Genehmigung des Autors ist es nicht gestattet, dieses Heft ganz oder teilweise auf fotomechanischem Wege (Fotokopie, Mikrokopie) zu vervielfältigen oder in elektronischen Medien zu speichern.

ISSN 1437-0840
ISBN 978-3-946090-02-1

VORWORT

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen. Dem Bundesministerium für Wirtschaft und Energie sei für die finanzielle Unterstützung und die Ermöglichung meiner Promotion im Rahmen des AiF Forschungsprojekts *Einfluss der exzentrischen Lasteinleitung am Außenwand-Decken-Knoten auf die Schubtragfähigkeit von monolithischen Außenwänden aus Ziegelmauerwerk* der Forschungsgemeinschaft Ziegelindustrie e.V. gedankt.

Ich bedanke mich herzlich bei Herrn Professor Sven Klinkel, der nicht nur das Hauptreferat übernommen hat, sondern mir auch in der gesamten Zeit beratend zur Seite stand. Der kollegiale Austausch über wissenschaftliche sowie alltägliche Themen haben meine Zeit am Lehrstuhl sehr bereichert.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Prof. Christoph Butenweg, für das in mich gesetzte Vertrauen sowie für die fachliche Begleitung meiner Promotion. Seine zahlreichen Denkanstöße im Rahmen unserer gemeinsamen Diskussionen haben maßgeblich zur Entstehung und Qualität meiner Arbeit beigetragen. Herrn Prof. Oliver Fischer möchte ich für die Übernahme des Korreferates und Herrn Professor Benno Hoffmeister für die Übernahme des Prüfungsvorsitzes danken. Des Weiteren danke ich allen KollegInnen, Masteranden und Hiwis am Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik für die freundschaftliche Zusammenarbeit und die schöne Zeit in Aachen.

Zu guter Letzt geht mein Dank an meine Familie. Ganz besonders an meine Frau Elvira, die mir nicht nur als fürsorgliche und geduldige Partnerin, sondern auch als Motivationscoach permanent zur Seite stand. An meine beiden Söhne Tammo und Mathis, die mit ihrem zuverlässigen allmorgendlichen Weckdienst für einen geregelten und produktiven Tagesablauf Sorge trugen. Abschließend an meinen Bruder Michael, für die notwendige erholsame Zerstreuung und die Durchsicht meines Manuskripts. Ohne Eure Unterstützung wäre das ganze Unterfangen undenkbar gewesen.

KURZFASSUNG

Die Anforderungen an modernes Ziegelmauerwerk sind in der Vergangenheit stetig gewachsen. So müssen diese, neben den architektonischen Anforderungen an Nutzerflexibilität und Ästhetik, simultan auch statisch, energetisch sowie schall- und brandschutztechnisch optimal ausgelegt sein. Das komplexe Zusammenspiel der genannten Kriterien führt häufig dazu, dass die Auslegung von Gebäuden aus Ziegelmauerwerk nur noch unter großem Aufwand bzw. mit einer Hybridbauweise möglich ist. Konservative lineare Nachweismethoden erweisen sich dabei als unfähig die vorhandenen Tragreserven auszunutzen. Als Lösung erscheint die Anwendung von modernen nichtlinearen verformungsbasierten Nachweismethoden. Diese bieten zwar eine realitätsnähere Abbildung des Tragverhaltens von Mauerwerk, stellen aber gleichzeitig erhöhte Anforderungen an das Berechnungsmodell und die mauerwerksspezifischen Bemessungsgrundlagen. In der Praxis werden die Bemessungsgrundlagen unter anderem aufgrund der stark vereinfachten Modellierungsannahmen und der damit einhergehenden unzureichenden Abbildung der Interaktionseffekte innerhalb der Gebäudestruktur bei der Schnittgrößenermittlung bemängelt. Daneben ist die Anwendung der Bemessungskonzeptes nach DIN EN 1996-1 in Verbindung mit der Gültigkeit der Schubbruchkriterien zu hinterfragen. Darüber hinaus finden wesentliche Bauwerksdetails, wie die reduzierte Deckenauflagerung am energetisch optimierten Wand-Decken-Knoten, bisher keine Berücksichtigung in der Normung. Die Erschließung der vorhandenen Tragreserven mittels der Modifikation der mauerwerksspezifischen Regeln ist von essenzieller Bedeutung für die Zukunftsfähigkeit des Baustoffs Mauerwerk.

Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit dem Trag- und Verformungsverhalten von unbewehrtem Ziegelmauerwerk mit besonderem Augenmerk auf den Einfluss der Wand-Gebäude-Interaktion. Zur Untersuchung wird ein nichtlineares räumliches Mikromodell entwickelt, welches sowohl Effekte in Wandebene als auch aus der Wandebene heraus abbilden kann. Mit Hilfe des numerischen Modells erfolgt eine umfangreiche Variantenstudie unter Berücksichtigung aller wesentlichen Einflussparameter auf das Schubtragverhalten. Der Betrachtung einer variablen Momentenverteilung über die Wandhöhe sowie einer exzentrischen Vertikallasteinleitung aufgrund teilweiser Deckenauflagerung am Wandkopf kommt dabei eine besondere Bedeutung zu. Zur Untersuchung und Abgrenzung der maßgebenden Versagensmechanismen auf Wandebene werden die Spannungs- und Dehnungszustände in Fugen- und Einzelsteinebene analysiert und die Kapazitätskurven hinsichtlich Trag- und Verformungsfähigkeit ausgewertet.

Als Nächstes werden die gewonnenen Erkenntnisse herangezogen und in einen verbesserten Bemessungsansatz umgesetzt, welcher die korrekte Abbildung der horizontalen Tragfähigkeit bei einem gleichzeitig übersichtlichen Berechnungsaufwand für die baupraktische Anwendung ermöglichen soll. Abschließend wird die Entwicklung eines Makromodells zur Simulation von Mauerwerksschubwänden mit und ohne exzentrische Vertikallasteinleitung am Wandkopf beschrieben.

ABSTRACT

The requirements for modern brick masonry have grown steadily in the past. In addition to the architectural requirements for user flexibility and aesthetics, they must also be optimally designed in terms of the structure, energy, sound insulation and fire protection. The complex combination of the above-mentioned criteria often leads to the fact that the structural design of buildings made of brick masonry is only possible with great effort or with a hybrid construction method. Conservative linear design methods prove to be incapable of exploiting the available load-bearing reserves. The solution appears to be the application of modern nonlinear deformation-based verification methods. Although these methods provide a more realistic representation of the load-bearing behavior of masonry, they also impose increased requirements on the calculation model and the masonry-specific design principles. In practice, the design principles are criticized, among other things, because of the very simplified modeling assumptions and the resulting inadequate representation of the interaction effects within the building structure when determining the internal forces. Moreover, the application of the design concept according to DIN EN 1996-1 in connection with the validity of the shear failure criteria is to be questioned. Furthermore, important details of the structure, such as the reduced slab support at the energy-optimized wall-slab node, have not yet been considered in the codes. The exploitation of existing load-bearing capacities by modifying masonry-specific rules is of essential importance for the future viability of masonry as a building material.

The present work investigates the load-bearing and displacement behavior of unreinforced brick masonry with special attention to the influence of wall-building interaction. For the investigation, a nonlinear three-dimensional micromodel is developed, which can represent effects in the wall plane as well as out of the wall plane. With the help of the numerical model, a comprehensive variant study is carried out, considering all the main parameters influencing the shear-bearing behavior. The consideration of a variable moment distribution over the wall height as well as an eccentric vertical load introduction due to partial slab support at the wall head is of particular importance. To investigate and differentiate the decisive failure mechanisms at wall level, the stress and strain states at both joint and individual brick level are analyzed, and the capacity curves are evaluated with respect to load-bearing and displacement capacity.

Next, the obtained knowledge will be used and incorporated into an improved design approach, which should enable the correct representation of the horizontal load-bearing capacity with a simultaneously manageable computational effort for the practical application in construction. Finally, the development of a macromodel for the simulation of masonry shear walls with and without eccentric vertical load introduction at the wall head is described.

INHALTSVERZEICHNIS

Kurzfassung I
Inhaltsverzeichnis IV
Abbildungsverzeichnis VIII
Tabellenverzeichnis XV
1 Einleitung 1
1.1 Motivation 1
1.2 Zielsetzung 2
1.3 Gliederung 2
2 Mauerwerksbauten unter Horizontalbelastung 4
2.1 Materialeigenschaften von unbewehrtem Mauerwerk 4
2.1.1 Mauerstein 4
2.1.2 Mörtel 5
2.1.3 Mauerwerk 5
2.2 Schubtragverhalten von Mauerwerksscheiben 5
2.2.1 Versagensmechanismen 5
2.2.2 Tragfähigkeit 7
2.2.3 Verformungsfähigkeit 11
2.3 Wand-Gebäudestruktur-Interaktion 12
2.3.1 Momentenverteilungsfaktor 13
2.3.2 Umlagerung von Vertikallasten 16
2.3.3 Teilauflagerte Geschossdecken 16
2.4 Zusammenfassung 19
3 Nachweis von aussteifenden Mauerwerkswänden 21
3.1 Berechnungsverfahren 21
3.1.1 Berechnungsmodelle 22
3.2 Normative Bemessung 23
3.2.1 DIN EN 1996 23
3.2.2 DIN EN 1998 27
3.2.3 Kritische Bewertung 28
3.3 Modifizierte Bemessungsvorschläge 29
3.4 Zusammenfassung 30
4 Experimentelle Untersuchungen 32
4.1 Standardisierte Kleinbauteilversuche 32
4.1.1 Normative Festigkeiten des Mauersteins UNIPOR WS10 CORISO 32
4.1.2 Experimentell ermittelte Festigkeiten des Mauersteins UNIPOR WS10 CORISO 33

4.2 Wandversuche an Mauerwerksschubwänden ... 33
4.2.1 Versuchsaufbau ... 34
4.2.2 Lastprotokoll ... 35
4.2.3 Versuchsprogramm ... 35
4.2.4 Zusammenstellung der Versuchsergebnisse ... 37
4.2.5 Interpretation der Ergebnisse ... 56
4.3 Zusammenfassung ... 59
5 Simulationsmodell für Schubwände aus Mauerwerk ... 61
5.1 Wahl des Modellierungsansatzes ... 61
5.1.1 Aufbau des Simulationsmodells ... 62
5.2 Materialmodell für den Mauerstein ... 63
5.2.1 Grundlagen ... 63
5.2.2 Wahl des Materialmodells für den Mauerstein ... 64
5.3 Kontaktmodell für die Mörtelfuge ... 69
5.3.1 Verbundverhalten bei Schubbelastungen ... 69
5.3.2 Verbundverhalten bei Zugbelastungen ... 70
5.3.3 Verbundverhalten bei kombinierten Schub- und Zugbelastungen ... 70
5.4 Kalibrierung des Simulationsmodells ... 73
5.4.1 Grundlagen für die Kalibrierung ... 73
5.4.2 Kalibrierung des Materialmodells für den Mauerstein ... 74
5.4.3 Kalibrierung des Kontaktmodells für die Lagerfuge ... 77
5.5 Validierung des Simulationsmodells mit Schubwandversuchen ... 81
5.5.1 Lastaufbringung und Steuerung des Momentenverlaufs in der Wand ... 81
5.5.2 Validierung des Simulationsmodells mit Schubwandversuchen ... 83
5.5.3 Dehnungen & Spannungen im Stein, Kontaktspannungen in der Lagerfuge ... 91
5.6 Definition der Variantenstudie ... 95
5.6.1 Abbildung des Momentenverteilungsfaktors ... 98
5.6.2 Auswertung der Schubkraft-Verformungskurven ... 99
5.7 Zusammenfassung ... 100
6 Variantenstudie für Mauerwerksschubwände mit voller Deckenauflagertiefe ... 102
6.1 Analyse der Versagensmechanismen ... 102
6.1.1 Beispiele für die Charakterisierung von Biegeversagen ... 104
6.1.2 Beispiele für die Charakterisierung von Schubversagen ... 105
6.2 Analyse der Schubkraft-Verformungskurven ... 107
6.2.1 Einfluss des Vertikallastniveaus ... 107
6.2.2 Einfluss der Momentenverteilung in der Wand ... 109
6.2.3 Einfluss der Wandschlankheit ... 111

6.2.4 Kombinierte Abgrenzungskriterien der Versagensform 112
6.2.5 Beurteilung der Verformungsfähigkeit 115
6.3 Auswertung der Spannungen in den Lagerfugen und am Einzelstein 117
6.3.1 Auswertung der Spannungen und den Lagerfugen auf Wandebene 118
6.3.2 Detailauswertungen der Spannungen in Wand, Lagerfugen und am Einzelstein 122
6.3.3 Auswertung der Einzelsteinspannungen 127
6.4 Gegenüberstellung mit Schubbruchtheorien 129
6.5 Vergleich mit DIN EN 1996-1/NA und DIN EN 1998 - 1/NA 131
6.5.1 Vergleich mit den Schubtragfähigkeiten nach DIN EN 1996-1-1/NA 132
6.5.2 Vergleich der Verformungsfähigkeiten mit DIN EN 1998-1/NA 135
6.6 Zusammenfassung 137
7 Variantenstudie für Mauerwerksschubwände mit reduzierter Deckenauflagertiefe 139
7.1 Vergleich der experimentellen Ergebnisse 139
7.2 Analyse der Versagensmechanismen 140
7.2.1 Beispiel für die Charakterisierung von Biegeversagen 142
7.2.2 Beispiel für die Charakterisierung von Schubversagen 143
7.3 Analyse der Einzelwandkapazität 144
7.3.1 Maximale Schubtragfähigkeit 145
7.3.2 Verformungsfähigkeit 148
7.4 Kontaktspannungen in den Lagerfugen 152
7.4.1 Lagerfugenspannungen im Momentennullpunkt (Schubversagen) 152
7.4.2 Lagerfugenspannungen am Wandfuß (Biegeversagen) 154
7.5 Korrekturfaktor zur Berücksichtigung der Ziegelanisotropie 158
7.5.1 Untersuchung des Einflusses der Anisotropie des Mauersteins 158
7.5.2 Korrekturfaktor für die simulierten Tragfähigkeiten auf Grund experimenteller Daten 161
7.6 Zusammenfassung 162
8 Bemessungsansatz für aussteifende Mauerwerkswände 165
8.1 Festlegung der Nachweisorte 165
8.2 Abgrenzung der Versagensformen für voll aufgelagerte Decken 170
8.2.1 Vereinfachtes Abgrenzungskriterium 170
8.2.2 Erweitertes Abgrenzungskriterium 172
8.3 Abgrenzung der Versagensformen für teilweise Deckenauflagerung 176
8.4 Bemessungsvorschlag 182
8.4.1 Nachweisorte 182
8.4.2 Ermittlung der maßgebenden Versagensform 183

8.4.3 Bemessung 183
8.5 Verformungsfähigkeiten für vollaufgelagerte Decken 185
8.6 Verformungsfähigkeiten für teilaufgelagerte Decken 186
9 Makroelement für unbewehrte Mauerwerkswandscheiben 187
9.1 Allgemeiner Aufbau 187
9.2 Funktionsweise 188
9.2.1 Rotationsfedergesetz 188
9.2.2 Schubfedergesetz 199
9.2.3 Axiale Elementsteifigkeit 200
9.3 Pushoverberechnung 200
9.4 Validierung 204
9.4.1 Eingabeparameter 204
9.4.2 Kapazitätskurven 205
9.4.3 Spannungen im Fasermodell 209
9.5 Zusammenfassung 211
10 Schlussfolgerung 212
11 Literaturverzeichnis 214
Anhang A: Ergebnisse der Variantenstudie für Schubwände mit voller Deckenauflagertiefe 224
Anhang B: Ergebnisse der Variantenstudie für Schubwände mit reduzierter Deckenauflagertiefe 243

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 2.1: (*links*) Biegeversagensmechanismus einer Mauerwerksscheibe mit resultierendem Fachwerksmodell aus Elsche [27], (*rechts*) Charakteristische Kraft-Verformungsbeziehung für Biegeversagen. 6
Abbildung 2.2: Schubversagensmechanismen einer Mauerwerksscheibe 7
Abbildung 2.3: (links) Spannungsverteilung im Mauerwerksverband nach [31], (rechts) resultierender Spannungszustand am Einzelstein 8
Abbildung 2.4: Versagenshüllfläche nach Mann & Müller [31] 11
Abbildung 2.5: (links) Verformungfigur einer nichtlinearen Gebäudesimulation [52]; (rechts) Resultierende Momentenverteilung über die Gebäudehöhe 12
Abbildung 2.6: Einfluss des Momentenverteilungsfaktors auf die Momentenverteilung der Einzelwand [49] 14
Abbildung 2.7: Momentenverteilungsfaktoren in Abhängigkeit von Wandlänge *l* und Stockwerksanzahl – (links) Einfamilienhäuser; (rechts) Mehrfamilienhäuser nach [52] 15
Abbildung 2.8: Entwicklung der Einspannwirkung eines Reihenhauses nach [27] 16
Abbildung 2.9: Ausführungsvarianten des Außenwand-Decken-Knotens [60] 17
Abbildung 4.1: Ansicht und Abmessungen des Hochlochziegels UNIPOR WS10 CORISO [81] 32
Abbildung 4.2: (*a*) Ansicht Versuchsaufbau [83], (*b*) Kräfte und Momentenverlauf in der Wand 35
Abbildung 4.3: Zyklischer Verlauf der Kopfverschiebung für die Schubwandversuche [83] ..35
Abbildung 4.4: Geometrie der Schubwandprobekörper für die untersuchten Wandlängen ..36
Abbildung 4.5: Einflussfaktoren auf die Schubtrag- und Verformungsfähigkeit von Schubwänden 59
Abbildung 5.1: Modellierungskonzepte für Mauerwerk aus [7] 61
Abbildung 5.2: Aufbau des numerischen Simulationsmodells 63
Abbildung 5.3: Zweidimensionale Fließfläche des CSC-Modells [101] 65
Abbildung 5.4: (*a*) Versagensflächen, (*b*) Spannungs-Dehnungskurve für einaxiale Druckbelastung [93, 94, 105] 68
Abbildung 5.5: Schubspannungs-Verschiebungsverläufe in Abhängigkeit der Normalspannung in der Fuge nach [109, 110] 69
Abbildung 5.6: Zugspannung-Verschiebungsverlauf mit Bruchenergie G_{Ic} 70
Abbildung 5.7: Bilineares Verbundmodell 71
Abbildung 5.8: Kombiniertes Versagenskriterium des DYCOSS-Modells [95] 72
Abbildung 5.9: Gegenüberstellung der Einflussgrößen; (*a*) Reibkoeffizient, (*b*)

Steinzugfestigkeit 76
Abbildung 5.10: (*a*) Simulationsmodell für den einaxialen Druckversuch und (*b*) Hauptdruckspannungsverteilung bei σ = 10,8 N/mm² 76
Abbildung 5.11: Spannungs-Dehnungslinie des Druckversuchs am Einzelstein 77
Abbildung 5.12: (a) Simulationsmodell für den Dreistein- Schubversuch und (b) Spannungsverteilung bei einer Vorspannung σ = 0,3 N/mm² 78
Abbildung 5.13: Experimentelle Einzelergebnisse und Mohr-Coulomb'sche Geraden [83] 78
Abbildung 5.14: Zusammenhang zwischen Bruchenergie und Vorspannung für den Hochlochziegel im Vergleich zum Ansatz nach Van der Pluijm [117] 79
Abbildung 5.15: Schubspannungs-Verformungskurven für unterschiedliche Vorspannungen σ [N/mm²] 80
Abbildung 5.16: Vergleich der experimentellen und numerisch kalibrierten Schubfestigkeiten 81
Abbildung 5.17: Aktive Versuchssteuerung im Simulationsmodell [86] 82
Abbildung 5.18: Verhältnisse der experimentellen und simulierten Verformungsfähigkeiten . 84
Abbildung 5.19: Wand 8: Spannungen, Dehnungen und Kontaktspannungen, -Schädigung bei maximaler Schubkraft 92
Abbildung 5.20: Wand 8: Spannungen, Dehnungen und Kontaktspannungen, -Schädigung für den Grenzzustand NC 92
Abbildung 5.21: Wand 10: Spannungen, Dehnungen und Kontaktspannungen, -Schädigung bei maximaler Schubkraft 93
Abbildung 5.22: Wand 10: Spannungen, Dehnungen und Kontaktspannungen, -Schädigung für den Grenzzustand NC 93
Abbildung 5.23: Wand 1: Spannungen, Dehnungen und Kontaktspannungen, -Schädigung bei maximaler Schubkraft 94
Abbildung 5.24: Wand 1: Spannungen, Dehnungen und Kontaktspannungen, -Schädigung für den Grenzzustand NC 94
Abbildung 5.25: Wand 18: Spannungen, Dehnungen und Kontaktspannungen, -Schädigung bei maximaler Schubkraft 95
Abbildung 5.26: Wand 18: Spannungen, Dehnungen und Kontaktspannungen, -Schädigung für den Grenzzustand NC 95
Abbildung 5.27: Prinzipskizze der Variantenstudie mit den variierten Parametern 96
Abbildung 5.28: Effektive Auflagertiefe am Wandkopf und Wandfuß und Modellabbildung 97
Abbildung 5.29: Ermittlung der Wandmomente am Beispiel einer linearen Spannungsverteilung 98
Abbildung 5.30: Idealisierte Schubkraft-Verformungskurve nach Tomazevic [24] 100
Abbildung 6.1: Kennzeichnung und farbliche Abgrenzung der Versagensfälle 102
Abbildung 6.2: Versagensmechanismen in Abhängigkeit von Auflastniveau,

Wandschlankheit und Momentenverteilung 103
Abbildung 6.3: Biegeversagen für Wand bei niedriger Vertikallast: $l = 1{,}0$ m, $\sigma_0/f_k = 8$ %, $\psi = 0{,}75$ 104
Abbildung 6.4: Biegeversagen für Wand mit höherer Vertikallast: $l = 1{,}5$ m, $\sigma_0/f_k = 16$ %, $\psi = 1{,}0$ 105
Abbildung 6.5: Steinzugversagen für Wand mit hoher Vertikallast: $l = 1{,}0$ m, $\sigma_0/f_k = 24$ %, $\psi = 0{,}5$ 106
Abbildung 6.6: Steinzugversagen: Wand, $l = 2{,}0$ m, $\sigma_0/f_k = 24$ %, $\psi = 0{,}5$ 106
Abbildung 6.7: Reibungsversagen für Wand mit niedriger Vertikallast: $l = 2{,}0$ m, $\sigma_0/f_k = 5$ %, $\psi = 0{,}5$ 107
Abbildung 6.8: Schubkraft-Verformungskurven in Abhängigkeit des Vertikallastniveaus σ_0/f_k für verschiedene Kombinationen von Wandlängen und Momentenverteilungsfaktoren 108
Abbildung 6.9: Einfluss des Momentenverteilungsfaktors ψ auf die Schubkraft-Verformungskurven für verschiedene Wandlängen und Vertikallastniveaus 109
Abbildung 6.10: Hauptnormalspannungsverteilungen und Neigung der Druckstreben in Abhängigkeit in Abhängigkeit des Momentenverteilungsfaktors ψ für eine Wandlänge von $l = 1{,}0$ mit Vertikallastniveau $\sigma_0/f_k = 8$ % 110
Abbildung 6.11: Maximale Schubkraft F_{max} in Abhängigkeit des Auflastniveaus und der Wandlänge für verschiedene Momentenverteilungsfaktoren ψ 111
Abbildung 6.12: Abgrenzung der Versagensformen mit der Schubschlankheit λ_v nach Kranzler [28] 113
Abbildung 6.13: Abgrenzung der Versagensformen mit dem Wandkoeffizienten k_w nach Stürz [26] 113
Abbildung 6.14: Momentenwirksamkeitsbeiwert β_0 in Abhängigkeit vom Wandkoeffizienten k_W nach Stürz [26] 114
Abbildung 6.15: Übersicht der Verformungsfähigkeiten δ_{nc} in Abhängigkeit des Vertikallastniveaus für unterschiedliche Momentenverteilungsfaktoren 115
Abbildung 6.16: Verformungsfähigkeit δ_{nc} bei Biegeversagen in Abhängigkeit des Vertikallastniveaus und der Schubschlankheit 116
Abbildung 6.17: Verformungsfähigkeit δ_{nc} bei Schubversagen in Abhängigkeit des Vertikallastniveaus und der Schubschlankheit 117
Abbildung 6.18: Position der repräsentativen Einzelsteine entlang der Druckstrebe 127
Abbildung 6.19: Vergleich der mittleren Schubtragfähigkeiten V_{Rm} der Variantenstudie und nach DIN EN 1996-1/NA [4] für verschiedene Momentenverteilungsfaktoren 133
Abbildung 6.20: Vergleich der mittleren Schubtragfähigkeiten V_{Rm} der Variantenstudie und

nach DIN EN 1996-1/NA [4] für die Kombination verschiedener Momentenverteilungsfaktoren und Wandlängen 134
Abbildung 6.21: Verhältniswerte der minimalen mittleren Schubtragfähigkeiten nach DIN EN 1996-1-1/NA [4] und der Variantenstudie 135
Abbildung 6.22: Verformungsfähigkeit δ_{nc} bei Biegeversagen in Abhängigkeit des Vertikallastniveaus und der Schubschlankheit: Vergleich der Ergebnisse der Variantenstudie mit DIN EN 1998-1/NA [6] 136
Abbildung 6.23: Verformungsfähigkeit δ_{nc} bei Schubversagen in Abhängigkeit des Vertikallastniveaus und der Schubschlankheit: Vergleich der Ergebnisse der Variantenstudie mit DIN EN 1998-1/NA [6] 137
Abbildung 7.1: Übersicht Versagensfälle für teilaufgelagerte Decken mit a/t = 2/3 141
Abbildung 7.2: Koordinatenachsen für Vorder- und Rückseite der Wand 142
Abbildung 7.3: Biegeversagen für eine Wand mit l = 2,0 m, σ_0/f_k = 24 %, ψ = 1,0, a = 2/3t 143
Abbildung 7.4: Steinzugversagen für eine Wand mit l = 1,5 m, σ_0/f_k = 16 %, ψ = 0,5, a = 2/3t 144
Abbildung 7.5: Einfluss der effektiven Auflagertiefe auf die Last-Verformungskurven $F_h - \delta$ in Abhängigkeit des Vertikallastniveau σ_0/f_k [%] für verschiedene Wandlängen-Momentenverteilungsfaktoren Kombinationen 145
Abbildung 7.6: Übersicht der Schubtragfähigkeit F_{max} in Abhängigkeit des Vertikallastniveaus – Gegenüberstellung der effektiven Auflagertiefe a = t und a = 2/3t 146
Abbildung 7.7: Verhältnis $F_{max,a=t}/F_{max,a=2/3t}$ in Abhängigkeit des Vertikallastniveaus unter Berücksichtigung der Schubschlankheit 146
Abbildung 7.8: Einfluss des Momentenverteilungsfaktors auf die Tragfähigkeit in Abhängigkeit des vertikalen Auflastniveaus und der Auflagertiefe für die Wandlängen von 1 m und 2 m 147
Abbildung 7.9: Last-Verformungskurven $F_h - \delta$ mit a = t, a = 2/3t und a = 1/2t 148
Abbildung 7.10: Übersicht der Verformungsfähigkeit δ_{nc} in Abhängigkeit des Vertikallastniveaus – Gegenüberstellung der effektiven Auflagertiefe $a = t$ und $a = 2/3t$ für verschiedene Momentenverteilungsfaktoren 149
Abbildung 7.11: Verhältniswerte $\delta_{nc,a=t}/\delta_{nc,a=2/3t}$ in Abhängigkeit des Vertikallastniveaus und des Momentenverteilungsfaktors 150
Abbildung 7.12: Verformungsfähigkeit δ_{nc} (a = 2/3t) bei Biegeversagen in Abhängigkeit des Vertikallastniveaus und der Schubschlankheit: Vergleich der Ergebnisse der Variantenstudie mit DIN EN 1998-1/NA [6] 151
Abbildung 7.13: Verformungsfähigkeit δ_{nc} (a = 2/3t) bei Schubversagen in Abhängigkeit des Vertikallastniveaus und der Schubschlankheit: Vergleich der Ergebnisse der

Variantenstudie mit DIN EN 1998-1/NA [6] 151
Abbildung 7.14: Last-Verformungskurven $F_h - \delta$ mit Schubversagen im Momentennullpunkt 153
Abbildung 7.15: Last-Verformungskurven $F_h - \delta$ mit Biegeversagen am Wandfuß 155
Abbildung 7.16: Spannungstrajektorien im Ecksteinbereich – l = 2,0 m, $\sigma_0/f_k = 8$ %, $\psi = 1{,}0$ 157
Abbildung 7.17: Spannungsumlagerung im Ecksteinbereich am Wandfuß 158
Abbildung 7.18: Einfluss der Materialisotropie auf die Kraft-Verformungskurven 159
Abbildung 7.19: Spannungsverteilung im Ecksteinbereich – l = 2,0 m, $\sigma_0/f_k = 8\%$, $\psi = 1{,}0$ 160
Abbildung 7.20: Last-Verformungskurven der Schubwände 11 (a/t = 1,0) und 12 (a/t = 2/3t) 161
Abbildung 7.21: Korrekturfunktionen $\beta_{korr}(\sigma_0/f_k, \lambda_v)$ 162
Abbildung 7.22: Verhältnis $F_{max,a=2/3t}/F_{max,a=t}$ in Abhängigkeit des Vertikallastniveaus unter Berücksichtigung der Schubschlankheit mit Anwendung der Korrekturfunktionen $\beta_{korr}(\sigma_0/f_k, \lambda_v)$ 162
Abbildung 8.1: Nachweissystematik für Schubwände für $h_0 \leq h$ 166
Abbildung 8.2: Nachweissystematik für Schubwände für $h_0 > h$ 166
Abbildung 8.3: Vergleich der mit Festigkeitsmittelwerten ermittelten Schubtragfähigkeiten V_{Rm} der Variantenstudie für a = t mit der hinsichtlich der Nachweisorte verbesserten normativen Bemessung nach DIN EN 1996-1/NA [4] für verschiedene Momentenverteilungsfaktoren 167
Abbildung 8.4: Vergleich der mit Mittelwerten der Festigkeitswerte ermittelten Schubtragfähigkeiten V_{Rm} der Variantenstudie für a = t mit der hinsichtlich der Nachweisorte verbesserten normativen Bemessung nach DIN EN 1996-1/NA [4] für die Kombinationen verschiedener Momentenverteilungsfaktoren und Wandlängen 168
Abbildung 8.5: Verhältniswerte der minimalen mit Mittelwerten der Festigkeitswerte ermittelten Schubtragfähigkeiten nach DIN EN 1996-1-1/NA [4] und der hinsichtlich der Nachweisorte verbesserten Schubbemessung und den Ergebnissen der Variantenstudie für a = t 169
Abbildung 8.6: Abgrenzung der Versagensfälle mittels bezogener Schubschlankheit λ_v 170
Abbildung 8.7: Vergleich der mit den Mittelwerten der Festigkeitswerte ermittelten Schubtragfähigkeiten V_{Rm} der Variantenstudie mit den minimalen Schubtragfähigkeiten nach DIN EN 1996-1/NA [4] und der verbesserten Bemessung hinsichtlich der Nachweisorte und Verwendung des Abgrenzungskriteriums $\lambda_{v,0,krit}$ 171
Abbildung 8.8: Abgrenzung der Versagensformen mit linearen Regressionsgeraden 172

Abbildung 8.9: Regressionsgeraden für unterschiedliche Momentenverteilungsfaktoren 173
Abbildung 8.10: Ergebnis der Regressionsanalyse der Geradenparameter der Abgrenzungsfunktion 173
Abbildung 8.11: Grafische Visualisierung der Grenzfläche $\sigma_{0,krit}$ 174
Abbildung 8.12: Vergleich der mit den Mittelwerten der Festigkeitswerte ermittelten Schubtragfähigkeiten V_{Rm} der Variantenstudie mit den minimalen Schubtragfähigkeiten nach DIN EN 1996-1/NA [4] und der verbesserten Bemessung hinsichtlich der Nachweisorte und Verwendung des Abgrenzungskriteriums $\sigma_{0,krit}$ 175
Abbildung 8.13: Abgrenzung der Versagensfälle mit der bezogenen Schubschlankheit λ_{v0} für $a = 2/3t$ 178
Abbildung 8.14: Vergleich der mit den Mittelwerten der Festigkeitswerte ermittelten Schubtragfähigkeiten V_{Rm} der Variantenstudie mit den minimalen Schubtragfähigkeiten nach DIN EN 1996-1/NA [4] für a = 2/3t ($\Phi_{z,a=2/3t} = 0{,}67$) und der verbesserten Bemessung hinsichtlich der Nachweisorte, der Verwendung des Abgrenzungskriteriums $\lambda_{v0,krit,a=2/3t}$ und dem Abminderungsfaktor $\Phi_{z,a=2/3t} = 0{,}67$ 180
Abbildung 8.15: Verhältniswerte der mit Mittelwerten der Festigkeitswerte ermittelten Schubtragfähigkeiten nach DIN EN 1996-1-1/NA [4] und der hinsichtlich der Nachweisorte und der Versagensformabgrenzung mit $\lambda_{v0,krit,a=2/3t}$ verbesserten Schubbemessung und der Ergebnisse der Variantenstudie für $a = 2/3t$ 181
Abbildung 8.16: Nachweisort der Nachweissystematik 182
Abbildung 8.17: Verformungsfähigkeit δ_{nc} bei Biegeversagen in Abhängigkeit des Vertikallastniveaus und der Schubschlankheit: Vergleich der Ergebnisse der Variantenstudie mit DIN EN 1998-1/NA [6] 185
Abbildung 8.18: Verformungsfähigkeit δ_{nc} bei Schubversagen in Abhängigkeit des Vertikallastniveaus und der Schubschlankheit: Vergleich der Ergebnisse der Variantenstudie mit DIN EN 1998-1/NA [6] 185
Abbildung 8.19: Verformungsfähigkeit δ_{nc} (a = 2/3t) bei Biegeversagen in Abhängigkeit des Vertikallastniveaus und der Schubschlankheit: Vergleich der Ergebnisse der Variantenstudie mit DIN EN 1998-1/NA [6] 186
Abbildung 8.20: Verformungsfähigkeit δ_{nc} (a = 2/3t) bei Schubversagen in Abhängigkeit des Vertikallastniveaus und der Schubschlankheit: Vergleich der Ergebnisse der Variantenstudie mit DIN EN 1998-1/NA [6] 186
Abbildung 9.1: Wanddiskretisierung in Subelemente nach Park [134] 188
Abbildung 9.2: Einaxiales Fasermodell nach Kunnath [136] 189
Abbildung 9.3: Koordinatensystem und Faserdehnungen der zweiaxialen

Fasermodellanalyse 190
Abbildung 9.4: Spannungs-Dehnungslinie für Ziegelmauerwerk 191
Abbildung 9.5: Integrationsverfahren nach Furler [66] 193
Abbildung 9.6: (*a*) M_z-κ_z-Beziehung um die schwache Achse; (*b*) e_y-κ_z-Beziehung um die schwache Achse 193
Abbildung 9.7: (links) Verformungsfigur *EI* nach Furler [66]; (rechts) Korrigierte Exzentrizität e_{korr} 194
Abbildung 9.8: Beispielhaft (*a*) Krümmungsverlauf κ_z; (*b*) effektive Wanddicke t_{eff} 195
Abbildung 9.9 Ablaufschema zur Berechnung der Momenten-Krümmungsbeziehung 196
Abbildung 9.10: Ablaufschema zur Ermittlung der effektiven Wanddicke 197
Abbildung 9.11: Subelementkinematik zur Herleitung der M-φ- Beziehung 198
Abbildung 9.12: Einfluss der (*a*) Querschnittsgeometrie und der (*b*) Mauerwerksdruckfestigkeit auf das Rotationsfedergesetz 198
Abbildung 9.13: Schubfedergesetz 199
Abbildung 9.14: Entwicklung der effektiven Wandfläche 200
Abbildung 9.15: Statisches System des Balkenelements mit Freiheitsgraden 200
Abbildung 9.16: Ablaufdiagramm zur Ermittlung der Last-Verformungskurve 203
Abbildung 9.17: Vergleich der Ergebnisse aus Versuch und Makroelement für die Schubwände aus [83] 206
Abbildung 9.18: Vergleich der Ergebnisse aus Versuch und Makroelement für die Schubwände aus [84, 85] 207
Abbildung 9.19: Wandkapazitäten für die Wände l = 2 m mit (*links*) σ_0/f_k = 8 %, (*rechts*) σ_0/f_k = 16 % 209
Abbildung 9.20: Momenten-Verdrehungsbeziehung der Wände lfd. Nr. 16 & 18 209

TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 2.1: Schubtragfähigkeitsreduktion nach Pfetzing et al. [73] 19
Tabelle 3.1: Maximale Verformungen zwischen Wandfuß und Wandkopf [6] 28
Tabelle 4.1: Materialkennwerte als Mittelwerte nach [83] 33
Tabelle 4.2: Übersicht der Versuchsprogramme aus [83–85] 37
Tabelle 4.3: Experimentelle Hysteresekurven und Versagensbilder für Wand Nr. 1 [83] 38
Tabelle 4.4: Experimentelle Hysteresekurven und Versagensbilder für Wand Nr. 2 [83] 39
Tabelle 4.5: Experimentelle Hysteresekurven und Versagensbilder für Wand Nr. 3 [83] 40
Tabelle 4.6: Experimentelle Hysteresekurven und Versagensbilder für Wand Nr. 4 [83] 41
Tabelle 4.7: Experimentelle Hysteresekurven und Versagensbilder für Wand Nr. 5 [83] 42
Tabelle 4.8: Experimentelle Hysteresekurven und Versagensbilder für Wand Nr. 6 [83] 43
Tabelle 4.9: Experimentelle Hysteresekurven und Versagensbilder für Wand Nr. 7 [83] 44
Tabelle 4.10: Experimentelle Hysteresekurven und Versagensbilder für Wand Nr. 8 [83] 45
Tabelle 4.11: Experimentelle Hysteresekurven und Versagensbilder für Wand Nr. 9 [83] 46
Tabelle 4.12: Experimentelle Hysteresekurven und Versagensbilder für Wand Nr. 10 [83] 47
Tabelle 4.13: Experimentelle Hysteresekurven und Versagensbilder für Wand Nr. 11 [84] 48
Tabelle 4.14: Experimentelle Hysteresekurven und Versagensbilder für Wand Nr. 12 [84] 49
Tabelle 4.15: Experimentelle Hysteresekurven und Versagensbilder für Wand Nr. 13 [84] 50
Tabelle 4.16: Experimentelle Hysteresekurven und Versagensbilder für Wand Nr. 14 [84] 51
Tabelle 4.17: Experimentelle Hysteresekurven und Versagensbilder für Wand Nr. 15 [84] 52
Tabelle 4.18: Experimentelle Hysteresekurven und Versagensbilder für Wand Nr. 16 [84] 53
Tabelle 4.19: Experimentelle Hysteresekurven und Versagensbilder für Wand Nr. 17 [84] 54
Tabelle 4.20: Experimentelle Hysteresekurven und Versagensbilder für Wand Nr. 18 [85] 55
Tabelle 4.21: Schubkräfte und Verformungskapazitäten in den Grenzzuständen DL, MaxH und NC 56
Tabelle 5.1: Mittelwerte der Eingangsdaten der experimentellen Untersuchungen [83–85] 74

Tabelle 5.2: Mittelwerte der Eingangsdaten aus der weiterführenden Literatur 74
Tabelle 5.3: Kalibrierte Materialparameter in LS-DYNA 77
Tabelle 5.4: Kalibrierte Kontaktparameter in LS-DYNA 80
Tabelle 5.5: Gesamtübersicht - Gegenüberstellung der Validierungsversuche 85
Tabelle 5.6: Vergleich von Versuchs- und Simulationsergebnissen für die 18 Schubwände 85
Tabelle 5.7: Momentenverteilungen in der Variantenstudie 98
Tabelle 5.8: Validierung der Momentenverläufe für verschiedene Momentenverteilungsfaktoren 99
Tabelle 6.1: Vergleichsspannungen $\sigma_{v,M}$ in der Wand, Normal- und Schubspannungen in der Lagerfuge bei Erreichen der maximalen Schubkraft F_{max} für: l = 1,0 m und σ_0/f_k = 8% 119
Tabelle 6.2: Vergleichsspannungen $\sigma_{v,M}$ in der Wand, Normal- und Schubspannungen in der Lagerfuge bei Erreichen der maximalen Schubkraft F_{max} für: l = 1,0 m und σ_0/f_k = 16% 120
Tabelle 6.3: Vergleichsspannungen $\sigma_{v,M}$ in der Wand, Normal- und Schubspannungen in der Lagerfuge bei Erreichen der maximalen Schubkraft F_{max} für: l = 2,0 m und σ_0/f_k = 8% 121
Tabelle 6.4: Vergleichsspannungen in der Wand, Normal- und Schubspannungen in der Lagerfuge bei Erreichen der maximalen Schubkraft F_{max} für: l = 2,0 m und σ_0/f_k = 16% 122
Tabelle 6.5: Spannungen in der Wand bei Erreichen der max. Schubkraft F_{max} 123
Tabelle 6.6: Normalspannung in den Lagerfugen bei Erreichen der maximalen Schubkraft F_{max} in [N/mm²] 125
Tabelle 6.7: Schubspannungen in den Lagerfugen bei Erreichen der maximalen Schubkraft F_{max} in [N/mm²] 126
Tabelle 6.8: Spannungen auf der Ober- und Unterseite eines Einzelsteins in Wandmitte und am Wandfuß [N/mm²] 128
Tabelle 6.9: Spannungen am Einzelstein am Nachweisort Momentennullpunkt h_0 129
Tabelle 6.10: Numerisch ermittelte Einzelsteinspannungen auf der Ober- und Unterseite im Vergleich zu den Spannungen nach den Schubbruchtheorien in [N/mm²] 130
Tabelle 6.11: Charakteristische Festigkeitswerte 132
Tabelle 7.1: Vergleich der Versuchsergebnisse bei voller und teilaufgelagerter Decke [83, 84] 140
Tabelle 7.2: Vergleich der Kontaktspannungen für l = 1,5 m, σ_0/f_k= 24 %, ψ = 0,5 .. 154
Tabelle 7.3: Vergleich der Kontaktspannungen für l = 2,0m, σ_0/f_k= 24%, ψ = 0,75 ... 154
Tabelle 7.4: Vergleich der Kontaktspannungen für l = 1,5m, σ_0/f_k = 16%, ψ = 1,0 156

Tabelle 7.5: Vergleich der Kontaktspannungen für $l = 1$ m, $\sigma_0/f_k = 16\%$, $\psi = 0{,}75$.... 156
Tabelle 7.6: Effektive, orthotrope Elastizitätskennwerte für den Hochlochziegel T16 [10] 159
Tabelle 7.7: Maximale Tragfähigkeiten F_{max} für isotropes und orthotropes Materialverhalten 159
Tabelle 7.8: Korrekturfaktor der maximalen Tragfähigkeit F_{max} für $a = 2/3t$.... 161
Tabelle 9.1: Abbruchkriterien für globale Versagensmechanismen 202
Tabelle 9.2: Eingabewerte der Materialparameter 204
Tabelle 9.3: Elementspezifische Parameter 204
Tabelle 9.4: Gesamtübersicht – Validierungsergebnisse des Makroelements 208
Tabelle 9.5: Einfluss der Deckenauflagertiefe auf die maximale Tragfähigkeit F_{max} 209
Tabelle 9.6: Fasermodellspannungen der Wände lfd. Nr. 18 ($a = t$) und lfd. Nr. 16 ($a = 2/3t$) 210

1 EINLEITUNG

1.1 Motivation

Mauerwerk als eine der ältesten Bauweisen der Menschheitsgeschichte kommt auch heute noch weltweit bei einer Vielzahl unterschiedlicher ingenieurstechnischer Problemstellungen zur Anwendung. Aufgrund der einfachen und gleichzeitig kostengünstigen Bauweise wird Mauerwerk vor allem im Wohn- und Geschossbau sowohl als tragendes oder auch als nichttragendes Element verwendet. Die Anforderungen an das Mauerwerk haben sich dabei über die Jahre gewandelt. Bei modernen Mauerwerksbauten treten, neben der statischen Tragwirkung, zunehmend Aspekte der architektonischen sowie bauphysikalischen Durchbildung in den Vordergrund. So werden heute bei einschaligem Mauerwerk - im Gegensatz zu den früher üblichen Vollsteinen - meist Hochlochsteine aus Ziegel verwendet, da diese über wesentlich bessere Dämmeigenschaften verfügen. Die komplexe Interaktion dieser Anforderungen bedingt eine optimale Auslegung aller Komponenten. Dies hat zur Folge, dass die Nachweisführung von Mauerwerksbauten unter horizontaler Beanspruchung häufig nur im Grenzbereich möglich ist. Demgegenüber konnten Untersuchungen zum seismischen Tragverhalten von modernen unbewehrten Mauerwerksbauten während eines realen Erdbebens substanzielle Tragreserven aufzeigen [1]. Diese Diskrepanz ist hauptsächlich auf den erheblichen Entwicklungsrückstand bei Berechnungs- und Bemessungskonzepten im Mauerwerksbau zurückzuführen.

Rechnerische Nachweise werden immer noch mit zu konservativen linearen Rechenmodellen auf Basis von Ersatzschubbalkenmodellen durchgeführt. Wichtige Interaktionseffekte auf Gebäudeebene wie die Deckeneinspannwirkung und Lastumlagerungsmöglichkeiten bleiben im Zuge dessen völlig unberücksichtigt. Nichtlineare verformungsbasierte Bemessungsansätze bilden das Tragverhalten deutlich besser ab, benötigen aber ein adäquates Rechenmodell und zuverlässige mauerwerksspezifische Bemessungsregeln. Die Ermittlung der Schubtragfähigkeit erfolgt auf Wandebene in vorgegebenen Bemessungsschnitten. Der Widerstand resultiert aus dem Minimum der Tragmechanismen für Biegung und Schub. Die pauschale Anwendung der zugrundeliegenden Schubbruchtheorie auf sämtliche Nachweisorte ist jedoch kritisch zu bewerten, da die Gültigkeit der Berechnungsannahmen nur in bestimmten Wandbereichen gewährleistet ist. Entsprechende Beobachtungen wurden zwar bereits in umfangreichen Studien gemacht [2], konnten aber infolge der Nichtbeachtung der Randbedingungen im Gebäude nicht in ein allgemeingültiges Bemessungskonzept umgesetzt werden.

Darüber hinaus haben die Einflüsse aus neuartigen Bauweisen und innovativen Bauprodukten auf das Tragverhalten bisher nur teilweise Einzug in die Normung gehalten. Ein wesentliches Bauwerksdetail der modernen Ziegelbauweise stellt die Stirndämmung am Außenwand-Decken-Knoten, zur Vermeidung von Energieverlusten, dar. Infolge der reduzierten Auflagerlänge der Decke, verursacht die Knotenausbildung eine planmäßig konzentrierte und exzentrische Vertikallasteinleitung am Wandkopf. Daneben nimmt die Knickgefahr in der Wand zu, da der Momentennullpunkt nicht mehr auf halber Wandhöhe liegt. Der Einfluss dieser kombinierten

Biegebeanspruchung auf die Schubtragfähigkeit der Wände findet bislang keine normative Berücksichtigung. Insbesondere für Erdbebennachweise stellt sich die Frage, ob die normativen Regelungen überhaupt angewendet werden können, da diese vollständig auf Schubversuchen und Berechnungen an vertikal zentrisch belasteten Wänden basieren.

1.2 Zielsetzung

Die vorliegende Arbeit hat zum Ziel die angesprochenen Kenntnislücken zu schließen und einen mechanisch nachvollziehbaren Bemessungsansatz für aussteifende Mauerwerkswände zu entwickeln. Der Bemessungsansatz soll die korrekte Abbildung der horizontalen Tragfähigkeit bei einem gleichzeitig übersichtlichem Berechnungsaufwand für die baupraktische Anwendung ermöglichen. Der Schwerpunkt liegt dabei auf der Berücksichtigung der Wand-Gebäude-Interaktionseffekte, sowohl um die starke als auch schwache Wandachse, und dem daraus resultierenden Kraftfluss in der Wand bei der Bestimmung der maßgebenden Versagensmechanismen. Darüber hinaus sollen auch Ansätze für die Verformungsfähigkeiten vorgestellt werden, die für die seismische Auslegung von Mauerwerksbauten mittels *Pushover* -Analysen erforderlich sind.

Abschließend sollen die gewonnen Erkenntnisse zur Entwicklung eines numerischen Wandmodells auf Makroebene herangezogen werden. Dieses soll die realitätsnahe Abbildung des seismischen Verhaltens von unbewehrten Mauerwerksscheiben im Rahmen von nichtlinearen verformungsbasierten Berechnungsverfahren ermöglichen.

1.3 Gliederung

In Kapitel 2 werden zunächst die wesentlichen Materialeigenschaften und Tragmechanismen von schubbeanspruchtem Mauerwerk erläutert. Dann werden die mauerwerksspezifischen Versagensmechanismen sowie die wichtigsten analytischen Modelle behandelt. Zum Schluss werden die bekannten Effekte der Wand-Gebäudestruktur-Interaktion auf das Schubtragverhalten beschrieben.

Das Kapitel 3 führt in praxisübliche Berechnungs- und Modellierungsverfahren ein. Dann werden die aktuell geltenden normativen Bemessungsansätze nach DIN EN 1996-1 [3, 4] und DIN EN 1998-1 [5, 6] vorgestellt, bewertet und um modifizierte Bemessungsvorschläge aus der Literatur ergänzt.

Eine detaillierte Auswertung und Analyse von experimentellen Untersuchungen an 18 Schubwänden aus Ziegelmauerwerk unter kombinierten Vertikal- und Horizontallasten erfolgt in Kapitel 4. Das Versuchsprogramm umfasst verschiedene Wandlängen, unterschiedliche Auflastniveaus, variable Deckeneinspanngrade und exzentrisch eingeleitete Vertikalkräfte am Wandkopf.

Im Kapitel 5 wird die Entwicklung eines numerischen Mikromodells in der Finiten-Element-Software LS-DYNA zur Untersuchung des Schubtragverhaltens von unbewehrtem Mauerwerk

für voll- und teilaufgelagerte Decken beschrieben. Dann erfolgen die Kalibrierung und Validierung auf Grundlage der experimentellen Daten aus Kapitel 4. Abschließend wird eine Variantenstudie unter Einbezug sämtlicher maßgebender Einflussfaktoren konzipiert.

Im Anschluss erfolgt die Durchführung der Variantenstudie unter Variation der Wandschlankheit, des vertikalen Auflastniveaus, der Momentenverteilung in der Wand in Kapitel 6. Neben der Analyse der Ergebnisse hinsichtlich der maßgebenden Parameter auf das Schubtragverhalten, werden die Spannungs- und Dehnungszustände in der Wand, die Kontaktspannungen in den Lagerfugen sowie am Einzelstein detailliert ausgewertet. Abschließend erfolgt eine Gegenüberstellung der Ergebnisse mit den normativen Nachweisen nach DIN EN 1996-1-1/NA [4].

Das Kapitel 7 führt die Variantenstudie konsequent fort und erweitert die betrachteten Parameter um den Einfluss exzentrisch Vertikallasteinleitung infolge teilaufgelagerter Decken. Die Berechnungsergebnisse werden hinsichtlich der auftretenden Versagensmechanismen analysiert und die Kapazitätskurven hinsichtlich Tragfähigkeit und Verformungsfähigkeit der Wand ausgewertet. Schließlich werden die Kontaktspannungen entlang der Lagerfugen ausgewertet und denen einer zentrischen Lasteinleitung gegenübergestellt.

Auf Grundlage der Erkenntnisse aus Kapitel 6 und 7 erfolgt in Kapitel 8 die Herleitung eines optimierten Bemessungskonzeptes als Verbesserung der existierenden normativen Nachweiskonzepte für unbewehrtes Ziegelmauerwerk unter kombinierten Vertikal- und Horizontallasten.

Kapitel 9 behandelt die Entwicklung eines Makromodells zur Simulation von Mauerwerksschubwänden mit und ohne exzentrische Vertikallasteinleitung am Wandkopf. Die wesentlichen Ergebnisse der Arbeit werden in einer Schlussfolgerung in Kapitel 10 genannt und um den Ausblick auf zukünftige Forschungsaspekte ergänzt.

2 MAUERWERKSBAUTEN UNTER HORIZONTALBELASTUNG

Im nachfolgenden Kapitel sollen die wesentlichen Eigenschaften und Tragmechanismen von aussteifendem Mauerwerk unter Horizontalbelastung beschrieben werden. Nach einer Einführung in die allgemeinen Materialeigenschaften von unbewehrtem Mauerwerk, wird das Schubtragverhalten von Mauerscheiben dargelegt. Dabei wird einleitend auf die mauerwerksspezifischen Versagensmechanismen eingegangen. Dann werden die wichtigsten analytischen Modelle und Schubbruchtheorien behandelt. Abschließend soll das Schubtragverhalten im Zusammenspiel mit der Gebäudestruktur, insbesondere der Wand-Decken-Interaktion, erläutert werden.

2.1 Materialeigenschaften von unbewehrtem Mauerwerk

Das Baustoffverhalten von Mauerwerk wird bestimmt durch die beiden Komponenten Mauerstein und Mauermörtel sowie deren Zusammenwirken und Verarbeitung im Mauerwerksverband. Aus diesem Grund werden zuerst die maßgebenden mechanischen Eigenschaften der Hauptkomponenten Mauerstein und Mörtel behandelt, dann folgt das Bauteilverhalten des Mauerwerks.

2.1.1 Mauerstein

Ausschlaggebend für die Festigkeit sind hauptsächlich die Steindruckfestigkeit, die Steinzugfestigkeit sowie die Steifigkeitskennwerte E-Modul und Querdehnzahl [7]. Daneben werden die Festigkeitseigenschaften des Mauersteins maßgeblich durch die geometrische Durchbildung des Querschnitts bzw. der Lochung bestimmt. Die sich daraus ergebende Richtungsabhängigkeit führt insbesondere bei Mauerziegeln zu bedeutenden Festigkeitsunterschieden. Studien zum Einfluss der Steinlochung auf die Druckfestigkeit etc. finden sich in Glitza [8], Schubert et al. [9], Hannawald et al. [10], Kiefer et al. [11] und Wilding et al. [12].

Nach DIN EN 1996-1-1 [3] werden die Mauersteine in Normdruckfestigkeitsklassen eingeteilt. Die sich daraus ergebende umgerechnete mittlere Mindestdruckfestigkeit basiert auf den 5 %-Fraktil der Prüfwerte der einaxialen Druckfestigkeit.

Insbesondere für die Schubbemessung von Aussteifungswänden spielt die Steinzugfestigkeit eine übergeordnete Rolle. Aufgrund einer fehlenden einheitlichen Prüfnorm für die Zugfestigkeit unterliegen die Werte jedoch einer großen Streuung [13]. Auch das Prüfverfahren beeinflusst die Ergebnisse in großem Ausmaß [14]. In den Untersuchungen von Roßbach et al. [15] wurden die Steinzugfestigkeiten in Abhängigkeit des Belastungswinkels ermittelt. Demnach erweist sich der Ansatz einer horizontalen Längszugfestigkeit, entgegen einer schrägen Zugfestigkeit, als deutlich zu konservativ. Die Bestimmung einer Schrägzugfestigkeit, beeinflusst u.a. durch Lochanteil, Steganordnung (versetzt/durchgehend), gestaltet sich hingegen als schwierig [15]. Im EC6/NA [4] wird durch Formbeiwerte und Abminderungen auf der sicheren Seite liegend die charakteristische rechnerische Zugfestigkeiten $f_{bt,cal}$ angesetzt.

2.1.2 Mörtel

Die Eigenschaften des Mauermörtels haben sich durch den überwiegenden Einsatz von Dünnbettmörtel bei modernen Mauerwerksbauten über die Zeit stark gewandelt. Neben den Kernaufgaben, der Ausgleich von Oberflächenungenauigkeiten und die Sicherstellung einer vollflächigen Kraftübertragung, soll der Mörtel in den Lagerfugen den Verbund zwischen den einzelnen Komponenten gewährleisten. Stoßfugen werden zumeist nicht vermörtelt, da dem geringen Tragfähigkeitszuwachs ein ungleich höherer Konstruktionsaufwand entgegensteht.

Bei horizontal beanspruchtem Mauerwerk stellen die Scherfestigkeit und die Haftzugfestigkeit die wesentlichen mechanischen Eigenschaften dar. Dieser in der Regel schwache Verbund wird in Schubrichtung durch ein spannungsabhängiges kohäsives Reibungsverhalten sowie in Zugrichtung durch ein rein kohäsives Zugverhalten charakterisiert [16]. Eine umfangreiche Beschreibung der Einflussgrößen auf die Haftscher- und Haftzugfestigkeit ist in Brameshuber et al. [17] aufgeführt. Auf die Ermittlung von Rechenwerten bzw. charakteristischen Werten der Haftscherfestigkeit geht Brameshuber et al. in [18] ein.

2.1.3 Mauerwerk

Bestimmende Charakteristika für das Tragverhalten von Mauerwerk sind die Eigenschaften der Komponenten Mauerstein und Mörtel sowie deren Verbund untereinander. Im Zuge dessen ist die Ausbildung des Verbandes von großer Bedeutung [19, 20]. Das regelmäßige Raster von Lager- und Stoßfuge führt entlang der Fugen, in Verbindung mit der Richtungsabhängigkeit der Mauersteine (siehe Abs. 2.1.1) zu einem orthotrop-nichtlinearen Materialverhalten [21].

Die einaxiale Mauerwerksdruckfestigkeit stellt eine der wesentlichen mechanischen Kenngrößen für das Schubtragverhalten dar. Unter Druckbeanspruchung entsteht, aufgrund der unterschiedlichen Steifigkeiten von Mauerstein und Mörtel, eine Querdehnungsbehinderung, die senkrecht zur Lagerfuge zu hohen Querzugspannungen im Mauerstein führt. Anstelle eines Druckversagens kommt es in der Folge zu einem lokalen Querzugversagen im Mauerstein [22]. Entsprechendes Phänomen wurde erstmalig von Hilsdorf [23] beschrieben.

2.2 Schubtragverhalten von Mauerwerksscheiben

2.2.1 Versagensmechanismen

Auf Grundlage des anisotrop-nichtlinearen Materialverhaltens von Mauerwerk und seinen Komponenten wird das Schubtragverhalten von Mauerwerksscheiben unter Horizontalbeanspruchung in Abhängigkeit der Geometrie und Randbedingungen durch verschiedene Versagensmechanismen charakterisiert. In der Literatur werden die vorrangigen Versagenstypen in Abhängigkeit der Schubschlankheit als Biege- und Schubversagen definiert [24–27]. Dabei treten diese Versagensmechanismen in der Praxis selten in Reinform auf, sondern werden häufig als gemischte Versagensmechanismen beobachtet.

Biegeversagen

Ein Biegeversagen tritt häufig bei schubschlanken Wänden unter geringer vertikaler Auflast in Form eines *Biegedruckversagens* auf. Verursacht durch die dominierenden Biegeverformungen des Wandkörpers, kommt es sehr schnell zu einem Einschnüren der Druckstrebe am Wandfuß, was wiederum zu hohen Spannungskonzentrationen führt. Bei dem Erreichen der maximal aufnehmbaren Spannung versagt der Eckstein auf Druck bzw. Querzug.

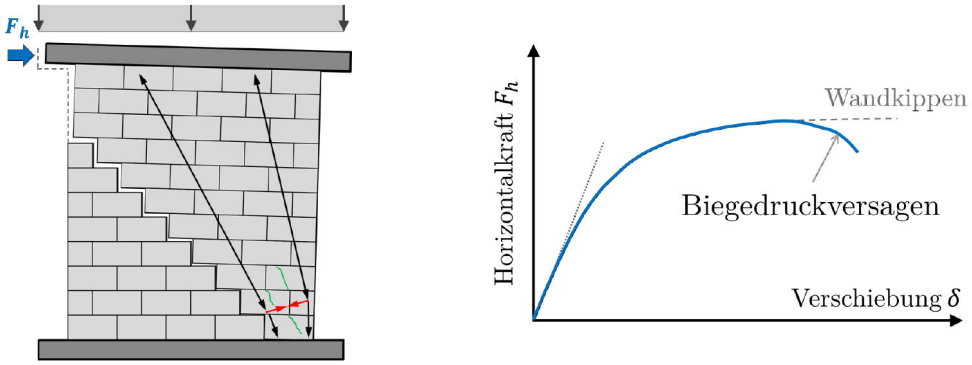


Abbildung 2.1: **(*links*) Biegeversagensmechanismus einer Mauerwerksscheibe mit resultierendem Fachwerksmodell aus Elsche [27], (*rechts*) Charakteristische Kraft-Verformungsbeziehung für Biegeversagen.**

Ein charakteristisches Versagen einer Mauerwerksscheibe auf Biegedruck deutet sich, wie in Abbildung 2.1 veranschaulicht, durch eine Risskonzentration am Wandfuß an. Die Tragfähigkeit der Wand beim Erstriss entspricht der maximalen Tragfähigkeit [27]. Der Verlauf einer typischen Horizontallast-Verformungskurve weist ein sehr duktiles Verhalten auf.

Schubversagen

Bei einem Schubversagen wird typischerweise zwischen zwei Mechanismen, einem *Reibversagen* und einem *Steinzugversagen*, unterschieden. Grundvoraussetzung für ein Schubversagen ist die Bildung einer schrägen Druckstrebe entlang der Wanddiagonalen, welche zum Versagen entweder der Mauersteine oder der Mörtelfugen führt. Die dabei ausschlaggebende Kombination aus Hauptdruck- und Hauptzugspannungen entwickelt sich insbesondere bei höheren Schubschlankheiten und wirkt initial in Bereichen geringen Biegemoments. In Abbildung 2.2 werden beide Mechanismen veranschaulicht. Die beiden Schubversagensformen sind durch einen Erstriss im Wandinneren gekennzeichnet. Im Verlauf der Laststeigerung wandert der Riss in die Eckbereiche der Wand.

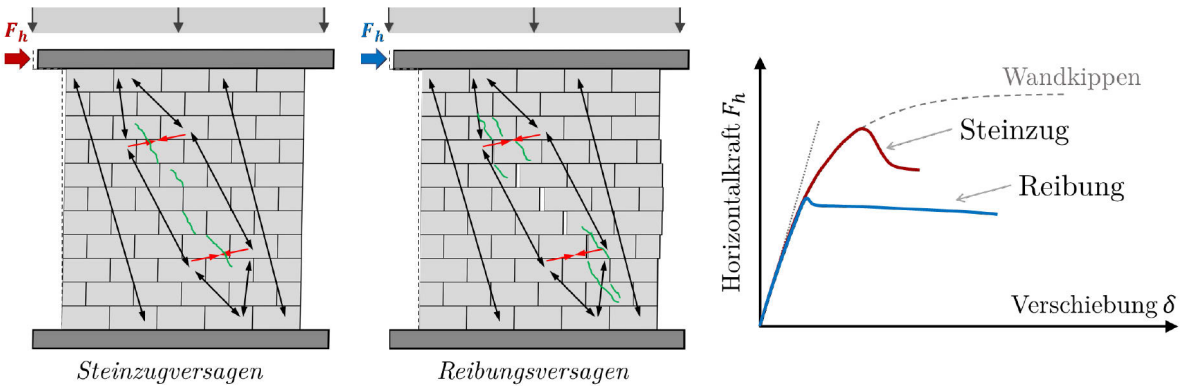


Abbildung 2.2: Schubversagensmechanismen einer Mauerwerksscheibe

Ein *Reibversagen* ist durch diagonal über die Wand abgetreppte Risse entlang der Lager- und Stoßfugen charakterisiert. Maßgeblich tritt es bei geringem Auflastniveau in Kombination mit einer hohen Steinfestigkeit auf. Die Versagensursache bildet das Überschreiten der Haftscherfestigkeit in der Lagerfuge. Die entsprechende Horizontalkraft-Verformungskurve zeigt ein ausgedehntes Traglastplateau mit hoher plastischer Verformungsfähigkeit.

Kommen hingegen hohe Vertikallasten in Kombination mit niedrigen Steinfestigkeiten vor, tritt ein *Steinzugversagen* ein. Ursächlich ist dabei die Überschreitung der Steinzugfestigkeit aufgrund der schiefen Hauptzugspannungen im Stein. Die Horizontalkraft-Verformungskurve deutet auf ein sprödes Versagen mit geringer Verformungskapazität hin.

Kranzler [25, 28] ergänzt darüber hinaus noch die Versagensfälle *Kippen* sowie das *Horizontale Gleiten in der Lagerfuge*. Charakteristisch für beide Versagensfälle ist das Versagen der untersten Lagerfuge bei ansonsten intakter Wandscheibe. Beim Kippversagen kommt es in Folge des Aufreißens der Lagerfuge zur Rotation der Wand um die Wandfuß. Die Maximaltragfähigkeit ist mit dem Überschreiten der Lastresultierenden aus dem Wandquerschnitt erreicht.

2.2.2 Tragfähigkeit

Da bei den analytischen Tragfähigkeitsnachweisen üblicherweise keine Zugfestigkeit berücksichtigt wird, ist das Schubtragverhalten maßgeblich durch die Interaktion der Normalkraft mit der Schubkraft beeinflusst [29, 30]. So erhöht sich die Schubtragfähigkeit mit steigernder Normalkraftbeanspruchung deutlich [2].

Zur Beschreibung der Schubtragfähigkeit unter Berücksichtigung der auftretenden Versagensmodi existieren zahlreiche analytische Modelle bzw. Schubbruchtheorien in der Literatur. Wesentliche Unterscheidungsmerkmale sind dabei der Vereinfachungsgrad der Spannungen am Einzelstein (konstante bzw. polynomiale Verteilung) sowie die Betrachtung geometrischer Randbedingungen (Überbindelänge). Des Weiteren ist die Spannungsübertragung entlang der Steinflanken im Zuge der Stoßfugenvermörtelung ein wichtiges Abgrenzungskriterium. In der gängigen Baupraxis dominiert die Ausführung von unvermörtelten Stoßfugen. Gründe hierfür sind einerseits die Schwierigkeit bei der Herstellung einer vollumfänglich kraftschlüssigen

Vermörtelung, andererseits die in der Fachöffentlichkeit kritisch diskutierten Einflüsse aus Schwindvorgängen.

Das analytische Modell zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit in der deutschen Normung basiert auf der Schubbruchtheorie nach Mann & Müller [31]. Aufbauend darauf finden sich einige Erweiterungen, welche sich maßgeblich durch einen höheren Detailgrad auszeichnen.

2.2.2.1 Schubbruchtheorie nach Mann & Müller

Die Schubbruchtheorie nach Mann & Müller [31] basiert auf der Betrachtung eines im Läuferverband gemauerten regelmäßigen Scheibenelementes unter vertikaler und horizontaler Beanspruchung (Abbildung 2.3(*links*)). Als Besonderheit gilt die Möglichkeit zur differenzierten Abbildung der Versagensmechanismen mit Hilfe entsprechender Bruchkriterien. Folgende grundsätzliche Annahmen werden vorausgesetzt:

- Es findet keine Kraftübertragung entlang der Stoßfugen statt (weder Normal- noch Schubspannungen).
- Horizontal wirkende Schubspannungen sind konstant verteilt.
- Der Läuferverband wird mit halbsteinigem Überbindemaß gemauert.

Genannte Voraussetzungen führen zu einem konstanten Drucknormalspannungsbild über die halbe Steinlänge nach Abbildung 2.3(*rechts*). Die Normalspannungen σ_1 und σ_2 ähneln einer „Verzahnung“ in ihrem Verlauf über die Lagerfuge. Die Annahme einer fehlenden Stoßfugenvermörtelung hat des Weiteren zur Konsequenz, dass die resultierenden Momente aus den Schubspannungen nicht von den Stoßfugen aufgenommen werden. Erst der Ansatz einer zusätzlichen Normalspannungskomponente $\Delta\sigma_x$ ermöglicht ein Gleichgewicht am Einzelstein.

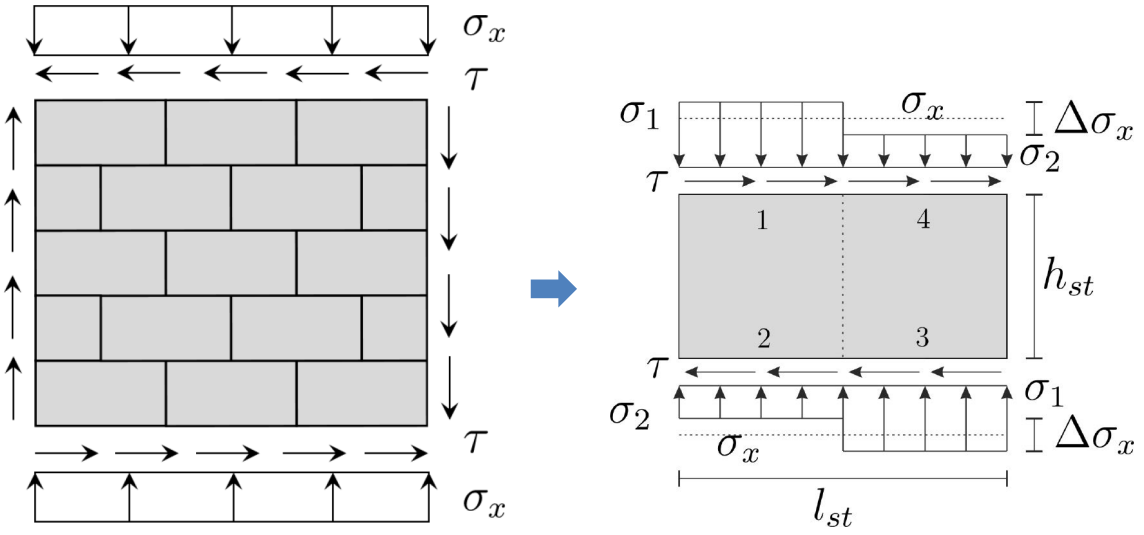


Abbildung 2.3: **(links) Spannungsverteilung im Mauerwerksverband nach [31], (rechts) resultierender Spannungszustand am Einzelstein**

Die Herleitung der Bruchkriterien erfolgt durch Gleichgewichtsbetrachtung am Einzelstein wie in Abbildung 2.3(*rechts*) dargestellt. Anhand des Momentengleichgewichts um die Steinmitte ergeben sich unter Annahme eines konstanten Spannungsverlaufs die exzentrischen Zusatzspannungen $\Delta\sigma_x$ sowie die gezahnt verlaufenden Spannungen σ_1 (Bereich 1, 3) und σ_2 (Bereich 2, 4) zu:

$$\Delta\sigma_x = 2 \cdot \tau \cdot \frac{h_{st}}{l_{st}} \qquad \textbf{2-1}$$

$$\sigma_{1/2} = \sigma_x \pm 2 \cdot \tau \cdot \frac{h_{st}}{l_{st}} \qquad \textbf{2-2}$$

Auf Basis dieser Spannungen am Einzelstein lassen sich nun nach Mann & Müller folgende vier Bruchkriterien in Abhängigkeit der mittleren Normalspannung σ_x definieren:

Versagen durch Klaffen der Lagerfuge

Ein Klaffen der Lagerfuge, häufig auch als Kippen der Einzelsteine bezeichnet [25], tritt bei Überschreitung der Haftzugfestigkeit f_{n0} des Mörtels auf. Nach Umstellen der Gleichung 2-2 beträgt die aufnehmbare Schubspannung für $\sigma_2 = f_{n0}$:

$$\tau \leq (f_{n0} - \sigma_x) \cdot \frac{l_{st}}{2 \cdot h_{st}} \qquad \textbf{2-3}$$

Dieser theoretische Versagensmechanismus ist ausschließlich für sehr geringe Auflastniveaus in Kombination mit annährend gleichmäßigem Geometrieverhältnis relevant. Aufgrund der komplexen Bestimmung der Haftzugfestigkeit der Mauerfuge, ist der Ansatz dieses Materialparameters umstritten.

Versagen der Lagerfuge auf Reibung

Herrscht nun ein höheres Normalspannungsniveau in der Wand, kommt es infolge der Querkraftbeanspruchung zum Abscheren der Lagerfuge. Überschreitet im Falle die Schubspannung die Scherfestigkeit, also die Summe aus Haftscher- (f_{v0}) und Reibfestigkeit ($\mu \cdot \sigma_x$), kommt es in der Folge zu einem Reibversagen der geringer beanspruchten Steinhälfte (Bereich 2, 4).

$$\tau \leq \left(\bar{f}_{v0} + \bar{\mu} \cdot \sigma_x\right) \qquad \textbf{2-4}$$

mit

$$\bar{f}_{v0} = f_{v0} \cdot \frac{1}{1 + \mu \cdot 2 \cdot \frac{h_{st}}{l_{st}}}; \qquad \bar{\mu} = \mu \cdot \frac{1}{1 + \mu \cdot 2 \cdot \frac{h_{st}}{l_{st}}} \qquad \textbf{2-5}$$

Die spezifische Abminderung der Haftscherfestigkeit $\bar{f}_{v0}$ und der Reibung $\bar{\mu}$ resultiert aus der Umrechnung der minimalen Druckspannung σ_2 auf die mittlere Normalspannung σ_x. Das

Versagensbild weist aufgrund der halbsteinig versetzten maximalen und minimalen Spannungsblöcke einen diagonal verlaufenden, treppenartigen Riss.

Versagen durch Reißen der Steine

Mann & Müller definieren für weiter ansteigende Vertikallastniveaus den Versagensfall Steinzugversagen. Dieser tritt bei Überschreitung der Steinzugfestigkeit $f_{t,st}$ durch die schiefen Hauptzugspannungen $\sigma_{I,II}$ in Steinmitte auf. Zur Ermittlung der schiefen Hauptzugspannungen in Steinmitte wird der Ansatz der entsprechende Schubspannung τ_{St} erforderlich.

$$\sigma_{I,II} = \frac{\sigma_x}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + (\tau_{St})^2} \qquad \text{2-6}$$

Unter den oben beschriebenen Spannungs- sowie Geometrieannahmen erhält man auf Grundlage der Elastizitätstheorie durch Verwölbung des Einzelsteins eine im Verhältnis zum Steinrand um den Faktor 2,3 höhere Schubspannung in Steinmitte. Dieser Umrechnungsfaktor beruht auf einem halbsteinigem Überbindemaß. Setzt man nun die schiefe Hauptzugspannung σ_I gleich der Steinzugfestigkeit $f_{t,st}$, erhält man das Versagenskriterium

$$\tau \leq \frac{f_{t,st}}{2{,}3} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_x}{f_{t,st}}} \qquad \text{2-7}$$

Es ist wichtig anzumerken, dass diese Herleitung ausschließlich für Steinabmessungen von $h_{st}/l_{st} = 1/2$ bei halbsteiniger Überbindung gilt und nicht ausnahmslos auf andere Formate angewandt werden kann. Der Umrechnungsfaktor der Schubspannung von Steinrand zu Steinmitte $\tau_{St} = 2{,}3\ \tau$ besitzt somit keine Allgemeingültigkeit.

Versagen des Mauerwerks auf Druck

Ein Schubdruckversagen tritt bei großen Spannungen σ_1 auf, welche die Mauerwerksdruckfestigkeit überschreiten. Setzt man somit $\sigma_1 = f_k$ in Gleichung 2-2, ergibt sich:

$$\tau \leq (f_k - \sigma_x) \cdot \frac{l_{st}}{2 \cdot h_{st}} \qquad \text{2-8}$$

Versagenshüllfläche nach Mann & Müller

Trägt man nun alle Bruchkriterien grafisch für beliebige Normalspannungsniveaus auf, erhält man einen sogenannten Hüllkurvenzug mit der resultierenden Schubtragfähigkeit. Abbildung 2.4 verdeutlicht den Einfluss der Auflast auf die Übergänge der Versagensmechanismen und deren Verläufe.

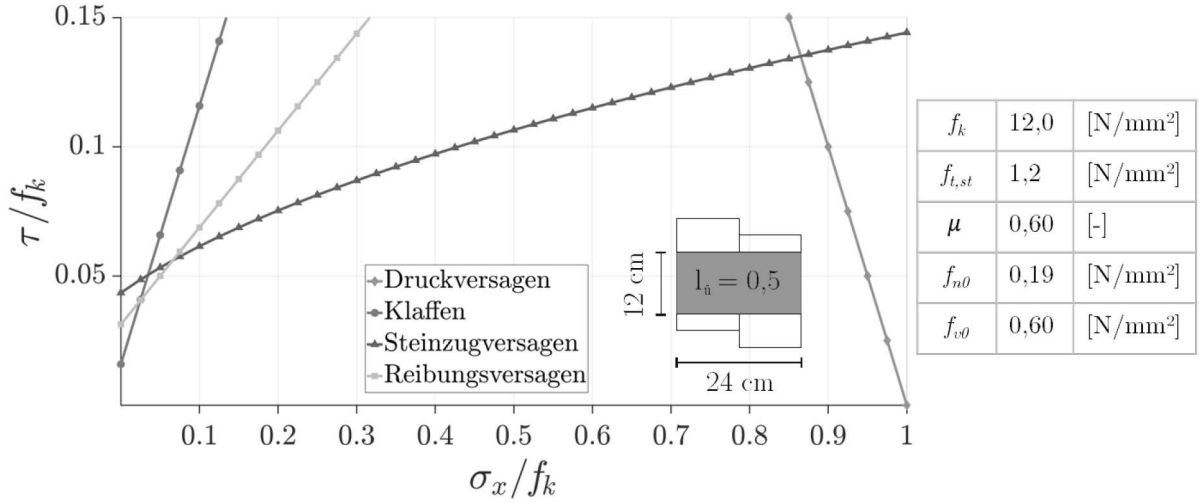


Abbildung 2.4: Versagenshüllfläche nach Mann & Müller [31]

Zur Veranschaulichung sind für die Versagensfüllfläche Eingangsgrößen gewählt worden, die den Grundannahmen der Bruchtheorie entsprechen. Eine Variation der Parameter führt folglich zu anderen Verläufen und Übergängen.

2.2.2.2 Erweiterte Schubbruchtheorien

Auf Grundlage der Bruchtheorie von Mann & Müller sind zahlreiche erweiterte Modelle entwickelt worden. Zu den wichtigsten Erweiterungen unter Berücksichtigung einer Spannungsübertragung über die Stoßfugen zählen die Modelle nach Graubner & Simon [32], Simon [33] und Jäger & Schöps [34]. Eine ausführliche Beschreibung und kritische Analyse entsprechender Schubfestigkeitsmodelle findet sich in der Arbeit von Kranzler [25]. Die teilweise starken Abweichungen werden auf die Sensitivität der einzelnen Eingangsparameter, der Güte des angewandten Prüfverfahrens und die teilweise großen Streuung der Festigkeitseigenschaften zurückgeführt. Daneben wird erstmalig die Gültigkeit der Spannungszustände in Randbereichen kritisch diskutiert.

Darüber hinaus sind weitere Modellansätze unter Berücksichtigung einer Spannungsübertragung über die Stoßfugen in Page [35], Mann & Müller [36] und Dialer [37] beschrieben. In Ganz & Thürlimann [38] ist eine Schubbruchtheorie auf Basis von zweiachsig beanspruchten Scheiben mit schrägen Fugen unter Normalkraft und Schub beschrieben, welche die Grundlage für die schweizerische Mauerwerksnorm bildet.

2.2.3 Verformungsfähigkeit

Dem Verformungsverhalten von Mauerwerksscheiben ist insbesondere unter seismischer Horizontalbeanspruchung von entscheidender Bedeutung [39]. Umfangreiche Studien zur Verformungsfähigkeit moderner Mauerwerksstrukturen sind in Salmanpour [40, 41], Petry et al. [42, 43], Wilding et al. [44], Morandi et al. [45], Messali et al. [46] und Dolatshahi et al. [47] aufgeführt. Dort werden die Vertikallastausnutzung, das Wandgeometrieverhältnis sowie die

Momentenverteilung der Wand als maßgebliche Einflussparameter der maximalen Verformungsfähigkeit genannt. Trotz einer umfangreichen Datenbasis wird jedoch die große der Streuung der experimentellen Daten kritisiert [41, 45]. In der Folge stellt sich die Ermittlung eines empirischen Werts für die Verformungskapazität als komplex dar. Darüber hinaus sind bisherige analytische Modelle noch nicht in der Lage die Kraft-Verformungs-Beziehung von Mauerwerk zuverlässig abzubilden. Die Anwendung numerischer Modelle wird als zu komplex für die alltägliche Ingenieurpraxis bezeichnet und aufgrund möglicher numerischer Instabilitäten im Nachbruchbereich kritisiert [46].

2.3 Wand-Gebäudestruktur-Interaktion

Der bisherige Fokus isolierte die Schubwand als einzelnes Tragglied entkoppelt von der Gebäudestruktur. Tatsächlich haben die Randbedingungen im Gesamttragwerk einen großen Einfluss auf den rechnerischen Nachweis der Horizontalaussteifung [48]. Zu den wesentlichen Einflussfaktoren zählen die Biegesteifigkeit der Deckenplatte, die Anordnung der Mauerwerksscheiben im Grundriss sowie die Anzahl der Geschosse [26]. Die Qualität des rechnerischen Nachweises wird somit maßgeblich durch die Fähigkeit des Rechenmodells gesteuert, entsprechende Mechanismen abzubilden. Anders als im Stahl- bzw. Stahlbetonbau sind dabei im Mauerwerksbau mehr Nichtlinearitäten zu berücksichtigen. Neben der bereits erwähnten Anisotropie des Baustoffes sind diesbezüglich lokale und globale kinematische Mechanismen aufgrund der stark limitierten Zugfestigkeit des Baustoffs anzuführen [49].

Im Hochbau wird beim Aussteifungsnachweis üblicherweise die Scheibenwirkung der Geschossdecken zur Verteilung der auftretenden Horizontallasten auf die jeweils im Grundriss angeordneten Aussteifungswände genutzt. Die Kopplung zwischen Wand und Decke hat wiederum großen Einfluss auf das Rechenmodell. So kann in Abhängigkeit der Deckensteifigkeit die Kopplung zwischen den Aussteifungswänden in Bezug auf die geschossweise Übertragung von Momenten und Normalkräften variieren [50, 51].

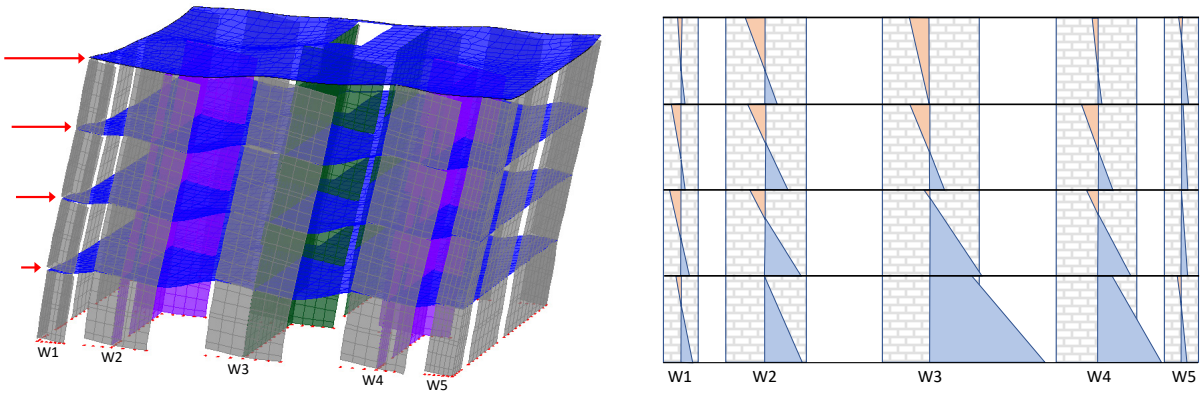


Abbildung 2.5: **(links) Verformungfigur einer nichtlinearen Gebäudesimulation [52]; (rechts) Resultierende Momentenverteilung über die Gebäudehöhe**

Die Verformungsfigur eines nichtlinearen räumlichen Gebäudemodells aus Butenweg et al. [52] in Abbildung 2.5 gibt einen Einblick in die Wechselwirkung zwischen der Verformung der Deckenplatte und dem Kippen der Wandscheiben. In Abhängigkeit der geschossweisen Wandrotation entsteht eine Einspannwirkung an den Übergangsstellen Wand-Decke, die die Momentenverteilung über die Gebäudehöhe unmittelbar beeinflusst.

Das Aufklaffen der Kontaktfuge zwischen Wand und Decke verdeutlicht die stattfindende Interaktion. So neigen Wände unter niedriger Normalkraftbeanspruchung in oberen Geschossen zu höheren Wandrotationen und folglich ausgeprägteren Einspanneffekten. Gleichzeitig weist die Momentenverteilung zwischen kurzen und langen Wänden Unterschiede auf. Außerdem verursacht die Kippbewegung der globalen Gebäudestruktur eine Verlagerung der Vertikallasten von der Lastangriffsseite (W1) zur lastabgewandten Seite (W5), was sich wiederum bei der entsprechenden Momentenverteilung bemerkbar macht.

In Jäger et al. [53] wird der Einfluss der Deckensteifigkeit auf die Schnittgrößenverteilungen erläutert. Bei hoher Deckensteifigkeit bildet sich eine rahmenartige Schnittgrößenverteilung aus. Die absoluten Maxima der Biegemomente über die Gebäudehöhe in der Wand sind daraufhin geringer. Dementgegen werden im Falle niedriger Deckensteifigkeit über die Decken keine signifikanten Biegemomente übertragen. Im deutschsprachigen Raum wird häufig vereinfachend der Fall einer niedrigen Steifigkeit, also einer schwachen Kopplung zwischen Wand und Decke, angenommen. Die Abbildung der Wand als Kragarm über die gesamte Gebäudehöhe führt zu einer starken Unterschätzung der Schubtragfähigkeit der Gesamtstruktur [53].

2.3.1 Momentenverteilungsfaktor

Die oben beschriebene Einspannwirkung lässt sich auf einen kinematischen Mechanismus zurückführen. Mauerwerkswände unter Horizontalbeanspruchung haben aufgrund der fehlenden Zugübertragung eine Tendenz zum „Aufstellen“, einer geschossweisen Wandrotation. Diese Verformung wird mit zunehmendem Maß von der Decke behindert, wodurch eine Rückstellwirkung auf die Wand ausübt wird. Mit anderen Worten, die Resultierende der Vertikallast „wandert“ mit zunehmender Wandrotation in die Eckbereiche. Die Lage der Resultierenden bestimmt sich aus dem Gleichgewicht der angreifenden Vertikallasten und der Querkräfte in Verbindung mit der verdrehsteifigkeitsabhängigen Rückstellwirkung der Decke. Eine allgemeingültige Beschreibung stellt der Faktor ψ als Quotient der Höhe des Momentennulldurchgangs h_0 und der Wandhöhe h dar. Anhand Abbildung 2.6 wird dieser Zusammenhang verdeutlicht.

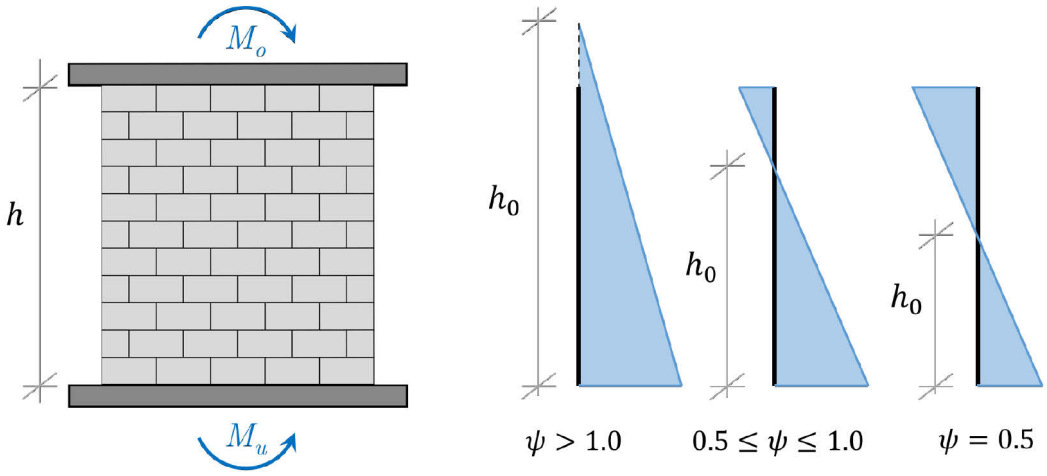


Abbildung 2.6: **Einfluss des Momentenverteilungsfaktors auf die Momentenverteilung der Einzelwand [49]**

Der Momentenverteilungsfaktor ψ wird in Abhängigkeit des Wandkopfmomentes M_o und des Wandfußmomentes M_u für den Fall $|M_u| \geq |M_o|$ mittels der Gleichung

$$\psi = \frac{h_0}{h} = \frac{M_u}{M_u - M_0} \qquad \text{2-9}$$

beschrieben. Dieser Ansatz gilt grundsätzlich für den im Mauerwerksbau üblichen Fall, dass das Wandfußmoment größer als das Wandkopfmoment ist. Der Wertebereich liegt theoretisch zwischen $\psi = 0{,}5$ für volleingespannte Wände, $\psi = 1{,}0$ für lastzentrierte Wände und dem absoluten Maximalwert $\psi_{max} = h_{Gebäude}/h = n_{Geschosse}$ als die Geschossanzahl.

Nun ist die Frage nach der baupraktischen Größenordnung des Momentenverteilungsfaktors sowie dessen Einflussfaktoren für den rechnerischen Nachweis von Mauerwerksstrukturen essenziell. Dazu sind in der Vergangenheit umfangreiche experimentelle und numerische Untersuchungen von Elsche [27], Petry et al. [42], Ötes et al. [48], Gellert [49], Butenweg [52], Jäger et al. [53] und Magenes et al. [54] durchgeführt worden, die den Momentenverteilungsfaktor in Abhängigkeit von mehreren Parametern beschreiben. Die numerischen Untersuchungen von Aussteifungssystemen und repräsentativen Mauerwerksgebäuden in Ötes et al. [50] und Butenweg [52] ergaben eine Abnahme der Einspannung mit zunehmender Wandlänge und Vertikallast in der Wand. Die Ergebnisse von Butenweg [52] in Abbildung 2.7 weisen große Streuungen der Momentenverteilungsfaktoren für betreffende Parameter auf.

Kurze Wände tendieren somit zu stärkeren Einspannungen, dies ist maßgeblich auf die höheren Wandrotationen, einhergehend mit dem Aufstellen der Wände, zurückzuführen. Bei längeren Wänden überschreiten die Momentenverteilungsfaktoren auch schonmal die halbe Geschossanzahl $n_{Geschosse}$. Wichtig ist anzumerken, dass diese Ergebnisse bezogen auf das Vertikallastniveau, die Belastungsrichtung und die Wandanordnung im Grundriss zu interpretieren sind. Eine allgemeingültige Formulierung ist somit nicht möglich, da die Ergebnisse stets auf die

jeweilige Gebäudekonfiguration bezogen sind [52]. Ein rechnerischer Ansatz der Momentenverteilungsfaktoren sollte daher stets konservativ ausfallen.

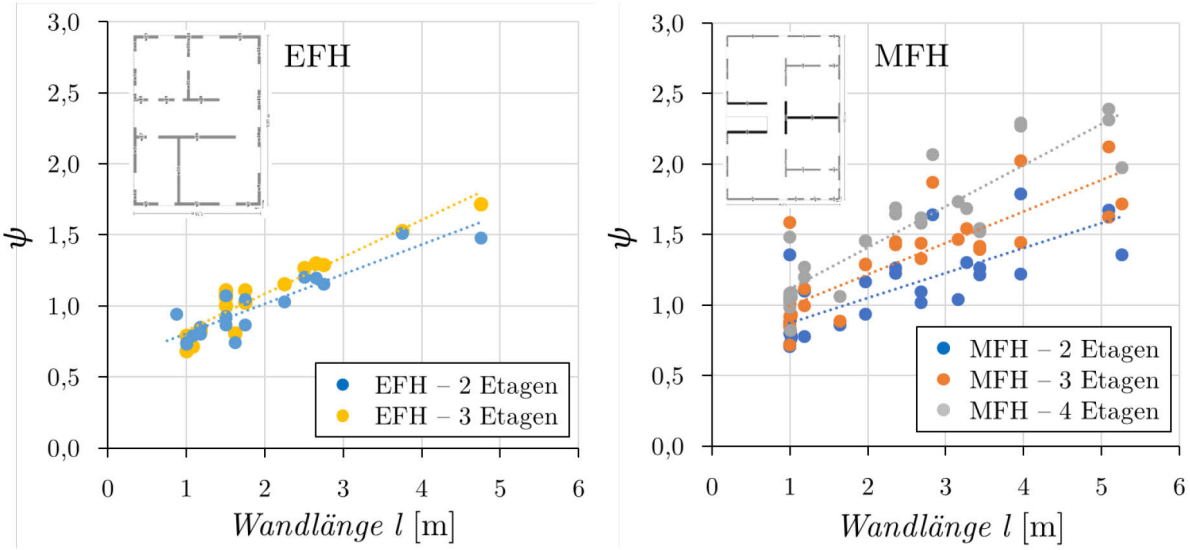


Abbildung 2.7: **Momentenverteilungsfaktoren in Abhängigkeit von Wandlänge *l* und Stockwerksanzahl – (links) Einfamilienhäuser; (rechts) Mehrfamilienhäuser nach [52]**

Im Rahmen von numerischen Untersuchungen an Gesamtgebäuden konnte von Elsche [27] gezeigt werden, dass sich die Einspannwirkung mit zunehmender Horizontalverschiebung der Aussteifungswände verstärkt. Mit dem Einsetzen der Horizontalverschiebung muss sich die Einspannung jedoch erst aufbauen. Mit anderen Worten, ein rückstellendes Moment wird erst durch das Aufklaffen der Lagerfugen und der damit verbundenen Umlagerung der Vertikalspannungen zu den Wandaußenkanten hin aktiviert. Die Maximalwerte, wie in Abbildung 2.8 dargestellt, variierten hauptsächlich zwischen $\psi = 0{,}5$ und 1,0, konvergierten aber tendenziell gegen $\psi = 0{,}5$. Dies bestätigt die Tendenz von kurzen Wänden zu hohen Einspannungen.

Aufgeführte Ergebnisse aus der Literatur zeigen deutlich, dass eine Bestimmung der Momentenverteilungsfaktoren ausschließlich mit Hilfe nichtlinearer Modelle möglich ist, die das Aufklaffen der Lagerfugen, also den Übergang der Wandsteifigkeit vom ungerissenen Zustand I in den teilweise gerissenen Zustand II, abbilden [2, 52]. Eine Vernachlässigung der Einspanneffekte und die damit verbundenen Effekte auf die Schubtragfähigkeit der Gebäudestruktur in Abhängigkeit des maßgebenden Versagensmechanismus führen unweigerlich dazu, dass die tatsächlichen Tragfähigkeitsreserven von Mauerwerksstrukturen nicht ansatzweise ausgeschöpft werden [55].

Die Realitätsnahe Abbildung des Kraftflusses mit sämtlichen Einspann- sowie Umlagerungseffekten stellt somit die Voraussetzung für eine effiziente Modellierung moderner wirtschaftlicher Gebäude aus Mauerwerk dar [56]. Gleichermaßen gilt dies bei der Durchführung experimenteller Untersuchungen an geschosshohen Prüfkörpern [57, 58]

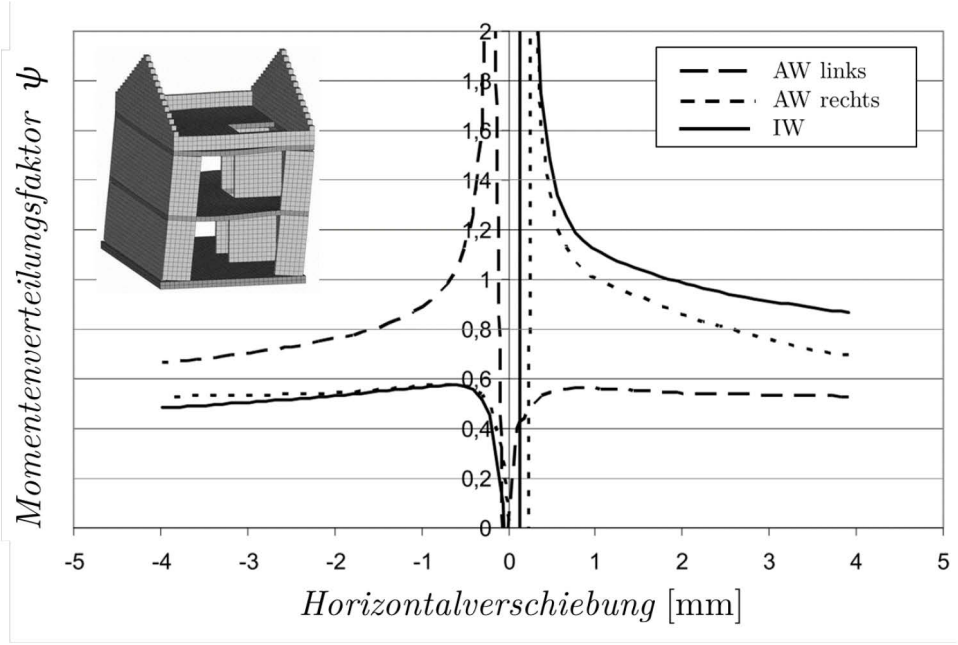


Abbildung 2.8: Entwicklung der Einspannwirkung eines Reihenhauses nach [27]

2.3.2 Umlagerung von Vertikallasten

Ein weiterer wichtiger Aspekt zur Beschreibung der Strukturinteraktion Wand-Decke ist die Umlagerung von Vertikallasten [42, 49, 59]. Aufgrund der Horizontalbeanspruchung der Gebäudestruktur kann es sowohl zu einer globalen als auch lokalen Umverteilung kommen.

Der erste Fall tritt maßgeblich bei sehr biegesteifen Konstruktionen auf. Dabei werden, wie in Abbildung 2.5 gezeigt, Vertikallasten global über das Gesamttragwerk auf die lastabgewandte Seite der Struktur umgelagert. Daneben kann auch eine lokale Umlagerung der Vertikallasten stattfinden. Dies ist besonders bei benachbarten Wänden bzw. Querwänden mit stark voneinander abweichenden Wandrotationen zu beobachten. Die sich jeweils aufstellende Wandscheibe „hebt“ quasi die Decke an, was zu einer Entlastung der angrenzenden Wände führt.

Je nach Lage der Schubwand im Grundriss und Richtung der horizontalen Einwirkung resultiert diese Lastumlagerung entweder in einer Erhöhung oder einer Abnahme der Normalkraft in der Wand. In Verbindung damit steigt bzw. sinkt die Schubtragfähigkeit [49].

2.3.3 Teilauflagerte Geschossdecken

Steigende Anforderungen an den Baustoff Mauerwerk besonders hinsichtlich seiner bauphysikalischen und statischen Eigenschaften haben in der jüngeren Vergangenheit zur Entwicklung aufwendiger Bauwerksdetails geführt. Insbesondere im Kontext zunehmender Wärmeschutzanforderungen ist der Wand-Decken-Knoten, in der Ausführungsvariante mit Stirndämmung, aus statischer Sicht von immer größerer Bedeutung [60]. In Abbildung 2.9 werden typische Ausführungsvarianten dargestellt.

Die Anordnung einer vorgelagerten Stirndämmung verursacht eine reduzierte Deckenauflagertiefe, die wiederum das Tragverhalten einer Außenwand beeinflusst. In der Folge ergibt sich eine planmäßig konzentrierte exzentrische Lasteinleitung der Geschosslast durch die teilweise aufliegende Decke in die Außenwand. Zusätzlich zu den hohen lokalen Beanspruchungen erfährt die Wand eine erhöhte Knickgefahr aufgrund der Verschiebung des Momentennullpunktes aus der Wandmitte weg. Die Empfehlung für eine ideale bezogene Deckenauflagertiefe unter Berücksichtigung der Aspekte Statik, Schallschutz und Brandschutz von Kranzler [60] nennt eine bezogene Deckenauflagertiefe von a/t = 2/3 bei gleichzeitigem Verzicht auf einen Abmauerstein.

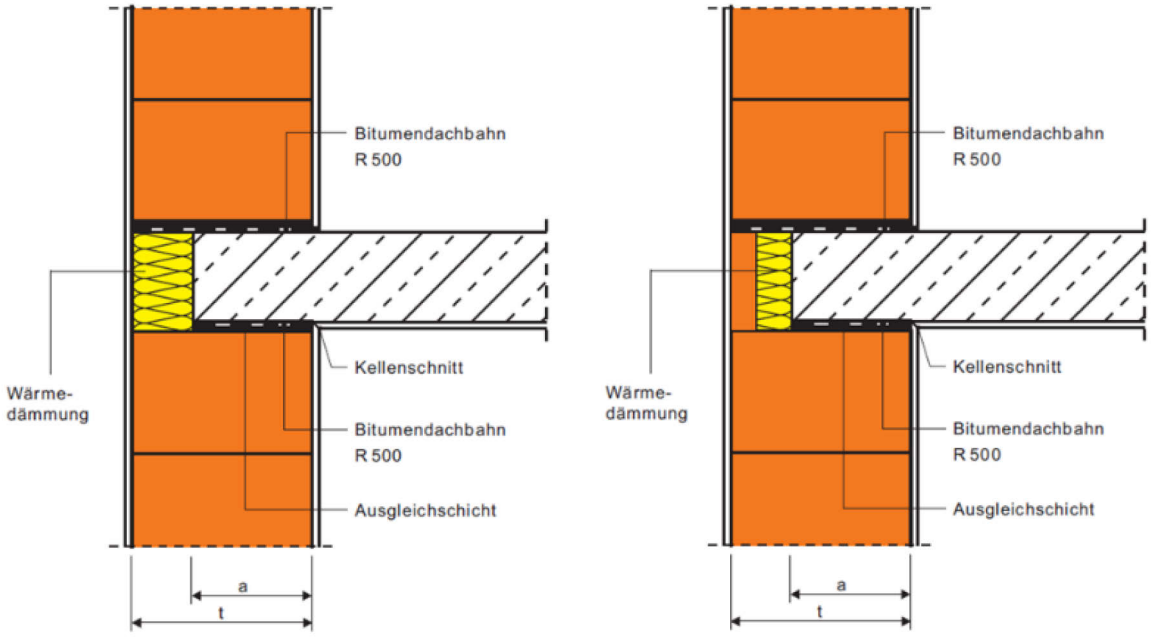


Abbildung 2.9: Ausführungsvarianten des Außenwand-Decken-Knotens [60]

Der Einfluss der planmäßig exzentrischen Einleitung von Vertikallasten auf die Schubtragfähigkeit der Wände bleibt in der Baupraxis bislang völlig unberücksichtigt. Die Bemessung von Mauerwerkswänden wird gemäß DIN EN 1996-1-1/NA [4] getrennt für die Beanspruchung durch exzentrische Normalkräfte (senkrecht zu den Lagerfugen aus der Wandebene) einerseits und zentrische Scheibenkräfte andererseits geführt. Die kombinierte Beanspruchung in Form einer zweiachsigen Biegung ist nicht vorgesehen. Der überwiegende Teil der experimentellen und analytischen Untersuchungen zum Thema exzentrisch zur Wandebene, bzw. zweiachsig belastetes Mauerwerk legt bisher den Fokus auf den vertikalen Lastabtrag [61–66].

Auf theoretischem Wege leitet Furler in [66] Exzentrizitäts-Krümmungs- und Biegemoment-Normalkraft-Interaktions-Beziehungen für Backsteinmauerwerk unter exzentrische Normalkraftbeanspruchung her und berechnete die Durchbiegung eines exzentrisch gedrückten Stabes numerisch an einem Starrkörper-Feder-Modell basierend auf der Methode der Column-Deflection-Curves. Erweitert wird die Arbeit von Mojsilovic [29] durch die Entwicklung eines analytischen Modells zur Ermittlung der Tragfähigkeit von kombiniert beanspruchtem Mauerwerk.

Die Tragfähigkeit des Wand-Decken-Knotens wird experimentell und numerisch in der Arbeit von Baier [67] mit Schwerpunkt auf den Einfluss der Deckenverdrehung untersucht. Durch die behinderte Verdrehung der Deckenplatten entstehen in Geschossbauten Einspannmomente an der Verbindungsstelle zwischen Decken und Wänden, dem Wand-Decken-Knoten, die in die Wandkonstruktionen abgeleitet werden. Es erfolgt die Herleitung eines erweiterten Modells zur Bestimmung der Knotenmomente. Zur Vermeidung der negativen Einflüsse aus der Deckenverdrehung auf das Tragverhalten von Außenwänden, wird in Jäger et al. [68] die Konstruktion einer neue Zentrier- und Trennlage vorgeschlagen. Neben dem Zweck der Trennung dient diese Einbaulage einer zentrierten Lasteinleitung in die Wände. Dadurch kann der Wandquerschnitt statisch besser ausgenutzt und das Aufklaffen am Endlager vermindert werden.

Reitmayer [62] untersuchte den Einfluss des Wand-Decken-Knotens auf die Tragfähigkeit und die Bemessung von monolithischen Ziegelaußenwänden. Im Fokus der Untersuchungen stand überwiegend vertikal beanspruchtes Mauerwerk aus hochwärmedämmenden Planhochlochziegeln. Auf der Grundlage von experimentellen und rechnerischen Untersuchungen erfolgte in der Arbeit die Ableitung eines Bemessungsansatzes für einschalige Ziegelaußenwände unter Berücksichtigung der durch die Lastexzentrizität verursachten hohen Teilflächenpressungen und der größeren Knickgefährdung der Wand.

Dolatshahi et al. führen in [69, 70] experimentelle und rechnerische Untersuchungen an Mauerwerkswänden für Belastungen in Wandebene, senkrecht zur Wandebene und für kombinierte Belastungssituationen durch. Die Versuche wurden mit statisch zyklischen Lastprotokollen verformungsgesteuert durchgeführt, wobei die Belastung senkrecht zur Ebene am Wandkopf aufgebracht wurde. Die Resultate der experimentellen Untersuchungen zeigten eine deutliche Beeinflussung der Versagensformen in und senkrecht zur Wandebene, die auch in Simulationen bestätigt werden konnte. Die Ergebnisse können aber nur in der Tendenz auf die deutsche Ziegelbauweise übertragen werden, da kleinformatige Vollziegel mit Normalmörtel und vermörtelten Stoßfugen verwendet wurden. Diese führen zu deutlich unterschiedlichen Wandeigenschaften im Vergleich zu hochwärmedämmenden Mauerziegeln mit Dünnbettmörtel.

Experimentelle Untersuchungen von Fehling et al. [71] an der Universität Kassel an Wandscheiben aus Hochlochziegeln unter biaxialer Belastung (Normalkraftbeanspruchung und Horizontalbeanspruchung in der Wandebene) führen zu dem Schluss, dass eine exzentrische Einleitung der Auflasten keinen negativen Einfluss auf die Schubtragfähigkeit hat. Auf Basis der Untersuchungsergebnisse wird eine Berücksichtigung der reduzierte Deckenauflagertiefe am Wandkopf und -fuß bei der Bemessung als nicht erforderlich erachtet [72].

In erneuten Untersuchungen von Pfetzing et al. [73] wird hingegen eine Abhängigkeit der Schubtragfähigkeiten von der Auflagertiefe der Deckenplatten festgestellt. Die dort ermittelten Reduktionswerte β_R für Wände mit einer effektiven Auflagertiefe $a < t$ sind in Tabelle 2.1 aufgeführt. Demnach hat eine pauschale Abminderung der Schubtragfähigkeit für eine minimale Auflagertiefe von $a = 2/3t$ um den Faktor $\beta_R = 0.8$ zu erfolgen. Zwischenwerte bis zu einer vollflächigen Auflagertiefe dürfen linear interpoliert werden.

Tabelle 2.1: Schubtragfähigkeitsreduktion nach Pfetzing et al. [73]

Ziegeltyp		Großkammer			Ziegeltyp		Kleinlochung	
a/t		1.00	0.75	0.50	a/t		1.00	0.67
	l = 1.50m	1.00	1.00	0.87		l = 1.0m	1.00	0.78
β_R	l = 2.25m	1.00	1.02	0.83	β_R	l = 2.0m	1.00	0.86
	Mittelwert	1.00	1.01	0.85		Mittelwert	1.00	0.82

2.4 Zusammenfassung

Das Kapitel beschreibt den Stand der Technik bezüglich der wesentlichen Eigenschaften und Tragmechanismen von aussteifendem Mauerwerk unter Horizontalbelastung. Einleitend wird auf die Materialeigenschaften von unbewehrtem Mauerwerk eingegangen. Das Materialverhalten von Mauerwerk wird maßgeblich durch die beiden Komponenten Mauerstein und Mauermörtel sowie deren Zusammenwirken und Verarbeitung im Mauerwerksverband bestimmt. Die Heterogenität des Baustoffs, infolge des regelmäßigen Rasters von Lager- und Stoßfuge, in Verbindung mit einem spannungsabhängigen kohäsiven Kontakt der Fugen, sowie der richtungsabhängigen Festigkeit der gelochten Mauersteine, führt zu einem orthotrop-nichtlinearen Materialverhalten.

Infolgedessen ist das Schubtragverhalten von Mauerwerksscheiben unter Horizontalbeanspruchung in Abhängigkeit der Geometrie und Randbedingungen durch verschiedene Versagensmechanismen charakterisiert. Diese lassen sich in Biege- und Schubversagen unterscheiden. Zur analytischen Beschreibung der Schubtragfähigkeit unter Berücksichtigung der auftretenden Versagensmechanismen dient in der deutschen Normung die Schubbruchtheorie nach Mann & Müller [31]. Auf Basis der zulässigen Spannungen je Versagensfall lässt sich die Tragfähigkeit von Mauerwerk unter Druck- und Schubbeanspruchung ermitteln.

Abschließend wird das Zusammenwirken der Einzelwand mit der Gebäudestruktur behandelt. Die Randbedingungen im Gesamttragwerk beeinflussen den rechnerischen Nachweis der Horizontalaussteifung wesentlich. Zu den entsprechenden Einflussfaktoren im Tragwerk zählen die Biegesteifigkeit der Deckenplatte, die Anordnung der Mauerwerksscheiben im Grundriss sowie die Anzahl der Geschosse. In Abhängigkeit der Wechselwirkung zwischen der Verformung der Deckenplatte und der geschossweisen Wandrotation entsteht eine Einspannwirkung an den Übergangsstellen Wand-Decke, die die Momentenverteilung über die Gebäudehöhe unmittelbar beeinträchtigt. Zur allgemeingültigen Beschreibung wird der Momentenverteilungsfaktor ψ als relative Höhe des Momentennulldurchgangs herangezogen. Im Zusammenspiel mit der Wandrotation kann das Aufstellen der Wände eine Umlagerung der Vertikallasten zur Folge haben. Die Schubtragfähigkeit ist wiederum unmittelbar abhängig von der Höhe der Normalkraft in der Wand.

Ein weiterer Aspekt ist die reduzierte Deckenauflagertiefe am Wand-Decken-Knoten verursacht durch die Anordnung einer vorgelagerten Stirndämmung. Das Resultat ist eine planmäßig

konzentrierte exzentrische Lasteinleitung der Geschosslast durch die teilweise aufliegende Decke in die Außenwand. Die bisherigen Erkenntnisse in der Literatur zum Einfluss der kombinierten Beanspruchung (in- und senkrecht zur Wandebene) stellen sich als unzureichend dar. Erste Untersuchungen lassen auf eine Abhängigkeit der Schubtragfähigkeiten von der effektiven Auflagertiefe der Deckenplatten schließen.

3 NACHWEIS VON AUSSTEIFENDEN MAUERWERKSWÄNDEN

Im vorliegenden Kapitel werden praxisübliche Berechnungsverfahren und Gebäudemodelle genannt. Darauffolgend werden die aktuellen normativen Bemessungsansätze vorgestellt und bewertet. Abschließend werden modifizierte Bemessungsvorschläge beschrieben.

3.1 Berechnungsverfahren

Der Nachweis von Mauerwerksstrukturen gegen Horizontalbeanspruchung ist, neben der konventionellen Windlast, für Regionen mit Erdbebenbelastung von besonderer Bedeutung. Im Zuge dessen zählen die Wahl eines brauchbaren Berechnungsmodells sowie -verfahrens zu den wichtigsten Aufgaben des Planers. Zu einem nicht geringen Teil wird der Auswahlprozess durch die angestrebte Abbildung der mauerwerksspezifischen Eigenschaften aus Kapitel 2 beeinflusst. Nachfolgend sollen ausschließlich die allgemeinen Charakteristika beider genannt werden. Für ausführliche Erläuterung aller damit verbundenen Aspekte wird auf Gellert [49] und Meskouris et al. [74] verwiesen.

Für den rechnerischen Nachweis von Mauerwerksbauten unter Erdbebenbelastung kann zwischen linearen und nichtlinearen Berechnungsverfahren unterschieden werden. Die nach DIN EN 1998 [6, 5] zugelassenen Verfahren werden nachfolgend aufgelistet:

- Lineare Verfahren:
    - Ersatzkraftverfahren
    - Antwortspektrenverfahren
- Nichtlineare Verfahren:
    - Pushoverberechnung
    - Zeitverlaufsberechnung

Die Ermittlung der Tragwerkswiderstands erfolgt im Rahmen der linearen Berechnungsverfahren stets einzeln materialabhängig für jedes Bauteil. Effekte aus der Wand-Gebäudestruktur-Interaktion aus Kapitel 2.3, wie zum Beispiel die Einspannwirkung aufgrund des Aufklaffens der Lagerfugen bzw. einer Vertikallastumlagerung zwischen den Wänden, können folglich nicht abgebildet werden. Vor dem Hintergrund die Tragreserven möglichst wirtschaftlichen auszunutzen bedeutet dies allerdings, dass die erbrachten Nachweise stark auf der sicheren Seite liegen. Gleichzeitig bieten lineare Nachweise einen überschaubaren Berechnungsaufwand in Verbindung mit einer guten Nachvollziehbarkeit der Ergebnisse.

Während nichtlineare Berechnungsverfahren, wie beispielsweise die Zeitverlaufsberechnung, in der Baupraxis, aufgrund ihrer Komplexität sowie des Arbeitsaufwands bei Modellierung und Interpretation, selten zur Anwendung kommen, ermöglichen sie eine deutlich bessere Ausnutzung der Tragreserven. Die nichtlineare verformungsbasierte Pushoverberechnung stellt diesbezüglich für den Mauerwerksbau eine zweckmäßige Alternative dar.

Im Gegensatz zu den linearen Verfahren findet die Beurteilung des Tragwerksverhaltens nicht über die Schnittkräfte der Aussteifungselemente, sondern über die inelastische Verformungsfähigkeit des Tragwerks statt [49]. Eine verformungsbasierte Bemessung arbeitet folglich nach dem Prinzip die zunehmende Duktilität des Tragwerks aufgrund lokaler Schäden zur Energiedissipation heranzuziehen. Das Auftreten lokaler Schäden infolge außergewöhnlicher Einwirkungen darf laut DIN EN 1990 [75] akzeptiert werden, wenn die Stabilität des Tragwerks nicht gefährdet wird, die Gesamttragfähigkeit erhalten bleibt und diese erlaubt, die notwendigen Sicherungsmaßnahmen durchzuführen.

3.1.1 Berechnungsmodelle

Die Wahl des Berechnungsmodells wurde bereits als wichtiges Kriterium bei der Nachweisführung beschrieben. Zwischen Berechnungsmodell und Berechnungsverfahren besteht eine gegenseitige Abhängigkeit in Bezug auf den Detailgrad. Die gängigen Berechnungsmodelle untergliedern sich in ebene oder räumliche, lineare oder nichtlineare Modelle [49].

Eine ebene Modellierung bildet die Eigenschaften des Tragwerks stark vereinfacht ab. Die Anwendung ist dahingehend stets mit Einschränkungen verbunden. Zu den Anwendungsgrenzen zählen maßgeblich die räumlichen Einflüsse aus planmäßiger und unplanmäßiger Torsionwirkung. Ansätze zur Berücksichtigung der Torsionwirkung sind je nach zu Grunde gelegtem Berechnungsmodell zu wählen [76].

Die stärkste Vereinfachung stellt in der Baupraxis das Ersatzstabmodell dar. Die Rahmenwirkung der Decke und Brüstung bleibt dabei unberücksichtigt, sodass die Einzelwände als gebäudehohe Kragarme abgebildet werden. Die Systemsteifigkeit ergibt sich aus der Addition der einzelnen Kragarmsteifigkeiten. Die nächste Stufe bildet das Rahmensystem. Die Systemsteifigkeit berechnet sich unter Ansatz der Riegelsteifigkeit, was wiederum die Berücksichtigung der nichtlinearen Tragwerkseigenschaften von Mauerwerksstrukturen ermöglicht.

Abschließend sind die linearen und nichtlinearen räumlichen Modelle zu nennen. Aufgrund ihrer dreidimensionalen Abbildung des Tragwerks unterliegen sie deutlich weniger Anwendungsgrenzen. Zu den Vorteilen gehören u.a. die realitätsnahe Abbildung der Wand-Struktur-Interaktion sowie des Schwingungsverhaltens. Demgegenüber stehen aber die komplexe Interpretation der Ergebnisse sowie die aufwändige Modellierung.

3.2 Normative Bemessung

Nachfolgend werden die analytischen Berechnungsansätze zur Beschreibung des Trag- und Verformungsverhaltens von unbewehrtem Mauerwerk unter Erdbebenbeanspruchung beschrieben. Die Nachweise werden im Grenzzustand der Tragfähigkeit für die seismische Bemessungssituation nach DIN EN 1996-1-1/NA [3, 4] in Verbindung mit DIN EN 1998-1/NA [6, 5] geführt.

3.2.1 DIN EN 1996

3.2.1.1 Kombinierte Belastung am Wandkopf und -fuß

Der Nachweis unter kombinierter vertikaler und horizontaler Belastung erfolgt durch Vergleich der aufgebrachten Normalkraft N_{Ed} und des Widerstandes N_{Rd}. Der Widerstand ergibt sich nach Eurocode 6, Abschnitt 6.1.2 [4]:

$$N_{Rd} = \Phi \cdot l \cdot t \cdot f_d \qquad \text{3-1}$$

Dabei ist:

- Φ der Abminderungsfaktor am Kopf oder Fuß der Wand zur Berücksichtigung der Schlankheit und Lastausmitte
- l die Länge der Wandscheibe
- t die Dicke der Wandscheibe
- f_d die Bemessungsdruckfestigkeit des Mauerwerkes; $f_d = f_k/\gamma_M$.

Die Exzentrizität muss für ausmittige Belastung sowohl in der Wandebene als auch aus der Wandebene am Wandfuß und Wandkopf ermittelt werden. Der Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung der Lastausmitte e_W in Wandebene (*In-Plane*) bestimmt sich zu

$$\Phi_y = 1 - 2 \cdot \frac{e_W}{l} = 1 - 2 \cdot \frac{M_{Ed}}{N_{Ed} \cdot l} \qquad \text{3-2}$$

Dabei ist:

- e_W die Lastexzentrizität am Wandkopf, -fuß in Wandlängsrichtung; $e_W = M_{Ed}/N_{Ed}$
- M_{Ed} Bemessungswert des in Wandlängsrichtung einwirkenden Momentes
- N_{Ed} der Bemessungswert der am Kopf bzw. Fuß der Wand wirkenden Vertikalkraft.

Der Abminderungsfaktor infolge einer Lastexzentrizität aus der Wandebene ergibt sich zu:

$$\Phi_z = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t} \tag{3-3}$$

wobei e_i die Exzentrizität Wandkopf bzw. -fuß ist, die nach der folgenden Gleichung berechnet wird:

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he} + e_{init} \geq 0{,}05 \cdot t \tag{3-4}$$

Dabei ist:

M_{id} der Bemessungswert des Biegemomentes am Wandkopf bzw. -fuß, resultierend aus der ausmittigen Deckenauflagerung.

N_{id} der Bemessungswert der am Wandkopf bzw. -fuß wirkenden Vertikalkraft

e_{he} die Ausmitte am Wandkopf bzw. -fuß infolge horizontaler Lasten (z.B. Wind),

e_{init} die ungewollte Ausmitte am Wandkopf bzw. -fuß.

Es ist darauf hinzuweisen, dass DIN EN 1996-1-1/NA [4] vorschreibt, die Abminderungsfaktoren für Exzentrizitäten in der Ebene bzw. aus der Ebene zu kombinieren, während das Basisdokument DIN EN 1996-1-1 [3] keine Kombination dieser Faktoren vorsieht und beide Richtungen getrennt nachweist. Für den kombinierten Abminderungsfaktor Φ_{TOT} nach DIN EN 1996-1-1/NA [4] zur Anwendung in Gleichung 3-1 gilt:

$$\Phi_{TOT} = \Phi_y \cdot \Phi_z \tag{3-5}$$

3.2.1.2 Kombinierte Belastung in Wandmitte

Der Nachweis in Wandmitte wird entsprechend dem Nachweis am Wandkopf bzw. -fuß geführt. Der Widerstand ergibt wie folgt:

$$N_{Rd} = \Phi_m \cdot l \cdot t \cdot f_d \tag{3-6}$$

Der resultierende Abminderungsfaktor Φ_m wird unter Berücksichtigung folgender Ausmitten ermittelt:

$$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0{,}05 \cdot t \tag{3-7}$$

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} + e_{init} \tag{3-8}$$

Dabei ist:

e_m die Ausmitte infolge der Lasten

e_k die Ausmitte infolge Kriechens: $e_k = 0{,}002 \cdot \frac{\Phi_\infty \, h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{t \cdot e_m}$

M_{md} der Bemessungswert des größten Momentes in halber Wandhöhe, resultierend aus den Momenten am Kopf und Fuß der Wand, einschließlich der Biegemomente aus allen anderen ausmittig angreifenden Lasten

N_{md} der Bemessungswert der Vertikallast in halber Wandhöhe einschließlich aller anderen ausmittigen Lasten

e_{hm} die Ausmitte in halber Wandhöhe infolge horizontaler Lasten

e_{init} die ungewollte Ausmitte mit einem Vorzeichen, mit dem der absolute Wert für e_m erhöht wird

h_{ef} die Knicklänge nach DIN EN 1996-1-1/NA, Abschnitt 5.5.1.2 [4]

t_{ef} die wirksame Wanddicke nach DIN EN 1996-1-1/NA, Abschnitt 5.5.1.3 [4]

Φ_∞ der Endkriechwert nach nach DIN EN 1996-1-1/NA, Abschnitt 3.7.4 (2) [4].

3.2.1.3 Schubbeanspruchung in Scheibenrichtung

Der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit in Scheibenrichtung V_{Rd} wird nach DIN EN 1996-1-1/NA [4], NCI 6.2 ermittelt:

$$V_{Rd} = f_{vd} \cdot l_{cal} \cdot t \cdot \frac{1}{c} \qquad \textbf{3-9}$$

Dabei ist:

f_{vd} der Bemessungswert der Schubfestigkeit f_{vk}; mit $f_{vd} = f_{vk}/\gamma_M$

l_{cal} die rechnerische Wandlänge. Für den Nachweis von Wandscheiben unter Windbeanspruchung gilt: l_{cal}= 1,125 l bzw. l_{cal}= 1,333 $l_{c,lin}$. Der kleinere der beiden Werte ist maßgebend. In allen anderen Fällen ist l_{cal}= l bzw. $l_{c,lin}$.

t die Dicke der Wandscheibe

c Schubspannungsverteilungsfaktor; Zwischenwerte dürfen lin. interpoliert werden

$c = 1{,}0$ für $h/l \leq 1$

$c = 1{,}5$ für $h/l \geq 2$

h die Höhe der Wandscheibe

l die Länge der Wandscheibe

$l_{c,lin}$ die überdrückte Länge der Wandscheibe: $l_{c,lin} = \frac{3}{2}\left(1 - 2\frac{e_W}{l}\right) l \leq l$

e_W die Lastexzentrizität am Wandkopf, -fuß in Wandlängsrichtung;
$e_W = M_{Ed}/N_{Ed}$

M_{Ed} Bemessungswert des in Wandlängsrichtung einwirkenden Momentes

N_{Ed} der Bemessungswert der am Kopf bzw. Fuß der Wand wirkenden Vertikalkraft.

Es ist anzumerken, dass bei einer Schnittkräfteermittlung an einem vom Kragarm abweichenden Modell, die Nachweisführung nach DIN EN 1996-1-1/NA, Anhang NA.K.3 (1) [4] erfolgen darf. Es können somit positive Effekte aus der Einspannwirkung in Form von rückstellenden Kräften bei der Schnittgrößenermittlung der Wandscheiben berücksichtigt werden.

Hierbei ergibt sich die Exzentrizität e_w der einwirkenden Normalkraft in Wandlängsrichtung zur Bestimmung der überdrückten Wandscheibe $l_{c,lin}$ für Gleichung 3-9 aus den Bemessungswerten von Normalkraft N_{Ed} und Querkraft V_{Ed} mit der Schubschlankheit λ_v am Wandkopf bzw. Wandfuß zu:

$$e_w = \frac{V_{Ed}}{N_{Ed}} \lambda_v \qquad \textbf{3-10}$$

Die Schubschlankheit ergibt sich als Produkt des Momentenverteilungsfaktors und der Wandschlankheit zu:

$$\lambda_v = \psi \cdot \frac{h}{l} \qquad \textbf{3-11}$$

Die charakteristische Schubfestigkeit f_{vk} wird aus dem Minimum der beiden Grenzwerte nach Gleichung 3-12 bestimmt.

$$f_{vk} = min(f_{vlt1}; f_{vlt2}) \qquad \textbf{3-12}$$

Schubversagen infolge von Reibungsversagen

Der Grenzwert f_{vlt1} ergibt sich für vermörtelte Stoßfugen bei Reibungsversagen zu

$$f_{vlt1} = f_{vk0} + 0{,}4 \cdot \sigma_{Dd} \qquad \textbf{3-13}$$

Für unvermörtelte Stoßfugen, aber mit knirsch gestoßenen Steinen, beträgt der Grenzwert

$$f_{vlt1} = 0{,}5 \cdot f_{vk0} + 0{,}4 \cdot \sigma_{Dd} \qquad \textbf{3-14}$$

Dabei ist:

f_{vk0} die Haftscherfestigkeit

σ_{Dd} der Bemessungswert der zugehörigen Druckspannung an der Stelle der maximalen Schubspannung.

Schubversagen infolge von Steinzugversagen

Der zweite Grenzwert f_{vlt2} ergibt sich zu

$$f_{vlt2} = 0{,}45 \cdot f_{bt,cal} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_{Dd}}{f_{bt,cal}}} \qquad \textbf{3-15}$$

Dabei ist:

$f_{bt,cal}$ die rechn. Steinzugfestigkeit nach DIN EN 1996-1-1/NA, NPD 3.6.2(3) [4].

3.2.2 DIN EN 1998

Die DIN EN 1998-1/NA [6] enthält die besonderen Regeln für Mauerwerksbauten unter Erdbebenbeanspruchung. Ergänzend führt die DIN EN 1998-3 [77] für nichtlineare Nachweisformate einen Grenzwert der Schubkapazität bei Biegedruckversagen für unbewehrte Mauerwerkswände unter kombinierter Biege- und Normalkraftbeanspruchung nach Gleichung 3-16 ein.

$$V_{BL} = \frac{l \cdot N_{Ed}}{2 \cdot h_0} \cdot \left(1 - 1{,}15 \cdot \frac{\sigma_0}{f_d}\right) \qquad \textbf{3-16}$$

Dabei ist:

l die geometrische Wandlänge

N_{Ed} die zentrische Vertikallast

h_0 Abstand zwischen dem Querschnitt, in dem die Biegekapazität erreicht wird, und dem Wendepunkt (siehe Abbildung 2.6)

σ_0 die mittlere Bemessungsnormalspannung

f_d der Bemessungswert der Mauerwerksdruckfestigkeit

Darüber hinaus werden in DIN EN 1998-1-1/NA [6] Verformungsfähigkeiten als Funktion der gegenseitigen Stockwerksverschiebung aufgeführt. Unter Ansatz einer elastischen – ideal-plastischen Kraft-Verformungskurve gelten die in Tabelle 3.1 angegebenen Grenzverschiebungen.

Tabelle 3.1: Maximale Verformungen zwischen Wandfuß und Wandkopf [6]

Versagensart	Endverformung	Kriterium
Biegeversagen	$0{,}006 \cdot \frac{h^2}{l} \cdot \psi$	
Schubversagen	$0{,}004 \cdot h$	$\sigma_0 \leq 0{,}15 \cdot f_k$
	$0{,}003 \cdot h$	$\sigma_0 > 0{,}15 \cdot f_k$

3.2.3 Kritische Bewertung

Die normativen Ansätze zur Bestimmung der Schubfestigkeit von Mauerwerk sehen sich spätestens seit der Einführung der neuen Normengeneration wiederkehrender Kritik ausgesetzt. Zum einen wird die Anwendung des Bemessungskonzeptes nach EC6 [3, 4] in Verbindung mit der Gültigkeit der Schubbruchkriterien hinterfragt [25, 28]. Zum anderen wird die unzureichende Abbildung der Interaktionseffekte innerhalb der Gebäudestruktur zwischen Wand-Decke und Wand-Wand infolge stark vereinfachter Modellierungsannahmen bei der Schnittgrößenermittlung bemängelt [2, 56, 26, 51]. Beide Aspekte führen im Rahmen der baupraktischen Umsetzung zur unzureichenden Ausnutzung von bestehenden Tragreserven. Der zweite Aspekt ist bereits in Abschnitt 2.3 diskutiert worden.

In Kranzler [28] ist eine ausführliche Analyse und Bewertung von Berechnungsmodellen und Bemessungsmethoden beschrieben. Zusammenfassend werden folgende Diskrepanzen identifiziert:

- Die Balkentheorie ist bei Wänden mit geringer Schubschlankheit nur bedingt geeignet die Tragfähigkeit bei Schubversagen zu erfassen. Die tatsächlich auftretende Spannungsverteilung in den Wandscheiben wird, aufgrund der Annahme einer parabolischen Schubspannungsverteilung über die Wandscheibenlänge über den Schubspannungsverteilungsfaktor c, nur unzureichend abgebildet. Die in der Praxis stattfindende Lastumlagerung innerhalb der Wandscheiben wird gänzlich vernachlässigt.

- Schubfestigkeitsmodelle gelten nicht in Randbereichen. Die Anwendung der Schubfestigkeitsmodelle (siehe Abschnitt 2.2.2) im Eckbereich der Wandscheibe steht im Widerspruch zu den Modellannahmen eines konstanten Normal- und Schubspannungsverlaufs entlang der Überbindelängen. Der entsprechende Ansatz führt unter Berücksichtigung der überdrückten Länge am Wandfuß zu einer Unterschätzung der Tragfähigkeit.

- Die Sensitivität einzelner Eingangsparameter wird rechnerisch falsch eingeschätzt. Häufig führt die Änderung eines Eingangsparameters bei den Berechnungsergebnissen zu deutlich signifikanteren Änderungen, als entsprechende experimentelle Wandversuche. Veranschaulicht wird dies durch den umstrittenen Ansatz der Steinzugfestigkeit hinsichtlich der Art (Längs-, bzw. Schrägzugfestigkeit) und des Nachweisortes (Steinmitte, Steinrand).

- Der Einfluss unvermörtelter Stoßfugen auf das Steinzugversagen wird nicht wirklichkeitsnah abgebildet. Durch die Vernachlässigung der Spannungsübertragung über die Stoßfugen erfährt der Stein in der Mitte eine Erhöhung der Schubspannungen. Rechnerisch wird diese Erhöhung in Mann & Müller [31] mittels eines Umrechnungsfaktors von 2,3 abgeschätzt. Die Gegenüberstellung von entsprechenden Versuchen mit un- bzw. vermörtelten Stoßfugen zeigen hingegen einen deutlich geringeren Einfluss. Diese Problematik ist in Verbindung mit der vorherigen Problematik bezüglich des tatsächlichen Nachweisortes für Steinzugversagen zu sehen.

- Die Gegenüberstellung der maßgebenden Versagensart aus analytischer Berechnung mit der experimentell Beobachteten führt oftmals zu abweichenden Ergebnissen. Die falsche Zuordnung wird maßgeblich auf das der Norm zugrunde liegende Minimumkriterium zurückgeführt. In der Folge wird die Anwendung eines empirischen Abgrenzungskriteriums empfohlen.

Es wird deutlich, dass das aktuell gültige Schubbemessungskonzept von unbewehrtem Mauerwerk unter Horizontalbeanspruchung ein enormes Optimierungspotential aufweist.

3.3 Modifizierte Bemessungsvorschläge

Aufgrund bekannter Defizite der Bemessungsansätze für Mauerwerk sind, neben erweiterten Schubbruchtheorien, auch modifizierte Bemessungsvorschläge in der jüngeren Vergangenheit erarbeitet worden. Zu den wichtigsten Entwürfen zählen Elsche [27] und Kranzler [28]. Daneben existieren noch weitere Vorschläge in der Literatur [78–80], auf die im Folgenden jedoch nicht weiter eingegangen werden soll.

Bemessungsvorschlag nach Elsche

Der alternative Bemessungsvorschlag nach Elsche [27] basiert auf der bekannten Schubbruchtheorie nach Mann & Müller[31] weist jedoch in mehreren Aspekten wesentliche Anpassungen auf. Hinsichtlich des Nachweisortes wird vorgeschlagen die Nachweise auf die momentenfreien Bereiche und den Eckbereich zu konzentrieren. Insofern Erstrisse im Eckbereich des Wandfußes auftreten, ist die Möglichkeit der Ausbildung einer neuen Druckstrebe zur Aufrechterhaltung des Gleichgewichts in der Wand nicht mehr gegeben, sodass die maximale Tragfähigkeit der Wand erreicht ist. Im Zuge dessen kommt ein um 10 % abgeminderter Biegedrucknachweis zur Anwendung. Treten die Erstrisse jedoch im Wandinneren auf, so erfolgt eine Bemessung auf Basis der von Elsche definierten Schubversagensfälle Reibversagen, Steinzugversagen. Die Schubtragfähigkeit kann in diesen Fällen nach der Erstrissbildung noch weiter gesteigert werden. Bei der Bemessung wird dezidiert zwischen einem Steinzugversagen in Steinmitte beziehungsweise am Steinrand unterschieden. Zur Berücksichtigung moderner Mauersteingeometrien und des Einflusses unvermörtelter Stoßfugen mindert Elsche den Umrechnungfaktor der Schubspannungen für den Nachweis von Steinzug in Steinmitte von 2,3 auf 2,13 ab. Des Weiteren wird die Schubfestigkeit infolge Reibversagen nicht mehr in Abhängigkeit des

Steinformats ermittelt, stattdessen erfolgt die Berücksichtigung der Stein-Mörtelkombination mit Hilfe eines pauschalen Faktors.

Bemessungsvorschlag nach Kranzler

Kranzler [28] stellt grundsätzlich die Sinnhaftigkeit eines Schubfestigkeitsmodells bei der Ermittlung der Tragfähigkeit von überwiegend horizontal beanspruchten Aussteifungsscheiben aus unbewehrtem Mauerwerk in Frage. Infolgedessen basiert die Herleitung des Bemessungsmodells in wesentlichen Punkten auf empirischen Daten aus [25, 26]. Mit dem Bemessungsvorschlag greift Kranzler den Wandparameter k_w aus einer Vorarbeit von Stürz [26] als ein Abgrenzungskriterium für den jeweils maßgebenden Versagensfall auf (siehe Gleichung 6-3).

Danach sind für $k_w \leq 0{,}06$ der Biegedrucknachweis am Wandfuß sowie der Nachweis gegen horizontales Gleiten zu führen. Der Biegedrucknachweis wird dabei implizit über den Nachweis der Vertikallasttragfähigkeit abgedeckt. Die Schubtragfähigkeit infolge horizontalen Gleitens in der unteren Lagerfugen wird im Vergleich zur Norm nicht mit einem abgeminderten Reibungsbeiwert μ ermittelt.

Im Falle $k_w > 0{,}06$ ist ein Schubnachweis zu führen. Der Ansatz entspricht dem von Stürz [26] hergeleiteten empirischen Modell und soll alle Arten des Schubversagens abdecken. Folglich findet keine Differenzierung der Schubversagensarten in Reib- bzw. Steinzugversagen statt. Als Eingangsparameter wird ausschließlich die charakteristische Mauerwerksdruckfestigkeit verwendet. Daneben wird ein Modellfaktor eingeführt, um einen ausreichenden Sicherheitsabstand der charakteristischen Schubtragfähigkeit sicherzustellen.

3.4 Zusammenfassung

Im vorliegenden Kapitel wird sowohl auf Berechnungsverfahren als auch Berechnungsmodelle eingegangen. Die Findung der Balance aus realitätsnaher Abbildung des Tragverhaltens und wirtschaftliche Ausnutzung der Tragreserven auf der einen Seite und der Komplexität der Modellierung sowie der Nachvollziehbarkeit der Rechenergebnisse auf der anderen Seite stellt in der Praxis eine Herausforderung dar. Das Berechnungsverfahren und – Modell weisen bei der Modellierungsgenauigkeit eine gegenseitige Abhängigkeit voneinander auf. Lineare Nachweisverfahren führen oftmals zu einer Unterschätzung der vorhandenen Tragfähigkeit. Eine realitätsnahe Abbildung der mauerwerksspezifischen Materialnichtlinearitäten in Verbindung mit der Wand-Gebäudestrukturinteraktion ist ausschließlich unter Anwendung eines nichtlinearen Berechnungsverfahrens und – räumlichen Berechnungsmodells möglich. Die nichtlineare verformungsbasierte Pushover-Berechnung stellt hinsichtlich Abbildungsgenauigkeit, Berechnungsaufwand und Nachvollziehbarkeit der Ergebnisse eine zweckmäßige und wirtschaftliche Vorgehensweise beim Nachweis von Mauerwerksbauten dar.

Als Nächstes werden die analytischen Berechnungsansätze zur Beschreibung des Trag- und Verformungsverhaltens von unbewehrtem Mauerwerk unter Erdbebenbeanspruchung beschrieben. Die normativen Bemessungsregeln zur Bestimmung der Schubfestigkeit von Mauerwerk

zeigen zum einen Defizite bei der korrekten Zuordnung der Nachweisorte der Schubbruchkriterien Steinzug und Reibung, zum anderen führen stark vereinfachte Modellierungsannahmen bei der Schnittgrößenermittlung zu deutlich konservativen Resultaten. Daneben werden in der Literatur noch weitere Diskrepanzen, u.a. die Sensitivität der Materialparameter und die fehlerhafte Zuordnung der Versagensmechanismen, aufgeführt.

Zur besseren Ausnutzung der bestehenden Tragreserven von Mauerwerksbauten existieren zahlreiche modifizierte Bemessungsvorschläge in der Literatur. Der Entwurf von Elsche [27] gibt eine eindeutige Zuordnung der Nachweisstellen für Schub und Biegung für das bestehende Nachweiskonzept auf Basis der Schubbruchtheorie nach Mann & Müller [31]. Daneben wird ein weiterer Nachweis für Steinzugversagen am Steinrand eingeführt und der bestehende Steinzugnachweis in Steinmitte um den Einfluss moderner Mauersteingeometrien optimiert. Der Entwurf von Kranzler [28] sieht, statt dem bestehenden Schubfestigkeitsmodell, eine empirische Vorgehensweise unter Vernachlässigung der Unterscheidung einzelner Schubversagensarten vor. Darüber hinaus eine Abgrenzung der maßgebenden Versagensfälle mittels Wandparameter k_w aus Stürz [26] eingeführt.

4 EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN

Im folgenden Kapitel werden die in dieser Arbeit verwendeten Wandversuche an Mauerwerksschubwänden unter kombinierten Vertikal- und Horizontallasten vorgestellt. Die Versuche umfassen verschiedene Wandlängen, unterschiedliche Auflastniveaus und veränderliche Randbedingungen am Wandkopf zur Erfassung der Deckeneinspanneffekte in realen Gebäuden. Zusätzlich werden auch Versuche mit exzentrisch eingeleiteten Vertikalkräften am Wandkopf herangezogen, um den Einfluss von Biegeeffekten senkrecht zur Wandebene auf die Schubtragfähigkeit zu untersuchen. Die Versuche wurde an mit dem Hochlochziegel UNIPOR WS10 CORISO nach allgemeiner bauaufsichtliche Zulassung Z-17.1-1021 [81] aufgemauerten Wänden durchgeführt. Nachfolgend werden zunächst die Ergebnisse der standardisierten Kleinbauteilversuche vorgestellt. Im Anschluss erfolgt die Erläuterung des Versuchsaufbaus der Schubwandversuche und die Zusammenstellung der experimentellen Ergebnisse.

4.1 Standardisierte Kleinbauteilversuche

4.1.1 Normative Festigkeiten des Mauersteins UNIPOR WS10 CORISO

Für die Schubwände wird der Hochlochziegel UNIPOR WS10 CORISO mit der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung Z-17.1-1021 [81] in Verbindung mit Dünnbettmörtel verwendet. Die Abmessungen des Außenwandziegels betragen l/h/t = 247/249/300 mm mit einem Lochanteil von 43 %. Der Steinquerschnitt mit Lochbild ist in Abbildung 4.1 dargestellt.

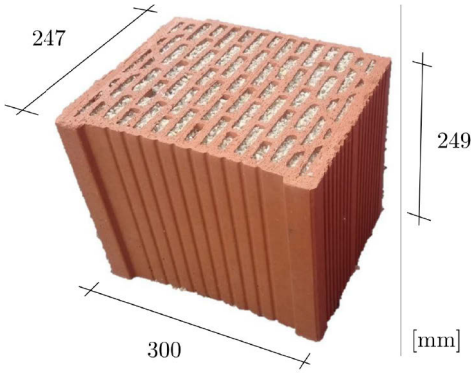


Abbildung 4.1: Ansicht und Abmessungen des Hochlochziegels UNIPOR WS10 CORISO [81]

Für den Hochlochziegel UNIPOR WS10 CORISO mit der Steinfestigkeitsklasse 8 und der Rohdichte von 0,9 t/m³ beträgt die charakteristische Druckfestigkeit des Mauerwerkes nach bauaufsichtlicher Zulassung Z-17.1-1021 [81]:

$$f_k = 3{,}7 \frac{N}{mm^2}$$

Der Abminderungsbeiwert zur Berücksichtigung der Schlankheit und der Lastausmitte beträgt nach DIN EN 1996-3/NA, Abschnitt 4.2.2.3 [82] für eine lichte Geschosshöhe von h = 2,75 m,

einem Abminderungsfaktor von $\rho_n = 1{,}0$ und einer effektiven Wanddicke von $t = 0{,}30$ m in Abhängigkeit der Deckenauflagertiefe:

- Deckenauflagertiefe a/t = 1,0: $\phi = 0{,}85 \cdot 1{,}0 - 0{,}0011\left(\frac{2{,}75 \cdot 1{,}0}{0{,}3}\right)^2 = 0{,}758$
- Deckenauflagertiefe a/t = 2/3: $\phi = 0{,}85 \cdot \frac{2}{3} - 0{,}0011\left(\frac{2{,}75 \cdot 1{,}0}{0{,}3}\right)^2 = 0{,}474$

Mit Berücksichtigung des Teilsicherheitsbeiwertes von $\gamma_M = 1{,}5$ ergeben sich die Bemessungswerte der vertikalen Mauerwerksdruckfestigkeiten für die beiden Deckenauflagertiefen zu:

$$f_d\left(\frac{a}{t} = 1{,}0\right) = \phi \cdot f_k/\gamma_M = 0{,}758 \cdot 3{,}7/1{,}5 = 1{,}87\ \frac{N}{mm^2}$$

$$f_d\left(\frac{a}{t} = \frac{2}{3}\right) = \phi \cdot f_k/\gamma_M = 0{,}474 \cdot 3{,}7/1{,}5 = 1{,}17\ \frac{N}{mm^2}$$

Das Vertikallastniveau der Schubwandversuche wird im Verhältnis zum Bemessungswert der vertikalen Druckfestigkeit f_d gewählt. Als Mörtel wird ein Dünnbettmörtel LM 21 mit einer Druckfestigkeit von $f_m = 5$ N/mm² verwendet. Weitere Informationen und Details zu den Kleinbauteilversuchen sind in dem Bericht P 455/17-610-2 angegeben [83].

4.1.2 Experimentell ermittelte Festigkeiten des Mauersteins UNIPOR WS10 CORISO

Die experimentell ermittelten Festigkeitswerte sind Tabelle 4.1 zusammengestellt [83]. Die Mittelwerte der experimentell ermittelten Festigkeiten werden in den numerischen Simulationsmodellen in den Kapiteln 5 bis 7 angesetzt.

Tabelle 4.1: Materialkennwerte als Mittelwerte nach [83]

Steindruck-festigkeit	Haftscher-festigkeit	Reibungs-koeffizient	Mörteldruck-festigkeit	Mauerwerksdruck-festigkeit
Mittelwert	*Mittelwert*	*Mittelwert*	*Mittelwert*	*Charakt. Wert*
f_{st} [N/mm²]	f_{vo} [N/mm²]	μ [-]	f_m = [N/mm²]	f_k [N/mm²]
12,8	0,64	0,46	11,2	7,74

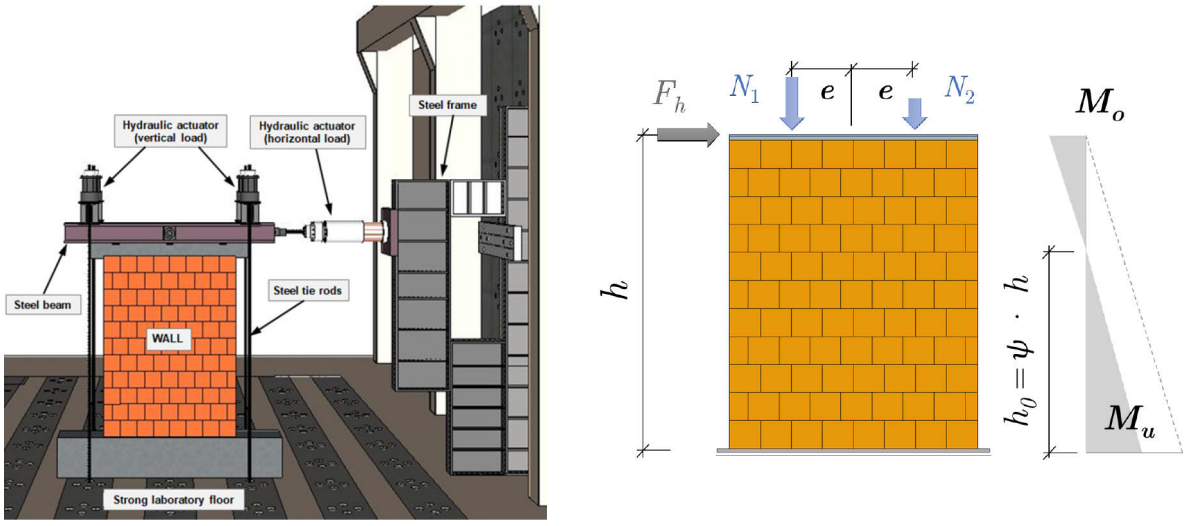
4.2 Wandversuche an Mauerwerksschubwänden

Die Wandversuche wurden im Auftrag der Arbeitsgemeinschaft Mauerziegel (AGMZ) am *National Building and Civil Engineering Institute* (ZAG) in Ljubljana durchgeführt. Insgesamt wurden zwei Versuchsreihen und ein Ergänzungsversuch durchgeführt. In der ersten Versuchsreihe wurden insgesamt 10 Schubwände mit den Längen 1,0 m, 1,5 m und 2,0 m für eine volle Einspannwirkung am Wandkopf getestet [83]. Die zweite Versuchsreihe umfasst 6 Schubwände mit der Länge von 2,0 m mit voller Einspannung und gelenkiger Lagerung am Wandkopf.

Hierbei wurden bei einigen Versuchen die Vertikallasten am Wandkopf exzentrisch eingeleitet [84]. Abschließend wurde ein Ergänzungsversuch für eine Schubwand mit der Länge von 2,0 m und einer gelenkigen Lagerung am Wandkopf durchgeführt [85].

4.2.1 Versuchsaufbau

Die hier aufgeführten Versuche basieren auf dem standardisierten Prüfverfahren nach [86] für unbewehrte Mauerwerksscheiben unter zyklischen Lasten. Dieses wurde im Rahmen des europäischen Verbundprojekts ESECMaSE [56] entwickelt. Mit dem standardisierten Prüfverfahren für Schubwände aus Mauerwerk können zum einen die realen Bedingungen in Gebäuden näherungsweise abgebildet werden, zum anderen ist mit dem Standard eine Vergleichbarkeit der Ergebnisse sichergestellt. Die Prüfung erfolgt an geschosshohen Wandscheiben, bei der die äußeren Lasten (*N, M, Q*) entsprechend der realen Belastung nur am Wandkopf angreifen und am Wandfuß abgeleitet werden (siehe Abbildung 4.2(b)). Die Prüfung erfolgt ohne seitliche flankierende Bauteile oder Lasteinleitungselemente. Während der gesamten Versuchsdurchführung muss die Summe der eingeleiteten Normalkräfte N am Wandkopf konstant gehalten werden. Die Einleitung der Horizontallasten erfolgt über eine Kopfverschiebung mittels eines Lasteinleitungsbalkens aus Stahl oder Stahlbeton, so dass sich aus dem Gleichgewicht Schubspannungen am Wandkopf im überdrückten Querschnittsbereich einstellen. Im Zuge der Versuchsdurchführung wird nach dem Aufbringen der Normalkraft sukzessive die horizontale Verschiebung am Wandkopf gesteigert. Die Sicherstellung der Lage des Momentennullpunkts auf halber Wandhöhe erfordert den Ausgleich des durch die Querkraft Q erzeugten Moments von $Q \cdot h/2$ durch ein gegendrehendes Kopfmoment. Alternativ kann auch eine Wegsteuerung derart erfolgen, dass die Kopfverdrehung zu Null gehalten wird, wodurch ein Abheben ohne eine Erhöhung der Normalkraft möglich ist. Die gewünschte Randbedingung wird durch zwei hydraulische Aktuatoren umgesetzt, mit denen des gegendrehende Kopfmoment erzeugt werden kann. Grundsätzlich kann der Versuch für eine beliebige Lage des Momentennullpunkts durchgeführt werden. Exemplarisch zeigt Abbildung 4.2(a) den Aufbau des Versuchstands an der Universität Ljubljana [83]. Dort aufgeführt sind seine einzelnen Komponenten sowie die Anordnung der vertikalen und horizontalen Aktuatoren. Weiterführende Details zum Versuchsaufbau und der Instrumentierung sind den Versuchsberichten zu entnehmen [83–85].



(*a*) (*b*)

Abbildung 4.2: **(*a*) Ansicht Versuchsaufbau [83], (*b*) Kräfte und Momentenverlauf in der Wand**

4.2.2 Lastprotokoll

Die Versuche werden mit dem in Abbildung 4.3 dargestellten zyklischen Verlauf der Kopfverschiebung durchgeführt. Dabei wird diese Kopfverschiebung sukzessive gesteigert und auf jeder Verschiebungsamplitude werden drei Zyklen gefahren. Die gesamte Versuchsdauer wurde so festgelegt, dass in den einzelnen Zyklen die Geschwindigkeit im Nulldurchgang jeweils in vergleichbarer Größenordnung liegt. Die Geschwindigkeit wird aus der Vorgabe berechnet, dass die Dauer der maßgeblichen Zyklen beim Übergang vom Nachrissbereich (vor Erreichen der maximalen Horizontalkraft) zum Nachbruchbereich etwa 200 s für einen Einzelzyklus beträgt.

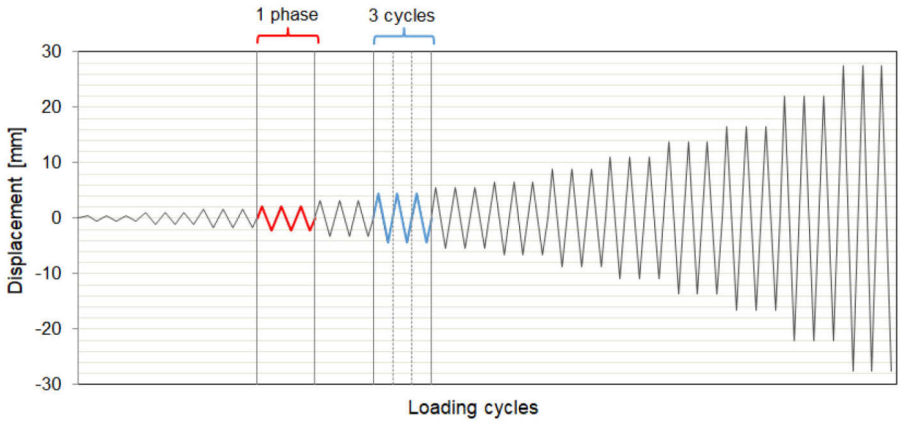


Abbildung 4.3: **Zyklischer Verlauf der Kopfverschiebung für die Schubwandversuche [83]**

4.2.3 Versuchsprogramm

Das Versuchsprogramm umfasst insgesamt drei Wandgeometrien mit den Wandlängen 1,0 m, 1,5 m und 2,0 m. Die untersuchten Wandgeometrien mit dem Mauerstein UNIPOR WS10

CORISO nach allgemeiner bauaufsichtliche Zulassung Z-17.1-1021 [81] zeigt Abbildung 4.4. Tabelle 4.2 gibt einen Überblick über das gesamte Versuchsprogramm für die drei Wandschlankheiten *h/l*, die Auflastniveaus σ_0/f_d, Momentenverteilungsfaktoren ψ sowie die Deckenauflagertiefe *a/t* am Wandkopf. Es ist zu beachten, dass die laufende Nummerierung der Versuchswände für alle nachfolgenden Auswertungen Anwendung findet. Die laufende Nummerierung ist in Tabelle 4.2 den Bezeichnungen in den Versuchsberichten zugeordnet [83–85].

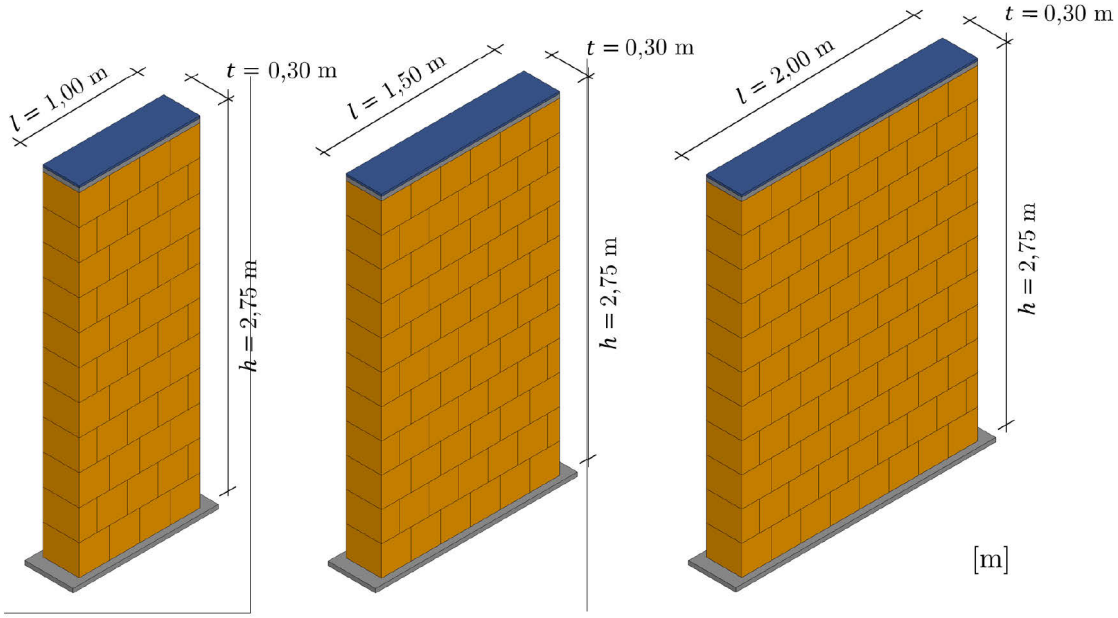


Abbildung 4.4: Geometrie der Schubwandprobekörper für die untersuchten Wandlängen

Tabelle 4.2: Übersicht der Versuchsprogramme aus [83–85]

Bericht	Wand	Nr.	l	N	σ_0/f_d	σ_0/f_k	ψ	h/l	a/t
	[-]	[-]	[m]	[kN/m]	[%]	[%]	[-]	[-]	[-]
AGMZ-2 [83]	W11	1	2,0	187,0	33	8	0,5	1,38	1,0
	W12	2	2,0	374,0	67	16	0,5	1,38	1,0
	W13	3	2,0	561,0	100	24	0,5	1,38	1,0
	W14	4	2,0	187,0	33	8	0,5	1,38	1,0
	W15	5	2,0	561,0	100	24	0,5	1,38	1,0
	W16	6	1,5	187,0	33	8	0,5	1,83	1,0
	W17	7	1,5	561,0	100	24	0,5	1,83	1,0
	W18	8	1,0	187,0	33	8	0,5	2,75	1,0
	W19	9	1,0	374,0	67	16	0,5	2,75	1,0
	W20	10	1,0	561,0	100	24	0,5	2,75	1,0
AGMZ-5 [84]	W1	11	2,0	374,0	67	16	0,5	1,38	1,0
	W2	12	2,0	374,0	107	16	0,5	1,38	0,66
	W3	13	2,0	187,0	53	8	0,5	1,38	0,66
	W4-1	14	2,0	50,0	9	2	0,5	1,38	1,0
	W4-2	15	2,0	100,0	18	4	0,5	1,38	1,0
	W5	16	2,0	374,0	107	16	1,0	1,38	0,66
	W6	17	2,0	187,0	53	8	1,0	1,38	0,66
CWE-1 [85]	W1	18	2,0	374,0	67	16	1,0	1,38	1,0

4.2.4 Zusammenstellung der Versuchsergebnisse

Die Versuchsergebnisse der in Tabelle 4.2 angegebenen 18 Schubwände sind in Tabelle 4.3 bis Tabelle 4.20 zusammengestellt. Für jeden Versuch sind die Hysteresekurven, die umhüllenden Last-Verformungskurven in positive und negative Belastungsrichtung (H±), die Schadensbilder der Wand für den Grenzzustand der Schadensbegrenzung (DL – „*cr*“), die maximale Horizontalkraft (MaxH – „*max*“) und für den Grenzzustand des Versagens (NC – „*nc*“) mit den zugehörigen Schubkräften und Verformungskapazitäten angegeben. Für die mit exzentrischen Vertikallasten beaufschlagten Wände 12, 13, 15 und 16 werden zusätzlich noch die Wandverformungen senkrecht zu Wandebene bei steigender Horizontallast angegeben. Die Verformungen senkrecht zur Wand sind angegeben für die Wandmitte (w_{ZS}), den Kopfbalken (w_{VZ}) und den Wandkopf (w_{VS}). Zusätzlich wird das Versagen mit Angabe der Versagensform für jede Wand beschrieben.

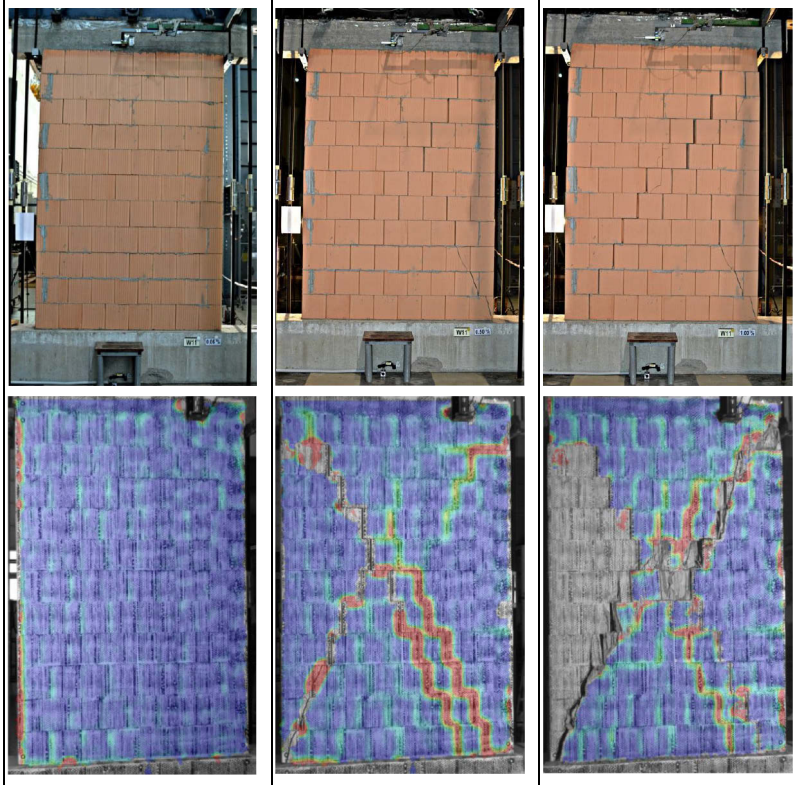
Tabelle 4.21 gibt schließlich einen Gesamtüberblick über die Schubkräfte und Verformungskapazitäten in den genannten Grenzzuständen.

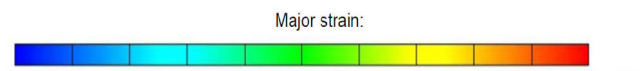
Tabelle 4.3: **Experimentelle Hysteresekurven und Versagensbilder für Wand Nr. 1 [83]**

Wand 11 im Bericht [83]							
Nr.	***l***	***N***	σ_0/f_d	σ_0/f_k	ψ	***h/l***	***a/t***
[-]	[m]	[kN/m]	[%]	[%]	[-]	[-]	[-]
1	2,0	187,0	33	8	0,5	1,38	1,0

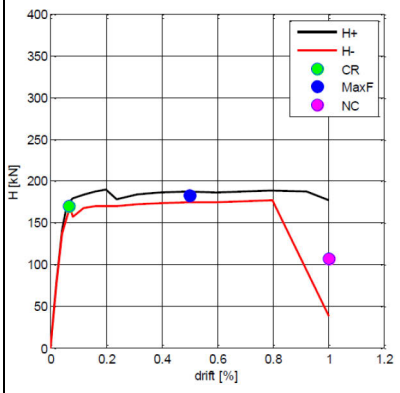
Schadenszustand und Dehnungen

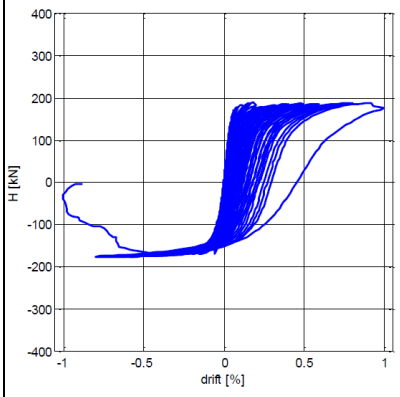
DL		MaxH		NC	
H_{cr} [kN]	δ_{cr} [%]	H_{max} [kN]	δ_{max} [%]	H_{nc} [kN]	δ_{nc} [%]
170,7	0,06	183,3	0,5	107,5	1,0





Kurven ±H und Hysteresen





Versagensform: Reibungsversagen

Gleiten entlang der Lagerfugen mit Rissbildung in der oberen und unteren Lagerfuge am Fuß- und Kopfbalken.

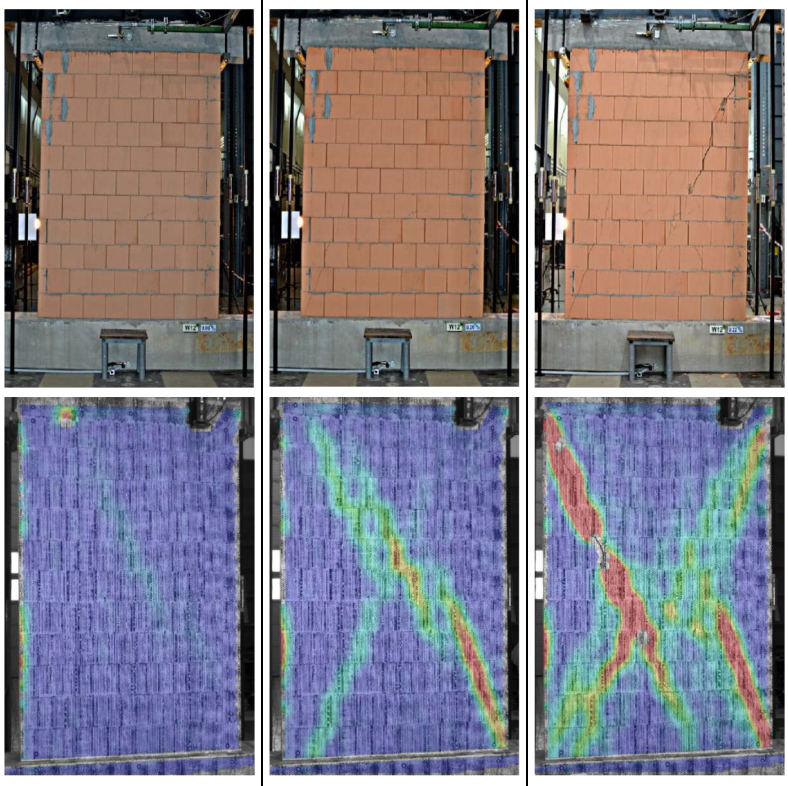
H^-_{min} [kN]	H^+_{max} [kN]
-176,8	189,7
176,8	

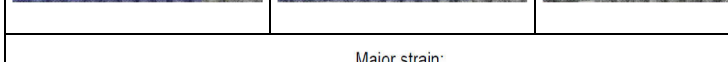
Tabelle 4.4: **Experimentelle Hysteresekurven und Versagensbilder für Wand Nr. 2 [83]**

Wand 12 im Bericht [83]							
$Nr.$	l	N	σ_0/f_d	σ_0/f_k	ψ	h/l	a/t
[-]	[m]	[kN/m]	[%]	[%]	[-]	[-]	[-]
2	2,0	374,0	67	16	0,5	1,38	1,0

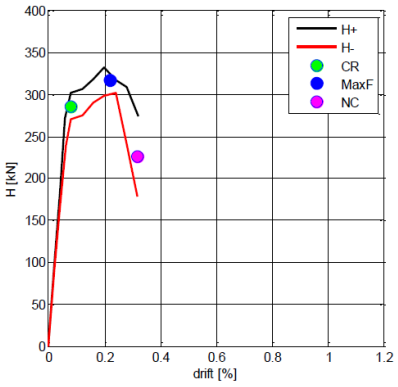
Schadenszustand und Dehnungen

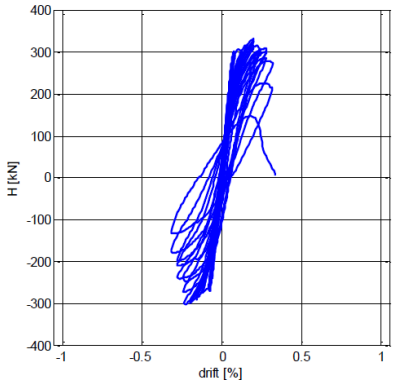
DL		MaxH		NC	
H_{cr} [kN]	δ_{cr} [%]	H_{max} [kN]	δ_{max} [%]	H_{nc} [kN]	δ_{nc} [%]
286,3	0,08	317,1	0,22	226,4	0,32





Kurven ±H und Hysteresen





Versagensform: Steinzugversagen

Steinzugversagen entlang der Druckstrebe.

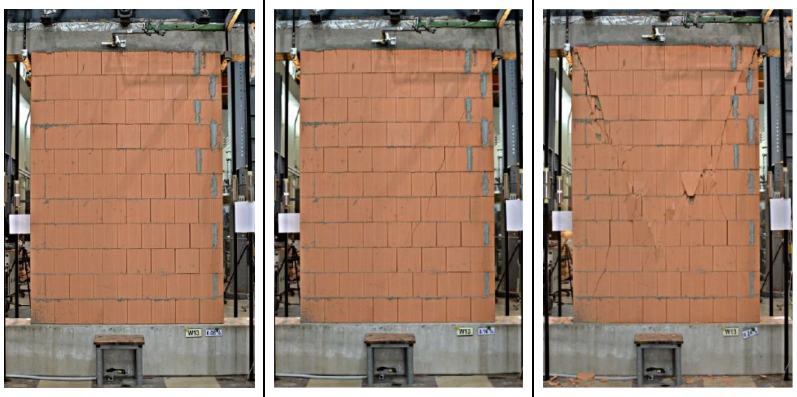
H^-_{min} [kN]	H^+_{max} [kN]
-301,8	332,4
301,8	

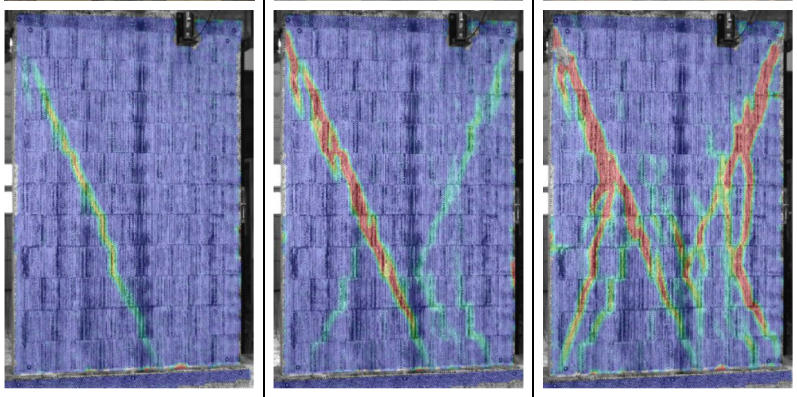
Tabelle 4.5: **Experimentelle Hysteresekurven und Versagensbilder für Wand Nr. 3 [83]**

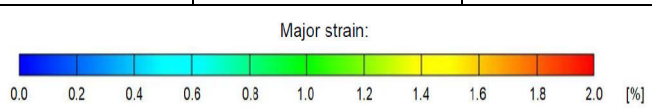
Wand 13 im Bericht [83]							
Nr.	***l***	***N***	σ_0/f_d	σ_0/f_k	ψ	***h/l***	***a/t***
[-]	[m]	[kN/m]	[%]	[%]	[-]	[-]	[-]
3	2,0	561,0	100	24	0,5	1,38	1,0

Schadenszustand und Dehnungen

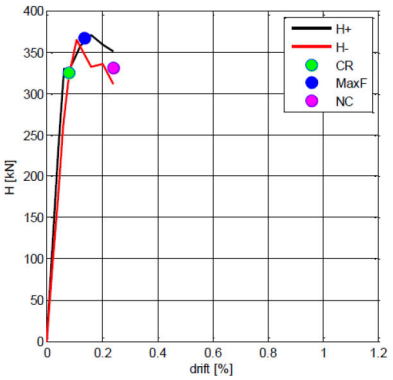
DL		MaxH		NC	
H_{cr} [kN]	δ_{cr} [%]	H_{max} [kN]	δ_{max} [%]	H_{nc} [kN]	δ_{nc} [%]
325,2	0,08	368,4	0,13	331,4	0,24

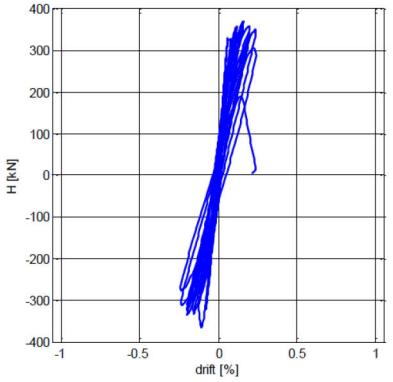






Kurven ±H und Hysteresen





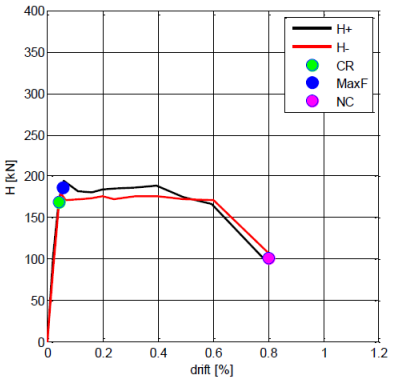
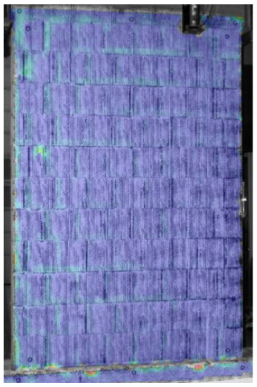
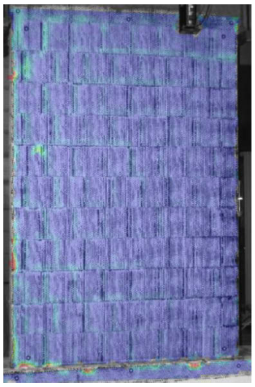
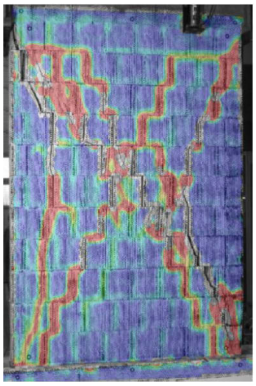
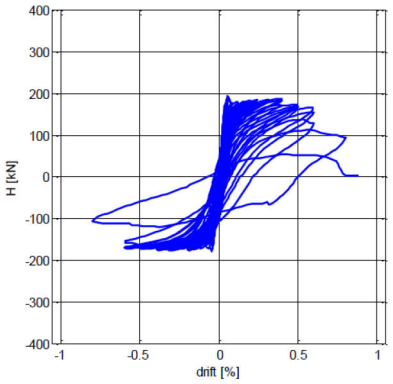
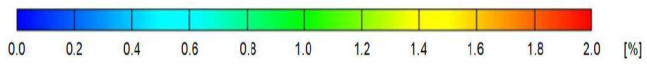
Versagensform: Steinzugversagen

Steinzugversagen entlang der Druckstrebe.

H^-_{min} [kN]	H^+_{max} [kN]
-365,2	369,6
365,2	

Tabelle 4.6: **Experimentelle Hysteresekurven und Versagensbilder für Wand Nr. 4 [83]**

Wand 14 im Bericht [83]							
Nr.	***l***	***N***	σ_0/f_d	σ_0/f_k	ψ	***h/l***	***a/t***
[-]	[m]	[kN/m]	[%]	[%]	[-]	[-]	[-]
4	2,0	187,0	33	8	0,5	1,38	1,0

Schadenszustand und Dehnungen						Kurven ±H und Hysteresen
DL		MaxH		NC		
H_{cr} [kN]	δ_{cr} [%]	H_{max} [kN]	δ_{max} [%]	H_{nc} [kN]	δ_{nc} [%]	
169,4	0,04	186,9	0,05	100,8	0,80	
-		-				
						
						

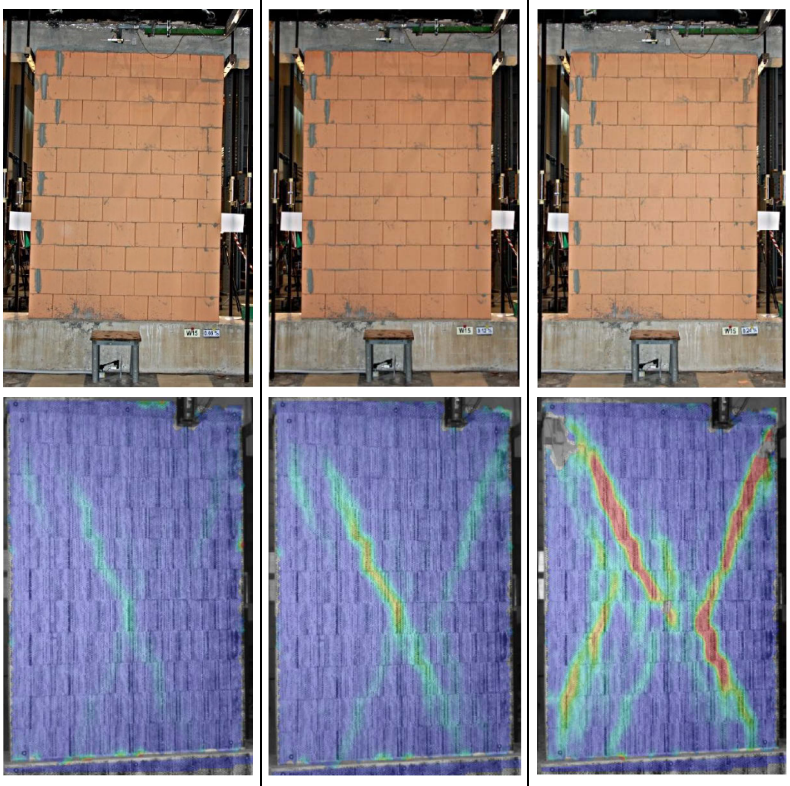
Versagensform: Steinzugversagen	H^-_{min} [kN]	H^+_{max} [kN]
Steinzugversagen entlang der Druckstrebe mit Fugenöffnungen und Gleiteneffekten im oberen Wanddrittel.	-178,7	194,8
	178,7	

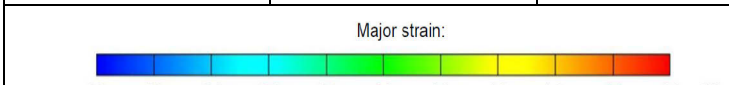
Tabelle 4.7: **Experimentelle Hysteresekurven und Versagensbilder für Wand Nr. 5 [83]**

Wand 15 im Bericht [83]							
Nr.	***l***	***N***	σ_0/f_d	σ_0/f_k	ψ	***h/l***	***a/t***
[-]	[m]	[kN/m]	[%]	[%]	[-]	[-]	[-]
5	2,0	561,0	100	24	0,5	1,38	1,0

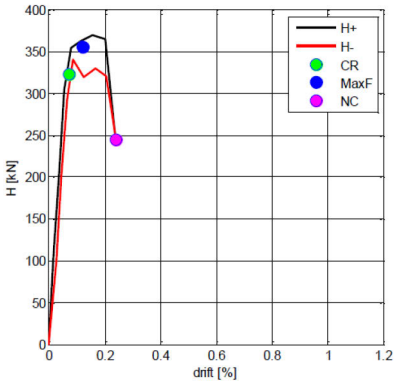
Schadenszustand und Dehnungen

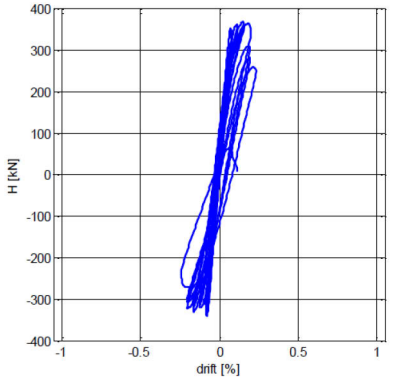
DL		MaxH		NC	
H_{cr} [kN]	δ_{cr} [%]	H_{max} [kN]	δ_{max} [%]	H_{nc} [kN]	δ_{nc} [%]
323,5	0,07	355,7	0,12	245,0	0,24





Kurven ±H und Hysteresen





Versagensform: Steinzugversagen

Steinzugversagen entlang der Druckstrebe mit leichten Fugenöffnungen im oberen Wanddrittel.

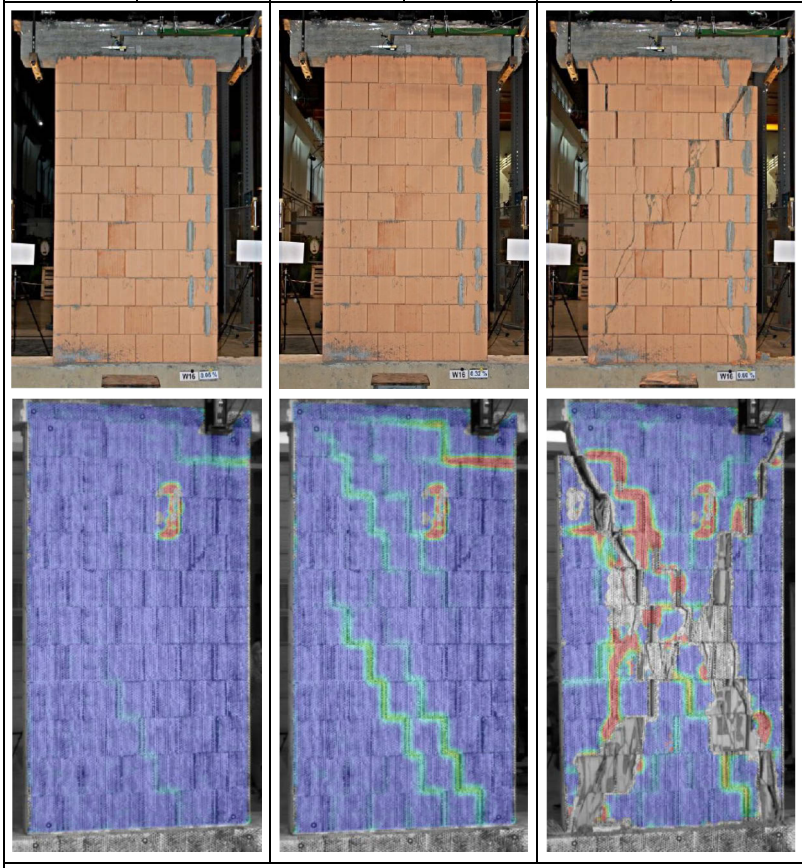
H^-_{min} [kN]	H^+_{max} [kN]
-341,5	369,8
341,5	

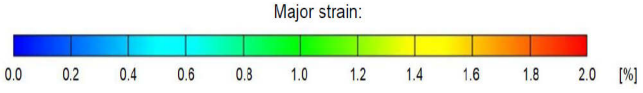
Tabelle 4.8: **Experimentelle Hysteresekurven und Versagensbilder für Wand Nr. 6 [83]**

Wand 16 im Bericht [83]							
Nr.	***l***	***N***	σ_0/f_d	σ_0/f_k	ψ	***h/l***	***a/t***
[-]	[m]	[kN/m]	[%]	[%]	[-]	[-]	[-]
6	1,5	187,0	33	8	0,5	1,83	1,0

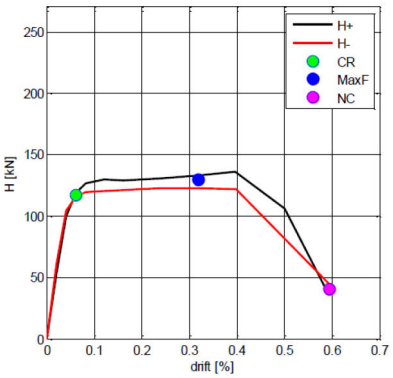
Schadenszustand und Dehnungen

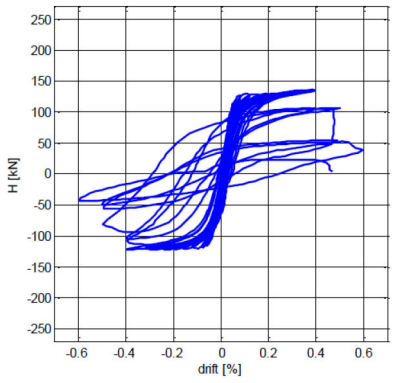
DL		MaxH		NC	
H_{cr} [kN]	δ_{cr} [%]	H_{max} [kN]	δ_{max} [%]	H_{nc} [kN]	δ_{nc} [%]
117,3	0,06	129,5	0,32	41,0	0,59





Kurven ±H und Hysteresen





Versagensform: Steinzugversagen

Steinzugversagen entlang der Druckstrebe kombiniert mit Fugenöffnungen und Reibungsversagen.

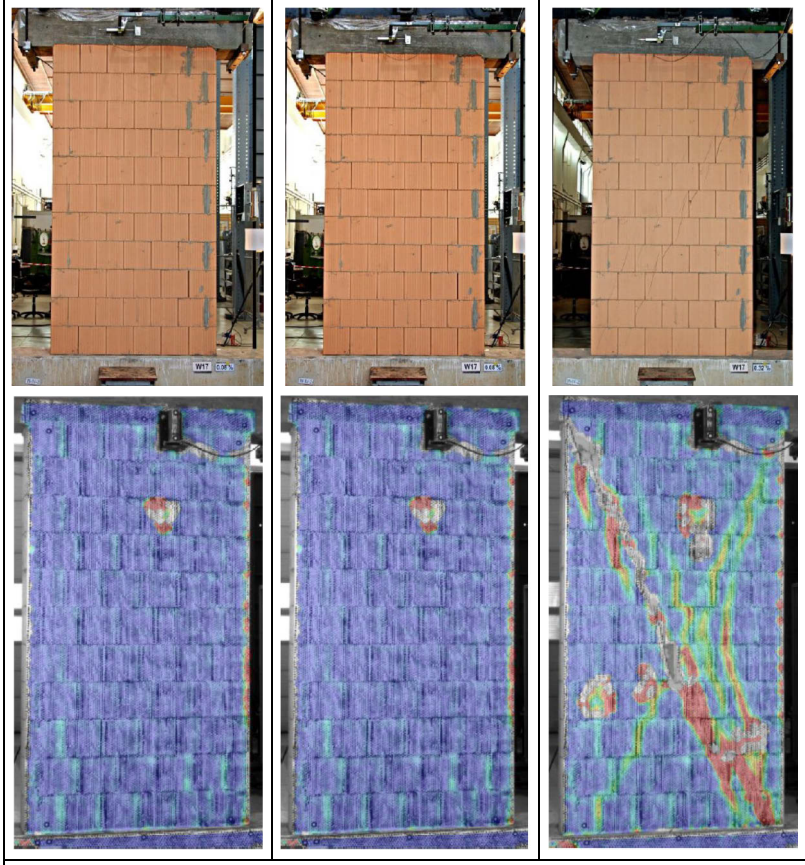
H^-_{min} [kN]	H^+_{max} [kN]
-123,1	130,9
123,1	

Tabelle 4.9: **Experimentelle Hysteresekurven und Versagensbilder für Wand Nr. 7 [83]**

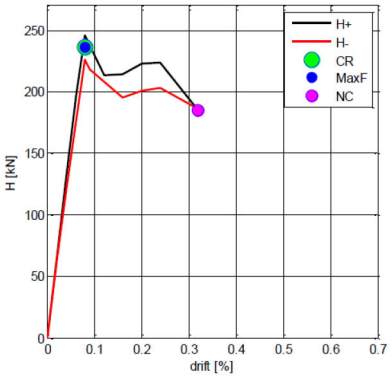
Wand 17 im Bericht [83]							
Nr.	***l***	***N***	σ_0/f_d	σ_0/f_k	ψ	***h/l***	***a/t***
[-]	[m]	[kN/m]	[%]	[%]	[-]	[-]	[-]
7	1,5	561,0	100	24	0,5	1,83	1,0

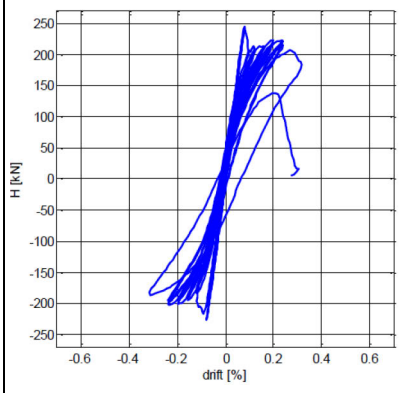
Schadenszustand und Dehnungen

DL		MaxH		NC	
H_{cr} [kN]	δ_{cr} [%]	H_{max} [kN]	δ_{max} [%]	H_{nc} [kN]	δ_{nc} [%]
236,1	0,08	236,1	0,08	185,2	0,32



Kurven ±H und Hysteresen





Versagensform: Steinzugversagen

Steinzugversagen entlang der Druckstrebe mit Fugenöffnungseffekten.

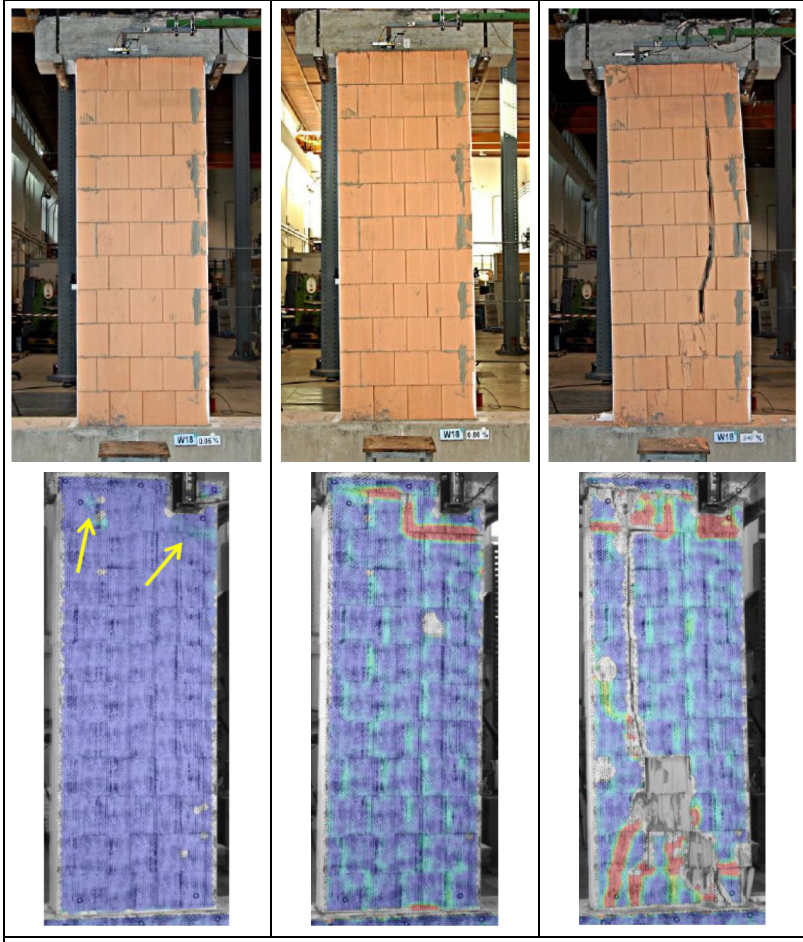
H^-_{min} [kN]	H^+_{max} [kN]
-226,2	246,1
226,2	

Tabelle 4.10: **Experimentelle Hysteresekurven und Versagensbilder für Wand Nr. 8 [83]**

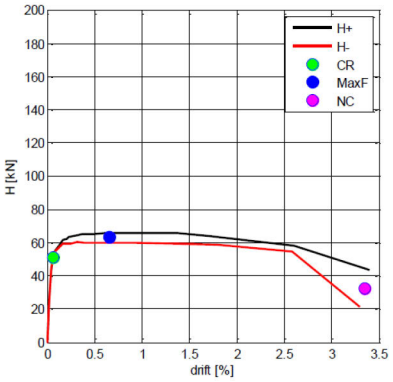
Wand 18 im Bericht [83]							
Nr.	***l***	***N***	σ_0/f_d	σ_0/f_k	ψ	***h/l***	***a/t***
[-]	[m]	[kN/m]	[%]	[%]	[-]	[-]	[-]
8	1	187,0	33	8	0,5	2,75	1,0

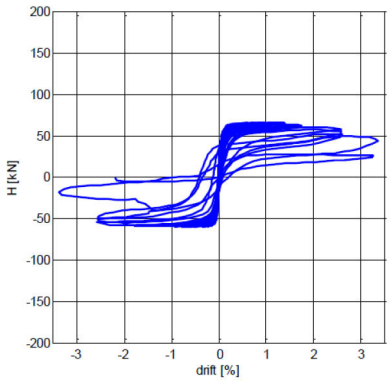
Schadenszustand und Dehnungen

DL		MaxH		NC	
H_{cr} [kN]	δ_{cr} [%]	H_{max} [kN]	δ_{max} [%]	H_{nc} [kN]	δ_{nc} [%]
51,4	0,06	63,3	0,65	32,7	3,35



Kurven ±H und Hysteresen





Versagensform: Steinzugversagen

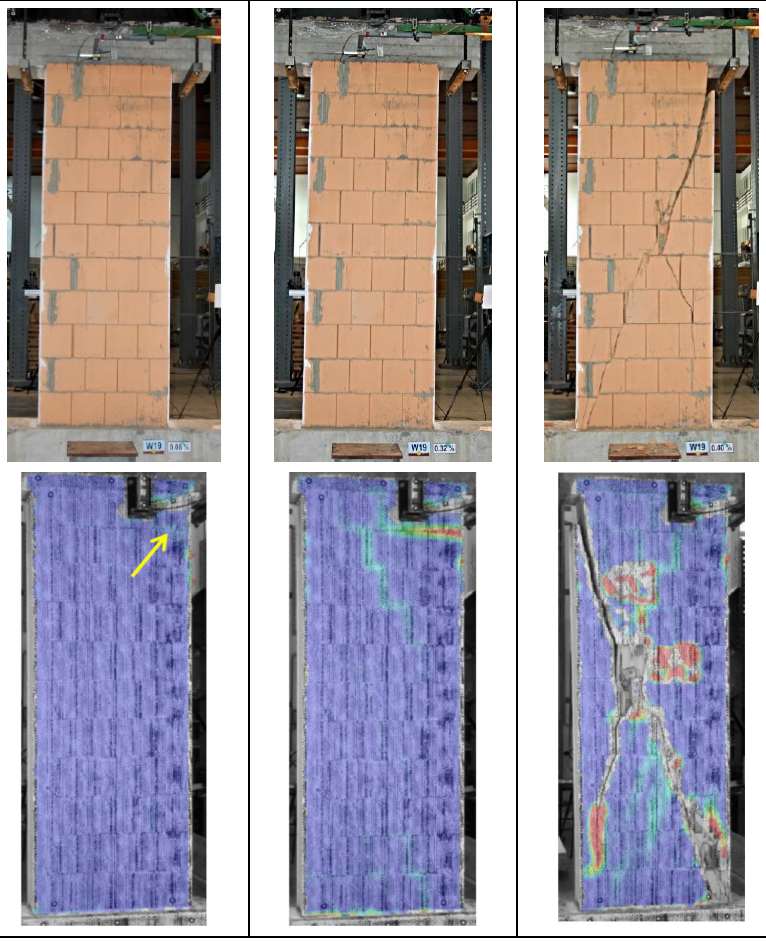
Biegeversagen übergehend in ein Steinzugversagen bei sehr hohen Driftwerten.

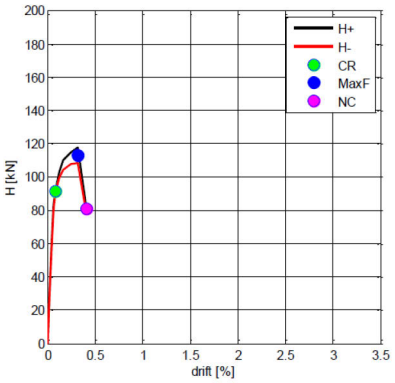
H^-_{min} [kN]	H^+_{max} [kN]
-60,5	65,8
60,5	

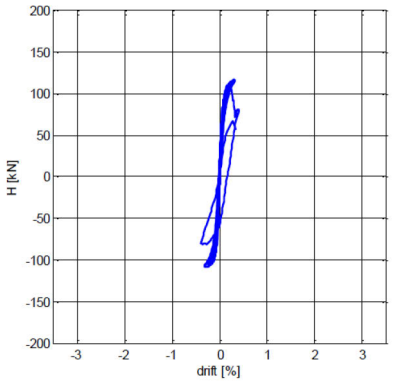
Tabelle 4.11: **Experimentelle Hysteresekurven und Versagensbilder für Wand Nr. 9 [83]**

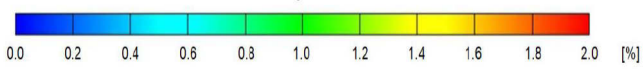
Wand 19 im Bericht [83]							
Nr.	***l***	***N***	σ_0/f_d	σ_0/f_k	ψ	***h/l***	***a/t***
[-]	[m]	[kN/m]	[%]	[%]	[-]	[-]	[-]
9	1	374,0	67	16	0,5	2,75	1,0

Schadenszustand und Dehnungen						Kurven ±H und Hysteresen
DL ●		MaxH ●		NC ●		
H_{cr} [kN]	δ_{cr} [%]	H_{max} [kN]	δ_{max} [%]	H_{nc} [kN]	δ_{nc} [%]	
91,5	0,08	113,2	0,31	81,0	0,4	









Versagensform: Biege- und Steinzugversagen

Biegeversagen übergehend in ein Steinzugversagen bei höheren Driftwerten.

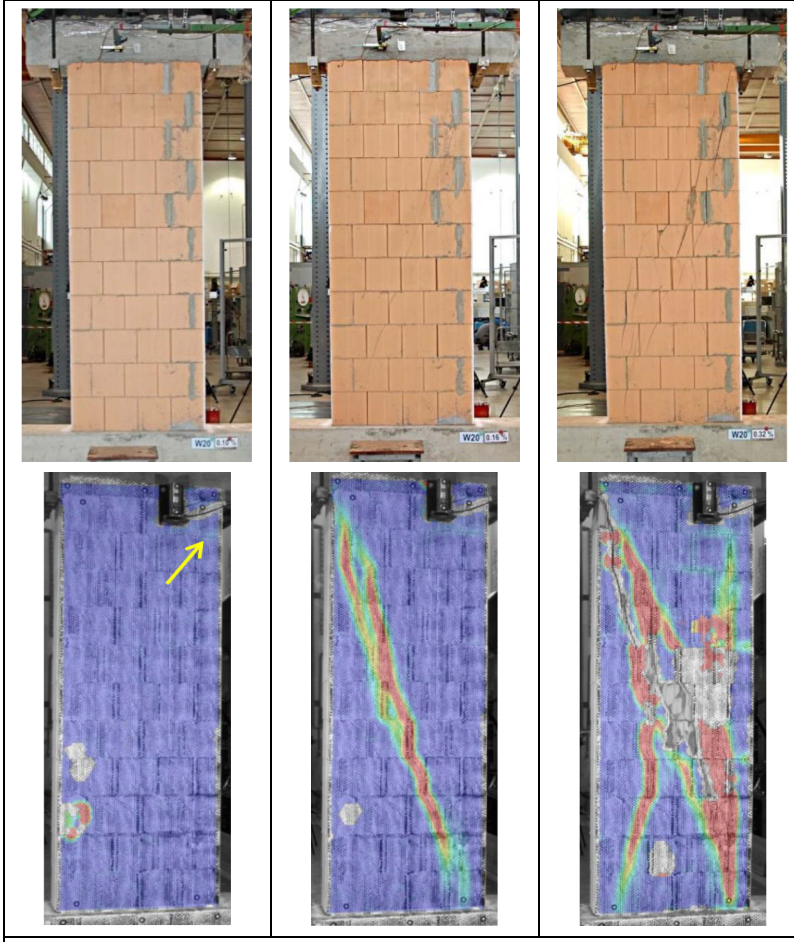
H^-_{min} [kN]	H^+_{max} [kN]
-108,7	117,6
108,7	

Tabelle 4.12: **Experimentelle Hysteresekurven und Versagensbilder für Wand Nr. 10 [83]**

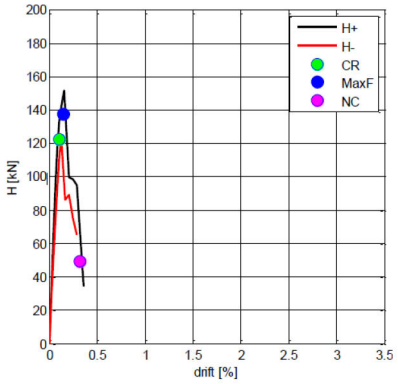
Wand 20 im Bericht [83]							
Nr.	***l***	***N***	σ_0/f_d	σ_0/f_k	ψ	***h/l***	***a/t***
[-]	[m]	[kN/m]	[%]	[%]	[-]	[-]	[-]
10	1	561,0	100	24	0,5	2,75	1,0

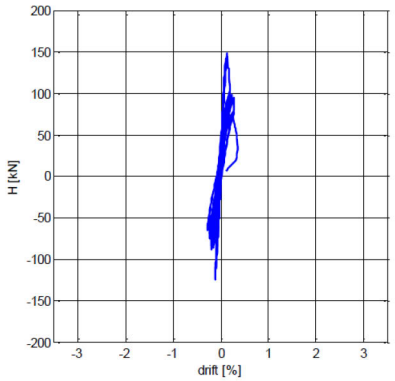
Schadenszustand und Dehnungen

DL		MaxH		NC	
H_{cr} [kN]	δ_{cr} [%]	H_{max} [kN]	δ_{max} [%]	H_{nc} [kN]	δ_{nc} [%]
122,5	0,10	137,8	0,13	49,5	0,32



Kurven ±H und Hysteresen





Versagensform: Steinzugversagen

Steinzugversagen entlang der Druckstrebe.

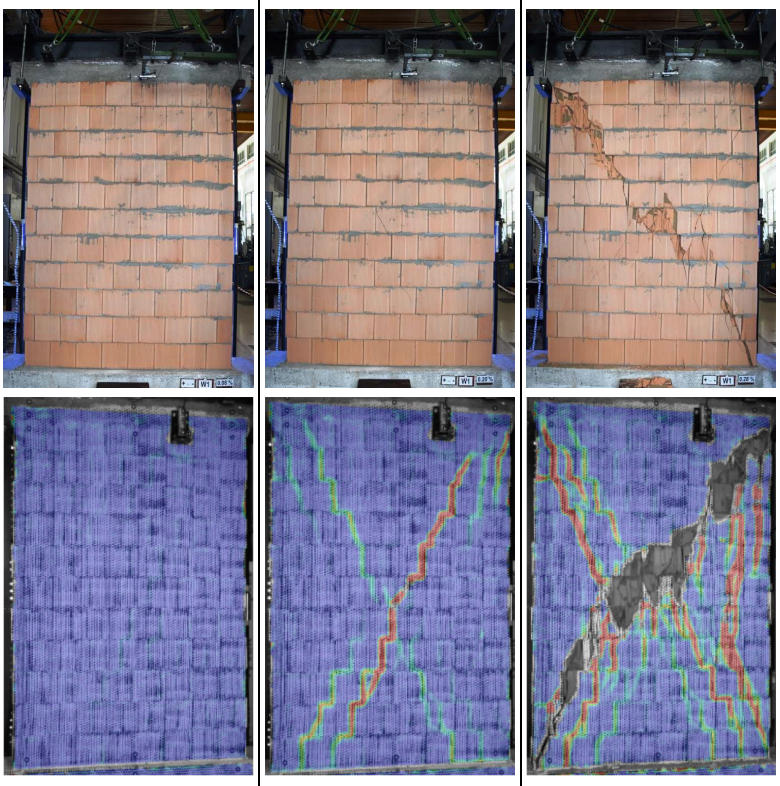
H^-_{min} [kN]	H^+_{max} [kN]
-124,1	151,6
124,1	

Tabelle 4.13: **Experimentelle Hysteresekurven und Versagensbilder für Wand Nr. 11 [84]**

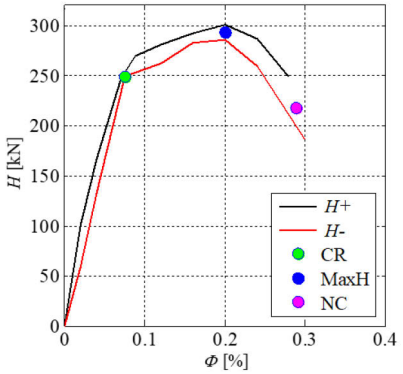
Wand 1 im Bericht [84]							
Nr.	***l***	***N***	σ_0/f_d	σ_0/f_k	ψ	***h/l***	***a/t***
[-]	[m]	[kN/m]	[%]	[%]	[-]	[-]	[-]
11	2,0	374,0	67	16	0,5	1,38	1,0

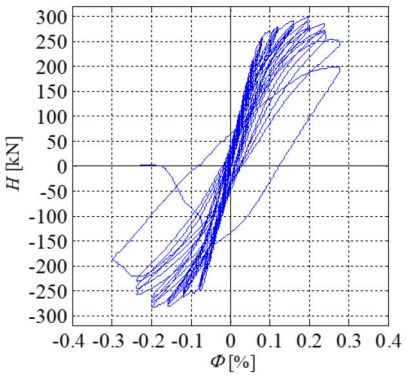
Schadenszustand und Dehnungen

DL		MaxH		NC	
H_{cr} [kN]	δ_{cr} [%]	H_{max} [kN]	δ_{max} [%]	H_{nc} [kN]	δ_{nc} [%]
249,2	0,08	293,4	0,20	217,7	0,29



Kurven ±H und Hysteresen





Versagensform: Steinzugversagen

Steinzugversagen entlang der Druckstrebe.

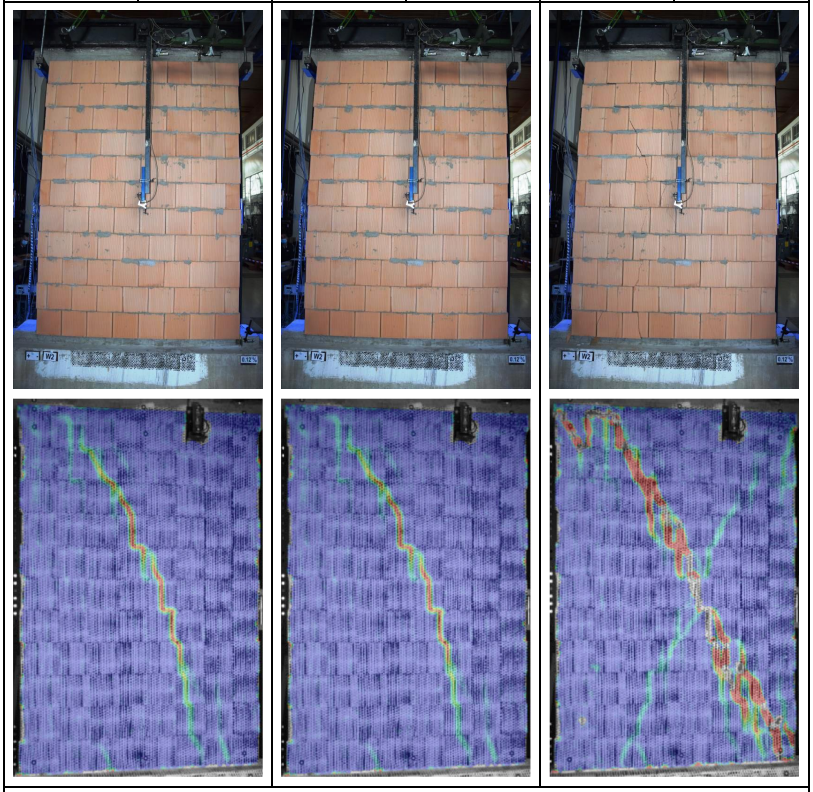
H^-_{min} [kN]	H^+_{max} [kN]
-285,6	292,2
285,6	

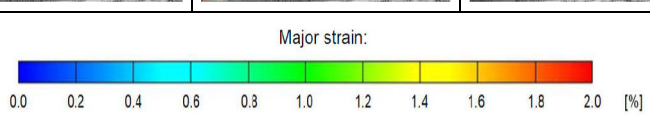
Tabelle 4.14: **Experimentelle Hysteresekurven und Versagensbilder für Wand Nr. 12 [84]**

Wand 2 im Bericht [84]							
Nr.	***l***	***N***	σ_0/f_d	σ_0/f_k	ψ	***h/l***	***a/t***
[-]	[m]	[kN/m]	[%]	[%]	[-]	[-]	[-]
12	2,0	374,0	107	16	0,5	1,38	0,66

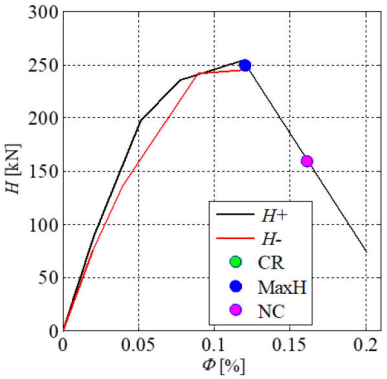
Schadenszustand und Dehnungen

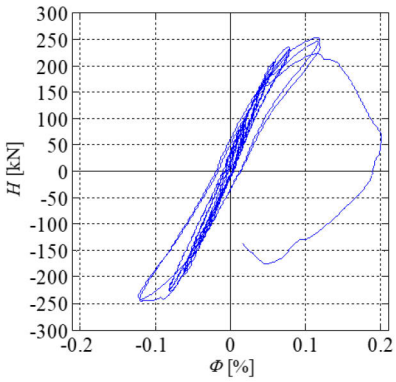
DL		MaxH		NC	
H_{cr} [kN]	δ_{cr} [%]	H_{max} [kN]	δ_{max} [%]	H_{nc} [kN]	δ_{nc} [%]
250,07	0,12	250,07	0,12	160,11	0,16

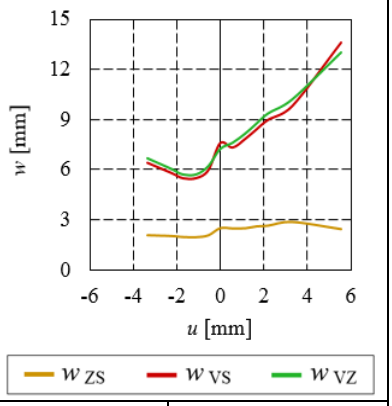




Kurven ±H und Hysteresen







<u>Versagensform: Steinzug- und Biegeversagen</u>

Steinzugversagen entlang der Druckstrebe. Bei höheren Drift nahe NC kommt ein Biegeversagen am Wandfuß hinzu.

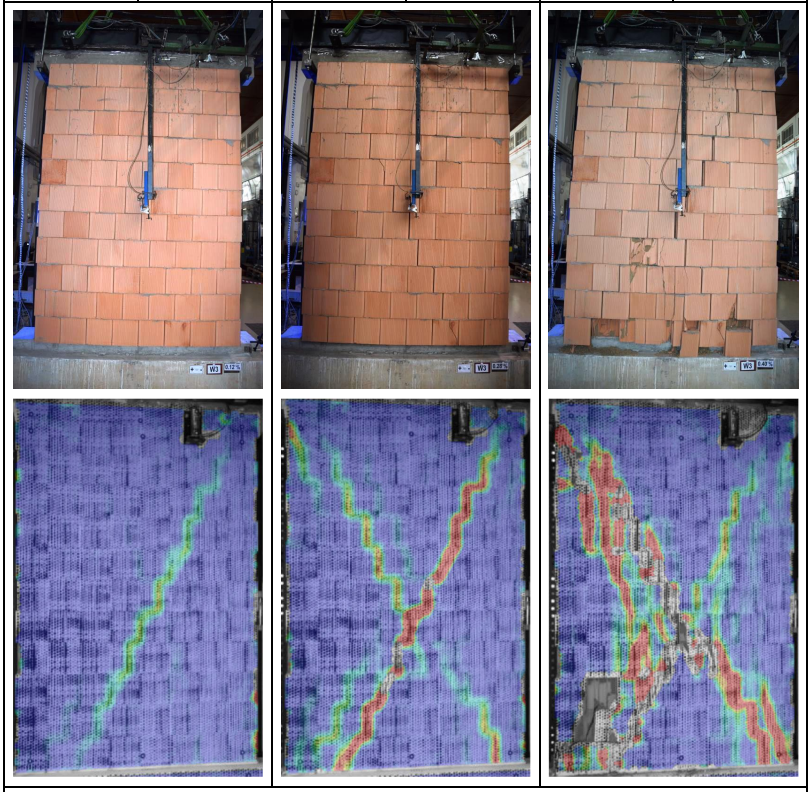
H^-_{min} [kN]	H^+_{max} [kN]
-246,0	254,1
246,0	

Tabelle 4.15: **Experimentelle Hysteresekurven und Versagensbilder für Wand Nr. 13 [84]**

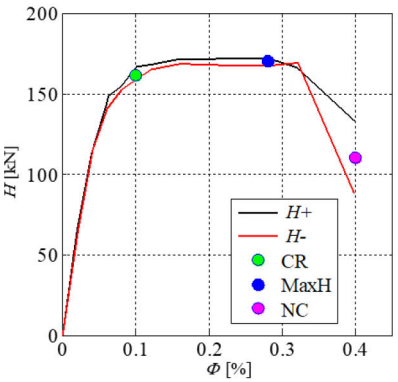
Wand 3 im Bericht [84]							
Nr.	***l***	***N***	σ_0/f_d	σ_0/f_k	ψ	***h/l***	***a/t***
[-]	[m]	[kN/m]	[%]	[%]	[-]	[-]	[-]
13	2,0	187,0	53	8	0,5	1,38	0,66

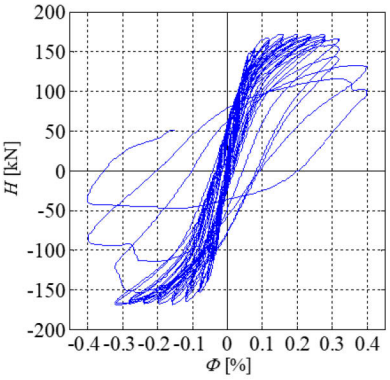
Schadenszustand und Dehnungen

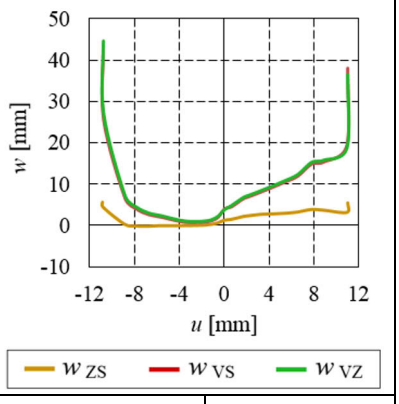
DL		MaxH		NC	
H_{cr} [kN]	δ_{cr} [%]	H_{max} [kN]	δ_{max} [%]	H_{nc} [kN]	δ_{nc} [%]
162,01	0,10	170,88	0,28	110,51	0,40



Kurven ±H und Hysteresen







<u>Versagensform: Biegeversagen</u>

Druckversagen in den Wandecken am Wandfuß. Mit zunehmendem Drift kommt es zu Fugenöffnungen und zu einem Abplatzen der äußeren Schalen der Mauersteins.

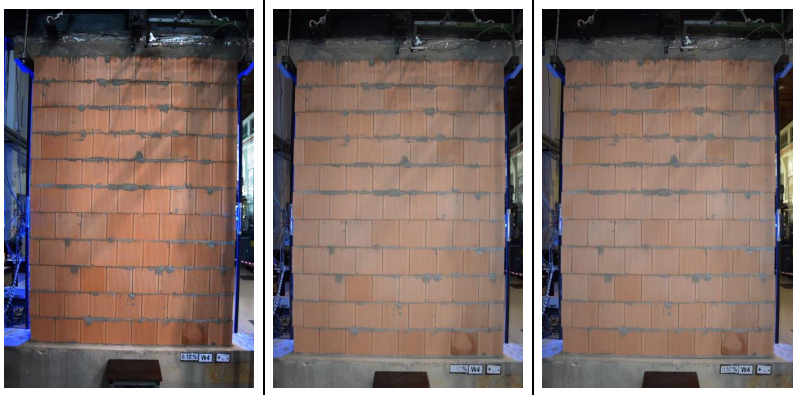
H^-_{min} [kN]	H^+_{max} [kN]
-169,1	172,2
169,1	

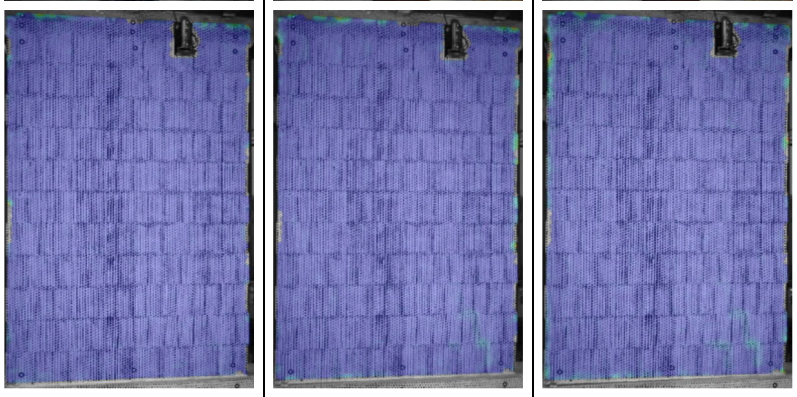
Tabelle 4.16: **Experimentelle Hysteresekurven und Versagensbilder für Wand Nr. 14 [84]**

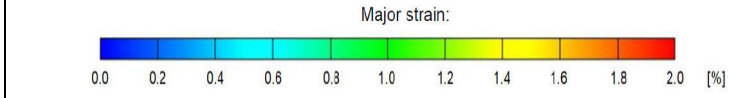
Wand 4-1 im Bericht [84]							
Nr.	***l***	***N***	σ_0/f_d	σ_0/f_k	ψ	***h/l***	***a/t***
[-]	[m]	[kN/m]	[%]	[%]	[-]	[-]	[-]
14	2,0	50,0	9	2	0,5	1,38	1,0

Schadenszustand und Dehnungen

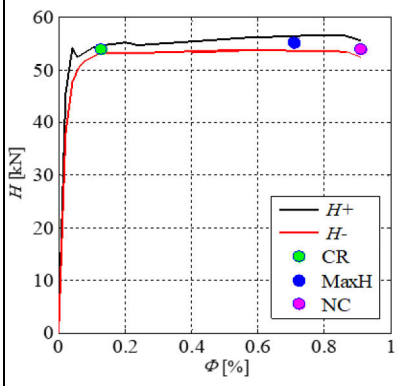
DL		MaxH		NC	
H_{cr} [kN]	δ_{cr} [%]	H_{max} [kN]	δ_{max} [%]	H_{nc} [kN]	δ_{nc} [%]
54,01	0,13	55,34	0,71	54,08	0,91

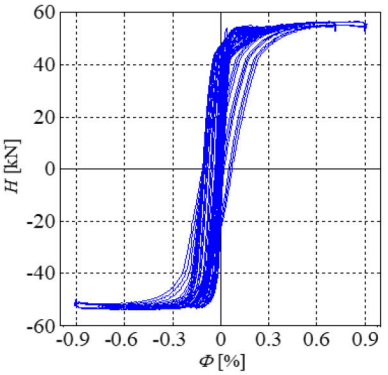






Kurven ±H und Hysteresen





Versagensform: Biegeverhalten mit „Rocking“

Bei einer Verschiebung von 3,3 mm kommt es zur Öffnung der Lagerfuge am Wandfuß und zum Abheben der Wand. Ab H = 45,3 kN konnte die Randbedingung von = 0,5 nicht mehr eingehalten werden. Dshalb wurde der Test unterbrochen und mit veränderter Momentenverteilung in dem Versuch 4-2 fortgeführt. In der Wand traten bis zum Abbruch des Versuchs keine wesentlichen Risse auf.

H^-_{min} [kN]	H^+_{max} [kN]
-53,9	56,8

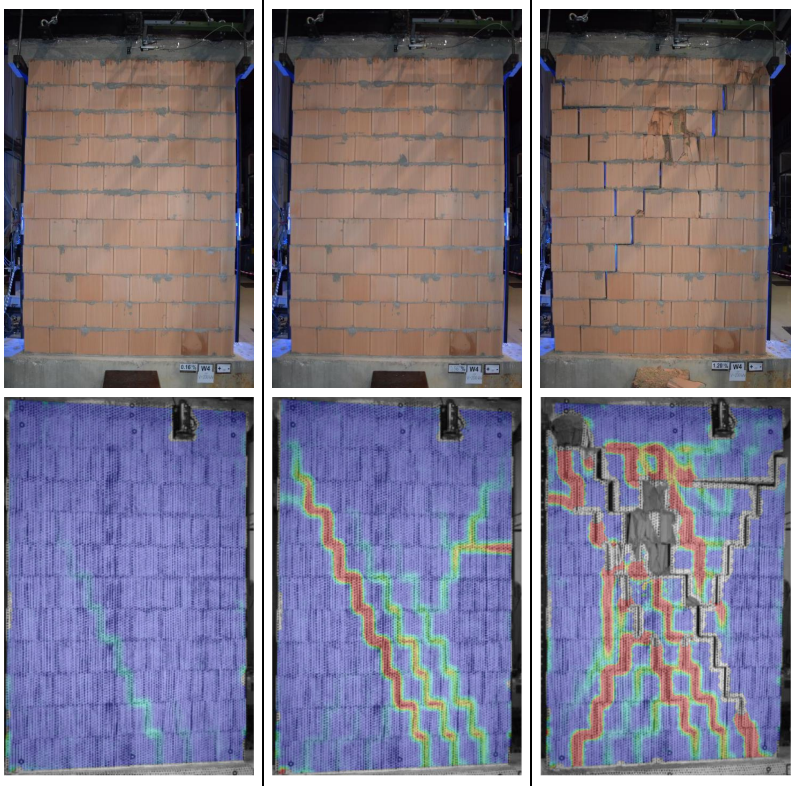
53,9

Tabelle 4.17: **Experimentelle Hysteresekurven und Versagensbilder für Wand Nr. 15 [84]**

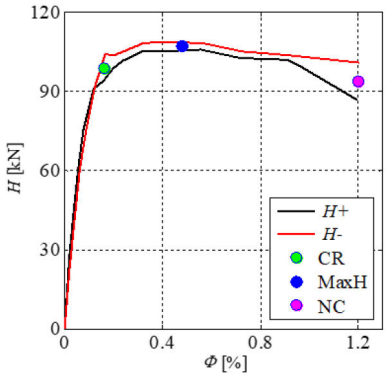
Wand 4-2 im Bericht [84]							
Nr.	***l***	***N***	σ_0/f_d	σ_0/f_k	ψ	***h/l***	***a/t***
[-]	[m]	[kN/m]	[%]	[%]	[-]	[-]	[-]
15	2,0	100,0	18	4	0,5	1,38	1,0

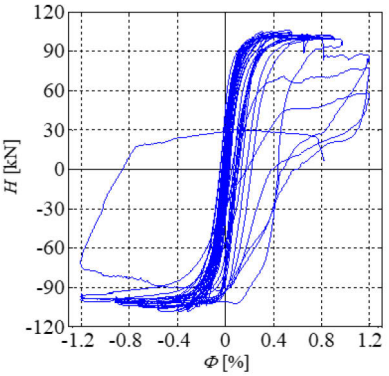
Schadenszustand und Dehnungen

DL		MaxH		NC	
H_{cr} [kN]	δ_{cr} [%]	H_{max} [kN]	δ_{max} [%]	H_{nc} [kN]	δ_{nc} [%]
99,04	0,16	107,46	0,48	94,14	1,20



Kurven ±H und Hysteresen





Versagensform: Biegeverhalten und Steinzugversagen nahe NC

Bei der Fortführung des Versuchs 4-1 mit höheren Auflasten stellt sich ein Biegverhalten mit einem Abheben der Wand und Fugenöffnungen ein. Bei höheren Driftwerten nahe NC kommt Steinzugversagen im Wandmittenebereich hinzu.

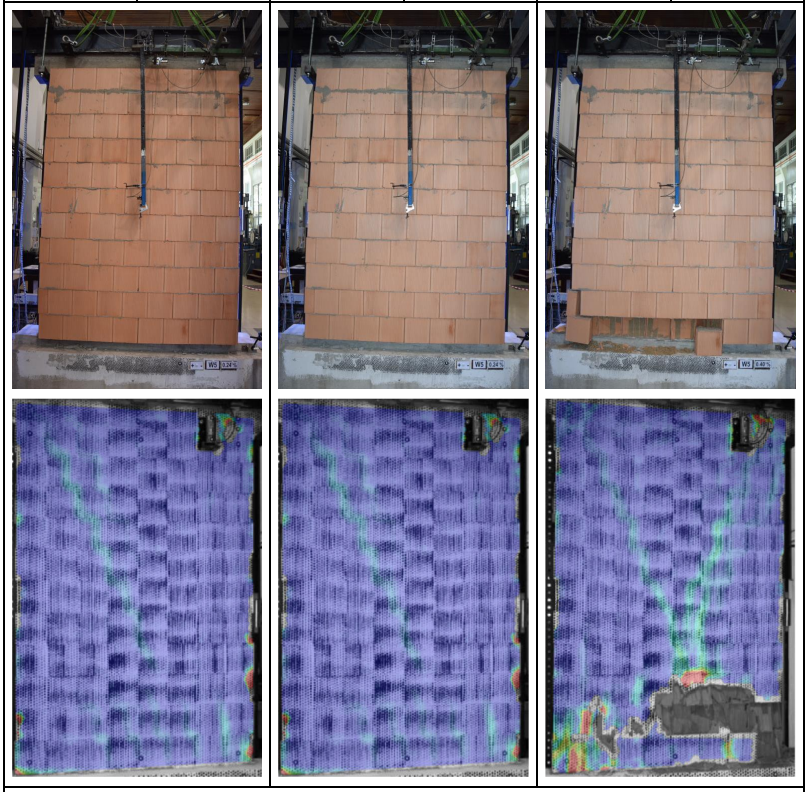
H^-_{min} [kN]	H^+_{max} [kN]
-108,6	105,9
105,9	

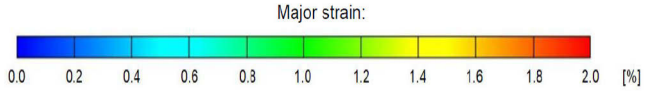
Tabelle 4.18: **Experimentelle Hysteresekurven und Versagensbilder für Wand Nr. 16 [84]**

Wand 5 im Bericht [84]							
Nr.	***l***	***N***	σ_0/f_d	σ_0/f_k	ψ	***h/l***	***a/t***
[-]	[m]	[kN/m]	[%]	[%]	[-]	[-]	[-]
16	2,0	374,0	107	16	1,0	1,38	0,66

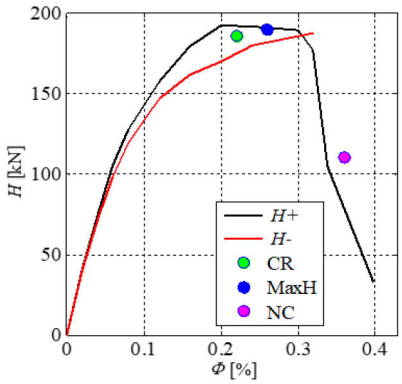
Schadenszustand und Dehnungen

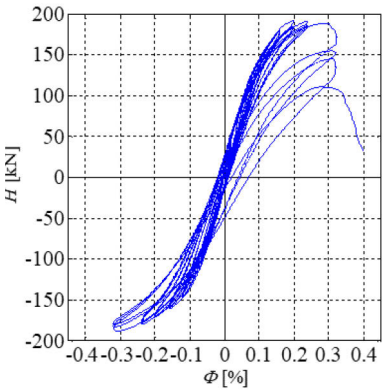
DL ●		MaxH ●		NC ●	
H_{cr} [kN]	δ_{cr} [%]	H_{max} [kN]	δ_{max} [%]	H_{nc} [kN]	δ_{nc} [%]
186,41	0,22	190,26	0,26	110,38	0,36

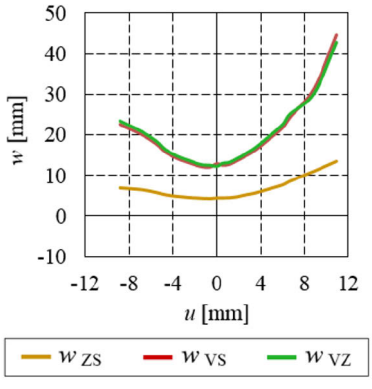




Kurven ±H und Hysteresen







<u>Versagensform: Biegeversagen</u>

Das Versagen der Wand erfolgt durch Druckversagen in den Wandecken am Wandfuß. Zusätzlich kommt es bei höheren Driftwerten zu Abplatzungen der äußeren Schalen des Mauersteins.

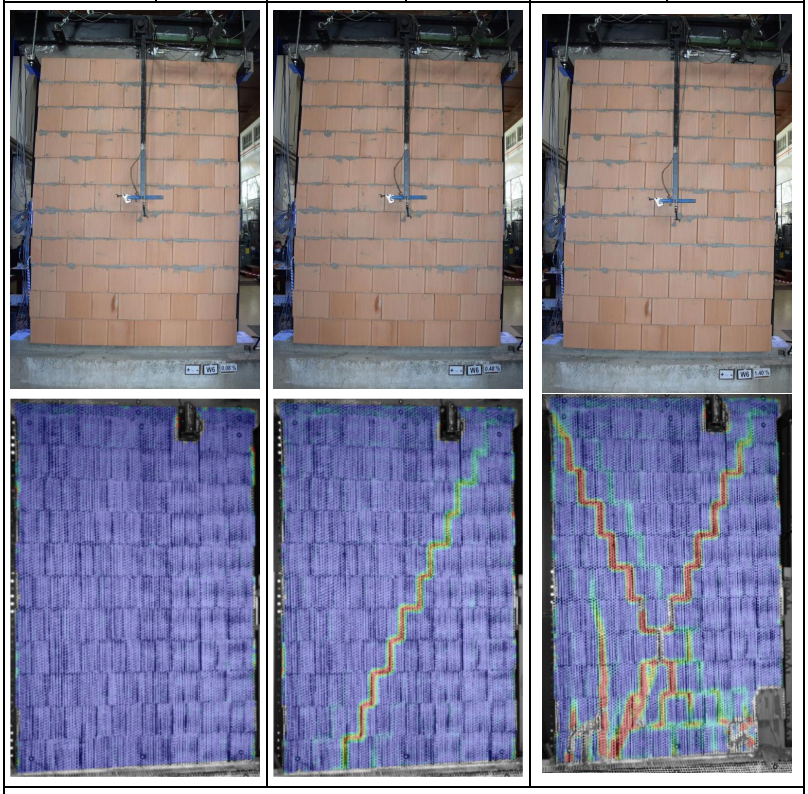
H^-_{min} [kN]	H^+_{max} [kN]
-188,0	192,6
188,0	

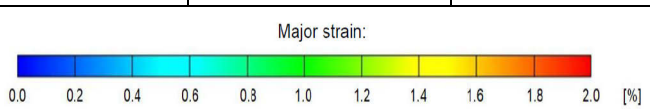
Tabelle 4.19: **Experimentelle Hysteresekurven und Versagensbilder für Wand Nr. 17 [84]**

Wand 6 im Bericht [84]							
Nr.	***l***	***N***	σ_0/f_d	σ_0/f_k	ψ	***h/l***	***a/t***
[-]	[m]	[kN/m]	[%]	[%]	[-]	[-]	[-]
17	2,0	187,0	53	8	1,0	1,38	0,66

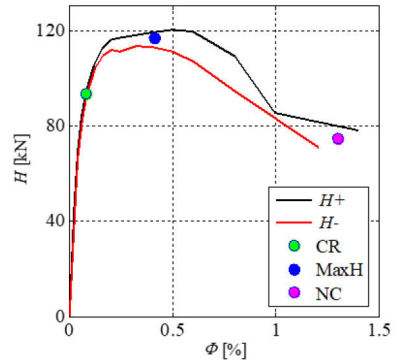
Schadenszustand und Dehnungen

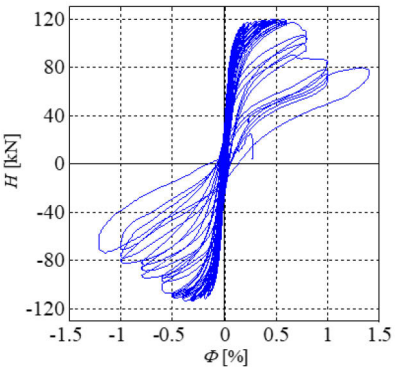
DL		MaxH		NC	
H_{cr} [kN]	δ_{cr} [%]	H_{max} [kN]	δ_{max} [%]	H_{nc} [kN]	δ_{nc} [%]
93,49	0,08	116,75	0,41	74,53	1,30



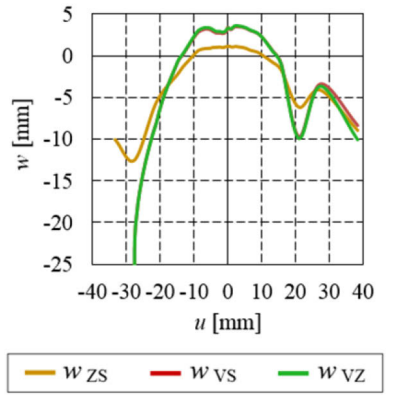


Kurven ±H und Hysteresen





W6



<u>Versagensform: Biegverhalten mit Fugenöffnungen und Gleiten</u>

Die gering belastete Wand zeigt ein Biegeverhalten mit Öffnung der Lager- und stoßfugen und Gleiteffekten. Nahe NC kommt es zu Loakalisierung von Schäden in den Wandecken am Wandfuß.

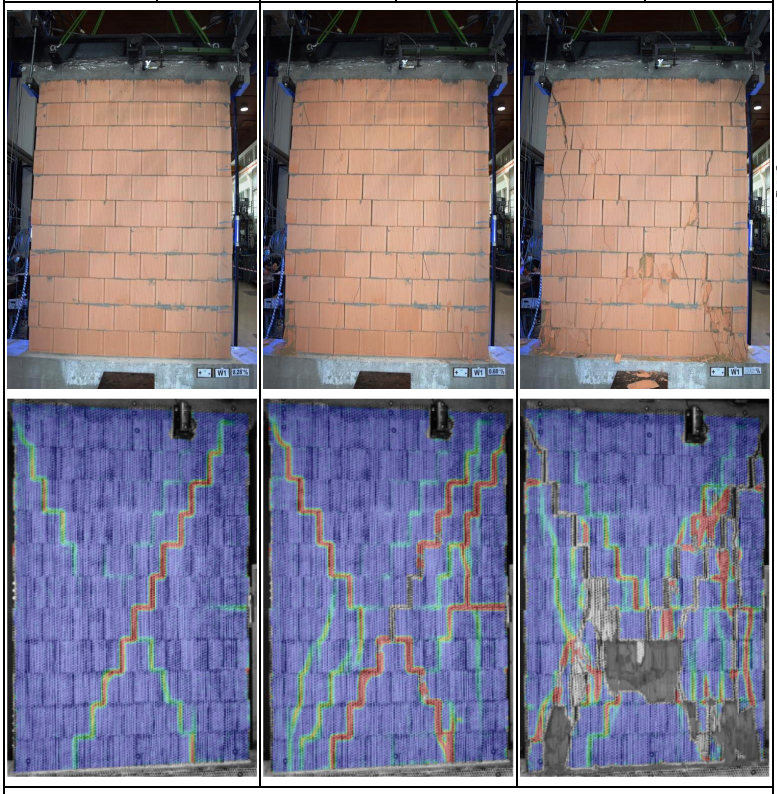
H^-_{min} [kN]	H^+_{max} [kN]
-113,5	120,0
113,5	

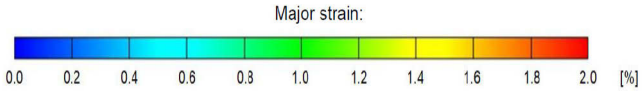
Tabelle 4.20: **Experimentelle Hysteresekurven und Versagensbilder für Wand Nr. 18 [85]**

Wand 1 im Bericht [85]							
Nr.	***l***	***N***	σ_0/f_d	σ_0/f_k	ψ	***h/l***	***a/t***
[-]	[m]	[kN/m]	[%]	[%]	[-]	[-]	[-]
18	2,0	374,0	67	16	1,0	1,38	1,0

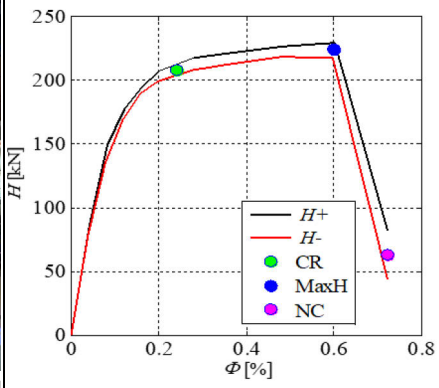
Schadenszustand und Dehnungen

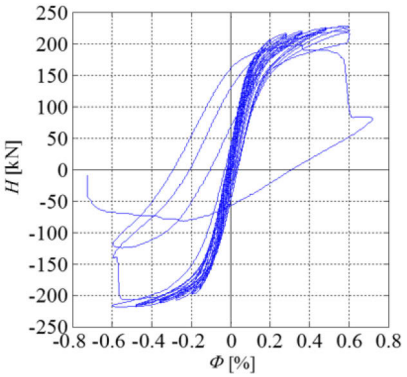
DL		MaxH		NC	
H_{cr} [kN]	δ_{cr} [%]	H_{max} [kN]	δ_{max} [%]	H_{nc} [kN]	δ_{nc} [%]
208,59	0,24	224,42	0,60	63,37	0,72





Kurven ±H und Hysteresen





<u>Versagensform: Steinzug-, Reib- und Biegversagen</u>

Zunächst kommt es zum Steinzugversagen entlang der Druckstrebe, bei der maximalen Horizontallast kommt Gleiten hinzu und im NC kommt es zu einem Druckversagen der Wandecken am Wandfuß. Das Versagen der Wand ist somit eine Kombination verschiedener Versagensformen.

H^-_{min} [kN]	H^+_{max} [kN]
-218,7	221,7
218,7	

Tabelle 4.21: **Schubkräfte und Verformungskapazitäten in den Grenzzuständen DL, MaxH und NC**

				DL			MaxH			NC		
Nr.	σ_0/f_d	ψ	*a/t*	H_{cr}	u_{cr}	δ_{cr}	H_{max}	u_{max}	δ_{max}	H_{NC}	u_{NC}	δ_{NC}
	[-]	[-]	[-]	[kN]	[mm]	[%]	[kN]	[mm]	[%]	[kN]	[mm]	[%]
1	33%	0,5	1,0	170,7	1,65	0,06	183,3	13,75	0,50	107,5	27,5	1,00
2	67%	0,5	1,0	286,3	2,2	0,08	317,1	6,05	0,22	226,4	8,80	0,32
3	100%	0,5	1,0	325,2	2,2	0,08	368,4	3,58	0,13	331,4	6,60	0,24
4	33%	0,5	1,0	169,4	1,1	0,04	186,9	1,38	0,05	100,8	22,0	0,80
5	100%	0,5	1,0	323,5	1,925	0,07	355,7	3,30	0,12	245,0	6,60	0,24
6	33%	0,5	1,0	117,3	1,65	0,06	129,5	8,80	0,32	41,0	16,23	0,59
7	100%	0,5	1,0	236,1	2,2	0,08	236,1	2,20	0,08	185,2	8,80	0,32
8	33%	0,5	1,0	51,4	1,65	0,06	63,3	17,88	0,65	32,7	92,13	3,35
9	67%	0,5	1,0	91,5	2,2	0,08	113,2	8,525	0,31	81,0	11,00	0,40
10	100%	0,5	1,0	122,5	2,75	0,10	137,8	3,575	0,13	49,5	8,80	0,32
11	67%	0,5	1,0	249,1	2,08	0,08	293,4	5,50	0,20	217,7	7,96	0,29
12	107%	0,5	0,667	250,1	3,31	0,12	250,1	3,31	0,12	160,1	4,43	0,16
13	53%	0,5	0,667	162,0	2,76	0,10	170,9	7,72	0,28	110,5	10,98	0,40
14	9%	0,5*	1,0	54,0	3,48	0,13	55,3	19,45	0,71	54,1	25,00	0,91
15	16%	0,5	1,0	99,0	4,42	0,16	107,5	13,21	0,48	94,1	33,03	1,20
16	18%	1,0	0,667	186,4	6,06	0,22	190,3	7,16	0,26	110,4	9,89	0,36
17	53%	1,0	0,667	93,5	2,21	0,08	116,8	11,28	0,41	74,5	35,81	1,30
18	67%	1,0	1,0	208,6	6,60	0,24	224,4	16,50	0,60	63,4	19,80	0,72

** nur für den Bereich von -45,3 kN ≤ H ≤ 45,30 kN*

4.2.5 Interpretation der Ergebnisse

4.2.5.1 Versuchsserie 1: Momentennullpunkt in Wandmitte

Gedrungene Schubwände mit einer Schlankheit von 1,38 und Momentennullpunkt in Wandmitte ($\psi = 0{,}5$) weisen überwiegend ein Versagen auf Schub durch Steinzugversagen auf. Das Steinzugversagen tritt entlang der schräg verlaufenden Druckstrebe auf. Die Eckbereiche der Wand bleiben dabei weitestgehend intakt. Die Verformungsfähigkeiten sind für diese Wandlänge für die Auflastniveaus $\sigma_0 = 0{,}67$ - $1{,}0\ f_d$ sehr gering ($\delta \approx 0{,}27$ %). Bei dem niedrigeren Auflastniveau von $\sigma_0 = 0{,}33\ f_d$ werden größere Verformungskapazitäten erreicht ($\delta \approx 0{,}9$ %).

Für die Wände mit einer mittleren Schlankheit von 1,83 tritt für das niedrige Auflastniveau von $\sigma_0 = 0{,}33\ f_d$ ein Gleiten in der Wand auf, wobei sich Verformungsfähigkeiten von

$\delta \approx$ 0,6 % einstellen. Bei den höheren Auflastniveaus reduzieren sich die Verformungsfähigkeiten deutlich und liegen bei $\sigma_0 = 1{,}0\ f_d$ nur noch bei $\delta \approx$ 0,33 %.

Bei schlanken Wänden mit einer Schlankheit von 2,75 und niedrigen Auflasten von $\sigma_0 = 0{,}33\ f_d$ kommt es zu einem Biegeverhalten mit lokalem Versagen in den Eckbereichen und hohen Verformungskapazitäten ($\delta \approx$ 2 - 3,4%). Für das höhere Auflastniveau von $\sigma_0 = 0{,}67\ f_d$ stellt sich zunächst ein Biegeverhalten ein, bevor es dann zu Steinzugversagen kommt. Bei dem höchsten Auflastniveau stellt sich kein Biegeverhalten mehr ein und es kommt direkt zu einem diagonalen Schubversagen in den Mauersteinen.

Insgesamt ist festzuhalten, dass höhere Auflastniveaus zu geringeren Verformungsfähigkeiten und höheren Schubtragfähigkeiten führen. Hierbei ist der Unterschied der Schubtragfähigkeiten für die Auflastniveaus $\sigma_0 = 0{,}67\ f_d$ und $\sigma_0 = 1{,}0\ f_d$ relativ gering.

Weiterhin ist festzustellen, dass die Wandschlankheit einen entscheidenden Einfluss auf das Wandverhalten hat. Schlanke Wände mit der Schlankheit von 2,75 weisen für das geringe Auflastniveau von $\sigma_0 = 0{,}33\ f_d$ etwa um den Faktor 4 größere Verformungsfähigkeiten als die Wände mit Wandschlankheiten von 1,38 und 1,83 auf. Demgegenüber ergibt sich für ein Auflastniveaus von $\sigma_0 = 0{,}67\ f_d$ bei einer Wandschlankheit von 1,38 eine um den Faktor 3 höhere Schubtragfähigkeit im Vergleich zur schlanken Wand. Auch für das Auflastniveau von $\sigma_0 = 1{,}0\ f_d$ ergibt sich für die geringe Wandschlankheit von 1,38 eine deutlich höhere Schubtragfähigkeit, aber eine wiederum um den Faktor 4 geringere Verformungsfähigkeit im Vergleich zu Wänden mit Schlankheiten von 1,83 und 2,75.

4.2.5.2 Versuchsserie 2: Momentennullpunkt in Wandmitte/Wandkopf und exzentrische Einleitung der Vertikallasten

Die gedrungenen Wände 11, 14, 15 und 18 mit einer Schlankheit von 1,38 und Momentennullpunkt in Wandmitte ($\psi = 0{,}5$) wurden für verschiedene Auflastniveaus getestet. Die Wand 14 mit dem Auflastniveau von $\sigma_0 = 0{,}67\ f_d$ zeigte ein sprödes Steinzugversagen mit geringer Verformungsfähigkeit. Die Wand 14 wurde mit dem geringen Auflastniveau von $\sigma_0 = 0{,}09\ f_d$ bis zu einer Horizontalkraft von 45,3 kN getestet. Bei einer Kopfpunktverschiebung von 3,3 mm kam es zur Öffnung der Lagerfuge am Wandfuß und zum Abheben der Wand. Ab der Horizontallast von 45,3 kN konnte die Randbedingung von $\psi = 0{,}5$ nicht mehr eingehalten werden. Deshalb wurde der Test unterbrochen und mit einem erhöhten Auflastniveau von $\sigma_0 = 0{,}16\ f_d$ und veränderter Momentenverteilung ($\psi = 0{,}5$ bis 0,65) in einem zweiten Versuchsteil als Wand 15 fortgeführt. Bis zur Unterbrechung traten in der Wand keine wesentlichen Risse auf. Bei der Fortführung des Versuchs stellte sich ein Biegeverhalten mit einem Abheben der Wand und Fugenöffnungen ein. Bei höheren Driftwerten nahe dem Grenzzustand NC kam ein Steinzugversagen im Wandmittenbereich hinzu. Dies bestätigt die Feststellung aus der Versuchsreihe 1, dass höhere Auflasten zu reduzierten Verformungsfähigkeiten führen. Zudem zeigten die Versuche, dass sich auch bei gedrungenen Wänden mit geringen Auflasten und Momentennullpunkt in Wandmitte ($\psi = 0{,}5$) ein Biegeverhalten der Wand einstellen kann. Die Wand 18 ist eine Wiederholung des Tests 11 mit dem Momentennullpunkt am Wandkopf. Hier kommt

es zunächst zu einem Steinzugversagen entlang der Druckstrebe, bei der maximalen Horizontallast kommt Gleiten hinzu und im Grenzzustand NC kommt es zu einem Druckversagen der Wandecken am Wandfuß. Das Versagen der Wand ist somit eine Kombination verschiedener Versagensformen. Im Vergleich zur Wand 11 sind die maximale Schubtragfähigkeit der Wand 18 um 31% kleiner und die Verformungsfähigkeit um den Faktor 2,5 bis 3 größer. Dies zeigt, dass die Randbedingungen im Gebäude einen wesentlichen Einfluss auf die Trag- und Verformungsfähigkeiten haben.

Die Wände 12 und 13 mit Auflastniveaus von $\sigma_0 = 1{,}07\ f_d$ und $\sigma_0 = 0{,}53\ f_d$, einem Momentennullpunkt in Wandmitte ($\psi = 0{,}5$) und einer Exzentrizität am Wandkopf von a/t = 0,667 zeigten beide ein Druckversagen am Wandfuß mit einem Abplatzen der äußeren Schalen der Mauersteins. Zusätzlich zeigte die Wand 12 Steinzugversagen entlang der Druckstrebe. Das Druckversagen kommt auf Grund der stärkeren Einschnürung der Druckzone durch die zweiachsige Biegung zustande. Auch im Falle der exzentrischen Lasteinleitung führen die Unterschiedlichen Auflastniveaus zu unterschiedlichen Trag- und Verformungsfähigkeiten. Die Wand 12 mit der höheren Auflast weist eine um den Faktor 2,5 verringerte Verformungsfähigkeit und eine um den Faktor 2 größere Schubtragfähigkeit auf.

Die Wand 17 entspricht geometrisch und vom Auflastniveau der Wand 13, weist jedoch einen Momentennullpunkt am Wandkopf ($\psi = 1{,}0$) auf. Dies führt zu einer um den Faktor 3,3 größeren Verformungsfähigkeit und einer um den Faktor 1,46 geringeren Schubtragfähigkeit. Auch hier beeinflussen die mechanischen Randbedingungen die Ergebnisse wesentlich. Bei der Wand 16 mit einem Auflastniveau von $\sigma_0 = 0{,}18\ f_d$, einem Momentennullpunkt am Wandkopf ($\psi = 1{,}0$) und einer Exzentrizität am Wandkopf von a/t = 0,667 stellt sich ein Druckversagen in den Wandecken am Wandfuß ein. Zusätzlich kommt es bei höheren Driftwerten zu Abplatzungen der äußeren Schalen des Mauersteins. Diese zeigt, dass die Änderung der Momentenverteilung in Kombination mit dem niedrigeren Auflastniveau zu einem anderen Versagenstyp führen.

Abschließend ist anzumerken, dass es bei der exzentrischen Einleitung von Vertikallasten am Wandkopf bei steigenden Horizontallasten zu Verformungen senkrecht zur Wand gekommen ist. Dies zeigen die Last-Verformungsdiagramme der Wände 12, 13, 16 und 17. Dies entspricht nicht den realen Randbedingungen im Gebäude und hat tendenziell einen negativen Einfluss auf die maximalen Schubtrag- und Verformungsfähigkeiten. Damit sind die Versuchsergebnisse für diese Konstellationen als konservativ anzusehen.

Weitere Details und Informationen zu den experimentellen Ergebnissen sind den Versuchsberichten [83–85] zu entnehmen.

4.3 Zusammenfassung

Die Auswertung der Versuchsergebnisse an Mauerwerkwänden aus Ziegelmauerwerk mit dem Hochlochziegel UNIPOR WS10 CORISO und Dünnbettmörtel ergab folgende wesentliche Einflussfaktoren auf die maximale Schubtragfähigkeit und Verformungskapazität von Mauerwerksschubwänden:

- Wandschlankheit
- Momentenverteilung
- Auflastniveau
- Schub- und Biegetragfähigkeiten des Mauerwerks
- Auflagertiefe für vertikale Lasteinleitung

Abbildung 4.5 zeigt stark vereinfacht den gegenläufigen Einfluss der einzelnen Faktoren auf die Schubtrag- und Verformungsfähigkeit von Mauerwerkswänden. Die dargestellten Tendenzen können grundsätzlich auch auf andere Mauersteine und Mörtel übertragen werden. Obwohl die einzelnen Einflüsse getrennt voneinander verständlich und interpretierbar sind, führt die Kombination aller Einflüsse zu einer komplexen Fragestellung hinsichtlich der Prognose der zu erwartenden Versagensformen.

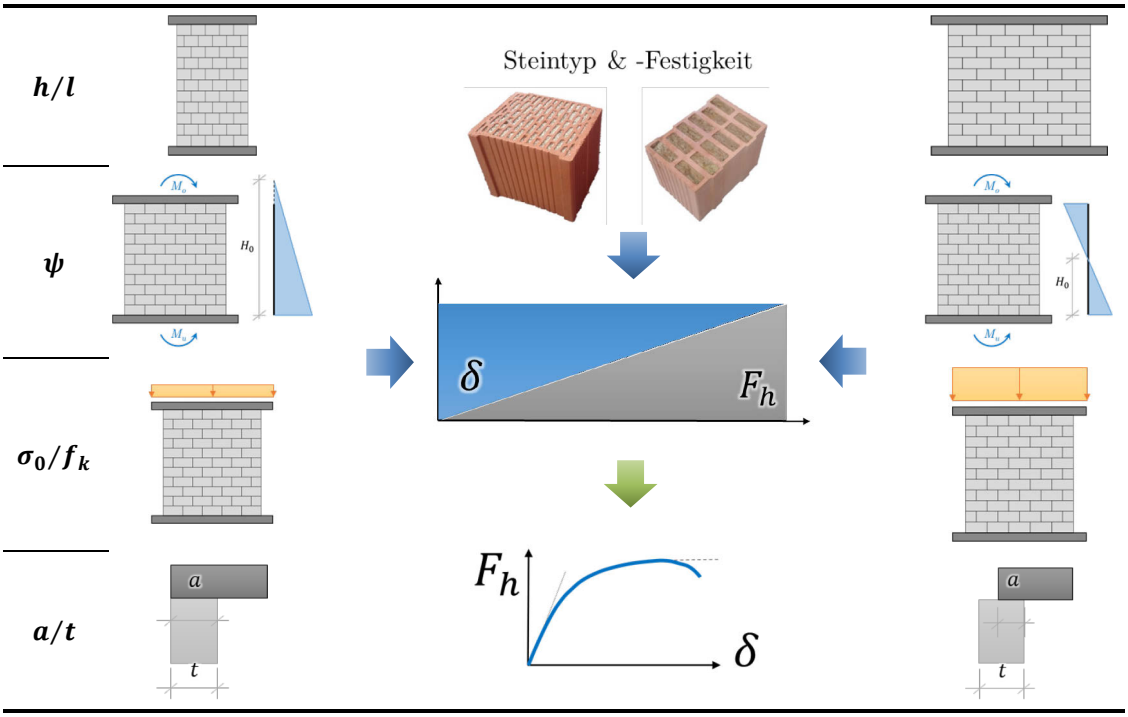


Abbildung 4.5: **Einflussfaktoren auf die Schubtrag- und Verformungsfähigkeit von Schubwänden**

Für eine Prognose der Versagensformen ist es erforderlich systematisch weitere Kombinationen der Einflussfaktoren zu untersuchen. Dies ist aber versuchstechnisch auf Grund des Aufwands und der Kosten nicht möglich. Die einzige Möglichkeit einen größeren Parameterraum abzudecken stellen numerische Simulationen dar. Deshalb wird im folgenden Kapitel ein numerisches Modell für Mauerwerksschubwände entwickelt und in den Kapiteln 6 und 7 für Variantenstudien von Mauerwerksschubwänden mit und ohne exzentrische Vertikallasteinleitung am Wandkopf eingesetzt. Die Prognose der Versagensform mit Ort und Typ des Versagens ist die Grundlage für eine valide Schubbemessung von Mauerwerkswänden unter kombinierten Vertikal- und Horizontallasten.

5 SIMULATIONSMODELL FÜR SCHUBWÄNDE AUS MAUERWERK

Da experimentelle Untersuchungen auf Grund von Kosten und Aufwand nur für wenige Geometrien, Auflasten und statische Randbedingungen durchgeführt werden können, sind numerische Simulationen für eine systematische Untersuchung der Versagensformen erforderlich. Das folgende Kapitel beschreibt das entwickelte Modell für die Simulation von Mauerwerksschubwänden unter kombinierten Vertikal- und Horizontalbeanspruchungen in Wandebene. Zusätzlich sollen mit dem Modell auch Exzentrizitäten am Wandkopf berücksichtigt werden, die eine Biegung senkrecht zur Wand hervorrufen. Nachfolgend wird zunächst das verwendete Modellierungskonzept mit der numerischen Umsetzung beschrieben. Im Anschluss erfolgt eine Kalibrierung des Modells auf Grundlage der in Kapitel 4 vorgestellten experimentellen Daten.

5.1 Wahl des Modellierungsansatzes

Experimentelle Untersuchungen ermöglichen Rückschlüsse auf das globale Last- und Verformungsverhalten einer Wand in Bezug auf Tragfähigkeit und Verformungskapazität. Die Auswertung der Dehnungen und Spannungen kann zusätzlich durch optische Systeme unterstützt werden, die aber auf Grund des spröden Materialverhaltens mit Rissbildungseffekten eher qualitativen Charakter haben. Detaillierte Analysen von Spannungen und Dehnungen auf Stein- und Fugenebene mit den einhergehenden Versagensmechanismen können hingegen nur auf Grundlage numerischer Simulationsmodelle durchgeführt werden. Die Modelle lassen sich entweder einer diskreten Modellierung auf der Mikro- und Mesoebene zuordnen [7, 87], oder der Modellierung als homogenes Kontinuum auf der Makroebene [16, 87] (siehe Abbildung 5.1).

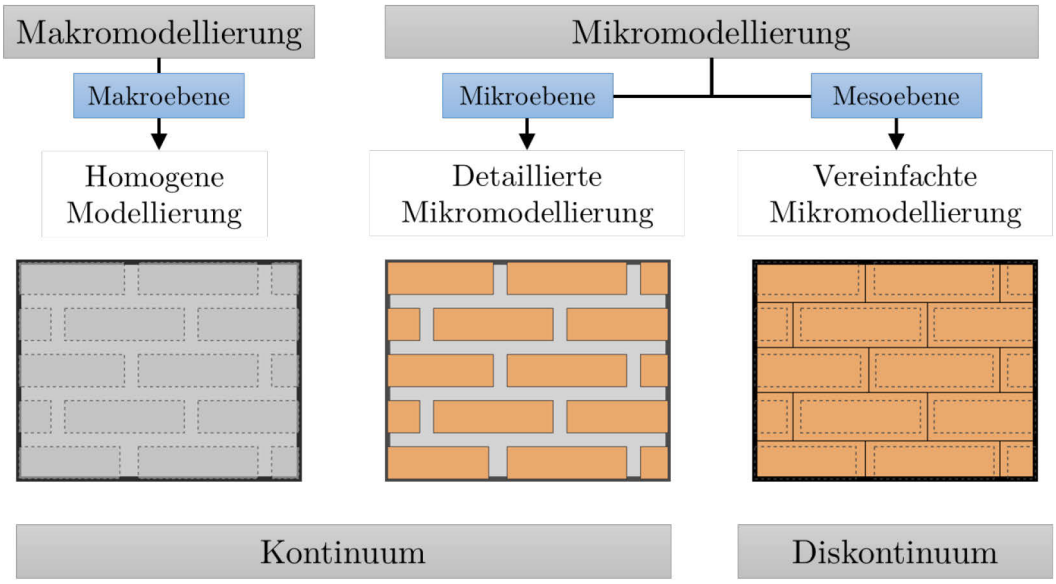


Abbildung 5.1: **Modellierungskonzepte für Mauerwerk aus [7]**

Bei einer diskreten Modellierung auf der Mikroebene werden Mauerstein und Fuge getrennt mit ihren geometrischen Abmessungen und Eigenschaften abgebildet [7, 87, 88]. Bei Modellen auf der Mesoebene wird der Mörtel nicht explizit modelliert, sondern vereinfacht mit Kontaktelementen abgebildet [89, 90]. Modelle auf der Mesoebene werden auch als vereinfachte Mikromodelle bezeichnet. Makromodelle hingegen bilden das Mauerwerk vereinfacht mit „verschmierten“ Materialeigenschaften ab, was die Formulierung der Versagenskriterien erschwert [16, 91, 87].

Im Rahmen dieser Arbeit werden an das Modell die Anforderungen gestellt sowohl die Biege- als auch die Schubversagensformen von Mauerwerksschubwänden unter quasi-statischen Belastungen abzubilden. Darüber hinaus soll es auch möglich sein lokale Effekte in hoch beanspruchten Wandbereichen detaillierter zu untersuchen. Gleichzeitig muss das Modell aber numerisch effizient sein, da eine Parameterstudie mit unterschiedlichen Wandkonfigurationen durchgeführt wird. Diese Anforderungen werden durch einen diskreten Modellierungsansatz auf der Mesoebene erfüllt, in denen Mauersteine und Fugen getrennt abgebildet werden. Da die Mörtelfugen für das im Rahmen dieser Arbeit betrachtete Ziegelmauerwerk mit Dünnbettmörtel ausgeführt werden, erfolgt die Abbildung der Fuge mit geringer Dicke (0,7 – 4,0 mm) durch Kontaktelemente. Dies ist gerechtfertigt, da die Steifigkeitseigenschaften der Wand im Wesentlichen durch den verwendeten Mauerstein festgelegt werden [23]. Diese Art der Fugenmodellierung ermöglicht eine effiziente Abbildung der Kontaktflächeneigenschaften mit Berücksichtigung des nichtlinearen Verbundverhaltens [7], wobei die Mauersteine um die Fugendicke vergrößert abgebildet werden. Es wird ein dreidimensionaler Ansatz verwendet, um die die wichtigen Effekte aus Querspannungen in Wanddickenrichtung und Effekte aus zweiachsiger Biegung durch eine exzentrische Lasteinwirkung der Vertikallasten in und senkrecht zur Wandebene abbilden zu können [91].

Nachfolgend werden der Modellaufbau mit der numerischen Abbildung der Einzelkomponenten, die Lastaufbringung und die Definition der Randbedingungen detailliert beschrieben. Die Entwicklung des numerischen Modells erfolgt in der Finite-Element Software LS-DYNA [92].

5.1.1 Aufbau des Simulationsmodells

Abbildung 5.2 zeigt schematisch den Aufbau des vereinfachten Mikromodells bestehend aus den Mauersteinen mit nichtlinearem Materialmodell, den Fugen als Kontaktelemente, einem Fußbalken und einem Kopfbalken zur Lastaufbringung. Der Aufbau des Modells als monolithische Außenwand aus Ziegelmauerwerk entspricht den in Abschnitt 4.2 vorgestellten Versuchskörpern der Schubwände [83–85].

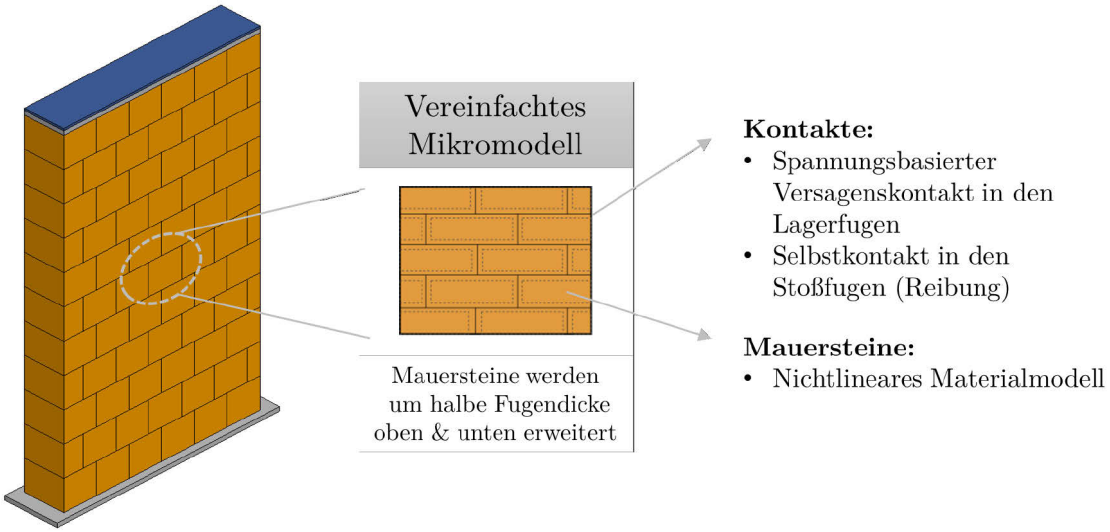


Abbildung 5.2: Aufbau des numerischen Simulationsmodells

Die nichtlineare Modellierung der Mauersteine erfolgt mit Volumenelementen unter Vernachlässigung der Steinlochung als homogenes Kontinuum. Als Materialmodell kommt das Karagozian und Case Betonmodell (KCC) [93, 94] zur Anwendung. Da die Mörtelfuge im vereinfachten Mikromodell keine geometrische Dicke aufweist, werden die Steine um die halbe Fugendicke erweitert. Die Kontaktflächen zwischen den einzelnen Mauersteinen in den Lagerfugen werden mittels Interface-Elementen durch einen spannungsbasierten Versagenskontakt mit kohäsivem Entfestigungsverhalten abgebildet. Dazu wird das DYCOSS-*Discrete Crack Model* nach Lemmen und Meijer [95, 96] verwendet mit dem die Verbundeigenschaften zwischen Mauerstein und Mörtel ausreichend genau abgebildet werden können. Die unvermörtelten Stoßfugen werden mit Kontaktelementen als reiner Reibkontakt modelliert.

Darüber hinaus soll das Verbundverhalten zwischen den Kopf- und Fußbalken aus Beton und dem Mauerwerk in der untersten und obersten Lagerfuge korrekt abgebildet werden. Dazu werden diese ebenfalls mittels Volumenelementen modelliert. Als Materialmodell kommt ein elastisches Materialmodell zum Einsatz, welches über die entsprechend dem Beton höhere Steifigkeit verfügt. Die äußeren Lasten und Verformungen werden am Wandkopf über eine starre Lastplatte aus Volumenelementen aufgebracht, welche wiederum eine gleichmäßige Lasteinleitung in die Wand sicherstellt.

5.2 Materialmodell für den Mauerstein

5.2.1 Grundlagen

Das Materialmodell für den Mauerstein dient der Beschreibung des Zusammenhangs zwischen Spannungen und Dehnungen in den Wandscheiben unter zentrisch oder exzentrisch wirkenden Vertikallasten und Horizontallasten. Hierbei treten mehraxiale Spannungszustände auf, die mechanisch in einem Spannungsraum abgebildet werden. Der dreidimensionale Spannungsraum unter Annahme für linear elastisches und isotropes Materialverhalten ist wie folgt definiert:

$$\begin{bmatrix}\sigma_{11}\\ \sigma_{22}\\ \sigma_{33}\\ \sigma_{23}\\ \sigma_{31}\\ \sigma_{12}\end{bmatrix} = \frac{E}{(1+v)(1-2v)}\begin{bmatrix}(1-v) & v & v & 0 & 0 & o\\ v & (1-v) & v & 0 & 0 & 0\\ v & v & (1-v) & 0 & 0 & 0\\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2v}{2} & 0 & 0\\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2v}{2} & 0\\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2v}{2}\end{bmatrix}\begin{bmatrix}\varepsilon_{11}\\ \varepsilon_{22}\\ \varepsilon_{33}\\ \varepsilon_{23}\\ \varepsilon_{31}\\ \varepsilon_{12}\end{bmatrix} \quad \text{5-1}$$

Die notwendigen Materialparameter zur Beschreibung des Spannungszustands sind das Elastizitätsmodul E und die Querkontraktionszahl v. Eine Verallgemeinerung der Formulierung kann durch die Darstellung im Hauptspannungssystem erreicht werden, wodurch die Schubspannungskomponenten des Spannungstensors entfallen. Hierbei werden in der Regel die Invarianten des Spannungstensors verwendet, die aus den senkrecht zueinanderstehenden Hauptnormalspannungen σ_1, σ_2 und σ_3 berechnet werden:

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad \text{5-2}$$

$$I_2 = \sigma_3\sigma_1 + \sigma_3\sigma_2 + \sigma_3\sigma_1 \quad \text{5-3}$$

$$I_3 = \sigma_1\sigma_2\sigma_3 \quad \text{5-4}$$

Mit Hilfe der Invarianten kann der Spannungstensor in einen hydrostatischen (volumetrische Verformung) und einen deviatorischen (Gestaltänderung) Anteil untergliedert werden, wobei sich der deviatorische Anteil aus der Differenz des Gesamtspannungszustands und dem hydrostatischen Anteil ergibt. Entsprechend resultieren daraus die Invarianten des deviatorischen Spannungstensors:

$$J_1 = 0 \quad \text{5-5}$$

$$J_2 = \frac{1}{3}(I_1^2 - 3I_2) \quad \text{5-6}$$

$$J_3 = \frac{1}{27}(2I_1^2 - 9I_1I_2 + 27I_3) \quad \text{5-7}$$

5.2.2 Wahl des Materialmodells für den Mauerstein

Als potentielle Materialmodelle für den Mauerstein stehen in LS-DYNA das „*Continuous surface cap model*“ (MAT_159), das Winfrith-Modell (MAT_084) und das Modell von Karagozian und Case (MAT_072R3) für die Simulation zur Verfügung [97, 98]. Diese Modelle sind invariante isotrope Plastizitätsmodelle, die für die Simulation des Verhaltens von Beton unter dreidimensionalen Spannungszuständen entwickelt wurden. Nachfolgend werden diese Modelle vorgestellt und hinsichtlich ihrer Eignung für die Abbildung der Versagensformen des Mauersteins beurteilt.

5.2.2.1 „Continuous surface cap model"– MAT_159

Das Materialmodell MAT_159 ist ein „*Continuous surface cap model*" (CSC-Modell), das über einen kontinuierlichen Übergang zwischen der Fließfläche und dem Verfestigungsbereich verfügt [99, 100]. Durch eine multiplikative Formulierung der Fließfläche wird das Schubversagen mit der Verfestigung kombiniert. Die Fließfunktion ist durch Gleichungen der drei Spannungsinvarianten definiert mit:

$$Y(I_1 J_2, J_3) = J_2 - R(J_3)^2 F_f^2(I_1) F_c(I_1, \kappa) \qquad 5\text{-}8$$

Hierbei beschreibt $F_f(I_1)$ die Schubversagensgrenze und $F_c(I_1, \kappa)$ die Verfestigung. R stellt einen Reduktionsfaktor dar. Der Verfestigungsparameter κ beschreibt den Wert der Druck-Invariante an dem Schnittpunkt der Ellipse und der Schubfestigkeit. Durch Auswertung der Fließfunktion wird kontinuierlich überprüft, ob der aktuelle Belastungszustand im elastischen oder plastischen Bereich liegt. Eine Darstellung der Fließfläche zeigt Abbildung 5.2.

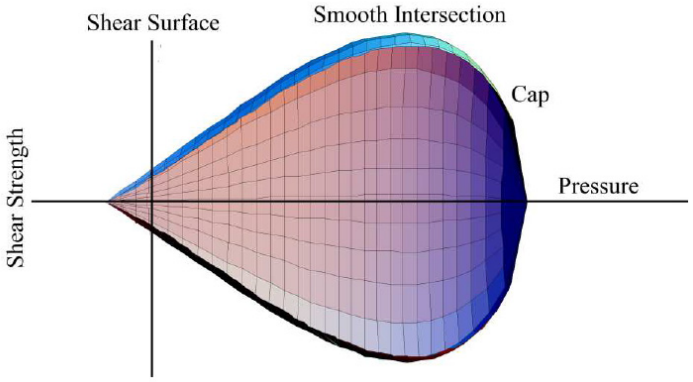


Abbildung 5.3: Zweidimensionale Fließfläche des CSC-Modells [101]

Die Schubversagensfläche wird definiert mit den durch triaxiale Druckversuche zu definierenden Materialkonstanten α, β, λ und θ definiert:

$$F_f(I_1) = \alpha - \lambda exp^{-\beta I_1} + \theta I_1 \qquad 5\text{-}9$$

Die Verfestigungsoberfläche wird wie folgte beschrieben:

$$F_c(I_1, \kappa) = \begin{cases} 1 - \dfrac{\left(I_1 - L(\kappa)\right)^2}{\left(X(\kappa) - L(\kappa)\right)^2} \; f\ddot{u}r: I_1 \geq L(\kappa) \\ 1 \; f\ddot{u}r: I_1 \leq L(\kappa) \end{cases} \qquad 5\text{-}10$$

mit: $L(\kappa) = \begin{cases} \kappa \text{ für } \kappa \geq \kappa_0 \\ \kappa_0 \text{ für } \kappa \leq \kappa_0 \end{cases}$ und $X(\kappa) = L(\kappa) + RF_f(I_1)$

Die Gleichung 5-10 beschreibt hierbei die Ellipse („*cap*“) für $I_1 \geq L(\kappa)$. Die Fläche des Schubversagens schneidet die Ellipse bei $I_1 = L(\kappa)$. Der Grenzwert κ_0 ist der Wert von I_1, wenn sich Schubversagensgrenze und die Ellipse schneiden (bevor sich die Ellipse aufweitet oder verkleinert). Der Materialparameter R kann durch den hydrostatischen Druck und uniaxiale Zugversuche ermittelt werden. Das Modell erfordert insgesamt die Definition von insgesamt 37 Materialkonstanten auf Grundlage experimenteller Daten, was nach Prüfung für den Mauerstein aus Ziegel nicht realisierbar ist. Alternativ kann das Modell mit den Standartwerten für Normalbeton eingesetzt werden, womit aber die Versagensformen von Mauerwerk nur unzureichend abgebildet werden können. Aus den genannten Gründen wurde dieses Materialmodell nicht verwendet.

5.2.2.2 Winfrith-Modell – MAT_084

Das Winfrith-Modell (MAT_084) ist ein verschmiertes Betonmodell, das als Plastizitätsmodell auf dem Vierparametermodell von Ottosen basiert. Eine ausführliche Beschreibung zu dieser Art von Modellen findet sich in Huber [102] und Schütt [103]. Die Modellparameter sind Funktionen des Verhältnisses von Zugfestigkeit zu Druckfestigkeit und auf Grundlage von Versuchsdaten festzulegen. Für die Simulationen kann das Modell mit Standardwerten verwendet werden, die programmintern aus der Druck- und Zugfestigkeit, Querkontraktionszahl, Anfangssteifigkeit, Rissenergie, Dichte und Größe des Betonzuschlags ermittelt werden. Die Fließfunktion ist des Modells ist wie folgt definiert:

$$Y(I_1,J_2,J_3) = \alpha J_2 + \lambda\sqrt{J_2} + bI_1 - 1 \qquad \text{5-11}$$

mit:

$$\lambda = \begin{cases} k_1 cos[1/3\, cos^{-1}(k_2\, cos(3\theta))] \\ k_1 cos[\pi/3 - 1/3\, cos^{-1}(-k_2\, cos(3\theta))] \end{cases} \text{für} \begin{matrix} cos(3\theta) \geq 0 \\ cos(3\theta) \leq 0 \end{matrix} \text{und } cos(3\theta) = \frac{3\sqrt{3}}{2}\frac{J_3}{J_2^{3/2}}$$

Die vier Parameter α, b, k_1 und k_2 stellen Funktionen des Verhältnisses der Zug- und Druckfestigkeit (f_t/f_c) dar die durch Druck- und Zugversuche zu ermitteln sind. Mit diesem Modell können qualitative Rissverteilungen ermittelt werden. Das Modell ist in der Lage das spröde Verhalten von Beton unter Berücksichtigung von Entfestigungseffekten im Zugbereich und Dehnrateneffekten bis in den Nachbruchbereich für statische und hochdynamische Belastungen abzubilden. Umfangreiche Modelltests von Wu et al. [97] zeigten jedoch, dass mit dem Modell die Entfestigung im Druckbereich und Schubdilatationen nicht abgebildet werden können. Zudem ist die Abbildung von Umschnürungseffekten begrenzt. Da die Abbildung der Entfestigung im Druckbereich bei Spannungskonzentrationen am Wandfuß wesentlich für die Simulation von Schubwänden aus Mauerwerk ist, kam dieses Modell nicht zur Anwendung.

5.2.2.3 Modell nach Karagozian und Case – MAT_072R3

Das Materialmodell MAT_072R3 wurde von Karagozian und Case [93] entwickelt und basiert auf der Entkopplung von volumetrischen und deviatorischen Anteilen. Das Modell wird im Folgenden, entsprechend der einschlägigen Literatur, mit KCC bezeichnet. Die

Modellformulierung erfolgt auf Grundlage von drei Invarianten und drei Versagensflächen [104]. Der volumetrische Anteil wird mathematisch durch eine Zustandsgleichung beschrieben, die den aktuellen Druck als Funktion der volumetrischen Dehnung und der inneren Energie berechnet. Grundlage der Funktion bildet die Eingabe von Wertepaaren aus volumetrischer Dehnung und hydrostatischem Druck. Sobald der hydrostatische Druck mittels der Zustandsgleichung berechnet ist, erfolgt die Ermittlung der Schubversagensfläche, die auf Grundlage der zweiten Invariante des deviatorischen Spannungstensors durch drei Versagensflächen beschrieben wird. Die Versagensflächen werden durch 8 Parameter a_i definiert, die der Grenzversagensfläche, der Versagensfläche bei Fließbeginn und der Versagensfläche der Nachbruchfestigkeit zugeordnet sind. Diese Versagensflächen sind wie folgt definiert:

Grenzversagensfläche:

$$\Delta\sigma_m = a_0 + \frac{p}{a_1 + a_2 p} \tag{5-12}$$

Versagensfläche bei Fließbeginn:

$$\Delta\sigma_y = a_{0y} + \frac{p}{a_{1y} + a_{2y} p} \tag{5-13}$$

Versagensfläche für Nachbruchfestigkeit:

$$\Delta\sigma_r = \frac{p}{a_{1f} + a_{2f} p} \tag{5-14}$$

Hierbei sind p der hydrostatische Druck

$$p = -\frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) = -\frac{1}{3} I_1 \tag{5-15}$$

und $\Delta\sigma$ die Versagensfläche für den deviatorischen Spannungsanteil:

$$\Delta\sigma = \sqrt{3 J_2} = \sqrt{3/2\,(s_1^2 + s_2^2 + s_3^2)} \tag{5-16}$$

Die 8 Parameter a_i sind mit experimentellen Untersuchungen zu ermitteln [97]. Da die residuale Zugfestigkeit von Beton und Mauerwerk vernachlässigbar ist, kann der vom Druck unabhängige Koeffizient für die Versagensfläche der Nachbruchfestigkeit a_{0f} zu 0 gesetzt werden. Die aktuelle Versagensfläche ergibt sich aus der Interpolation zwischen den drei Versagensflächen:

$$\Delta\sigma_y \le \Delta\sigma \le \Delta\sigma_m \qquad \Delta\sigma = r(J_3)(\eta(\lambda)(\Delta\sigma_m - \Delta\sigma_y) + \Delta\sigma_y) \tag{5-17}$$

$$\Delta\sigma \ge \Delta\sigma_m \qquad \Delta\sigma = \eta(\lambda)\, r(J_3)((\Delta\sigma_m - \Delta\sigma_r) + \Delta\sigma_r) \tag{5-18}$$

Abbildung 5.4 verdeutlicht nochmals in grafischer Form die theoretische Grundlage des Modells, wobei die Spannungen, wie bei Geomaterialien, positiv im Druckbereich dargestellt sind. Abbildung 5.4(*a*) sind die drei Versagensflächen im Zug- und Druckbereich abgebildet, und Abbildung 5.4(*b*) zeigt qualitativ die Lage der Punkte auf der Kurve einer einaxialen Druckbelastung, die den Versagensflächen zugeordnet werden können. Bei einer einaxialen Belastung ergibt sich aufgrund des konstanten Verhältnisses der deviatorischen und hydrostatischen Spannungsanteile ein linearer Pfad. Hierbei beschreibt η die Schädigungsfunktion in Abhängigkeit der effektiven plastischen Dehnung λ. Die Schädigungsfunktion nimmt Werte zwischen 0 und 1 an, wobei die maximale Schädigung der Grenzversagensfläche zugeordnet wird. Im Bereich zwischen Fließ- und Maximalspannung (Punkt 1 - 2) liegen Werte von $\eta(0) = 0$ bis $\eta(\lambda \leq \lambda_{max}) = 1{,}0$ an, wohingegen nach dem Erreichen der Maximalspannung bis zur Residualspannung (Punkt 2 - 3) der Funktionswert $\eta(\lambda \geq \lambda_{max})$ zur Beschreibung der Entfestigung bis auf den Wert 0 abfällt. Die Schädigungsfunktion kann benutzerspezifisch durch insgesamt 13 Wertepaare definiert werden und sind auf Grundlage experimenteller Daten zu kalibrieren.

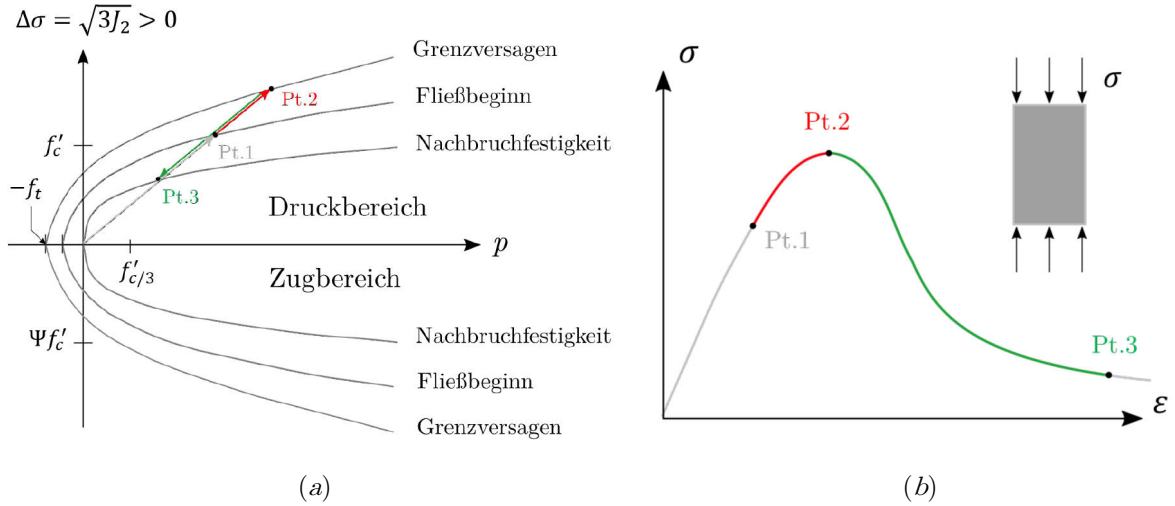


Abbildung 5.4: **(*a*) Versagensflächen, (*b*) Spannungs-Dehnungskurve für einaxiale Druckbelastung [93, 94, 105]**

Dynamische Einflüsse die zu höheren Festigkeiten führen können durch den dynamischen Erhöhungsfaktor $r(J_3)$ erfasst werden, der eine Funktion der dritten Invariante des deviatorischen Spannungstensors nach Gleichung 5-7 ist [93, 97]. Weitere Details zu dem Modell findet sich in [94, 105]. Vorteilhaft bei der Verwendung des KCC-Modells in LS-DYNA ist die automatische Parametergenerierung auf Grundlage der einaxialen Zylinderdruckfestigkeit. Für detaillierte Angaben zu der Kalibrierung auf Grundlage von einaxialen Versuchen wird auf die weiterführende Literatur verwiesen [106–108].

Der von Wu et al. [8] durchgeführten umfangreichen Tests des Materialmodells KCC Ergebnis ergab, dass mit dem Modell das spröde Verhalten von Beton unter Berücksichtigung von Entfestigungseffekten, Schubdilatationen, Umschnürungseffekten und Dehnrateneffekten bis in den Nachbruchbereich für statische und hochdynamische Belastungen sehr gut abgebildet werden

kann. Deshalb wird im Rahmen dieser Arbeit das KCC-Modell verwendet und auf Grundlage von Kleinbauteilversuchen kalibriert (Abschnitt 5.4).

5.3 Kontaktmodell für die Mörtelfuge

Der Verbund in der Mörtelfuge wird für Schub in der Fuge durch ein spannungsabhängiges kohäsives Reibungsverhalten und für Zug senkrecht zur Fuge durch ein rein kohäsives Zugverhalten charakterisiert [16]. Ein umfangreiche Beschreibung der Einflussgrößen auf die Haftscher- und Haftzugfestigkeit wird von Brameshuber et al. [17] angegeben. Im Folgenden wird zunächst das Verbundverhalten bei Schubbelastungen (Abschnitt 5.3.1), bei Zugbelastungen (Abschnitt 5.3.2) beschrieben. Darauf aufbauend wird das gewählte Kontaktmodell vorgestellt, dass Schub- und Zugbelastungen in der Kontaktfuge kombiniert erfasst (Abschnitt 5.3.3).

5.3.1 Verbundverhalten bei Schubbelastungen

Für Schubbelastungen erfolgt die Beschreibung des spannungsabhängigen kohäsiven Reibungsverhaltens durch die Scherfestigkeit f_s. Diese setzt sich nach dem Mohr-Coulomb'schen-Versagenskriterium aus der Haftscherfestigkeit f_{v0} und der Haftreibung zusammen, die sich aus dem Produkt der Normalspannung σ_N und dem Reibungskoeffizienten μ ergibt [109]:

$$f_s = f_{v0} - \mu \cdot \sigma_N \qquad \text{5-19}$$

Wird in der Kontaktfuge die Scherfestigkeit überschritten, so nimmt die aufnehmbare Schubspannung τ kontinuierlich ab (siehe Abbildung 5.5). Im Zuge dessen geht der Reibungsbeiwert vom Haftreibungsbeiwert μ_H zum Gleitreibungsbeiwert μ_G über [17].

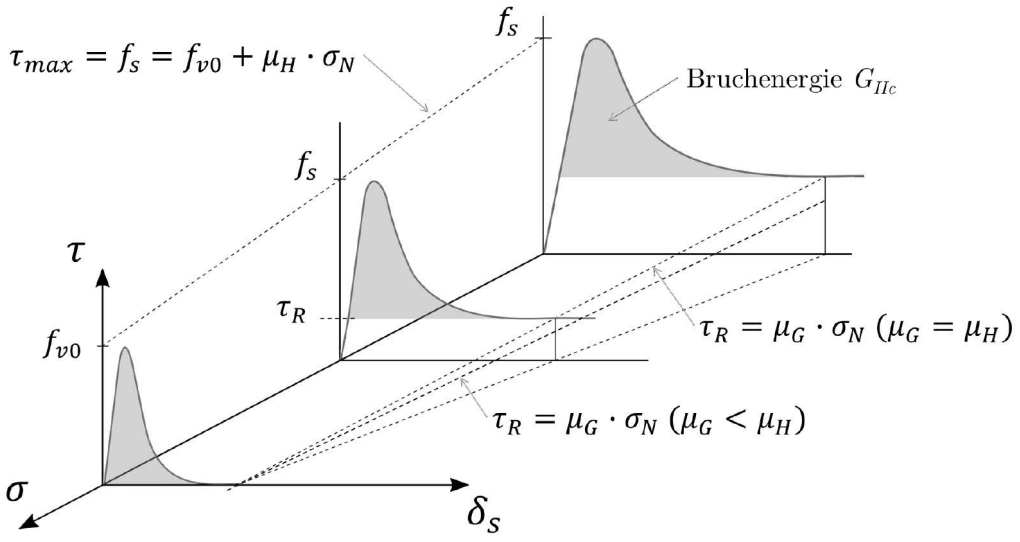


Abbildung 5.5: Schubspannungs-Verschiebungsverläufe in Abhängigkeit der Normal-spannung in der Fuge nach [109, 110]

Das Verhalten im Nachbruchbereich wird durch die Steigung der Schubspannungs-Verschiebungslinie und die Bruchenergie G_{IIc} (Mode II – Schub) definiert. Die Bruchenergie entspricht der für die Ausbildung der Bruchfläche benötigten Energie und kann durch das Integral der Spannungs-Verschiebungskurve berechnet werden [111] zeigt den zu integrierenden Bereich als grau schraffierte Flächen. Van der Pluijm [109] gibt näherungsweise einen linearen Zusammenhang der Bruchenergie zur Normalspannung für Hochlochziegel mit Normalmörtel an. Weitere Vorschläge sind in Molnar [112], Wilding et al. [113] und Guinea [114] zu finden.

5.3.2 Verbundverhalten bei Zugbelastungen

Der Verbund senkrecht zur Fuge wird durch ein rein kohäsives Zugverhalten charakterisiert. Die Spannung steigt zunächst bis zum Erreichen der Haftzugfestigkeit f_{n0} an und fällt dann rasch ab. Der Wert der Haftzugfestigkeit streut in der Praxis sehr stark und hängt stark von der Ausführungsqualität des Mauerwerks [115] und dem Prüfverfahren [116] ab. Aufgrund der großen Streuungen und wird die Haftzugfestigkeit bei normativen rechnerischen Nachweisen üblicherweise nicht in Ansatz gebracht. Abbildung 5.6 zeigt, dass sich die Bruchenergie G_{Ic} (Mode I – Zug) durch die Integration der Fläche unter der Zugspannungs-Verschiebungskurve von dem Beginn der Rissöffnung bei Erreichen der der maximalen Haftzugfestigkeit bis zur völligen Öffnung des Risses ergibt [117]. Das bruchmechanische Verhalten von Mauerwerksfugen wird von Hilleborg et al. [118] durch idealisierte Spannungsverläufe beschrieben, welche die Grundlage zur numerischen Modellierung der Kontaktflächen für die numerische Umsetzung in dieser Arbeit bilden.

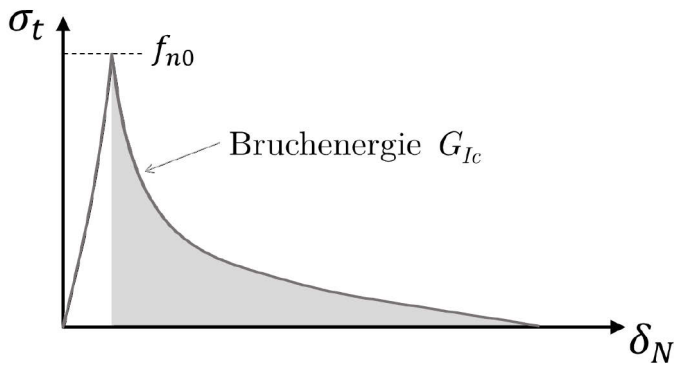


Abbildung 5.6: Zugspannung-Verschiebungsverlauf mit Bruchenergie G_{Ic}

5.3.3 Verbundverhalten bei kombinierten Schub- und Zugbelastungen

Bei Mauerwerksschubwänden unter Vertikal- und Horizontallasten ist das Verbundverhalten als Kombination des Verbundverhaltens von Schub- und Zugbelastungen zu beschreiben. Hierzu wird im Rahmen dieser Arbeit das Discrete Crack Model (DYCOSS) [95] eingesetzt, welches die Verbundmodelle für Haftscher- und Haftzugfestigkeiten kombiniert berücksichtigt. Grundlage des kombinierten Ansatzes ist die bruchmechanische Formulierung der Verbundmodelle für Schub- und Zugbelastungen in der Verbundfuge als Kohäsivzonen-Kontaktmodelle [111]. Abbildung 5.7 zeigt die Beschreibung der Schädigung durch ein bilineares Verbundmodell

für einaxiale Belastungen. Der ungeschädigte Verbundbereich gilt bis zum Erreichen der maximalen Verbundspannung $f_{v,max}$. Nach deren Überschreiten folgt eine lineare Schädigung des Verbunds bis zur maximal möglichen Verschiebung d_{max}. Im Anschluss entfällt der Haftverbund ($f_v = 0$) und wird durch einen Reibkontakt ersetzt. Die dabei frei werdende Energie wird als Bruchenergie bezeichnet [117], deren Ermittlung für Schub- und Zugbelastungen in der Verbundfuge bereits in Abschnitt 5.3.2 eingeführt wurde. Durch Variation der Bruchenergie können Kontaktsteifigkeit, maximale Verformungsfähigkeit d_{max} und somit auch die Duktilität eingestellt werden. Vergleichbare Modelle werden von Molnar [112] und Lourenco [87] angegeben. Die theoretischen Hintergründe der Ansätze werden von Gross [111] und Riccio et al. [119] detailliert beschrieben.

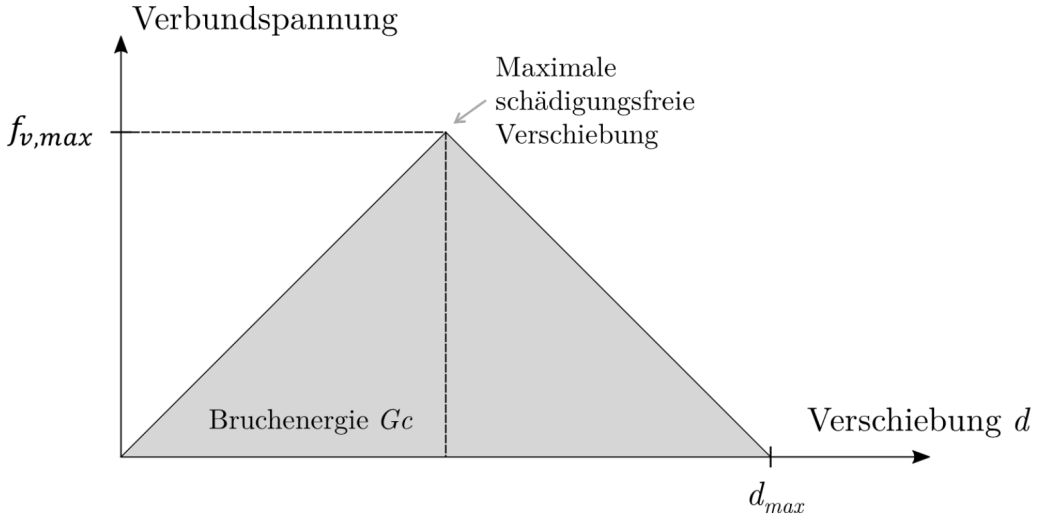


Abbildung 5.7: Bilineares Verbundmodell

In dem Simulationsmodell in LS-DYNA wird dieses Verbundmodell als spannungsbasierter Oberflächenkontakt mit fester Wirkungsrichtung, automatischer Kontaktfederorientierung und integriertem Schädigungsmodell [92] abgebildet. Diese Art von Kontakt wird als **AUTOMATIC_ONE_WAY_SURFACE_TO_SURFACE_TIEBREAK* Kontakt bezeichnet.

Abbildung 5.8 zeigt das DYCOSS-Modell mit dem gekoppelten Verbundmodell von Haftzug- und Haftscherspannungen mit dem in Abbildung 5.7 eingeführten bilinearen Verbundgesetzen für Zug- (Mode I) und Schub- (Mode II). Die resultierende Bruchfläche wird in dem Modell für gemischte Spannungsmoden durch einen quadratischen Zusammenhang beschrieben [95]. Abbildung 5.8 zeigt den Zusammenhang zwischen Haftzug- (f_n) und Haftscherfestigkeit (f_v) im Verbundmodell für den elastischen Anfangsbereich sowie den linearen Entfestigungsbereich in Abhängigkeit der Kontaktverformungen d_s für Schub- und d_n für Zugbelastungen. Der Parameter D beschreibt als linearer Faktor ($0 \leq D \leq 1$) die globale Schädigung.

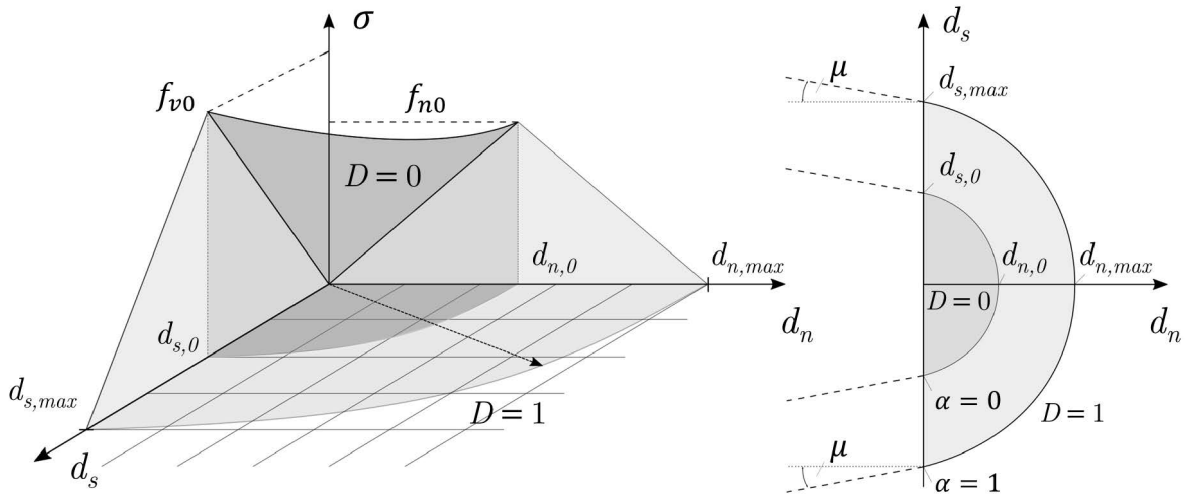


Abbildung 5.8: Kombiniertes Versagenskriterium des DYCOSS-Modells [95]

Bis zum Erreichen der maximalen Haftfestigkeit $f_{i,max}$ ($d_i \leq d_{i,0}$) gilt initial der ungeschädigte Zustand:

$$D = 0 \qquad \left(\frac{max(\sigma_n, 0)}{f_{n0,max}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_s}{f_{v0,max}(1 - sin(\mu)\, min(0, \sigma_n))}\right)^2 = 1 \qquad \textbf{5-20}$$

Der positive Einfluss der Reibung bei zunehmenden Kontaktdruckspannungen wird durch den Gleitreibungskoeffizienten μ berücksichtigt. Nach dem Erreichen der maximalen Haftfestigkeit setzt im Verbundmodell eine kontinuierlich zunehmende Schädigung ein ($0 < D \leq 1$). Diese lineare Entfestigung wird durch die Kopplung der aktuell erreichten Verschiebungen d_i mit den maximalen Verschiebungen $d_{i,max}$ je Mode durch

$$0 < D \leq 1 \qquad \left(\frac{d_n}{D \cdot d_{n,max} + d_{n,0}}\right)^2 + \left(\frac{d_s}{D \cdot d_{s,max} + d_{s,0}}\right)^2 = 1 \qquad \textbf{5-21}$$

beschrieben [96]. Die Kopplung der Versagensmodi ergibt die in Abbildung 5.8 dargestellte elliptische Funktion der Maximalverschiebungen. Der Faktor *(1 - D)* stellt dabei den Reduktionsfaktor für die Haftscher- und Haftzugspannungen, wobei die globale Schädigung *D* wie folgt berechnet wird:

$$D_i(\alpha) = \frac{\alpha d_{i,max}}{(1 - \alpha) \cdot d_{i,0} + \alpha d_{i,max}} \qquad \textbf{5-22}$$

Hierbei handelt es sich um eine vollständig interaktive Kontaktformulierung, die zur Kopplung der beiden Richtungen bei einer Mixed-Mode-Belastung den Parameter α verwendet [95]. Eine Überschätzung der dissipierten Energie je Belastungsrichtung, aufgrund einer voneinander unabhängig stattfindenden Auswertung der Schädigungsgrößen, wird somit vermieden. Die

maximalen Verformungen in Normal- und Schubrichtung berechnen sich aus den angegebenen Bruchenergien G_{Ic} und G_{IIc} mit den Haftscher- und Haftzugfestigkeiten:

$$d_{n,max} = \frac{G_{Ic} \cdot 2}{f_{n0,max}} \qquad d_{s,max} = \frac{G_{IIc} \cdot 2}{f_{v0,max}} \qquad \text{5-23}$$

Zum Zeitpunkt des vollständigen Verlusts des Haftverbunds verbleibt ein reiner Reibkontakt auf Grundlage des Mohr-Coulomb'schen Reibungsgesetzes, wobei sich die Kontaktflächen gegeneinander verschieben können.

Mit der numerischen Umsetzung auf Grundlage des DYCOSS-Modells wird der Haftverbund mit dem Schädigungsprozess in der Mörtelfuge für kombinierte Schub- und Zugbelastungen abgebildet. Insbesondere der in dem Modell nach dem Überschreiten der Haftscher- bzw. Haftzugfestigkeit verbleibende Reibwiderstand ist wesentlich für die korrekte Abbildung bei einem Reibversagen in der Wand [120].

5.4 Kalibrierung des Simulationsmodells

5.4.1 Grundlagen für die Kalibrierung

Das Simulationsmodell besteht als vereinfachtes Mikromodell aus dem Mauerstein und der Lagerfuge. Die Kalibrierung des Modells erfolgt nach einem hierarchischen Ansatz. Zunächst werden das Materialgesetz des Mauersteins und das Verbundgesetz der Lagerfuge auf Grundlage von Kleinbauteilversuchen und ergänzenden Literaturdaten getrennt voneinander kalibriert. Nach abgeschlossener Kalibrierung erfolgt die Validierung des vereinfachten Mikromodells auf der Wandebene mit Schubwandversuchen. Der Fokus der Validierung liegt hierbei auf der korrekten Abbildung der Versagensformen für Biegung und Schub und den Trag- und Verformungsfähigkeiten auf Wandebene.

Die Eingangsparameter für die Kalibrierung basieren im Wesentlichen auf den in Kapitel 4 vorgestellten Kleinbauteilversuchen und Schubversuchen an Mauerwerkswänden mit dem Hochlochziegel UNIPOR WS10 CORISO [83–85] mit der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung Z-17.1-1021 [81]. Zusätzlich werden fehlende Eingangsparameter aus der weiterführenden Literatur entnommen. Tabelle 5.1 fasst die Mittelwerte der Eingangsdaten aus dem experimentellen Untersuchungen [83–85] und den Auswertungen von Schermer et al. [121] zusammen. Tabelle 5.2 beinhaltet die Mittelwerte der Eingangsdaten aus der weiterführenden Literatur unter Angabe der Streubereiche. Die angegebenen Streubereiche zeigen, dass die Steinzugfestigkeit eine überdurchschnittlich große Streuung aufweist. Wie bereits in Abschnitt 2.1.1 erläutert, sind die starken Schwankungen aufgrund von nichtnormierten Versuchen [22] und Umrechnungen verschiedenster gemessener Zugfestigkeiten am Stein auf die gewünschte Steinzugfestigkeit in Hauptspannungsrichtung zu erklären. Die Eingangsdaten in Tabelle 5.1 und Tabelle 5.2 werden für die nachfolgende Kalibrierung der Modellbestandteile zugrunde gelegt.

Tabelle 5.1: Mittelwerte der Eingangsdaten der experimentellen Untersuchungen [83–85]

Mauerstein		
Steingeometrie h_u / l_u / t	249/247/300	[mm]
Lochanteil	43	[%]
Mittlere Druckfestigkeit f_{stm}	12,8	[N/mm²]
Rohdichte ρ	900	[kg/m³]
Lagerfuge		
Haftscherfestigkeit f_{vo}	0,64	[N/mm²]
Geometrieparameter der Schubwände		
Wandhöhe h	2,75	[m]
Wanddicke t	0,3	[m]
Wandlänge l	1,0; 1,5; 2,0	[m]
Überbindemaß l_{ol}	0,12	[m]

Tabelle 5.2: Mittelwerte der Eingangsdaten aus der weiterführenden Literatur

Material und Festigkeitsparameter			
Haftzugfestigkeit f_{no}	0,19	[N/mm²]	[122]
Querdehnzahl ν	0,11 – 0,20	[-]	[62, 122]
Reibbeiwert μ	0,46	[-]	[83]
Steinzugfestigkeit $f_{t,st}$	0,07 f_{st} – 0,1 f_{st}	[N/mm²]	[7, 21, 25, 62, 123]
Reibbeiwert $\mu_{Lastplatte}$	0,27 – 0,39	[-]	[124]

5.4.2 Kalibrierung des Materialmodells für den Mauerstein

Die Kalibrierung des Materialmodells für den Mauerstein erfolgt auf Grundlage des einaxialen Druckversuchs am Einzelstein. Die Simulation wird verformungsgesteuert durchgeführt, so dass der Entfestigungsbereich abgebildet werden kann. Ein wesentlicher Einflussfaktor für die Kalibrierung ist die Netzabhängigkeit der Berechnungsergebnisse, die unter anderem von Linse [123] untersucht wurde. Die Problematik bei dem spröden Mauerstein aus Ziegel ist die starke Lokalisierung der Schädigungsprozesse, die bei unterschiedlichen Netzfeinheiten zu abweichenden Ergebnissen führt. Grundsätzlich führen größere Elemente zu einer Abnahme der Systemsteifigkeiten und zu einer Zunahme der Verformungen, da die Lokalisierungseffekte stärker in das Gesamtmodell abstrahlen. Auf der anderen Seite führen höhere Netzdichten tendenziell zu einer Versteifung des Modells, da die Lokalisierungseffekte nur kleine Bereiche des Gesamtmodells betreffen. Die gesamte Kalibrierung wird deshalb für die in Abbildung 5.8a dargestellte Diskretisierung mit quadratischen Elementen und einer konstanten Seitenlänge von 1,67 cm

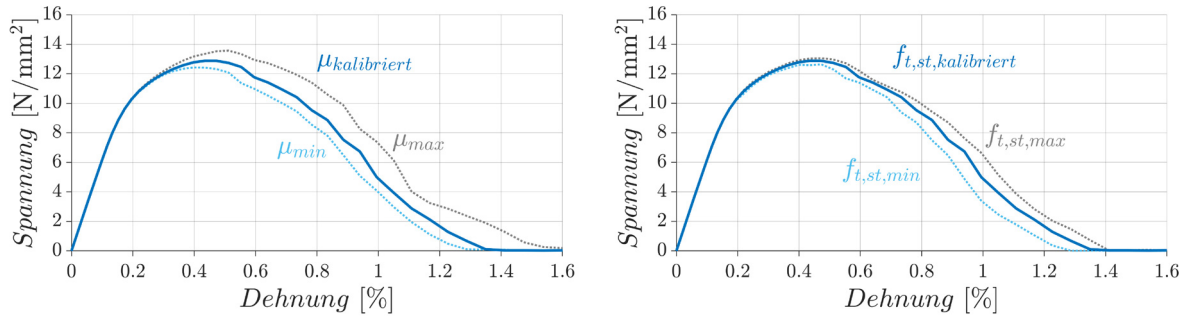
durchgeführt, mit der auch die Kalibrierung der Kontaktformulierung der Lagerfuge (Abschnitt 5.4.3) und die Wandversuche (Abschnitt 5.5) simuliert werden. Mit dieser durchgehenden Diskretisierung sind keine Korrekturen infolge unterschiedlicher Netzdichten erforderlich.

Die Kalibrierung des Materialmodells wird mit der automatischen Parametergenerierung für das Materialmodell KCC in LS-DYNA [101] durchgeführt, auf die bereits in Abschnitt 5.2.2.3 hingewiesen wurde [107]. Die Kalibrierung erfolgt unter Ansatz der Eingangsdaten und Streubereiche in der Tabelle 5.1 und Tabelle 5.2 für den Mittelwert der einaxialen Zugfestigkeit $f_{t,st}$, der Querdehnzahl ν und der Kontaktreibung $\mu_{Lastplatte}$ zwischen Stein und Lastplatte. Der wichtigste Parameter für die automatische Parametergenerierung ist die einaxiale Zylinderdruckfestigkeit $f_{cyl,m}$. Dazu wird die experimentell am Einzelstein ermittelte Steindruckfestigkeit [83] angesetzt. Auf Grund der im Modell des Mauersteins nicht erfassten Steinlochung ist diese zunächst auf eine effektive gemittelte Druckfestigkeit des Kontinuums umzurechnen:

$$f_{stm,num} = f_{stm} \cdot (1 - \text{Lochanteil}) \qquad \textbf{5-24}$$

Ein wichtiger Aspekt bei der numerischen Berechnung ist die Kontaktmodellierung zwischen dem Einzelstein und der Lasteinleitungsplatte aus Stahl. Bei einer Überschätzung der Kontaktreibung kommt es zu einer Querdehnungsbehinderung, woraus sich mehraxiale Spannungszustände ergeben, die zu überhöhten Druckfestigkeit führen. Für die Kontaktformulierung zwischen Stein und Lastplatte wurde der Wertebereich nach Maissen [124] für Reibungsbeiwerte zwischen Stahl (unbearbeitet) und Beton (glatt geschalt) angesetzt.

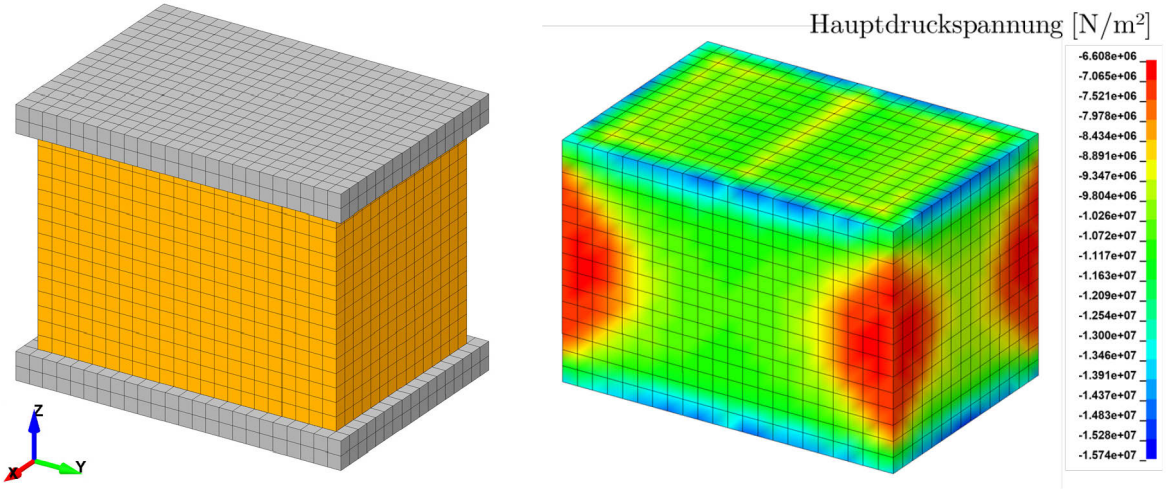
Ein weiterer wichtiger Eingangsparameter ist die Steinzugfestigkeit, die aufgrund ihrer Richtungsabhängigkeit experimentell nur sehr schwer zu bestimmen ist und zudem große Streuungen aufweist (Kapitel 2.1.1). Da der Mauerstein im Modell als Kontinuum mit isotropen Eigenschaften betrachtet wird, entspricht die Steinzugfestigkeit automatisch der Zugfestigkeit in Hauptrichtung. Der Streubereich der Zugfestigkeit liegt nach Schubert [125] in dem Bereich zwischen 3 % und 10 % der Druckfestigkeit. Van der Pluijm [109] gibt Werte zwischen 1,5 und 3,5 N/mm² an, und Roßbach [15] gibt für Hochlochziegel mit einem Lochanteil von etwa 47 % eine vertikale Zugfestigkeit von 1,13 N/mm² an. Für die Kalibrierung wurde der Streubereich von 0,896 bis 1,28 N/mm² zugrunde gelegt. Die quantitativen Einflüsse der wesentlichen Kalibrierungsparameter auf die Druckfestigkeit sind nachfolgend anhand der Spannungs-Dehnungskurven in Abbildung 5.9 veranschaulicht.



(*a*) (*b*)

Abbildung 5.9: **Gegenüberstellung der Einflussgrößen; (*a*) Reibkoeffizient, (*b*) Steinzugfestigkeit**

Abbildung 5.10(*b*) zeigt exemplarisch die Spannungsverteilung für eine Vertikalspannung von 10,8 N/mm² und die korrekte Abbildung des einaxialen Spannungszustands ohne Querdehnungsbehinderung.



(*a*) (*b*)

Abbildung 5.10: **(*a*) Simulationsmodell für den einaxialen Druckversuch und (*b*) Hauptdruckspannungsverteilung bei σ = 10,8 N/mm²**

Nach abgeschlossener Kalibrierung ergibt sich die Abbildung 5.11 dargestellte Spannungs-Dehnungskurve mit einer maximalen Druckspannung von 12,85 N/mm², die nur 0,4 % von der experimentell ermittelten Steindruckfestigkeit in Tabelle 5.1 abweicht. Der qualitative Verlauf gibt die von Glock [126] und Graubohm [22] beschrieben Charakteristika für Hochlochziegel gut wieder. Die kalibrierten Material- und Festigkeitskennwerte sind in Tabelle 5.3 zusammengefasst.

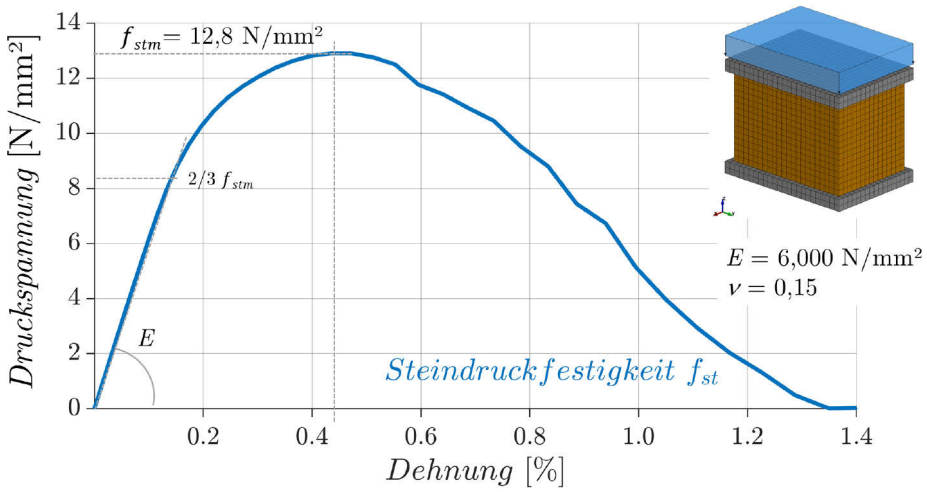


Abbildung 5.11: **Spannungs-Dehnungslinie des Druckversuchs am Einzelstein**

Tabelle 5.3: **Kalibrierte Materialparameter in LS-DYNA**

Zylinderdruckfestigkeit $f_{cyl,m}$	Steinzugfestigkeit $f_{t,st}$	Querdehnzahl ν	Reibbeiwert $\mu_{\text{Lastplatte}}$
[N/mm²]	[N/mm²]	[-]	[-]
7,296	1,094	0,15	0,32

5.4.3 Kalibrierung des Kontaktmodells für die Lagerfuge

Die Kalibrierung des DYCOSS-Modells (Abschnitt 5.3.3) erfolgt mit den bereits kalibrierten Eingabeparametern für den Mauerstein und den in Tabelle 5-1 und 5-2 relevanten Eingabeparametern und Streubereichen zur Beschreibung des Verbundverhaltens auf Grundlage des Dreistein-Schubversuchs [17] nach dem Verfahren A nach DIN EN 1052-3:2007-06 [127]. Das numerische Simulationsmodell besteht aus drei über Kontaktflächen miteinander verbundenen Mauersteinen und bildet so den Dreistein-Schubversuch genau ab. Die drei Mauersteine werden über zwei seitliche starre Stahlplatten mit unterschiedlichen Auflastniveaus beaufschlagt. Die äußeren Steine werden auf der Unterseite in vertikaler Richtung gelenkig gelagert und die Berechnung erfolgt verformungsgesteuert durch das sukzessive Aufbringen einer vertikalen Verformung auf den mittleren Mauerstein. Auf diese Weise kann die Entfestigung simuliert werden. Das numerische Modell für den Dreistein-Schubversuch zeigt Abbildung 5.12(*a*) und Abbildung 5.12(*b*) zeigt exemplarisch die Spannungsverteilung für eine Vorspannung von 0,3 N/mm².

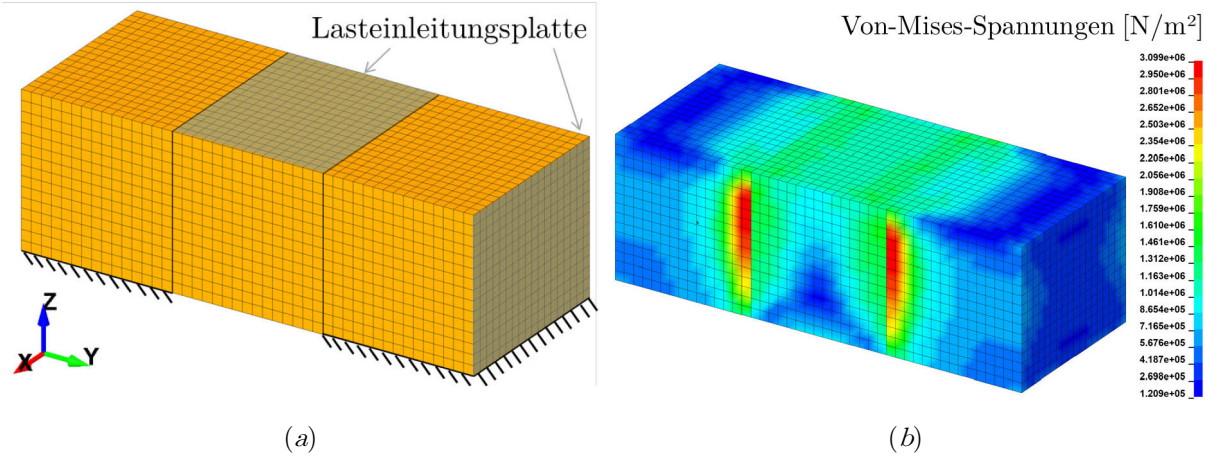


Abbildung 5.12: **(a) Simulationsmodell für den Dreistein- Schubversuch und (b) Spannungsverteilung bei einer Vorspannung σ = 0,3 N/mm²**

Wesentliche Aspekte bei der Modellierung des Schubverhaltens in der Lagerfuge sind der Wert der Haftscherfestigkeit, die Beschreibung des kontinuierlichen Übergangs von Haft- zu Gleitverbund durch eine fortschreitende Schädigung der Lagerfuge sowie der Ansatz des Reibbeiwertes. Einen geringen Einfluss hat hingegen die Haftzugfestigkeit.

Die Ergebnisse der experimentellen Dreistein-Schubversuche [83] sind als Einzelpunkte zusammen mit der Funktion nach Mohr-Coulomb in Abbildung 5.13 dargestellt. Bei Auswertung aller Punkte ergibt sich die graue gestrichelte Funktion *Exp* nach Mohr-Coulomb, die auf Grund eines messtechnischen Ausreißers bei der Vorspannung von 0,1 N/mm² zu einer Unterschätzung der Schubfestigkeit im Vergleich zu den Ergebnissen von Schubert [122] führt. Nach Eliminierung des Ausreißers ergibt sich korrigierte Schubfestigkeitsfunktion Exp_{korr}, die ein gute Übereinstimmung mit Schubert [122] ergibt. Deshalb wird für die weitere Kalibrierung diese Funktion zu Grunde gelegt.

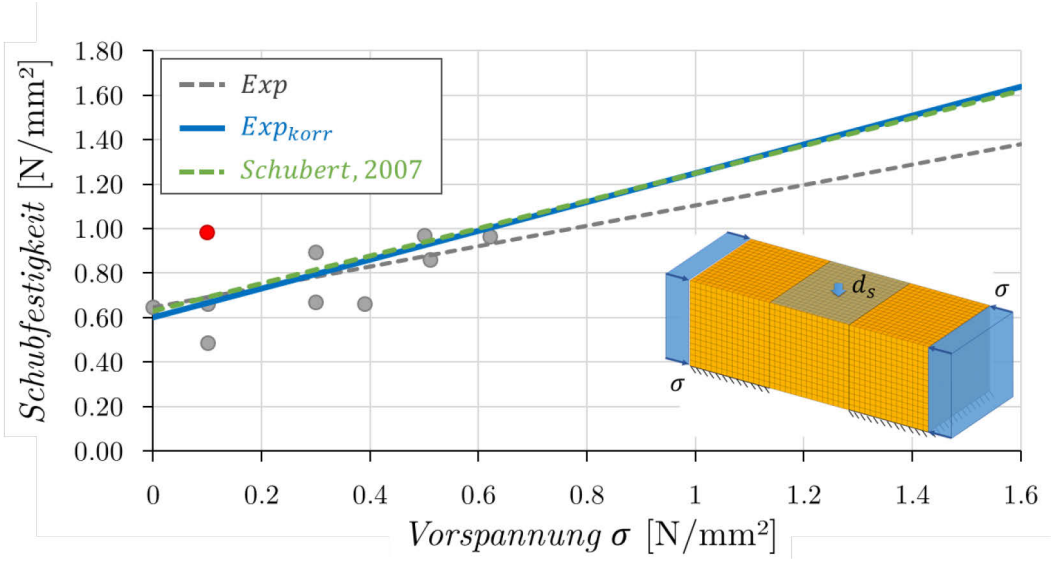


Abbildung 5.13: **Experimentelle Einzelergebnisse und Mohr-Coulomb'sche Geraden [83]**

Für die vollständige Abbildung des Verbundverhaltens der Lagerfuge ist neben den Festigkeitsparametern auch die Bruchenergie G_{IIc} (Mode II) von Bedeutung. Wie in Kapitel 5.3.1 erläutert, stellt diese mathematisch das Integral der Schubspannungs-Schubverformungsbeziehung dar. Daraus lässt sich folgern, dass die Bruchenergie eine spannungsabhängige Größe darstellt. Basierend auf dem bilinearen Verbundmodell steuert die Bruchenergie das Entfestigungsverhalten. Abbildung 5.14 zeigt die numerisch ermittelten Datenpunkte und die daraus resultierende lineare Regressionsfunktion sowie die Funktion gegenüber einem auf das vorliegende Steinformat umgerechneten Ansatz von Van der Pluijm [117] für Lagerfugen von Ziegel- und Kalksandsteinen mit Normalmörtel. Mit der ermittelten Funktion steht ein Zusammenhang zwischen Vorspannungsniveau und Bruchenergie G_{IIc} zur Verfügung. Der Vergleich der Funktionen zeigt, dass die Bruchenergie für den untersuchten Hochlochziegel UNIPOR WS10 CORISO deutlich kleiner ist, was auf das sprödere Verhalten bei der Verwendung von Dünnbettmörtel im Vergleich zu Normalmörtel zurückzuführen ist.

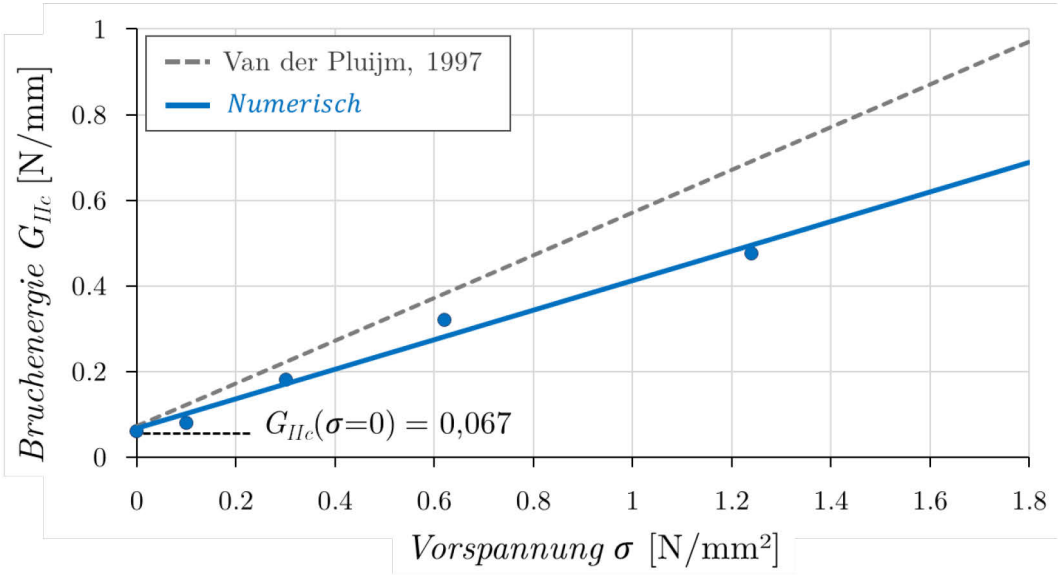


Abbildung 5.14: **Zusammenhang zwischen Bruchenergie und Vorspannung für den Hochlochziegel im Vergleich zum Ansatz nach Van der Pluijm [117]**

Mit der linearen Regressionsfunktion der Bruchenergie erfolgte die numerische Ermittlung der in Abbildung 5.15 dargestellten Schubspannungs-Verformungskurven für verschiedene Vorspanngrade. Mit diesen Funktionen wird ein kontinuierlicher Übergang vom Haft- zum Gleitverbund abgebildet.

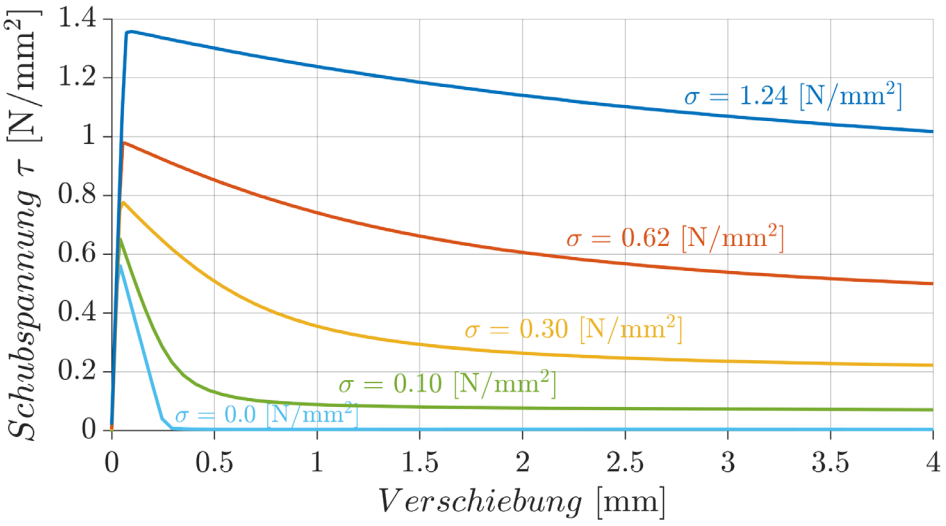


Abbildung 5.15: **Schubspannungs-Verformungskurven für unterschiedliche Vorspannungen σ [N/mm²]**

Aus der Kalibrierung des Kontaktmodells für Lagerfuge ergeben sich die in Tabelle 5.4 angegebenen Werte mit der entsprechenden Bezeichnung in LS-DYNA. Abbildung 5.16 zeigt, dass sich mit diesen Tabellenwerten eine sehr gute Übereinstimmung der resultierenden Schubfestigkeitsfunktion mit den experimentellen Daten. Einerseits wird die maximale Schubspannung nur geringfügig unterschritten, was auf die starke Vereinfachung des nichtlinearen Kontaktverhaltens im Verbundmodell zurückzuführen ist. Andererseits werden der Reibverbund und der Übergang sehr zutreffend abgebildet. Weiterhin ergibt als eine weitere Kontrolle die Integration der Schubspannungs-Verformungskurve mit der Vorspannung $\sigma = 0$ in Abbildung 5.15 die Bruchenergie G_{IIc} = 0,067 N/mm, die ‚mit dem Wert der Bruchenergie für die Vorspannung $\sigma = 0$ in Abbildung 5.14 übereinstimmt.

Tabelle 5.4: **Kalibrierte Kontaktparameter in LS-DYNA**

Parameter	LS-DYNA	Wert	Einheit
Kontaktmodell	Option	7	
Haftzugfestigkeit f_{no}	NFLS	0.10	[N/mm²]
Haftscherfestigkeit f_{vo}	SFLS	0.60	[N/mm²]
Winkel der inneren Reibung μ	PARAM	33.0	[°]
Bruchenergie Mode I - G_{Ic}	ERATEN	30.0	[Nm/m²]
Bruchenergie Mode II - G_{IIc}	ERATES	$350 \cdot \sigma + 67$	[Nm/m²]

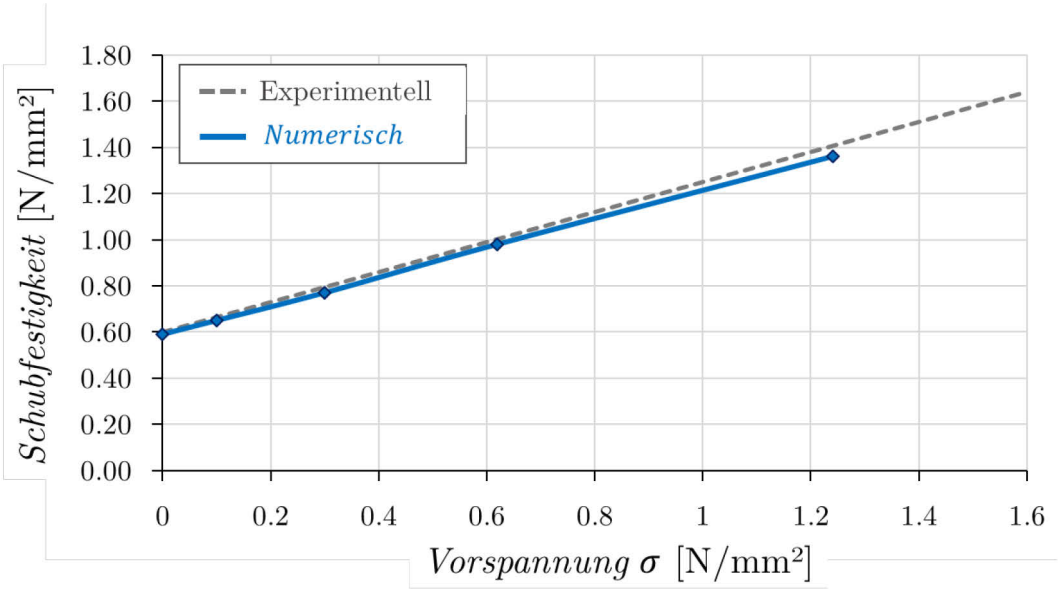


Abbildung 5.16: Vergleich der experimentellen und numerisch kalibrierten Schubfestigkeiten

Weitere detaillierte Möglichkeiten der Kontaktsteuerung sind in den Arbeiten von Reichle [128], Brockmann [129] und Athmanathan [130] zu finden.

5.5 Validierung des Simulationsmodells mit Schubwandversuchen

Im Anschluss an die Kalibrierung der numerischen Modelle für den Mauerstein und die Fugen erfolgt nun die Validierung des Simulationsmodells auf Grundlage der in Kapitel 4 ausgewerteten 18 Schubwandversuche. Im ersten Schritt werden die Aufbringung der Lasten und die Steuerung des Momentenverlaufs in der Wand erläutert. Dann erfolgt ein Vergleich der quasi-statisch und unidirektional berechneten Schubkraft-Verformungskurven mit den Umhüllenden der zyklisch-experimentellen Hysteresekurven in positive und negative Belastungsrichtung. Auf Grund der Komplexität und Berechnungszeiten wird auf eine zyklische Aufbringung der horizontalen Verformungen im Rahmen dieser Arbeit verzichtet. Dies stellt eine Näherung dar, erlaubt aber trotzdem die Analyse des Wandverhaltens und eine ausreichend genaue Abschätzung der Schubtrag- und Verformungsfähigkeiten der Wand. Abschließend erfolgt ein detaillierter Vergleich der experimentell und rechnerisch ermittelten Versagensformen auf Grundlage der Spannungs- und Dehnungsverteilung in der Wand.

5.5.1 Lastaufbringung und Steuerung des Momentenverlaufs in der Wand

Die Analyse der experimentellen Ergebnisse in Kapitel 4 hat gezeigt, dass der Momentenverlauf in der Wand einen unmittelbaren Einfluss auf die Schubtrag- und Verformungsfähigkeiten und die sich einstellenden Versagensformen hat. Wie in Kapitel 2.3.1 beschrieben, variieren die Momentenverteilungen in der Wand auf Grund der sich einstellenden Rahmentragwirkung durch Mitwirkung der Geschossdecken und Wandrotation für verschiedene Belastungszustände. Aus diesem Grunde wurde im Rahmen des europäischen Verbundprojekts ESECMaSE

ein neues Schubprüfverfahren erarbeitet, mit dem die Randbedingungen in Gebäuden realitätsnäher erfasst werden können [86]. Der Versuchsaufbau und die Durchführung nach diesem neuen Schubprüfverfahren sind in Abschnitt 4.2.1 ausführlich beschrieben. Angelehnt an die reale aktive Versuchssteuerung mit hydraulischen Zylindern erfolgt auch im Simulationsmodell eine stetige Kontrolle und Korrektur des Momentenverlaufs in der Wand. Abbildung 5.17 zeigt das Prinzip der Versuchssteuerung in dem numerischen Modell mit steifen Lager- und Kopfbalken.

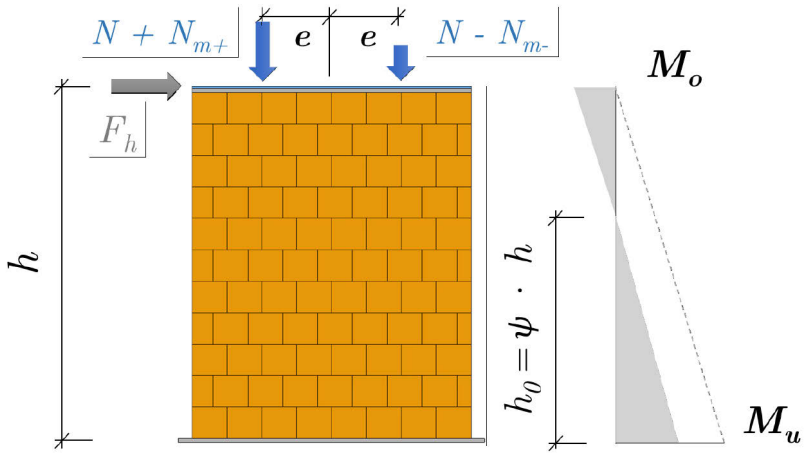


Abbildung 5.17: Aktive Versuchssteuerung im Simulationsmodell [86]

Auf den Kopfbalken wird sukzessive verformungsgesteuert eine horizontale Verschiebung quasistatisch aufgebracht. Zusätzlich werden, wie in dem Versuch, zwei Vertikallasten äquidistant von der Mittelachse der Wand aufgebracht. Die Vertikallasten bestehen aus einem gleichgerichteten Kräftepaar N zur Einleitung der Vertikallast, sowie dem entgegengesetzt gerichteten Kräftepaar N_{m+} und N_{m-} zur Steuerung der Höhenlage des Momentennulldurchgangs in der Wand.

Das entgegengesetzt gerichtete Kräftepaar N_{m+} und N_{m-} resultiert aus der in jedem Berechnungsschritt aktualisierten Schubkraft F_h und erzeugt durch den Hebelarm e das Moment

$$M_0 = (1-\psi) \cdot F_h \cdot h \qquad 5\text{-}25$$

am Wandkopf, welches abhängig vom Momentenverteilungsfaktor ψ ist. Aus diesem Zusammenhang ergibt sich das zusätzliche Kräftepaar zur Abbildung des Momentenverlaufs in der Wand zu:

$$N_{m+} = N_{m-} = \frac{(1-\psi) \cdot F_h \cdot h}{2 \cdot e} \qquad 5\text{-}26$$

Hierbei ist im Modell eine vertikale Verformungsbehinderung zu vermeiden, wodurch die Normalkraft in der Wand beeinflusst würde. Im Rahmen des Berechnungsablaufs wird das

erforderliche Kräftepaar $N_{m+/-}$ in jedem Berechnungsschritt neu ermittelt, so dass sich immer der gewünschte Momentenverlauf einstellt.

5.5.2 Validierung des Simulationsmodells mit Schubwandversuchen

Die Validierung des Simulationsmodells mit den in Kapitel 4 vorgestellten und ausgewerteten 18 Schubwandversuchen erfolgt auf Grundlage der Schubkraft-Verformungskurven und durch den Vergleich der Versagensformen. Hierbei ist zu beachten, dass aus den zyklischen Versuchen umhüllende Kurven für die positive und negative Belastungsrichtung resultieren. Für die zyklischen Versuche werden die maximalen Schubkräfte H_{max} aus Tabelle 4.3 bis Tabelle 4.20 als Mittelwerte der umhüllenden Kurven für den Vergleich mit den Maximalwerten der simulierten Kurven $F_{h,max}$ verwendet.

Der detaillierte Vergleich in Tabelle 5.6 zeigt, dass für sämtliche Schubwandversuche eine sehr gute Übereinstimmung der maximalen Schubtragfähigkeiten vorliegen. Weiterhin verdeutlichen die Ergebnisse, dass das Simulationsmodell in der Lage ist die in den Wandversuchen aufgetretenen Versagensformen korrekt zu prognostizieren. Bei den Versuchen mit exzentrischen Vertikallasten am Wandkopf ist zu beachten, dass sich in den Versuchen ungewollt Verformungen senkrecht zur Wand am Wandkopf einstellten. Diese sind in der Gesamtübersicht der Gegenüberstellung in Tabelle 5.5 zusätzlich dargestellt. Die zusätzlichen Verformungen führten auf Grund der zusätzlichen Verringerung der überdrückten Fläche am Wandfuß zu einer Unterschätzung der maximalen Schubtragfähigkeiten. In den Simulationen hingegen wurden die Verformungen senkrecht zur Wand korrekterweise unterdrückt, so dass sich im Vergleich höhere Schubtragfähigkeiten ergeben.

Der Vergleich der Verformungsfähigkeiten zeigt hingegen Abweichungen zwischen den quasi-statischen Simulationen und den zyklischen Versuchen, die insbesondere bei der Versagensform Steinzugversagen bei volleingespannten Wänden mit höheren Auflasten deutlich werden (Wände 2, 3, 5, 7, 11). Die Simulationen ergeben um den Faktor 1,5 bis 2,0 geringere Verformungsfähigkeiten, da das Steinzugversagen im Versuch in beiden Richtungen in Form von Diagonalrissen auftritt und diese bei Lastrichtungswechseln erst einmal wieder geschlossen werden. Zudem wird die Steifigkeit der Wand deutlich reduziert. Beide zyklischen Effekte führen zu einer Erhöhung der Verformungsfähigkeiten. Die Verformungsfähigkeiten für Steinzugversagen liegen im Mittel bei 0,23 %. Dieser Wert stimmt sehr gut mit dem von Morandi et al. [45] angegebenen Mittelwert von 0,27 für Hochlochziegel überein. Die Simulationen liefern hingegen für die Wände 2, 3, 5, 7, 11 einen Mittelwert von 0,13 %. Allerdings ist hierbei anzumerken, dass die Verformungsfähigkeiten nach dem Erreichen der Maximallast sehr beschränkt ist und die Lastverformungskurven in der Regel rasch abfallen. Dieses Verhalten zeigen besonders volleingespannte Wände mit höheren Auflasten, deren Kombination in realen Tragwerken auf Grund des spröden Versagens zu vermeiden ist, was bereits in Abschnitt 2.3.1 erläutert wurde. Die zyklischen Effekte sind bei Reibungsversagen und Biegeversagen weniger ausgeprägt, da sich die Steifigkeit der Wand durch die zyklische Lastaufbringung nicht wesentlich von der quasi-statischen und unidirektionalen Lastaufbringung unterscheidet. Im Falle des Reibversagens ändert sich das Verhalten nach Überschreitung der Haftfestigkeit bei konstanter

Normalkraft nicht wesentlich. In den Hysteresekurven ist dies daran zu erkennen, dass bei zunehmenden Verformungen zwar eine sukzessive Vergrößerung der Hystereseschleifen stattfindet, aber der Wiederstand der Wand sich aber kaum ändert. Im Falle eines Biegeversagens liegt eine lokale Schädigung am Wandfuß vor, die nicht zu einem grundsätzlich anderen Verformungsverhalten der Wand führt. Abbildung 5.18 zeigt nochmals übersichtlich die Verhältnisse von experimentell ermittelten und simulierten Verformungen, mit den bereits diskutierten Ergebnissen.

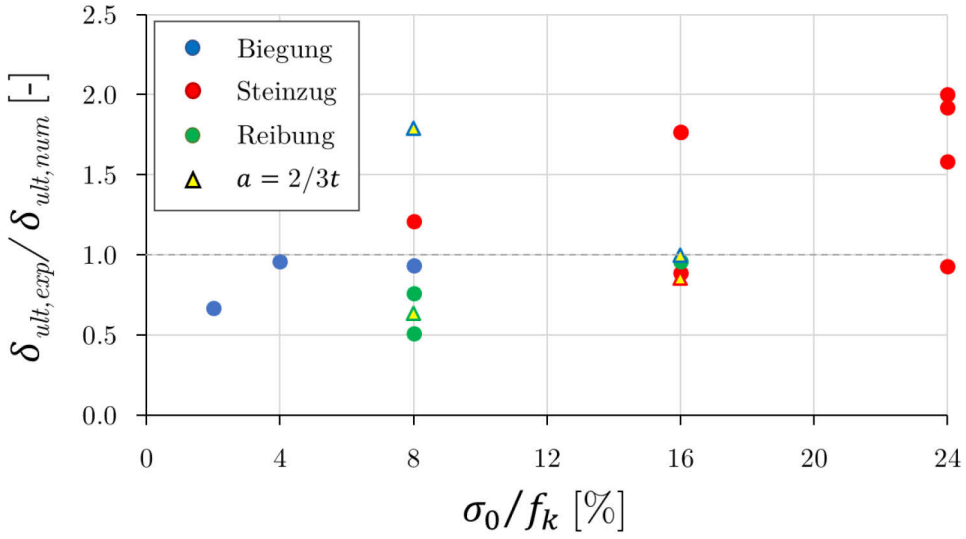


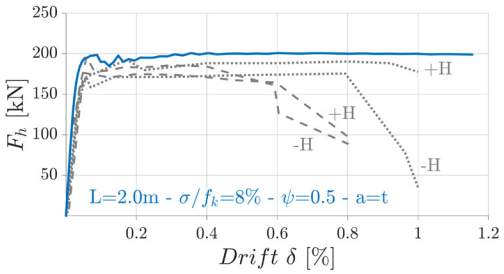
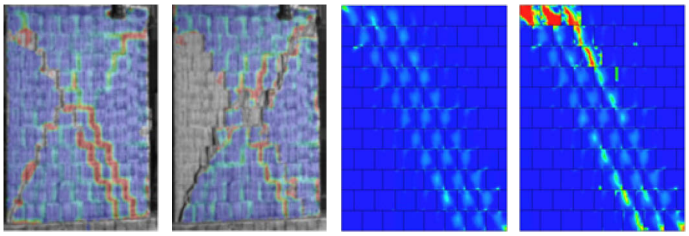
Abbildung 5.18: Verhältnisse der experimentellen und simulierten Verformungsfähigkeiten

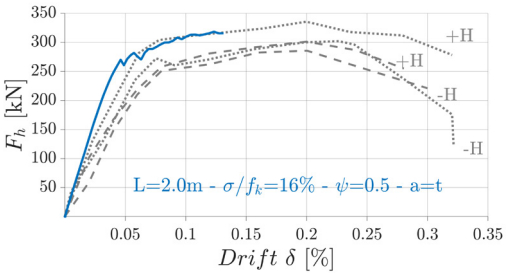
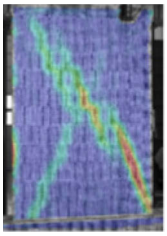
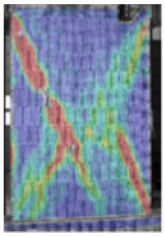
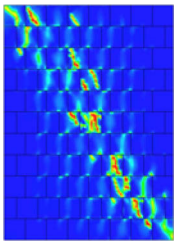
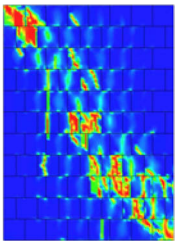
Tabelle 5.5: Gesamtübersicht - Gegenüberstellung der Validierungsversuche

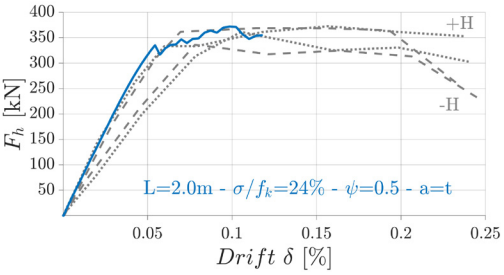
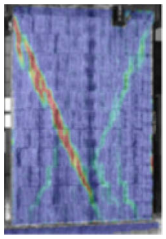
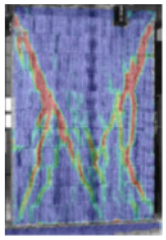
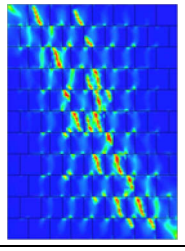
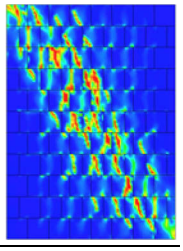
Nr.	Max. Tragfähigkeit			Max. Verformungsfähigkeit		
	Num	Exp	Exp/Num	Num	Exp	Exp/Num
	[kN]	[kN]	[-]	[%]	[%]	[-]
1	198	187	0,94	1,18	0,90	0,76
2	318	317	0,99	0,13	0,23	1,77
3	372	368	0,99	0,12	0,24	2,00
4	198	187	0,94	1,18	0,60	0,51
5	372	356	0,96	0,12	0,19	1,58
6	131	138	0,94	0,33	0,40	1,25
7	235	236	1,00	0,13	0,25	1,92
8	65	63	0,97	2,79	2,60	0,93
9	120	113	0,94	0,36	0,32	0,89
10	148	138	0,93	0,14	0,13	0,93
11	318	293	0,92	0,13	0,23	1,77
12	313	250	0,80*	0,14	0,12	0,86
13	195	171	0,88*	0,52	0,33	0,63
14	56	55	0,85	1,36	0,91	0,67
15	117	107	0,91	1,25	1,20	0,96
16	214	190	0,89*	0,32	0,32	0,97
17	128	117	0,91*	0,531	0,95	1,79
18	230	225	0,97	0,553	0,53	0,96

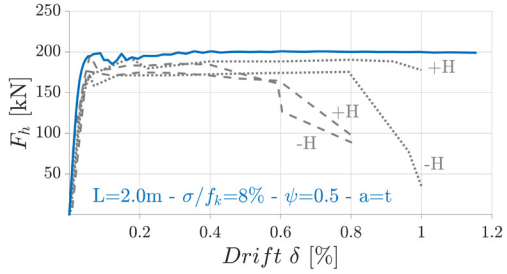
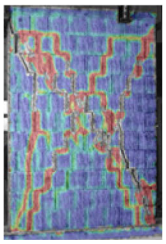
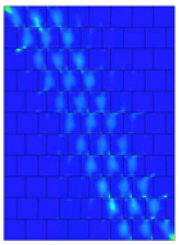
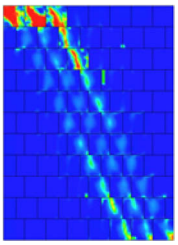
* Versuchsbedingte Unterschätzung der max. Tragfähigkeit durch Verformung am Wandkopf

Tabelle 5.6: Vergleich von Versuchs- und Simulationsergebnissen für die 18 Schubwände

Nr. 1				**Wand 11 im Bericht [83]**		
Schubkraft- Verformungskurven				Plastische Hauptdehnungen		
				Experiment		Numerik
				Max	*NC*	*Max*	*NC*
							
ψ	0,5	[-]		**Exp**	**Num**	**Exp/Num**	**Versagensart**
a/t	1	[-]	$F_{h,max}$ [kN]	187	198	0,94	Reibungsversagen
σ_0/f_k	8	[%]	δ_{ult} [%]	0,90	1,18	0,76	

Nr.	**2**			**Wand 12 im Bericht [83]**			
Schubkraft- Verformungskurven				Plastische Hauptdehnungen			
				Experiment		Numerik	
				Max	*NC*	*Max*	*NC*
							
ψ	0,5	[-]		**Exp**	**Num**	**Exp/Num**	**Versagensart**
a/t	1	[-]	$F_{h,max}$ [kN]	317	318	0,99	Steinzugversagen
σ_0/f_k	16	[%]	δ_{ult} [%]	0,23	0,13	1.77	

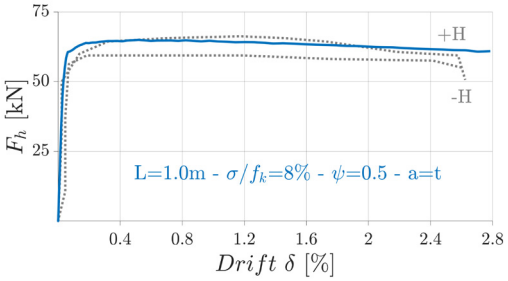
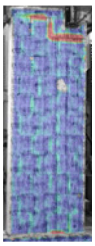
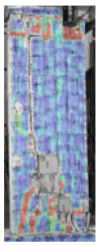
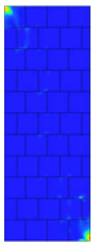
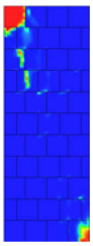
Nr.	**3**			**Wand 13 im Bericht [83]**			
Schubkraft- Verformungskurven				Plastische Hauptdehnungen			
				Experiment		Numerik	
				Max	*NC*	*Max*	*NC*
							
ψ	0,5	[-]		**Exp**	**Num**	**Exp/Num**	**Versagensart**
a/t	1	[-]	$F_{h,max}$ [kN]	368	372	0,99	Steinzugversagen
σ_0/f_k	24	[%]	δ_{ult} [%]	0,24	0.12	2,00	

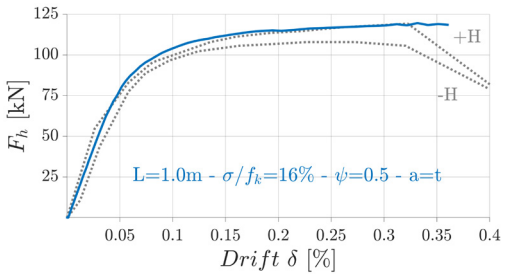
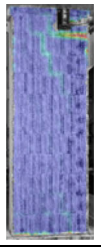
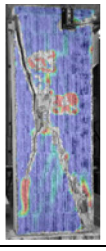
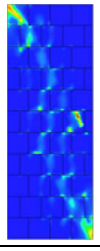
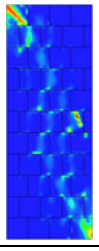
Nr.	**4**			**Wand 14 im Bericht [83]**			
Schubkraft- Verformungskurven				Plastische Hauptdehnungen			
				Experiment		Numerik	
				Max	*NC*	*Max*	*NC*
							
ψ	0,5	[-]		**Exp**	**Num**	**Exp/Num**	**Versagensart**
a/t	1	[-]	$F_{h,max}$ [kN]	187	198	0,94	Reibungsversagen
σ_0/f_k	8	[%]	δ_{ult} [%]	0,60	1,18	0,51	

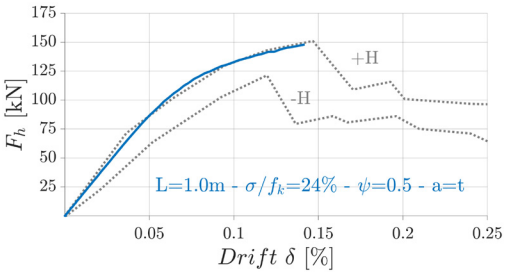
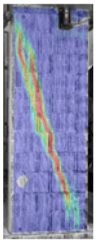
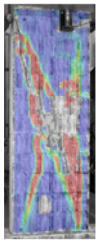
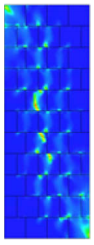
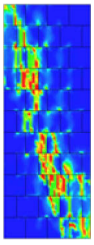
Nr.	**5**				**Wand 15 im Bericht [83]**			
Schubkraft- Verformungskurven					Plastische Hauptdehnungen			
					Experiment		Numerik	
					Max	*NC*	*Max*	*NC*
ψ	0,5	[-]			**Exp**	**Num**	**Exp/Num**	**Versagensart**
a/t	1	[-]	$F_{h,max}$	[kN]	356	372	0,96	Steinzugversagen
σ_0/f_k	24	[%]	δ_{ult}	[%]	0,19	0,12	1,58	

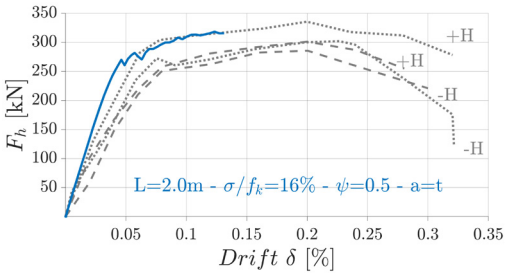
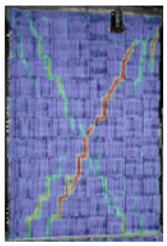
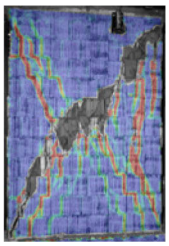
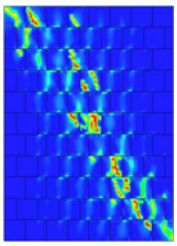
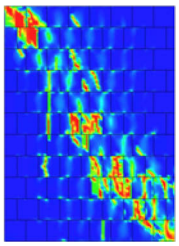
Nr.	**6**				**Wand 16 im Bericht [83]**			
Schubkraft- Verformungskurven					Plastische Hauptdehnungen			
					Experiment		Numerik	
					Max	*NC*	*Max*	*NC*
ψ	0,5	[-]			**Exp**	**Num**	**Exp/Num**	**Versagensart**
a/t	1	[-]	$F_{h,max}$	[kN]	130	138	0,94	Reibungsversagen
σ_0/f_k	8	[%]	δ_{ult}	[%]	0,40	0,33	1,25	

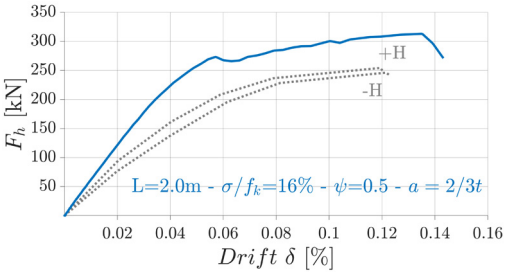
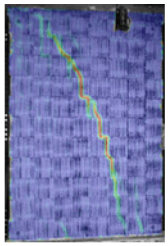
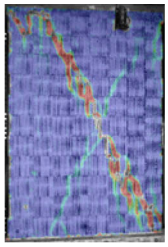
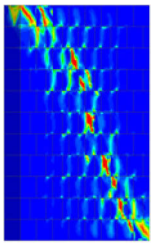
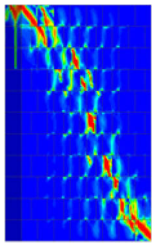
Nr.	**7**				**Wand 17 im Bericht [83]**			
Schubkraft- Verformungskurven					Plastische Hauptdehnungen			
					Experiment		Numerik	
					Max	*NC*	*Max*	*NC*
ψ	0,5	[-]			**Exp**	**Num**	**Exp/Num**	**Versagensart**
a/t	1	[-]	$F_{h,max}$	[kN]	236	235	1	Steinzugversagen
σ_0/f_k	24	[%]	δ_{ult}	[%]	0,25	0,13	1,92	

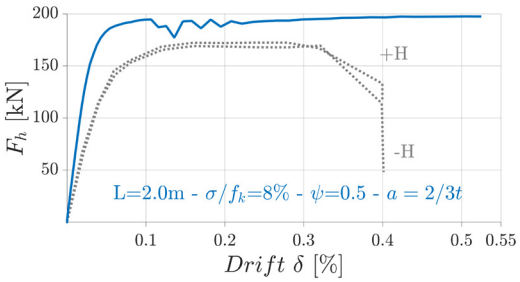
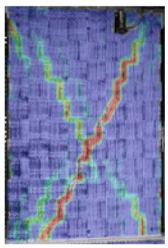
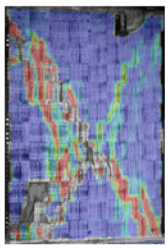
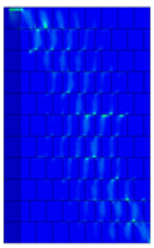
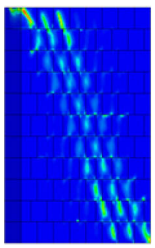
Nr.	**8**				**Wand 18 im Bericht [83]**			
Schubkraft- Verformungskurven					Plastische Hauptdehnungen			
					Experiment		Numerik	
					*Max*	*NC*	*Max*	*NC*
								
ψ	0,5	[-]			**Exp**	**Num**	**Exp/Num**	**Versagensart**
a/t	1	[-]	$F_{h,max}$	[kN]	63	65	0,97	Biegeversagen
σ_0/f_k	8	[%]	δ_{ult}	[%]	2,60	2,79	0,93	

Nr.	**9**				**Wand 19 im Bericht [83]**			
Schubkraft- Verformungskurven					Plastische Hauptdehnungen			
					Experiment		Numerik	
					*Max*	*NC*	*Max*	*NC*
								
ψ	0,5	[-]			**Exp**	**Num**	**Exp/Num**	**Versagensart**
a/t	1	[-]	$F_{h,max}$	[kN]	113	120	0,94	Steinzugversagen
σ_0/f_k	16	[%]	δ_{ult}	[%]	0,32	0,36	0,89	

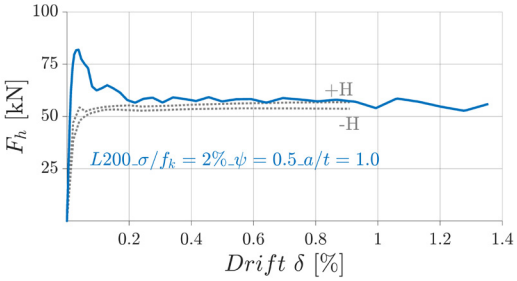
Lfd.Nr.	**10**				**Wand 20 im Bericht [83]**			
Schubkraft- Verformungskurven					Plastische Hauptdehnungen			
					Experiment		Numerik	
					*Max*	*NC*	*Max*	*NC*
								
ψ	0,5	[-]			**Exp**	**Num**	**Exp/Num**	**Versagensart**
a/t	1	[-]	$F_{h,max}$	[kN]	138	148	0,93	Steinzugversagen
σ_0/f_k	24	[%]	δ_{ult}	[%]	0,13	0,14	0,93	

Nr.	**11**				**Wand 1 im Bericht [84]**			
Schubkraft- Verformungskurven					Plastische Hauptdehnungen			
					Experiment		Numerik	
					*Max*	*NC*	*Max*	*NC*
								
ψ	0,5	[-]			**Exp**	**Num**	**Exp/Num**	**Versagensart**
a/t	1	[-]	$F_{h,max}$	[kN]	293	318	0,92	Steinzugversagen
σ_0/f_k	16	[%]	δ_{ult}	[%]	0,23	0,13	1,77	

Nr.	**12**				**Wand 2 im Bericht [84]**			
Schubkraft- Verformungskurven					Plastische Hauptdehnungen			
					Experiment		Numerik	
					*Max*	*NC*	*Max*	*NC*
								
ψ	0,5	[-]			**Exp**	**Num**	**Exp/Num**	**Versagensart**
a/t	0,66	[-]	$F_{h,max}$	[kN]	250	313	0,8	Steinzugversagen
σ_0/f_k	16	[%]	δ_{ult}	[%]	0,12	0,14	0,86	

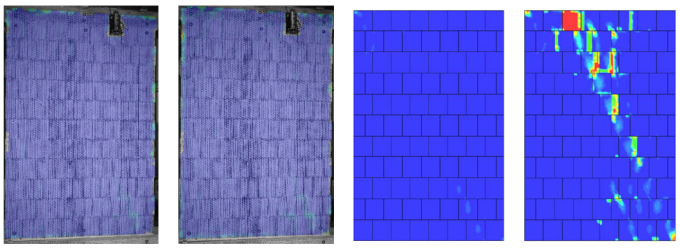
Nr.	**13**				**Wand 3 im Bericht [84]**			
Schubkraft- Verformungskurven					Plastische Hauptdehnungen			
					Experiment		Numerik	
					*Max*	*NC*	*Max*	*NC*
								
ψ	0,5	[-]			**Exp**	**Num**	**Exp/Num**	**Versagensart**
a/t	0,66	[-]	$F_{h,max}$	[kN]	171	195	0,88	Reibungsversagen
σ_0/f_k	8	[%]	δ_{ult}	[%]	0,33	0,52	0,63	

Nr.	**14**			**Wand 4-1 im Bericht [84]**			
Schubkraft- Verformungskurven				Plastische Hauptdehnungen			



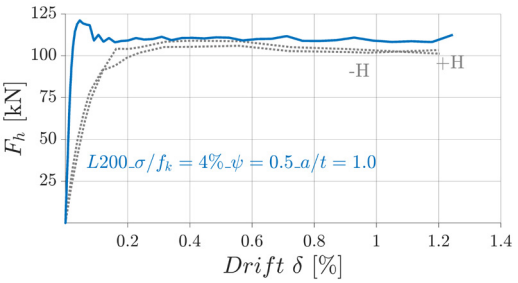
Experiment — Numerik

Max *NC* *Max* *NC*



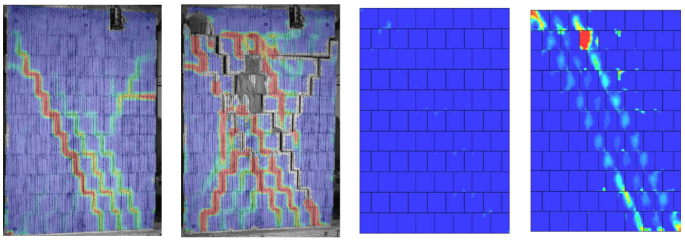
ψ	0,5	[-]			**Exp**	**Num**	**Exp/Num**	**Versagensart**
a/t	1,0	[-]	$F_{h,max}$	[kN]	55	65	0,85	Biegeversagen
σ_0/f_k	2	[%]	δ_{ult}	[%]	0,91	1,36	0,67	

Nr.	**15**			**Wand 4-2 im Bericht [84]**			
Schubkraft- Verformungskurven				Plastische Hauptdehnungen			



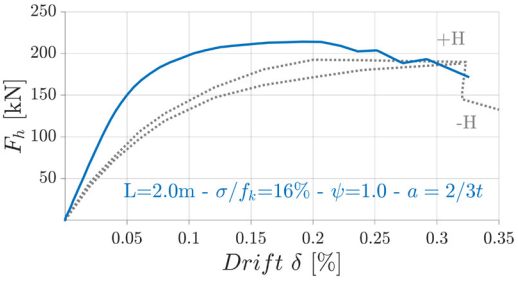
Experiment — Numerik

Max *NC* *Max* *NC*



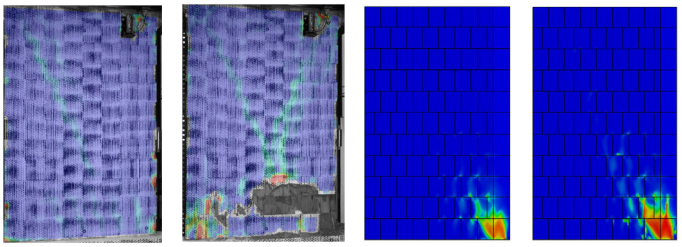
ψ	0,5	[-]			**Exp**	**Num**	**Exp/Num**	**Versagensart**
a/t	1,0	[-]	$F_{h,max}$	[kN]	107	117	0,91	Reibungsversagen
σ_0/f_k	4	[%]	δ_{ult}	[%]	1,20	1,25	0,96	

Nr.	**16**			**Wand 5 im Bericht [84]**			
Schubkraft- Verformungskurven				Plastische Hauptdehnungen			

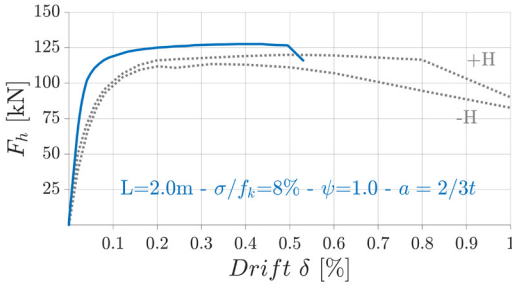
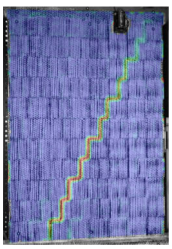
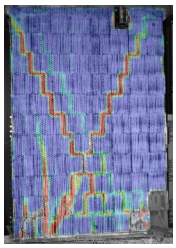
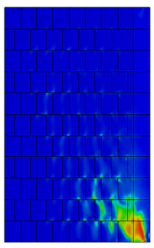
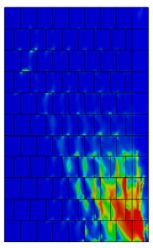


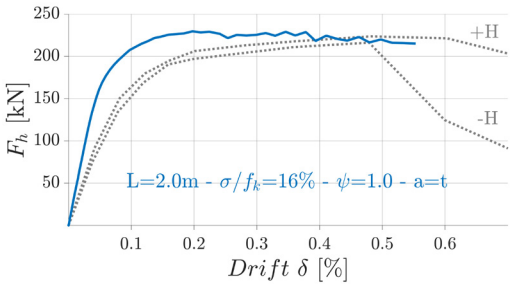
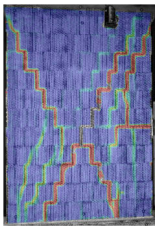
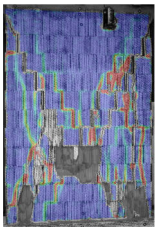
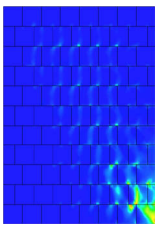
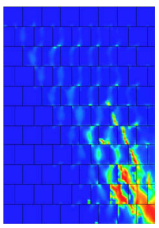
Experiment — Numerik

Max *NC* *Max* *NC*



ψ	1	[-]			**Exp**	**Num**	**Exp/Num**	**Versagensart**
a/t	0,66	[-]	$F_{h,max}$	[kN]	190	214	0,89	Biegeversagen
σ_0/f_k	16	[%]	δ_{ult}	[%]	0,32	0,33	0,97	

Nr. 17				**Wand 6 im Bericht [84]**		
Schubkraft- Verformungskurven				Plastische Hauptdehnungen		
				Experiment *Max*  *NC* 		Numerik *Max*  *NC* 
ψ	1	[-]		**Exp**	**Num**	**Exp/Num**	**Versagensart**
a/t	0,66	[-]	$F_{h,max}$ [kN]	117	128	0,91	Biegeversagen
σ_0/f_k	8	[%]	δ_{ult} [%]	0,95	0,53	1,79	

Nr. 18				**Wand 1 im Bericht [85]**		
Schubkraft- Verformungskurven				Plastische Hauptdehnungen		
				Experiment *Max*  *NC* 		Numerik *Max*  *NC* 
ψ	1	[-]		**Exp**	**Num**	**Exp/Num**	**Versagensart**
a/t	1	[-]	$F_{h,max}$ [kN]	224	230	0,97	Kombiniertes Versagen
σ_0/f_k	16	[%]	δ_{ult} [%]	0,53	0,55	0,96	

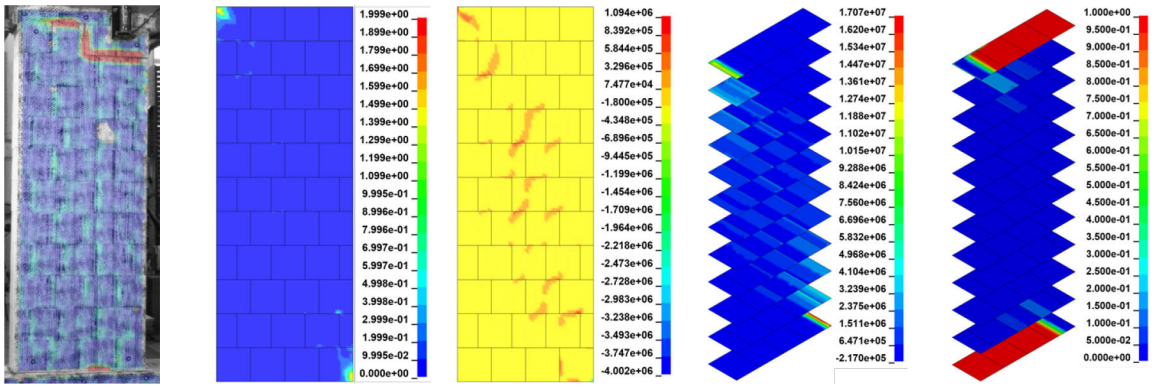
5.5.3 Dehnungen & Spannungen im Stein, Kontaktspannungen in der Lagerfuge

Im Folgenden werden exemplarisch die Dehnungen, Spannungen, Kontaktspannungen und Schädigungen in den Fugen von vier Wänden detailliert untersucht und ausgewertet. Betrachtet werden die kurzen Wände 8, 10 mit einer Länge von 1 m und die langen Wände 1 und 18 mit einer Länge von 2 m. Diese vier Wände weisen unterschiedliche Versagensformen auf, die auf Grundlage der Simulationsergebnisse bestätigt werden sollen. Im Anhang A & B befinden sich eine vollständige Zusammenstellung der Simulationsergebnisse aller Schubwandversuche.

5.5.3.1 Wand Nr. 8: l = 1,0 m - σ_0/f_k = 8 % - ψ = 0,5 - Biegeversagen

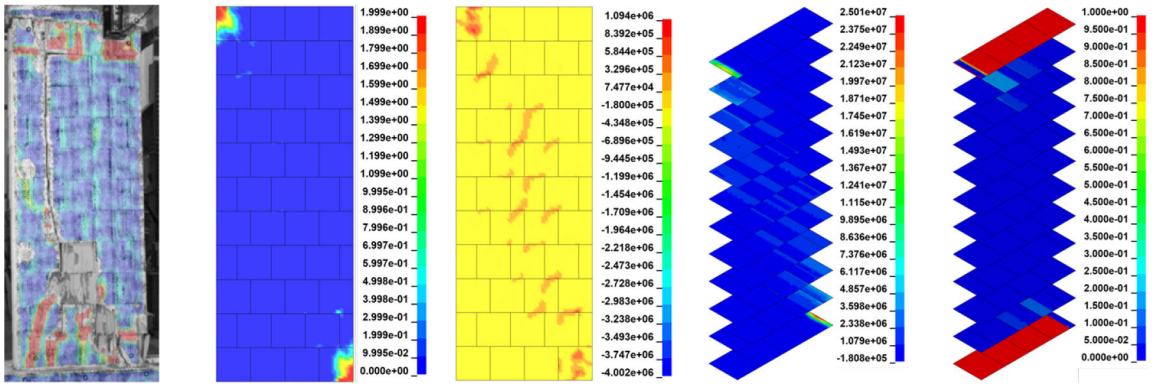
Die Wand 8 zeigt im Versuch ein Biegeversagen mit lokalen Schädigungen in den Wandecken. Bei hohen Wandverformungen stellt sich zusätzlich ein Steinzugversagen entlang der steilen Druckdiagonalen ein. Abbildung 5.19 zeigt die Fugenöffnung mit sichtbarer Schädigung der

Wandecken zum Zeitpunkt des Erreichens der maximalen Schubkraft und Abbildung 5.20 zeigt die Simulationsergebnisse kurz vor dem Wandversagen im Grenzzustand NC. Es wird deutlich, dass die Simulationen den Wandversuch plausibel wiedergeben. Dies zeigt sich auch in der guten Übereinstimmung von maximaler Schubkraft und Verformungsfähigkeit zwischen Versuch und Simulation. Das Versagen ist typisch für kurze Wände mit geringem Auflastniveau.



Gemessene Hauptdehnung | Plastische Hauptdehnung [-] | 1. Hauptspannung (Querzug) [N/m²] | Kontaktnormalspannung [N/m²] | Kontaktschädigung D [-]

Abbildung 5.19: **Wand 8: Spannungen, Dehnungen und Kontaktspannungen, -Schädigung bei maximaler Schubkraft**



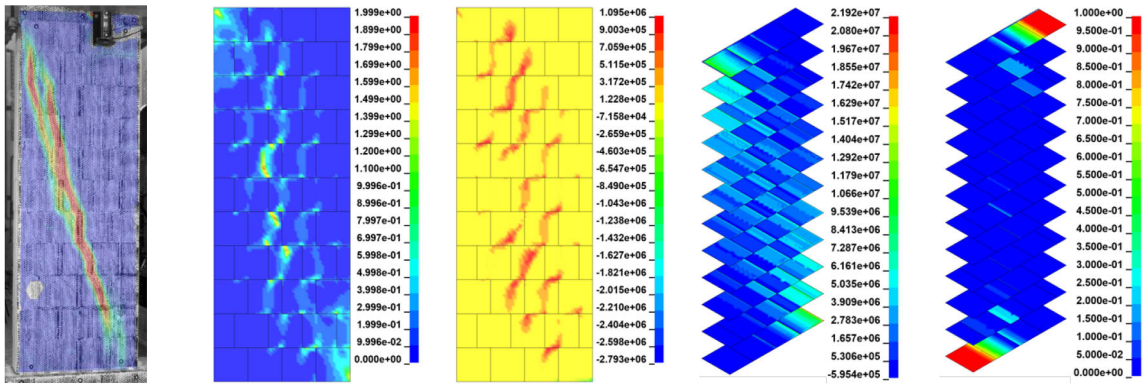
Gemessene Hauptdehnung | Plastische Hauptdehnung [-] | 1. Hauptspannung (Querzug) [N/m²] | Kontaktnormalspannung [N/m²] | Kontaktschädigung D [-]

Abbildung 5.20: **Wand 8: Spannungen, Dehnungen und Kontaktspannungen, -Schädigung für den Grenzzustand NC**

5.5.3.2 Wand Nr. 10: l = 1,0 m - σ_0/f_k = 24 % - ψ = 0,5 - Steinzugversagen

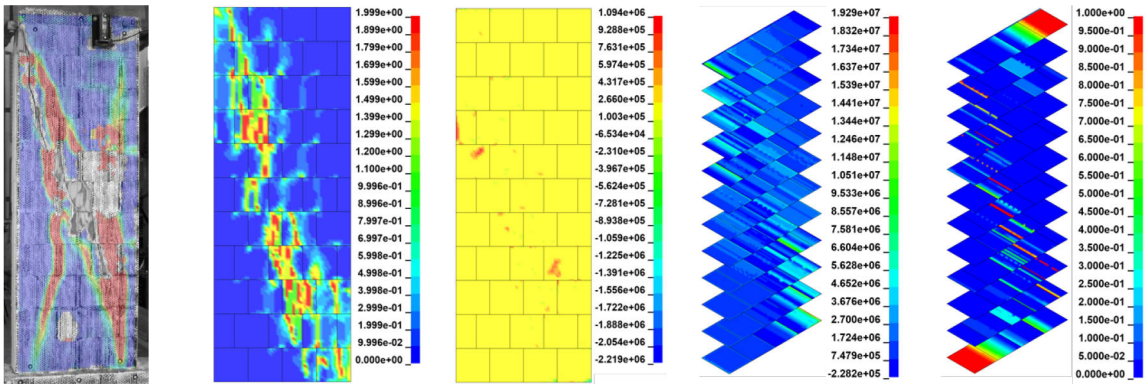
Die Wand 10 zeigt im Versuch ein Steinzugversagen entlang der sich ausbildenden diagonalen Druckstrebe. Abbildung 5.21 zeigt die Ergebnisse zum Zeitpunkt des Erreichens der maximalen Schubkraft und Abbildung 5.22 die Simulationsergebnisse kurz vor dem Wandversagen im Grenzzustand NC. Die Ergebnisse zeigen, dass die Hauptzugspannungen orthogonal zur Druckdiagonale die rechnerisch angesetzte Steinzugfestigkeit von 1,09 N/mm² überschreiten, womit sich ein Steinzugversagen entlang der Druckdiagonale einstellt. Die Kontaktspannungen zeigen die Ausbildung der Druckstrebe mit den Schädigungen in den Wandecken. Insgesamt zeigt sich

eine sehr gute Übereinstimmung von Versuch und Simulation mit dem typischen Steinzugverhalten für Wände mit hohem Auflastniveau.



Gemessene Hauptdehnung | Plastische Hauptdehnung [-] | 1. Hauptspannung (Querzug) [N/m²] | Kontaktnormalspannung [N/m²] | Kontaktschädigung D [-]

Abbildung 5.21: **Wand 10: Spannungen, Dehnungen und Kontaktspannungen, -Schädigung bei maximaler Schubkraft**



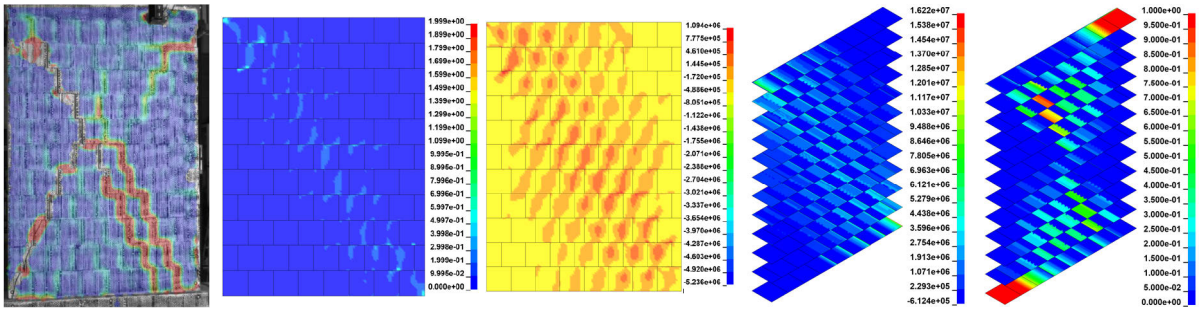
Gemessene Hauptdehnung | Plastische Hauptdehnung [-] | 1. Hauptspannung (Querzug) [N/m²] | Kontaktnormalspannung [N/m²] | Kontaktschädigung D [-]

Abbildung 5.22: **Wand 10: Spannungen, Dehnungen und Kontaktspannungen, -Schädigung für den Grenzzustand NC**

5.5.3.3 Wand Nr. 1: $l = 2{,}0$ m - $\sigma_0/f_k = 8$ % - $\psi = 0{,}5$ - Reibungsversagen

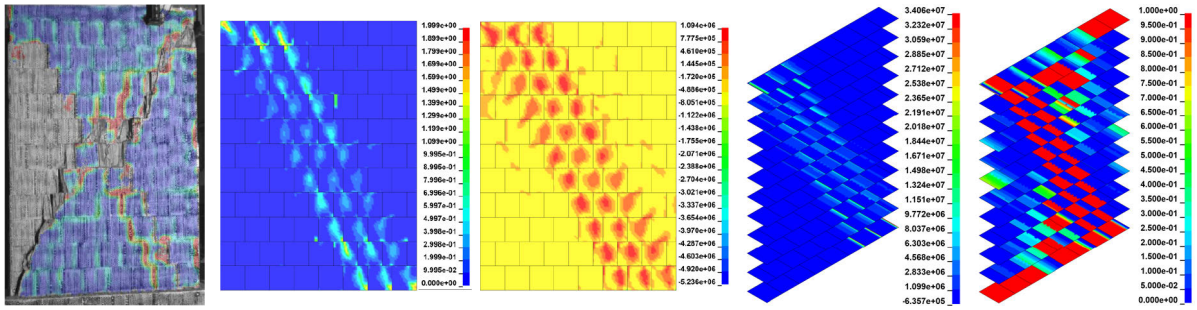
Die Wand 1 zeigt im Versuch ein Gleiten entlang der Lagerfugen sowie Fugenöffnungen mit Reibungseffekten entlang der Wanddiagonalen in beiden Richtungen. Abbildung 5.23 zeigt die Vorgänge in der Wand bei Erreichen der maximalen Schubkraft. Die Hauptzugspannungen entlang der Diagonale werden nicht überschritten und die Kontaktschädigung in der Simulation zeigt korrekterweise beginnende Gleiteffekte mit Überschreitungen der Haftscherfestigkeit am Wandkopf und Wandfuß sowie entlang der Diagonalen. Gut erkennbar ist der treppenförmige Verlauf der Fugenöffnungen. Abbildung 5.24 zeigt, dass im weiteren Belastungsverlauf die Öffnungsvorgänge in den Fugen zunehmen und die Wand sich entlang des diagonalen Treppenrisses in zwei dreieckförmige Wandhälften aufteilt. Die zunehmenden Gleiteffekte sind auch gut erkennbar in den Kontaktspannungen und den Kontaktschädigungen. Das Wandversagen

erfolgt schließlich durch ein diagonales „Abscheren“ der oberen Wandhälfte in Kombination mit einer vollständigen Schädigung der Lagerfugen entlang der Druckstrebe. Der Vergleich zeigt, dass mit dem Modell das Reibversagen zutreffend abgebildet werden kann.



Gemessene Hauptdehnung	Plastische Hauptdehnung [-]	1. Hauptspannung (Querzug) [N/m²]	Kontaktnormal-spannung [N/m²]	Kontakt-schädigung D [-]

Abbildung 5.23: Wand 1: Spannungen, Dehnungen und Kontaktspannungen, -Schädigung bei maximaler Schubkraft



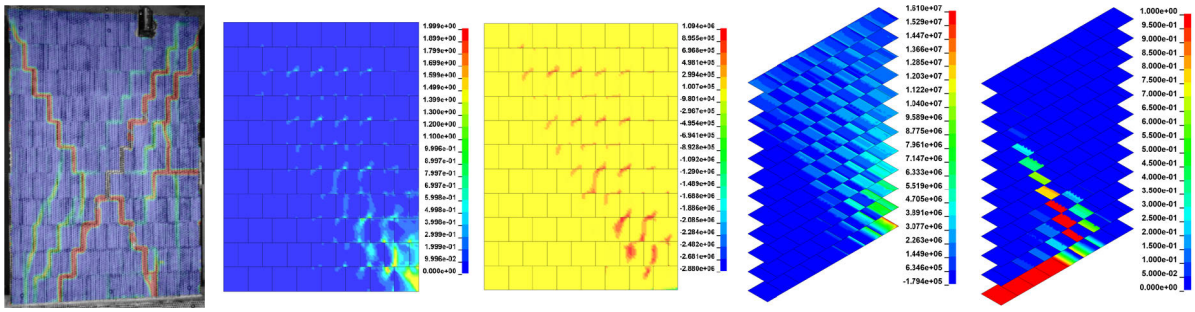
Gemessene Hauptdehnung	Plastische Hauptdehnung [-]	1. Hauptspannung (Querzug) [N/m²]	Kontaktnormal-spannung [N/m²]	Kontakt-schädigung D [-]

Abbildung 5.24: Wand 1: Spannungen, Dehnungen und Kontaktspannungen, -Schädigung für den Grenzzustand NC

5.5.3.4 Wand Nr. 18: l = 2,0 m - σ_0/f_k = 16 % - ψ = 1,0 – Kombi-Versagen

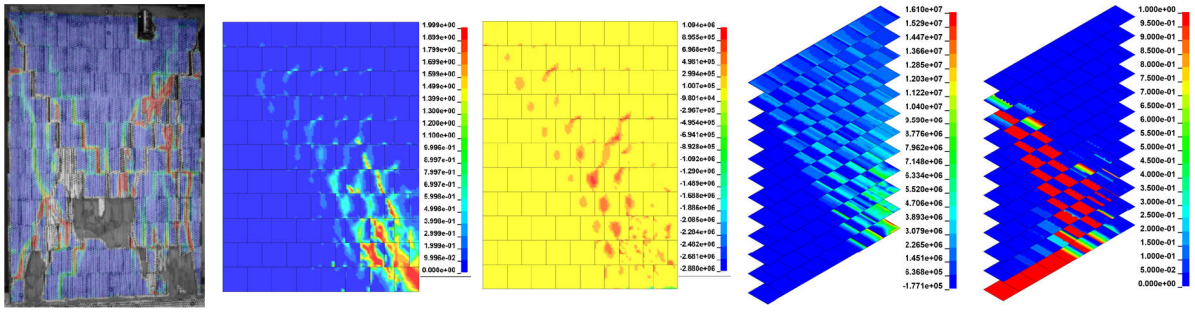
Die Wand 18 zeigt im Versuch ein kombiniertes Versagensbild, dass sich im Wesentlichen aus dem Reibungsversagen entlang der Diagonale und dem Druckversagen der Wandecken am Wandfuß zusammensetzt. Zusätzlich kommt es zu Steinzugversagen entlang der Druckstrebe. Das Versagen der Wand ist somit eine Kombination der genannten Versagensformen. Abbildung 5.25 zeigt, dass sich in der Simulation bis zum Erreichen der maximalen Schubkraft erste Gleiteffekte entlang der Diagonalen einstellen und die Spannungen sich am Wandfuß konzentrieren. Bei weiterer Laststeigerung bis zum Grenzzustand NC zeigt die Simulation in Abbildung 5.26 ein Versagen in der Wandecke. Das im Versuch zusätzlich beobachtete begleitende Steinzugversagen stellte sich in der Simulation nicht ein. Der Vergleich von Versuch und Simulation zeigt, dass das kombinierte Versagen hinreichend genau abgebildet wird und sich eine gute Übereinstimmung der Schubtrag- und Verformungsfähigkeit ergibt. Das Simulationsmodell ist

in der Lage in der Wand vorherrschende Biegeverhalten korrekt abzubilden, dass durch die gelenkige Lagerung am Wandkopf zustande kommt.



Gemessene Hauptdehnung | Plastische Hauptdehnung [-] | 1. Hauptspannung (Querzug) [N/m²] | Kontaktnormal-spannung [N/m²] | Kontakt-schädigung D [-]

Abbildung 5.25: **Wand 18: Spannungen, Dehnungen und Kontaktspannungen, -Schädigung bei maximaler Schubkraft**



Gemessene Hauptdehnung | Plastische Hauptdehnung [-] | 1. Hauptspannung (Querzug) [N/m²] | Kontaktnormal-spannung [N/m²] | Kontakt-schädigung D [-]

Abbildung 5.26: **Wand 18: Spannungen, Dehnungen und Kontaktspannungen, -Schädigung für den Grenzzustand NC**

5.6 Definition der Variantenstudie

Mit dem kalibrierten und validierten numerischen Modell wird nun eine systematische Variantenstudie durchgeführt. Die Studie umfasst die Variation der in Abschnitt 4.3 als wesentlich identifizierten Einflussparameter auf das Schubtragverhalten:

- Wandschlankheit
- Vertikallastniveau
- Momentenverteilung
- Deckenauflagertiefe für vertikale Lasteinleitung

Mit der Variantenstudie soll ein erweiterter Ergebnisraum bestehend aus den experimentellen Daten und Simulationsdaten für Schubwände aus dem Mauerstein UNIPOR WS10 CORISO mit Dünnbettmörtel LM 21 geschaffen werden. Dieser Ergebnisraum bietet erstmals die

Möglichkeit nicht nur die Einflüsse der einzelnen Faktoren auf die Schubtrag- und Verformungsfähigkeiten zu analysieren, sondern auch deren Interaktionen.

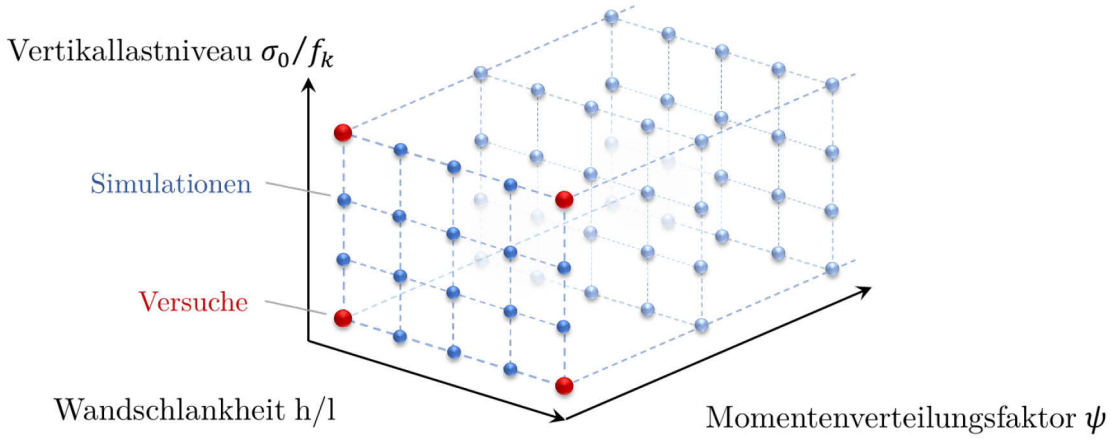


Abbildung 5.27: Prinzipskizze der Variantenstudie mit den variierten Parametern

Abbildung 5.27 zeigt den gewählten Ansatz in grafischer Form. Das Raster der Studie soll auf Grund der Dichte der Stützstellen eine ausreichend genaue Abgrenzung der Versagensfälle und Versagensmechanismen ermöglichen.

Für die einzelnen Berechnungen der Variantenuntersuchung werden als wesentliche Ergebnisse die Schubkraft-Verformungskurven mit den maximalen Schubtrag- und Verformungsfähigkeiten ermittelt. Darüber hinaus ermöglichen die numerisch ermittelten Spannungs- und Dehnungszustände die Bestimmung des maßgebenden Versagensmechanismus. Das Raster wird in Anlehnung an die experimentellen Untersuchungen [83–85] wie folgt definiert:

- **Wandschlankheit:** Bei einer konstanten Wandhöhe von $h = 2{,}75$ m werden die Wandlängen von $l = 1{,}0$ m bis 2,0 m in Abständen von $\Delta l = 0{,}25$ m variiert, daraus ergeben sich Wandschlankheiten von h/l in den Grenzen von 1,38 bis 2,75 (siehe Abbildung 4.4).

- **Vertikallastniveau:** Das Vertikallastniveau wird für praxisübliche Streubereiche in Anlehnung an Tabelle 4.2 variiert. Die dort aufgeführte maximal zulässige vertikale Mauerwerksdruckfestigkeit f_d mit $a/t = 1{,}0$ dient als oberer Grenzwert. Für eine allgemeinere Darstellung wird im Weiteren aber der Bezug zur der experimentell ermittelten charakteristischen Mauerwerksdruckfestigkeit $f_k = 7740$ N/mm² gewählt, die in Abschnitt 4.1.2 angegeben ist. Weiterhin ist anzumerken, dass bei der späteren Gegenüberstellung verschiedener Lastexzentrizitäten in und senkrecht zur Wandebene jeweils gleiche Normalkräfte in der Wand angesetzt werden. Die Variation erfolgt von $\sigma_0/f_k = 3$ bis 24 [%] in 9tel Schritten.

- **Momentenverteilung in Wandebene:** Aus der Exzentrizität der in Wandebene angreifenden Vertikalkraft resultiert ein Moment am Wandkopf, dass in Kombination mit der Randbedingung am Wandfuß den Momentenverlauf über die Wandhöhe beeinflusst.

Diese Wand-Decken-Interaktion, näher erläutert in Kapitel 2.3.1, wird über den Momentenverteilungsfaktor ψ beschrieben. Die Variation erfolgt für $\psi = 0{,}5 - 1{,}5$. Eine Plausibilitätskontrolle der Einstellung und Variation des Momentenverteilungsfaktors erfolgt in Abschnitt 5.6.1. Hierbei ist sicherzustellen, dass der angestrebte Momentenverlauf über die gesamte Lastaufbringung konstant gehalten wird.

- **Deckenauflagertiefe für vertikale Lasteinleitung:** Die auf die bauphysikalische Optimierung begründete Teilauflagerung der Decke und die daraus resultierende planmäßig exzentrisch eingeleitete Vertikallast am Wandkopf wurde bereits in Kapitel 2.3.3 detailliert erläutert. Dieser Effekt wird in der Variantenstudie über das effektive Auflagerverhältnis a/t berücksichtigt. Für die maximale Exzentrizität wird der von Kranzler [60] empfohlene Wert von $a/t = 2/3$ angesetzt. Zusätzlich werden einige repräsentative Wandkonfigurationen mit dem Verhältnis $a/t = 1/2$ berechnet, um den Einfluss geringer Deckenauflagertiefen abzuschätzen. Abbildung 5.28 zeigt exemplarisch die die Situation teilaufgelagerter Decken am Wandkopf und Wandfuß und deren Abbildung im numerischen Modell.

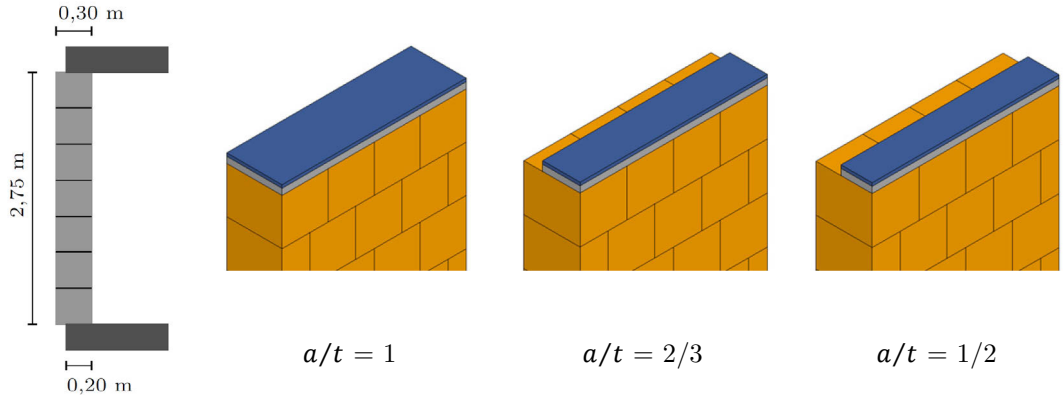


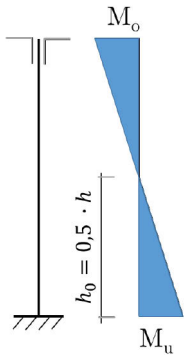
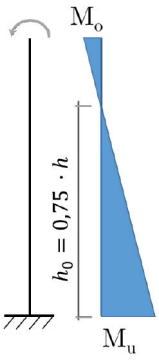
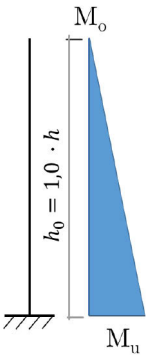
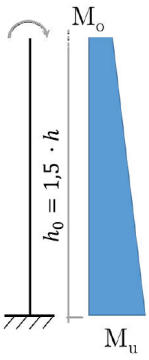
Abbildung 5.28: **Effektive Auflagertiefe am Wandkopf und Wandfuß und Modellabbildung**

Um das Gesamtmodell von zentrische auf exzentrische Vertikalbelastung zu erweitern, muss neben der reinen Verkürzung der Auflagerlänge auch der Aspekt der Deckenverdrehung berücksichtigt werden. Eine genaue Darstellung des Deckenverformungsverhaltens ist aber ohne eine umfassende Modellierung derselben, wie beispielsweise in den Untersuchungen nach Reitmayer [62], unabdingbar. Da dies zum einen mit einem großen zusätzlichen Rechenaufwand verbunden ist und zum anderen die Deckenverdrehungen von weiteren verschiedenen Einflussfaktoren abhängig sind (Deckenschlankheit, Wandanordnung, Spannweiten, Schwind- und Kriecheffekte, etc.) wird in für die Variantenuntersuchung die Annahme einer Deckenzentrierung getroffen, die in der Praxis durch zentrierleisten realisierbar ist [68].

5.6.1 Abbildung des Momentenverteilungsfaktors

Der Momentenverteilungsfaktor ψ beschreibt den Zusammenhang zwischen dem Moment am Wandkopf und Wandfuß, bzw. die Lage des Momentennullpunkts in der Wand. Um einen konstanten Momentenverteilungsfaktor über die gesamte Entwicklung der Horizontalkraft-Verformungs-Kurve zu gewährleisten, kommt die aktive Versuchssteuerung nach Abschnitt 5.5.1 zur Anwendung. Tabelle 5.7 fasst die im Rahmen der Variantenstudie berücksichtigten Momentenverteilungen und die dazugehörigen Kraft- und Verformungsrandbedingungen zusammen.

Tabelle 5.7: Momentenverteilungen in der Variantenstudie

ψ	0,5	0,75	1,0	1,5
$\Sigma N = N_1 + N_2$ φ_2 w_2 u_2 $u_1 = 0$ $w_1 = 0$ $\varphi_1 = 0$				
$N_1 \leftrightarrow N_2$?	$>$	$>$	$=$	$<$
u_2	$\neq 0$	$\neq 0$	$\neq 0$	$\neq 0$
φ_2	$= 0$	$\neq 0$	$\neq 0$	$\neq 0$

Da die Momentenverteilung in der Wand einen großen Einfluss auf die resultierenden Schubkraft-Verformungskurven hat, wird zur Verifikation die Normalspannungsverteilung am Wandkopf und Momentenverteilung in der Wand exemplarisch für verschiedene Belastungszuständen ermittelt. Aus der Normalspannungsverteilung wird durch Integration unter Berücksichtigung der jeweiligen Hebelarme das resultierende Moment um die Mittelachse der Wand gebildet. Abbildung 5.29 veranschaulicht die Berechnung des resultierenden Moments am Beispiel einer linearen Spannungsverteilung.

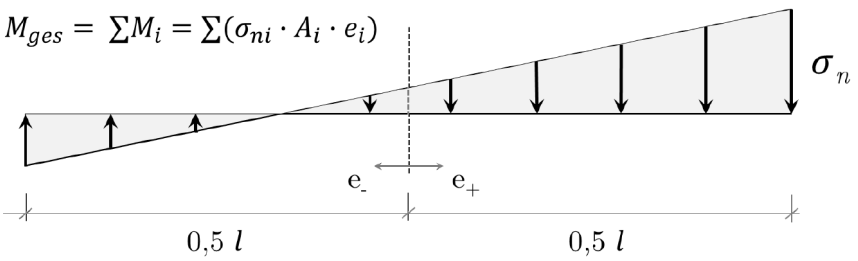
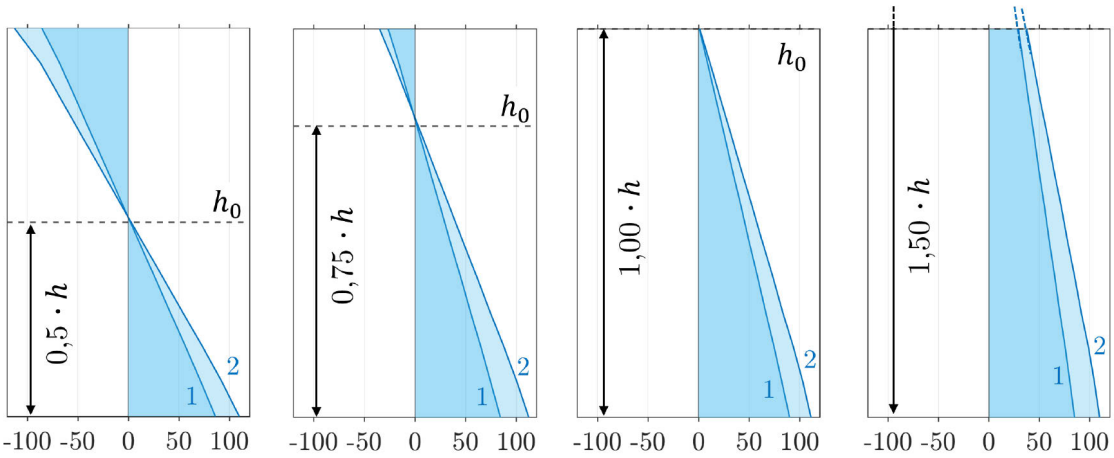
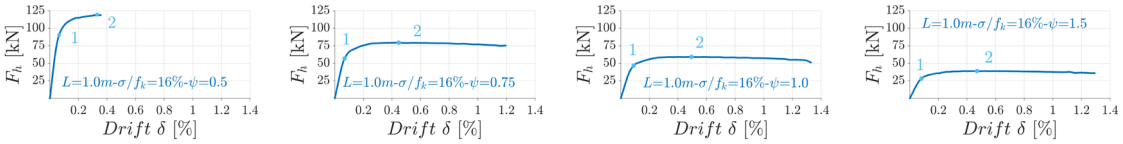


Abbildung 5.29: Ermittlung der Wandmomente am Beispiel einer linearen Spannungsverteilung

Die Integration wird für jede Steinreihe der Wand durchgeführt, so dass sich der Momentenverlauf über die Wandhöhe ergibt. Der aus den Spannungsergebnissen berechnete Momentenverlauf muss mit dem vorab über den Momentenverteilungsfaktor ψ definierten Momentenverlauf übereinstimmen. In Tabelle 5.8 sind die Ergebnisse der Momentenverläufe einer Wand mit der Länge von 1,0 m für die Momentenverteilungsfaktoren der Variantenuntersuchung dargestellt. Die Momentenverläufe für zwei Punkte der Schubkrat-Verformungskurve zeigen, dass sich die Verteilung nicht ändert und die Steuerung über die Variation der Vertikalkräfte am Wandkopf auch im nichtlinearen Bereich ohne nennenswerte Abweichungen problemlos funktioniert.

Tabelle 5.8: **Validierung der Momentenverläufe für verschiedene Momentenverteilungsfaktoren**

ψ	0,50	0,75	1,00	1,50
Momentenverteilung [kNm]				
Drift				

5.6.2 Auswertung der Schubkraft-Verformungskurven

Abbildung 5.30 zeigt die Auswertung der Kapazitätskurve auf Grundlage einer idealisierten bilinearen Schubkraft-Verformungskurve nach nach Tomazevic [24]. Diese Kurve wird charakterisiert durch die Erstrisslast F_{cr} bei etwa 75% der maximalen Schubtragfähigkeit F_{max} mit der zugehörigen Verformung δ_{cr}, einem Plateau bei 90% der maximalen Schubtragfähigkeit F_{max} mit der zugehörigen Verformung δ_{max} und der maximalen Verformungsfähigkeit δ_{nc} bei einem Abfall auf 80% der maximalen Schubtragfähigkeit F_{max} im Entfestigungsbereich auf F_{nc}. Der Grenzzustand F_{nc} - δ_{nc} entspricht dem Grenzzustand „Near Collapse“ nach Eurocode 8-3 [77] und fand bereits bei der Auswertung der Schubwandversuche in Kapitel 4 Anwendung.

Eine ähnliche Systematik mit der Einteilung in Grenzzuständen wird von Morandi et al. [45] vorgeschlagen, wohingegen Petry und Beyer [131] eine genauere Unterteilung in fünf Grenzzustände einführten. Die Auswertung der Schubkraft-Verformungskurven im Rahmen dieser

Arbeit zielt in erster Linie auf die Ermittlung der maximalen Schubtragfähigkeit F_{max} und den Wert der Verformungsfähigkeit δ_{nc} bei F_{nc} ab, die für die Bemessung von Bedeutung sind.

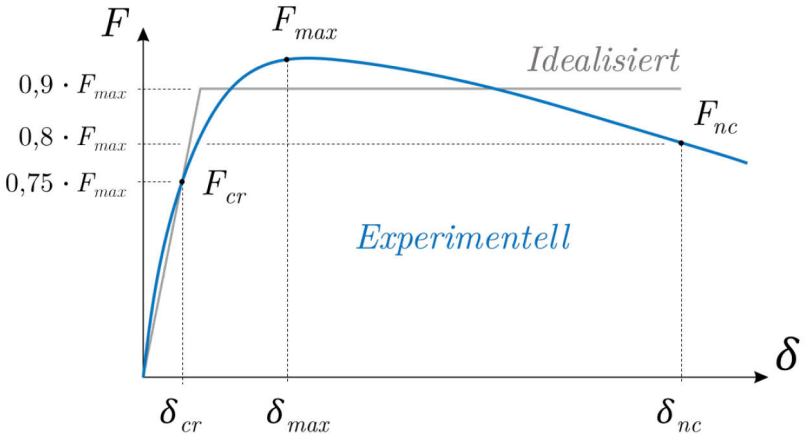


Abbildung 5.30: Idealisierte Schubkraft-Verformungskurve nach Tomazevic [24]

5.7 Zusammenfassung

Zielsetzung der Entwicklung des Simulationsmodells war es das Verhalten von Schubwänden aus Mauerwerk unter kombinierten Vertikal- und Horizontlallasten abzubilden. Dazu wurden verschiedene Modellierungsstrategien und Modellierungsaspekte analysiert. Die Herausforderung bei der Modellierung lag in der möglichst realitätsnahen Beschreibung des Trag- und Verformungsverhaltens unter Berücksichtigung der Interaktionen zwischen den Einzelkomponenten Mauerstein und Mörtelfuge zur korrekten Abbildung der Versagensformen. Gleichzeitig muss eine Modellierung gewählt werden, die hinsichtlich des Berechnungsaufwands die Durchführung von umfangreichen Variantenuntersuchungen erlaubt. Als vielversprechendster Ansatz wurde deshalb eine vereinfachte Mikromodellierung gewählt. Das Mikromodell stellt die Mauersteine als homogene Kontinua dar, wohingegen die Fugen dimensionslos mit einer kohäsiven Kontaktformulierung mit einer linearen Schädigung abgebildet werden. Die Mauersteine werden durch ein nichtlineares Betonmodell basierend auf der Plastizitätstheorie abgebildet.

Die Kalibrierung der Modellkomponenten erfolgte auf Grundlage der Ergebnisse von Kleinbauteilversuchen, die im Rahmen der in Kapitel 4 vorgestellten Schubwandversuche durchgeführt wurden. Mit der Kalibrierung der Materialparameter zum einen für das Betonmodell des Mauersteins und zum anderen für das Kontaktmodell der Fuge konnte eine sehr gute Übereinstimmung mit den Resultaten der standardisierten Kleinbauteilversuche erzielt werden [83].

Nach erfolgreich abgeschlossener Kalibrierung wurde das vereinfachte Mikromodell mit den experimentellen Daten der in Kapitel 4 zusammengestellten 18 Schubwandversuche validiert. Diese Versuche umfassen verschiedene Wandgeometrien, Auflastniveaus und Randbedingungen. Zudem liegen Versuchsergebnisse für eine zentrische und exzentrische Lasteinleitung am Wandkopf vor. Die Validierung umfasste den Vergleich der Schubkraft-Verformungskurven, der maximal aufnehmbaren Schubkräfte, der Verformungsfähigkeiten und der spezifischen

Versagensformen. Weiterhin erfolgte für vier der experimentell untersuchten Schubwände ein detaillierter Vergleich der Dehnungen und Spannungen in den Mauersteinen sowie der Kontaktspannungen und Fugenschädigungen für verschiedene Versagensformen.

Der Vergleich zeigte, dass mit dem entwickelten Simulationsmodell eine ausreichend genaue Vorhersage des Wandverhaltens möglich ist. Es konnte gezeigt werden, dass das Simulationsmodell in der Lage ist die einzelnen Versagensfälle zutreffend abzubilden und abzugrenzen. Damit kann das validierte Modell für die Simulation weiterer Mauerwerksschubwände verwendet werden, die für das bessere Verständnis des Trag- und Verformungsverhaltens beliebiger Wandkonfigurationen erforderlich sind. Im Rahmen dieser Arbeit wird mit dem validierten Modell eine Variantenstudie durchgeführt in der die Parameter Wandgeometrie, Auflastniveau und Randbedingungen für zentrische und exzentrische Vertikallasteinleitungen bei teilweise aufgelagerten Decken Berücksichtigung finden. Die Ergebnisse dieser Variantenuntersuchungen sind in den Kapiteln 6 und 7 zusammengestellt.

6 VARIANTENSTUDIE FÜR MAUERWERKSSCHUB-WÄNDE MIT VOLLER DECKENAUFLAGERTIEFE

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse der in Kapitel 5.6 konzipierten Variantenuntersuchung auf Grundlage des in Kapitel 5.1 eingeführten vereinfachten Mikromodells für Schubwände unter kombinierten Vertikal- und Horizontallasten beschrieben. Die Lasteinleitung der Vertikalkräfte erfolgt ohne eine Exzentrizität am Wandkopf, was einer voll aufliegenden Decke (a/t = 1,0) entspricht. Im Rahmen der Studie werden die Wandschlankheit, das Vertikallastniveau und die Momentenverteilung über die Wandhöhe variiert.

Die Auswertung der Ergebnisse umfasst die Analyse der Schubkraft-Verformungskurven in Bezug auf die maximale Horizontalkraft und die Verformungsfähigkeit sowie die Identifizierung der Versagensart mit dem tatsächlichen Versagensort. Zusätzlich erfolgt mit den Ergebnissen die systematische Untersuchung der maßgebenden Parameter auf das Schubtragverhalten von Mauerwerkswänden. Hierfür werden die Spannungs- und Dehnungszustände in der Wand, die Kontaktspannungen in den Lagerfugen sowie die Spannungszustände am Einzelstein detailliert ausgewertet. Abschließend erfolgt ein Vergleich der Ergebnisse der Variantenstudie mit den normativen Nachweisen nach DIN EN 1996-1-1/NA [4].

Die Zielsetzung dieses Kapitels ist es die Grundlagen für einen neuen und realistischen Bemessungsansatz für Mauerwerksschubwände mit Ansatz realitätsnaher Randbedingungen auszuarbeiten. Wesentliche Grundlagen für einen neuen Ansatz zu Beschreibung der Schubtragfähigkeit sind die richtige Erfassung von Versagenstyp und Versagensort in der Wand unter Berücksichtigung aller maßgebenden Einflussparameter. Insbesondere ist die Momentenverteilung in der Wand zu berücksichtigen, die in realen Tragwerken deutlich vom traditionellen Kragarmsystem abweicht, aber bislang in DIN EN 1996-1-1 [3] und DIN EN 1998-1-1/NA [6] keine ausreichende Berücksichtigung findet (Kapitel 3.2). Die gewonnenen Erkenntnisse fließen in die Ausarbeitung eines neuen Bemessungsvorschlags in Kapitel 8 ein.

6.1 Analyse der Versagensmechanismen

Die maßgebenden Versagensmechanismen werden unterteilt in das Biegedruckversagen und das Schubversagen infolge von Steinzug- oder Reibungsversagen. Eine ausführliche Beschreibung der Versagensformen findet sich in Kapitel 2.2.1.

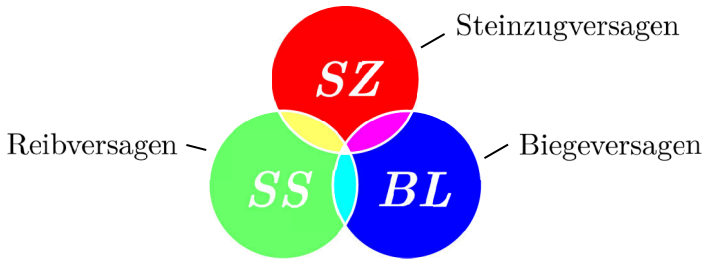


Abbildung 6.1: Kennzeichnung und farbliche Abgrenzung der Versagensfälle

Um eine übersichtliche grafische Zuordnung der Versagensfälle in den späteren Abbildungen zu ermöglichen, kommt die farbliche Abgrenzung nach Abbildung 6.1 zur Anwendung. Da eine eindeutige Abgrenzung der Versagensfälle nicht immer uneingeschränkt möglich ist, werden auch sogenannte Mischversagensfälle berücksichtigt. Als Mischversagensfälle gelten Wände, die Mechanismen mehrerer Versagenstypen aufweisen. Die Mischversagensfälle werden durch die in Abbildung 6.1 dargestellten farblichen Überlappungsbereiche repräsentiert.

Die maßgebenden Versagensmechanismen wurden für jede Parameterkombination der Variantenstudie auf Grundlage der Analyse der Dehnungszustände in der Wand und der Auswertung der Schubkraft-Verformungskurve ermittelt. Exemplarisch wird diese Analyse für das Biegeversagen sowie das Schubversagen infolge Steinzug- und Reibungsversagen in den Abschnitten 6.1.1 und 6.1.2 beispielhaft erläutert. Für alle weiteren Wände wird auf die wandweise Zusammenstellung der Ergebnisse der Variantenstudie in Anhang A verwiesen. Abbildung 6.2 zeigt die identifizierten Versagensformen in Abhängigkeit von Auflastniveau σ_0/f_k, Wandschlankheit h/l und der Momentenverteilung in der Wand beschrieben durch den Momentenverteilungsfaktor ψ. Die dargestellten einzelnen Flächen repräsentieren konstante Momentenverteilungsfaktoren von 0,5, 0,75, 1,0 und 1,5 und wurden nur auf Grund der besseren Visualisierung räumlich gekippt dargestellt. Mit der dreidimensionalen Darstellung ist bereits durch die farbliche Kennzeichnung eine grundlegende Abgrenzung der Versagensmechanismen für die maßgebenden Einflussfaktoren möglich.

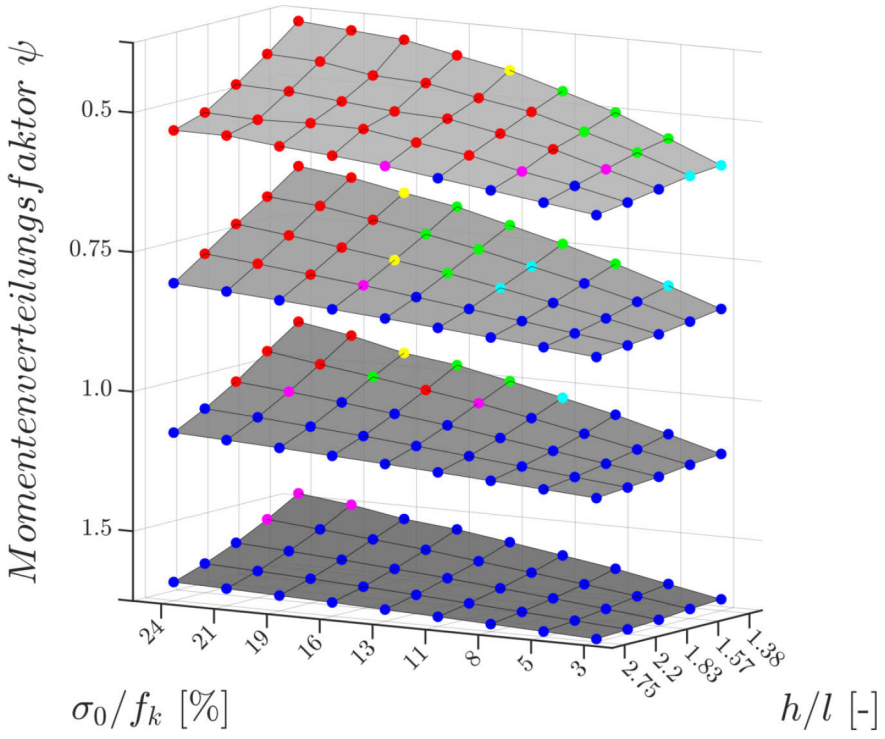


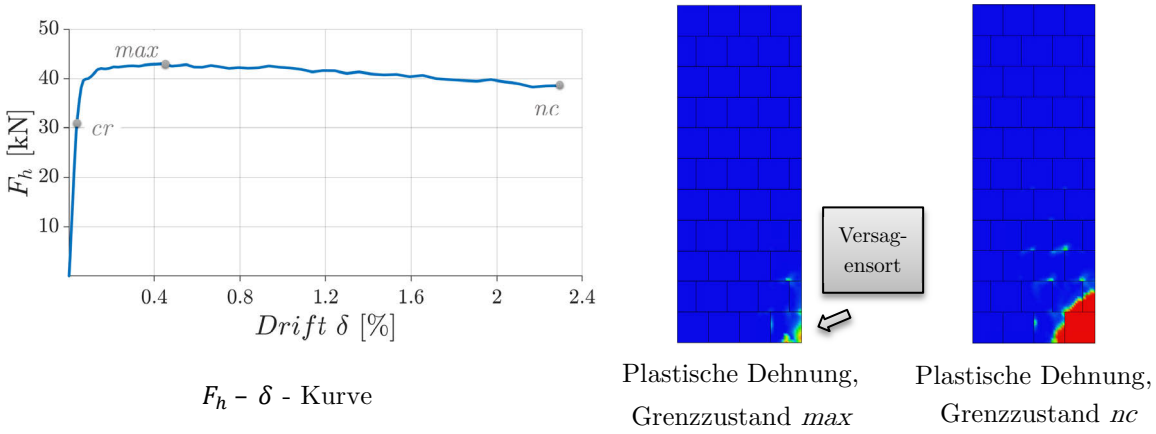
Abbildung 6.2: **Versagensmechanismen in Abhängigkeit von Auflastniveau, Wandschlankheit und Momentenverteilung**

Die globale Darstellung der Versagensmechanismen zeigt, dass sich eine relativ klare Abtrennung zwischen Biege- und Schubversagen entlang schräg verlaufender Grenzlinien in den

Flächen der betrachteten Momentenverteilungsfaktoren ergibt. Grundsätzlich ist in jeder Fläche erkennbar, dass ein Schubversagen bei niedrigen Wandschlankheiten auftritt. Im Falle höherer Auflasten kommt es hier zu Steinzugversagen und bei niedrigeren Auflastniveaus zu Reibungsversagen. Schlankere Wände tendieren zu einem Biegeversagen. Weiterhin zeigt sich, dass der Momentenverteilungsfaktor einen wesentlichen Einfluss auf den Versagensmechanismus hat. Bei höheren Momentenverteilungsfaktoren (geringere Deckeneinspannwirkung) dominiert zunehmend das Biegeversagen, wohingegen sich bei abnehmenden Momentenverteilungsfaktoren (größere Deckeneinspannwirkung) zunehmend ein Schubversagen einstellt. Betrachtet man die Ober- und Untergrenze des Momentenverteilungsfaktors, so stellt sich für $\psi = 1{,}5$ im Wesentlichen Biegeversagen ein und für $\psi = 0{,}5$ tritt mit Ausnahme schlanker Wände mit geringen Auflasten maßgeblich Schubversagen auf. Die Vorgehensweise zur Charakterisierung der jeweiligen Versagensfälle im Rahmen der Auswertung wird nachfolgend erläutert. Da über die Wandtiefe ein nahezu konstanter Spannungszustand vorliegt, werden die Dehnungszustände nur für eine Wandseite dargestellt.

6.1.1 Beispiele für die Charakterisierung von Biegeversagen

Ein Biegeversagen liegt vor, wenn das Versagen im Wesentlichen konzentriert am Wandfuß auftritt. Bei Wänden mit niedrigem Vertikallastniveau kommt es zu einem Aufreißen der untersten Lagerfuge und die Wand erreicht kurz darauf die maximale Schubtragfähigkeit. In der Folge stellt sich eine Wandrotation über den unteren Eckstein ein. Daraus resultiert eine hohe Spannungskonzentration im Eckbereich, die zu einer Überschreitung der Steindruckfestigkeit führt. Abbildung 6.3 zeigt das Verhalten am Beispiel einer gering belasteten kurzen Wand mit der Länge von 1 m mit einem Momentenverteilungsfaktor von $\psi = 0{,}75$. Die plastischen Dehnungen bei Erreichen der maximalen Schubkraft (‚*max*') und im Grenzzustand des Versagens (‚*nc*') konzentrieren sich auf den Wandfuß. Da mit dem zunehmendem Aufstellen der Wand auch die Neigung der Druckstrebe steiler wird, nimmt die aufnehmbare Schubkraft ab und es kommt schließlich zu einem Versagen des Ecksteins. Die Schubkraft-Verformungskurve zeigt, dass die Verformungsfähigkeit bei Biegeversagen mit über 2 % groß ist.

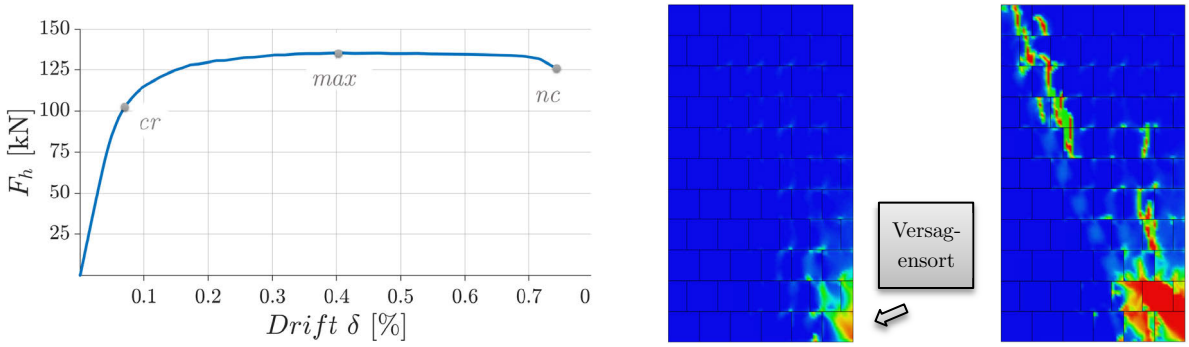


$F_h - \delta$ - Kurve

Plastische Dehnung, Grenzzustand *max*

Plastische Dehnung, Grenzzustand *nc*

Abbildung 6.3: **Biegeversagen für Wand bei niedriger Vertikallast: $l = 1{,}0$ m, $\sigma_0/f_k = 8$ %, $\psi = 0{,}75$**



F_h – δ - Kurve

Plastische Dehnung, Grenzzustand *max*

Plastische Dehnung, Grenzzustand *nc*

Abbildung 6.4: **Biegeversagen für Wand mit höherer Vertikallast: l = 1,5 m, σ_0/f_k = 16 %, ψ = 1,0**

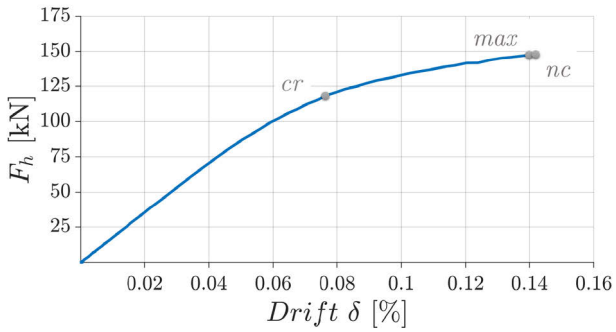
Bei Wänden mit höheren Vertikallasten ist das Aufstellen der Wand und somit ein plötzliches Aufreißen der untersten Lagerfuge stärker behindert. Deshalb kann neben dem Biegeversagen am Wandfuß auch Steinzugversagen entlang der Wanddiagonale auftreten. Abbildung 6.4 zeigt das Verhalten am Beispiel einer höher belasteten kurzen Wand mit der Länge von 1,5 m. Zunächst ist ein beginnendes Biegeversagen am Wandfuß bei Erreichen der maximalen Schubkraft zu beobachten. Im Anschluss daran kann das Traglastniveau gehalten werden, aber es kommt in der Wand entlang der sich ausbildenden Druckstrebe zusätzlich zu Steinzugversagen. Der Kollaps der Schubwand tritt schließlich mit dem vollständigen Druckversagen des Ecksteins auf. Trotz der höheren Vertikallasten ergibt sich eine relativ hohe resultierende Verformungsfähigkeit von über 0,7 %, was auch auf die gelenkige Lagerung am Wandkopf (ψ = 1,0) zurückzuführen ist. Grundsätzlich ist festzuhalten, dass bei einem Biegeversagen nach Erreichen der maximalen Schubkraft noch ein ausgeprägtes plastisches Plateau mit größerer Verformungsfähigkeit vorhanden ist. Wie groß die Verformungsfähigkeit ist, hängt von der Kombination aus Wandgeometrie, Vertikallastniveau und Momentenverteilung in der Wand ab.

6.1.2 Beispiele für die Charakterisierung von Schubversagen

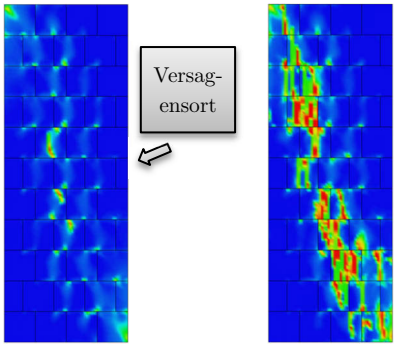
Angelehnt an Kapitel 2.2.1 wird bei einem Schubversagen zwischen Reibungs- und Steinzugversagen unterschieden.

6.1.2.1 Steinzugversagen

Steinzugversagen tritt bei Wänden mit hohem Vertikallastniveau auf, wodurch ein Aufreißen der Lagerfuge und Aufstellen der Wand verhindert wird. Es bildet sich eine diagonale Druckstrebe entlang derer es durch die entstehenden Querzugspannungen zu Steinzugversagen kommt. Die Schubkraft-Verformungskurve ist bei einem Steinzugversagen von der Wandschlankheit abhängig. Bei schlanken Wänden kommt es zu einem schlagartigen Versagen der diagonalen Druckstrebe in Wandmitte (Abbildung 6.5). Es ist dann keine weitere Laststeigerung mehr möglich. Deshalb liegen das Erreichen der maximalen Schubkraft und der Grenzzustands des Versagens sehr nahe beieinander.



$F_h - \delta$ - Kurve

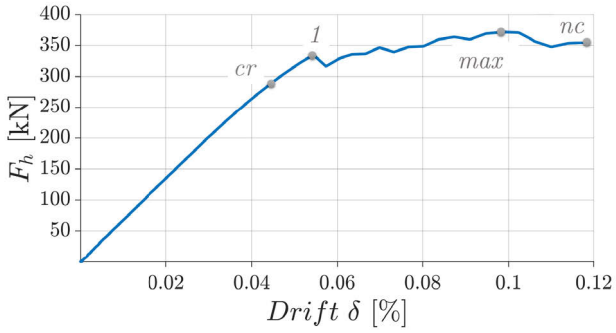


Plastische Dehnung, Grenzzustand *max*

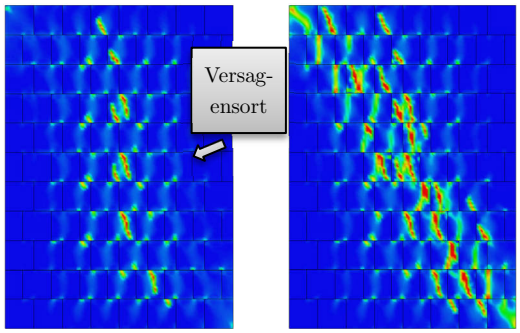
Plastische Dehnung, Grenzzustand *nc*

Abbildung 6.5: **Steinzugversagen für Wand mit hoher Vertikallast: l = 1,0 m, σ_0/f_k = 24 %, ψ = 0,5**

Bei gedrungenen Wänden hingegen können sich, nachdem ein Steinzugversagen stattgefunden hat, weitere benachbarte Druckstreben ausbilden. Dies ermöglicht eine weitere Laststeigerung. Abbildung 6.6 zeigt das Verhalten einer gedrungenen Wand mit einer vollen Einspannung am Wandkopf (ψ = 0,5). Bei Erreichen des Punktes ‚1' auf der Schubkraft-Verformungskurve kommt es zu einem Steinzugversagen entlang der Druckstrebe. Bei einem Drift von 0,055 % versagt die Druckstrebe und es kommt zu einem kurzen Abfall der Schubkraft. Im Anschluss kann die Schubkraft aber noch gesteigert werden, da sich benachbarte Druckstreben ausbilden, was die Verteilung der plastischen Dehnungen in Abbildung 6.6 im Grenzzustand des Versagens (‚*nc*') zeigt.



$F_h - \delta$ - Kurve



Plastische Dehnung, Punkt 1

Plastische Dehnung, Grenzzustand *nc*

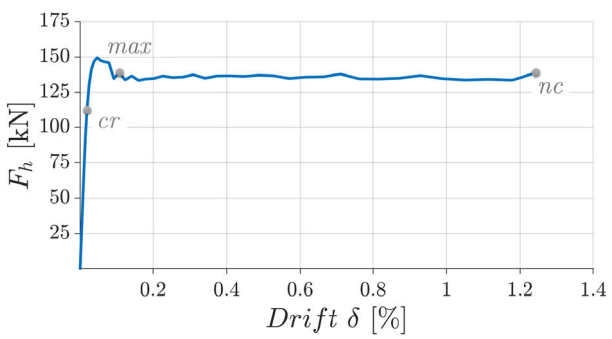
Abbildung 6.6: **Steinzugversagen: Wand, l = 2,0 m, σ_0/f_k = 24 %, ψ = 0,5**

Das Steinzugversagen tritt in den Simulationen der Variantenstudie immer in Wandmitte auf. Zusätzlich ist zu beobachten, dass das Steinzugversagen entgegen der Theorie nach Mann/Müller [31] in den Simulationen nicht in Steinmitte, sondern eher am Steinrand initiiert wird.

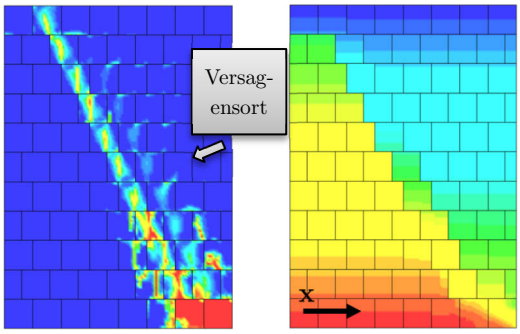
6.1.2.2 Reibungsversagen

Reibungsversagen tritt bei vergleichsweise niedriger vertikaler Belastung und gedrungenen Wandscheiben auf. Hierbei überschreiten die Schubspannungen die Haftscherfestigkeit in den

Lagerfugen. Abbildung 6.7 zeigt das Reibungsversagen einer gedrungenen Wand mit einer vollen Einspannung am Wandkopf ($\psi = 0{,}5$). Die plastischen Dehnungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit zeigen eine starke Konzentration entlang der Wanddiagonalen und die Verformungen zeigen deutlich die Diskontinuität der Verschiebungen mit einem treppenförmigen Verlauf. Die Mauersteine selbst weisen nur geringe Dehnungen auf, da es sich um ein reines Reibungsversagen handelt. Der treppenförmige Riss öffnet sich über die Wandmitte hinaus hin zu den Eckbereichen der Druckstrebe. In der Schubkraft-Verformungskurve bildet sich bei Reibungsversagen ein breiter Plateaubereich mit einer hohen Verformungsfähigkeit aus. Das Versagen tritt hier mit einem starken Einschnüren der Druckstrebe durch ein Versagen in der Wandecke ein.



$F_h - \delta$ - Kurve



Plastische Dehnung, Grenzzustand *nc*

Horizontale Wandverformung in x-Rtg, Grenzzustand *nc*

Abbildung 6.7: **Reibungsversagen für Wand mit niedriger Vertikallast: $l = 2{,}0$ m, $\sigma_0/f_k = 5$ %, $\psi = 0{,}5$**

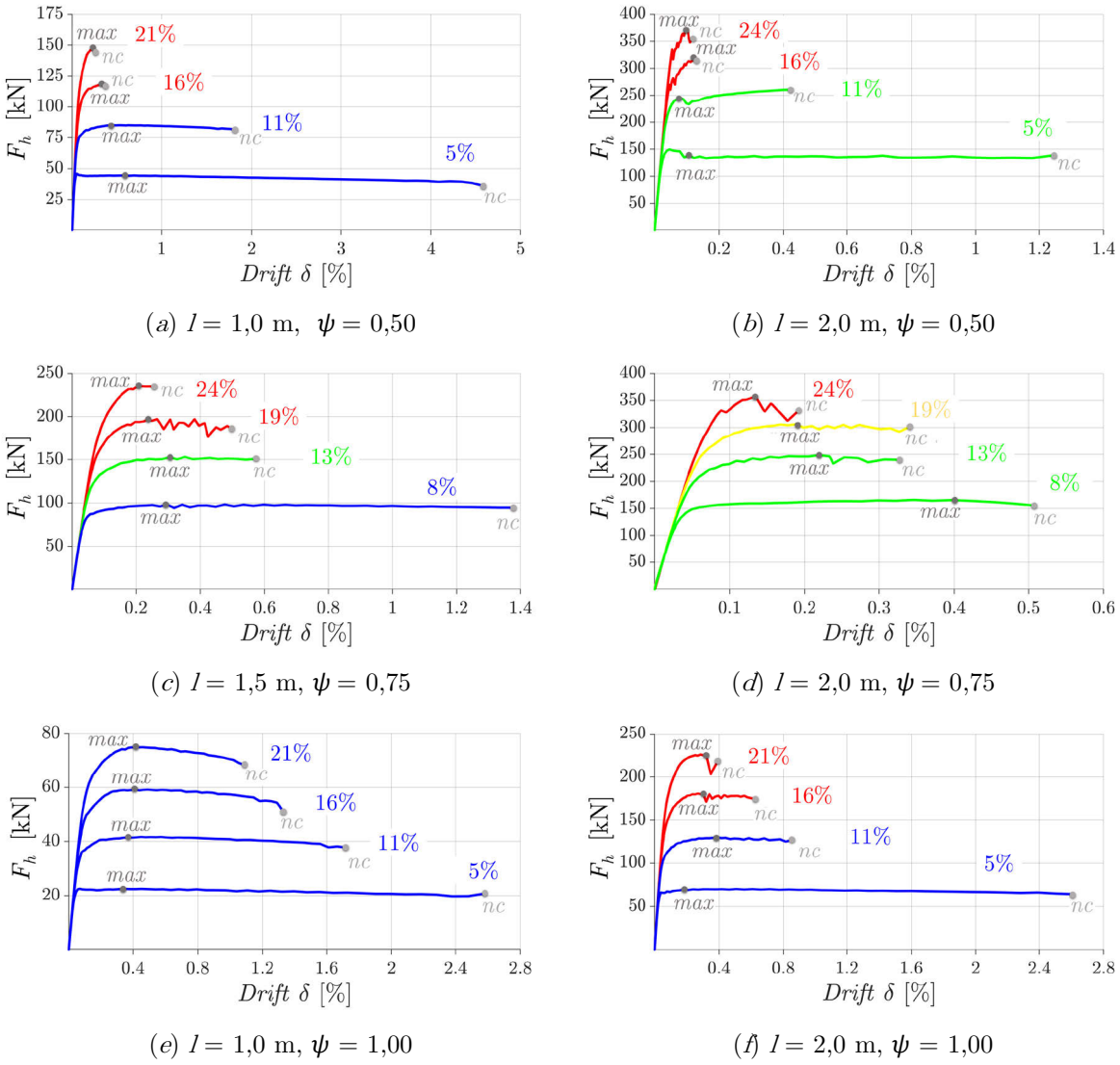
6.2 Analyse der Schubkraft-Verformungskurven

Im Folgenden erfolgt eine Auswertung der numerisch ermittelten Schubkraft-Verformungskurven der Variantenstudie. Dazu werden ausgewählte Schubkraft-Verformungskurven der Variantenstudie (Abschnitt 5.6) in Abhängigkeit der wesentlichen Einflussparameter Vertikallastniveau, Momentenverteilung in der Wand und Wandschlankheit dargestellt und hinsichtlich der Schubtrag- und Verformungsfähigkeit ausgewertet. Für die Schubkraft-Verformungskurven wird wieder die farbliche Kennzeichnung der Versagensfälle entsprechend Abbildung 6.1 verwendet. Abschließend erfolgen kombinierte Betrachtungen der wesentlichen Einflussfaktoren zur Unterscheidung der Versagensformen mit Abgrenzungskriterien aus Normen und der Literatur.

6.2.1 Einfluss des Vertikallastniveaus

Abbildung 6.8 zeigt den Einfluss des Vertikallastniveaus für ausgewählte Schubkraft-Verformungskurven der Variantenstudie verschiedener Kombinationen von Wandlängen und Momentenverteilungsfaktoren. Für jede dieser Kombination sind die Kurven für vier verschiedene Vertikallastniveaus σ_0/f_k dargestellt. Auf den Kurven sind die maximale Schubkraft mit ‚*max*'

und die Verformungsfähigkeit im Grenzzustand des Versagens mit ‚*nc*' als Punkte eingezeichnet.



(*a*) $l = 1{,}0$ m, $\psi = 0{,}50$ (*b*) $l = 2{,}0$ m, $\psi = 0{,}50$

(*c*) $l = 1{,}5$ m, $\psi = 0{,}75$ (*d*) $l = 2{,}0$ m, $\psi = 0{,}75$

(*e*) $l = 1{,}0$ m, $\psi = 1{,}00$ (*f*) $l = 2{,}0$ m, $\psi = 1{,}00$

Abbildung 6.8: **Schubkraft-Verformungskurven in Abhängigkeit des Vertikallastniveaus σ_0/f_k für verschiedene Kombinationen von Wandlängen und Momentenverteilungsfaktoren**

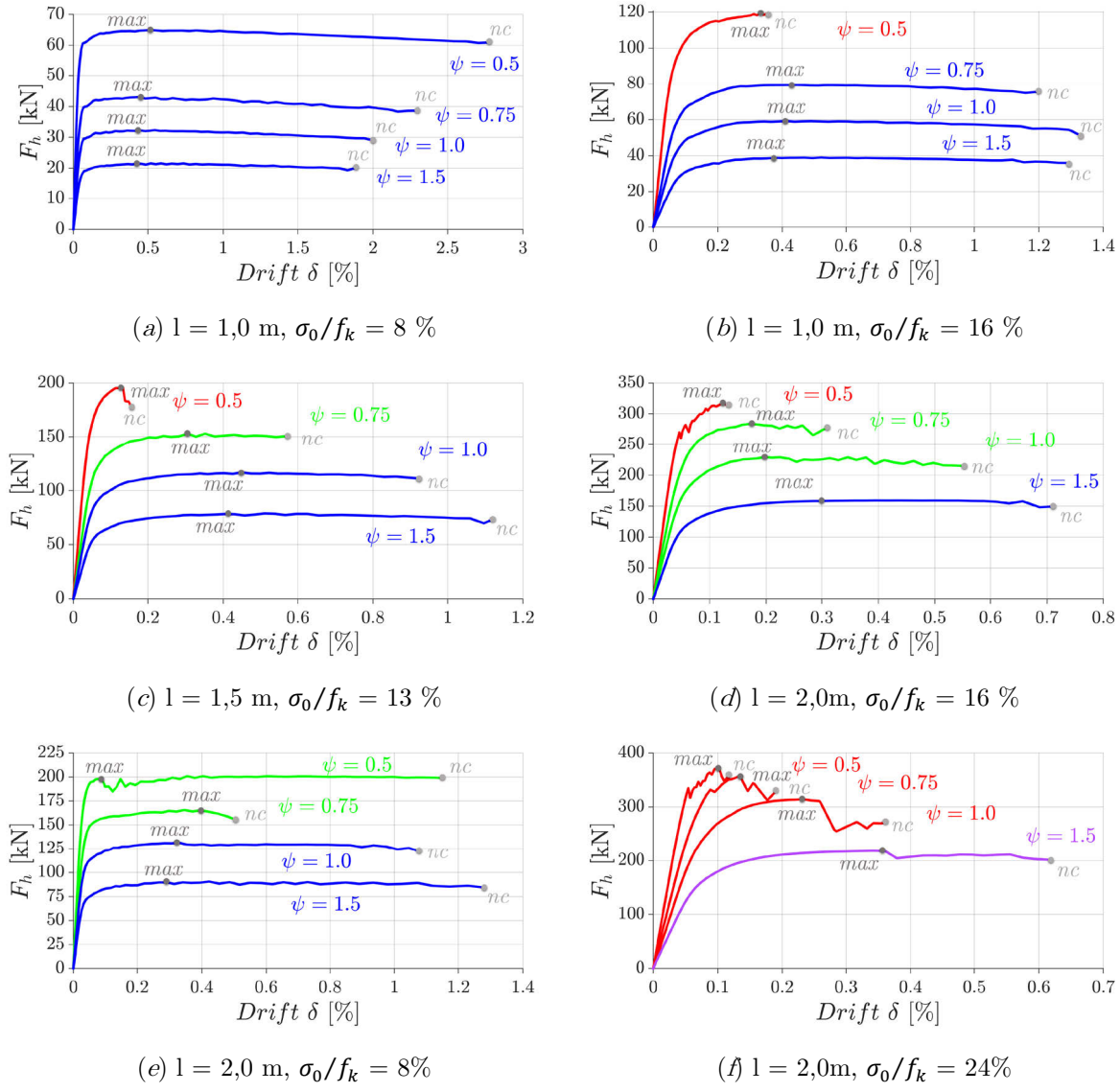
Aus den Schubkraft-Verformungskurven können in Bezug auf das Vertikallastniveau folgende Schlüsse gezogen werden:

- Die aufnehmbaren maximalen Schubkräfte nehmen für geringe Vertikallastniveaus ab.
- Hohe Vertikallastniveaus führen tendenziell zu Steinzugversagen, niedrigere Vertikallastniveaus führen in Abhängigkeit der Wandschlankheit und der Momentenverteilung eher zu Reibungs- oder Biegeversagen.
- Die Verformungsfähigkeit der Schubwände nehmen für höhere Vertikallastniveaus ab.

- In den Übergangsbereichen der Versagensfälle treten Mischversagensformen auf. In diesen Übergangsbereichen stellen sich die Schubkraft-Verformungskurven zwischen den eindeutig zu Versagensfallen zugeordneten Schubkraft-Verformungskurven ein.

6.2.2 Einfluss der Momentenverteilung in der Wand

Abbildung 6.9 verdeutlicht den Einfluss der Momentenverteilung in der Wand an ausgewählten Schubkraft-Verformungskurven der Variantenstudie (Abschnitt 5.6) für verschiedene Wandlängen und Vertikallastniveaus. Für jede Wandlänge sind die Schubkraft-Verformungskurven für vier verschiedene Momentenverteilungsfaktoren ψ dargestellt. Auf den Kurven sind die maximale Schubkraft mit ‚*max*' und die Verformungsfähigkeit im Grenzzustand des Versagens mit ‚*nc*' als Punkte eingezeichnet.



(*a*) l = 1,0 m, σ_0/f_k = 8 %

(*b*) l = 1,0 m, σ_0/f_k = 16 %

(*c*) l = 1,5 m, σ_0/f_k = 13 %

(*d*) l = 2,0m, σ_0/f_k = 16 %

(*e*) l = 2,0 m, σ_0/f_k = 8%

(*f*) l = 2,0m, σ_0/f_k = 24%

Abbildung 6.9: **Einfluss des Momentenverteilungsfaktors ψ auf die Schubkraft-Verformungskurven für verschiedene Wandlängen und Vertikallastniveaus**

Aus den Schubkraft-Verformungskurven können in Bezug auf die Momentenverteilung in der Wand folgende Schlüsse gezogen werden:

- Mit wachsendem Momentenverteilungsfaktor ψ nehmen die Schubtragfähigkeiten der Wände ab. Entsprechend ergeben sich die Maxima für $\psi = 0{,}5$ und die Minima für $\psi = 1{,}5$.

- Die Ab- und Zunahme der Verformungsfähigkeiten verhält sich gerade umgekehrt zu den Schubtragfähigkeiten.

- Es ergibt sich ein fließender Übergang zwischen den Versagensformen mit veränderlicher Einspannwirkung. Dabei können sich in Abhängigkeit der Wandkonfiguration mehrere Wechsel der Versagensformen ergeben (Abbildung 6.9(c), (d)).

- Der Einfluss des Momentenverteilungsfaktors auf die Schubtragfähigkeit ist für schlanke Wände deutlich ausgeprägter als für gedrungene Wände (Abbildung 6.9(a)). Dies liegt daran, dass eine stärkere Momentenumverteilung über die Wandhöhe zu einer Reduzierung der Momentenbeanspruchung am Wandfuß führt, was direkten Einfluss auf die maximal aufnehmbare Schubkraft hat. Der Einfluss der Änderung der Momentenverteilung in der Wand wird in **Abbildung** 6.10 durch die Betrachtung der zugehörigen Hauptnormalspannungsverteilung der Wand mit der Länge von 1,0 m und einem Vertikallastniveau von $\sigma_0/f_k = 8\%$ (Abbildung 6.9(a)) verdeutlicht. Die Neigung der zugehörigen Druckstreben wird mit wachsendem Momentenverteilungsfaktor deutlich steiler, was auf die Einschnürung der Druckzone zurückzuführen ist. Durch die Spannungskonzentration im Eckbereich wird schließlich die Druckfestigkeit überschritten und die Wandkapazität erreicht. Dieses Verhalten wird auch von Petry und Beyer beschrieben [42].

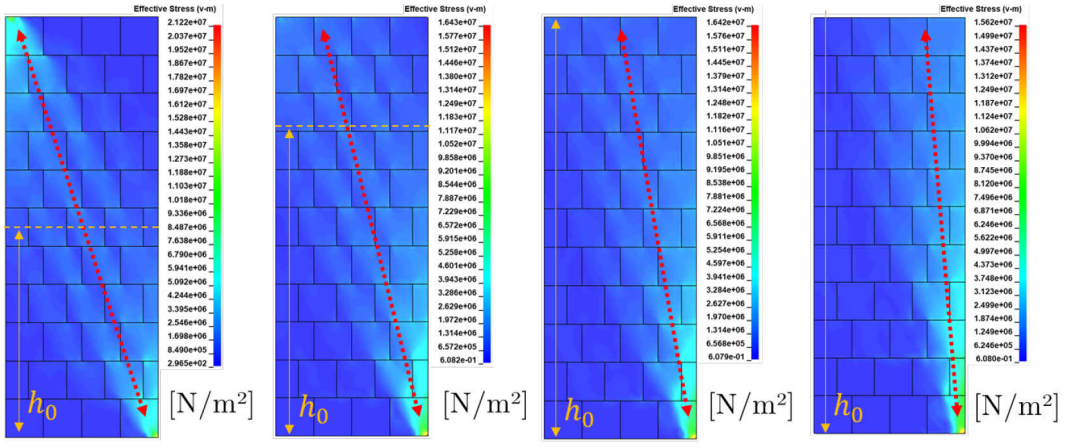


Abbildung 6.10: **Hauptnormalspannungsverteilungen und Neigung der Druckstreben in Abhängigkeit in Abhängigkeit des Momentenverteilungsfaktors ψ für eine Wandlänge von l = 1,0 mit Vertikallastniveau $\sigma/f_k = 8$ %**

- Der Einfluss des Momentenverteilungsfaktors auf die Schubtragfähigkeit ist für gedrungene Wände bei höheren Vertikallastniveaus deutlich weniger stark ausgeprägt, wenn kein Versagenswechsel erfolgt (Abbildung 6.9(*f*)). Dies stimmt mit den Simulationsergebnisse überein, in denen das Steinzugversagen in Wandmitte konzentriert war (Anhang A: Simulationsergebnisse).

6.2.3 Einfluss der Wandschlankheit

Abbildung 6.11 zeigt die maximale Schubtragfähigkeit für die Wandlängen 1,0 m, 1,5 m und 2,0 m als Funktion des Vertikallastniveaus für vier verschiedene Momentenverteilungsfaktoren. Die Verläufe der Kurven entsprechen grundsätzlich dem Verlauf der Versagenshüllkurve von Mann und Müller [31], die in Abbildung 2.4 dargestellt ist. Die Funktionsbereiche mit Biege- oder Reibungsversagen weisen einen linearen Verlauf auf, wohingegen der funktionale Zusammenhang für die Bereiche mit Steinzugversagen nichtlinear wird und eine größere Steigung aufweist.

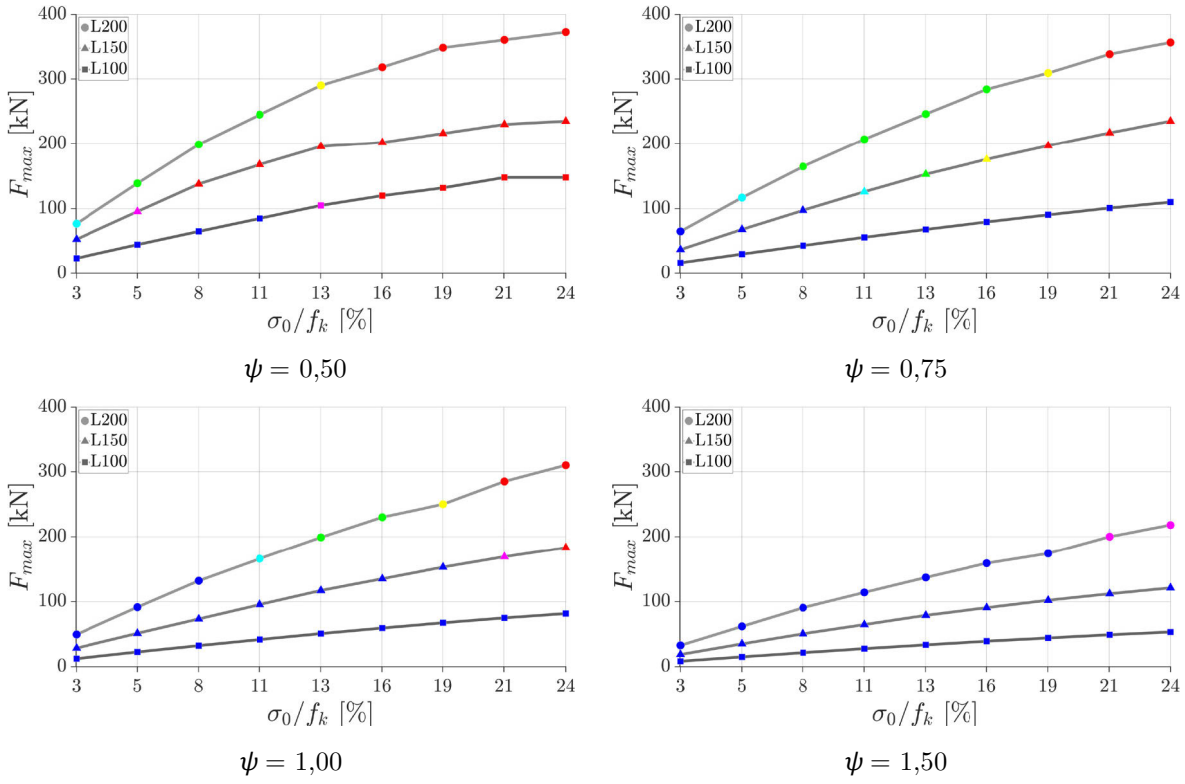


Abbildung 6.11: Maximale Schubkraft F_{max} in Abhängigkeit des Auflastniveaus und der Wandlänge für verschiedene Momentenverteilungsfaktoren ψ

Aus den Schubkraft-Verformungskurven können in Bezug auf den Einfluss der Wandschlankheit folgende Schlüsse gezogen werden:

- Schlanke Wände weisen im Vergleich zu gedrungenen Wänden eher ein Biegeversagen auf. Gedrungene Wände zeigen in der Tendenz eher ein Schubversagen.

- Mit größer werdendem Momentenverteilungsfaktor geht das Versagen der betrachteten Wände mehr und mehr in ein Biegeversagen über. Hierbei erfolgt der Wechsel für schlanke Wände von 1,0 m und 1,5 m bereits bei Momentenverteilungsfaktoren von $\psi = 0{,}50 - 0{,}75$, wohingegen der Wechsel bei der längeren Wand von 2 m mit $\psi = 1{,}0 - 1{,}5$ etwas später erfolgt. Grundsätzlich erfolgt der Wechsel der Versagensform von Schub - zu Biegung bei Wänden mit geringen Vertikallasten schneller, da Steinzugversagen auf Grund des geringeren Spannungsniveaus in der Wand nicht maßgebend wird.

6.2.4 Kombinierte Abgrenzungskriterien der Versagensform

Die korrekte Bestimmung der maximalen Schubtrag- und Verformungsfähigkeiten erfordert eine korrekte Zuordnung zu einer der Versagensformen oder zu einer Mischversagensform. In Normen und Literatur finden sich einige Ansätze, die im Folgenden auf die durchgeführte Variantenstudie angewendet und bewertet werden.

6.2.4.1 Kombiniertes Abgrenzungskriterien der Versagensform nach Kranzler

Kranzler [28] empfiehlt die Versagensformen mit der Schubschlankheit λ_v voneinander zu unterscheiden. Die Schubschlankheit ergibt sich als Produkt des Momentenverteilungsfaktors und der Wandschlankheit zu:

$$\lambda_v = \psi \cdot \frac{h}{l} \qquad \text{6-1}$$

Die Grenzschubschlankheit zur Unterscheidung von Biege- und Schubversagen wird von Kranzler [28] mit $\lambda_v = 1{,}5$ angegeben. Die Auswertung der Variantenstudie mit diesem Kriterium ist in Abbildung 6.12 dargestellt. Hierbei ist die normierte Schubtragfähigkeit τ' über die Schubschlankheit aufgetragen, die wie folgt definiert ist:

$$\tau' = \frac{F_{max}}{f_k \cdot A_w} \qquad \text{6-2}$$

Das Ergebnis zeigt, dass dieses Kriterium auf Grund der fehlenden Berücksichtigung des Auflastniveaus der Wand nicht ausreichend ist. Dies wird klar, da es zu verschiedenen Schubschlankheiten mehrere mögliche Versagensformen gibt. Deshalb kann dieses Abgrenzungskriterium nicht verwendet werden.

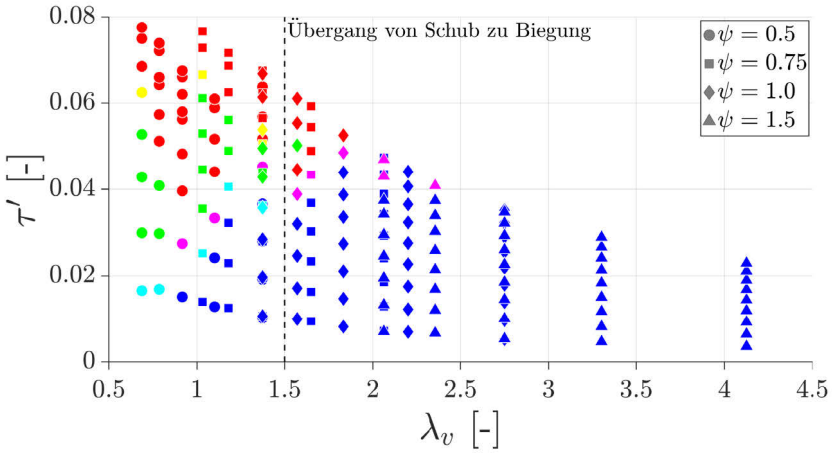


Abbildung 6.12: **Abgrenzung der Versagensformen mit der Schubschlankheit λ_v nach Kranzler [28]**

6.2.4.2 Kombiniertes Abgrenzungskriterium der Versagensform nach Stürz

Stürz [26] entwickelte ein Abgrenzungskriterium auf Grundlage des Wandkoeffizienten k_W, der sich aus dem Produkt des normierten Vertikallastniveaus und der Wandschlankheit berechnet:

$$k_W = \frac{\sigma_0}{f_k} \cdot \frac{h}{l} \qquad \text{6-3}$$

Durch Auswertung von Versuchsergebnissen ermittelte Stürz [26] die Grenze zwischen Schub- und Biegeversagen für einen Wandkoeffizienten von $k_W = 0{,}06$. Die Auswertung der Variantenstudie mit diesem Kriterium ist in Abbildung 6.13 dargestellt. Über den Wandkoeffizienten ist wiederum die normierte Schubtragfähigkeit nach Gleichung (6-2) aufgetragen.

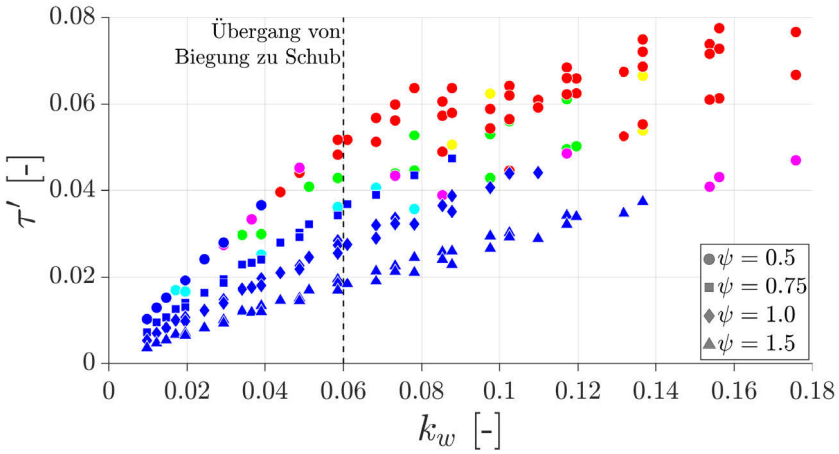


Abbildung 6.13: **Abgrenzung der Versagensformen mit dem Wandkoeffizienten k_w nach Stürz [26]**

Das Ergebnis zeigt, dass dieses Kriterium auf Grund der fehlenden Berücksichtigung der Momentenverteilung in der Wand nicht ausreichend ist. Dies wird klar, da es zu verschiedenen

Wandkoeffizienten mehrere mögliche Versagensformen gibt. Deshalb kann dieses Abgrenzungskriterium nicht direkt verwendet werden. Um den Einfluss der Momentenverteilung in der Wand auf die Schubtragfähigkeit näherungsweise zu berücksichtigen führte Stürz [26] den Einspannwirksamkeits-Beiwert β_0 ein, der als das Verhältnis der normierten Schubtragfähigkeit für die Momentenverteilungsfaktoren von $\psi = 1{,}0$ und $\psi = 0{,}5$ definiert ist:

$$\beta_0 = \frac{\tau'_\alpha(\psi = 1{,}0)}{\tau'_\alpha(\psi = 0{,}5)} \qquad \textbf{6-4}$$

Mit dem Einspannwirksamkeits-Beiwert ist die Schubtragfähigkeit abzumindern. Die Berechnung erfolgt in Abhängigkeit des Wandkoeffizienten k_W:

$$k_W \leq 0{,}06: \beta_0 = 0{,}5 \qquad \textbf{6-5}$$

$$0{,}06 < k_W < 0{,}15: \beta_0 = \frac{1}{6} + \frac{50}{9} \cdot k_W \qquad \textbf{6-6}$$

$$k_W \geq 0{,}15: \beta_0 = 1{,}0 \qquad \textbf{6-7}$$

Die Auswertung des Kriteriums für die Momentenverteilungsfaktoren $\psi = 0{,}75$, $\psi = 1{,}0$ und $\psi = 1{,}5$ ist in Abbildung 6.14 dargestellt. Dargestellt ist die von Stürz [26] angegebene Funktion nach Gleichung (6-5) bis Gleichung (6-7), die Datenpunkte der Variantenstudie sowie die Regressionsgeraden aus der Auswertung der Datenpunkte. Der Vergleich der Kurven macht deutlich, dass der Einspannwirksamkeits-Beiwert β_0 nur für einen Momentenverteilungsfaktor von $\psi = 1{,}0$ näherungsweise anwendbar ist. Somit kann auch der Einspannwirksamkeitsbeiwert β_0 nicht für die in der Praxis vorkommenden Momentenverteilungen in Mauerwerkswänden Anwendung finden.

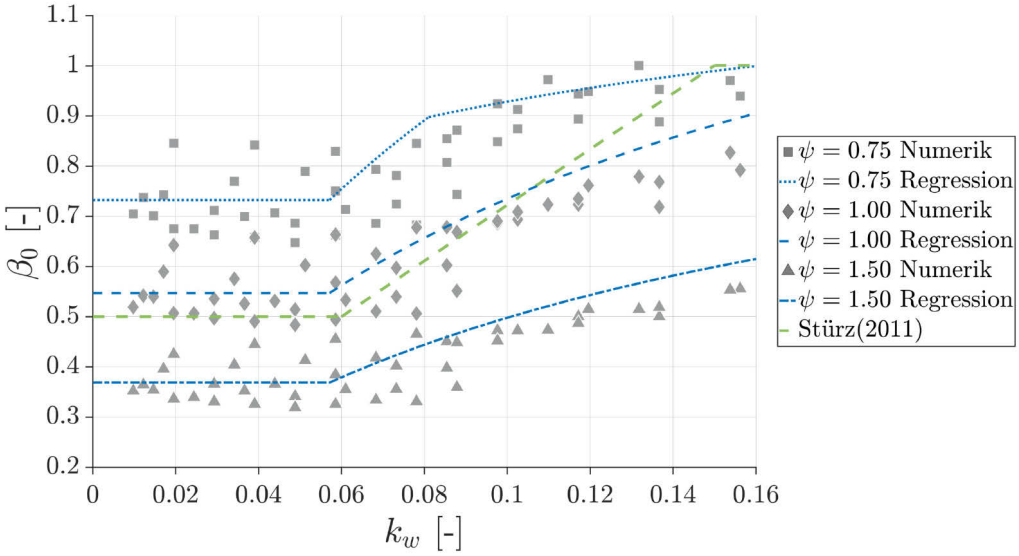


Abbildung 6.14: **Momentenwirksamkeitsbeiwert β_0 in Abhängigkeit vom Wandkoeffizienten k_W nach Stürz [26]**

6.2.5 Beurteilung der Verformungsfähigkeit

Mauerwerksbauten werden auf Grund der besseren Ausnutzung der Tragfähigkeitsreserven zunehmend auf Grundlage von nichtlinearen *Pushover*-Analysen (Abschnitt 3.1) nachgewiesen. Da für die Durchführung dieser Analysen die Verformungsfähigkeit der Mauerwerksschubwände als wesentlicher Eingabeparameter benötigt wird, werden nachfolgend die Ergebnisse der Variantenstudie für die maximalen Verformungen δ_{nc} kurz vor dem Kollaps der Schubwände ausgewertet (Abschnitt 5.6.2). Abbildung 6.15 gibt zunächst einen Überblick über die erreichten Verformungsfähigkeiten für die vier untersuchten Momentenverteilungsfaktoren, drei Wandlängen und neun Auflastniveaus.

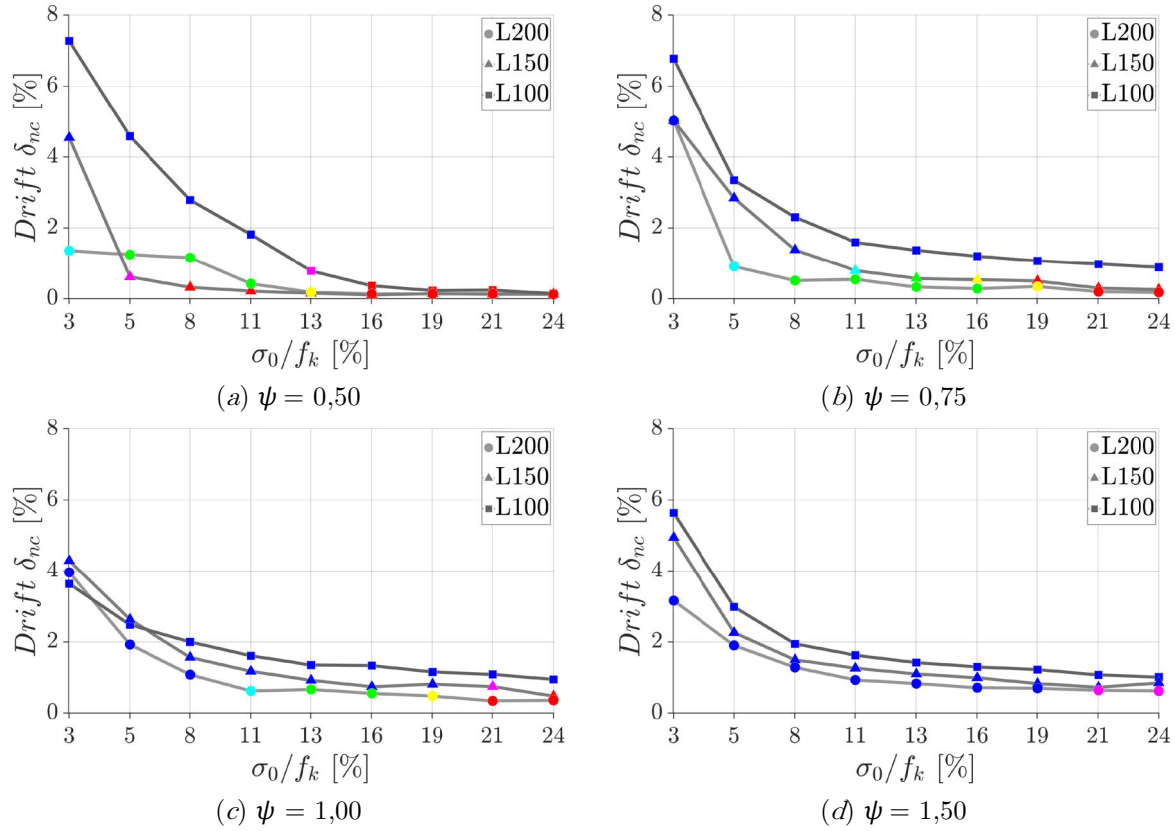


Abbildung 6.15: **Übersicht der Verformungsfähigkeiten δ_{nc} in Abhängigkeit des Vertikallastniveaus für unterschiedliche Momentenverteilungsfaktoren**

Der maßgebende Einflussfaktor auf die Verformungsfähigkeit einer Mauerwerksschubwand ist in allen Schubkraft-Verformungskurven das Vertikallastniveau. Mit steigendem Vertikallastniveau nehmen die Verformungsfähigkeiten ab. Dieses Ergebnis ist deckungsgleich mit den Angaben in der einschlägigen Literatur [40–44, 46, 47].

Weiterhin zeigt Abbildung 6.15, dass die Versagensform einen entscheidenden Einfluss auf die Verformungsfähigkeit hat. Wände mit einem Biegeversagen weisen grundsätzlich höhere Verformungsfähigkeiten auf, wohingegen bei einem Schubversagen die Verformungsfähigkeiten grundsätzlich beschränkt sind. Zudem ist festzustellen, dass Wände mit Biegeversagen eine kontinuierlich abnehmende Verformungsfähigkeit mit zunehmender Wandlänge aufweisen,

wohingegen bei Schubversagen dieser Trend nur in stark abgeschwächter Form zu beobachten ist. Schließlich ist festzuhalten, dass unterschiedliche Momentenverteilungsfaktoren dazu führen, dass es zu Wechseln in der Versagensform kommt, woraus sich dann veränderte Verformungsfähigkeiten ergeben [40, 44, 47]. Den größten Einfluss auf die Verformungsfähigkeit hat der Momentenverteilungsfaktor für kurze Wände mit niedrigen Auflasten.

Es kann zusammengefasst werden, dass die Verformungsfähigkeit von Mauerwerksschubwänden wesentlich von der Versagensform, vom Vertikallastniveau, der Wandschlankheit und von der Momentenverteilung in der Wand abhängig ist. Auf Grund der deutlichen Unterschiede der Verformungsfähigkeiten für Schub- und Biegeversagen erfolgt nachfolgend eine getrennte Darstellung der Verformungsfähigkeiten in Abhängigkeit der genannten Einflussfaktoren. Die Darstellung der Verformungsfähigkeiten erfolgt in Abhängigkeit des Vertikallastniveaus durch Funktionen der Schubschlankheit λ_v nach Gleichung 6-1. Dies erlaubt eine übersichtliche und komprimierte Darstellung mit wenigen Parametern.

6.2.5.1 Verformungsfähigkeiten für Biegeversagen

Abbildung 6.16 zeigt die Datenpunkte der Variantenstudie für die maximalen Verformungsfähigkeiten δ_{nc} in Abhängigkeit des Vertikallastniveaus und der Schubschlankheit für Wände mit vorwiegendem Biegeversagen. Die Schubschlankheit der Datenpunkte kann der Farbskala entnommen werden. Zusätzlich sind die Regressionsfunktionen für drei Schubschlankheiten (1,38; 2,06; 2,75) dargestellt.

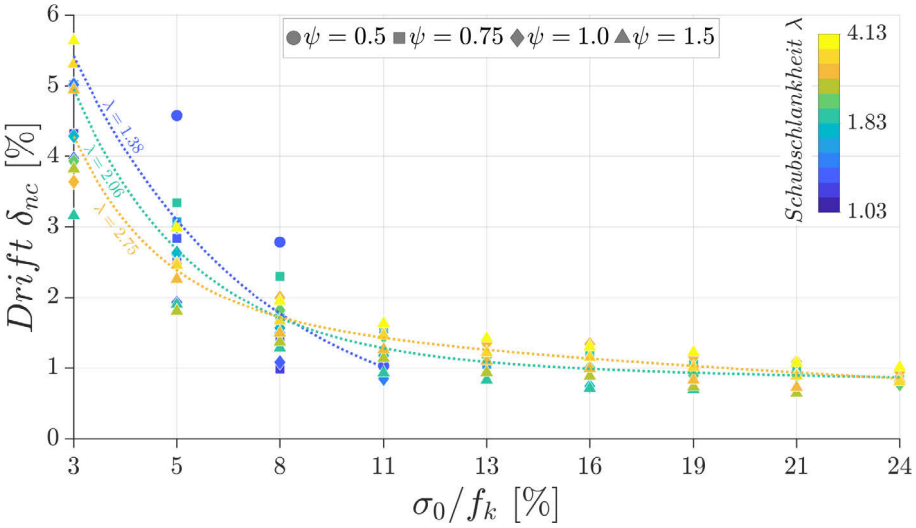


Abbildung 6.16: **Verformungsfähigkeit δ_{nc} bei Biegeversagen in Abhängigkeit des Vertikallastniveaus und der Schubschlankheit**

Die Verformungsfähigkeit bei Biegeversagen nimmt für mittlere bis hohe Vertikallasten (σ_0/f_k = 11 – 24 %) für die dargestellten Schubschlankheiten rasch ab und erreicht bei dem höchsten Auflastniveau den Grenzwert von δ_{nc} = 0,83 %. Die größten Verformungsfähigkeiten ergeben sich in diesem Bereich des Vertikallastniveaus für die größeren Schubschlankheiten. Im niedrigen Auflastniveau ist festzustellen, dass sich die größeren Verformungsfähigkeiten für die kleineren Schubschlankheiten ergeben.

6.2.5.2 Verformungsfähigkeiten für Schubversagen

Die Validierung des numerischen Modells in Kapitel 5.5 ergab, dass das Modell im Falle von Schubversagen auf Grund des plötzlichen und spröden Versagens eine beschränkte Aussagegenauigkeit im Hinblick auf die Verformungsfähigkeit aufweist. Dennoch sollen die Ergebnisse für Schubversagen zur qualitativen Beurteilung der bereits genannten Einflussfaktoren ausgewertet werden. Analog zum Biegeversagen in Abbildung 6.16 erfolgt die Darstellung der Verformungsfähigkeit in Abbildung 6.17 mit Kennzeichnung der Schubschlankheit entsprechend der Farbskala.

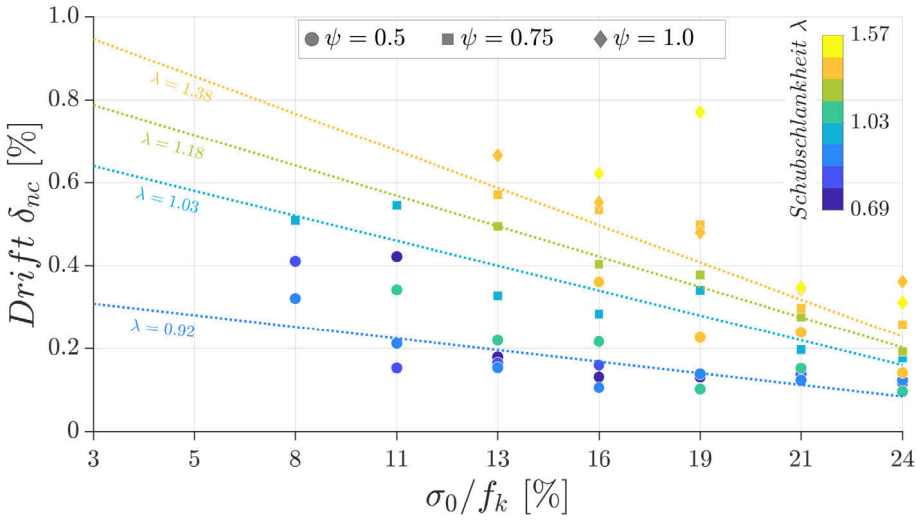


Abbildung 6.17: **Verformungsfähigkeit δ_{nc} bei Schubversagen in Abhängigkeit des Vertikallastniveaus und der Schubschlankheit**

Im Gegensatz zum Biegeversagen zeigt sich bei Schubversagen ein nahezu linearer Zusammenhang von Vertikallastniveau und Verformungsfähigkeit für die ausgewerteten Schubschlankheiten. Mit abnehmendem Vertikallastniveau nehmen die Verformungsfähigkeiten für alle betrachteten Schubschlankheiten zu. Auf Grund der beschränkten Versuchsbasis für geringe Vertikallastniveaus und höhere Momentenverteilungsfaktoren und der Sensitivität der numerischen Simulationen in Bezug auf die Verformungsfähigkeiten sind weitere experimentelle Untersuchungen erforderlich, um die Verformungsfähigkeiten korrekt festzulegen. Es ist aber zu erwarten, dass experimentelle Untersuchungen die hier dargestellten Tendenzen für die Verformungsfähigkeiten bestätigen werden.

6.3 Auswertung der Spannungen in den Lagerfugen und am Einzelstein

Im folgenden Abschnitt werden die Spannungen in der Wand, den Lagerfugen und am Einzelstein exemplarisch für zwei Wände mit Längen von 1 und 2 m untersucht. Betrachtet werden für jede Wandlänge zwei Auflastniveaus (σ_0/f_k = 8 und 16 %) sowie vier Momentenverteilungen (ψ = 0,5; 0,75; 1,0; 1,5). Die Auswertung erfolgt für die Vergleichsspannungen sowie die Normal- und Schubspannungen in den Lagerfugen bei Erreichen der maximalen Schubkraft

F_{max}. Betrachtet wird die gesamte Wandfläche, um den Lastabtrag in der Wand zu verdeutlichen. Im Anschluss daran werden drei Wandkonfigurationen mit unterschiedlichen Versagensformen detailliert untersucht. Es werden die Vergleichsspannungen in den Wänden, die Verteilung der Lagerfugenspannungen und die Spannungsverteilungen am Einzelstein ausgewertet. Für den Einzelstein werden die Spannungsverteilungen am Wandfuß und in Wandmitte den Ergebnissen der Schubbruchmodelle nach Mann und Müller [31] sowie Graubner und Simon [32] gegenübergestellt.

6.3.1 Auswertung der Spannungen und den Lagerfugen auf Wandebene

Die Auswertung der Normal- und Schubspannungen in den Lagerfugen und der von-Mises Vergleichsspannungen auf Wandebene ist in Tabelle 6.1 bis Tabelle 6.4 für insgesamt acht Wandkonfigurationen dargestellt. Die Ergebnisse für die kurze Wand (1,0 m) werden in Abschnitt 6.3.1.1 und die Ergebnisse für die längere Wand (2,0 m) in Abschnitt 0 beschrieben.

6.3.1.1 Spannungsauswertung für die Wand mit $l = 1{,}0$ m

Die Ergebnisse für die kurze Wand mit niedrigem Auflastniveau sind in Tabelle 6.1 zusammengestellt. Die Ergebnisse zeigen, dass sich mit einem anwachsendem Momentenverteilungsfaktor ψ eine stetige Zunahme der Druckstrebenneigung einstellt, die zu einer hohen Spannungskonzentration am Eckstein des Wandfußes führt. Die Normal- und Schubspannungen in den Lagerfugen folgen der Neigung der schmalen Druckstrebe und nehmen mit zunehmender Wandrotation deutlich zu. Die Verteilung der Spannungen in der Lagerfuge ist charakteristisch für ein Biegeversagen. Die Ergebnisse des höheren Auflastniveaus in Tabelle 6.2 zeigen, dass die Druckstrebe auf Grund der höheren Vertikallast weniger eingeschnürt ist und die Spannungen in den Lagerfugen über einen größeren Wandbereich verteilt sind. Weiterhin ist zu erkennen, dass die Druckstrebenneigung mit einem größer werdenden Momentenverteilungsfaktor ψ weniger steil verläuft als bei dem niedrigen Auflastniveau. Dies führt dazu, dass der Eckstein am Wandfuß im Vergleich weniger Belastung erfährt. Die beschriebenen Spannungsverteilungen sind typisch für ein Steinzugversagen in Wandmitte bei hohen Auflastniveaus.

Tabelle 6.1: **Vergleichsspannungen $\sigma_{v,M}$ in der Wand, Normal- und Schubspannungen in der Lagerfuge bei Erreichen der maximalen Schubkraft F_{max} für: l = 1,0 m und σ_0/f_k = 8%**

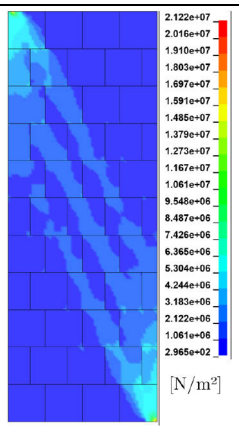
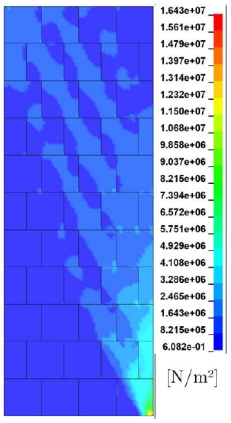
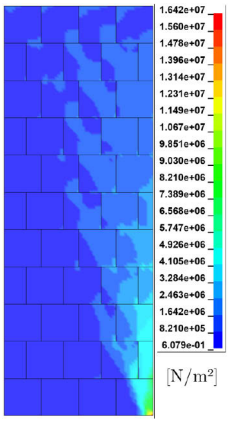
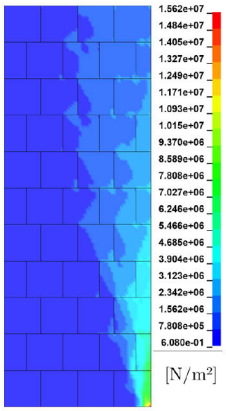
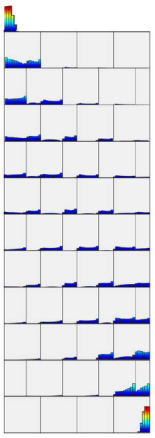
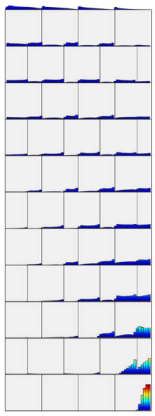
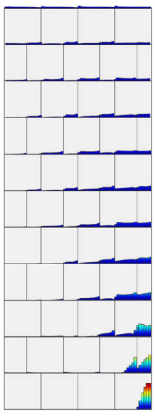
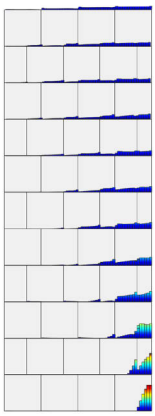
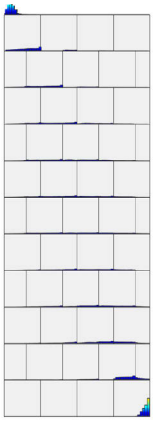
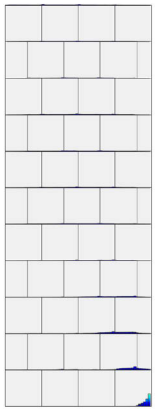
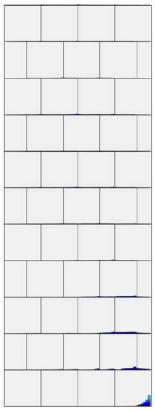
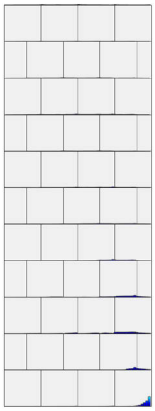
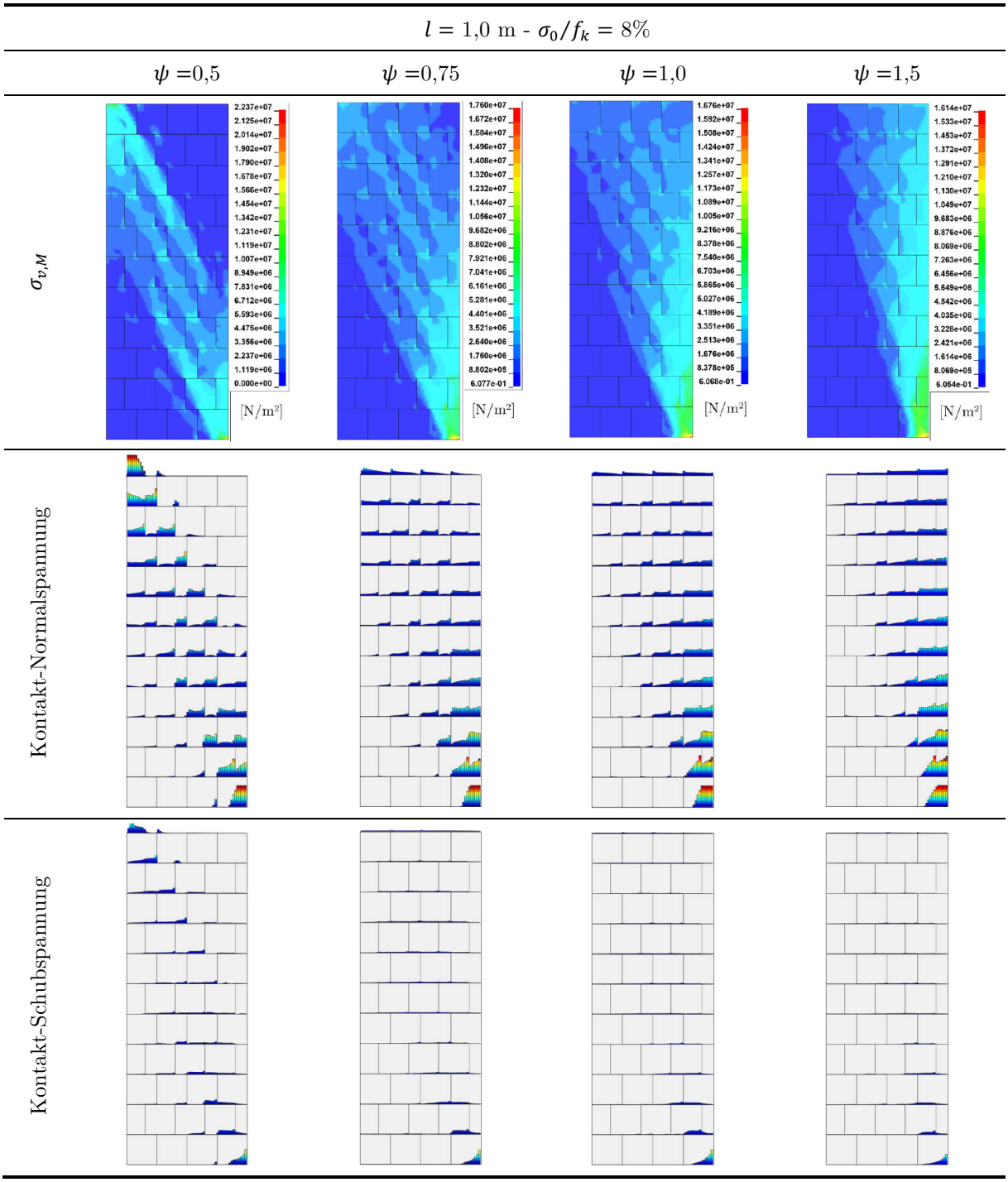
l = 1,0 m - σ_0/f_k = 8%				
	ψ =0,5	ψ =0,75	ψ =1,0	ψ =1,5
$\sigma_{v,M}$				
Kontakt-Normalspannung				
Kontakt-Schubspannung				

Tabelle 6.2: **Vergleichsspannungen $\sigma_{v,M}$ in der Wand, Normal- und Schubspannungen in der Lagerfuge bei Erreichen der maximalen Schubkraft F_{max} für: l = 1,0 m und σ_0/f_k = 16%**



6.3.1.2 Spannungsauswertung für die Wand mit l = 2,0 m

Die Ergebnisse für die längere Wand mit niedrigem Vertikallastniveau sind in Tabelle 6.3 zusammengestellt. Die Ergebnisse zeigen, wie schon bei der kurzen Wand, dass sich bei einem anwachsendem Momentenverteilungsfaktor ψ eine stetige Zunahme der Druckstrebenneigung

einstellt, wobei sich die Normal- und Schubspannungen in den Lagerfugen zunehmend auf einen kleineren Wandbereich konzentrieren. Die damit verbundene Wandrotation führt zu einer Spannungskonzentration im Bereich des Ecksteins am Wandfuß, woraus ein Biegeversagen der Wand resultiert. Die Ergebnisse für das höhere Auflastniveau in Tabelle 6.4 zeigen hingegen, dass sich auf Grund der höheren Vertikalspannungen in einem größeren Wandbereich Druckspannungen einstellen und bis zum Erreichen der maximalen Schubkraft keine Wandrotation eintritt. Die Normal- und Schubspannungen in den Lagerfugen treten bis zum Erreichen der maximalen Schubkraft in einem größeren Wandbereich auf. Das eintretende Versagen ist ein Steinzugversagen in Wandmitte.

Tabelle 6.3: **Vergleichsspannungen $\sigma_{v,M}$ in der Wand, Normal- und Schubspannungen in der Lagerfuge bei Erreichen der maximalen Schubkraft F_{max} für: l = 2,0 m und σ_0/f_k = 8%**

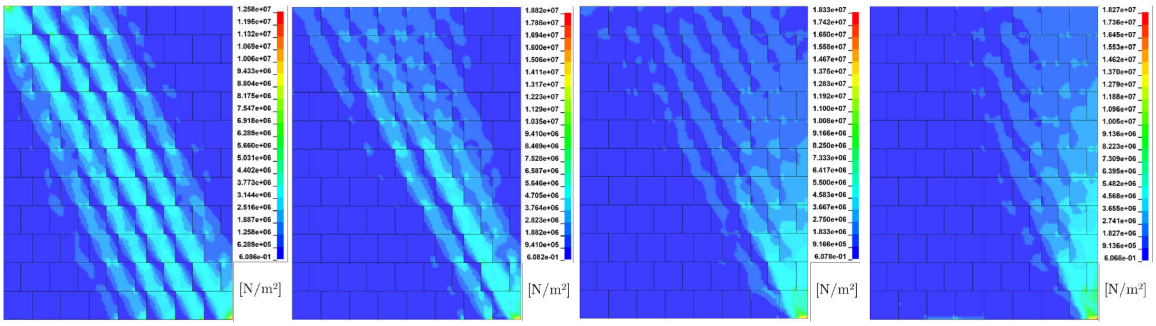
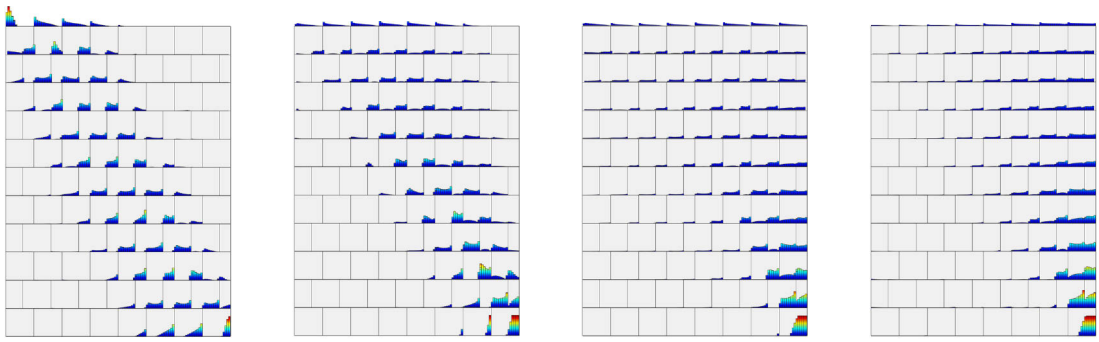
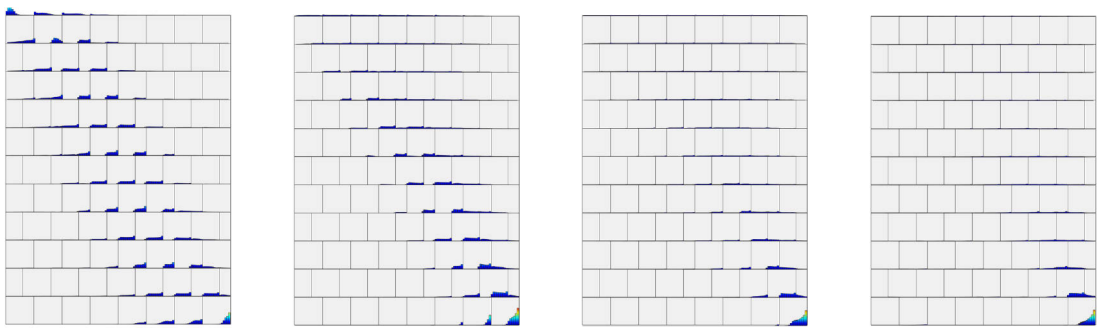
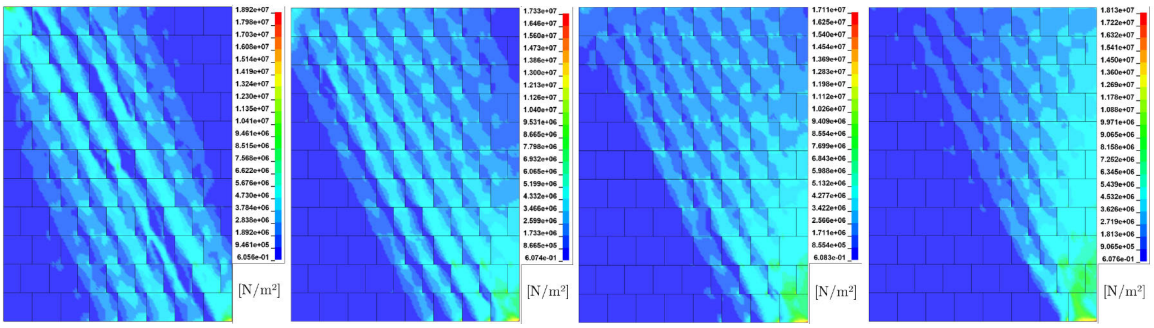
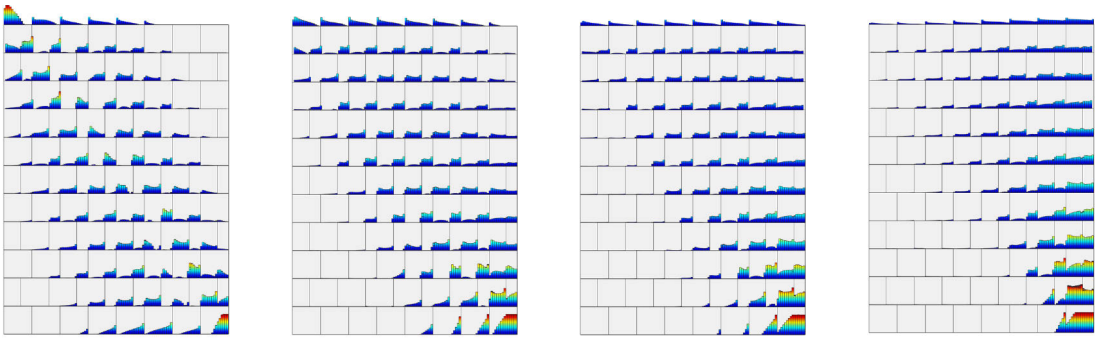
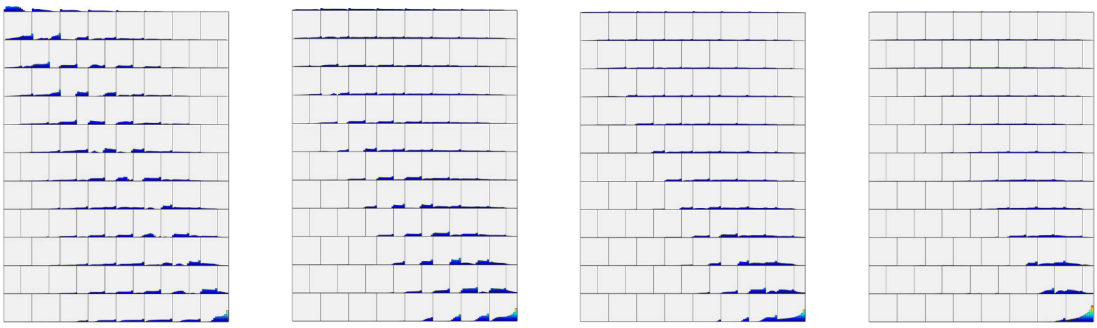
l = 2,0 m - σ_0/f_k = 8%			
ψ =0,5	ψ =0,75	ψ =1,0	ψ =1,5
			
			
			

Tabelle 6.4: **Vergleichsspannungen in der Wand, Normal- und Schubspannungen in der Lagerfuge bei Erreichen der maximalen Schubkraft F_{max} für: l = 2,0 m und σ_0/f_k = 16%**

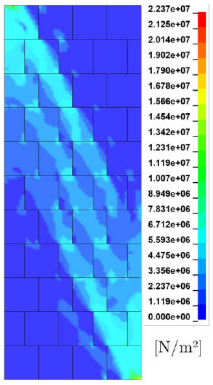
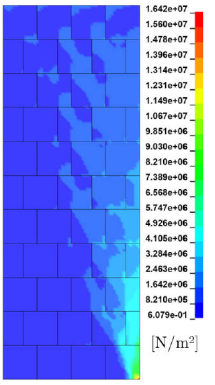
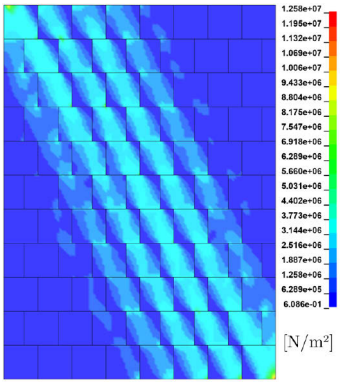
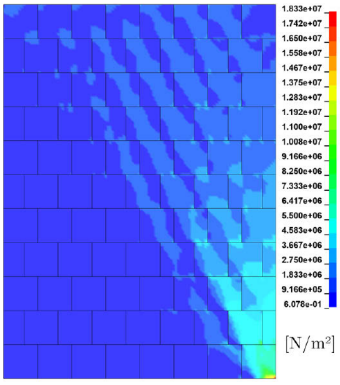
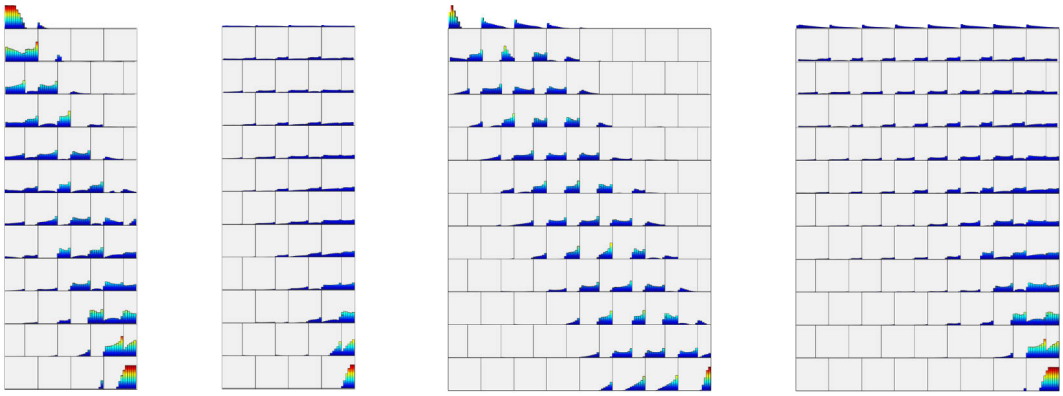
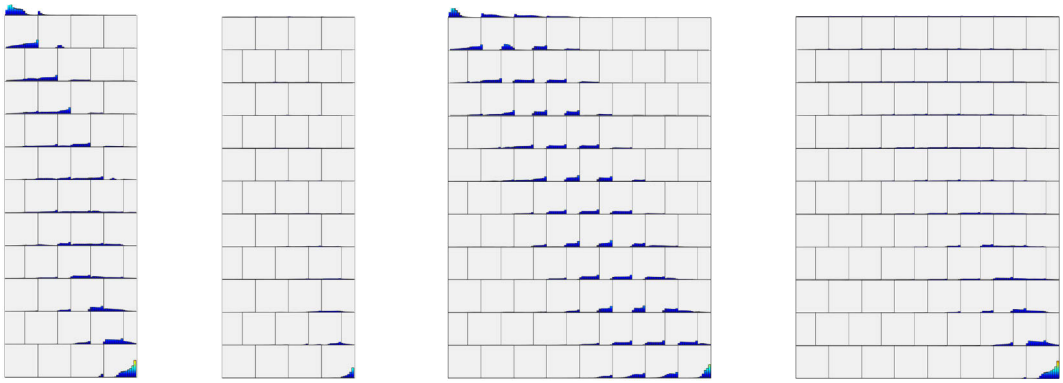
l = 2,0 m - σ_0/f_k = 8%			
ψ =0,5	ψ =0,75	ψ =1,0	ψ =1,5
			
			
			

6.3.2 Detailauswertungen der Spannungen in Wand, Lagerfugen und am Einzelstein

Nachfolgend werden vier weitere Wände detailliert bezüglich der Spannungen in der Wand, der Normal- und Schubspannungen in den Lagerfugen sowie der Spannungen am Einzelstein an den Nachweisorten am Wandkopf, Wandfuß und in Wandmitte ausgewertet. Die vier Wände wurden so ausgewählt, dass alle Versagensformen abgedeckt sind. Tabelle 6.5 zeigt die vier Wände mit den Wandlängen, Momentenverteilungsfaktoren und Vertikallastniveaus. Weiterhin sind die von-Mises Vergleichsspannungen sowie die Verteilung der Normal- und Schubspannungen dargestellt. Die Wand A weist auf Grund der höheren Vertikallast eine breite Druckstrebe auf und das Versagen tritt in Wandmitte als Steinzugversagen auf. Bei der Wand B kommt es auf Grund des geringen Auflastniveaus zum Aufstellen der Wand und es stellt sich eine steile Druckstrebe mit einem Biegeversagen am Wandfuß ein. Die Wand C mit einem

geringen Vertikallastniveau weist entlang der breiten Druckstrebe geringe Normalspannungen auf und versagt im Simulationsmodell auf Reibung. Die Wand D zeigt eine deutliche Einschnürung der Druckstrebe und eine hohe Beanspruchung des Ecksteins auf Grund der sich einstellenden Wandrotation. Als Versagen tritt im Modell Biegeversagen am Wandfuß auf.

Tabelle 6.5: Spannungen in der Wand bei Erreichen der max. Schubkraft F_{max}

	Wand A	**Wand B**	**Wand C**	**Wand D**
l	1,0 m	1,0 m	2,0 m	2,0 m
σ_0/f_k	16 %	8 %	8 %	8 %
ψ	0,5	1,0	0,5	1,0
$\sigma_{v,M}$				
Kontakt-Normalspannung				
Kontakt-Schubspannung				

Die Normal- und Schubspannungen bilden sich entlang der überdrückten Wandbereiche aus und sind in allen Wänden entlang der Druckstrebe konzentriert. Außer Wand C, welche mit

einem geringen Vertikallastniveau auf Reibung versagt, zeigen weiterhin alle anderen Wände deutliche Spannungskonzentrationen in den Lagerfugen in den Eckbereichen der Wandscheiben.

Die Verläufe der Normal- und Schubspannungen der Lagerfugen werden nun in den nach DIN EN 1996-1-1 [3] maßgebenden Nachweisschnitten am Wandkopf, Wandfuß und in Wandmitte detaillierter betrachtet. Tabelle 6.6 zeigt den Verlauf der Normalspannungen und

Tabelle 6.7 den Verlauf der Schubspannungen in den Lagerfugen dreidimensional über die gesamte Lagerfugenfläche. Um auch in momentenfreien Bereichen die exakten Spannungsverläufe nachvollziehen zu können, sind ergänzend die Spannungen in einer zweidimensionalen Ansicht mit einer kleineren Skalierung aufgeführt.

Für die Wand A ergeben sich für die Normalspannungen in der Lagerfuge am Wandkopf und am Wandfuß sehr ähnliche Ergebnisse mit einem erkennbaren Aufklaffen bis etwas zur Wandmitte. In Wandmitte ist die Wand A hingegen vollständig überdrückt. Die Schubspannungsverteilungen in der Lagerfuge zeigen, dass diese auf Grund des höheren Vertikallastniveaus in Wandmitte über die gesamte Wandlänge und am Wandfuß über den überdrückten Bereich übertragen werden. Die Wand B weist auf Grund des geringen Auflastniveaus ein geringes Druckspannungsniveau in der Wand auf. Durch die gelenkige Lagerung am Wandkopf entsteht ein großes Fußmoment und die Wand rotiert, so dass sich die Normalspannungen in der Lagerfuge im Bereich des Ecksteins am Wandfuß konzentrieren. Die Schubspannungen in der Lagerfuge werden am Wandfuß über den verbleibenden überdrückten Querschnitt übertragen. Die Normalspannungen in den Lagerfugen der Wand C zeigen auf Grund des geringen Vertikallastniveaus mit Reibversagen in Wandmitte keine stark ausgeprägte Spannungskonzentration am Wandfuß und Wandkopf. In Wandmitte ist eine gleichmäßige Verteilung der Normalspannungen zu erkennen. Die Schubspannungsverteilungen in den drei Schnitten folgen den Normalspannungen und sind in Wandmitte auf Grund der geringen Normalspannungen gering, so dass im Simulationsmodell ein Reibungsversagen stattfindet. Die Normalspannungsverteilungen in den drei Schnitten der Wand D zeigen deutlich das Aufklaffen der Wand und die Spannungskonzentrationen am Eckstein des Wandfußes durch die sich einstellende Wandrotation. In Wandmitte folgt die Normalspannungsverteilung in den Lagerfugen dem in Tabelle 6.5 vorgestellten Druckstrebenverlauf mit höheren Spannungen in Belastungsrichtung. Die Schubspannungen in den Lagerfugen bestätigen das Aufklaffen am Wandfuß und werden dort nur über den überdrückten Bereich übertragen. In Wandmitte hingegen ist der größte Teil des Wandquerschnitts überdrückt, so dass die Schubspannungen über die gesamte Wandlänge übertragen werden können.

Tabelle 6.6: **Normalspannung in den Lagerfugen bei Erreichen der maximalen Schubkraft F_{max} in [N/mm²]**

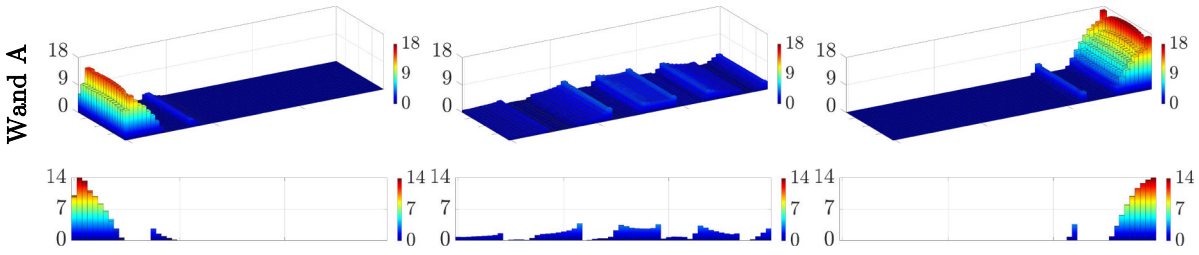
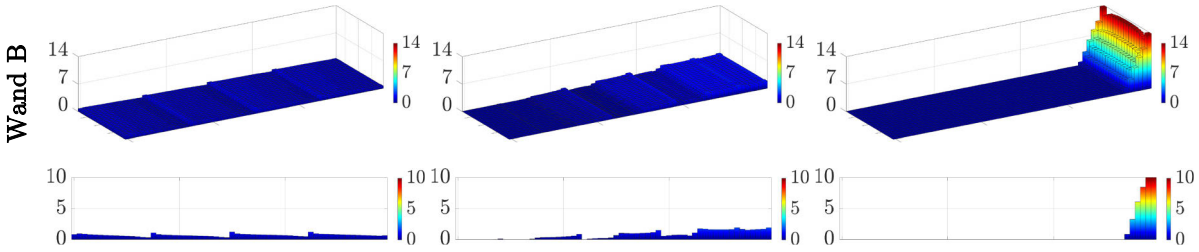
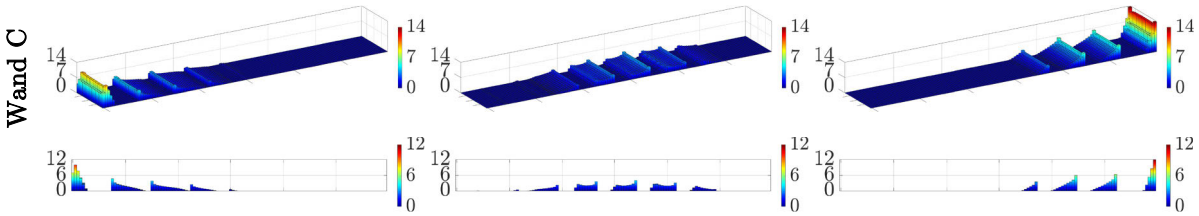
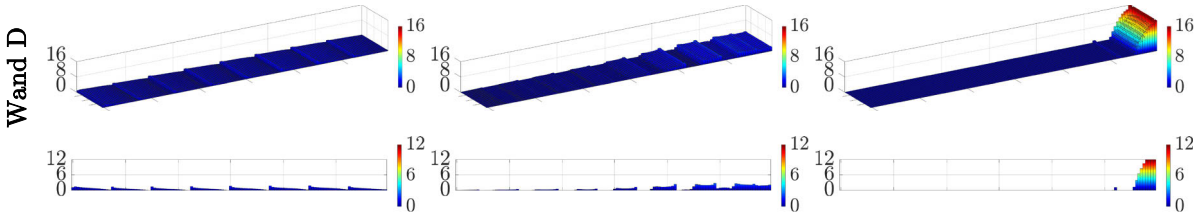
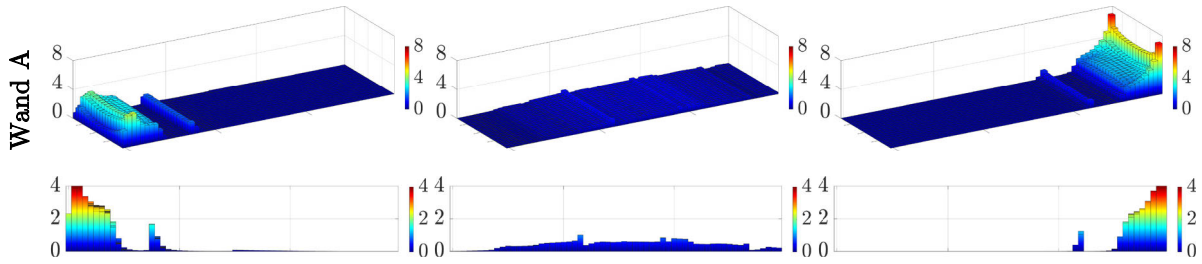
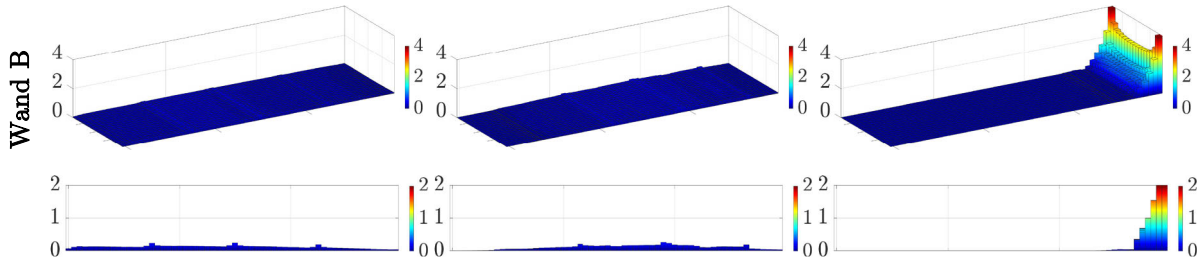
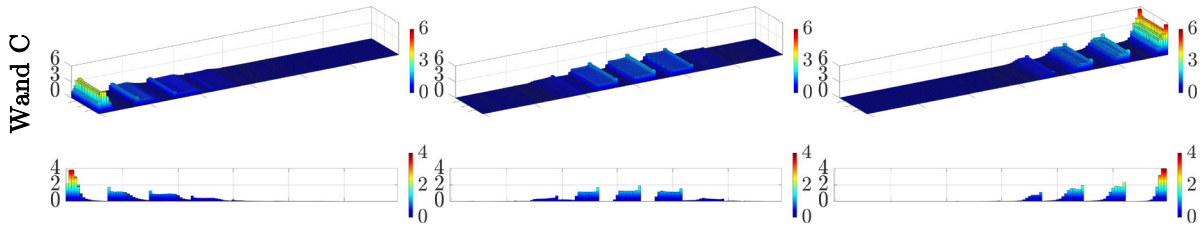
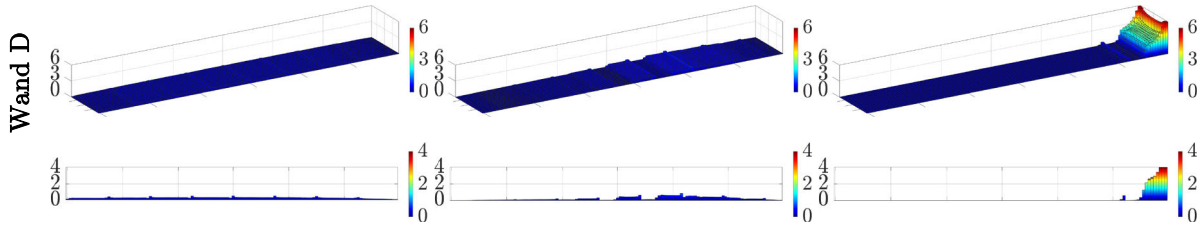
	Wandkopf	Wandmitte	Wandfuß
l = 1,0m - σ_0/f_k = 16 % - ψ = 0,5			
Wand A			
l = 1,0m - σ_0/f_k = 8 % - ψ = 1,0			
Wand B			
l = 2,0m - σ_0/f_k = 8 % - ψ = 0,5			
Wand C			
l = 2,0m - σ_0/f_k = 8 % - ψ = 1,0			
Wand D			

Tabelle 6.7: **Schubspannungen in den Lagerfugen bei Erreichen der maximalen Schubkraft F_{max} in [N/mm²]**

	Wandkopf	Wandmitte	Wandfuß
	l = 1,0m - σ_0/f_k = 16 % - ψ = 0,5		
Wand A			
	l = 1,0m - σ_0/f_k = 8 % - ψ = 1,0		
Wand B			
	l = 2,0m - σ_0/f_k = 8 % - ψ = 0,5		
Wand C			
	l = 2,0m - σ_0/f_k = 8 % - ψ = 1,0		
Wand D			

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass die Auswertung der Normal- und Schubspannungsverteilungen in den Lagerfugen zeigt, dass die Spannungsverteilungen am Wandkopf, Wandfuß und in Wandmitte stark variieren. Der Verlauf der Spannungen in der Wand und in den Lagerfugen ist abhängig vom Auflastniveau, der Größe der einwirkenden Horizontalkraft, der Momentenverteilung in der Wand sowie der Wandgeometrie. DIN EN 1996-1-1/NA [4] schreibt grundsätzlich vor, den Nachweis auf Grundlage eines Kragarmmodells über die Gebäudehöhe für ein Biegeversagen in allen drei Schnitten und für ein Schubversagen in Wandmitte und am Wandfuß zu führen. Bei Anwendung eines vom Kragarm abweichenden Modells ist Anhang K der DIN EN 1996-1-1/NA [4] anzuwenden, um die Momentenverteilung in der

Wand zu berücksichtigen. Konkrete Bemessungsschnitte werden aber für ein vom Kragarm abweichendes Modell mit deutlich unterschiedlichen Spannungsverteilungen nicht angegeben. Zur notwendigen Festlegung der Bemessungsschnitte werden deshalb im Folgenden die Einzelsteinspannungen an den Wänden A - D genauer untersucht, um die Gültigkeit der Schubbruchtheorien nach Mann-Müller [31] und Graubner und Simon [32] in den einzelnen Nachweisschnitten zu überprüfen. Der DIN EN 1996-1-1/NA [4] liegt die Schubbruchtheorie nach Mann-Müller [31] zugrunde.

6.3.3 Auswertung der Einzelsteinspannungen

Mit dem Ziel eines aussagekräftigen Vergleichs werden die Spannungen am Einzelstein für die vier betrachteten Wände mit denen der Schubbruchtheorien nach Mann-Müller [31] und Graubner und Simon [32] verglichen und analysiert. In Abbildung 6.18 sind die Positionen der betrachteten Einzelsteine für Wandmitte (‚WM') und Wandfuß (‚WF') gekennzeichnet. Darüber hinaus sind für spätere Auswertungen die Positionen der Einzelsteine im Momentennullpunkt (‚W0') bei Momentenverteilungsfaktoren $\psi > 0{,}5$ aufgeführt.

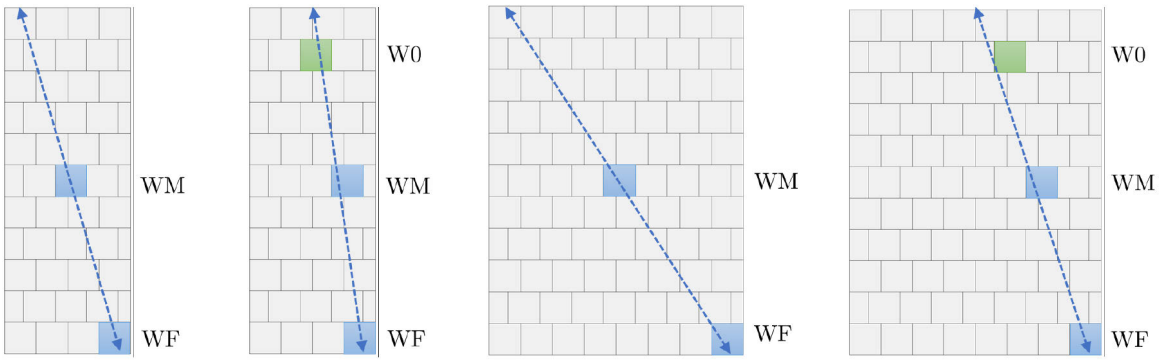
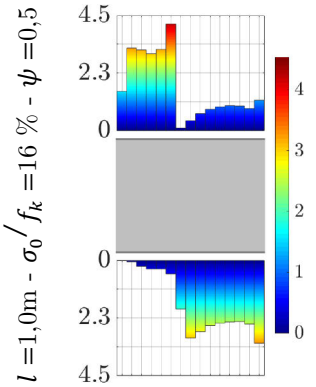
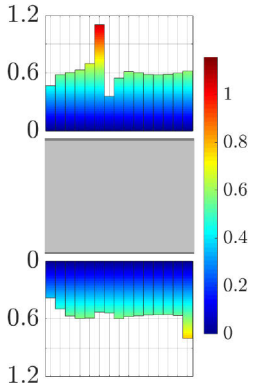
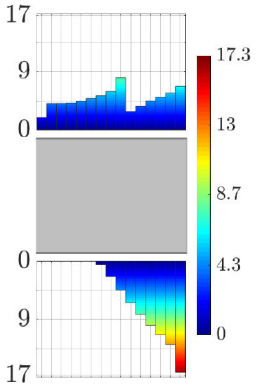
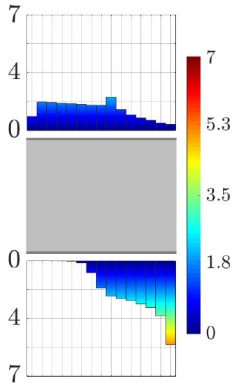
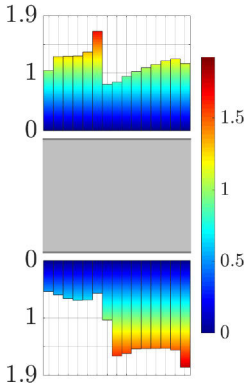
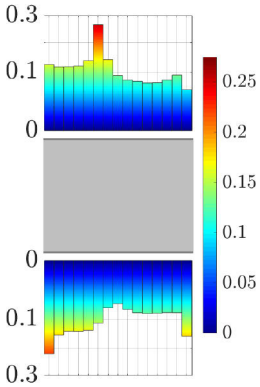
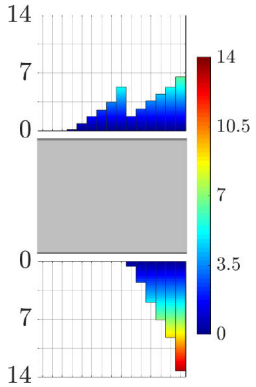
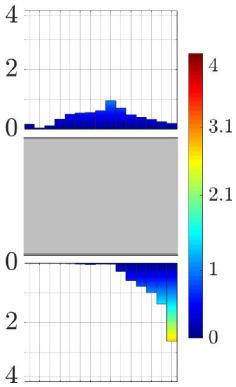
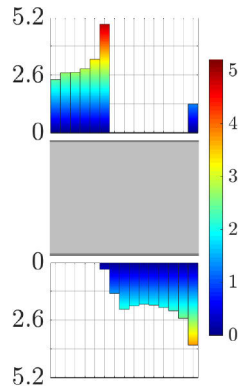
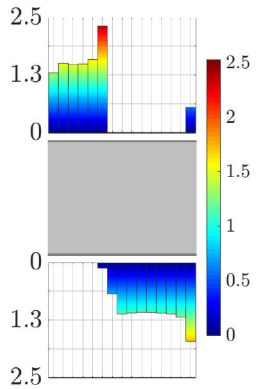
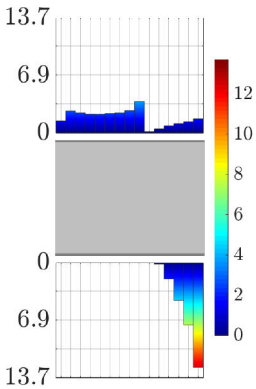
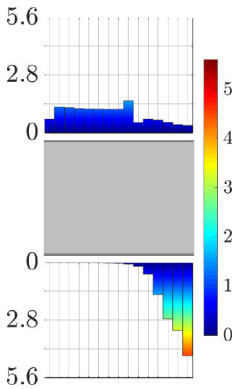
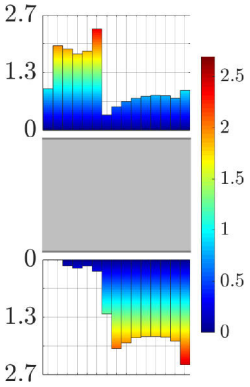
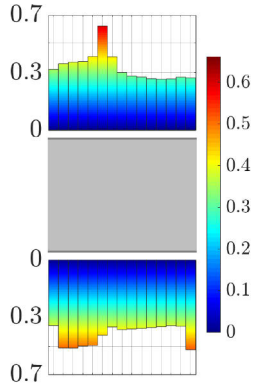
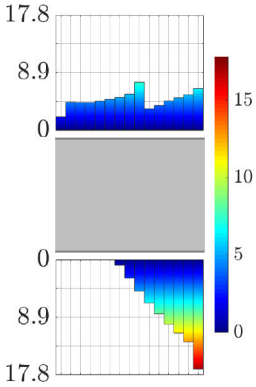
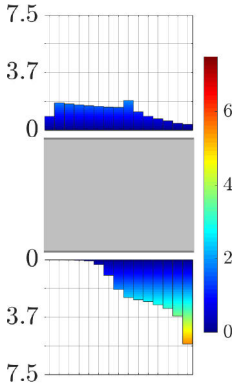


Abbildung 6.18: Position der repräsentativen Einzelsteine entlang der Druckstrebe

Tabelle 6.8 zeigt die Einzelsteinspannungen für einen repräsentativen Stein in Wandmitte und am Wandfuß für die vier Wände. Dargestellt sind jeweils die Spannungen auf der Steinoberseite und auf der Steinunterseite. Diese werden zur besseren Übersichtlichkeit über die Steintiefe gemittelt.

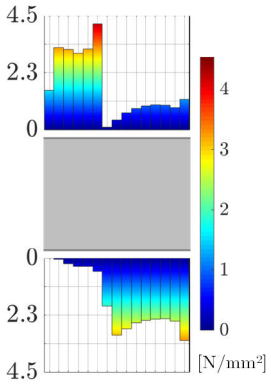
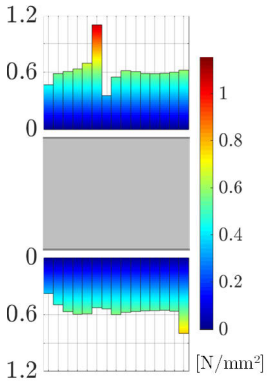
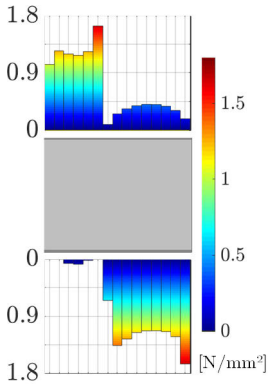
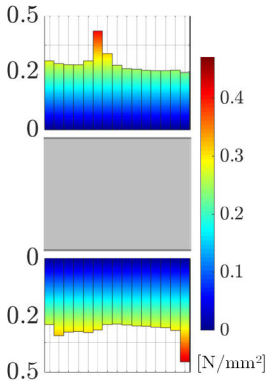
Auffällig sind die großen Unterschiede der Spannungsverläufe zwischen den vier Wänden sowie Wandmitte und Wandfuß. Die Normal- und Schubspannungen in Wandmitte verlaufen entlang der Überbindelänge stufenartig, wohingegen die Spannungsverläufe des Ecksteins am Wandfuß stark nichtlineare Verläufe aufweisen. In der Arbeit von Elsche [27] werden die Spannungsverläufe in gleicher Weise beschrieben. In Wand C gehen die Normalspannungen an den Kontaktseiten diagonal zur Druckstrebe nahezu gegen Null. Dieser Umstand bestätigt den beobachteten Reibversagensmechanismus. Weiterhin tritt ein lokales Maximum der Normal- und Schubspannungen an den Stoßfugen auf. Dieses entsteht aufgrund der unterbrochenen Spannungsübertragung entlang der unvermörtelten Stoßfugen an den angrenzenden Steinen (oben und unten).

Tabelle 6.8: **Spannungen auf der Ober- und Unterseite eines Einzelsteins in Wandmitte und am Wandfuß [N/mm²]**

	Wandmitte		Wandfuß	
	Normalspannung σ	Schubspannung τ	Normalspannung σ	Schubspannung τ
Wand A l =1,0m - σ_0/f_k =16 % - ψ =0,5				
Wand B l =1,0m - σ_0/f_k =8 % - ψ =1,0				
Wand C l =2,0m - σ_0/f_k =8 % - ψ =0,5				
Wand D l =2,0m - σ_0/f_k =8 % - ψ =1,0				

Für eine bessere Übersichtlichkeit sind nachfolgend in Tabelle 6.9 die über die Steintiefe gemittelten Kontaktspannungen für repräsentative Einzelsteine auf Höhe des Momentennullpunktes in der Wand A und D dargestellt. Insbesondere für die Einzelsteine in momentenfreien Bereichen der Wand lässt sich die Spannungsverteilung nach Schneider/Wiegand/Jucht [33, 132] ausmachen, allerdings ohne Risse in der Lagerfuge. Mögliche Ursache kann die gewählte Steingeometrie von $h_{st}/l_{st} \approx 1{,}0$ sein. Aufgrund der absolut gesehen kurzen Überbindung, sind kaum Verformungen im Stein möglich, die ein Aufreißen auf der Höhe der Stoßfuge ermöglichen.

Tabelle 6.9: Spannungen am Einzelstein am Nachweisort Momentennullpunkt h_0

Wand A		**Wand D**	
l = 1,0m - σ_0/f_k = 16 % - ψ = 0,5		l = 2,0m - σ_0/f_k = 8 % - ψ = 1,0	
Normalspannung σ	Schubspannung τ	Normalspannung σ	Schubspannung τ
			

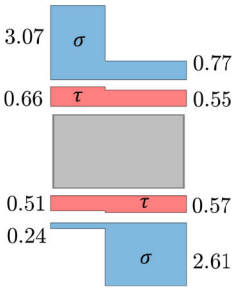
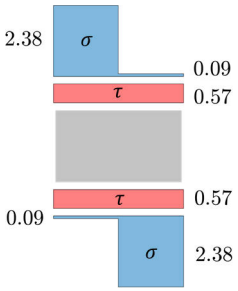
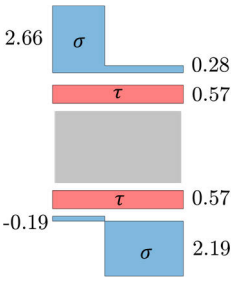
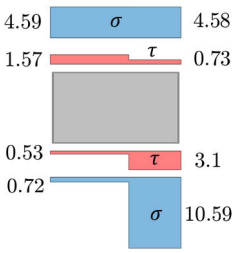
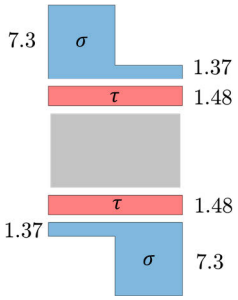
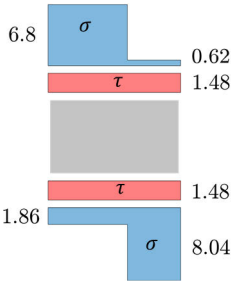
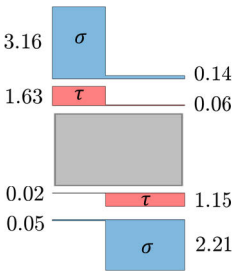
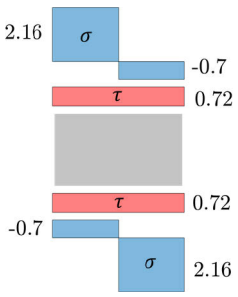
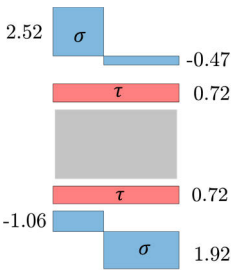
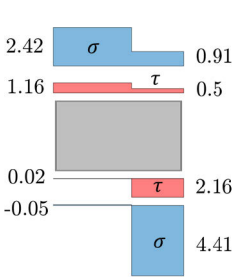
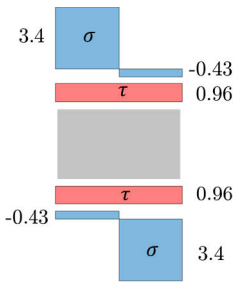
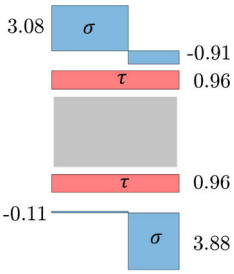
Es deutet sich also bereits an, dass der Ansatz von konstanten Spannungsblöcken über die Überbindelänge ausschließlich im Wandbereich des Momentennullpunktes zulässig ist. Darüber hinaus gilt die Annahme einer konstanten Schubspannung über die gesamte Steinlänge ebenfalls nur dort, wenn auch nur hinreichend genau. Dies bestätigen die Erkenntnisse von Elsche [27].

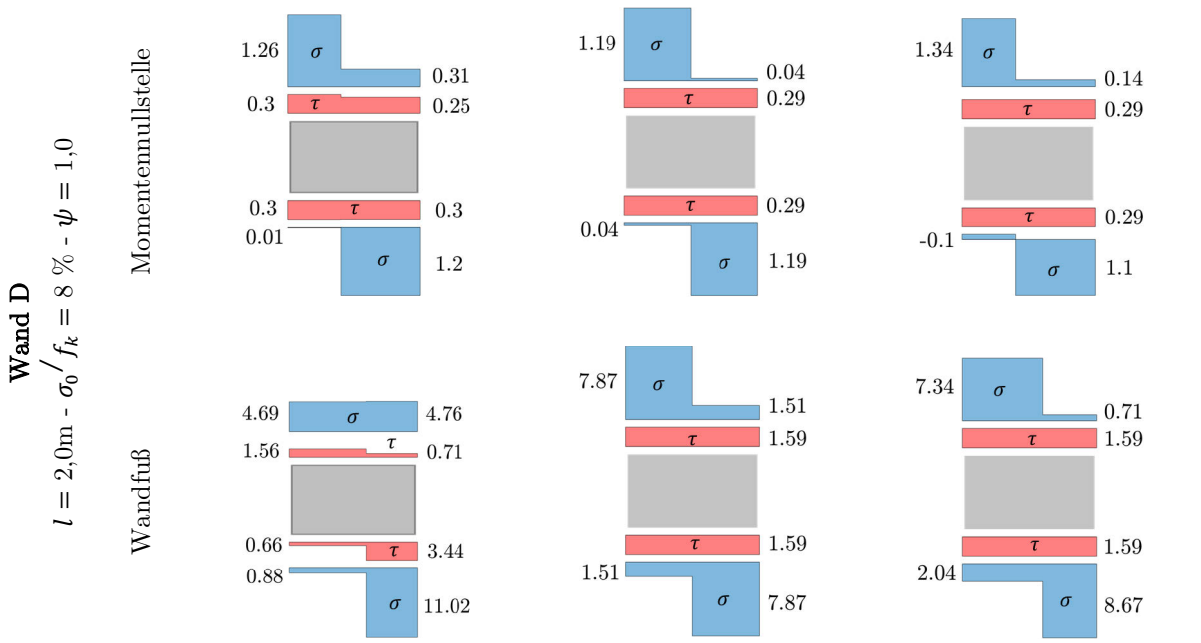
6.4 Gegenüberstellung mit Schubbruchtheorien

Im nächsten Schritt werden die numerisch ermittelten Spannungen an den Einzelsteinen mit den Schubbruchtheorien von Mann und Müller [31] sowie Graubner und Simon [32] in Wandmitte, im Momentennullpunkt der Wand und im Eckbereich am Wandfuß verglichen. Die Theorie nach Simon [33] wird in dem Vergleich nicht berücksichtigt, da die Beschränkung der Druckspannung auf maximal 50 % der Druckfestigkeit bei deren Überschreitung zu unrealistischen Ergebnissen führt [25]. Für den Vergleich werden die numerisch ermittelten Normal- und Schubspannungen am Einzelstein über das Überbindemaß von 0,4 h gemittelt. Der Vergleich erfolgt für Wand A und C im Momentennullpunkt (ψ = 0,5) und am Wandfuß sowie für Wand D im Momentennullpunkt (ψ = 1,0) der Wand.

Die Normalspannungen für den Ansatz der Spannungsblöcke entsprechend der Bruchtheorien werden aus den in Tabelle 6.6 sichtbaren Normalspannungsverteilungen in der betrachteten Steinreihe ermittelt. Die Schubspannungen ergeben sich auf Grundlage der Gleichgewichtsbetrachtung der jeweiligen Schubbruchtheorie. Die Tabelle 6.10 zeigt den Vergleich der numerisch ermittelten Spannungen mit denen der Schubbruchtheorien.

Tabelle 6.10: **Numerisch ermittelte Einzelsteinspannungen auf der Ober- und Unterseite im Vergleich zu den Spannungen nach den Schubbruchtheorien in [N/mm²]**

		Numerisch	Mann/Müller	Graubner/Simon
Wand A $l = 1{,}0\text{m}$ - $\sigma_0 / f_k = 16\ \%$ - $\psi = 0{,}5$	Wandmitte			
	Wandfuß			
Wand C $l = 2{,}0\text{m}$ - $\sigma_0 / f_k = 8\ \%$ - $\psi = 0{,}5$	Wandmitte			
	Wandfuß			



Der Vergleich der Spannungen an den Einzelsteinen der verschiedenen Wände und Wandpositionen zeigt, dass mit den Schubbruchtheorien die numerisch ermittelten Spannungen in den Momentennullpunkten der Wände gut abgebildet werden. Für den Eckstein am Wandfuß ergeben sich allerdings deutliche Abweichungen zwischen den numerisch ermittelten Spannungen und den Schubbruchtheorien nach Mann und Müller [31] und Graubner und Simon [32]. Grund hierfür ist, dass beide Schubbruchtheorien auf der Formulierung der Gleichgewichtsbedingungen an einem aus dem störungsfreien Bereich herausgeschnittenen Wandelement beruhen (Abschnitt 2.2.2). Die aus diesem Wandelement abgeleiteten Spannungsverteilungen sind eine abgestufte plastische Normalspannungsverteilung auf der Ober- und Unterseite des Einzelsteins, die das Drehmoment infolge der Schubspannungen aufnehmen. Spannungen in den Stoßfugen werden vollständig vernachlässigt. Mann und Müller [31] gehen hierbei von im Verhältnis zur Wandscheibe kleinen Mauersteinen aus und berücksichtigen nicht das tatsächliche Überbindemaß. Graubner und Simon [32] berücksichtigen hingegen das tatsächliche Überbindemaß. Eine Anwendung der Modelle auf überdrückte Querschnittsbereiche am Wandfuß der Wandscheibe ist somit nicht korrekt. Grundlage von DIN EN 1996-1-1/NA [4] ist das Modell nach Mann und Müller [31]. Als Ergebnis kann festgehalten werden, dass beide Schubbruchtheorien für die momentenfreien Bereiche ausreichend genaue Ergebnisse liefern. Eine Anwendung der Theorien in Wand- und Eckbereichen mit deutlich anderen Spannungssituationen führt jedoch zu falschen Ergebnissen. Deshalb ist die Anwendung der Modelle auf die momentenfreien Bereiche von Schubwänden zu begrenzen.

6.5 Vergleich mit DIN EN 1996-1/NA und DIN EN 1998 - 1/NA

Abschließend erfolgt ein Vergleich der Ergebnisse der Variantenstudie mit den normativen Schubtragfähigkeiten nach DIN EN 1996-1-1/NA [4] und den Verformungsfähigkeiten nach DIN EN 1998-1/NA [6]. Für die Berechnung der normativen Schubtragfähigkeiten werden die

in Tabelle 6.11 angegebenen charakteristischen Festigkeitswerte angesetzt. Der Vergleich der Verformungsfähigkeiten erfolgt ebenfalls auf Grundlage von Mittelwerten, da die in DIN EN 1998-1/NA [6] angegebenen Verformungsfähigkeiten Mittelwerte darstellen.

Tabelle 6.11: Charakteristische Festigkeitswerte

Haftscherfestigkeit f_{vko}	0,22	[N/mm²]
Umgerechnete mittlere Steindruckfestigkeit f_{st}	12,8*	[N/mm²]
Rechnerische Steinzugfestigkeit $f_{bt,cal}$	$0{,}026 \cdot f_{st}$	[N/mm²]
Mauerwerksdruckfestigkeit f_k	7,74*	[N/mm²]

** dem Versuchsbericht [83] entnommen*

Da die nichtlinearen Berechnungen in der Variantenstudie mit Mittelwerten durchgeführt wurden, müssen die normativen Schubtragfähigkeiten zunächst in Mittelwerte umgerechnet werden. Entsprechend dem Vorschlag von Schermer et al. [121] erfolgt dies mit dem Faktor 1,2.

6.5.1 Vergleich mit den Schubtragfähigkeiten nach DIN EN 1996-1-1/NA

Für den Vergleich werden die Schubtragfähigkeiten nach DIN EN 1996-1-1/NA [4] durch sukzessive Steigerung des Vertikallastniveaus mit den in Abschnitt 3.2 erläuterten Nachweisformat für Schub und Biegung iterativ ermittelt, dass von Butenweg et al. [133] auch in dem DIBt-Forschungsvorhaben Anwendung gefunden hat. Abbildung 6.19 zeigt den Vergleich der Schubtragfähigkeitskurven in Abhängigkeit des Auflastniveaus für insgesamt drei untersuchte Wandlängen und vier verschiedene Momentenverteilungen. Die normativen Schubtragfähigkeiten ergeben sich aus dem Minimum der vorgesehenen Nachweisorte Wandmitte und Wandfuß. Die farblichen Symbole auf den Kurven entsprechen wiederum der verwendeten Farbcodierung zur Unterscheidung der Versagensformen.

Der Vergleich zeigt, dass die normativen Kurven die Schubtragfähigkeiten grundsätzlich konservativ abschätzen. Die größten Abweichungen zu den Ergebnissen der Variantenstudie ergeben sich für die längste Wand von 2,0 m. Weiterhin sind die Abweichungen bei kleineren Momentenverteilungsfaktoren größer. Ohne die Berücksichtigung der tatsächlichen Versagensform und des Versagensortes in der Wand stellen die Verläufe eine akzeptable konservative Näherung dar. Der Vergleich der aufgetretenen Versagensformen zeigt, dass nach DIN EN 1996-1-1/NA [4] in fast allen Fällen Steinzugversagen maßgebend wird, obwohl die Versuche und Simulationen andere Versagensformen zeigen. Insbesondere ergibt sich der Widerspruch für höhere Momentenverteilungsfaktoren (geringe Deckeneinspannwirkung), für welche die Norm ebenfalls ein Steinzugversagen prognostiziert, obwohl sich in Versuchen und Simulationen ganz klar eine Biegeversagen eingestellt hat. Weiterhin ist nach Norm in keinem Fall Reibungsversagen maßgebend, obwohl Versuche und Simulationen diese Versagensform zeigen. Diese Feststellungen stimmen grundsätzlich mit den Ergebnissen von Kranzler [28] überein. Obwohl eine konservative Abschätzung der Schubtragfähigkeiten im Rahmen eines Normkonzepts grundsätzlich hinnehmbar ist, ergibt sich bei Anwendung der Norm durch die falsche Prognose der

Versagensformen bei Anwendung moderner verformungsbasierter Verfahren ein großes Problem, da die Versagensformen für Schub und Biegung zu stark unterschiedlichen Verformungsfähigkeiten führen. Die falsche Abschätzung der Versagensformen kann dazu führen, dass diese Verfahren nicht anwendbar sind und in der Konsequenz ebenfalls falsche Ergebnisse liefern.

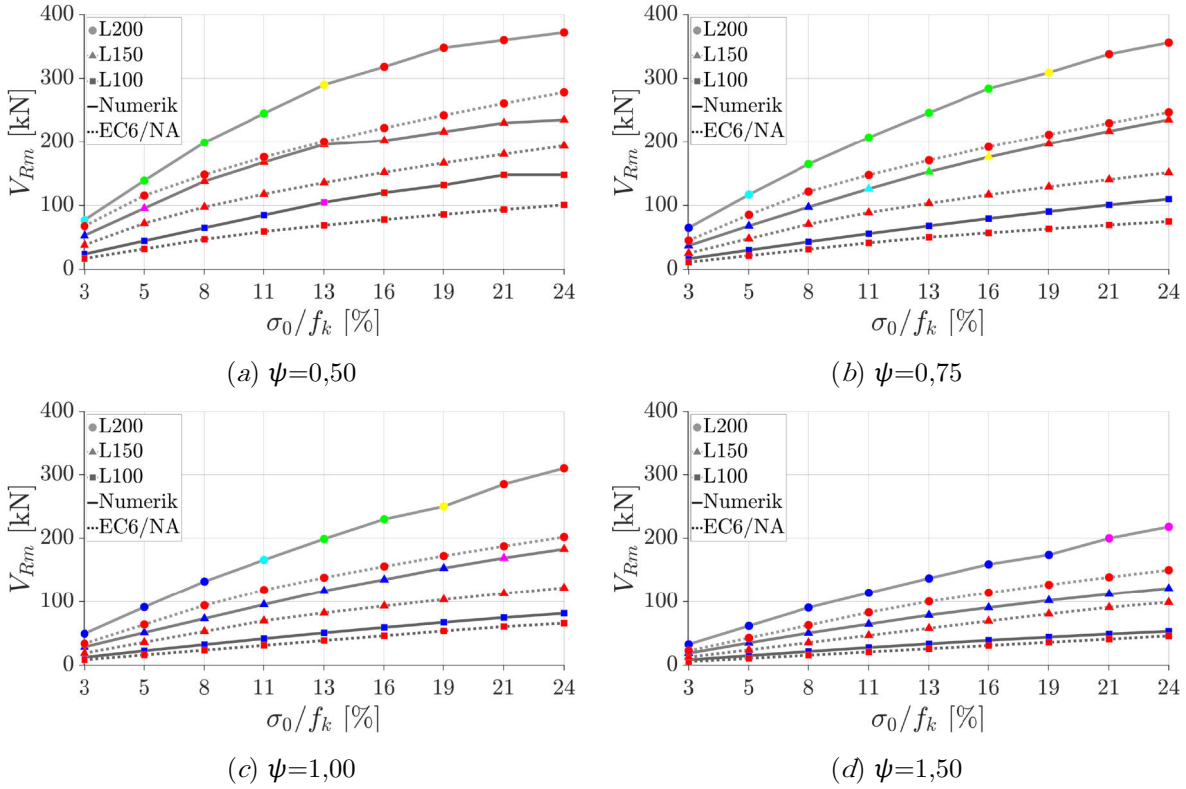


Abbildung 6.19: **Vergleich der mittleren Schubtragfähigkeiten V_{Rm} der Variantenstudie und nach DIN EN 1996-1/NA [4] für verschiedene Momentenverteilungsfaktoren**

Um die Ursachen für die Diskrepanzen der Versagensform zu ermitteln werden nachfolgend die Schubtragfähigkeitskurven der einzelnen Bruchkriterien nach DIN EN 1996-1/NA [4] den Schubtragfähigkeitskurven aus der Variantenstudie gegenübergestellt. Diese werden jeweils, wie nach Norm gefordert, für den Wandfuß (WF) und die Wandmitte (WM) berechnet. Abbildung 6.20 zeigt die Ergebnisse in Abhängigkeit von Wandlänge und Momentenverteilung. Die Kurven zeigen, dass normativ immer der Wandfuß mit Steinzugversagen maßgebend wird. Damit wird nicht nur die Versagensform, sondern auch der Versagensort falsch prognostiziert, da die meisten Versuche und auch die Simulationen ein beginnendes Steinzugversagen im Bereich des Momentennullpunktes aufzeigten. Der Grund für die nicht korrekte Vorhersage von Versagensform und Versagensort liegt in der nicht korrekten Anwendung des Schubbruchkriteriums von Mann-Müller [31] auf den nicht momentenfreien Wandfuß. Wie in Abschnitt 6.3 und Abschnitt 6.4 gezeigt, liegen am Wandfuß nichtlineare Verteilungen der Lagerfugenspannungen und der Spannungen am Einzelstein vor, die von der Schubbruchtheorie nicht abgedeckt werden. Daraus ergeben sich die beschriebenen Schubtragfähigkeitsunterschätzungen, die dazu führen, dass weder Reibungs- noch Biegeversagen maßgebend werden. Betrachtet man die Ergebnisse für den Momentenverteilungsfaktor $\psi = 0{,}5$, so zeigt sich das auch der Nachweis

in Wandmitte noch auf der sicheren Seite liegt. Die Biegetragfähigkeiten der Norm stimmen generell sehr gut mit den numerischen Ergebnissen der Variantenstudie überein.

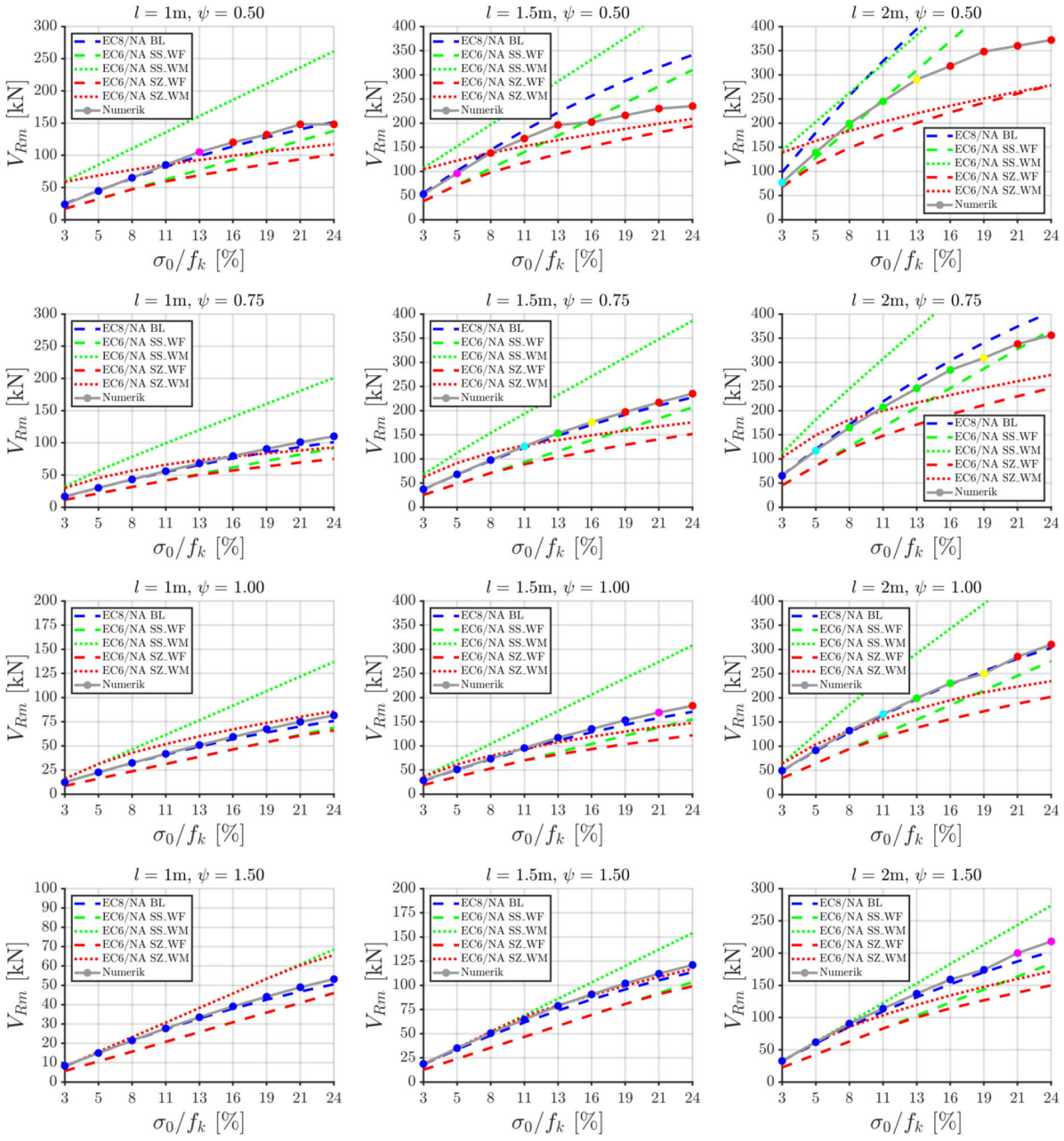


Abbildung 6.20: **Vergleich der mittleren Schubtragfähigkeiten VRm der Variantenstudie und nach DIN EN 1996-1/NA [4] für die Kombination verschiedener Momentenverteilungsfaktoren und Wandlängen**

Zur besseren Nachvollziehbarkeit zeigt Abbildung 6.21 die Verhältniswerte der minimalen charakteristischen Schubtragfähigkeiten nach DIN EN 1996-1-1/NA [4] und der Variantenstudie. Durchschnittlich unterschätzt die Norm die in den Simulationen ermittelten Schubtragfähigkeiten näherungsweise um 20% bei kleinen Deckeneinspannwirkungen und bis zu 30% bei hohen Deckeneinspannwirkungen.

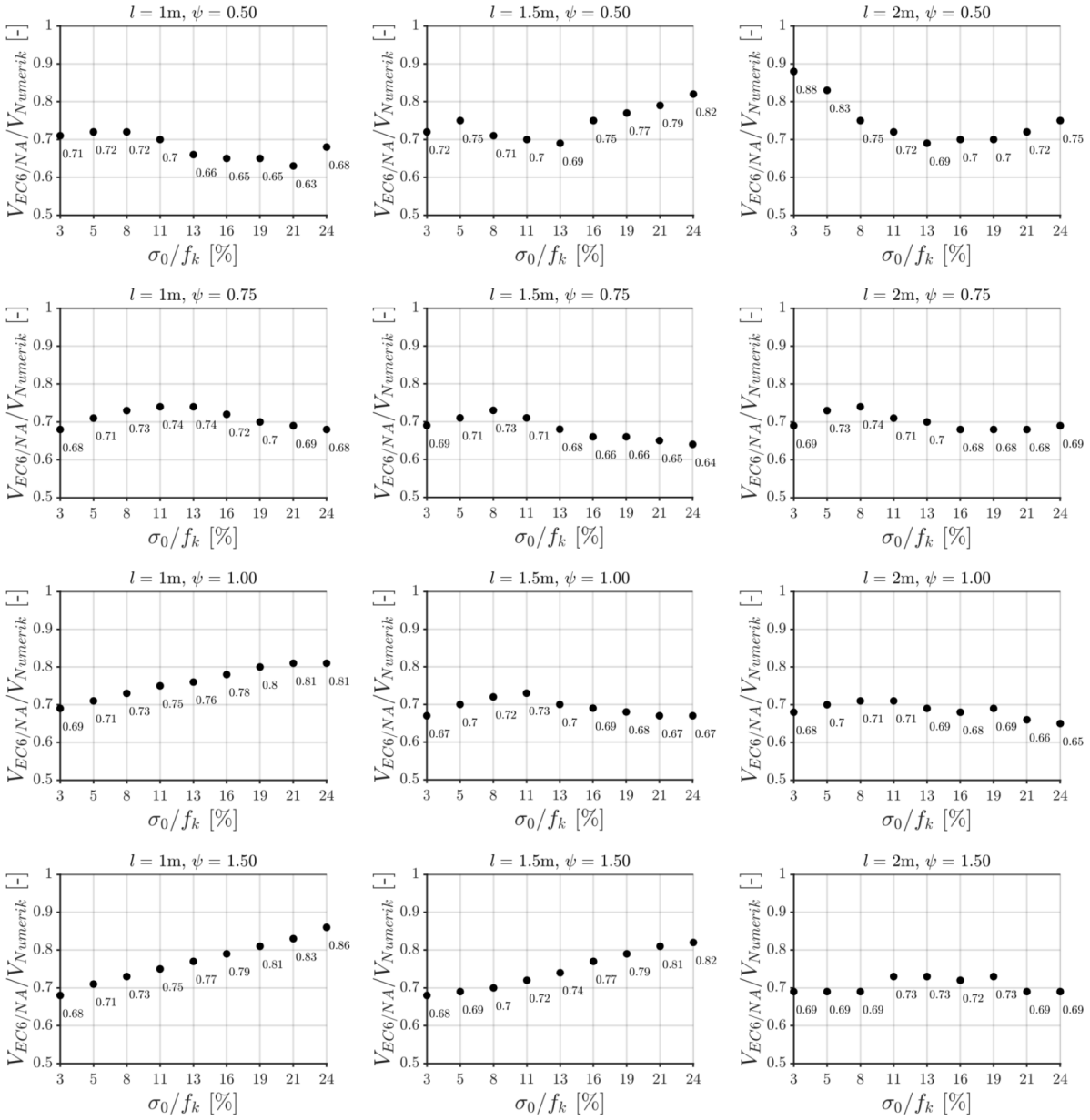


Abbildung 6.21: Verhältniswerte der minimalen mittleren Schubtragfähigkeiten nach DIN EN 1996-1-1/NA [4] und der Variantenstudie

6.5.2 Vergleich der Verformungsfähigkeiten mit DIN EN 1998-1/NA

6.5.2.1 Verformungsfähigkeiten für Biegeversagen

Abbildung 6.22 zeigt den Vergleich der mit der Variantenstudie ermittelten Verformungsfähigkeiten und der in Tabelle 3.1 angegebenen Verformungsfähigkeiten nach DIN EN 1998-1/NA [6]. Der Vergleich zeigt, dass die Norm die Verformungsfähigkeiten für mittlere und höhere Vertikallasten (σ_0/f_k = 11 – 24 %) in Kombination mit höheren Schubschlankheiten überschätzt. Dies kann darauf zurückgeführt werden, dass die normativen Werte aus Versuchsdaten

an voll eingespannten Wänden abgeleitet wurden. Darüber hinaus ist festzustellen, dass DIN EN 1998-1/NA [6] das Vertikallastniveau für die Definition der Verformungsfähigkeit nicht berücksichtigt. Dies steht im Widerspruch zu den Ergebnissen der Variantenstudie, die in dem Bereich mit geringen Vertikallastniveaus (σ_0/f_k = 3 – 8 %) höhere Verformungsfähigkeiten liefert. Daraus kann abgeleitet werden, dass die Norm die Verformungsfähigkeit im Falle von Biegeversagen im Bereich geringer Auflastniveaus unterschätzt, wohingegen sich bei höheren Auflastniveaus in Abhängigkeit der Schubschlankheit teilweise eine Überschätzung ergibt.

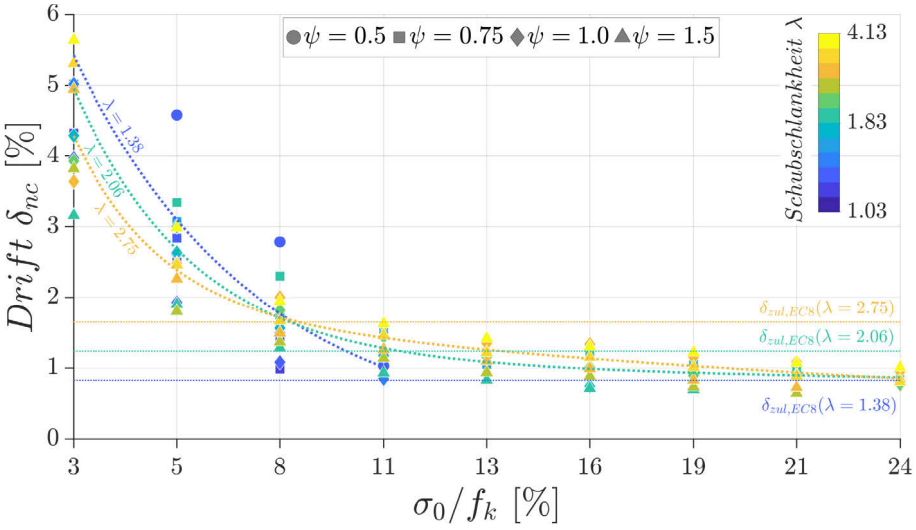


Abbildung 6.22: **Verformungsfähigkeit δ_{nc} bei Biegeversagen in Abhängigkeit des Vertikallastniveaus und der Schubschlankheit: Vergleich der Ergebnisse der Variantenstudie mit DIN EN 1998-1/NA [6]**

6.5.2.2 Verformungsfähigkeiten für Schubversagen

Analog zum Biegeversagen in Abbildung 6.22 erfolgt die Darstellung der Verformungsfähigkeit in Abbildung 6.23 mit Kennzeichnung der Schubschlankheit entsprechend der Farbskala. Im Gegensatz zum Biegeversagen zeigt sich bei Schubversagen ein nahezu linearer Zusammenhang von Vertikallastniveau und Verformungsfähigkeit für die ausgewerteten Schubschlankheiten. Mit abnehmendem Vertikallastniveau nehmen die Verformungsfähigkeiten für alle betrachteten Schubschlankheiten zu. Im Gegensatz dazu werden die Verformungsfähigkeiten in DIN EN 1998-1/NA [6] mit zwei konstanten Bereichen angegeben, wobei im höheren Auflastbereich eine Abminderung von 25 % erfolgt. Obwohl die Norm im Falle von Schubversagen das Vertikallastniveau näherungsweise berücksichtigt, kommt es im Vergleich zu den Ergebnissen der Variantenstudie im niedrigen Auflastniveau zu einer Unterschätzung der Verformungsfähigkeiten. Es lässt sich zusammenfassen, dass sich auch beim Schubversagen Unterschiede zwischen den normativ geregelten Verformungsfähigkeiten und den Ergebnissen der Variantenstudie ergeben.

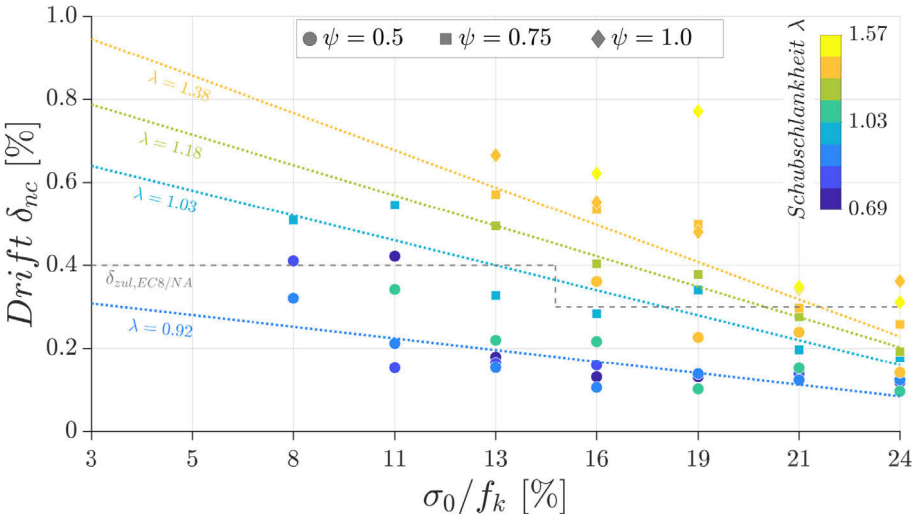


Abbildung 6.23: **Verformungsfähigkeit δ_{nc} bei Schubversagen in Abhängigkeit des Vertikallastniveaus und der Schubschlankheit: Vergleich der Ergebnisse der Variantenstudie mit DIN EN 1998-1/NA [6]**

6.6 Zusammenfassung

In diesem Kapitel wurden die Ergebnisse auf Grundlage der in Kapitel 5.6 definierten Variantenstudie mit dem vereinfachten Mikromodell für Schubwände mit voll aufliegender Decke (a/t = 1,0) unter kombinierten Vertikal- und Horizontallasten vorgestellt. Aus den Ergebnissen der Variantenstudie mit Variation der Wandschlankheit, des Vertikallastniveaus und der Momentenverteilung über die Wandhöhe wurden die wesentlichen Einflüsse auf die vorherrschenden Versagensformen identifiziert. Für Biegeversagen wurde der Wandfuß als maßgebende Nachweisstelle bestätigt. Für Schubversagen ergab sich aus den Simulationen, dass der Nachweis im Bereich des Momentennullpunkts der Wand zu führen ist. Hierbei trat Schubversagen in Form von Steinzugversagen tendenziell bei niedrigen Wandschlankheiten und hohen Vertikallastniveaus auf. Als ein wesentlicher Einflussfaktor auf die Versagensform konnte die Momentenverteilung in der Wand identifiziert werden, die bislang in der Praxis nur unzureichend Berücksichtigung findet. Höhere Momentenverteilungsfaktoren ψ (geringe Deckeneinspannung) führen zu Wandrotationen mit steiler verlaufenden Druckstreben in der Wand, die zu einer Spannungskonzentration im Eckbereich des Wandfußes führen, weshalb das Biegeversagen die Versagensfläche für höhere Momentenverteilungsfaktoren dominiert. Auf Grund der komplexen Interaktion der genannten Einflussfaktoren ist eine klare Abgrenzung zwischen Schub- und Biegeversagen jedoch nicht trivial. Auf diesem Grunde wurden die von Kranzler [28] und Stürz [26] entwickelten kombinierten Abgrenzungskriterien auf die Wände der Variantenstudie angewendet. Beide Ansätze sind allerdings nicht geeignet die Abgrenzung unter Berücksichtigung der wesentlichen Einflussfaktoren vorzunehmen. Hier ist die Entwicklung eines neuen Ansatzes erforderlich, der in Kapitel 8 vorgestellt wird.

Die Analyse der Kontaktspannungen in den Lagerfugen sowie der Spannungen am Einzelstein in verschiedenen Schnitten der Wand ergab, dass die untersuchten Schubbruchtheorien nach Mann und Müller [31] sowie Graubner und Simon [32] nur in den momentenfreien

Wandbereichen korrekte Ergebnisse liefern. Die Anwendung der Modelle auf überdrückte Querschnittsbereiche am Wandfuß der Wandscheibe ist jedoch nicht korrekt und kann die realen Spannungszustände nicht abbilden. Deshalb ist die Anwendung der Modelle auf die momentenfreien Bereiche von Schubwänden zu begrenzen.

Der durchgeführte Vergleich der Schubtragfähigkeiten der Variantenstudie mit den rechnerisch ermittelten Schubtragfähigkeiten nach DIN EN 1996-1-1/NA [4] zeigte, dass die Norm grundsätzlich eine konservative Abschätzung der Tragfähigkeiten liefert. Die Analyse der nach Norm auftretenden Versagensformen ergab aber, dass nach DIN EN 1996-1-1/NA [4] in fast allen Fällen Steinzugversagen maßgebend wird, obwohl die Simulationen und auch die Versuche andere Versagensformen zeigen. Insbesondere ergibt sich der Widerspruch für höhere Momentenverteilungsfaktoren (geringe Deckeneinspannwirkung), für welche die Norm ebenfalls ein Steinzugversagen prognostiziert, obwohl sich in Versuchen und Simulationen eindeutig ein Biegeversagen einstellt. Weiterhin ist nach Norm in keinem Fall Reibungsversagen maßgebend, obwohl Versuche und Simulationen diese Versagensform zeigen. Diese Feststellungen stimmen grundsätzlich mit den Ergebnissen von Kranzler [28] überein. Der Grund für die nicht korrekte Vorhersage von Versagensform und Versagensort liegt in der unzulässigen Anwendung des Schubbruchkriteriums von Mann und Müller [31] auf den nicht momentenfreien Wandfuß. Am Wandfuß liegen nichtlineare Verteilungen der Lagerfugenspannungen und der Spannungen am Einzelstein vor, die von der Schubbruchtheorie nicht abgedeckt werden.

Auch bei den Verformungsfähigkeiten ergeben sich Unterschiede zwischen der Variantenstudie und den normativen Vorgaben. Im Falle von Biegeversagen unterschätzt die Norm im Bereich geringer Auflastniveaus die Verformungsfähigkeiten, wohingegen sich bei höheren Auflastniveaus in Abhängigkeit der Schubschlankheit teilweise eine Überschätzung ergibt. Gleiches gilt für die Verformungsfähigkeiten im Falle eines Schubversagens, auch hier ergaben sich Unterschiede und Widersprüche, die in weiteren Untersuchungen zu klären sind.

Insgesamt zeigt die Analyse der Ergebnisse der Variantenstudie und der Vergleich mit den normativen Ergebnissen, dass erheblicher Verbesserungsbedarf der normativen Ansätze besteht. Im Rahmen dieser Arbeit soll eine Verbesserung der Bemessungssituation durch folgende in Kapitel 8 vorgestellte Entwicklungen erfolgen:

- Entwicklung eines kombinierten Abgrenzungskriteriums zwischen Schub- und Biegeversagen unter Berücksichtigung der wesentlichen Einflussfaktoren Wandschlankheit, Vertikallastniveau und Momentenverteilung über die Wandhöhe.

- Festlegung der Nachweisorte für Biegung und Schub unter Berücksichtigung der Momentenverteilung in der Wand.

7 VARIANTENSTUDIE FÜR MAUERWERKSSCHUB-WÄNDE MIT REDUZIERTER DECKENAUFLAGERTIEFE

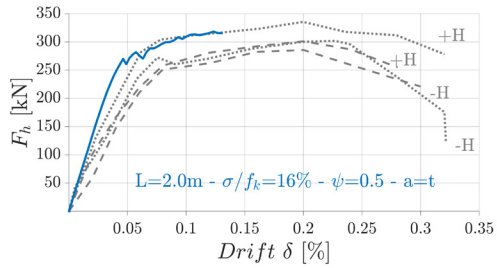
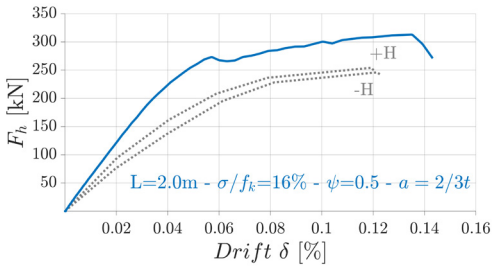
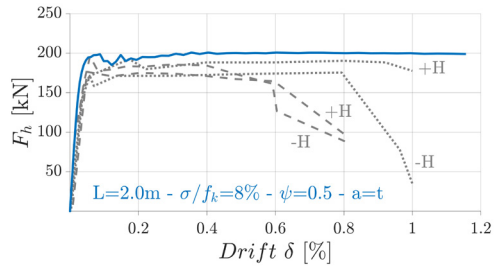
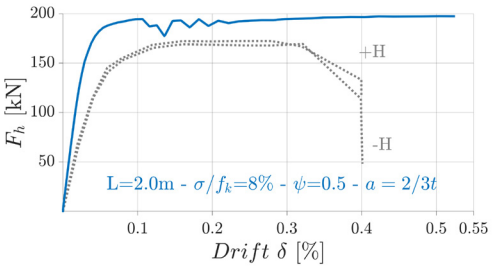
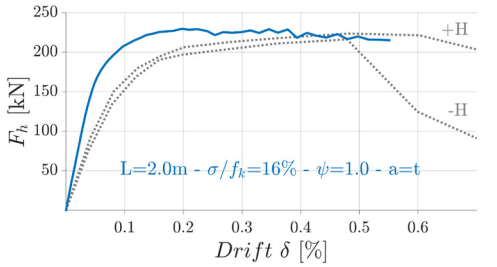
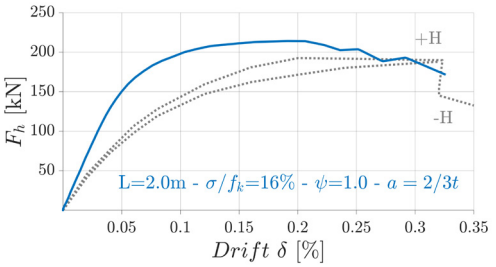
Im Kapitel 2.3 wurde das bei modernen Mauerwerksbauten aus monolithischen Ziegelsteinen gängige Bauwerksdetail einer ausmittig teilaufgelagerten Deckenplatte mit reduzierter Deckenauflagertiefe detailliert beschrieben. Die Konstruktionsweise des Wand-Decken-Knotens führt mechanisch zu einer planmäßig exzentrischen Vertikallasteinleitung, welche zu lokalen Spannungskonzentrationen in den Kontaktbereichen am Kopf und Fuß der Wand führt und die Knickgefahr erhöht.

Das nachfolgende Kapitel analysiert die Ergebnisse der in Kapitel 5.6 beschriebenen Variantenstudie unter Berücksichtigung der exzentrischen Vertikallasteinleitung infolge teilaufgelagerter Decken. In den Variantenberechnungen werden die Wandschlankheit, das Vertikallastniveau und der Momentenverteilungsfaktor ψ als maßgebende Einflussfaktoren auf die Tragfähig- und Verformungsfähigkeiten berücksichtigt. Zusätzlich wird die teilaufgelagerte Decke für die von Kranzler [60] empfohlene Auflagertiefe von a/t = 2/3 untersucht (Abbildung 5.28). Die Berechnungsergebnisse werden hinsichtlich der auftretenden Versagensmechanismen analysiert, wobei infolge der exzentrischen Lasteinleitung die Schadensbilder auf der Außen- und Innenseite der Wand ausgewertet werden. Im Anschluss erfolgt die Auswertung der Kapazitätskurven hinsichtlich Tragfähigkeit und Verformungsfähigkeit der Wand. Abschließend werden die Kontaktspannungen entlang der Lagerfugen ausgewertet und denen einer zentrischen Lasteinleitung gegenübergestellt, um den veränderten Lastabtrag in der Wand durch die reduzierte Auflagertiefe deutlich zu machen.

7.1 Vergleich der experimentellen Ergebnisse

Die experimentellen Untersuchungen wurden so durchgeführt, dass für vier Wände mit exzentrischer Auflast ein direkter Vergleich mit den Ergebnissen der voll aufgelagerten Decke möglich ist. Tabelle 7.1 zeigt den Vergleich der experimentellen Ergebnisse für diese Wände. Der Vergleich zeigt sehr deutlich den Einfluss der exzentrischen Lasteinleitung auf die Trag- und Verformungsfähigkeiten. Für ein niedriges vertikales Auflastniveau von $\sigma_0/f_k = 8\%$ liegen die Abminderungen bei 9 % für die maximale Kraft und bei 63 % für die Verformungsfähigkeit. Für das mittlere vertikale Auflastniveau von $\sigma_0/f_k = 16$ % ergeben sich Abminderungen von 15 – 21 % für die maximale Kraft und von 40 -48 % für die Verformungsfähigkeiten. Weiterhin zeigt das Ergebnis, dass das vertikale Auflastniveau einen wesentlichen Einfluss auf die sich einstellenden Unterschiede hat. Der Grund für die starken Abminderungen liegt in der deutlich höheren Beanspruchung des Ecksteins durch die sich einstellenden unsymmetrischen Spannungsverteilungen. Die dazu gehörigen Versagensmechanismen und Unterschiede zwischen voll- und teilaufgelagerten Decken werden im folgenden Abschnitt 7.2 detailliert untersucht.

Tabelle 7.1: Vergleich der Versuchsergebnisse bei voller und teilaufgelagerter Decke [83, 84]

Wand 2, 11	**Wand 12**	**Verhältnis**
		$\frac{F_{max,a=2/3t}}{F_{max,a=t}}$
		0,79 - 0,85
		$\frac{\delta_{nc,a=2/3t}}{\delta_{nc,a=t}}$
ψ = 0,5 - σ_0/f_k = 16% - $a = t$	ψ = 0,5 - σ_0/f_k = 16% - $a = 2/3t$	
$F_{h,max}$ = 293 - 317 kN $\quad$ δ_{ult} = 0,23 %	$F_{h,max}$ = 250 kN $\quad$ δ_{ult} = 0,12 %	0,52
Wand 1	**Wand 13**	**Verhältnis**
		$\frac{F_{max,a=2/3t}}{F_{max,a=t}}$
		0,91
		$\frac{\delta_{nc,a=2/3t}}{\delta_{nc,a=t}}$
ψ = 0,5 - σ_0/f_k = 8% - $a = t$	ψ = 0,5 - σ_0/f_k = 8% - $a = 2/3t$	
$F_{h,max}$ = 187 kN $\quad$ δ_{ult} = 0,90 %	$F_{h,max}$ = 171 kN $\quad$ δ_{ult} = 0,33 %	0,37
Wand 18	**Wand 16**	**Verhältnis**
		$\frac{F_{max,a=2/3t}}{F_{max,a=t}}$
		0,85
		$\frac{\delta_{nc,a=2/3t}}{\delta_{nc,a=t}}$
ψ = 0,5 - σ_0/f_k = 8% - $a = t$	ψ = 0,5 - σ_0/f_k = 8% - $a = 2/3t$	
$F_{h,max}$ = 224 kN $\quad$ δ_{ult} = 0,53 %	$F_{h,max}$ = 190 kN $\quad$ δ_{ult} = 0,32 %	0,60

7.2 Analyse der Versagensmechanismen

Analog zu Abschnitt 6.1 werden die Varianten der Parameterstudie zunächst hinsichtlich der Versagensmechanismen ausgewertet. Abbildung 7.1 zeigt die Übersicht der Versagensfälle mit der bereits festgelegten Farbsystematik nach Abbildung 6.1 in Abhängigkeit von Auflastniveau, Wandschlankheit und Momentenverteilungsfaktor für eine Deckenauflagertiefe von a/t = 2/3. Die Verteilung der Versagensfälle bei Teilauflagerung weist ähnlich zur Vollauflagerung eine klare Abgrenzung zwischen Schub- und Biegeversagen auf. Das Auftreten von Schub- und Biegeversagen ist auch für teilaufgelagerte Decken abhängig von der Wandschlankheit, dem Auflastniveau und der Momentenverteilung in der Wand. Dabei tritt Schubversagen tendenziell

bei niedriger Wandschlankheit in Kombination mit hohen Vertikallasten und höhere Momentenverteilungsfaktoren auf.

Ein direkter Vergleich mit der in Abbildung 6.2 dargestellten Verteilung der Versagensfälle für a/t = 1,0 zeigt jedoch, dass der Einfluss des Momentenverteilungsfaktors auf das Biegeversagen deutlich stärker ausgeprägt ist. Während bei einer vollen Auflagertiefe das Biegeversagen mit zunehmendem Momentenverteilungsfaktor kontinuierlich auch in Bereichen niedriger Wandschlankheit und hoher Vertikallasten maßgebend wird, dominiert bei teilaufgelagerten Decken das Biegeversagen bereits bei einem Momentenverteilungsfaktor $\psi = 0{,}75$ am Wandfuß. Für höhere Momentenverteilungsfaktoren tritt dann ausschließlich Biegeversagen auf.

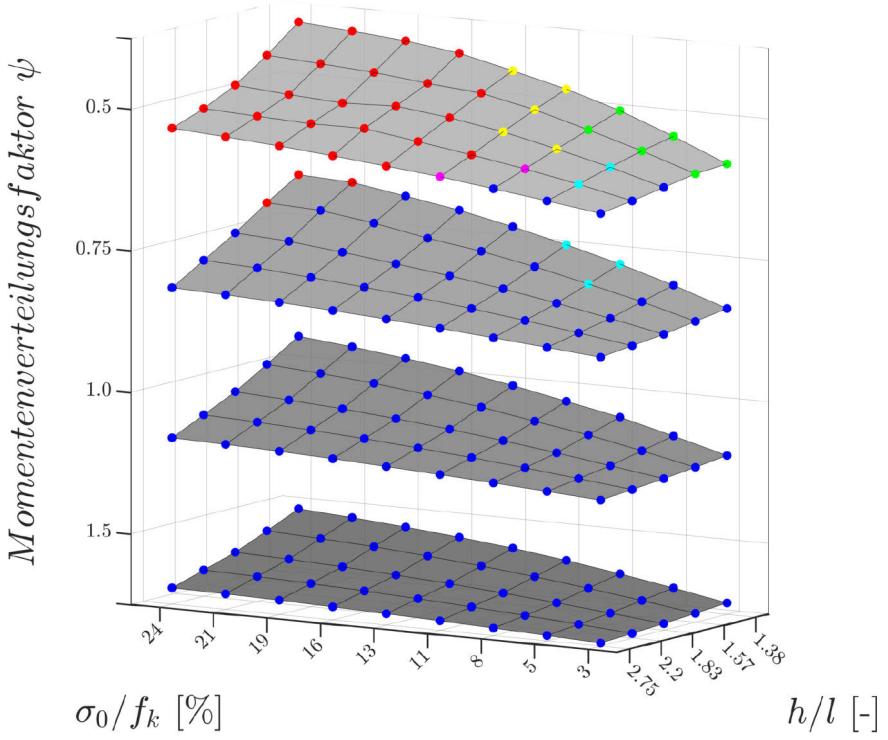


Abbildung 7.1: Übersicht Versagensfälle für teilaufgelagerte Decken mit a/t = 2/3

Aufgrund der Teilauflagerung der Deckenplatte kommt es zu veränderlichen Spannungen und Dehnungen über die Wandtiefe. Daher ist es notwendig die Berechnungsergebnisse der Wände für beide Wandseiten zu analysieren. Zur besseren Orientierung ist die gewählte Darstellungsweise anhand der Koordinatenachsen in Abbildung 7.2 dargestellt. Nachfolgend erfolgt die Charakterisierung der jeweiligen Versagensfälle mit den maßgebenden Mechanismen und Versagensorten mit Betrachtung beider Wandseiten.

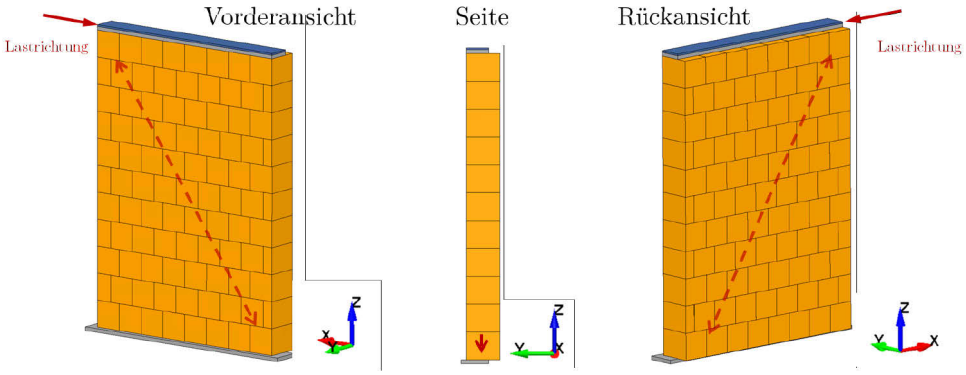
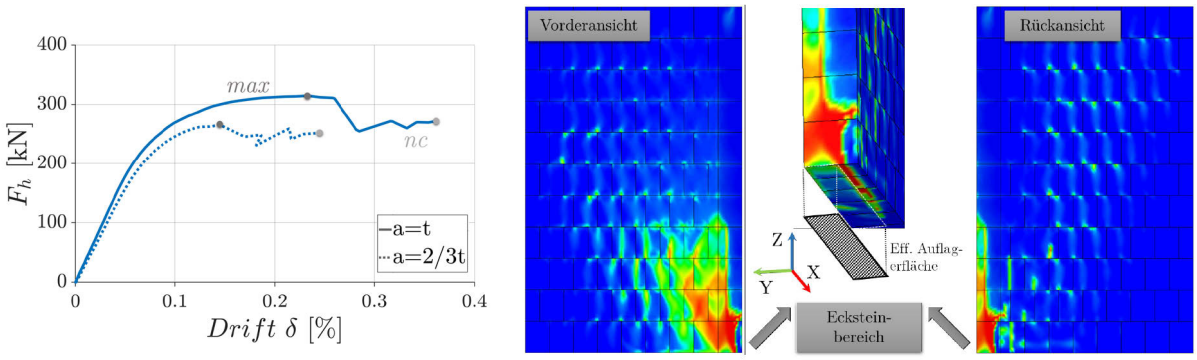


Abbildung 7.2: Koordinatenachsen für Vorder- und Rückseite der Wand

7.2.1 Beispiel für die Charakterisierung von Biegeversagen

Das Verhalten einer vertikal exzentrisch belasteten Wand entspricht im Falle eines Biegeversagens grundsätzlich den Mechanismen einer Wand mit voller Deckenauflagerung. Charakterisiert wird das Biegeversagen durch eine Rotation des Wandkörpers gefolgt von einem Aufstellen des Wandfußes auf den Eckbereich mit zunehmender Wandkopfauslenkung. Dadurch kommt es zu einer Einschnürung der Druckzone mit zunehmender Spannungskonzentration am Fuß und Kopf der Wand. Bei niedrigen Auflastniveaus tritt aufgrund der hohen Wandrotation und Einschnürung der Druckzone ein schlagartiges Versagen am Eckstein bei großen Verformungswerten ein. Im Gegensatz dazu weisen Wandscheiben bei höheren Vertikallastniveaus nach bei Versagen des Ecksteins am Wandfuß noch die Möglichkeit auf das erreichte Lastniveau mit zunehmender Verformung zu halten. Hierbei kommt es zu Lastumlagerungen durch die Ausprägung der Druckstrebe in Richtung Wandmitte, die zu einer zunehmenden Schädigung in Richtung Wandmitte bis zum schlussendlichen Globalversagen der Wand führen.

In Abbildung 7.3 sind die Besonderheiten des Biegeversagensmechanismus einer Wandscheibe unter exzentrischer Vertikallasteinleitung am Beispiel einer Wand mit der Länge von 2 m, einem Momentenverteilungsfaktor von $\psi = 1{,}0$ und einem hohen Auflastniveau von $\sigma_0/f_k = 24$ % dargestellt. Die durch eine teilaufgelagerte Decke mit a = 2/3t exzentrisch eingeleitete Vertikallast verursacht ein zusätzliches Moment senkrecht zur Wand, dass eine unsymmetrische Spannungsverteilung über die Wanddicke zur Folge hat. Abbildung 7.3 zeigt die Verteilung der plastischen Hauptdehnungen mit einer deutlichen Verlagerung zur Vorderseite der Wand, was eine Lokalisierung der Spannungen auf dieser Seite zur Folge hat. Durch die einseitige Spannungskonzentration kommt es zu einem schnelleren Versagen des Ecksteins und zum lokalen Abplatzen der nicht aufgelagerten Steinbereiche entlang der Auflagerkante hin zur Wandmitte. Daraus resultieren in der Lastverformungskurve eine geringe Kapazität und ein vermindertes Verformungsvermögen (Abbildung 7.3, *links*). Das dargestellte numerische Ergebnis stimmt sehr gut mit dem experimentellen Ergebnis der Wand 17 (Tabelle 4.18) überein, die genau dieses Verhalten aufzeigte.



F_h – δ - Kurve

Plastische Dehnung, Grenzzustand *nc*

Abbildung 7.3: Biegeversagen für eine Wand mit l = 2,0 m, σ_0/f_k = 24 %, ψ = 1,0, a = 2/3t

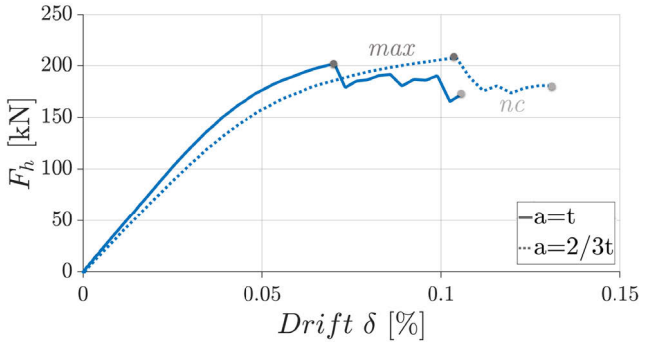
7.2.2 Beispiel für die Charakterisierung von Schubversagen

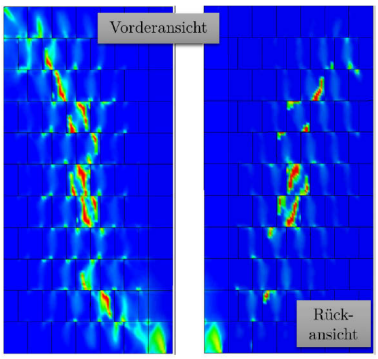
Die Schubversagensmechanismen, unterteilt in Steinzug- und Reibungsversagen, weisen unabhängig von der effektiven Auflagertiefe ähnliche Charakteristika auf. In Wandscheiben mit niedriger Schubschlankheit in Kombination mit einem hohen Vertikallastniveau bildet sich auf Grund der Verformungsbehinderung eine diagonale Druckstrebe aus. Entlang der Diagonale kann es zu einem Steinzugversagen infolge der Querzugspannungen kommen. Bei niedrigeren Vertikallastniveaus kann sich ein Reibungsversagen in den Lagerfugen einstellen. Die Unterschiede zwischen zentrischer und exzentrischer Vertikallasteinleitung sollen am Bespiel der in Abbildung 7.4 dargestellten schlanken Wand mit einer Länge von 1,5 m, einem Momentenverteilungsfaktor von ψ = 0,5 und einem hohen vertikalen Auflastniveau von σ_0/f_k = 16 % verdeutlicht werden. Die Verteilung der plastischen Hauptdehnungen bei Erreichen der Maximallast und kurz vor dem Wandversagen zeigt, dass ein Steinzugversagen auftritt. Der Einfluss der exzentrischen Lasteinleitung am Wandkopf auf die Dehnungsverteilungen auf Vorder- und Rückseite der Wand ist zwar deutlich weniger ausgeprägt, aber die höhere Beanspruchung der Wandvorderseite ist auch hier gut erkennbar. Der maßgebende Versagensort für das Steinzugversagen ist wie bei der zentrischen Lasteinleitung der Momentennullpunkt, für den hier angesetzten Momentenverteilungsfaktor von ψ = 0,5 also die Wandmitte.

Für die hier betrachtete schlanke Wand liegen die maximalen Kräfte und Verschiebungen der Last-Verformungskurve in einem vergleichbaren Bereich und weisen unter Berücksichtigung der üblichen Streuungen vernachlässigbare Unterschiede auf. Dies steht zunächst im Widerspruch zu dem vorgestellten Vergleich der experimentellen Ergebnisse in Abschnitt 7.1 für eine Wandlänge von 2 m. Die Begründung für die Abweichungen liegt in der Anisotropie der Ziegelsteine, die mit dem gewählten isotropen Materialmodell nicht abgebildet wird. Die Anisotropie spielt insbesondere bei der unsymmetrischen Lokalisierung der Spannungen am Eckstein eine entscheidende Rolle und führt zu einer Abminderung der tatsächlichen Trag- und Verformungsfähigkeiten. Auch bei dem hier aufgetretenen Schubversagen führt die Anisotropie zu einer Reduktion der maximal aufnehmbaren Kräfte, da sich nach Auftreten des ersten Steinzugversagens und in Wandmitte die Druckstrebe in steilere Druckstreben aufteilt und den Eckstein stärker beansprucht. Dies ermöglicht bei zentrischer Lasteinleitung eine weitere

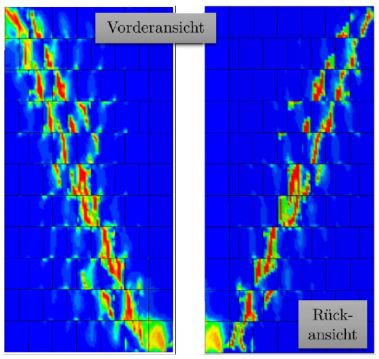
Laststeigerung, wie das experimentelle Ergebnis der Wand 9 in Tabelle 4.11 zeigt. Bei exzentrischer Lasteinleitung wird der Eckstein durch die sich einstellende unsymmetrische Beanspruchung stärker beansprucht, so dass eine Laststeigerung nicht oder nur in einem geringeren Umfang stattfinden kann. Deshalb wird in Abschnitt 7.5 der Einfluss der Anisotropie detailliert untersucht und es werden Korrekturfaktoren der Berechnungsergebnisse mit dem isotropen Materialmodell für die Erfassung der Anisotropie festgelegt. Abschließend ist festzuhalten, dass die korrekte Erfassung der Anisotropie des Ziegelsteins in einem Wandmodell auf Grund der Steinlochung nicht mit einem vertretbaren Rechenaufwand realisierbar ist.

F_h – δ - Kurve





Plastische Dehnung,
Grenzzustand max

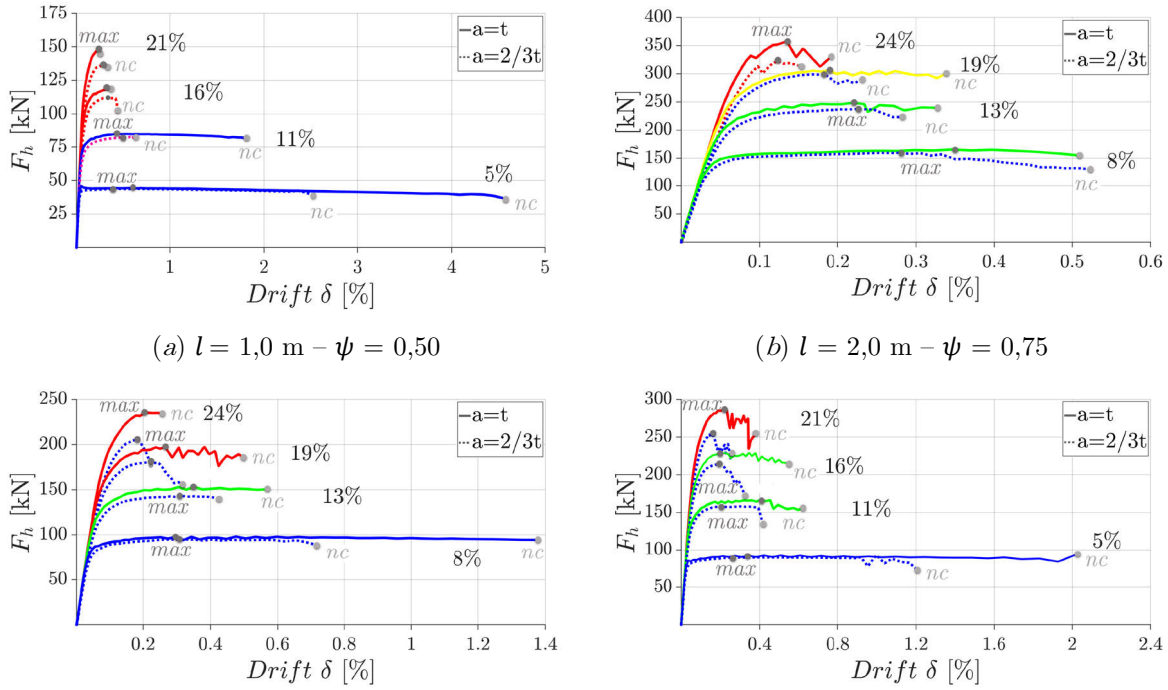


Plastische Dehnung,
Grenzzustand nc

Abbildung 7.4: **Steinzugversagen für eine Wand mit l = 1,5 m, σ_0/f_k = 16 %, ψ = 0,5, a = 2/3t**

7.3 Analyse der Einzelwandkapazität

Zur Analyse des Einflusses der Teilauflagerung auf das Trag- und Verformungsverhalten werden nachfolgend die Last-Verformungskurven der Variantenuntersuchung ausgewertet. Abbildung 7.5 zeigt die direkte Gegenüberstellung der Wände mit zentrischer (a = t) und exzentrischer (a = 2/3t) Vertikallasteinleitung unter Angabe des Bezugspunktes *„max“* für die maximale Tragfähigkeit F_{max} sowie *„nc“* für die Drift-Kapazität kurz vor Versagen. Die maßgebenden Versagensmechanismen sind farblich entsprechend den Farbfestlegungen in Abbildung 6.1 gekennzeichnet.



(a) $l = 1{,}0$ m – $\psi = 0{,}50$ (b) $l = 2{,}0$ m – $\psi = 0{,}75$

(c) $l = 1{,}5$ m – $\psi = 0{,}75$ (d) $l = 2{,}0$ m – $\psi = 1{,}00$

Abbildung 7.5: **Einfluss der effektiven Auflagertiefe auf die Last-Verformungskurven F_h – δ in Abhängigkeit des Vertikallastniveau σ_0/f_k [%] für verschiedene Wandlängen-Momentenverteilungsfaktoren Kombinationen**

Grundsätzlich kann der Gegenüberstellung der Last-Verformungskurven entnommen werden, dass es durch eine Teilauflagerung zu einer Reduzierung der maximal aufnehmbaren Horizontalkraft F_h für sämtliche Wandkombinationen kommt. Es zeigt sich, dass die Größe der Reduktion bei höheren Vertikallastniveaus stärker ausgeprägt ist. Die Reduktionen stellen sich grundsätzlich sowohl für identische als auch für unterschiedliche Versagenstypen bei voll- und teilaufgelagerten Decken ein. Auch bei den Verformungsfähigkeiten kommt es grundsätzlich zu einer Reduzierung für teilaufgelagerte Decken. Es zeigt weiter sich eine gegenläufige Tendenz bei den Verformungsfähigkeiten im Vergleich zu den Tragfähigkeiten. Hier kommt es im Falle niedriger Auflastniveaus in Kombination mit maßgebendem Biegeversagen zu einer signifikanten Reduzierung der Verformungsfähigkeiten von bis zu 50%. In den folgenden Abschnitten erfolgt eine detaillierte Analyse der Unterschiede der maximalen Trag- sowie Verformungsfähigkeiten zwischen voll- und teilaufgelagerten Decken.

7.3.1 Maximale Schubtragfähigkeit

Die Abminderung der maximalen Tragfähigkeit durch verringerte Auflagertiefen ist in Abbildung 7.6 für verschiedene Wandlängen, Momentenverteilungsfaktoren und Auflastniveaus dargestellt. Die Übersicht bestätigt die Beobachtungen aus Abbildung 7.5, dass der Einfluss der verringerten Auflagertiefe mit zunehmendem Vertikallastniveau stetig zunimmt. Im Bereich niedriger Vertikallasten ergeben sich vergleichbare Tragfähigkeiten.

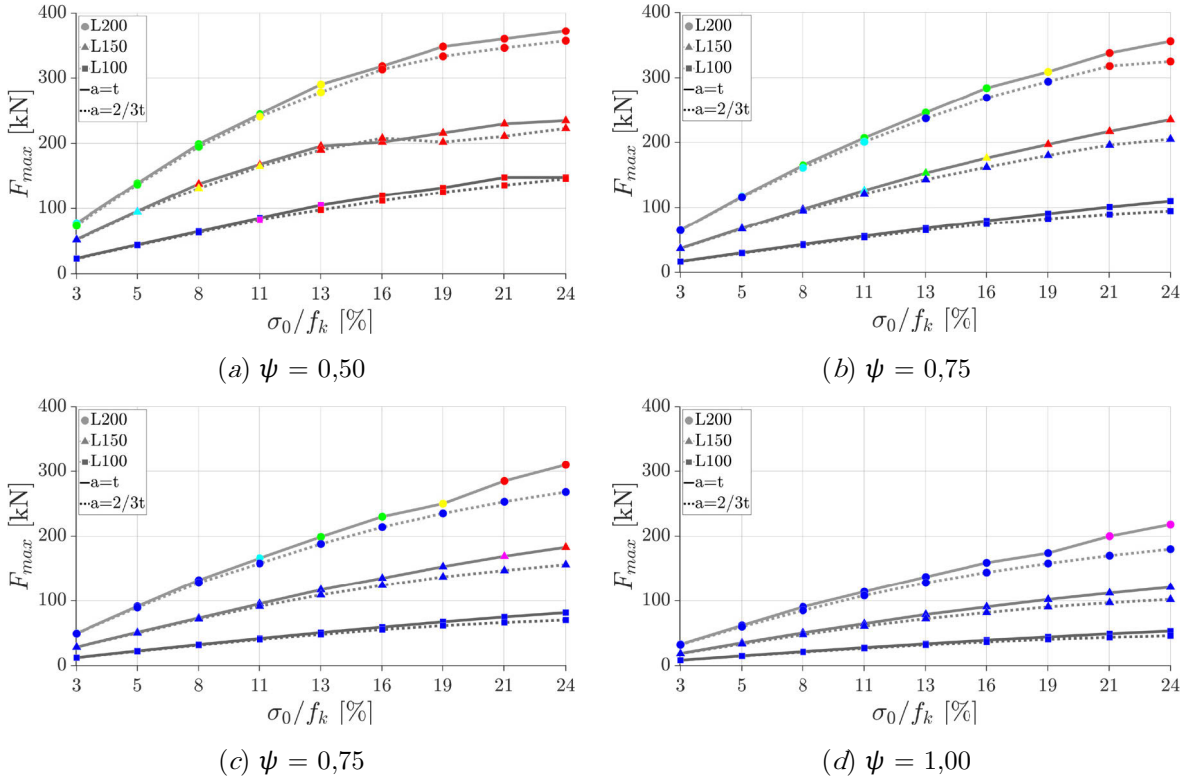


Abbildung 7.6: **Übersicht der Schubtragfähigkeit F_{max} in Abhängigkeit des Vertikallastniveaus – Gegenüberstellung der effektiven Auflagertiefe a = t und a = 2/3t**

Zur weiteren Analyse der Unterschiede wird in Abbildung 7.7 das Verhältnis zwischen Voll- und Teilauflagerung für die einzelnen Datenpunkte dargestellt. Es ist wiederum ein deutlicher Einfluss des vertikalen Auflastniveaus zu erkennen. Zudem zeigen die Trendlinien für drei Schubschlankheiten die Tendenz, dass die Tragfähigkeitsunterschiede für schlanke Wände höher ausfallen als für gedrungene Wände. Weiterhin ist der Einfluss der Momentenverteilung in der Wand sichtbar.

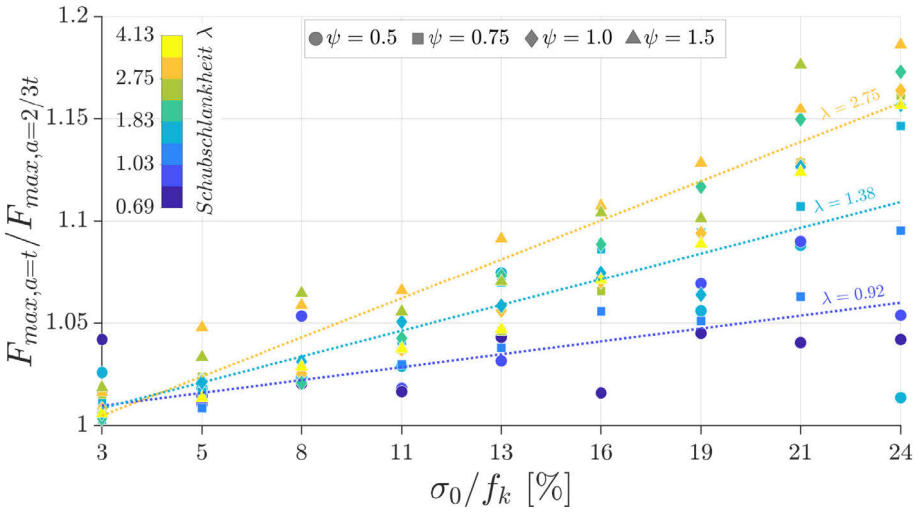


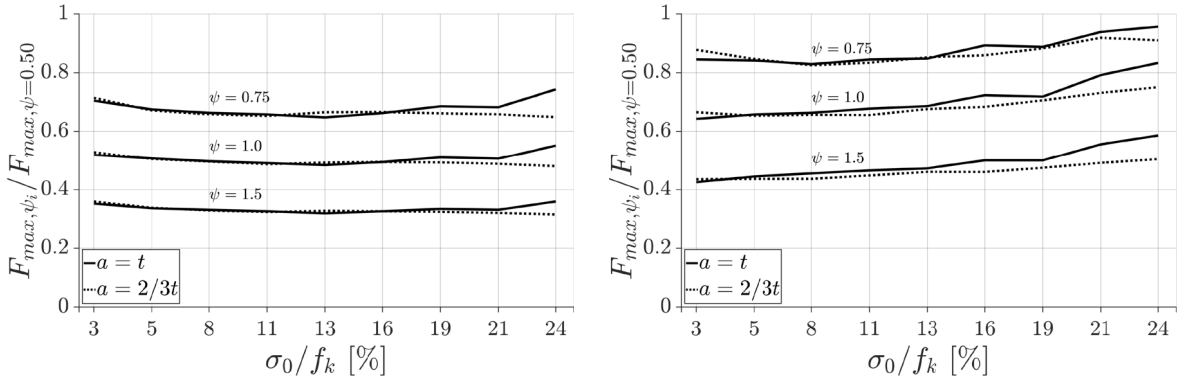
Abbildung 7.7: **Verhältnis $F_{max,a=t}/F_{max,a=2/3t}$ in Abhängigkeit des Vertikallastniveaus unter Berücksichtigung der Schubschlankheit**

Exzentrisch belastete Wände mit einem vertikalen Auflastniveau von $\sigma_0/f_k = 24$ % weisen bei voller Einspannung ($\psi = 0{,}5$) Reduktionen zwischen 2 – 6 %, bei Wandzentrierung bis zu 14 % und bei $\psi = 1{,}5$ bis zu 17 % auf.

Die höheren Reduktionen mit zunehmender Schubschlankheit und steigendem Vertikallastniveau sind durch die jeweils maßgebenden Versagensmechanismen zu erklären. Da schubschlanke Wandscheiben besonders zu Biegedruckversagen tendieren, welches wie in Abschnitt 7.2.1 beschrieben am Wandfuß induziert wird, resultieren aus der reduzierten Auflagertiefe mit höheren Spannungen im Auflagerbereich geringe Traglasten (Abschnitt 7.4.2). Im Gegensatz dazu fallen die Reduktionen für Wände mit voller Einspannung mit überwiegendem Schubversagen auf Höhe des Momentennullpunktes durch die reduzierte Auflagertiefe deutlich geringer aus (Abschnitt 7.4.1). Darüber hinaus ist anzumerken, dass die Tragfähigkeitsunterschiede nicht proportional zur effektiven Auflagertiefe sind. Vielmehr ist die Reduktion der Tragfähigkeit durch die exzentrische Lasteinleitung auch abhängig von der Momentenverteilung in der Wand, dem Vertikallastniveau und der Wandschlankheit. Da die Reduktionen stark variieren, führt die Angabe eines pauschalen Reduktionsfaktors für alle Kombinationen bei der Mehrzahl der Fälle zu einem konservativen Ansatz. Deshalb erfolgt nachfolgend nochmals eine getrennte Betrachtung des Einflusses durch den Momentenverteilungsfaktor und die Auflagertiefe.

7.3.1.1 Einfluss des Momentenverteilungsfaktors

Wie bereits in Abschnitt 6.2.2 für zentrisch belastete Wände erläutert, nimmt die Tragfähigkeit mit größer werdendem Momentenverteilungsfaktor ab, wobei die Reduktion der Tragfähigkeit bei schlanken Wänden stärker als bei gedrungenen Wänden ist. Der Einfluss der Momentenverteilung in der Wand bei exzentrisch belasteten Wänden ist in Abbildung 7.8 für zwei Wände mit den Längen von 1,0 m und 2,0 m als Verhältnis zur maximalen Tragfähigkeit bei einer Volleinspannung dargestellt und den Verhältnissen zentrisch belasteter Wände gegenübergestellt.



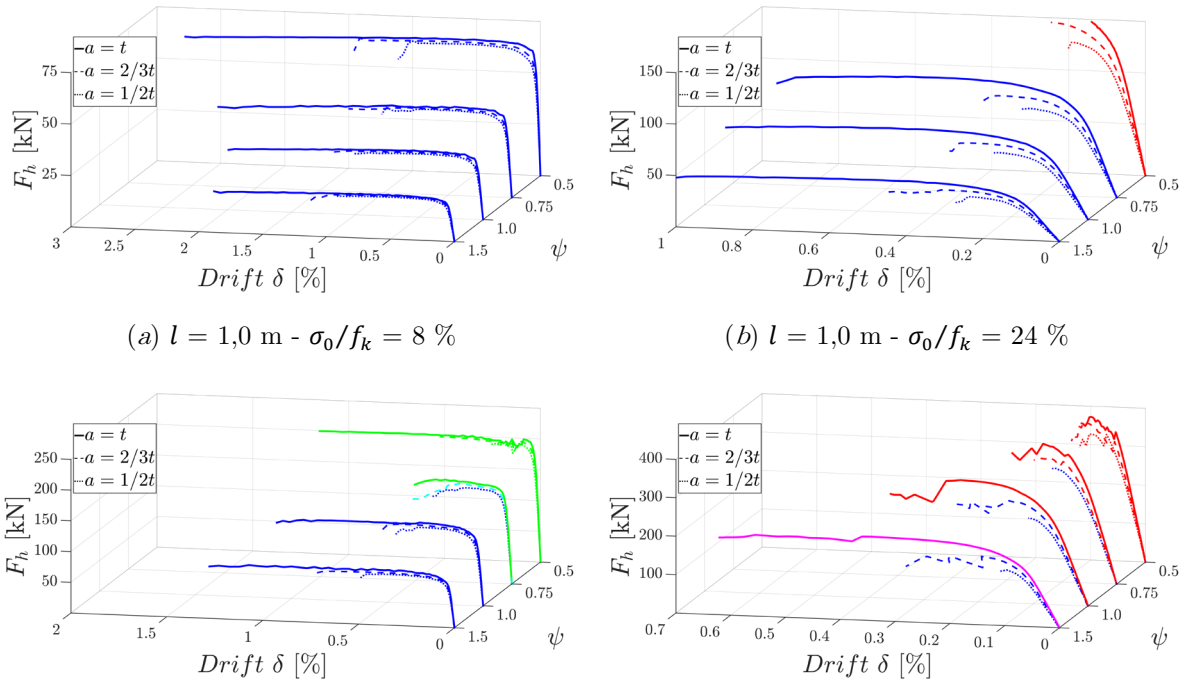
(*a*) $l = 1{,}0$ m (*b*) $l = 2{,}0$ m

Abbildung 7.8: Einfluss des Momentenverteilungsfaktors auf die Tragfähigkeit in Abhängigkeit des vertikalen Auflastniveaus und der Auflagertiefe für die Wandlängen von 1 m und 2 m

Der Vergleich zeigt, dass der Einfluss des Momentenverteilungsfaktors über das vertikale Auflastniveau für voll- und teilaufgelagerte Wände einen sehr ähnlichen Verlauf aufweist. Aus der Übereinstimmung lässt sich schlussfolgern, dass es keinen wesentlichen Unterschied im Einfluss der Momentenverteilung auf die Tragfähigkeit in Abhängigkeit der effektiven Auflagerfläche besteht.

7.3.1.2 Effektive Auflagertiefe a/t

Im Rahmen der Variantenstudie wird eine in der Baupraxis übliche Auflagertiefe a = 2/3t entsprechend des Vorschlags nach Kranzler [60] berücksichtigt. Um den Einfluss der effektiven Auflagertiefe besser bewerten zu können, wird im Folgenden zusätzlich die nach DIN EN 1996-1/NA [4] minimal zulässige Auflagertiefe a = 1/2t für ausgewählte Wandkombinationen untersucht. In Abbildung 7.9 sind Kapazitätskurven für verschiedene Momentenverteilungsfaktoren und Auflagertiefen dargestellt. Es ist erkennbar, dass bei einer weiteren Reduzierung der Lasteinleitungsfläche die Schubtragfähigkeit in nochmals weiter abnimmt. Das Vertikallastniveau und der Momentenverteilungsfaktor haben dabei einen wesentlichen Einfluss auf die Höhe der zusätzlichen Tragfähigkeitsreduktion. Auch bei den Verformungsfähigkeiten ist nochmals eine deutliche Reduzierung für alle betrachteten Konfigurationen zu erkennen. Grundsätzlich bestätigt der Trend somit die Erkenntnisse aus den vorhergehenden Abschnitten.



(*a*) l = 1,0 m - σ_0/f_k = 8 %

(*b*) l = 1,0 m - σ_0/f_k = 24 %

(*c*) l = 2,0 m - σ_0/f_k = 8 %

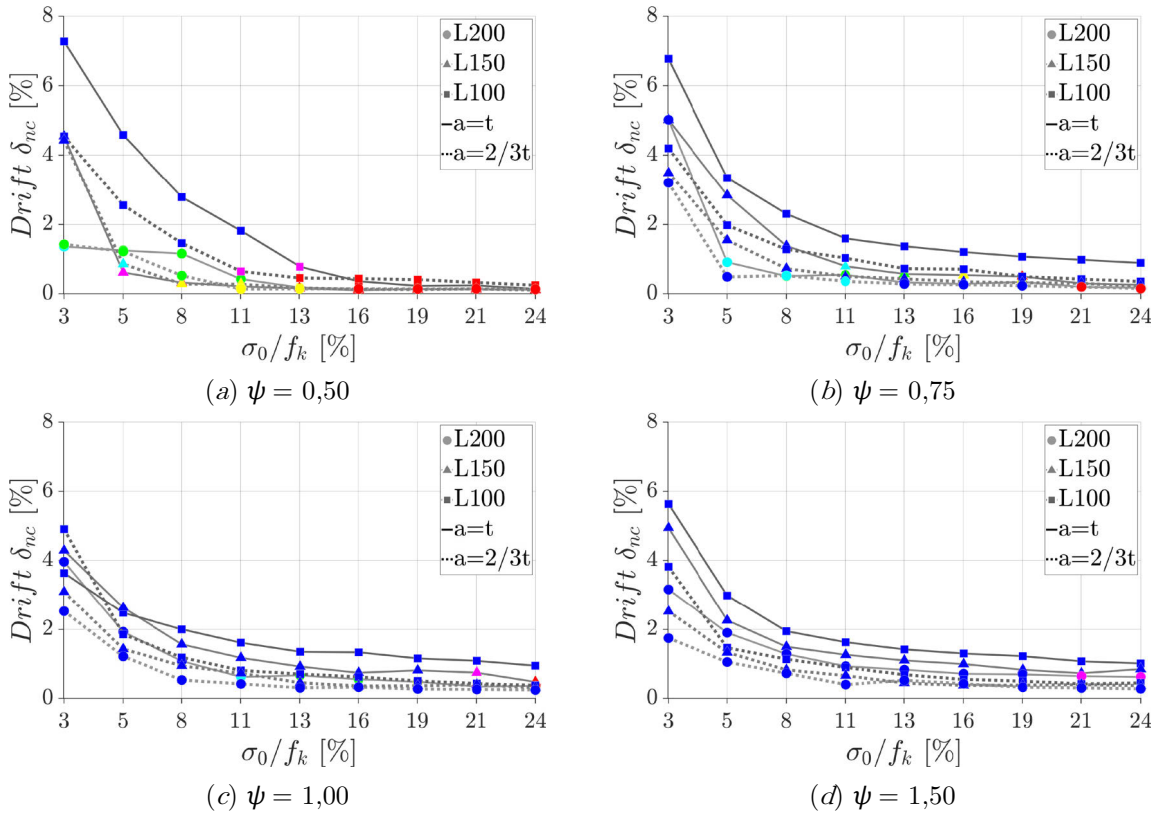
(*d*) l = 2,0 m - σ_0/f_k = 24 %

Abbildung 7.9: Last-Verformungskurven F_h – δ mit a = t, a = 2/3t und a = 1/2t

7.3.2 Verformungsfähigkeit

Da der Einfluss einer exzentrischen Vertikallasteinleitung bei der Bestimmung der zulässigen Verformungsfähigkeit von Mauerwerkswänden normativ bisher keinerlei Berücksichtigung

findet, erfolgt nachfolgend eine detaillierte Gegenüberstellung mit den Verformungswerten aus Abschnitt 6.2.5 für eine zentrische Lasteinleitung. Abbildung 7.10 gibt eine Übersicht der Ergebnisse der Variantenstudie für den Drift δ_{nc} nahe des Wandversagens mit Auflagertiefen von a = 2/3t und a = t. In jedem Diagramm für einen Momentenverteilungsfaktor sind jeweils die Verläufe für drei verschiedene Wandlängen über das Vertikallastniveau aufgetragen.



(*a*) $\psi = 0{,}50$ (*b*) $\psi = 0{,}75$

(*c*) $\psi = 1{,}00$ (*d*) $\psi = 1{,}50$

Abbildung 7.10: Übersicht der Verformungsfähigkeit δ_{nc} in Abhängigkeit des Vertikallastniveaus – Gegenüberstellung der effektiven Auflagertiefe $a = t$ und $a = 2/3t$ für verschiedene Momentenverteilungsfaktoren

Auf den ersten Blick weisen beide Auflagertiefen einen ähnlichen qualitativen Verlauf auf. Dabei ist aber eine generelle Reduktion der maximalen Verformungsfähigkeit mit abnehmender Auflagertiefe zu erkennen. Zur weiteren Analyse der Reduktionen zeigt Abbildung 7.11 den Verhältniswert der maximalen Verformungsfähigkeiten $\delta_{nc,a=t}/\delta_{nc,a=2/3t}$. Aufgrund der Wechsel der Versagensmechanismen bei voll- und teilaufgelagerten Decken ist die bisher verwendete Farbcodierung nicht mehr zweckmäßig. Stattdessen werden die Datenpunkte vereinfachend ausschließlich einem Momentenverteilungsfaktor zugeordnet. Zudem werden Trendlinien für die Momentenverteilungsfaktoren dargestellt, um die Tendenzen besser erfassen zu können.

Der Vergleich zeigt, dass Wände mit zentrischer Vertikallasteinleitung deutlich höhere Verformungskapazitäten als Wände mit exzentrischer Vertikallasteinleitung aufweisen. In Bereichen niedriger Vertikallastniveaus liegt das Verhältnis unabhängig vom Momentenverteilungsfaktor auf ungefähr gleichem Niveau bei etwa 1,5. Mit Zunahme des Vertikallastniveaus weichen die Verhältniswerte in Abhängigkeit des Momentenverteilungsfaktors immer mehr voneinander ab. Ursache für die Abweichungen ist besonders in den Übergangsbereichen der

Versagensmechanismen ein auftretender Wechsel von Schub- zu Biegeversagen bei a = 2/3t. Während bei hohen Momentenverteilungsfaktoren die Verhältniswerte bis zu 2,5 ansteigen, treten bei Wänden mit einem Momentenverteilungsfaktor von $\psi = 0{,}5$ auch Verhältniswerte von kleiner 1,0 auf, was einer Zunahme der Verformungsfähigkeit bei exzentrischer Lasteinleitung entspricht. Der Grund hierfür liegt in der Zunahme des Biegeverformungsanteils der am Wandfuß stärker beanspruchten Wandscheiben bei exzentrischer Auflagersituation. Grundsätzlich ist zu beachten, dass die Reduktion der Verformungsfähigkeiten immer unter Berücksichtigung der tatsächlich eingetretenen Versagensmechanismen bei voll- und teilaufgelagerter Decke erfolgen muss. Für die weitergehende Bewertung der Einflussparameter auf die Verformungsfähigkeit werden analog zu den Abschnitten 6.2.5.1 und 6.2.5.2 nachfolgend das Biege- und Schubversagen getrennt betrachtet.

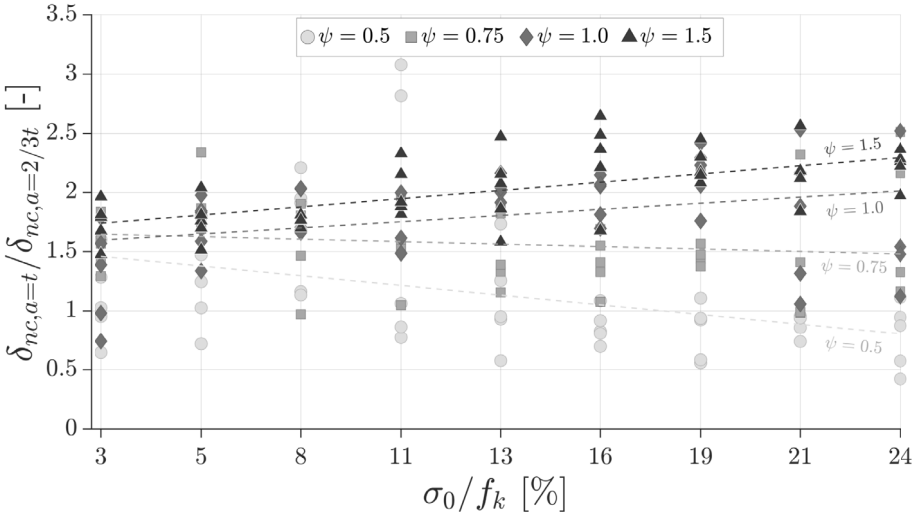


Abbildung 7.11: **Verhältniswerte $\delta_{nc,a=t}/\delta_{nc,a=2/3t}$ in Abhängigkeit des Vertikallastniveaus und des Momentenverteilungsfaktors**

7.3.2.1 Verformungsfähigkeiten für Biegeversagen

Die Verformungsfähigkeiten für Biegeversagen sind in Abbildung 7.12 in Abhängigkeit des vertikalen Auflastniveaus für verschiedene Schubschlankheiten dargestellt. Ähnlich zum Verformungsverhalten voll aufgelagerter Decken in Abbildung 6.22 stellt sich ein nichtlinearer Verlauf in Abhängigkeit der vertikalen Auflastniveaus ein. Der Vergleich der Regressionsfunktionen mit den Normkriterien für Biegeversagen nach DIN EN 1998-1/NA [6] verdeutlicht die geringere Verformungsfähigkeit bei Teilauflagerung der Decke. Tatsächlich werden die normativen Grenzwerte ausschließlich bei sehr geringen Vertikallastniveaus erfüllt. Die normative Überschätzung nimmt dabei mit steigender Schubschlankheit weiter zu. Die normativen Regelungen sind somit für teilaufgelagerte Decken nicht mehr zutreffend.

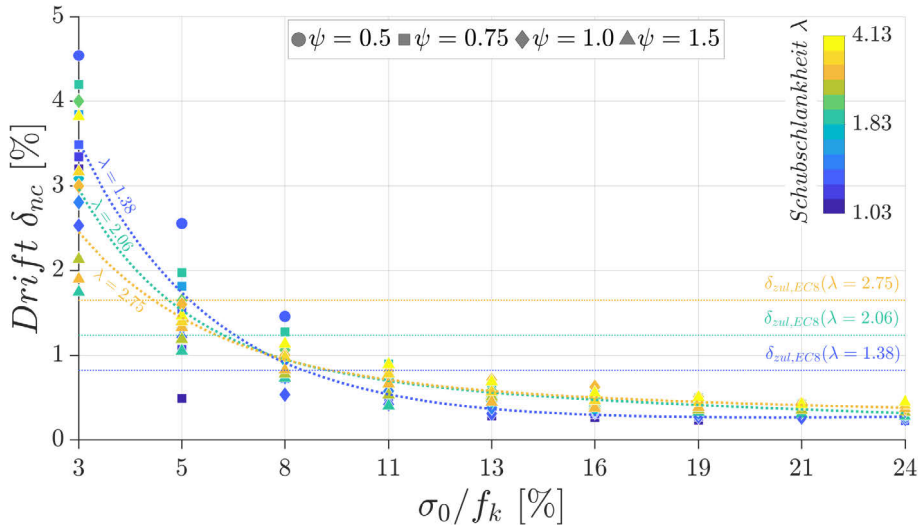


Abbildung 7.12: **Verformungsfähigkeit δ_{nc} (a = 2/3t) bei Biegeversagen in Abhängigkeit des Vertikallastniveaus und der Schubschlankheit: Vergleich der Ergebnisse der Variantenstudie mit DIN EN 1998-1/NA [6]**

7.3.2.2 Verformungsfähigkeiten für Schubversagen

Abbildung 7.13 zeigt die Verformungsfähigkeiten teilaufgelagerter Wände für Schubversagen in Abhängigkeit des vertikalen Auflastniveaus für unterschiedliche Wandschlankheiten. Ausgewertet wurden nur die Momentenverteilungsfaktoren $\psi = 0{,}5$ und $\psi = 0{,}75$, da sich bei exzentrischer Vertikallasteinleitung für höhere Momentenverteilungsfaktoren ein Biegeversagen einstellt. Die qualitativen Verläufe sind sehr ähnlich zu denen für Decken mit Vollauflagerung in Abbildung 6.23.

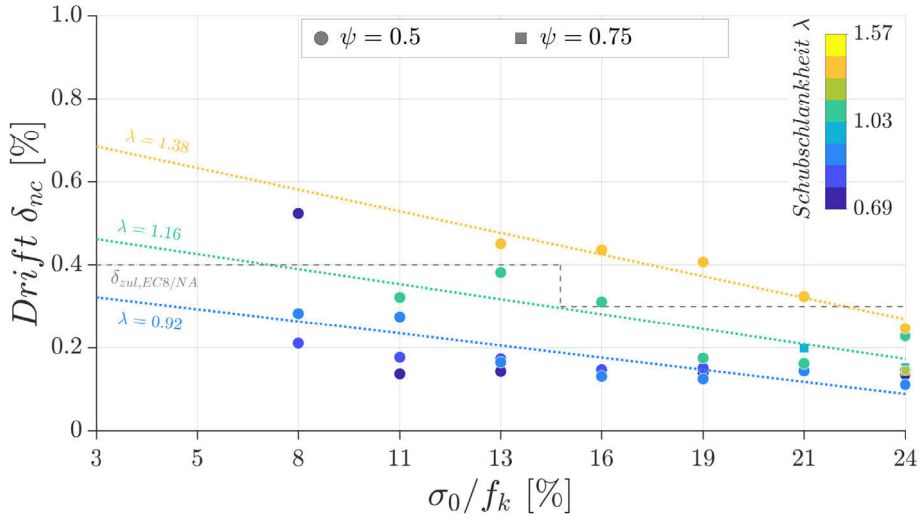


Abbildung 7.13: **Verformungsfähigkeit δ_{nc} (a = 2/3t) bei Schubversagen in Abhängigkeit des Vertikallastniveaus und der Schubschlankheit: Vergleich der Ergebnisse der Variantenstudie mit DIN EN 1998-1/NA [6]**

Für niedrige Schubschlankheiten ergeben sich lediglich geringfügige Abweichungen zur Vollauflagerung. Mit zunehmender Schubschlankheit nehmen die Abweichungen aber deutlich zu.

Der Vergleich mit den normativen Werten nach DIN EN 1998-1/NA [6] zeigt, dass die Norm die Verformungsfähigkeiten für kleinere Schubschlankheiten überschätzt. Wie schon beim Biegeversagen festgestellt, sind auch hier die normativen Regelungen für teilaufgelagerte Decken nicht zutreffend.

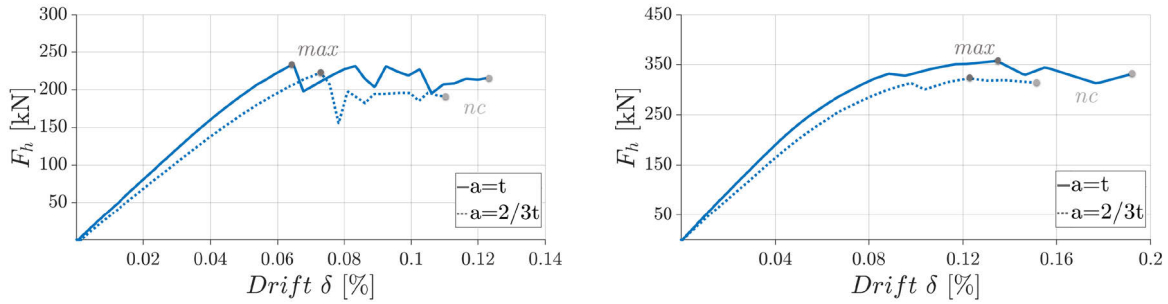
Da sich hier allgemein ein merklicher Einfluss auf die Verformungsfähigkeit für sämtliche Versagensmechanismen gezeigt hat, gilt es diesen in Zukunft normativ zu berücksichtigen. Vereinfacht bietet sich an diesen auf Grundlage der Gegenüberstellung in Abbildung 7.11 bei einer effektiven Auflagertiefe a = 2/3t mittels Abminderungsfaktor darzustellen. In Abhängigkeit des Momentenverteilungsfaktors und der Vertikallast wäre somit ein Faktor $\Delta_{\delta,a=2/3t}$ zwischen 0,75 und 2,5 denkbar.

7.4 Kontaktspannungen in den Lagerfugen

Der folgende Abschnitt untersucht die Ursachen für die festgestellten Reduktionen der Trag- und Verformungsfähigkeiten durch die Teilauflagerung der Decken. Dazu werden die Kontaktspannungen entlang der Lagerfugen ausgewertet und gegenübergestellt. Die Analyse erfolgt für Biege- und Schubversagen an den maßgebenden Nachweisorten, die in Abschnitt 7.2 erläutert wurden. Für das Schubversagen ist demnach der Bereich geringer Momentenbeanspruchung maßgebend, wohingegen das Biegeversagen im Ecksteinbereich am Wandfuß auftritt. Da bei der Untersuchung der Versagensmechanismen in Abschnitt 7.2 bereits eine Veränderung der Spannungsverteilung über die Wanddicke festgestellt wurde, ist eine zweidimensionale Betrachtungsweise der Spannungsverteilungen analog zu Abschnitt 6.3 unzureichend. Deshalb werden die Spannungen im Folgenden mit dreidimensionalen Darstellungen in den Kontaktflächen detailliert untersucht.

7.4.1 Lagerfugenspannungen im Momentennullpunkt (Schubversagen)

Als charakteristischer Versagensort für auf Schub versagende Wände wird der Momentennullpunkt auf der Höhe h_0 in der Wand herangezogen, der bei zentrischer Einleitung der Vertikalkräfte eine über die Wandlänge konstante Normalspannungsverteilung aufweist. Im Folgenden werden die Veränderungen der Spannungsverteilungen in den Lagerfugen bei teilaufgelagerten Decken für den Grenzzustand *max* für zwei Referenzwände mit den Längen 1,5 m und 2,0 m detailliert analysiert. Abbildung 7.14 zeigt die Last-Verformungskurven für diese Wände. Die betrachteten Wände zeigen bei teilaufgelagerter Decke mit a/t = 2/3 eine Reduktion der Verformungsfähigkeiten von 10 % für die 1,5 m lange Wand und von 14 % für die 2,0 m lange Wand. Die Abminderung der Tragfähigkeiten der betrachteten Wände liegt zwischen 5 und 10 %.



(*a*) $l = 1{,}5$ m - $\sigma_0/f_k = 24$ % - $\psi = 0{,}50$ (*b*) $l = 2{,}0$ m - $\sigma_0/f_k = 24\%$ - $\psi = 0{,}75$

Abbildung 7.14: Last-Verformungskurven F_h – δ mit Schubversagen im Momentennullpunkt

In Tabelle 7.2 und Tabelle 7.3 sind die Normal- und Schubspannungsverteilungen in der Lagerfugen am Wandfuß für den Grenzzustand *max* im Vergleich zum zentrischen Fall ($a = t$) auf der Höhe h_0 für die Referenzwände dargestellt. Aus dem Vergleich der Lagerfugenspannungen geht eindeutig hervor, dass sich keine wesentlichen Unterschiede zwischen Normal- und Schubspannungsverteilungen durch eine Teilauflagerung einstellen. Durch die Lastausbreitung vom Auflager zur Wandmitte ist der Effekt der exzentrischen Vertikallasteinleitung auf die Normalspannungsverteilung im Momentennullpunkt vernachlässigbar. Bei den Schubspannungen ergeben sich leicht erhöhte Spannungswerte auf der Wandinnenseite, die aber keinen nennenswerten Einfluss auf die Schubtragfähigkeit haben. Auf Grund der geringen Abweichungen in den Spannungsverteilungen auf Höhe des Momentennullpunkts werden das Steinzug- und Reibungsversagen, wie in Abbildung 7.7 gezeigt, hinsichtlich ihrer maximalen Tragfähigkeit kaum von der effektiven Auflagertiefe beeinflusst. Da bereits bei einem Momenentenverteilungsfaktor von $\psi = 0{,}75$ für die im Rahmen der Variantenstudie untersuchten Wände fast ausschließlich Biegeversagen auftritt, besitzt die Aussage für den Einfluss Teilauflagerung auf die Schubtragfähigkeit für die Studie Gültigkeit. Diese Aussage ist jedoch nicht so zu interpretieren, dass die Tragfähigkeiten voll- und teilaufgelagerter Decken im Falle eines Schubversagens identisch sind. Dies ist, wie bereits in Abschnitt 7.2.2 erläutert, nicht der Fall, da sich die Druckstrebe nach Auftreten des ersten Steinzugsversagen in Wandmitte in steilere Druckstreben aufteilt und den Eckstein stärker beansprucht. Dies ermöglicht bei zentrischer Lasteinleitung eine weitere Laststeigerung, bei exzentrischer Lasteinleitung hingegen wird der Eckstein durch die sich einstellende unsymmetrische Beanspruchung stärker beansprucht, so dass eine Laststeigerung nicht oder nur in einem geringeren Umfang stattfinden kann.

Tabelle 7.2: **Vergleich der Kontaktspannungen für l = 1,5 m, σ_0/f_k= 24 %, ψ = 0,5**

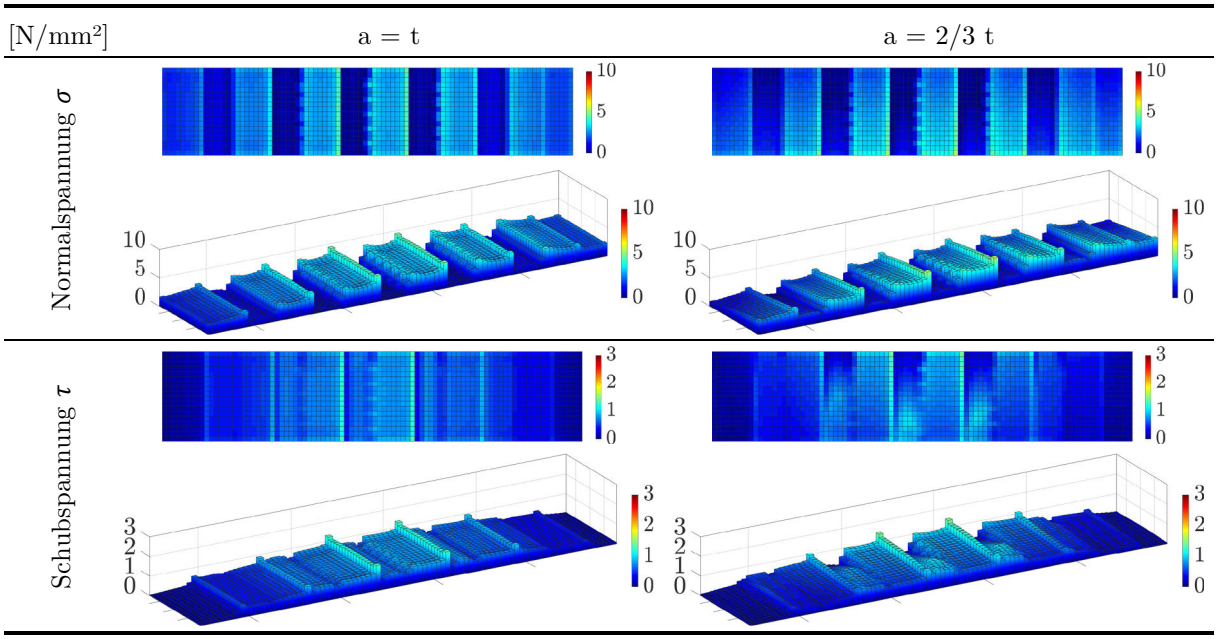
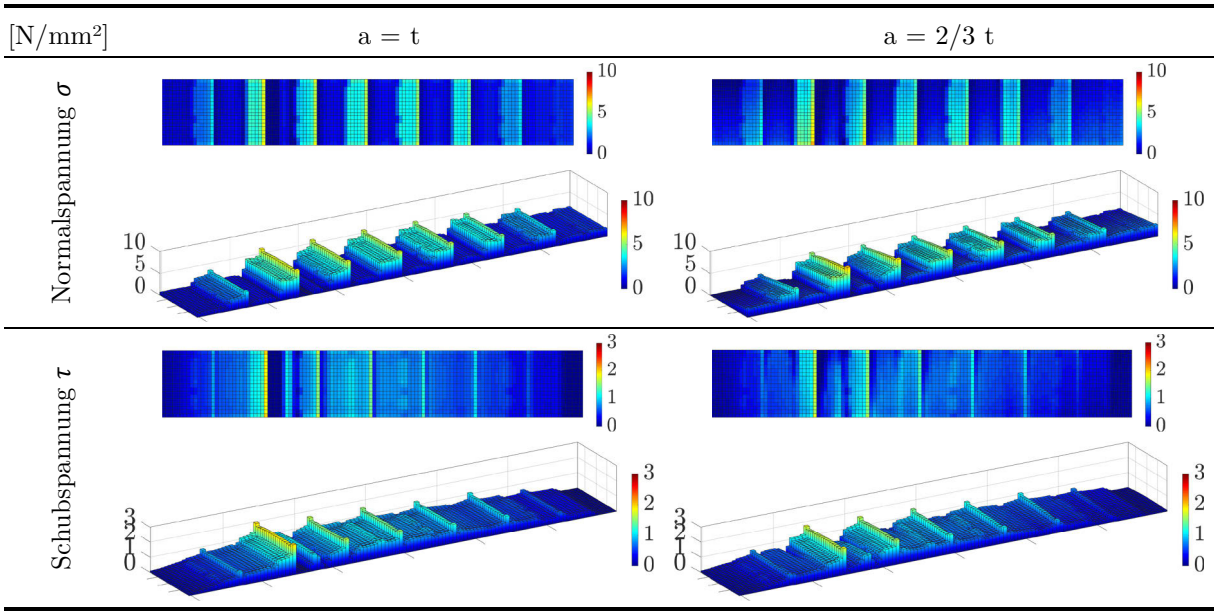


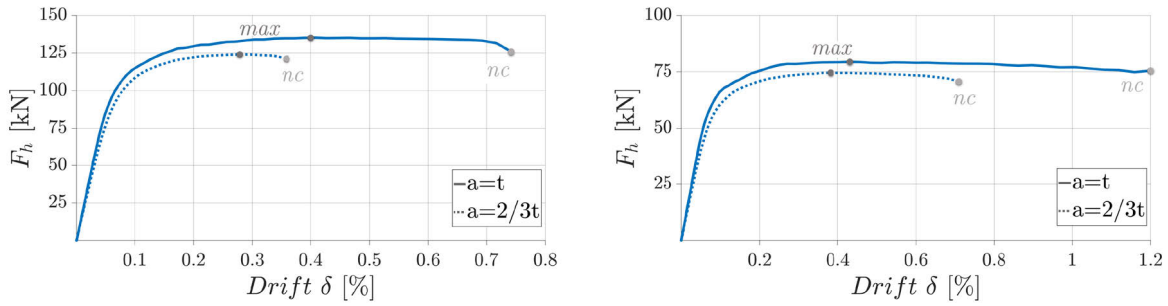
Tabelle 7.3: **Vergleich der Kontaktspannungen für l = 2,0m, σ_0/f_k= 24%, ψ = 0,75**



7.4.2 Lagerfugenspannungen am Wandfuß (Biegeversagen)

Das Biegeversagen tritt maßgeblich im Ecksteinbereich am Fuß der Wand auf, da dort die größte Momentenbeanspruchung mit hohen lokalen Spannungskonzentrationen vorliegt. Die Spannungskonzentrationen werden durch die gleichzeitige Wirkung eines Momentes senkrecht zur Wand infolge exzentrisch eingeleiteter Vertikalkräfte am Wandkopf durch die Reduktion der Auflagerfläche nochmals vergrößert. Dies betrifft insbesondere schubschlanke Wände mit hohen Vertikallastniveaus. Eine Untersuchung der überdrückten Flächen wird an dieser Stelle als nicht zielführend bewertet, da auf Grund der unterschiedlichen Einflussfaktoren keine allgemeingültige Aussage über den Einfluss einer exzentrischen Vertikallast auf eine Reduktion

der überdrückten Querschnittsfläche bei Biegeversagen getroffen werden kann. Analog zum vorhergehenden Abschnitt werden stattdessen die tatsächlich auftretenden Spannungsverteilungen in der Kontaktfläche im Grenzzustand *max* für zwei Referenzwände mit den Längen 1,0 m und 1,5 m detailliert analysiert. Abbildung 7.15 zeigt die Last-Verformungskurven für diese Wände. Die betrachteten Wände zeigen bei teilaufgelagerter Decke mit a/t = 2/3 eine Reduktion der Verformungsfähigkeiten zwischen 41 und 51 %. Diese Abminderung liegt in dem Bereich des durchgeführten experimentellen Ergebnisvergleichs in Abschnitt 7.1. Die Abminderung der Tragfähigkeiten liegt zwischen 6 und 9 %.



(*a*) l = 1,5m - σ_0/f_k= 16% - ψ=1,0 (*b*) l = 1,0m - σ_0/f_k= 16% - ψ=0,75

Abbildung 7.15: Last-Verformungskurven F_h – δ mit Biegeversagen am Wandfuß

In Tabelle 7.4 und Tabelle 7.5 sind die Normal- und Schubspannungsverteilungen in der Lagerfuge am Wandfuß für den Grenzzustand *max* im Vergleich zum zentrischen Fall ($a = t$) dargestellt. Die Normal- und Schubspannungsverteilungen zeigen deutlich die Veränderung der Spannungsverteilungen durch die Teilauflagerung. Die Normalspannungen nehmen zu, weisen einen unsymmetrischen Verlauf auf und die überdrückte Länge in Wandrichtung nimmt zu. Die Schubspannungsverteilung passt sich der Veränderung der überdrückten Flächen an, womit die Schubspannungen über eine reduzierte Fläche übertragen werden. Die erhöhten Druckspannungen führen aufgrund der Normalkraft-Querkraft-Interaktion zu einer abgeminderten Resttragfähigkeit in Schubrichtung. Die Normalspannungsverteilungen zeigen darüber hinaus, dass sich Spannungsumlagerungen einstellen, die nicht durch eine einfache Reduktion der Auflagerfläche und eine lineare Steigerung der Spannungen für den Restquerschnitt beschreiben lassen. Die Spannungsumlagerungen werden im Folgenden durch eine genauere Analyse des Ecksteinbereichs untersucht.

Tabelle 7.4: **Vergleich der Kontaktspannungen für $l = 1{,}5\text{m}$, $\sigma_0/f_k = 16\%$, $\psi = 1{,}0$**

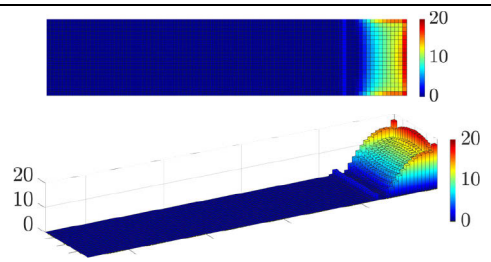
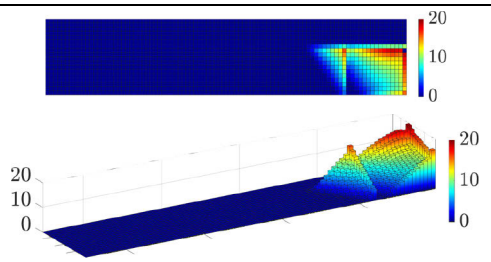
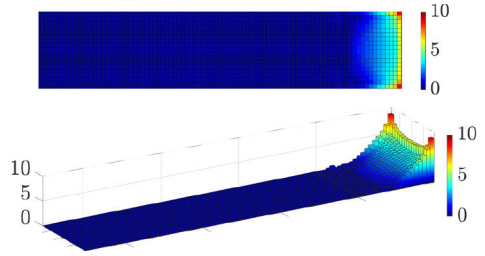
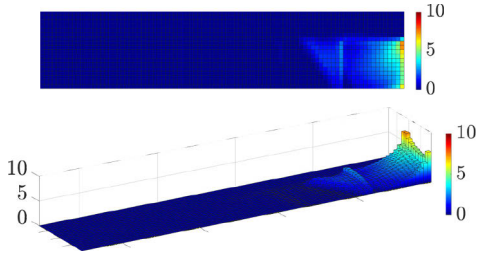
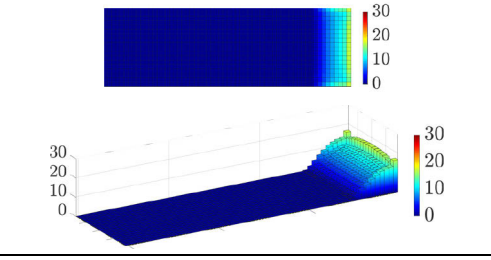
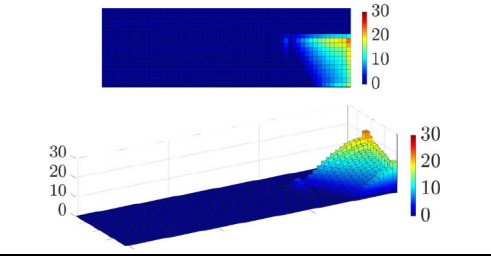
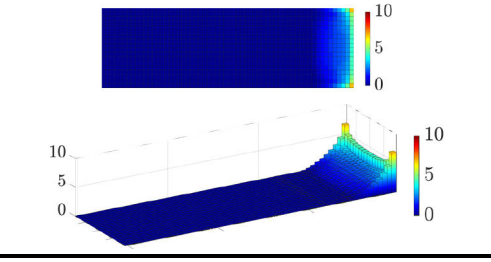
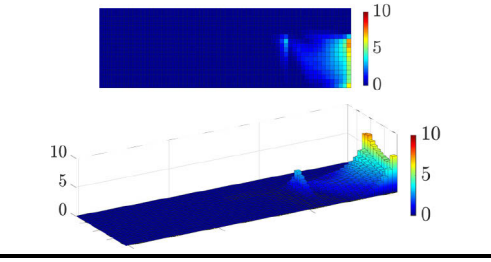
[N/mm²]	a = t	a = 2/3 t
Normalspannung σ		
Schubspannung τ		

Tabelle 7.5: **Vergleich der Kontaktspannungen für $l = 1$ m, $\sigma_0/f_k = 16\%$, $\psi = 0{,}75$**

[N/mm²]	a = t	a = 2/3 t
Normalspannung σ		
Schubspannung τ		

In Abbildung 7.16 zeigt die Trajektorien der Hauptdruckspannungen für eine gering belastete Wand mit einem Vertikallastniveau von $\sigma_0/f_k = 8$ % und einer Länge von 2 m im Grenzzustand *max* mit und ohne Teilauflagerung.

Der Vergleich der Spannungsverteilungen zeigt für die Vorderseite der Wand sehr ähnliche Verläufe. Die Spannungen bilden in beiden Fällen Druckstreben aus, die diagonal über die Wand verlaufen und sich am Wandfuß bündeln. Unter einer zentrischen Vertikalbelastung sind die Spannungen über die Wanddicke konstant und die maximalen Spannungen treten am äußeren Rand des Ecksteins auf. Die Trajektorien verlaufen somit in vertikaler Richtung.

Bei exzentrischer Vertikallasteinleitung stellt sich die Spannungsverteilung über die Wanddicke hingegen komplexer dar. Es findet eine Umlagerung der Druckspannungen im Eckbereich statt,

wodurch der Eckstein entlang des Auflagerrands erhöhte Druckspannungen erfährt. Die Druckspannungen am Auflagerrand reichen weiter in die Wand hinein und stellen sich somit in Bereichen ein, die unter zentrischer Vertikallast nicht überdrückt waren. Es bildet sich ein punktuelles Druckspannungsmaximum im Eckbereich aus. Die Spannungsumlagerung findet über einen kurzen Bereich statt. Wie in Abbildung 7.16 zu sehen, beträgt die effektive Lastausbreitungslänge etwa eine Steinhöhe. Aus den Druckspannungsspitzen resultieren erhöhte Querzugspannungen senkrecht zur Auflagerkante, die den Mauerstein in der Wandebene aufspalten und zum Abplatzen der freistehenden Steintiefe führen. Diese Art des Versagens ist auch in den Versuchsergebnissen der teilaufgelagerten Wände in Kapitel 4 beschrieben.

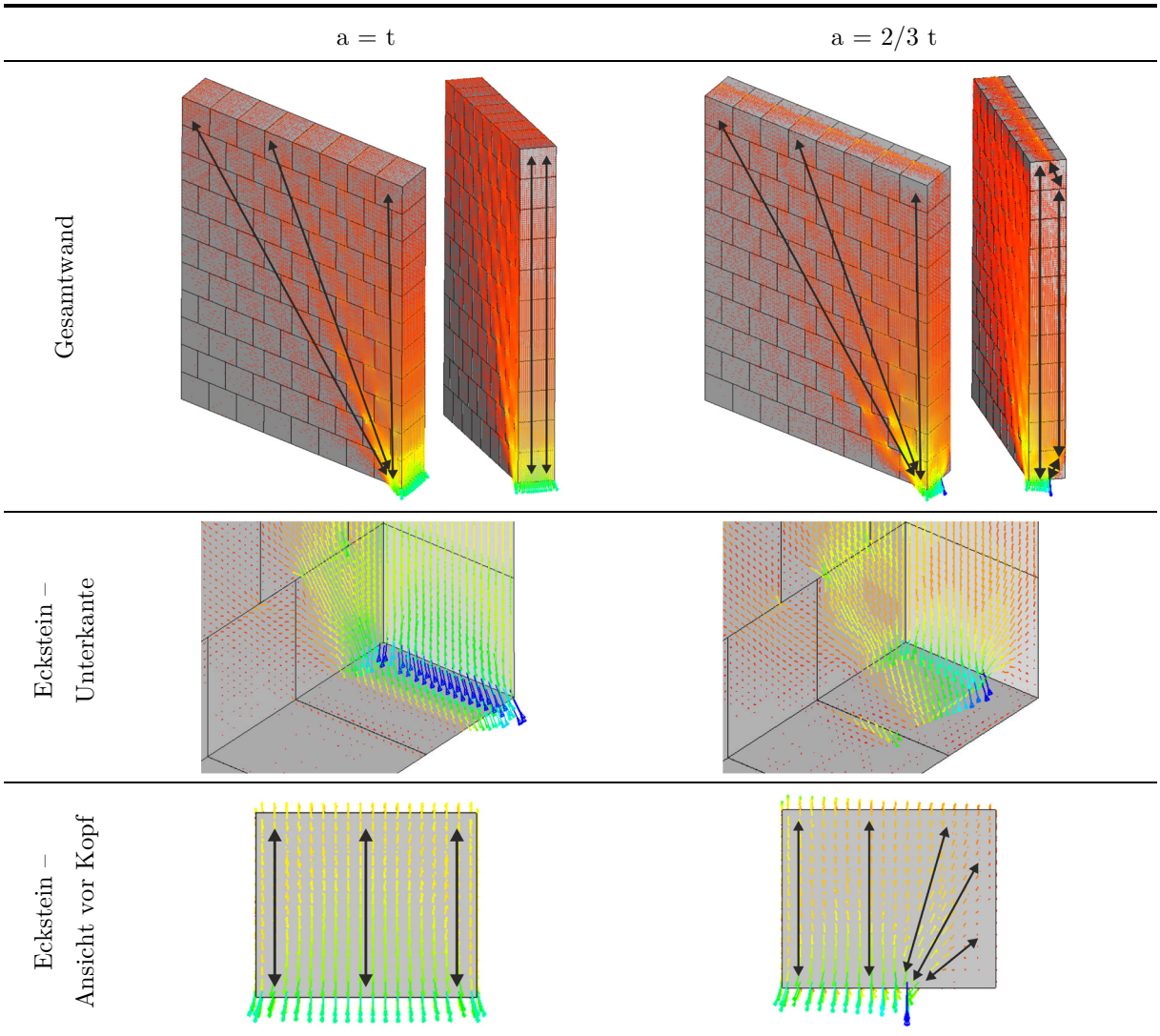


Abbildung 7.16: Spannungstrajektorien im Ecksteinbereich – $l = 2{,}0$ m, $\sigma_0/f_k = 8$ %, $\psi = 1{,}0$

In Abbildung 7.17 wird die beschriebene Druckspannungsumlagerung am Wandfuß vereinfacht anhand von Spannungsblöcken dargestellt. Der graue Bereich beschreibt die Spannungen, die sowohl im zentrischen als auch im unsymmetrischen Spannungszustand bei exzentrischer Lasteinleitung identisch sind. Der gelbe Bereich beschreibt die Spannungen, die infolge einer Teilauflagerung umgelagert werden. Es ist sehr gut erkennbar, dass die Spannungen ansteigen

durch die Reduktion der Auflagerfläche ansteigen. Weiterhin ist das Anwachsen des überdrückten Bereichs in Wandrichtung erkennbar.

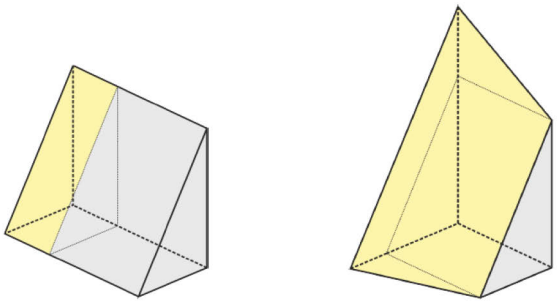


Abbildung 7.17: Spannungsumlagerung im Ecksteinbereich am Wandfuß

7.5 Korrekturfaktor zur Berücksichtigung der Ziegelanisotropie

7.5.1 Untersuchung des Einflusses der Anisotropie des Mauersteins

Im direkten Vergleich mit den experimentellen Untersuchungen der Wände aus Kapitel 4 zeigten sich bereits bei der Validierung des numerischen Modells in Abschnitt 5.5 Unterschiede für die Wände mit exzentrischer Lasteinleitung. Die Modelle überschätzten die Tragfähigkeit der Wände mit exzentrischer Vertikallasteinleitung, sodass der quantitative Einfluss der teilweisen Deckenauflagerung nur eingeschränkt abgebildet werden konnte. Da die Unterschiede im Tragverhalten zwischen voller und teilweiser Deckenauflagerung im vorigen Abschnitt maßgeblich auf die unsymmetrische Spannungsverteilung über die Wanddicke im Eckbereich zurückgeführt werden konnten, wird im Folgenden dieses Detail nochmals hinsichtlich des Einflusses der Anisotropie des Mauersteins bewertet.

Die durch die Hochlochung hervorgerufene Anisotropie des Mauersteins (Abbildung 4.1) wurde auf Grund der erforderlichen Modellvereinfachungen in den numerischen Modellen für die Wände nicht berücksichtigt. Wie in Kapitel 5.2 erläutert, wurde der Mauerstein als homogenes Material mit einem isotropem Materialmodell abgebildet. Untersuchungen zum Einfluss des Lochbildes auf die Festigkeitseigenschaften von Mauerwerk von Schlegel [7], Hannawald et al. [10], Kiefer et al. [11] und Wilding et al. [12] zeigen die anisotropen Eigenschaften deutlich auf.

Deshalb liegt die Vermutung nahe, dass die sich einstellende unsymmetrische Spannungsverteilung über die Wanddicke auch von der Anisotropie des Mauersteins beeinflusst wird. Zur Untersuchung des Einflusses der Anisotropie erfolgt eine Vergleichsberechnung mit einem elastisch-orthotropen Materialmodell auf Basis der von Hannawald et al. [10] angegebenen Materialkennwerte. Die effektiven orthotropen Elastizitätskennwerte zur Beschreibung des anisotropen Verhaltens werden für die von Hannawald angegebenen Materialkennwerte des Hochlochziegels T16 nach Tabelle 7.6 angesetzt.

Tabelle 7.6: Effektive, orthotrope Elastizitätskennwerte für den Hochlochziegel T16 [10]

E_x	E_y	E_z	G_{xy}	G_{xz}	G_{yz}	ν_{xy}	ν_{xz}	ν_{yz}
		[N/mm²]					[-]	
2060	4090	7430	370	1550	2810	0,14	0,10	0,10

Die Vergleichsrechnung wird für zwei Wände mit der Länge von 2 m und den Auflastniveaus von $\sigma_0/f_k = 8$ % und $\sigma_0/f_k = 16$ % durchgeführt. Die Ergebnisse der Last-Verformungskurven bei Ansatz isotropen Materials und bei Ansatz orthotroper Materialeigenschaften sind in Abbildung 7.18 dargestellt.

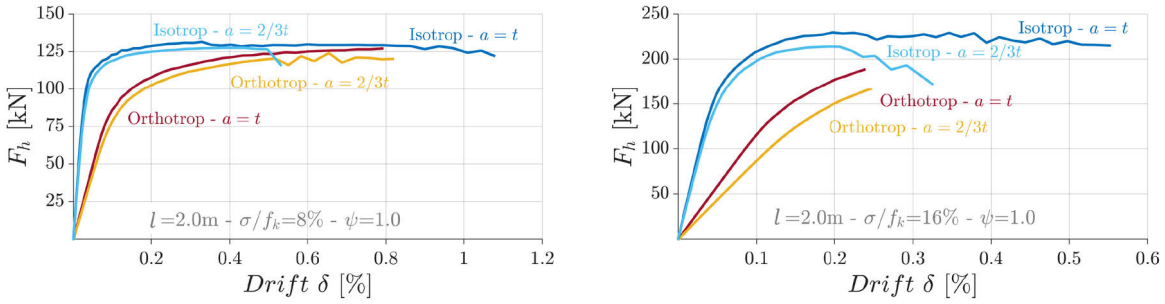


Abbildung 7.18: Einfluss der Materialisotropie auf die Kraft-Verformungskurven

Die Gegenüberstellung zeigt, dass die Abminderung der Tragfähigkeit bei einer Teilauflagerung a = 2/3t für orthotrope Materialien stärker ausfällt als für isotrope Materialien. Bei einem niedrigen Auflastniveau von $\sigma_0/f_k = 8$ % betragen die Verhältniswerte der beiden Auflagertiefen der maximalen Tragfähigkeit ΔF_{max} für ein isotropes Materialmodell 1,023 und für ein orthotropes Materialmodell 1,043. Wie bereits erläutert, zeigen die Verhältniswerte, das die Tragfähigkeit bei niedrigen Auflastniveaus weniger beeinflusst wird. Bei dem höheren Auflastniveau betragen die Verhältniswerte 1,075 und 1,16. Die entsprechenden Zahlenwerte des Vergleichs sind Tabelle 7.7 zusammengestellt.

Tabelle 7.7: Maximale Tragfähigkeiten F_{max} für isotropes und orthotropes Materialverhalten

		$l = 2{,}0\text{m} - \psi = 1{,}0$					
		$\sigma_0/f_k = 8\%$			$\sigma_0/f_k = 16\%$		
		Exp	Isotrop	Orthotrop	Exp	Isotrop	Orthotrop
$F_{max,a=t}$	[kN]	-	131	120	224,5	230	182
$F_{max,a=2/3t}$	[kN]	-	128	115	190,3	214	157
ΔF_{max}	[-]	-	1,023	1,043	1,18	1,075	1,16

Die zunehmende Tragfähigkeitsreduktion bei steigender Vertikallast bestätigt den in Abbildung 7.7 dargestellten qualitativen Zusammenhang. Mit Darstellung der Spannungsverteilung anhand der Trajektorien der Hauptdruckspannungen in Abbildung 7.19 kann die Auswirkung der

Materialorthotropie grafisch verdeutlich werden. Es zeigt sich, dass die Einschnürungswirkung am Eckstein aufgrund des Lochbildes in der Realität über eine deutlich längere Strecke verläuft. Die im Lochbild über die Steintiefe versetzten Querstege behindern die Ausbildung einer schrägen Druckstrebe. In der Folge wird die Druckstrebe steiler, wodurch ein Versagen auf Querzug entlang der Auflagerkante begünstigt wird. Dieses Verhalten wurde in den in Kapitel 4.2.4 beschriebenen Wandversuchen mit teilaufgelagerter Decke beschrieben.

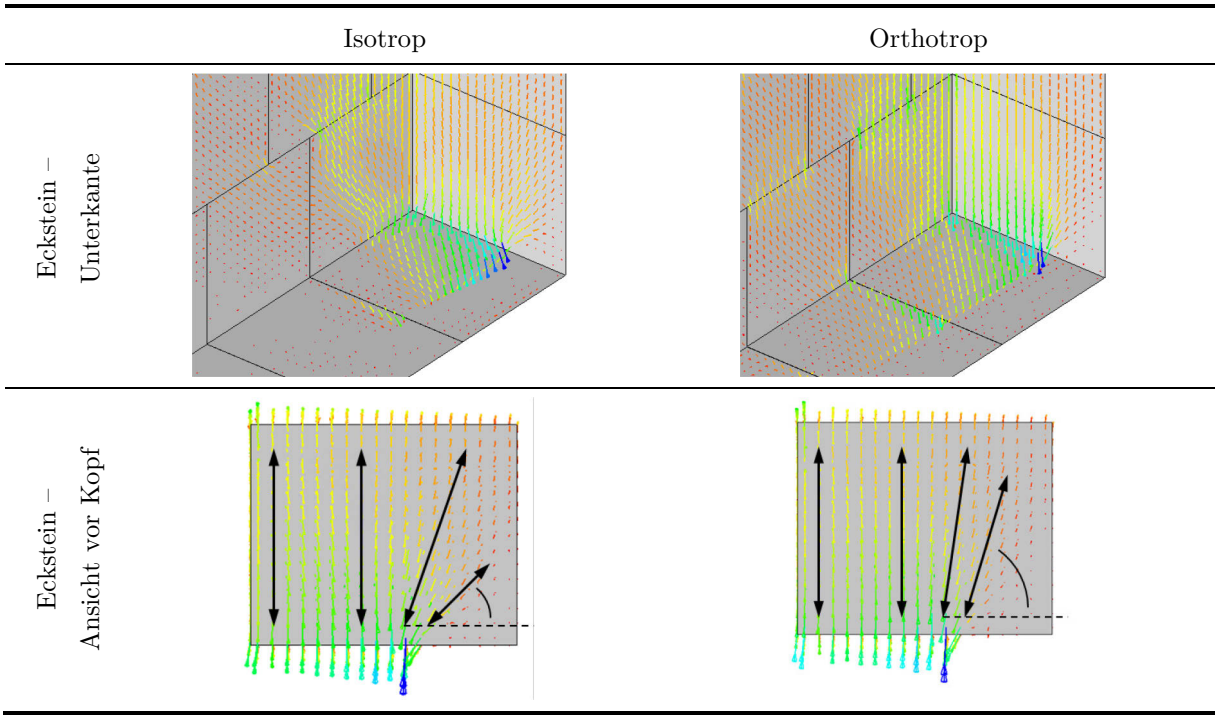


Abbildung 7.19: Spannungsverteilung im Ecksteinbereich – l = 2,0 m, σ_0/f_k = 8%, ψ = 1,0

Die vorgestellten Vergleichsrechnungen zum Einfluss der Anisotropie beschränkten sich auf Biegeversagensfälle. Es besteht jedoch auch beim Schubversagen noch weiterer Klärungsbedarf, da die Tragfähigkeiten mit den Modellen auch hier überschätzt wurden, obwohl in Abschnitt 7.4.1 gezeigt wurde, dass die Lagerfugenspannungen im Bereich des Momentennullpunktes vernachlässigbare Abweichungen aufweisen. Trotzdem zeigt der in Abbildung 7.20 dargestellte Vergleich der Wände 11 und 12 der in Abschnitt 4.2.4 zusammengestellten Versuchsergebnisse deutliche Unterschiede hinsichtlich der Trag- und Verformungsfähigkeiten. Dies ist darauf zurückzuführen, dass sich die Druckstrebe nach Auftreten des ersten Steinzugversagens im Bereich des Momentennullpunktes in weitere Druckstreben aufteilt und bei einer zentrischen Vertikallasteinleitung eine weitere Steigerung der Belastung möglich ist, bei dem der Eckstein durch die steileren Druckstreben höher beansprucht wird. Diese Laststeigerung ist auf Grund der ungünstigen unsymmetrischen Spannungsverteilung am Eckstein im Falle einer exzentrischen Vertikallasteinleitung nicht oder nur bedingt möglich. Dies bedeutet, dass die Kapazität für Schubversagen sich nicht ändert, aber der Nachbruchbereich auf Grund der Anisotropie ebenfalls deutlich unterschiedlich ist.

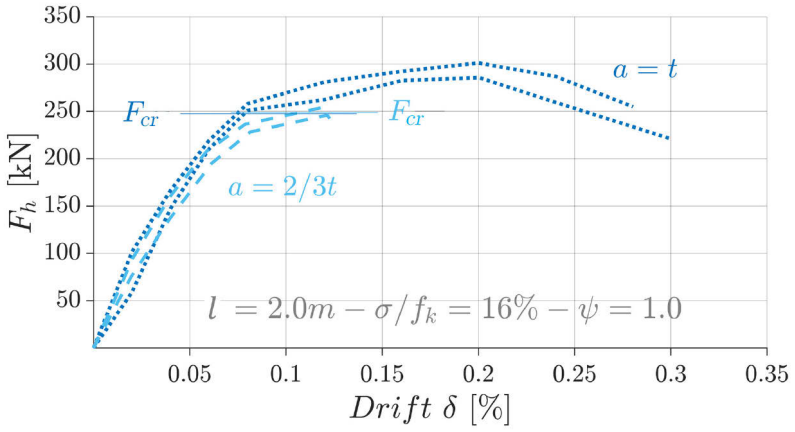


Abbildung 7.20: **Last-Verformungskurven der Schubwände 11 (a/t = 1,0) und 12 (a/t = 2/3t)**

7.5.2 Korrekturfaktor für die simulierten Tragfähigkeiten auf Grund experimenteller Daten

Die Betrachtungen in Abschnitt 7.5.1 haben den Einfluss der Anisotropie verdeutlicht, der dazu führt, dass die berechneten Last-Verformungskurven die Tragfähigkeiten überschätzen. Da die orthotropen Materialeigenschaften des Hochlochziegels T16 auf Grund des unterschiedlichen Lochbilds nicht direkt übertragen werden können, erfolgt die Ableitung des Korrekturfaktors aus dem Vergleich der experimentellen und numerisch ermittelten Maximallasten für die vier Wandversuche mit teilaufgelagerter Decke. Tabelle 7.8 fasst die Abminderungsfaktoren der vier Wandversuche zusammen.

Tabelle 7.8: **Korrekturfaktor der maximalen Tragfähigkeit F_{max} für a = 2/3t**

Wand	ψ	λ_v	σ_0/f_k	$\beta_{korr} = F^{exp.}_{max,a=2/3t}/F^{num.}_{max,a=2/3t}$
11	0,5	0,69	16 %	0,80
12	0,5	0,69	8 %	0,88
16	1,0	1,38	16 %	0,89
17	1,0	1,38	8 %	0,91

Aus den Reduktionsfaktoren werden die linearen Funktionen für unterschiedliche Schubschlankheiten mit den Stützstellen für die Vertikallastniveaus 8 % und 16 % abgeleitet. Da für Wandschlankheiten außerhalb des Wertebereichs von λ_v = 0,68 - 1,38 keine Extrapolation möglich ist, werden in diesen Fällen die oberen und unteren Grenzschlankheiten angesetzt. Die resultierenden Korrekturfunktionen $\beta_{korr}(\sigma_0/f_k,\ \lambda_v)$ sind in Abbildung 7.21 dargestellt.

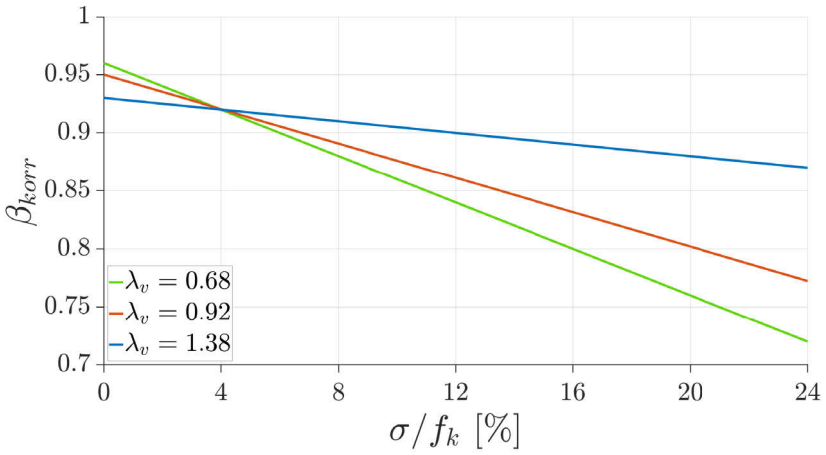


Abbildung 7.21: **Korrekturfunktionen $\boldsymbol{\beta_{korr}(\sigma_0/f_k, \lambda_v)}$**

Die zur Berücksichtigung der Anisotropie korrigierten Datenpunkte und Trendlinien für die Unterschiede der Tragfähigkeiten von voll- und teilaufgelagerten Decken zeigt Abbildung 7.22. Es wird deutlich, dass die Unterschiede in den Tragfähigkeiten sowohl von der Schubschlankheit als auch vom vertikalen Auflastniveau abhängig sind. Hierbei ist zu beachten, dass die Korrekturfunktionen für ein Schubversagen die Traglaststeigerungen im Nachbruchbereich durch Umlagerung der Druckstreben berücksichtigen. Die Schubtragfähigkeit für das Eintreten des Steinzugversagens in Wandmitte ändert sich auf Grund des geringen Einflusses auf die Spannungen in der Wand jedoch nicht.

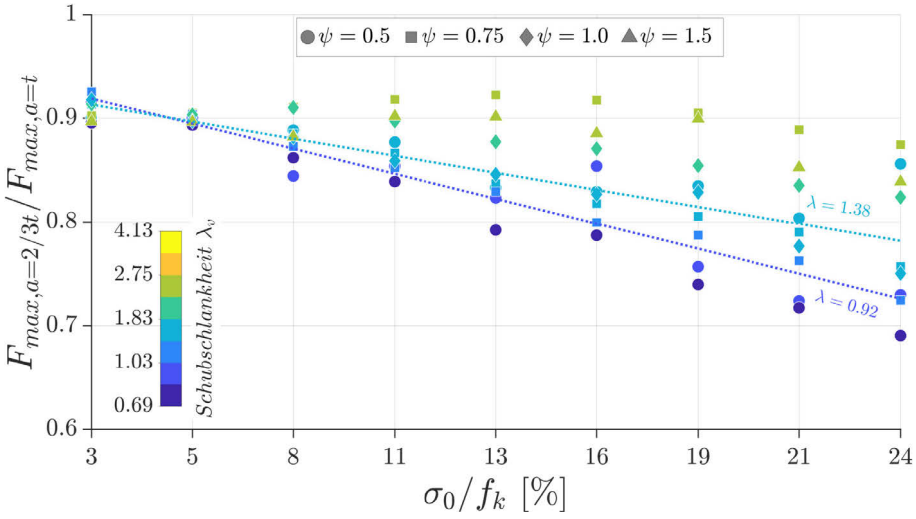


Abbildung 7.22: **Verhältnis $\boldsymbol{F_{max,a=2/3t}/F_{max,a=t}}$ in Abhängigkeit des Vertikallastniveaus unter Berücksichtigung der Schubschlankheit mit Anwendung der Korrekturfunktionen $\boldsymbol{\beta_{korr}(\sigma_0/f_k, \lambda_v)}$**

7.6 Zusammenfassung

In diesem Kapitel wurden die Ergebnisse der erweiterten Variantenstudie aus Kapitel 5.6 unter Berücksichtigung der exzentrischen Vertikallasteinleitung senkrecht zur Wandebene behandelt.

In der Studie wurde der Einfluss von Wandschlankheit, Vertikallastniveau, Momentenverteilungsfaktor ψ und das Verhältnis der effektiven Auflagertiefe zur Wanddicke a/t detailliert untersucht.

Durch eine Analyse der Versagensmechanismen konnte gezeigt werden, dass der Einfluss der Momentenverteilung in der Wand auf den maßgebenden Versagensfall bei einer verringerten effektiven Auflagertiefe gegenüber einer zentrischen Lasteinleitung deutlich zunimmt. Das Biegeversagen am Wandfuß dominiert nun bereits ab einem Momentenverteilungsfaktor von $\psi = 0{,}75$. Maßgebende Parameter für die Unterscheidung zwischen Biege- und Schubversagen sind weiterhin die Wandschlankheit und das Vertikallastniveau. Hinsichtlich des maßgebenden Versagensortes ergeben sich im Vergleich zur zentrischen Lasteinleitung indes keine wesentlichen Unterschiede. Schubversagen tritt im Bereich des Momentennullpunktes der Wand auf und Biegeversagen im Ecksteinbereich am Wandfuß.

Bei der Auswertung der Wandkapazitäten hinsichtlich Trag- und Verformungsfähigkeiten lässt sich eine deutliche Beeinflussung durch die reduzierte Auflagertiefe erkennen. Grundsätzlich kommt es zu einer Reduzierung der maximal aufnehmbaren Horizontalkraft in Abhängigkeit von der Schubschlankheit und dem Vertikallastniveau. Für größer werdende Schubschlankheiten und höhere Vertikallastniveaus nimmt die Reduzierung der Tragfähigkeiten im Vergleich zur zentrischen Lasteinleitung kontinuierlich zu. Auffällig ist hier, dass für maßgeblich auf Schub versagende Wände die Reduzierungen geringer ausfallen. Demgegenüber weisen Wände mit höheren Momentenverteilungsfaktoren und maßgeblichem Biegeversagen deutlich höhere Reduzierungen auf. Eine Interpretation der Unterschiede zwischen voll- und teilaufgelagerten Wänden ist somit immer nur mit Bezug auf den maßgebenden Versagensmechanismus möglich. Die betragsmäßigen Tragfähigkeitsunterschiede sind zudem nicht proportional zur effektiven Auflagertiefe, da sich Spannungsumlagerungen einstellen, die nicht durch eine einfache Reduktion der Auflagerfläche und eine lineare Steigerung der Spannungen für den überdrückten Restquerschnitt beschreiben lassen.

Die Verformungsfähigkeiten bei exzentrischer Vertikallasteinleitung nehmen generell mit kleiner werdender effektiver Auflagertiefe ab. Das Verhältnis reicht in Abhängigkeit des Momentenverteilungsfaktors von im Mittel 1,5 bei einem Momentenverteilungsfaktor von $\psi = 0{,}5$ bis zu 2,5 bei höheren Momentenverteilungsfaktoren. Die Verläufe der Driftwerte für eine exzentrische Vertikallasteinleitung in Abhängigkeit der Schubschlankheit und dem vertikalen Auflastniveau zeigen sowohl für Schub- als auch Biegeversagen qualitativ sehr ähnliche Verläufe zur zentrischen Lasteinleitung auf. In der Gegenüberstellung mit den normativen Grenzwerten der Verformungsfähigkeiten nach DIN EN 1998-1/NA [6] ergeben sich analog zu den Verformungsfähigkeiten für eine zentrische Lasteinleitung in Abschnitt 6.5.2 deutliche Widersprüche. So werden die maximalen Verformungsfähigkeiten für Biegeversagen ausschließlich bei kleineren Vertikallastniveaus auf der sicheren Seite abgebildet. Ansonsten überschätzt die Norm die Verformungsfähigkeiten, wobei die Abweichungen mit steigender Schubschlankheit zunehmen. Die Verformungsfähigkeiten teilaufgelagerter Wände bei Schubversagen im Bereich niedriger Schubschlankheiten weisen lediglich geringfügige Abweichungen zu den Wänden mit voller

Lagerung auf. Hier ist somit keine Anpassung der normativen Verformungsgrenzwerte zur Erfassung des Einflusses reduzierter Auflagertiefe erforderlich.

Auf Grundlage der Abgrenzung der Versagensmechanismen in Verbindung mit der Zuordnung eines eindeutigen Versagensortes erfolgte eine detaillierte Auswertung der Spannungen in den Kontaktflächen der Lagerfugen. Für den Nachweisort des Schubversagens gilt die Steinreihe auf Höhe der Momentennullstelle. Aus dem Vergleich der Normal- und Schubspannungsverteilungen geht eindeutig hervor, dass keine wesentlichen Unterschiede in Abhängigkeit der effektiven Auflagertiefe existieren. Diese Erkenntnis verifiziert die Beobachtung der geringen Tragfähigkeitsunterschiede für auf Schub versagende Wände.

Im Gegensatz dazu stellt sich die Spannungsverteilung am Wandfuß bei exzentrischer Lasteinleitung deutlich komplexer dar. In Folge der reduzierten Auflagertiefe kommt es im Ecksteinbereich zu einer Lastumlagerung wodurch der Stein über die gesamte Auflagerkante erhöhte Druckspannungen erfährt. Die erhöhten Druckspannungen führen aufgrund der Normalkraft-Querkraft-Interaktion zu einer abgeminderten Resttragfähigkeit in Schubrichtung. Die Normalspannungsverteilungen zeigen darüber hinaus, dass sich Spannungsumlagerungen einstellen, die nicht durch eine einfache Reduktion der Auflagerfläche und eine lineare Steigerung der Spannungen für den Restquerschnitt beschreiben lassen. Durch die Lokalisierung der Druckspannungen stellen sich senkrecht zur Auflagerkante erhöhte Querzugspannungen ein, die den Stein in der Wandebene aufspalten und zum Abplatzen der freistehenden Steintiefe führen.

Die detaillierte Analyse der Last-Verformungskurven zeigte, dass die Simulationen die Tragfähigkeiten im Falle einer reduzierten Auflagertiefe deutlich überschätzen. Als Ursache hierfür konnte durch Vergleichsberechnungen die Anisotropie des Ziegelsteins ausgemacht werden. Das durch das Lochbild stark orthotrope Materialverhalten des Mauersteins hat im Ecksteinbereich der Wand signifikanten Einfluss auf das Tragverhalten da die im Lochbild über die Steintiefe versetzten Querstege die Ausbildung einer schrägen Druckstrebe behindern. In der Folge wird die Druckstrebe steiler, so dass die Horizontaltragfähigkeit sinkt. Dieser Effekt wurde durch die Einführung eines Abminderungsfaktors erfasst, der aus dem Verhältnis der maximalen experimentellen und numerischen Schubtragfähigkeiten für eine reduzierte Auflagertiefe ermittelt wurde. Der Abminderungsfaktor liegt in dem Bereich von 0,73 bis 0,95.

8 BEMESSUNGSANSATZ FÜR AUSSTEIFENDE MAUERWERKSWÄNDE

Das Ziel dieses Kapitels ist es einen mechanisch nachvollziehbaren Bemessungsansatz für aussteifende Mauerwerkswände aufbauend auf den Erkenntnissen der Kapitel 6 und 7 abzuleiten. Der Bemessungsansatz soll die korrekte Abbildung der horizontalen Tragfähigkeit bei einem gleichzeitig übersichtlichem Berechnungsaufwand für die baupraktische Anwendung ermöglichen. Darüber hinaus werden auch Ansätze für die Verformungsfähigkeiten vorgestellt, die für die seismische Auslegung von Mauerwerksbauten mittels *Pushover*-Analysen benötigt werden. Die aktuellen normativen Bemessungskonzepte nach DIN EN 1996-1-1 [3] und DIN EN 1998-1/NA [6] sollen hinsichtlich der folgenden Aspekte optimiert und vervollständigt werden:

- Da sich die Identifizierung des maßgebenden Versagensmechanismus über ein Minimalkriterium als nicht korrekt herausgestellt hat, werden neue Abgrenzungskriterien für voll und teilaufgelagerte Decken zur Differenzierung von Biege- und Schubversagen eingeführt, die alle wesentlichen Einflussparameter erfassen.

- Die Nachweisstellen für Schub und Biegung sollen mechanisch begründet festgelegt werden. Bei der Festlegung der Nachweisstellen soll insbesondere die Gültigkeit der Schubbruchkriterien für Steinzug- und Reibungsversagen nach Mann/Müller [31] entsprechend ihrer zugrunde liegenden Randbedingungen berücksichtigt werden.

- Es soll ein Ansatz zur Berücksichtigung teilaufgelagerter Deckenplatten am Wand-Decken-Knoten entwickelt werden, um die planmäßig exzentrische Lasteinleitung senkrecht zur Wandebene auf das Schubtragverhalten von monolithischen Außenwänden aus Hochlochziegeln zu berücksichtigen.

- Auf Grundlage des Abgrenzungskriteriums werden die Verformungsfähigkeiten bei Schub- und Biegeversagen für voll- und teilaufgelagerte Decken zusammengestellt und mit den normativen Grenzwerten nach DIN EN 1998-1/NA [6] verglichen. Auf Grundlage des Vergleichs werden Empfehlungen zur Modifikation der normativen Verformungsfähigkeiten abgeleitet.

Die Zielsetzung ist somit die Optimierung und Ergänzung des vorhandenen normativen Nachweiskonzepts und nicht die Ableitung eines vollständig neuen Bemessungsansatzes.

8.1 Festlegung der Nachweisorte

Nach DIN EN 1996-1-1/NA [4] ist der Biegenachweis am Wandfuß, in Wandmitte und am Wandkopf und der Schubnachweis in Wandmitte und am Wandfuß durchzuführen. In Kapitel 6 wurde jedoch nachgewiesen, dass die Anwendung der Schubbemessung für Steinzugversagen in den klaffenden Randbereichen der Wand nicht korrekt ist. Dies deckt sich mit den Ergebnissen weiterer Studien, die in Abschnitt 3.2 vorgestellt wurden. Grund hierfür ist, dass das

Schubfestigkeitsmodell für Steinzugversagen nach Mann und Müller [31] auf einem symmetrischen Spannungszustand basiert, der in den Anschlussbereichen zur Decke nicht vorliegt. Weiterhin zeigten die in Kapitel 4 zusammengestellten Versuchsergebnisse, dass ein Steinzugversagen entlang der Druckstrebe in der Regel im mittleren Bereich der Wand auftritt. Basierend auf den Ergebnissen der Simulationen und Versuche wurde die Nachweissystematik mit den in Abbildung 8.1 und Abbildung 8.2 angegebenen Nachweisorten abgeleitet. Der Nachweis für Biegung ist weiterhin unverändert in allen Fällen für den Wandfuß (‚*WF*') und den Wandkopf (‚*WK*') zu führen. Der Nachweis für Schub (‚SS' und ‚SZ') ist für Momentenverteilungen mit dem Momentennullpunkt in der Wand ($0 \leq \psi \leq 1$) auf Höhe des Momentennullpunktes (‚Wh_0') durchzuführen. Liegt der Momentennullpunkt außerhalb der Wand ($\psi > 1$), so ist der Nachweis in Wandmitte (‚*WM*') zu führen. Die Nachweisgleichungen für Biegung und Schub nach Abschnitt 3.2 bleiben hierbei unverändert.

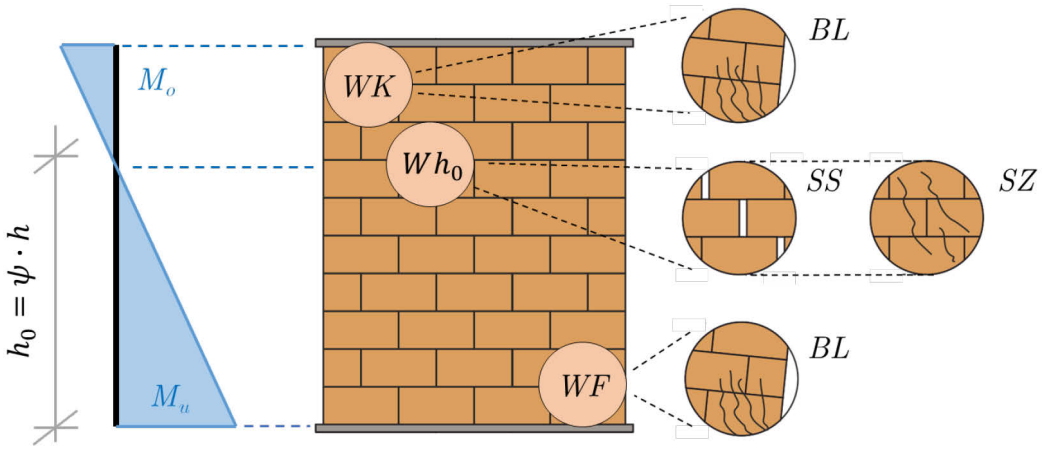


Abbildung 8.1: **Nachweissystematik für Schubwände für $h_0 \leq h$**

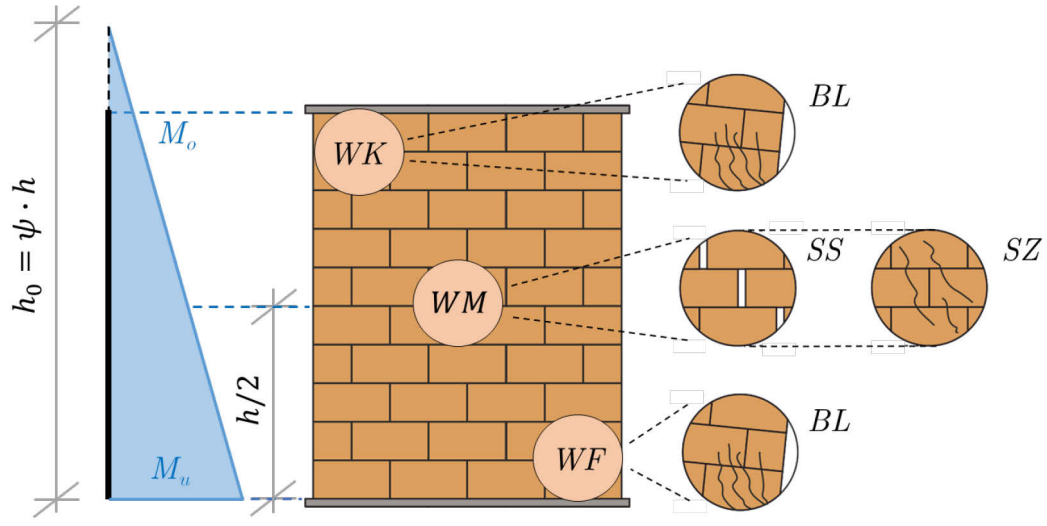
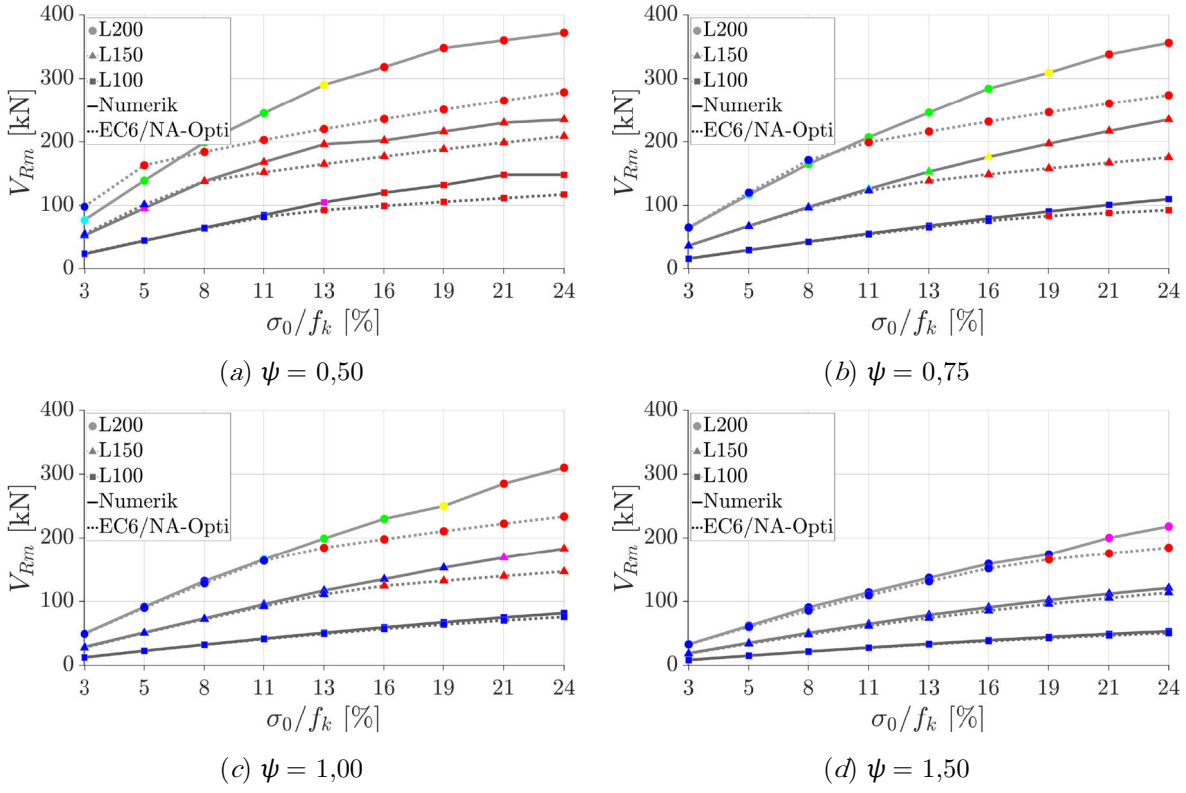


Abbildung 8.2: **Nachweissystematik für Schubwände für $h_0 > h$**

Abbildung 8.3 zeigt den Vergleich der maximalen Schubtragfähigkeiten auf Grundlage von Mittelwerten der Festigkeitswerte zwischen der vorgeschlagenen Nachweissystematik und den numerisch ermittelten Werten der Variantenstudie. Die Umrechnung der Materialfestigkeiten

von charakteristischen Werten auf Mittelwerte erfolgte nach Abschnitt 6.5 auf Basis der Werte aus Tabelle 6.11. Der Vergleich der Tragfähigkeiten ist für vier verschiedene Momentenverteilungsfaktoren jeweils für die Wandlängen 1,0 m, 1,5 m und 2 m in Abhängigkeit des vertikalen Auflastniveaus dargestellt. Die hinsichtlich der Nachweisorte verbesserte Bemessung liefert eine deutlich bessere Prognose der Versagensformen und führt zu höheren Tragfähigkeiten, die näher an den Ergebnissen der rechnerischen Variantenstudie liegen. Allerdings kommt es in den Übergangsbereichen der Versagensformen zu Abweichungen. Zudem fällt auf, dass die Tragfähigkeiten im Falle von Schubversagen für alle Wandlängen mit zunehmenden vertikalen Auflastniveau unterschätzt werden. Dies liegt an dem Nachweis für Steinzugversagen, der offensichtlich noch Optimierungspotential hat. Eine Optimierung des Steinzugnachweises ist aber nicht Gegenstand dieser Arbeit.



(*a*) $\psi = 0{,}50$ (*b*) $\psi = 0{,}75$

(*c*) $\psi = 1{,}00$ (*d*) $\psi = 1{,}50$

Abbildung 8.3: **Vergleich der mit Festigkeitsmittelwerten ermittelten Schubtragfähigkeiten V_{Rm} der Variantenstudie für a = t mit der hinsichtlich der Nachweisorte verbesserten normativen Bemessung nach DIN EN 1996-1/NA [4] für verschiedene Momentenverteilungsfaktoren**

Abbildung 8.4 zeigt die Gegenüberstellung der Schubtragfähigkeitskurven für Biegung und Schub infolge Steinzug- und Reibungsversagen an den Nachweisorten der vorgeschlagenen Nachweissystematik. Es zeigt sich, dass die Tragfähigkeiten bei einem Biegeversagen im Bereich geringer und mittlerer Auflastniveaus sehr gut abgebildet werden. Differenzen ergeben sich für die Schubtragfähigkeiten mit zunehmenden Vertikalastniveau, wobei diese für gedrungene Wände größer sind.

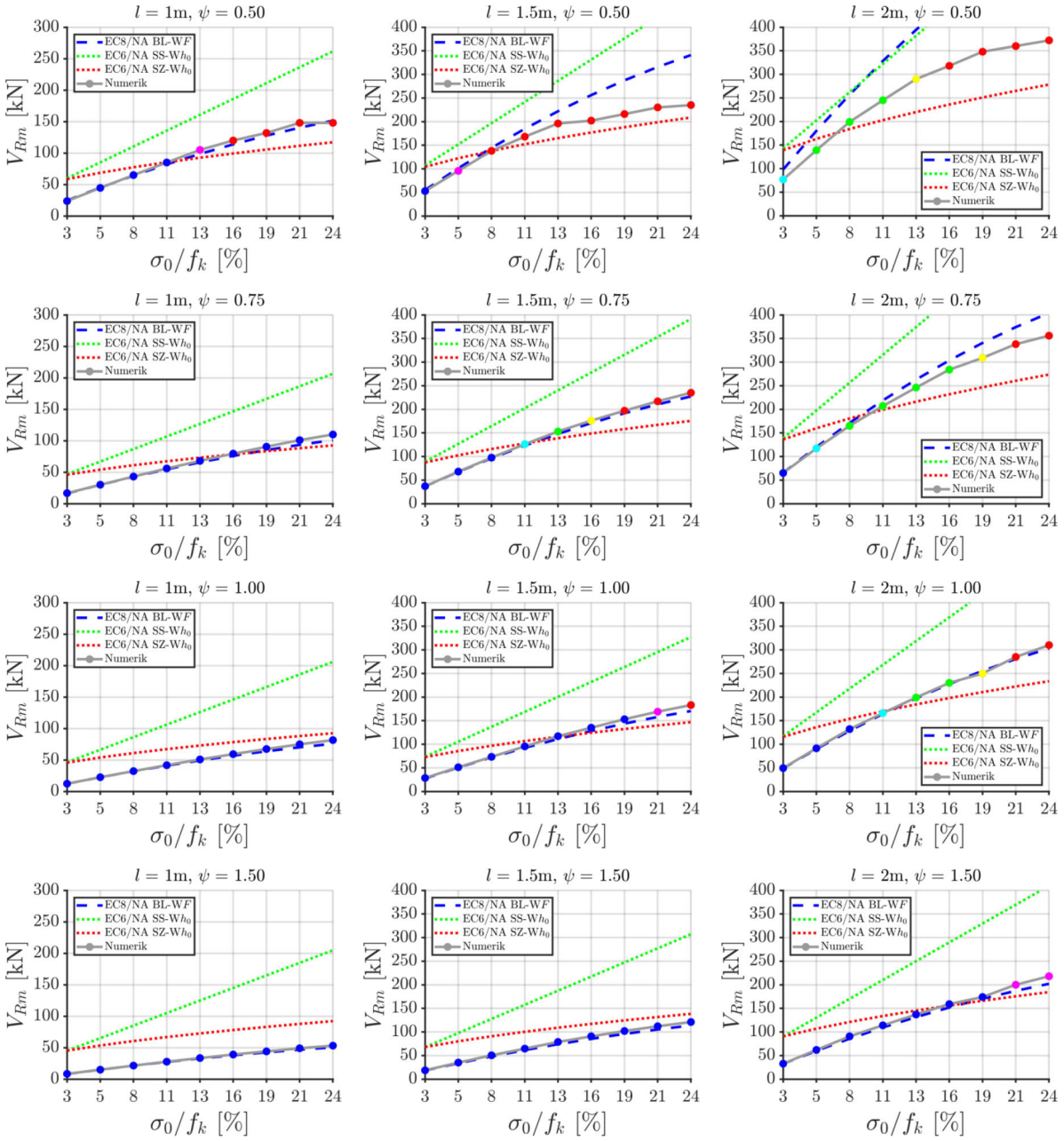


Abbildung 8.4: **Vergleich der mit Mittelwerten der Festigkeitswerte ermittelten Schubtragfähigkeiten V_{Rm} der Variantenstudie für a = t mit der hinsichtlich der Nachweisorte verbesserten normativen Bemessung nach DIN EN 1996-1/NA [4] für die Kombinationen verschiedener Momentenverteilungsfaktoren und Wandlängen**

Abbildung 8.5 zeigt die Verbesserung der Nachweissituation auf Grundlage der optimierten Nachweissystematik im Vergleich zu der aktuellen normativen Bemessung nach DIN EN 1996-1-1/NA [4]. Dargestellt sind jeweils die Verhältnisse zwischen den analytischen und simulativ ermittelten Schubtragfähigkeiten der Variantenstudie. Die Verhältnisse bestätigen wiederum die insgesamt bessere Übereinstimmung der Schubtragfähigkeiten auf Grundlage der hinsichtlich des Nachweisortes optimierten Nachweise. Gleichzeitig zeigt diese Datenansicht, dass die Abweichungen für höhere Vertikallastniveaus mit größer werdender Gedrungenheit der Wände

zunehmen. Deshalb ist eine weitere Verbesserung der Nachweissystematik erforderlich. Weiteres Optimierungspotential liegt in einer genaueren Unterscheidung der Versagensformen Schub und Biegung, die in der vorgestellten Systematik noch nicht enthalten explizit enthalten ist, da immer die minimale Schubtragfähigkeit als maßgebend betrachtet wird. Deshalb sollen in den folgenden Abschnitten 8.2 und 8.3 Abgrenzungskriterien für die Versagensformen bei voller und teilweiser Deckenauflagerung hergeleitet werden.

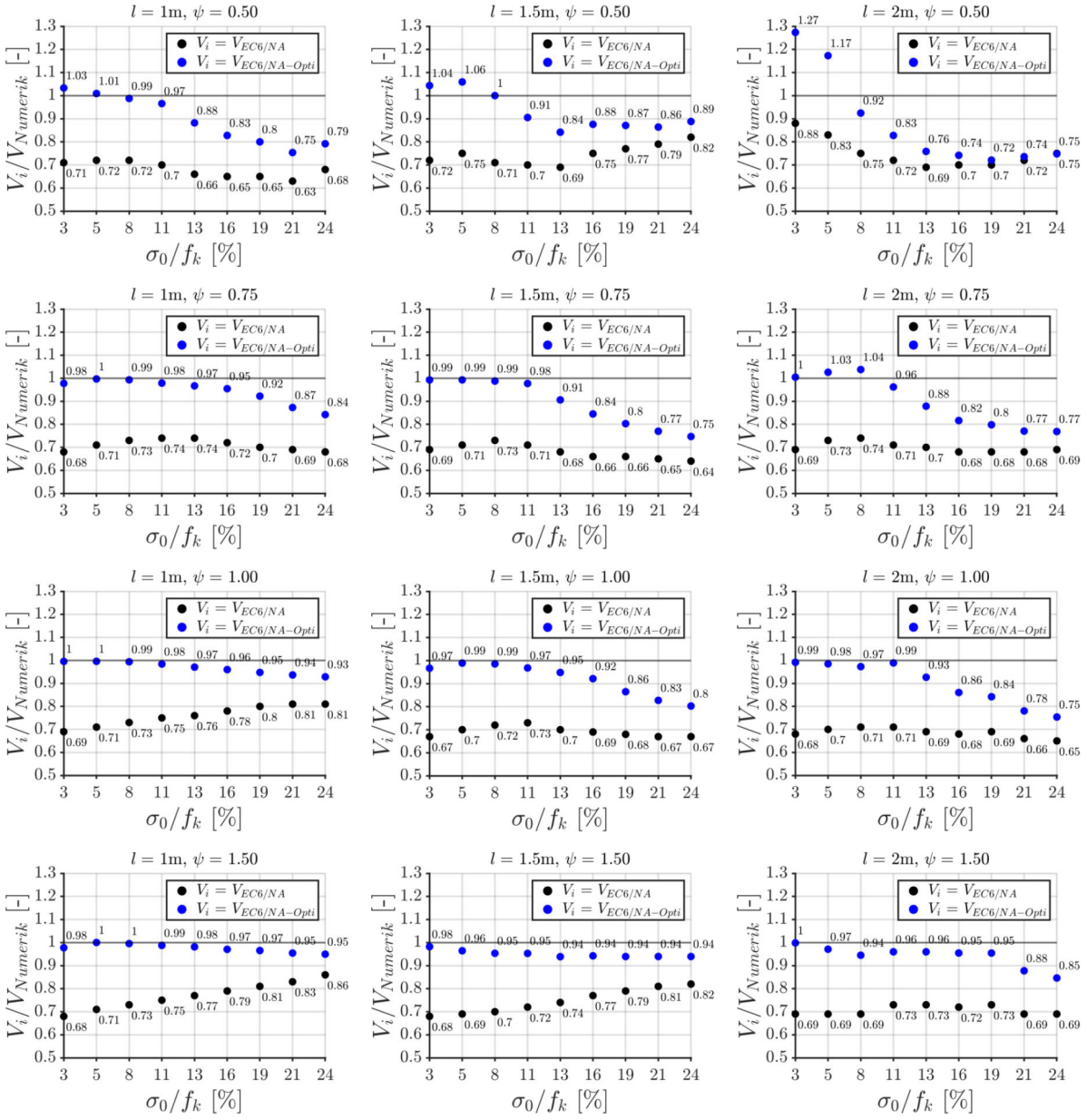


Abbildung 8.5: **Verhältniswerte der minimalen mit Mittelwerten der Festigkeitswerte ermittelten Schubtragfähigkeiten nach DIN EN 1996-1-1/NA [4] und der hinsichtlich der Nachweisorte verbesserten Schubbemessung und den Ergebnissen der Variantenstudie für a = t**

8.2 Abgrenzung der Versagensformen für voll aufgelagerte Decken

Nachfolgend wird die Nachweissystematik durch eine neue Abgrenzung der Versagensformen Schub und Biegung weiter verbessert, da die in Abschnitt 8.1 vereinfachte Anwendung des Minimalkriteriums nicht zu einer ausreichenden Übereinstimmung der Schubtragfähigkeiten führte. Wie in den Kapiteln 6 und 7 ausführlich erläutert ist es hierfür notwendig die Wandschlankheit, das vertikale Auflastniveau und die Momentenverteilung in der Wand als wesentliche Einflussfaktoren auf die Schubtragfähigkeiten zu berücksichtigen. Auf Grundlage dieser Einflussfaktoren wird nachfolgend ein vereinfachtes und ein erweitertes Abgrenzungskriterien für voll aufgelagerte Decken hergeleitet.

8.2.1 Vereinfachtes Abgrenzungskriterium

Mit dem Ziel einer Abgrenzung der Versagensformen Schub und Biegung unter Berücksichtigung der Wandschlankheit, des vertikalen Auflastniveaus und der Momentenverteilung in der Wand wird die bezogene Schubschlankheit λ_{v0} als Erweiterung der Schubschlankheit λ_v mit der inversen bezogenen Vertikallast f_k/σ_0 nach Gleichung 8-1 definiert:

$$\lambda_{v0} = \psi \cdot \frac{h}{l} \cdot \frac{f_k}{\sigma_0} \qquad \text{8-1}$$

Wird die normierte Schubspannung τ' nach Gleichung 6-2 in Abhängigkeit der bezogenen Schubschlankheit aufgetragen, so ergibt sich die in Abbildung 8.6 dargestellte Verteilung der Versagensfälle für die durchgeführte Variantenstudie. Aus der Verteilung ergeben sich sehr deutlich zwei Bereiche mit vorwiegendem Biege- und Schubversagen. Zwischen diesen Bereichen stellen sich Mischversagensformen ein. In guter Näherung kann als Grenze zwischen den Versagensformen die kritische bezogene Schubschlankheit zu $\lambda_{v0,krit} = 12$ grafisch festgelegt werden. Damit wird für Wände mit $\lambda_{v0} < \lambda_{v0,krit}$ Schubversagen maßgebend und für Wände mit $\lambda_{v0} \geq \lambda_{v0,krit}$ Biegeversagen.

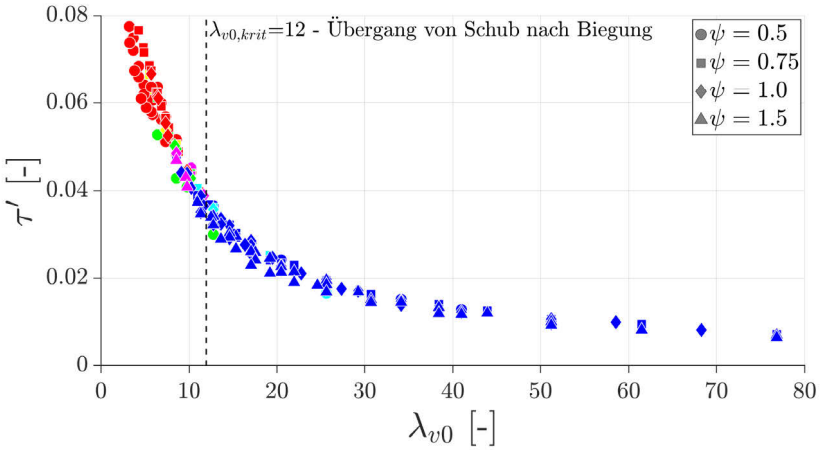


Abbildung 8.6: Abgrenzung der Versagensfälle mittels bezogener Schubschlankheit λ_{v0}

Abbildung 8.7 zeigt den Vergleich der Schubtragfähigkeitskurven für die optimierte Nachweissystematik mit den Verbesserungen des Nachweisortes und des Abgrenzungskriteriums auf Grundlage der bezogenen Schubschlankheit λ_{v0} mit den Schubtragfähigkeitskurven der aktuellen Norm DIN EN 1996-1-1/NA [4] und den Simulationsergebnissen der Variantenstudie. Der Vergleich zeigt bei Berücksichtigung beider Verbesserungen eine sehr gute Übereinstimmung der Versagensformen und der Schubtragfähigkeiten mit den Ergebnissen der Variantenstudie. Die größten Unterschiede ergeben sich für Wände mit höheren vertikalen Auflastniveaus und geringeren Schubschlankheiten bei Eintreten eines Steinzugversagen. Insgesamt konnten mit den Verbesserungen sowohl die falsche Prognose der Versagensformen als auch die Unterschätzung der Tragfähigkeiten weitestgehend korrigiert werden.

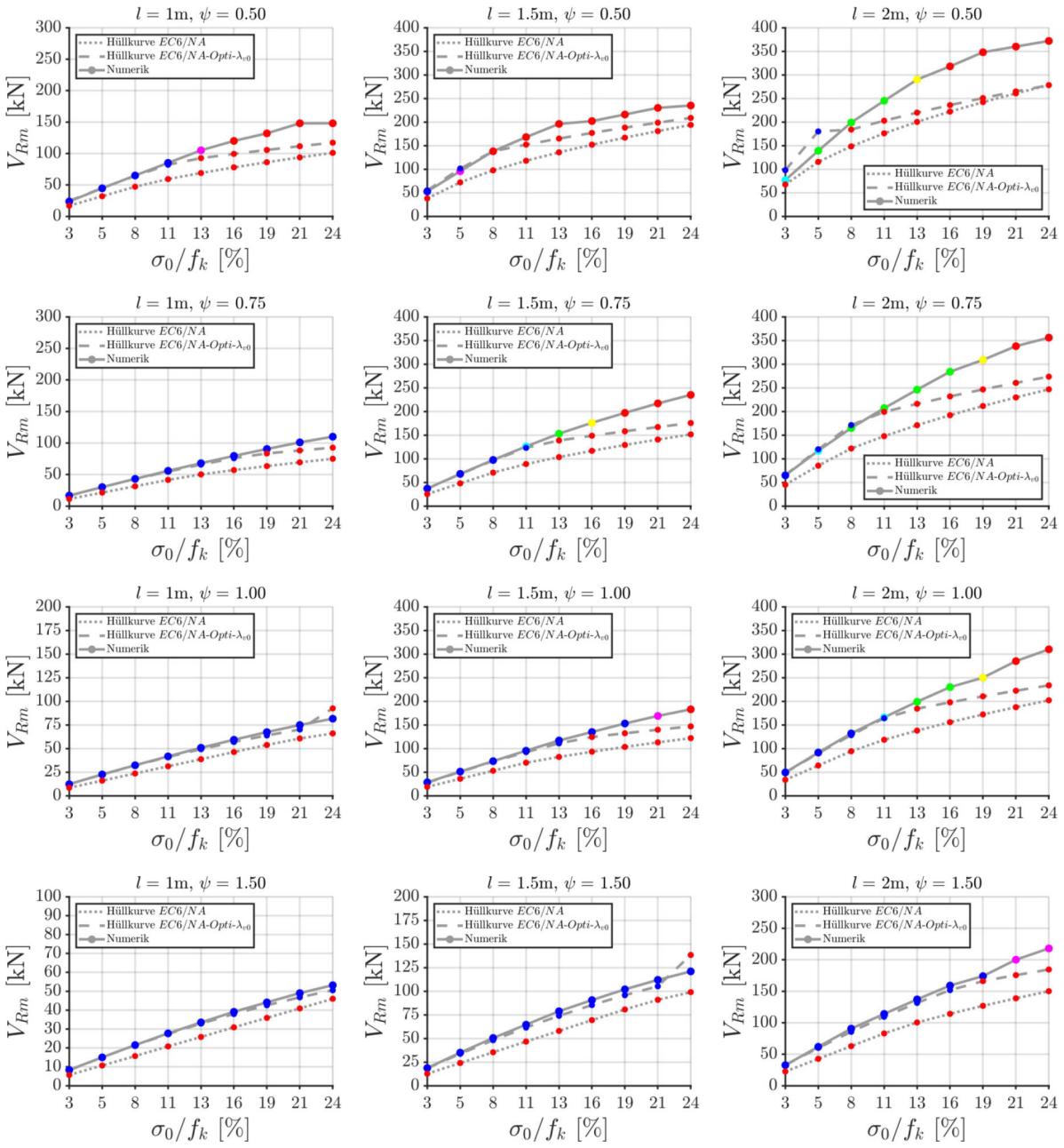
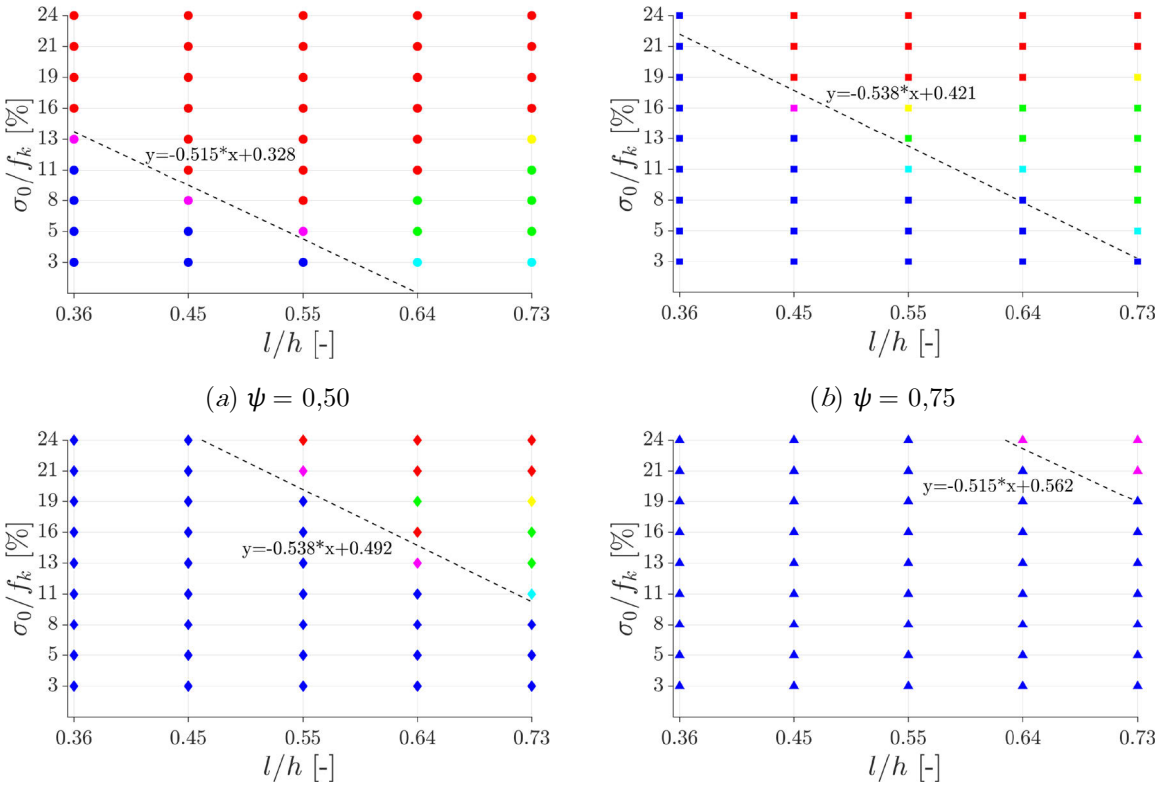


Abbildung 8.7: **Vergleich der mit den Mittelwerten der Festigkeitswerte ermittelten Schubtragfähigkeiten V_{Rm} der Variantenstudie mit den minimalen**

Schubtragfähigkeiten nach DIN EN 1996-1/NA [4] und der verbesserten Bemessung hinsichtlich der Nachweisorte und Verwendung des Abgrenzungskriteriums $\lambda_{v0,krit}$

8.2.2 Erweitertes Abgrenzungskriterium

Mit dem Ziel einer möglichst hohen Abbildungsgenauigkeit der Versagensmechanismen erfolgt nun die Herleitung eines erweiterten Abgrenzungskriteriums auf Grundlage der Versagensflächen. Dazu wird die Übersicht der maßgebenden Versagensfälle aus Abbildung 6.2 in flächenhafte Darstellungen der Versagensformen in Abhängigkeit der Wandschlankheit und des vertikalen Auflastniveaus überführt und getrennt für die berücksichtigten Momentenverteilungsfaktoren dargestellt. Für jede Flächendarstellung wird eine lineare Regressionsgrade als Grenze zwischen Biege- und Schubversagen ermittelt. Abbildung 8.8 zeigt die Flächendarstellungen mit den Regressionsgeraden.



(*a*) $\psi = 0{,}50$ (*b*) $\psi = 0{,}75$

(*c*) $\psi = 1{,}00$ (*d*) $\psi = 1{,}50$

Abbildung 8.8: Abgrenzung der Versagensformen mit linearen Regressionsgeraden

Aus den Regressionsgeraden in Abbildung 8.8 kann eine Abgrenzungsfunktion basierend auf folgendem Ansatz abgeleitet werden:

$$\frac{\sigma_0}{f_k} = A(\psi) \cdot \frac{l}{h} + B(\psi) \qquad 8\text{-}2$$

Aufgrund des distinktiven Übergangs von Schub- zu Biegeversagen, kann mit den linearen Regressionsgeraden eine hohe Genauigkeit erzielt werden, wobei die hybriden Versagensformen sich entlang der Regressionsgeraden einstellen. Abbildung 8.9 zeigt die Regressionsgeraden der unterschiedlichen Momentenverteilungsfaktoren, die nahezu identische Steigungen aufweisen, so dass diese untereinander parallel verschoben sind.

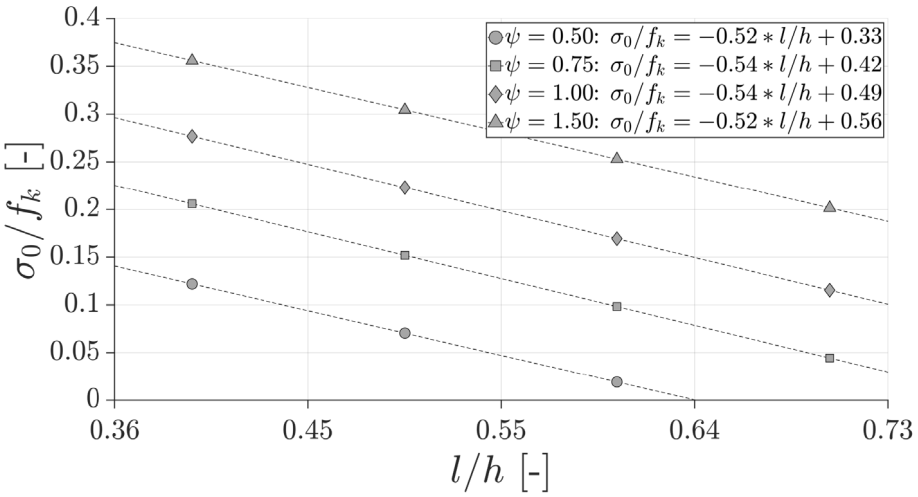


Abbildung 8.9: **Regressionsgeraden für unterschiedliche Momentenverteilungsfaktoren**

Zur Ermittlung des in Gleichung 8-2 angegebenen Abgrenzungskriteriums werden in einem weiteren Schritt die Steigung der Geraden $A(\psi)$ und der Ordinatenabschnitt $B(\psi)$ mittels einer weiteren Regressionsanalyse abgeleitet. Die resultierenden Geraden sind in Abbildung 8.10 dargestellt.

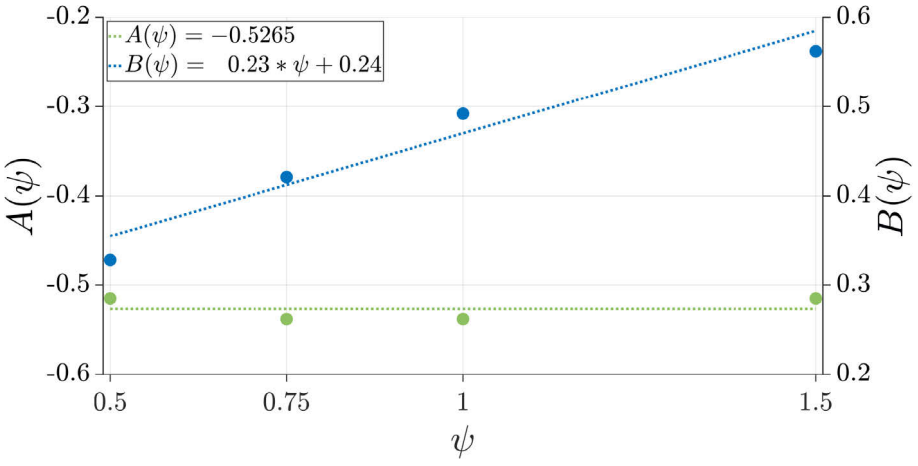


Abbildung 8.10: **Ergebnis der Regressionsanalyse der Geradenparameter der Abgrenzungsfunktion**

In Abhängigkeit des Momentenverteilungsfaktors ψ ergeben sich die Steigung der Geraden und der Ordinatenabschnitt nach Gleichung 8-3 und 8-4:

$$A(\psi) = -0{,}5265 \qquad \text{8-3}$$

$$B(\psi) = 0{,}23 \cdot \psi + 0{,}24 \qquad 8\text{-}4$$

Durch Einsetzen der Steigung der Geraden und des Ordinatenabschnitts in Gleichung 8-2 ergibt sich durch Umformung die kritische Grenzspannung $\sigma_{0,crit}$ nach Gleichung 8-5:

$$\sigma_{0,crit} = \left(-0{,}5265 \cdot \frac{l}{h} + 0{,}23 \cdot \psi + 0{,}24\right) \cdot f_k \qquad 8\text{-}5$$

Abbildung 8.11 zeigt den Verlauf der Grenzfläche $\sigma_{0,crit}$ nach Gleichung 8-5 als Grenzfläche. Auf Grundlage des Abgrenzungskriteriums erfolgt die Unterscheidung zwischen Biege- und Schubversagen mit der kritischen Grenzspannung $\sigma_{0,crit}$:

$\sigma_0 \geq \sigma_{0,crit}$ Schubbemessung

$\sigma_0 < \sigma_{0,crit}$ Biegebemessung

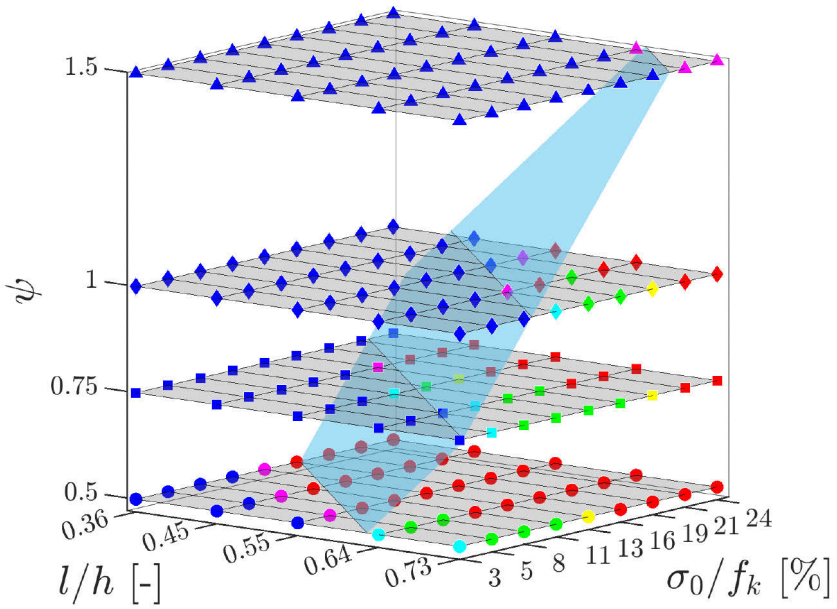


Abbildung 8.11: Grafische Visualisierung der Grenzfläche $\sigma_{0,crit}$

Abbildung 8.12 zeigt den Vergleich der Schubtragfähigkeitskurven für die optimierte Nachweissystematik mit den Verbesserungen des Nachweisortes und des erweiterten Abgrenzungskriteriums mit der kritischen Grenzspannung $\sigma_{0,crit}$ mit den Schubtragfähigkeitskurven der aktuellen Norm DIN EN 1996-1-1/NA [4] und den Simulationsergebnissen der Variantenstudie. Der Vergleich zeigt, wie schon das vereinfachte Abgrenzungskriteriums mit der bezogenen Schubschlankheit λ_{v0}, bei Berücksichtigung beider Verbesserungen eine sehr viel bessere Übereinstimmung der Versagensformen und Schubtragfähigkeiten mit den Ergebnissen der Variantenstudie. Die größten Unterschiede ergeben sich auch für das erweiterte Abgrenzungskriterium

für Wände mit höheren vertikalen Auflastniveaus und geringeren Schubschlankheiten bei Eintreten eines Steinzugversagen. Trotz der genaueren Ermittlung des erweiterten Abgrenzungskriteriums mit der kritischen Grenzspannung $\sigma_{0,crit}$ ergibt sich keine wesentlich bessere Übereinstimmung mit den Tragfähigkeitskurven der Variantenstudie im Vergleich zum vereinfachten Abgrenzungskriterium. Deshalb ist es sinnvoll für die praktische Anwendung das vereinfachte Abgrenzungskriterium mit der bezogenen Schubschlankheit λ_{v0} zu verwenden.

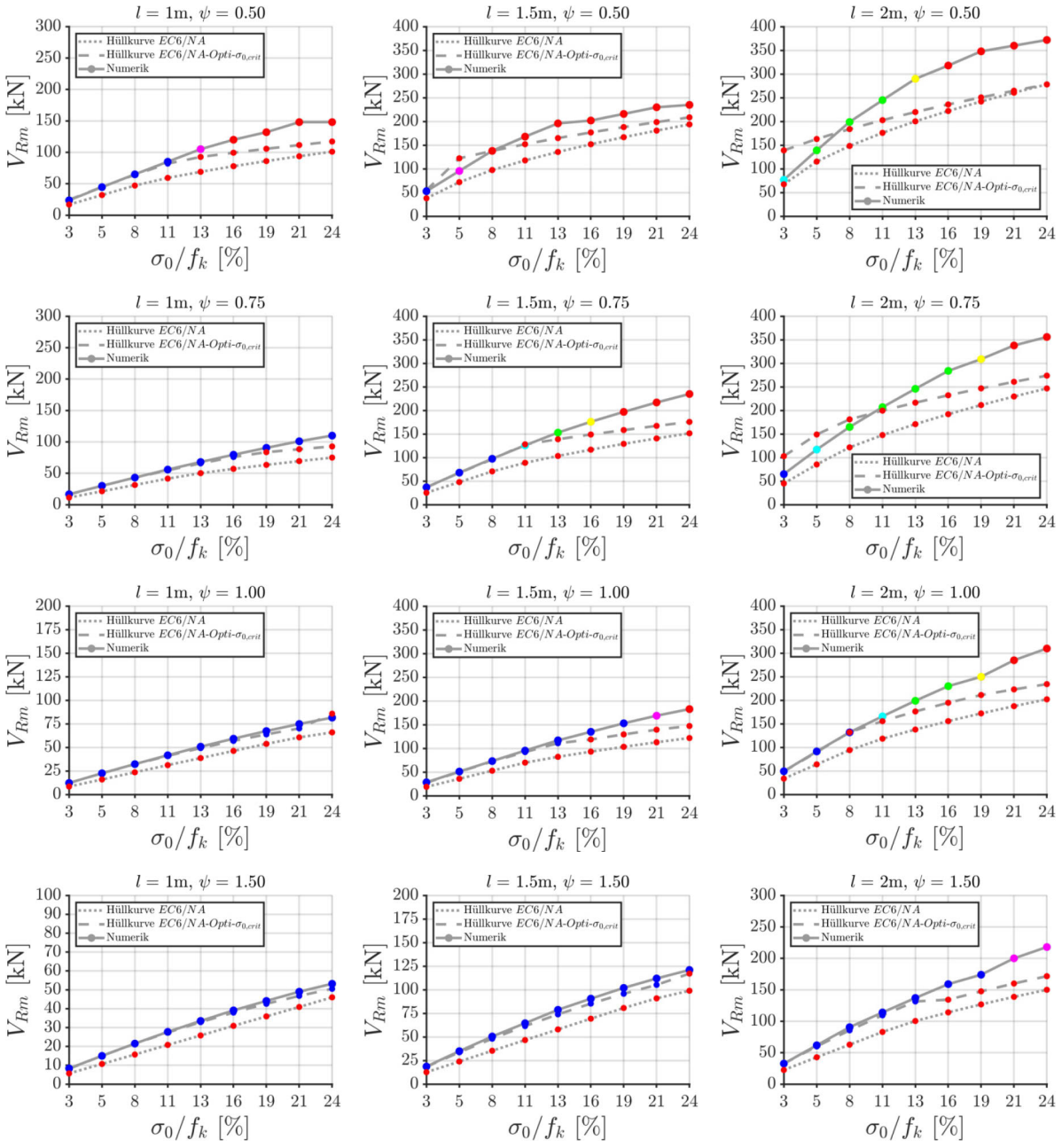


Abbildung 8.12: **Vergleich der mit den Mittelwerten der Festigkeitswerte ermittelten Schubtragfähigkeiten V_{Rm} der Variantenstudie mit den minimalen Schubtragfähigkeiten nach DIN EN 1996-1/NA [4] und der verbesserten Bemessung hinsichtlich der Nachweisorte und Verwendung des Abgrenzungskriteriums $\sigma_{0,crit}$**

8.3 Abgrenzung der Versagensformen für teilweise Deckenauflagerung

Abschließend wird die in Abschnitt 8.1 vorgestellte Nachweissystematik um den Einfluss der teilaufgelagerten Deckenplatte am Wand-Decken-Knoten und die damit verbundene planmäßig exzentrische Lasteinleitung senkrecht zur Wandebene erweitert. In Kapitel 7 wurde detailliert dargelegt, dass der Einfluss einer exzentrischen Lasteinleitung am Wandkopf zu einem verstärkten Auftreten von Biegeversagen führt. In der aktuellen Fassung der DIN EN 1996-1-1/NA [4] in Kombination mit dem Basisdokument DIN EN 1996-1-1 [3] erfolgt die Berücksichtigung von Exzentrizitäten in und senkrecht zur Wandebene ausschließlich im Normalkraftnachweis durch die Abminderungsfaktoren Φ_y (Biegung um die starke Achse der Wand) und Φ_z (Biegung um die schwache Achse der Wand). Der Abminderungsfaktor Φ_y für den Nachweis am Wandkopf und am Wandfuß berechnet sich zu:

$$\Phi_y = 1 - 2 \cdot \frac{e_w}{l} \tag{8-6}$$

Hierbei sind l die Länge der Wandscheibe und e_w die Exzentrizität der einwirkenden Normalkraft in Wandlängsrichtung, die sich aus den Bemessungswerten von Normalkraft N_{Ed} und Querkraft V_{Ed} mit der Schubschlankheit λ_v am Wandkopf bzw. Wandfuß berechnet:

$$e_w = \frac{V_{Ed}}{N_{Ed}} \lambda_v \tag{8-7}$$

Der Abminderungsfaktor Φ_z für den Nachweis am Wandkopf bzw. Wandfuß ist wie folgt zu berechnen:

$$\Phi_z = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t} \tag{8-8}$$

Dabei ist e_i die Exzentrizität am Wandfuß bzw. am Wandkopf wie folgt zu ermitteln:

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_w + e_{init} \geq 0{,}05 \cdot t \tag{8-9}$$

Dabei sind M_{id} und N_{id} die Bemessungswerte von Normalkraft und Moment am Wandkopf bzw. Wandfuß, e_w ist die Ausmitte am Kopf oder Fuß der Wand infolge horizontaler Lasten und e_{init} ist die ungewollte Ausmitte mit einem Vorzeichen, mit dem der absolute Wert für e_i erhöht wird. Für den Nachweis bei Doppelbiegung in Wandmitte ist der Abminderungsfaktor Φ_z mit der Exzentrizität in Wandmitte e_m zu berechnen:

$$e_{mk} = e_m + e_k = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{wm} + e_{init} + e_k \geq 0{,}05 \cdot t \tag{8-10}$$

Hierbei sind M_{md} und N_{md} die Bemessungswerte von Normalkraft und Moment in Wandmitte, e_{wm} ist die Ausmitte der Wand infolge horizontalen Lasten in Wandmitte und e_{init} ist die ungewollte Ausmitte mit einem Vorzeichen, mit dem der absolute Wert für e_m erhöht wird. Weiterhin ist e_k die Ausmitte infolge Kriechens, die sich wie folgt berechnet:

$$e_k = 0{,}002\,\Phi_\infty \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{t\,e_m} \qquad \text{8-11}$$

Hierbei sind h_{ef} die Knicklänge, Φ_∞ der Endkriechwert und t_{ef} die wirksame Wanddicke.

Sind beide Exzentrizitäten im Falle einer Doppelbiegung vorhanden, dürfen die Abminderungsfaktoren nach DIN EN 1996-1-1/NA [4] vereinfacht multiplikativ kombiniert werden:

$$\Phi = \Phi_y \cdot \Phi_z \qquad \text{8-12}$$

Hierbei ist ein Nachweis bei Doppelbiegung in DIN EN 1996-1-1/NA [4], NCI zu 6.1.2.2 explizit nur in Wandmitte gefordert. Weiterhin darf bei teilweise aufliegenden Deckenplatten als Alternative nach NCI zu 6.1.2.2 (NA.4) vereinfachend die Berechnung der Ausmitten mit einer ideellen Wanddicke erfolgen, die gleich der Deckenauflagertiefe *a* ist, erfolgen. Bei Nachweisführung in Wandmitte am Gesamtquerschnitt vergrößert sich die Ausmitte entsprechend um (t - a)/2. In diesem Fall darf bei der vereinfachten Nachweisführung am Wandkopf und am Wandfuß bei Deckenrandabmauerung mit Dämmstreifen nur der Bereich der Deckenauflagerung herangezogen werden. In den Schubnachweisen werden teilaufliegende Decken hingegen nicht berücksichtigt.

Im Folgenden werden die genannten Vereinfachungen nach DIN EN 1996-1-1/NA [4] nicht in Ansatz gebracht. Stattdessen werden die Exzentrizitäten durch die vertikale Lasteinleitung in den Biegenachweisen berücksichtigt. Aus dem Bemessungswert des Tragwiderstands N_{Rd} nach Gleichung 8-13

$$N_{Rd} = \Phi \cdot l \cdot t \cdot f_d = \Phi_y \cdot \Phi_z \cdot l \cdot t \cdot f_d \qquad \text{8-13}$$

kann aus den Gleichgewichtsbedingungen an einer klaffenden Mauerwerkswand unter Annahme eines rechteckigen Spannungsblocks im überdrückten Bereich der Bemessungswert der Schubtragfähigkeit für Biegung $V_{BL,Rd}$ am Wandfuß und Wandkopf abgeleitet werden:

$$V_{BL,Rd} = l^2 \cdot t \cdot \frac{\sigma_0}{2 \cdot h \cdot \psi} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{0{,}85 \cdot f_d \cdot \Phi_z}\right) \qquad \text{8-14}$$

Die Gleichungen 8-13 und 8-14 lassen sich ineinander überführen, was in dem Bericht zum DIBt-Projekt *„Improved Seismic Design Concepts for Masonry Buildings in Germany“* [133] hergeleitet wurde. Der Bemessungswert der Schubtragfähigkeit $V_{BL,Rd}$ beinhaltet bereits den Abminderungsfaktor Φ_y, so dass nur noch der Abminderungsbeiwert Φ_z zusätzlich anzusetzen

ist. Der Faktor von 0,85 wird zusätzlich eingefügt um die tatsächlich auftretende parabolische Druckspannungsverteilung in die eines vereinfachten rechteckigen Spannungsblocks zu überführen.

Die Exzentrizität am Wandkopf und Wandfuß ergibt sich bei Anordnung von Zentrierleisten und unter Annahme einer Teilauflagerung der Decke mit $2/3t$ zu $e = 1/6t$. Daraus ergibt sich normativ der Abminderungsfaktor zu $\Phi_{z,a=2/3t} = 0{,}67$. Alternativ kann unter Einhaltung der Randbedingungen für die vereinfachten Berechnungsmethoden die Bestimmung des Abminderungsfaktors nach dem vereinfachten Nachweisverfahren aus DIN EN 1996-3/NA [82] erfolgen. Die Gleichung zur Berücksichtigung einer ausmittigen Normalkraft am Wandfuß bei einer Deckenspannweite l_f für eine charakteristische Mauerwerksdruckfestigkeit von $f_k \geq 1{,}8$ N/mm² lautet

$$\Phi_z = 1{,}6 - \frac{l_f}{6} \leq 0{,}9 \cdot \frac{a}{t} \qquad \text{8-15}$$

Nach Gleichung 8-15 ergibt sich eine Obergrenze des Abminderungsfaktors von $\Phi_{z,a=2/3t} = 0{,}6$, ein im Vergleich zum Grenzwert nach Gleichung 8-8 konservativerer Wert. Der erweiterte Ansatz zur Berechnung des Abminderungsbeiwerts nach Reitmayer [62] soll an dieser Stelle keine weitere Berücksichtigung finden.

Für die teilaufgelagerte Decke wird wie bei der vollaufgelagerten Decke aus den Ergebnissen der Variantenstudie in Kapitel 7 ein Abgrenzungskriterium zwischen Schub- und Biegeversagen abgeleitet. Für die teilaufgelagerte Decke wird nur das vereinfachte Abgrenzungskriterium abgeleitet, da die Betrachtungen bei der vollaufgelagerten Decke gezeigt haben, dass die genauere Abgrenzung keine wesentlich anderen Ergebnisse liefert. Abbildung 8.13 zeigt die Abgrenzung der Versagensfälle in der Wand in Abhängigkeit der bezogenen Schubschlankheit λ_{v0} nach Gleichung 8-1. Der Übergang zwischen Biege- und Schubversagen wird grafisch mit $\lambda_{v0,krit,a=2/3t} = 9$ festgelegt.

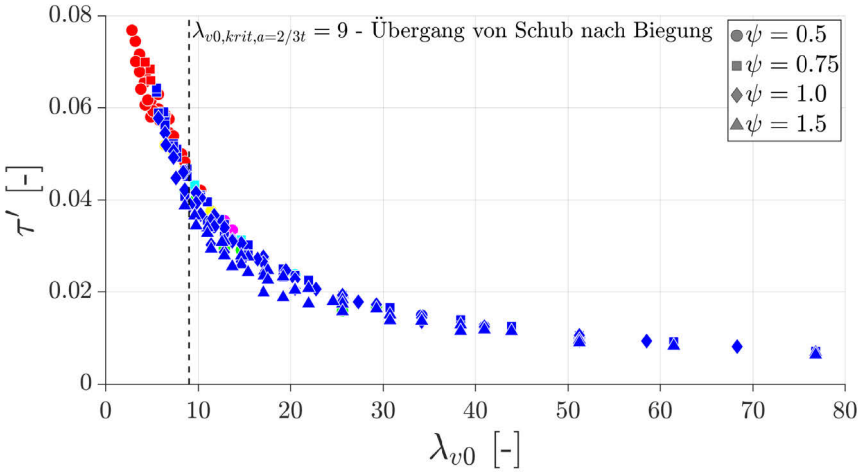


Abbildung 8.13: **Abgrenzung der Versagensfälle mit der bezogenen Schubschlankheit λ_{v0} für $a = 2/3t$**

In Kapitel 7.3 wurden detailliert die Abminderungsfaktoren der Schubtragfähigkeiten von teilaufgelagerten Decken im Vergleich zu vollaufgelagerten Decken untersucht. Es zeigte sich, dass die Schubtragfähigkeitsunterschiede bei einem Schubversagen im Wesentlichen durch die Reserven im Nachbruchbereich nach Auftreten des Steinzugversagens zurückzuführen sind. Da der Nachbruchbereich im Rahmen des normativen Konzepts nach DIN EN 1996-1-1/NA [4] nicht in Ansatz gebracht wird, sind für das Schubversagen keine Abminderungen in Ansatz zu bringen.

Bei dem Biegeversagen ergibt sich durch den Vergleich der Wandversuche 16 und 18 mit und ohne Teilauflagerung der Decke für ein Biegeversagen ein Reduktionsfaktor von 0,85 für eine teilaufgelagerte Decke mit $2/3t$ mit einem vertikalen Auflastniveau von 16 %. Durch Auswertung der Abminderungsfunktionen in Abbildung 7.21 mit den zu den bezogenen Schubschlankheiten λ_{v0} gehörigen maximalen Auflastniveaus für die sich gerade noch ein Biegeversagen einstellt, ergeben sich maximale Abminderungsfaktoren von etwa 0,83 im gleichen Auflastniveaubereich. Die Abminderungsfaktoren sind, wie in Abbildung 7.21 dargestellt, Funktionen des vertikalen Auflastniveaus und nehmen für abnehmende Auflasten kleinere Werte an. In der Berechnungsformel für die Biegetragfähigkeit in Gleichung 8-14 mindert der Klammerausdruck die Biegetragfähigkeit in Abhängigkeit der Vertikallastausnutzung ab. Wird hier der normative Wert von $\Phi_{z,a=2/3t} = 0{,}67$ unter der Annahme des Einbaus von Zentrierleisten zur Deckenauflagerung angesetzt, so ergeben sich Abminderungen von 0,71 ($\sigma_0/f_k = 16$ %) und 0,91 ($\sigma_0/f_k = 5$ %) bezogen auf die Mittelwerte der Mauerwerksdruckfestigkeit der Variantenstudie. Auf Grund der geringen Versuchsanzahl und des unscharfen Übergangsbereichs zwischen Schub und Biegung erscheint der Ansatz Wert von $\Phi_{z,a=2/3t} = 0{,}67$ daher gerechtfertigt. Auch für die vergleichende Ermittlung der minimalen Schubtragfähigkeiten nach der aktuellen Norm DIN EN 1996-1-1/NA [4] wird der Abminderungsfaktor von $\Phi_{z,a=2/3t} = 0{,}67$ für Biegeversagen angesetzt.

Abbildung 8.14 zeigt die Schubtragfähigkeiten der verbesserten Nachweissystematik für teilaufgelagerte Decken mit dem Abgrenzungskriterium $\lambda_{v0,krit,a=2/3t} = 9$, den in Abschnitt 8.1 festgelegten Nachweisorten für Schub und Biegung und dem Abminderungsfaktor im Falle von Biegeversagen von $\Phi_{z,a=2/3t} = 0{,}67$ im Vergleich zu den normativen Tragfähigkeiten mit dem identischen Abminderungsfaktor für Biegung von $\Phi_{z,a=2/3t} = 0{,}67$ und dem Minimalkriterium der Versagensformen.

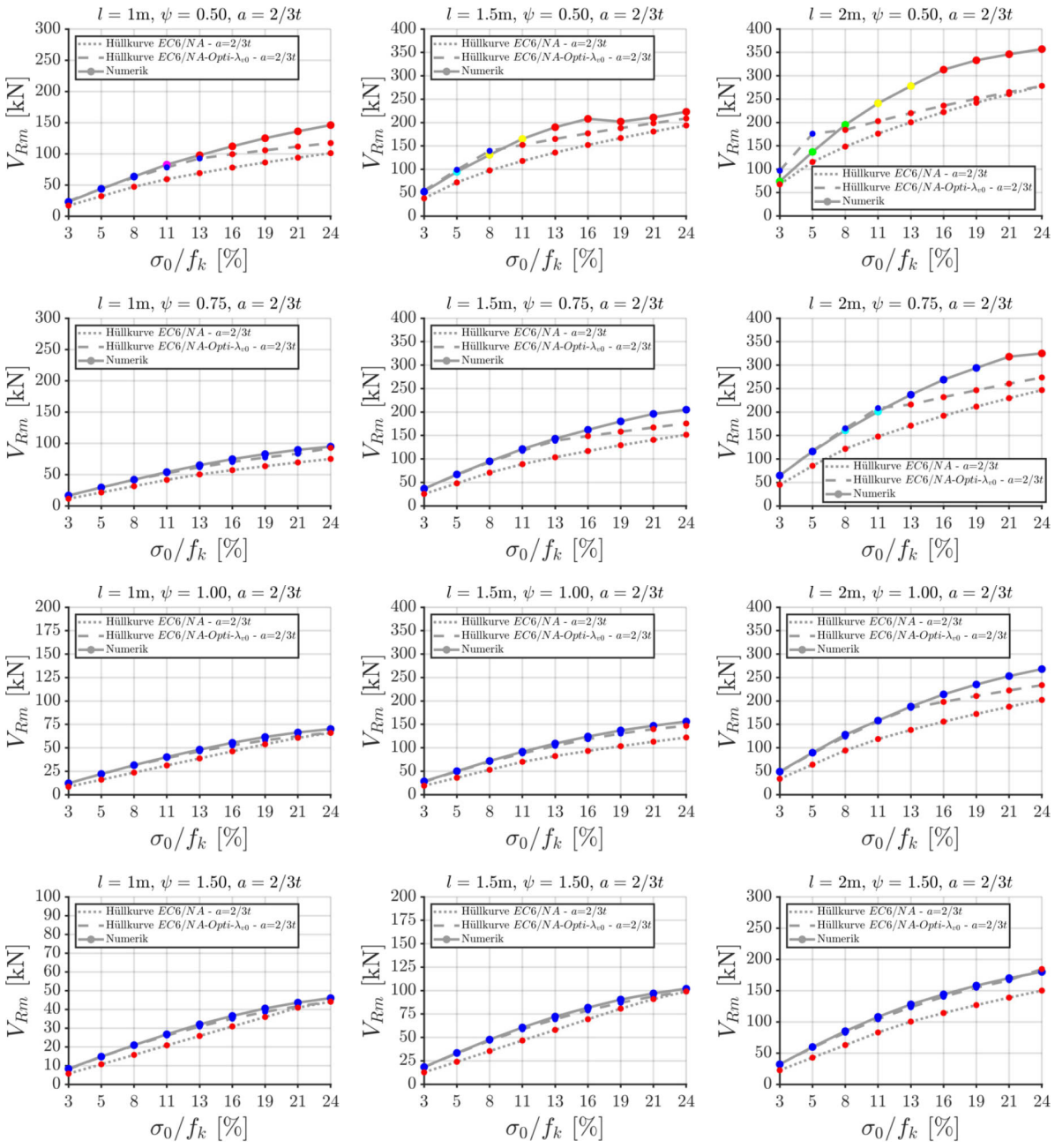


Abbildung 8.14: **Vergleich der mit den Mittelwerten der Festigkeitswerte ermittelten Schubtragfähigkeiten V_{Rm} der Variantenstudie mit den minimalen Schubtragfähigkeiten nach DIN EN 1996-1/NA [4] für a = 2/3t ($\Phi_{z,a=2/3t} = 0,67$) und der verbesserten Bemessung hinsichtlich der Nachweisorte, der Verwendung des Abgrenzungskriteriums $\lambda_{v0,krit,a=2/3t}$ und dem Abminderungsfaktor $\Phi_{z,a=2/3t} = 0,67$**

Der Vergleich zeigt, dass sowohl die mit dem aktuellen Normkonzept als auch die mit der neuen Nachweissystematik ermittelten Schubtragfähigkeiten bei einem Schubversagen weiterhin unter denen der durchgeführten Variantenstudie mit teilaufgelagerten Decken liegen. Die verbesserte Nachweissystematik liefert aber auch für teilaufgelagerte Decken mit exzentrischen Vertikallasten analog zur zentrischen Lasteinleitung eine deutlich bessere Abschätzung der Schubtragfähigkeit im Falle von Biegeversagen. Zudem prognostiziert die Systematik die

tatsächlichen Versagensformen besser. Dies gilt insbesondere für niedrige Vertikallastniveaus in Verbindung mit höheren Momentenverteilungsfaktoren. Die Effektivität der Versagensfallabgrenzung mit der bezogenen Schubschlankheit sinkt mit steigender Wandlänge, da dort die Übergangsbereiche auf Grund des vereinfachten Abgrenzungskriteriums auf der sicheren Seite dem Schubversagen zugeordnet werden.

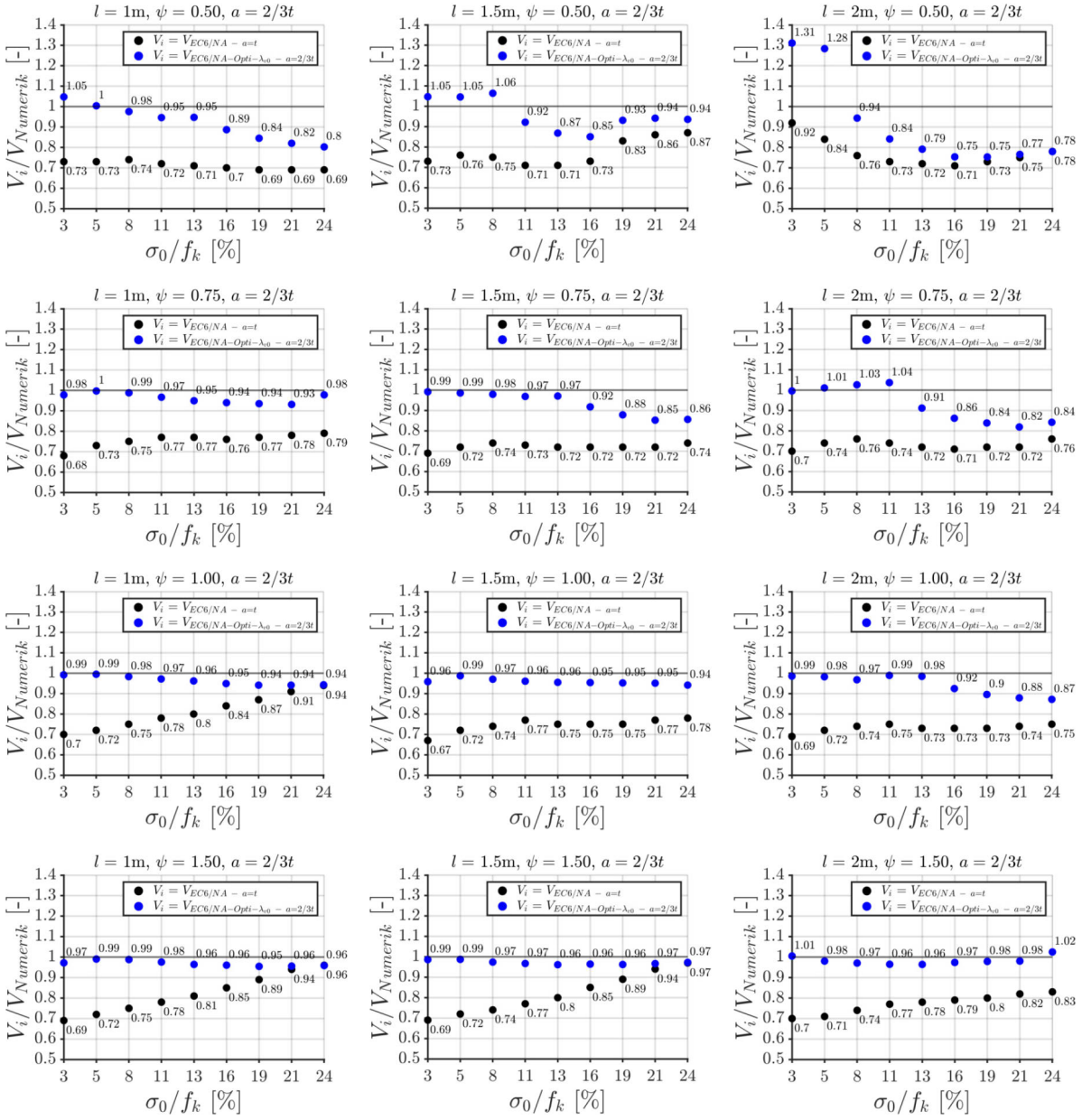


Abbildung 8.15: **Verhältniswerte der mit Mittelwerten der Festigkeitswerte ermittelten Schubtragfähigkeiten nach DIN EN 1996-1-1/NA [4] und der hinsichtlich der Nachweisorte und der Versagensformabgrenzung mit $\lambda_{v0,krit,a=2/3t}$ verbesserten Schubbemessung und der Ergebnisse der Variantenstudie für $a = 2/3t$**

Abbildung 8.15 zeigt die Verbesserung der Nachweissituation auf Grundlage der optimierten Nachweissystematik für teilaufgelagerte Decken im Vergleich zu der aktuellen normativen Bemessung nach DIN EN 1996-1-1/NA [4]. Dargestellt sind jeweils die Verhältnisse zwischen den

analytischen und simulativ ermittelten Schubtragfähigkeiten der Variantenstudie. Die Verhältnisse bestätigen wiederum die insgesamt verbesserte Übereinstimmung der Schubtragfähigkeiten mit der neuen Nachweissystematik.

8.4 Bemessungsvorschlag

Abschließend wird auf Grundlage der vorhergehenden Abschnitte eine nachvollziehbare Nachweissystematik für Mauerwerksschubwände für voll- und teilaufgelagerte Decken unter kombinierten Vertikal- und Horizontallastbeanspruchungen vorgestellt. Mit der Nachweissystematik werden die Versagensformen besser prognostiziert und die Tragfähigkeit von unbewehrtem Ziegelmauerwerk mit einem relativ geringen Berechnungsaufwand deutlich besser ausgenutzt.

8.4.1 Nachweisorte

Biegeversagen ist am Wandkopf und am Wandfuß nachzuweisen. Schubversagen ist bei Momentenverteilungsfaktoren von $0{,}5 \leq \psi \leq 1{,}0$ im Momentennullpunkt nachzuweisen und bei $\psi > 1{,}0$ in Wandmitte. Abbildung 8.16 zeigt die Nachweisorte für die möglichen Momentenverteilungen in der Wand.

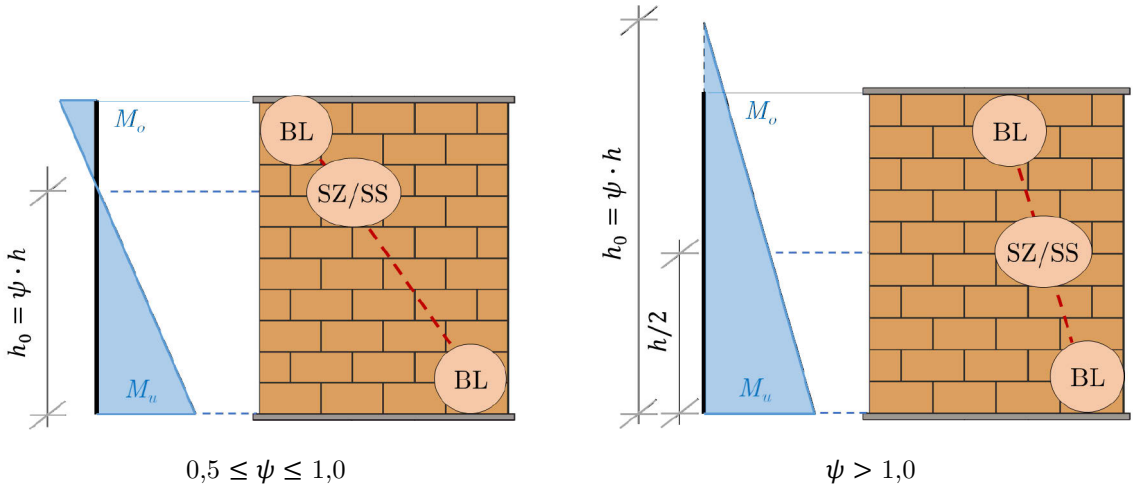


Abbildung 8.16: Nachweisort der Nachweissystematik

8.4.2 Ermittlung der maßgebenden Versagensform

Die Versagensform ist mit dem bezogenen Schubschlankheitsgrad λ_{v0} zu ermitteln:

$$\lambda_{v0} = \psi \cdot \frac{h}{l} \cdot \frac{f_k}{\sigma_0}$$

Voll aufgelagerte Decke, a/t = 1: $\lambda_{v0,crit} \leq 12 \Rightarrow$ Schubversagen

$\lambda_{v0,crit} > 12 \Rightarrow$ Biegeversagen

Teilaufgelagerte Decke, a/t = 2/3: $\lambda_{v0,crit} \leq 9 \Rightarrow$ Schubversagen

$\lambda_{v0,crit} > 9 \Rightarrow$ Biegeversagen

Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden.

8.4.3 Bemessung

8.4.3.1 Schubbemessung: $\lambda_{v0} \leq \lambda_{v0,crit}$

Schubspannungsverteilungsfaktor c

$c = 1{,}0$ für $\lambda_v \leq 1{,}0$

$c = 1{,}5$ für $\lambda_v \geq 2{,}0$

Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden.

Überdrückte Länge l_{cal}

$$l_{cal} = \frac{3}{2}\left(1 - 2\frac{V_{Ed}}{N_{Ed}}\lambda_v\right) l \leq l$$

Reibungsversagen: $V_{Rd,SS} = (0{,}5 \cdot f_{vk0} + 0{,}4 \cdot \sigma_0) \cdot t \cdot \frac{l_{cal}}{c} \cdot \frac{1}{\gamma_M}$ (unvermört. Stoßfugen)

Steinzugversagen: $V_{Rd,SZ} = \left(0{,}45 \cdot f_{bt,cal} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{bt,cal}}}\right) \cdot t \cdot \frac{l_{cal}}{c} \cdot \frac{1}{\gamma_M}$

Schubtragfähigkeit: $V_{Rd,\lambda_{v0} < \lambda_{v0,crit}} = min\left(V_{Rd,SS}, V_{Rd,SZ}\right)$

Nachweisorte:

$0{,}5 \leq \psi \leq 1{,}0$:	Momentennullpunkt in der Wand
$\psi > 1{,}0$:	Wandmitte

8.4.3.2 Biegebemessung: $\lambda_{v0} > \lambda_{v0,crit}$

Abminderungsfaktor für Biegung um die starke Achse der Wand mit $a = 2/3$t und Auflagerung der Decken auf Zentrierleisten:

$$\Phi_{z,a=2/3t} = 0{,}67$$

Ansonsten ist der Abminderungsfaktor nach DIN EN 1996-1-1 [3], Abschnitt 6.1.2.2 zu ermitteln.

Biegedruckversagen: $V_{Rd,BL} = l^2 \cdot t \cdot \frac{\sigma_0}{2 \cdot h \cdot \psi} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{0{,}85 \cdot f_k / \gamma_M \cdot \Phi_z}\right)$

Schubtragfähigkeit: $V_{Rk,\lambda_{v0} \geq \lambda_{v0,crit}} = V_{Rd,BL}$

Nachweisorte: Wandfuß und Wandkopf

8.5 Verformungsfähigkeiten für vollaufgelagerte Decken

Die Verformungsfähigkeiten für Biege- und Schubversagen nach DIN EN 1998-1/NA [6] und der Variantenstudie sind in Abbildung 8.17 und Abbildung 8.18 dargestellt. Der Vergleich zeigt, dass die Norm die Verformungsfähigkeiten im Bereich geringer Auflastniveaus unterschätzt, wohingegen sich bei höheren Auflastniveaus in Abhängigkeit der Schubschlankheit teilweise eine Überschätzung ergibt. Eine Anpassung der Ansätze für die Verformungsfähigkeiten vollaufgelagerter Decken in der Norm ist demnach zu prüfen.

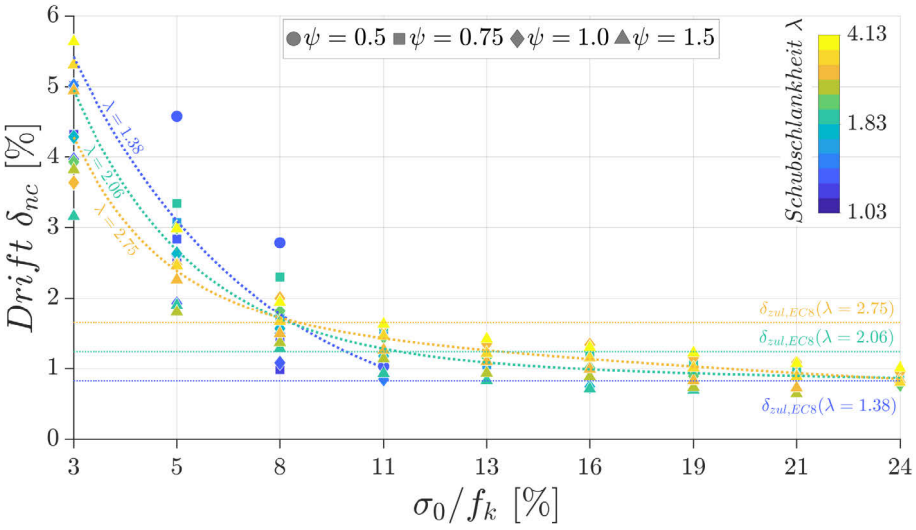


Abbildung 8.17: **Verformungsfähigkeit δ_{nc} bei Biegeversagen in Abhängigkeit des Vertikallastniveaus und der Schubschlankheit: Vergleich der Ergebnisse der Variantenstudie mit DIN EN 1998-1/NA [6]**

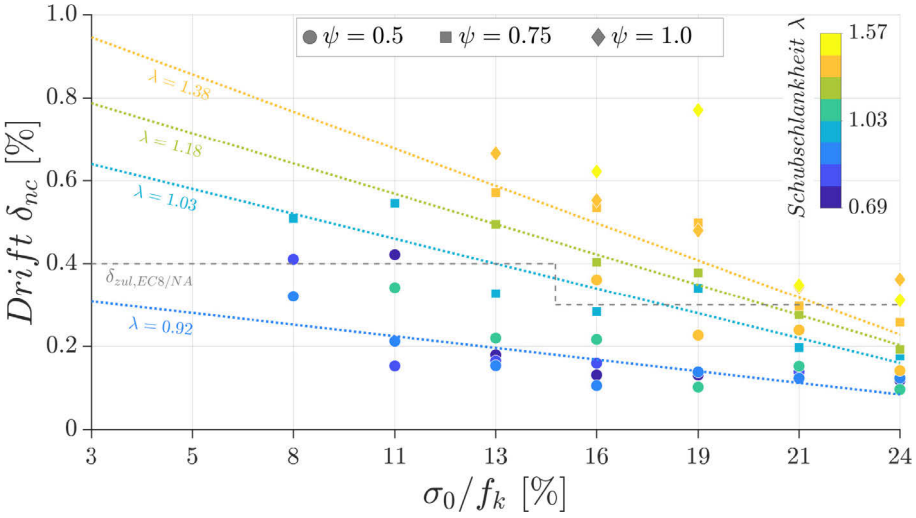


Abbildung 8.18: **Verformungsfähigkeit δ_{nc} bei Schubversagen in Abhängigkeit des Vertikallastniveaus und der Schubschlankheit: Vergleich der Ergebnisse der Variantenstudie mit DIN EN 1998-1/NA [6]**

8.6 Verformungsfähigkeiten für teilaufgelagerte Decken

Die Verformungsfähigkeiten für Biege- und Schubversagen nach DIN EN 1998-1/NA [6] und der Variantenstudie sind in Abbildung 8.19 und Abbildung 8.20 dargestellt. Der Vergleich zeigt, dass die Norm die Verformungsfähigkeiten sowohl für Biegeversagen als auch für Schubversagen überschätzt. Eine Anpassung der Ansätze für die Verformungsfähigkeiten teilaufgelagerter Decken in der Norm ist demnach zu prüfen.

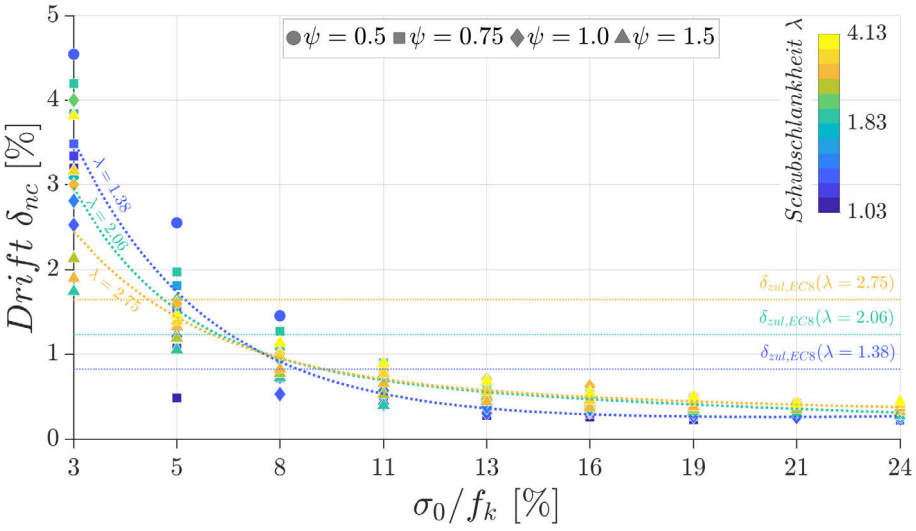


Abbildung 8.19: **Verformungsfähigkeit δ_{nc} (a = 2/3t) bei Biegeversagen in Abhängigkeit des Vertikallastniveaus und der Schubschlankheit: Vergleich der Ergebnisse der Variantenstudie mit DIN EN 1998-1/NA [6]**

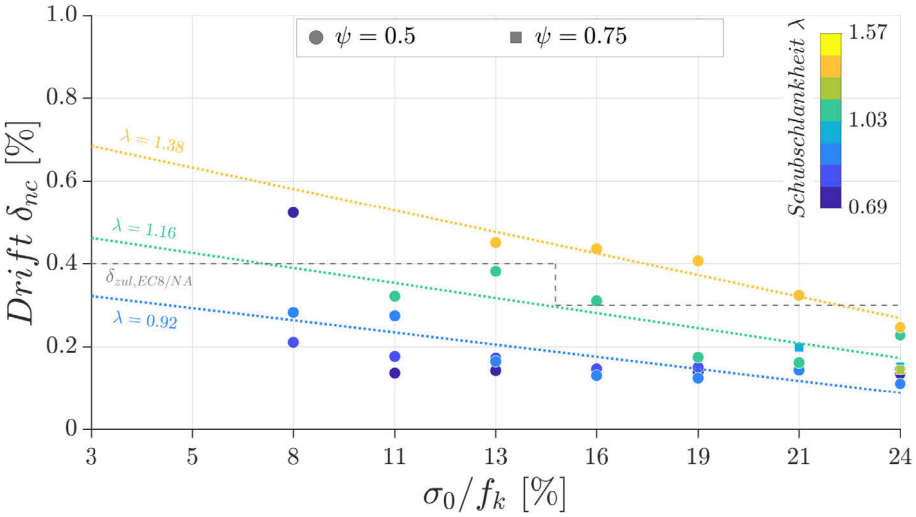


Abbildung 8.20: **Verformungsfähigkeit δ_{nc} (a = 2/3t) bei Schubversagen in Abhängigkeit des Vertikallastniveaus und der Schubschlankheit: Vergleich der Ergebnisse der Variantenstudie mit DIN EN 1998-1/NA [6]**

9 MAKROELEMENT FÜR UNBEWEHRTE MAUERWERKS-WANDSCHEIBEN

Im vorliegenden Abschnitt wird ein Makroelement beschrieben, welches auf der Vorarbeit von Park [134] basiert. Die Funktionsprinzipien folgen dabei dem Makroelement von Moon et al. [135] und Kunnath et al. [136] für Wandscheiben aus unbewehrtem Mauerwerk. Daneben wird das Modell um die Abbildung einer exzentrischen Vertikallasteinleitung am Wandkopf erweitert. Es werden der Aufbau und die Funktionsweise des Modells erläutert. Im Anschluss erfolgt eine Validierung anhand der experimentellen Untersuchungen aus Kapitel 4.

9.1 Allgemeiner Aufbau

Das von Park [134] vorgestellte Makroelement wurde mit dem Ziel entwickelt das gesamte Trag- und Verformungsverhalten innerhalb einer einzigen Elementformulierung zu beschreiben. Es ermöglicht die Ausnutzung nichtlinearer Tragreserven und kann im Rahmen nichtlinearer verformungsbasierter Nachweismethoden (siehe Kapitel 3.1) zur Anwendung kommen. Zwei Aspekte kommen dabei eine besondere Bedeutung zu. Zum einen berücksichtigt das Element die maßgebenden Versagensmechanismen von unbewehrtem Mauerwerk unter zyklischer Beanspruchung. Zum anderen erlaubt die Berücksichtigung der Wand-Decken-Interaktion die realitätsnahe Abbildung der Momentenverteilung in der Wand.

Das Makroelement wird statisch als nichtlineares Balkenelement nach einem Ansatz von Moon und Chen [135] modelliert. Das Balkenelement wird über die Wandhöhe in mehrere Subelemente diskretisiert. Jedes Subelement stellt ein Starrkörper-Feder-Element dar, welches aus zwei Starrkörperanteilen besteht, die durch vier verschiedene nichtlineare Federn miteinander gekoppelt werden. Die nichtlinearen Federmechanismen beinhalten das mauerwerkstypische nichtlineare Materialverhalten mit Zugausfall und berücksichtigen die Auswirkungen des Normalkraftzustandes der Wand und ihre Momenten-Normalkraftinteraktion. Die nichtlinearen Federn untergliedern sich entsprechend der maßgebenden Versagensmechanismen nach Abschnitt 2.2.1 in zwei Schubfedern K_{SZ} und $K_{SS,}$ eine Rotationsfeder K_{BL} und eine Axialfeder K_{Axl}. Das axiale Trag- und Verformungsverhalten der Wandscheibe wird durch die K_{Axl}-Feder beschrieben. Das Schubversagen infolge Steinzugversagen wird durch K_{SZ}-Feder gesteuert, während das Reibungsversagen durch die K_{SS}-Feder modelliert wird. Mittels der K_{BL}-Feder wird das Biegetrag- und Verformungsverhalten des Makromodells abgebildet. Die Beschreibung des Biegeverhaltens der Wand erfolgt wie das Makroelement von James und Kunnath [136] über eine Fasermodellanalyse. Aufgrund der Subelementstruktur bilden die drei voneinander unabhängigen Federn nicht die Eigenschaften der gesamten Wand, sondern lediglich die eines Wandquerschnittes gemittelt über die Subelementlänge Δh ab. Eine exemplarische Diskretisierung der Wand mit 5 Subelementen und der Aufbau eines Subelementes als durch Federmechanismen gekoppeltes Starrkörperpaar ist in Abbildung 9.1 skizziert. Die Länge eines Subelementes Δh entspricht dem Quotienten aus der Wandhöhe und der Subelementanzahl.

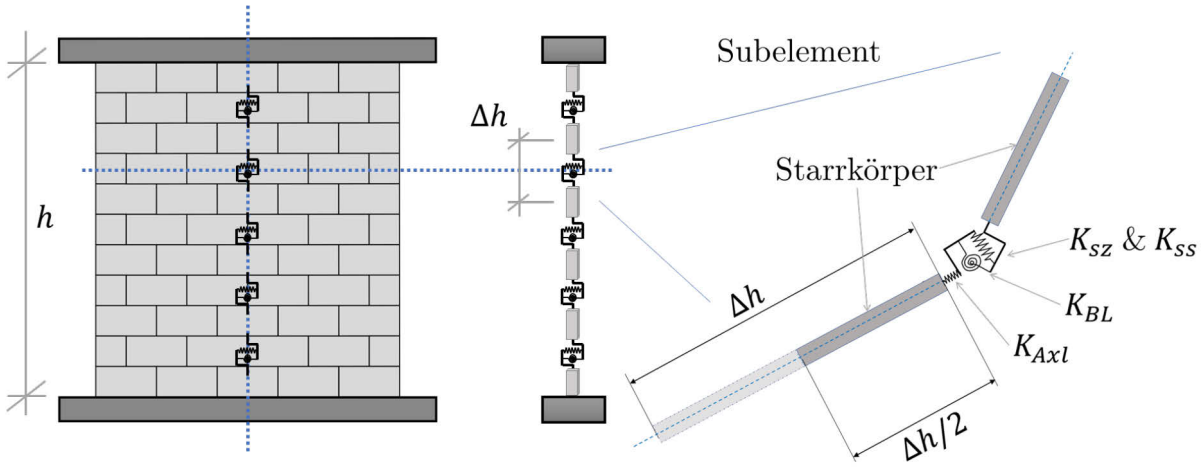


Abbildung 9.1: Wanddiskretisierung in Subelemente nach Park [134]

Da mit zunehmender Wandkopfauslenkung die Schub- und Biegesteifigkeiten über die Wandhöhe variieren, ist zur Abbildung des nichtlinearen Steifigkeitsverlaufs eine ausreichend feine Diskretisierung über die Wandhöhe vorzunehmen. Auf Grundlage der Analyse der Versagensmechanismen aus den vorangegangenen Kapiteln erscheint die Subelementdiskretisierung der Wand entsprechend der Anzahl der Steinreihen als zweckmäßig.

9.2 Funktionsweise

Gemäß der vertikalen Wanddiskretisierung (siehe Abschnitt 9.1) wird die Wand mittels aneinandergereihte Starrkörper-Feder-Subelemente modelliert, die das nichtlineare Tragverhalten realitätsnah abbilden sollen. Die Federn spiegeln dabei die gebündelten Eigenschaften des jeweiligen Wandquerschnitts auf Höhe des Subelements wider. Die Erläuterung der Funktionsweise soll nun für die entsprechenden Federn einzeln erfolgen.

9.2.1 Rotationsfedergesetz

Das Wandrotationsverhalten wird mit Hilfe der K_{BL}-Federn repräsentiert. Die zugrundeliegende Fasermodellanalyse wird in [134] ausführlich erläutert und wird somit nachfolgend nur schematisch dargestellt. Vielmehr soll die Erweiterung der Fasermodellanalyse auf eine kombinierte Beanspruchung dargestellt werden.

Fasermodellanalyse

Bei der einaxialen Fasermodellanalyse nach Kunnath et al. [136] erfolgt eine Unterteilung des Wandquerschnitts in mehrere Faserquerschnitte entlang der Wandlängsachse, da von einer einachsigen Biegung um die starke Achse ausgegangen werden kann. Die einzelnen Fasern weisen ausschließlich eine axiale Steifigkeit auf. Eine Übertragung von Schubspannungen zwischen den benachbarten Fasern ist ausgeschlossen. Unter Annahme eines Ebenbleibens der Querschnitte resultiert nach Aufbringung einer Krümmung eine lineare Dehnungsverteilung. Die jeweilige Faserdehnung ε_f der Faser i lässt sich aus dem Abstand des Faserschwerpunkts

zur Wandzentralfaser $d_{f,i}$, der Zentralfaserdehnung $\varepsilon_{zentral}$ und der aufgebrachten Krümmung κ_y wie folgt ermitteln:

$$\varepsilon_{f,i} = \varepsilon_{zentral} + d_{f,i} \cdot \kappa_y \tag{9-1}$$

Unter Anwendung des Hookschen Gesetzes ergibt sich aus der Multiplikation der Dehnung mit dem Sekantenmodul E_S die Spannungsverteilung über den Wandquerschnitt. Im Zuge dessen ist die Definition eines Materialgesetzes notwendig. Nach Integration der Faserspannung über die Faserfläche A_f lässt sich die im Wandquerschnitt wirkende Normalkraft N bzw. das Normalkraftinkrement ΔN nach Kunnath [136] wie folgt ermitteln:

$$N = \sum_{i=1}^{n_{Faser}} E_{S,i} \cdot A_f \cdot \varepsilon_{Zentral} + \sum_{i=1}^{n_{Faser}} E_{S,i} \cdot A_f \cdot d_{f,i} \cdot \kappa_y \tag{9-2}$$

$$\Delta N = \sum_{i=1}^{n_{Faser}} E_{S,i} \cdot A_f \cdot d\varepsilon_{Zentral} + \sum_{i=1}^{n_{Faser}} E_{S,i} \cdot A_f \cdot d_{f,i} \cdot d\kappa_y \tag{9-3}$$

Das entsprechende innere Moment M und das Momenteninkrement ΔM kann durch die Erweiterung mit dem Hebelarm $d_{f,i}$ – dem Abstand des Faserschwerpunkts zur Wandzentralfaser – wie folgt berechnet werden:

$$M = \sum_{i=1}^{n_{Faser}} E_{S,i} \cdot A_f \cdot d_{f,i} \cdot \varepsilon_{Zentral} + \sum_{i=1}^{n_{Faser}} E_{S,i} \cdot A_f \cdot {d_{f,i}}^2 \cdot \kappa_y \tag{9-4}$$

$$\Delta M = \sum_{i=1}^{n_{Faser}} E_{S,i} \cdot A_f \cdot d_{f,i} \cdot d\varepsilon_{Zentral} + \sum_{i=1}^{n_{Faser}} E_{S,i} \cdot A_f \cdot {d_{f,i}}^2 \cdot d\kappa_y \tag{9-5}$$

Abbildung 9.2 veranschaulicht das einaxiale Fasermodell mit der Verteilung der Faserdehnungen und – Spannungen.

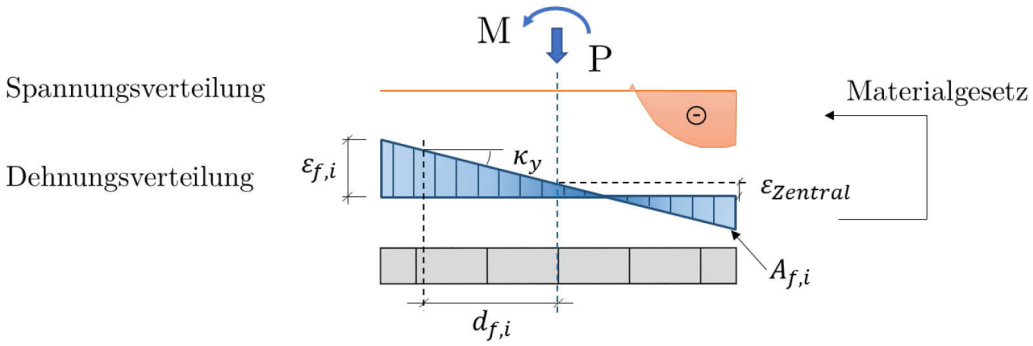


Abbildung 9.2: Einaxiales Fasermodell nach Kunnath [136]

Bei einer kombinierten Beanspruchung herrscht, aufgrund der zweiachsigen Biegung, somit eine räumliche Dehnungs- und Spannungsverteilung am betrachteten Wandquerschnitt. Die neutrale Faser verläuft infolgedessen schräg über den Querschnitt. Die Diskretisierung des Wandquerschnitts im Rahmen der Fasermodellanalyse hat somit sowohl in Wandlängsrichtung, als auch in Wanddickenrichtung zu erfolgen. Das Prinzip vom Ebenbleiben des Querschnitts behält weiterhin Gültigkeit, da bei den drei maßgebenden Mauerwerksversagensmechanismen von kleinen Verformungen und Rotationen ausgegangen werden kann. Die geometrischen Achsen der Wandscheibe bilden aufgrund ihrer Symmetrie ein Hauptachsensystem.

Zur Ermittlung der Faserdehnungen unter zweiachsiger Biegung lässt sich die Gleichung 9-1 um den Dehnungsanteil aus der Krümmung κ_z um die schwache Wandachse erweitern. Es ergibt sich eine Dehnungsverteilung nach Gleichung 9-6, bei der zwischen einem axialen Dehnungsanteil $\varepsilon_{zentral}$ und zwei Krümmungsanteilen κ_y und κ_z unterschieden werden kann. Das Fasermodell wird in Wandlängsrichtung hinsichtlich der Anzahl in i - Fasern und in Wanddickenrichtung in j - Fasern unterteilt.

$$\varepsilon_{f,i,j} = \varepsilon_{zentral} + d_{f,i} \cdot \kappa_y + d_{f,j} \cdot \kappa_z \qquad \textbf{9-6}$$

Es treten räumliche nichtlineare Spannungs- und lineare Dehnungsverteilungen mit konstanter Krümmung am jeweiligen Wandquerschnitt auf, deren neutrale Faser von den Faserkoordinaten $d_f(i)$ und $d_f(j)$ der beiden geometrischen Achsen abhängig ist. Das verwendete Koordinatensystem in der zweiaxialen Fasermodellanalyse wird zur besseren grafischen Visualisierung des 2D-Fasermodells in Abbildung 9.3 dargestellt.

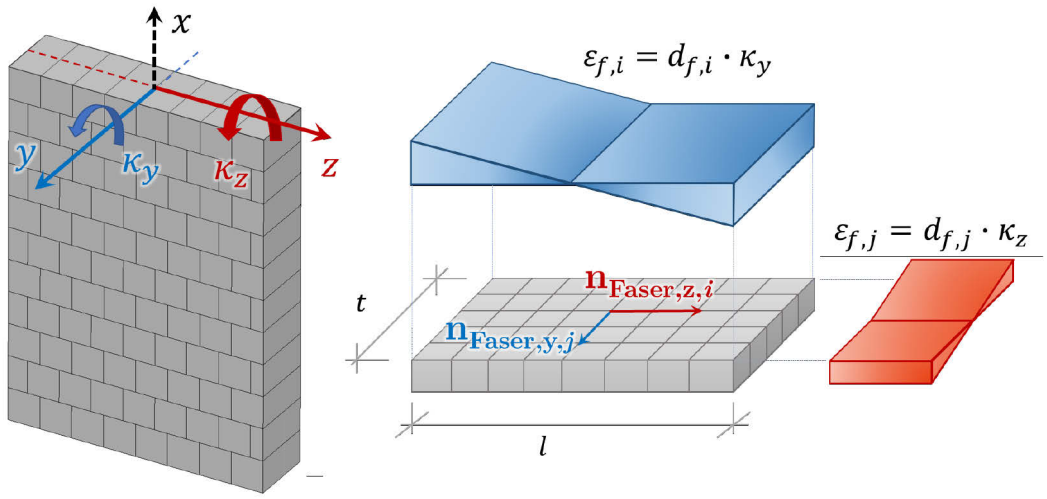


Abbildung 9.3: Koordinatensystem und Faserdehnungen der zweiaxialen Fasermodellanalyse

Das weitere Vorgehen entspricht der einaxialen Fasermodellanalyse. Zur Ermittlung des inneren Moments wird die lineare Dehnungsverteilung im nächsten Schritt über ein Materialgesetz in eine Spannungsverteilung überführt. Das hierfür erforderliche Materialgesetz entstammt einer idealisierten Spannungs-Dehnungslinie für Beton unter Druckspannung nach DIN EN 1992-1-1 [137]. Die idealisierte Spannungs-Dehnungslinie gleicht dem Ansatz der DIN EN 1996-1-1

[3] qualitativ und wird lediglich durch die Verwendung der Materialkennwerte von Mauerwerk angepasst. Die entsprechende Spannungs-Dehnungslinie ist in Abbildung 9.4 schematisch dargestellt.

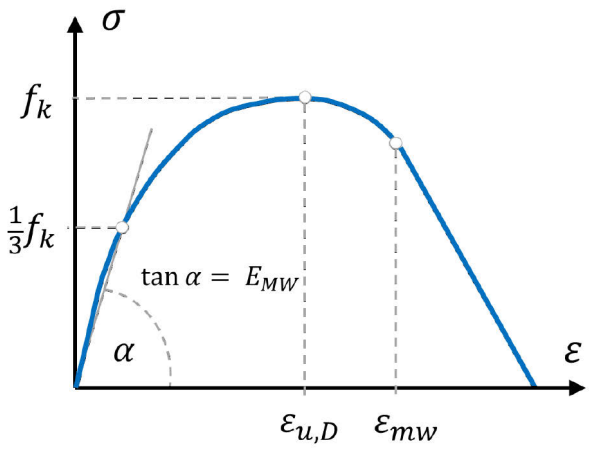


Abbildung 9.4: Spannungs-Dehnungslinie für Ziegelmauerwerk

Der Zusammenhang wird durch folgende Spannungsfunktion beschrieben:

$$\sigma(\varepsilon) = -\frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \cdot f_k \qquad \text{9-7}$$

Dabei sind:

$$\eta = \varepsilon / \varepsilon_{u,D}$$

$$k = E_{MW} \cdot |\varepsilon_{u,D}| / f_k$$

mit:

f_k Mauerwerksdruckfestigkeit

E_{MW} Mittleres Elastizitätsmodul (Sekantensteifigkeit bei $1/3\, f_k$)

$\varepsilon_{u,D}$ Dehnung des Mauerwerks bei Erreichen der Druckfestigkeit

Momenten-Krümmungsbeziehung

Zumal mit jeder Änderung der Vertikallast in der Wand eine Aktualisierung des Rotationsfedergesetzes der K_{BL}-Feder durchgeführt wird, muss für jeden Zustand die Momenten-Krümmungsbeziehung des betrachteten Querschnittes auf Basis eines Fasermodells bestimmt werden. Das betreffende Federgesetz kann im nächsten Schritt durch Integration der $M - \kappa$ –Beziehung ermittelt werden.

Zunächst ist zwischen einer zentrischen bzw. exzentrischen Vertikallasteinleitung zu unterscheiden. Daraus ergibt sich ob und in welchem Umfang eine Vorverkrümmung um die

schwache Wandachse besteht. Im Falle einer ausschließlich zentrisch eingeleiteten Wandauflast wird die geometrische Wanddicke t_{geo} verwendet. Dementgegen erfolgt die Berechnung unter exzentrischer Lasteinleitung für das zweidimensionale Fasermodell auf Grundlage der geschädigten bzw. überdrückten Wanddicke t_{eff}. In Abbildung 9.9 ist der Iterationsvorgang schematisch in Form eines Ablaufdiagramms aufgeführt.

Für ein zentrisch beanspruchtes System beginnt die Ermittlung der Momenten-Krümmungsbeziehung mit der Berechnung der gleichmäßigen Anfangsdehnung ε_{init} ausgelöst durch die aktuelle Vertikallast. Korrespondierend dazu ergeben sich die Anfangsspannungen σ_{init}. Im Anschluss wird eine inkrementell zunehmende Zwangsverkrümmung auf den Querschnitt aufgebracht. Aus der resultierenden Dehnungsverteilung wird auf Grundlage des nichtlinearen Materialgesetzes die Spannungsverteilung hergeleitet. Abschließend wird das innere Moment iterativ in Anlehnung an den Algorithmus nach Kunnath et al. [136] berechnet. Man erhält für jeden Krümmungsschritt zusammen mit dem dazugehörigen inneren Moment die Momenten-Krümmungsfunktion.

Im Falle einer exzentrischen Vertikalbeanspruchung der Wandscheibe wird dem beschriebenen Iterationsvorgang eine 1D-Fasermodellanalyse in Verbindung mit der numerischen Wandverformungsermittlung nach Furler [66] zur Bestimmung der effektiven Wanddicke vorangeschaltet (Zwischenrechnung „A“ aus Abbildung 9.9 ist in Abbildung 9.10 schematisch dargestellt). Entsprechende Zwischenrechnung soll nun nachfolgend erläutert werden.

Ermittlung der effektiven Wanddicke bei exzentrischer Vertikalbeanspruchung

Das Ziel des Vorgehens ist die Ermittlung der effektiven überdrückten Wanddicke. Dafür muss aber im Vorfeld für jeden Lastschritt die Auslenkung der Wand aus der Wandebene berechnet werden. Aufgrund es nichtlinearen Materialverhaltens kann eine Ermittlung der Wandverformung nur numerisch erfolgen. Dazu kommt das Integrationsverfahren nach Furler [66] zur Anwendung.

Das in Abbildung 9.5 aufgeführte Integrationsverfahren lässt sich für Exzentrizität e und Verdrehung φ im Subelement i über die Subelementlänge Δh mit folgenden Gleichungen beschreiben:

$$e_{i+1} = e_i - \kappa_{z,i}(e_i) \cdot \Delta h^2 \cdot 0{,}5 - \varphi_i \cdot \Delta h \tag{9-8}$$

$$\varphi_{i+1} = \varphi_i + \kappa_{z,i}(e_i) \cdot \Delta h \tag{9-9}$$

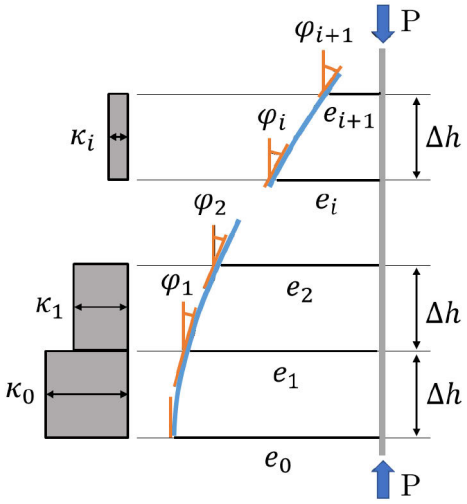


Abbildung 9.5: **Integrationsverfahren nach Furler [66]**

Zur Herleitung der Gleichgewichtsbedingung nach Gleichung 9-8 und 9-9 wird vorab die Exzentrizitäts-Krümmungsbeziehung des Querschnitts orthogonal zur Wandebene benötigt. Vereinfacht kann die Ermittlung der Wandverformungen in Querrichtung eindimensional erfolgen. Im Zuge dessen lässt sich das resultierende innere Moment M_z in jedem Wandquerschnitt mithilfe eines eindimensionalen Fasermodells nach Park [134] in Wanddickenrichtung berechnen. Die Überführung der Momenten-Krümmungsbeziehung auf eine Exzentrizitäts-Krümmungsbeziehung erfolgt nach Gleichung 9-10.

$$e_y = \frac{M_z}{P} \qquad \text{9-10}$$

Diese beschreibt das Verhältnis des inneren Moments M_z zu der konstant gehaltenen Normalkraft P. Dies hat zur Folge, dass die Exzentrizitäts-Krümmungsbeziehung eine Skalierung des Momenten-Krümmungsdiagramm um den Faktor $1/P$ darstellt. Eine exemplarische M_z - κ_z - Beziehung sowie die zugehörige e_y - κ_z - Beziehung ist in Abbildung 9.6 dargestellt.

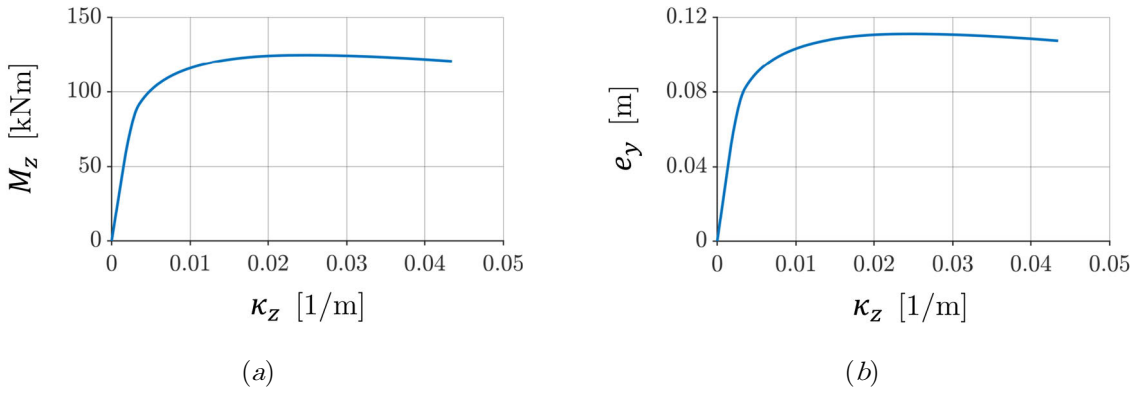


Abbildung 9.6: **(*a*) M_z-κ_z-Beziehung um die schwache Achse; (*b*) e_y-κ_z-Beziehung um die schwache Achse.**

Mit der Exzentrizitäts-Krümmungsbeziehung für die schwache Wandachse wird auf zwei verschiedene Weisen weiter verfahren. Zum einen wird die e_y - κ_z - Beziehung als Eingangsinformation zur Lösung des Integrationsverfahrens nach Furler [66] verwendet. Zum anderen kann aus der zu Grunde liegenden eindimensionalen Fasermodellanalyse dem Momenten- bzw. Exzentrizitätswert je Krümmungsschritt die effektive überdrückte Wanddicke ausgelesen und zugeordnet werden. Man erhält eine t_{eff} - κ_z - Beziehung, welche den allgemeinen Zusammenhang zwischen überdrückter Wanddicke und der Verkrümmung des Wandquerschnitts darstellt.

Zunächst gilt es die tatsächliche Verkrümmung bzw. Verdrehung eines jeden Subelementes über die Wandhöhe mit Hilfe des Integrationsverfahrens nach Furler zu bestimmen. Die zuvor ermittelte e_y - κ_z - Beziehung ergibt für ein Wertepaar der Momenten-Krümmungs-Kurve die entsprechende Wandauslenkung e nach Abbildung 9.5. Nach anfänglicher Abschätzung der Ausmitte in Wandmitte e_0 erfolgt die Lösung des Integrationsverfahrens iterativ unter Zuhilfenahme der e_y - κ_z - Beziehung. Die Wandverkrümmung κ_z um die schwache Achse wird in jedem Subelement vereinfacht über die gesamte Belastungsgeschichte konstant angenommen. Die zugrundeliegende Annahme der infinitesimalen Dehnungstheorie ist dabei vertretbar. Analog zum Abschnitt 5.6 wird den angrenzenden Decken die gleiche Biegesteifigkeit zugeordnet, sodass die Wandverformungen dem Fall „*E1*“ nach Furler [66] entsprechen (siehe Abbildung 9.7(a)). Da der Ansatz von Furler für eine Wandscheibe ohne Lastexzentrizität an den Wandenden entwickelt wurde, tritt die maximale Lastexzentrizität in Wandmitte auf. Da dies hingegen nicht der hier betrachteten Situation einer teilaufgelagerten Deckenplatte entspricht, muss die Exzentrizität korrigiert werden. Dabei wird die nach Furler für eine äquivalente Wand der Dicke a (hier die effektive Auflagertiefe) ermittelte Exzentrizität $e_{Furler}(a)$ von der durch die Teilauflagerung verursachten globalen Lastexzentrizität *e‘(t)* subtrahiert.

$$e_{korr} = e' - e_{Furler} \qquad \textbf{9-11}$$

Das Vorgehen zur Korrektur der Exzentrizität ist in Abbildung 9.7(b) veranschaulicht.

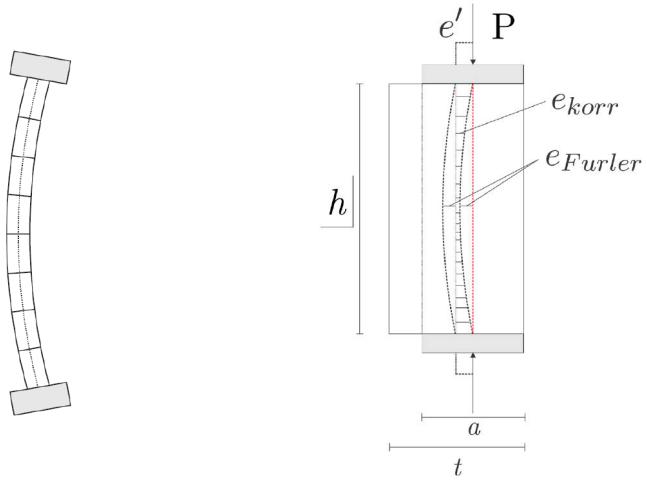
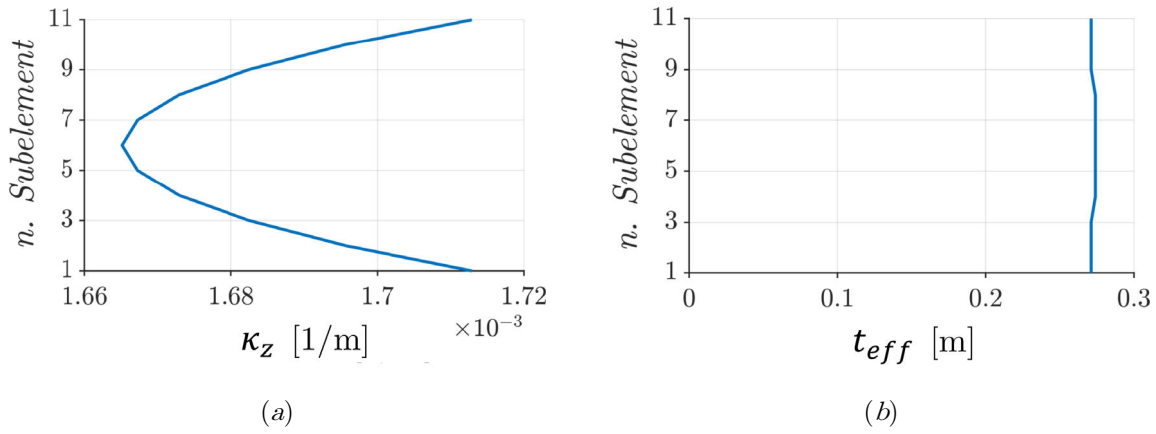


Abbildung 9.7: **(links) Verformungsfigur *E1* nach Furler [66]; (rechts) Korrigierte Exzentrizität e_{korr}**

Mittels der e_y - κ_z - Beziehung lässt sich nun aus der korrigierten Lastexzentrizität die effektive Krümmung in jedem Subelement bestimmen (siehe Abbildung 9.8(*a*)).



(*a*) (*b*)

Abbildung 9.8: Beispielhaft (*a*) Krümmungsverlauf κ_z; (*b*) effektive Wanddicke t_{eff}

Als nächster Schritt wird zur Herleitung der Subelementrotation $\Delta\varphi_{sub,i}$ die Krümmung κ_z nach Abbildung 9.11 mit der Subelementhöhe Δh multipliziert. Analog wird diese Umrechnung auf die vorher ermittelten t_{eff} - κ_z – Beziehung angewendet. Mit der bekannten Subelementrotation um die schwache Wandachse lässt sich nun auf Basis der neu ermittelten t_{eff} - φ_z – Beziehung die effektiven überdrückten Wanddicke für jedes Subelement ermitteln. Beispielhaft ist die Verteilung der effektive Wanddicke t_{eff} über die Wandhöhe für jedes Subelement in Abbildung 9.8(*b*) abgebildet. Die effektive Wanddicke t_{eff} wird über den gesamten weiteren Berechnungsablauf für jedes Subelement als konstant angenommen. Eine Aktualisierung findet nachfolgend nicht mehr statt.

Der gesamte Berechnungsvorgang der Momenten-Krümmungsbeziehung in Wandlängsrichtung sowie die Erweiterung zur Berücksichtigung einer exzentrischen Vertikalbeanspruchung aus der Wandebene ist als Ablaufdiagramm in Abbildung 9.9 bzw. Abbildung 9.10 schematisch dargestellt.

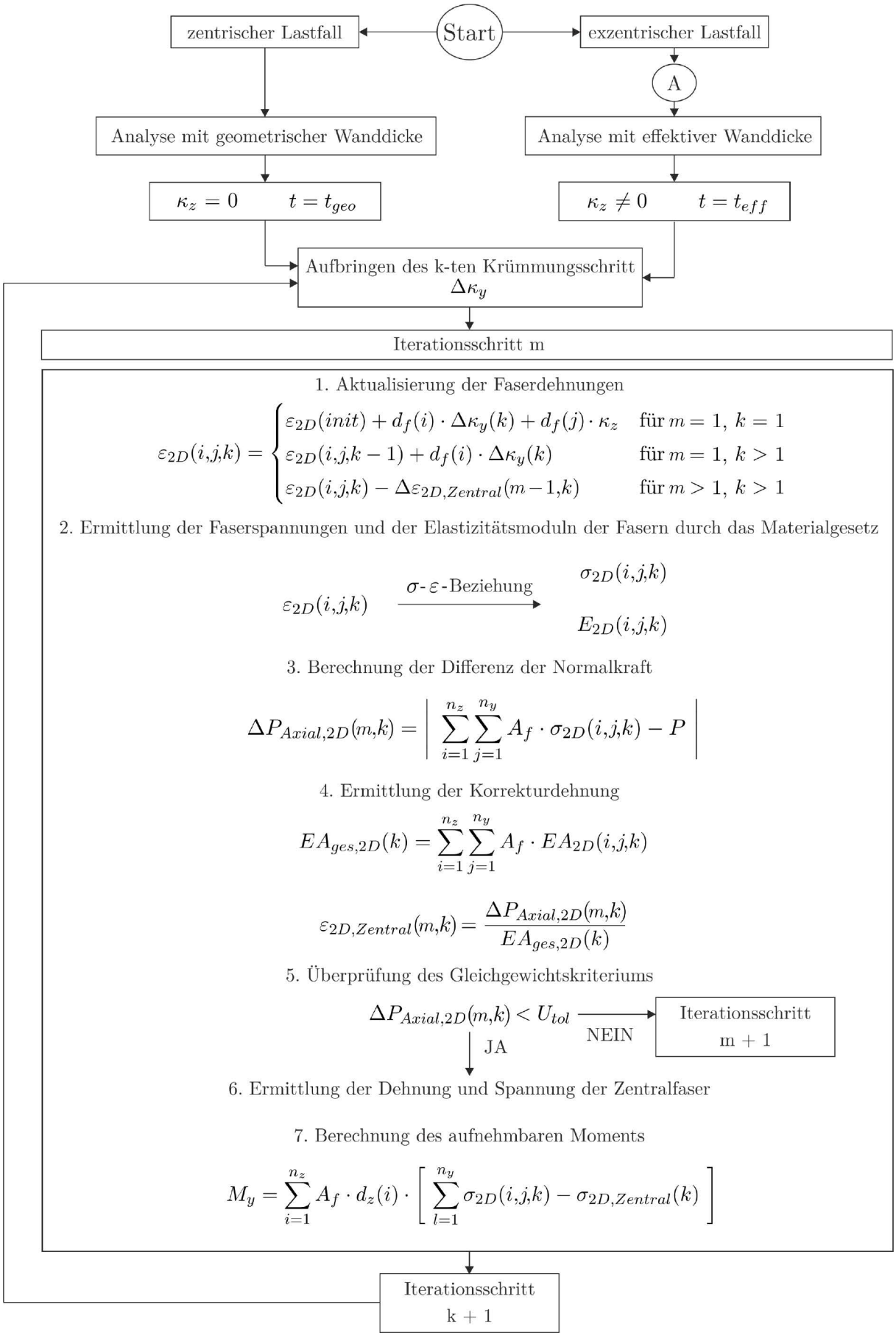


Abbildung 9.9 **Ablaufschema zur Berechnung der Momenten-Krümmungsbeziehung**

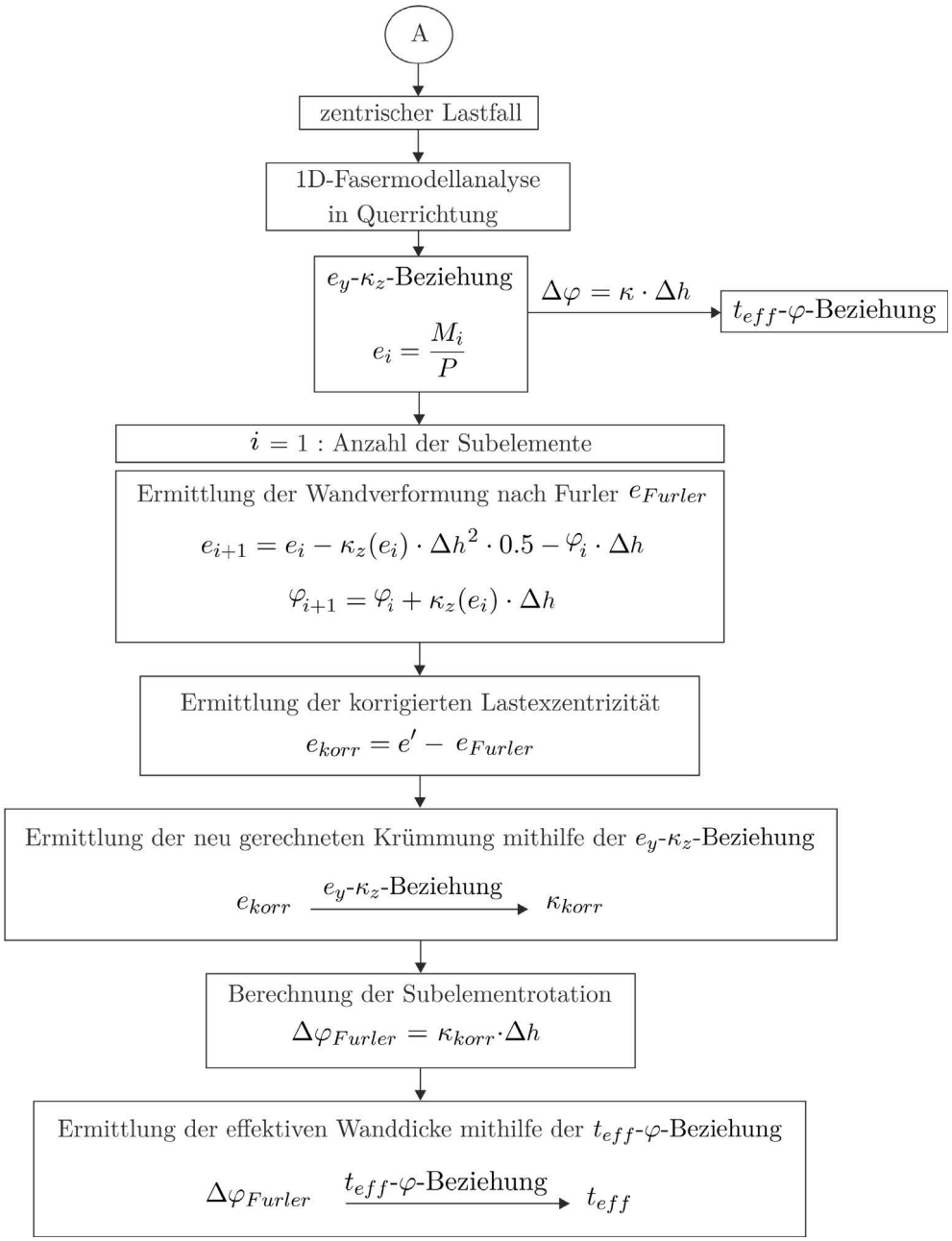


Abbildung 9.10: Ablaufschema zur Ermittlung der effektiven Wanddicke

Momenten-Verdrehungsbeziehung

Mit dem Ziel die Einspannsituation an den Wandenden möglichst realitätsnah abbilden zu können, und folglich den tatsächlichen Momentenverlauf über die Wandhöhe zu berücksichtigen, erfolgt die Ermittlung der Verdrehung subelementweise. Damit ist das Element in der Lage sich variablen Randbedingungen anzupassen. Da ein Subelement durch seine Federeigenschaften das „konzentrierte“ Tragverhalten des entsprechenden horizontalen Wandquerschnitts darstellt, verlaufen das Moment und die korrespondierende Krümmung konstant über die Höhe des Subelements. Somit kann der verformte Zustand eines Subelementes als ein perfekter Kreisschnitt ohne Diskontinuität angesehen werden. Zur Einhaltung dieser Annahme werden die beiden Starrköper als die Tangenten des Kreisschnittes mit dem Radius R dargestellt, welche

sich exakt an der entsprechenden Feder schneiden. Die beschriebene Subelementkinematik wird in Abbildung 9.11 veranschaulicht. Dabei stellt der Schnittwinkel $\Delta\varphi$ die relative Rotation beider Starrkörper bzw. eines Subelementes dar. Die Beziehung zwischen Verdrehung und Krümmung ist somit durch Gleichung 9-12 definiert:

$$\Delta\varphi = \kappa \cdot \Delta h \tag{9-12}$$

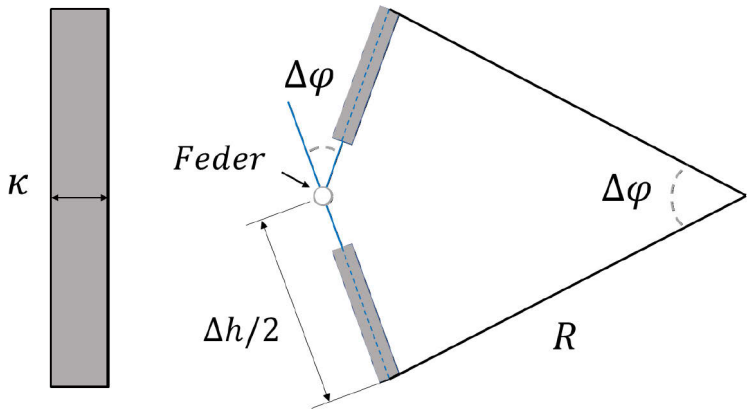


Abbildung 9.11: Subelementkinematik zur Herleitung der $M - \varphi -$ Beziehung

Die entsprechende Momenten-Verdrehungsbeziehung entspricht für einen festgelegten Vertikallastzustand dem Federgesetz der K_{BL} Drehfeder. Dabei lässt sich die aktuelle Drehfedersteifigkeit aus der Steigung der Momenten-Verdrehungsbeziehung bestimmen.

Zu den wichtigsten Einflussfaktoren auf die Momenten-Verdrehungsbeziehung zählen die Querschnittsgeometrie und die Materialeigenschaften des Mauerwerks. Nachfolgend sind die Einflüsse ausgewählter Parameter in Abbildung 9.12 abgebildet.

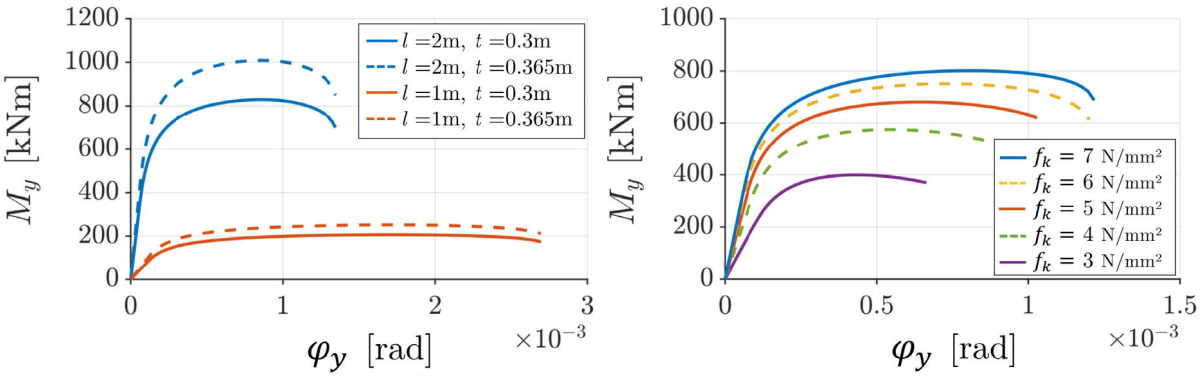


Abbildung 9.12: Einfluss der (*a*) Querschnittsgeometrie und der (*b*) Mauerwerksdruckfestigkeit auf das Rotationsfedergesetz

Während die Querschnittsgeometrie ausschließlich das maximal aufnehmbare Moment beeinflusst, zeigt sich bei der Mauerwerksdruckfestigkeit zusätzlich der Einfluss auf die maximale Rotationsfähigkeit.

9.2.2 Schubfedergesetz

Das Schubtragverhalten in Abhängigkeit der schubspezifischen Versagensmechanismen Fugen- und Steinzugversagen wird durch die nichtlinearen Schubfedern K_{SS} und K_{SZ} bestimmt, die die Schubsteifigkeit eines Wandabschnitts von der Länge eines Subelements abbilden. Die Federkennlinien weisen einen bilinearen Verlauf auf, welcher durch die Anfangssteifigkeit K_S und die maximale Schubtragfähigkeit $V_{max,SS}$ und $V_{max,SZ}$ definiert wird. Die maximale Schubtragfähigkeit $V_{max,SS}$ und $V_{max,SZ}$ ergeben sich nach Abschnitt 3.2.1.3. Der jeweils maßgebende Schubversagensmechanismus ergibt sich aus dem Minimum der beiden Kriterien und wird in jedem Verformungsschritt neu ermittelt. Die Anfangsschubsteifigkeit K_S einer Schubfeder vor der Aktualisierung der Federgesetze lässt sich aus dem Schubmodul G, der effektiven Wandfläche A_{eff}, dem Schubkorrekturfaktor α_S und der Subelementlänge Δh nach Gleichung 9-13 [134] ermitteln.

$$K_S = G \cdot A_{eff} \cdot \alpha_S \cdot 1/\Delta h \qquad \textbf{9-13}$$

Das Schubmodul G ist zu $0.4 \cdot E_{MW}$ zu setzen, während für rechteckigen Querschnitt der Schubkorrekturfaktor α_s zu 0.83 gewählt wird. Dieser Korrekturfaktor berücksichtigt den Fehler bei Annahme gleichmäßiger Schubspannungsverteilung bzw. konstanter Schubverzerrung über den Querschnitt. Nachfolgend wird in Abbildung 9.13 ein exemplarisches Schubfedergesetz dargestellt.

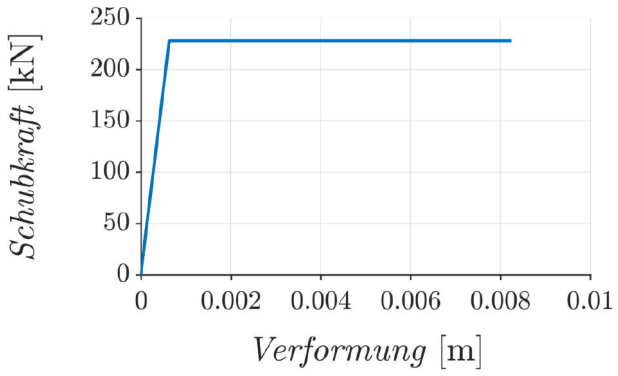


Abbildung 9.13: Schubfedergesetz

Es ist zu beachten, dass die effektive Wandfläche A_{eff} aus den überdrückten Wandflächen der Fasermodellanalyse resultiert. Bei Wänden unter zentrischer Vertikallasteinleitung ist die geometrische Wanddicke anzusetzen. Im Falle einer exzentrischer Lasteinleitung ist der Term durch die effektive Wanddicke zu ersetzen. Da prinzipiell in jedem Iterationsschritt Querschnittsschädigung auftreten würde, wird zur Aktualisierung des Schubfedergesetzes die Wandanfangsschubsteifigkeit durch das Verhältnis von aktueller überdrückter Fläche zu geometrischer Wandfläche abgemindert. Nachfolgend wird die Entwicklung der Querschnittschädigung bzw. effektiven Schubwandfläche A_{eff} für verschiedene aufgebrachte Lastexzentrizitäten in Abbildung 9.14 dargestellt.

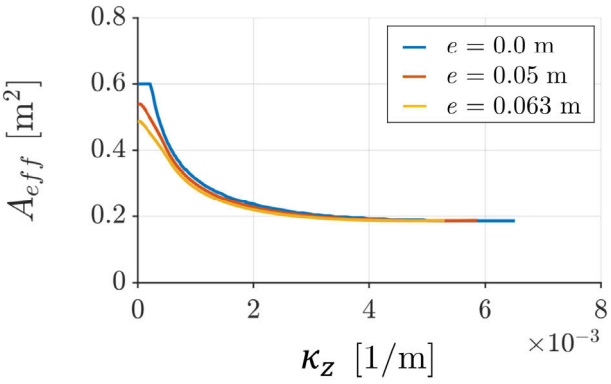


Abbildung 9.14: Entwicklung der effektiven Wandfläche

9.2.3 Axiale Elementsteifigkeit

Zur Beschreibung des axialen Tragverhaltens der Wand wird in jedem Subelement eine nichtlineare Feder K_{Axl} angeordnet. Die Feder bildet die Eigenschaften des entsprechenden Querschnittes aus der Fasermodellanalyse ab. Die Axialsteifigkeit ergibt sich nach Gleichung 9-13:

$$K_{Axl} = E \cdot A_{eff} \cdot 1/\Delta h \qquad \text{9-14}$$

9.3 Pushoverberechnung

Die Generierung der Kapazitätskurve zur Beschreibung des Trag- und Verformungsverhaltens einer Mauerwerkswandscheibe wird im vorliegenden Abschnitt erläutert. Grundsätzlich soll das Makroelement im Rahmen einer nichtlinearen verformungsbasierten Pushover-Analyse zur Anwendung kommen. Dazu wird die Bauwerkskapazität als statische Last-Verformungskurve unter monoton wachsenden Horizontallasten bei konstant gehaltenen Vertikallasten benötigt [74].

Das der Berechnung zugrunde liegende statische System des Balkenelements mit den entsprechenden Freiheitsgraden wird in Abbildung 9.15 veranschaulicht. Das Balkenelement wird als ebenes zweiknotiges Element mit drei Freiheitsgraden pro Knoten modelliert. Der Einfluss der Interaktion zwischen Wand und Decke findet durch die Fasermodellanalyse Berücksichtigung, sodass das Element biegesteif an die angrenzenden Bauteile angeschlossen werden kann.

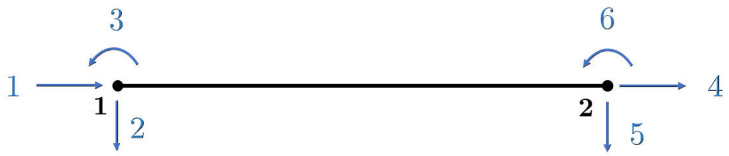


Abbildung 9.15: Statisches System des Balkenelements mit Freiheitsgraden

Dem Balkenelement kann der folgende Verformungsvektor der Wandendverformung im Iterationsschritt *i* zugeordnet werden:

$$U_{end,i} = (u_{1,i}\ \ w_{1,i}\ \ \varphi_{1,i}\ \ 0\ \ 0\ \ 0)^T \tag{9-15}$$

Zu beachten ist, dass die Verformungsrandbedingungen am Knoten 2, dem Wandfuß, festgehalten werden. Daneben stellt sich je nach Einspannung am Wandkopf eine Verdrehung $\varphi_{1,i}$ ein. Die Elementformulierung bietet die Möglichkeit verschiedene Momentenverteilungen vorzugeben. Bei einer Pushover-Analyse handelt es sich um eine verformungsgesteuerte Berechnung, daher wird die Iteration durch das inkrementelle Aufbringen einer horizontalen Wandkopfverschiebung Δw nach Gleichung 9-16 am Knoten 1 eingeleitet:

$$\Delta U_i = (0\ \ \Delta w_i\ \ 0\ \ 0\ \ 0\ \ 0)^T \tag{9-16}$$

Für jedes Verformungsinkrement i lässt sich nun mit Hilfe der aktuellen globalen Steifigkeitsmatrix K_i die Veränderung der inneren Kräfte ΔF_i nach Gleichung 9-17 bestimmen. Der Aktualisierung der globalen Elementsteifigkeitsmatrix in jedem Iterationsschritt kommt dabei eine besondere Bedeutung zu. Abschließend ergibt sich der Vektor der resultierenden innere Kraft aus der Summation der Kraftinkremente ΔF_i nach Gleichung 9-18:

$$\Delta F_i = K_i \cdot \Delta U_i \tag{9-17}$$

$$F_i = F_{i-1} + \Delta F_i \tag{9-18}$$

Zur Ermittlung der globalen Elementsteifigkeitsmatrix muss in einem ersten Schritt die Bestimmung der Steifigkeit der Subelemente erfolgen. Auf Basis der Subelementkinematik als Starrkörper-Feder-Element nach Abbildung 9.1 lässt sich die Steifigkeit der Subelement in Abhängigkeit der nichtlinearen Schub- und Rotationsfedern formulieren. Die Steifigkeitsmatrix für alle Subelemente K_{Sub} ist in Gleichung 9-19 aufgeführt:

$$K_{Sub} = \begin{bmatrix} K_{Axl} & 0 & 0 & -K_{Axl} & 0 & 0 \\ 0 & K_S & -\frac{\Delta h}{2}K_S & 0 & -K_S & -\frac{\Delta h}{2}K_S \\ 0 & -\frac{\Delta h}{2}K_S & \left(\frac{\Delta h}{2}\right)^2 K_S + K_{BL} & 0 & \frac{\Delta h}{2}K_S & \left(\frac{\Delta h}{2}\right)^2 K_S - K_{BL} \\ -K_{Axl} & 0 & 0 & K_{Axl} & 0 & 0 \\ 0 & -K_S & \frac{\Delta h}{2}K_S & 0 & K_S & \frac{\Delta h}{2}K_S \\ 0 & -\frac{\Delta h}{2}K_S & \left(\frac{\Delta h}{2}\right)^2 K_S - K_{BL} & 0 & \frac{\Delta h}{2}K_S & \left(\frac{\Delta h}{2}\right)^2 K_S + K_{BL} \end{bmatrix} \tag{9-19}$$

Die Aktualisierung der Subelementsteifigkeiten erfolgt mit Hilfe der Federgesetze aus den Abschnitten 9.2.1 und 9.2.2. Dazu werden die resultierenden Subelementverformungen in jedem Iterationsschritt auf Grundlage der aktuellen Steifigkeit mit Hilfe der direkten Steifigkeitsmethode ermittelt. Die globale Elementsteifigkeitsmatrix ergibt sich durch statische Kondensation der durch Blockaddition aufsummierten Gesamtsteifigkeitsmatrix über alle Subelemente auf die 6 wesentlichen Freiheitsgrade an den Stabenden nach Abbildung 9.15.

Definition der Abbruchkriterien

Grundsätzlich wird der maßgebende Versagensmechanismus durch die kurz vor dem Strukturversagen eintretende Versagensart definiert. Es sei angemerkt, dass das Makromodell nicht in der Lage ist gemischte Versagensfälle abzubilden. Es kann jedoch im Verlauf der Berechnung zu einem Wechsel des führenden Mechanismus kommen. Aufgrund der Vernachlässigung der Mischversagen werden die Bruchkriterien getrennt voneinander überprüft. Bei Eintritt einer Versagensart erfolgt die Deaktivierung aller übrigen Versagensmechanismen.

Es gelten folgende Grundprinzipien:

- Sobald die maximale Subelementrotation aus dem Rotationsfedergesetz erreicht ist, versagt das Gesamtsystem auf Biegedruck. Dieses *Toe-crushing*-Versagen tritt plötzlich ein und ermöglicht somit keine weitere Wandverformung.

- Ein zusätzliches Bruchkriterium wird zur Berücksichtigung eines Biegedruckversagens ohne *Toe-crushing* definiert. Tritt in der Rotationsfeder ein Steifigkeitsabfall von mehr als 10 % auf, ist die maximale Tragfähigkeit erreicht. Darüber hinaus kann die Wand ein Verformungsplateau bis zur maximalen Verformungskapazität für Biegeversgen nach Tabelle 3.1 aus Abschnitt 3.2.2 ausbilden.

- Entspricht die aktuell auftretende Querkraft im Subelement einer der normativ vorgegebenen maximalen Schubtragfähigkeit $V_{max,SZ}$ bzw. $V_{max,SS}$ nach Abschnitt 9.2.2., tritt Schubversagen ein. In der Folge kann die Wand ein Verformungsplateau bis zur maximalen Verformungskapazität für Schubversagen in Abhängigkeit des Vertikallastniveaus nach Tabelle 3.1 aus Abschnitt 3.2.2 ausbilden.

In Tabelle 9.1 sind nachfolgend die globalen Abbruchkriterien aufgeführt und den jeweils gültigen Restverformungskapazitäten nach Eintreten des Versagensmechanismus zugeordnet. Die maximale Verformungskapazität entsprechen den normativen Grenzwerten nach DIN EN 1998-1-1/NA [6] (siehe Abschnitt 3.2.2).

Tabelle 9.1: Abbruchkriterien für globale Versagensmechanismen

Versagensart	Abbruchkriterium	Verformungskapazität
Biegedruckversagen	$\varphi_i \geq \varphi_{max}$	-
	$\frac{K_{\varphi,i-1} - K_{\varphi,i}}{K_{\varphi,i-1}} \geq 0.1$	$u_{max} = 0{,}006 \cdot \frac{H^2}{L} \cdot \psi$
Steinzugversagen	$V_{max,SZ,i} \leq dw_i \cdot K_{S,i}$	$u_{max} = \begin{cases} 0{,}004 \cdot H & \text{für } \sigma_o \leq 0{,}15 \cdot f_k \\ 0{,}003 \cdot H & \text{für } \sigma_o > 0{,}15 \cdot f_k \end{cases}$
Reibungsversagen	$V_{max,SS,i} \leq dw_i \cdot K_{S,i}$	

Damit gilt die Ermittlung der Trag- und Verformungsverhalten einer Mauerwerksscheibe als abgeschlossen. Eine schematische Übersicht über den gesamten Berechnungsablauf ist nachfolgend in Abbildung 9.16 als Ablaufdiagramm dargestellt.

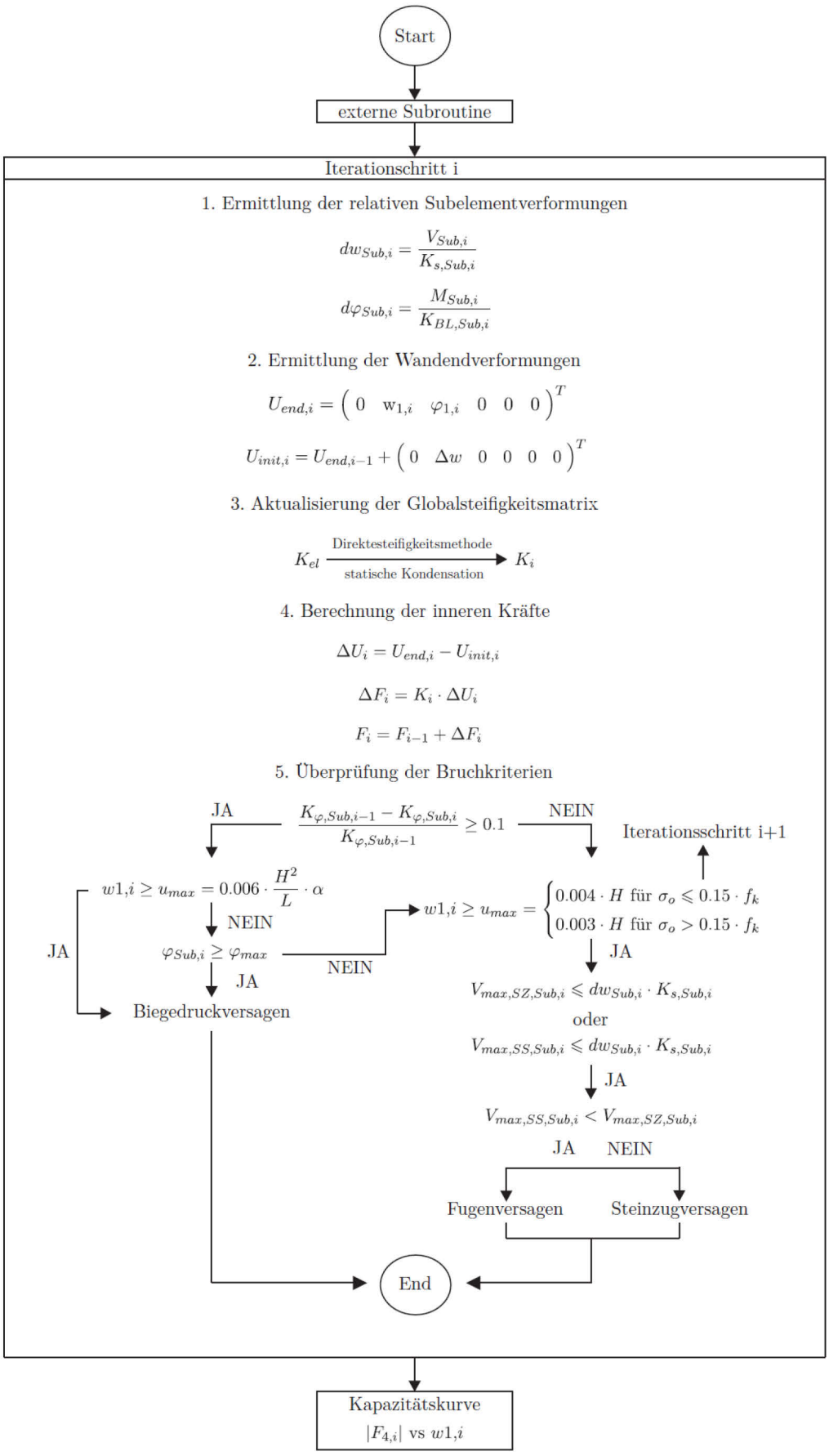


Abbildung 9.16: Ablaufdiagramm zur Ermittlung der Last-Verformungskurve

9.4 Validierung

Die Validierung des nichtlinearen Makroelements für Schubwände aus unbewehrtem Mauerwerk erfolgt auf Grundlage der experimentellen Daten [83–85] aus Kapitel 4. Im Rahmen dessen werden die Einzelwandkapazitäten als Kraft-Verformungskurven aus der Makroelementberechnung mit den Umhüllenden der zyklisch-experimentellen Hysteresekurven in positive und negative Belastungsrichtung verglichen. Abschließend werden Spannungsverteilungen aus der Fasermodellanalyse analysiert und hinsichtlich der korrekten Abbildung einer kombinierten Beanspruchung bewertet.

9.4.1 Eingabeparameter

Zur Berechnung sind sowohl materialspezifische als auch numerische Parameter erforderlich. Die Materialparameter werden den mit Hilfe von Kleinbauteilversuchen ermitteln experimentellen Daten nach [83] aus Kapitel 4 entnommen. Ergänzende Daten hinsichtlich der Dehnungen bei maximaler Druckfestigkeit und Bruch sind der Arbeit von Glock entnommen [126]. In Tabelle 9.2 sind die verwendeten Material- und Festigkeitsparameter als charakteristische Werte aufgeführt. Daneben sind weitere numerische Parameter in Bezug auf die Fasermodellanalyse und die Iterationssteuerung erforderlich. Entsprechende Eingabewerte sind in Tabelle 9.3 aufgeführt.

Tabelle 9.2: Eingabewerte der Materialparameter

Material und Festigkeitsparameter		
f_{st}	[N/mm²]	12,8
$f_{bt,cal}$	[N/mm²]	0,33
f_{vk0}	[N/mm²]	0,22
f_k	[N/mm²]	7,74
E_{MW}	[GPa]	8,46
$\varepsilon_{u,D}$	[-]	-0,0018
ε_{MW}	[-]	-0,004

Tabelle 9.3: Elementspezifische Parameter

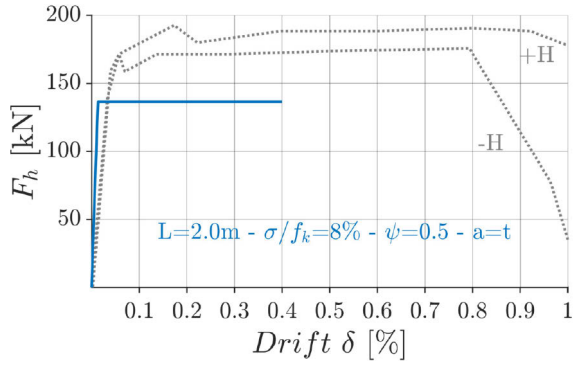
Elementspezifische Parameter		
$n_{Faser,z}$	[-]	$100 \cdot l$
$n_{Faser,y}$	[-]	60
n_{Sub}	[-]	11
n_{WP}	[-]	100
U_{tol}	[kN]	0.1

9.4.2 Kapazitätskurven

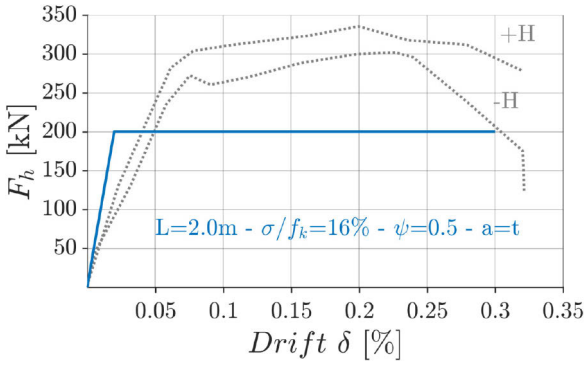
In diesem Abschnitt werden nun die Kraft-Verformungskurven der 18 Schubwandversuche [83–85] mit den numerisch ermittelten Wandkapazitäten des Makroelementes verglichen. Die Angaben zu den variierten Parametern der Wände sind in Tabelle 4.2 aufgeführt. Zu den Parametern zählen Wandschlankheit, Vertikallastniveau, Momentenverteilungsfaktor und effektive Auflagertiefe. Im Rahmen der Gegenüberstellung werden die maximale Tragfähigkeit, die Verformungsfähigkeit vor Kollaps der Wand und der maßgebende Versagensmechanismus als Vergleichswerte herangezogen. Eine Übersicht der Ergebnisse der Gegenüberstellung findet sich in Tabelle 9.4.

In Abbildung 9.17 sind ausschließlich die Vergleiche mit den Wänden aus der Versuchsserie [83] mit voller Einspannung aufgeführt. Die Gegenüberstellung der Ergebnisse zeigt, dass die Anfangssteifigkeit zutreffend abgebildet wird. Die Schubtragfähigkeit wird vom Makroelement durchschnittlich auf der sicheren Seite um ca. 30 % unterschätzt. Die Unterschätzung fällt bei gedrungenen Wänden jedoch stärker aus als bei schlanken Wänden. Da die verwendeten Schubbruchkriterien den normativen Regelungen nach Abschnitt 3.2.1.3 entsprechen, bestätigen die Ergebnisse die Beobachtungen aus dem Kapitel 6. Weiterhin wird die Bruchverformung, die sich in Abhängigkeit des jeweils maßgebenden Versagensmechanismus nach Tabelle 9.1 ergibt, im mittleren bis hohen Vertikallastbereich durch das Makroelement um ca. 25 % überschätzt. Dementgegen tritt bei niedrigen Vertikallastniveaus (lfd. Nr. 1, 8) eine Unterschätzung der maximalen Verformungsfähigkeit auf. Entsprechende Diskrepanzen bei den normativen Grenzwerten der Verformungsfähigkeit wurden bereits in Kapitel 6 beschrieben. Die Zuordnung der maßgebenden Versagensmechanismen wird vom Makroelement überwiegend zutreffend abgebildet. Mit Ausnahme der kurzen Wände (lfd. Nr. 9, 10), die im Makroelement fälschlicherweise ein Biegeversagen aufweisen, stimmen die Versagensmechanismen gut mit den Beobachtungen der Wandversuche aus Kapitel 4.2 überein.

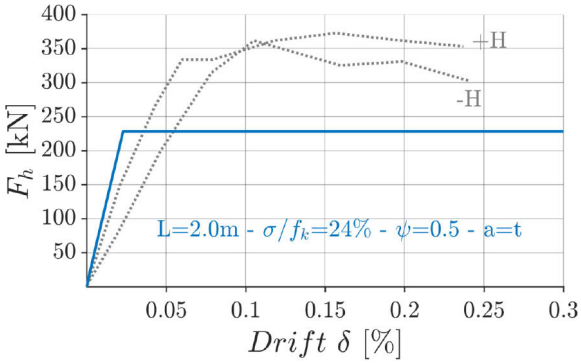
In Abbildung 9.18 werden die Ergebnisse der Vergleiche mit den Wänden aus der Versuchsserie [84, 85] aufgeführt. Zu den variierten Parametern zählen der Momentenverteilungsfaktor und die Deckenauflagertiefe. Es zeigt sich, dass die maximale Schubtragfähigkeit auch bei Momentenverteilungen von $\psi = 1.0$ auf der sicheren Seite korrekt abgebildet wird. Der Einfluss einer teilweisen Deckenauflagerung $a = 2/3\ t$ auf die Schubtragfähigkeit wird ebenfalls gut abgebildet. Die durchschnittliche Unterschätzung der Tragfähigkeit bleibt konstant für alle Parameter bei ca. 30 %. Eine Ausnahme bildet die Wand lfd. Nr 14 mit sehr niedrigem Auflastniveau, die entgegen dem entsprechenden Schubwandversuch auf Schub versagt und somit eine Überschätzung der Schubtragfähigkeit verzeichnet. Abgesehen davon werden alle anderen Versagensmechanismen durch das Makroelement korrekt abgebildet. Die Anfangssteifigkeit wird bei einer Teilauflagerung der Deckenplatte tendenziell überschätzt. Die Verformungsfähigkeit wird beim Momentenverteilungsfaktor $\psi = 1.0$ vom Makroelement unterschätzt, was wiederrum auf die Unzulänglichkeit der normativen Regelung, den Einfluss der Momentenverteilung auf die Verformungsfähigkeit korrekt abzubilden, zurückgeführt werden kann.



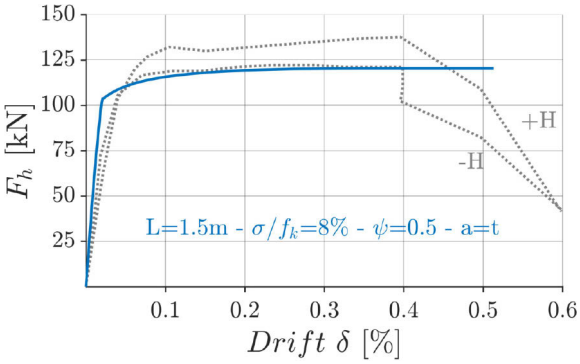
(*a*) lfd. Nr. 1



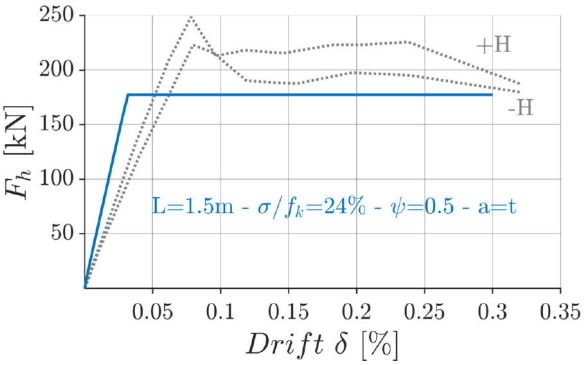
(*b*) lfd. Nr. 2



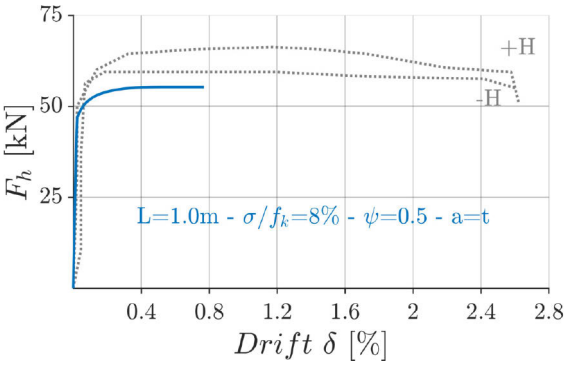
(*c*) lfd. Nr. 5



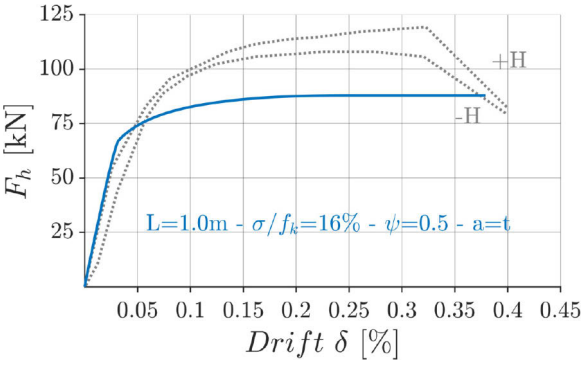
(*d*) lfd. Nr. 6



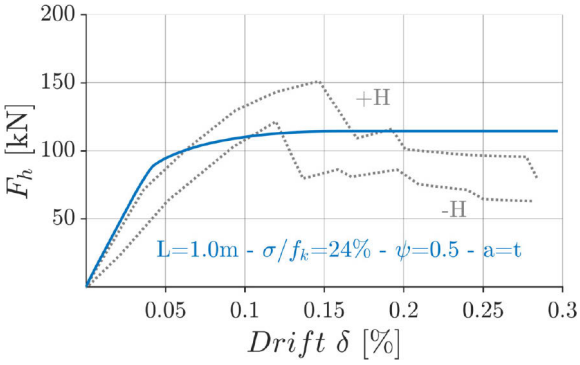
(*e*) lfd. Nr. 7



(*f*) lfd. Nr. 8

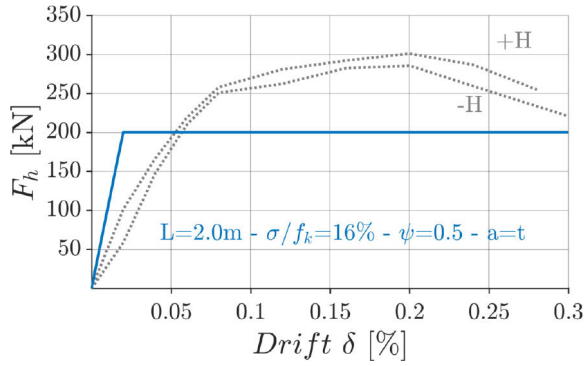


(*g*) lfd. Nr. 9

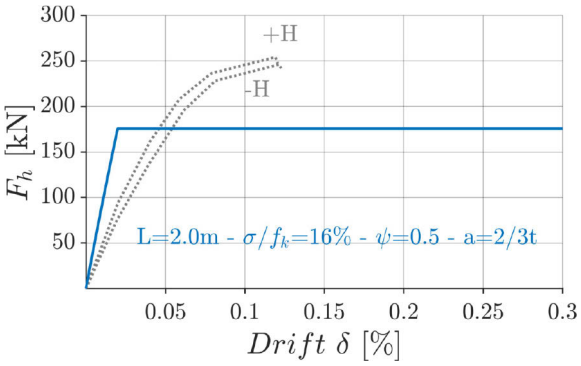


(*h*) lfd. Nr. 10

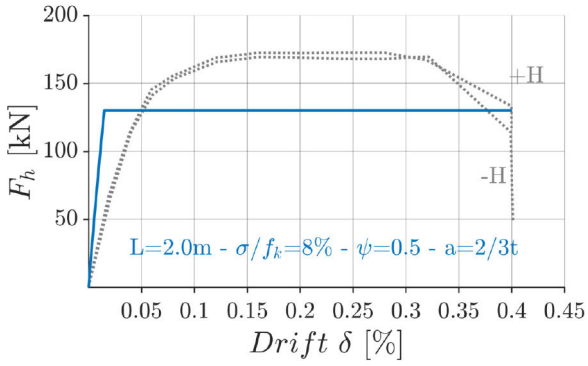
Abbildung 9.17: **Vergleich der Ergebnisse aus Versuch und Makroelement für die Schubwände aus [83]**



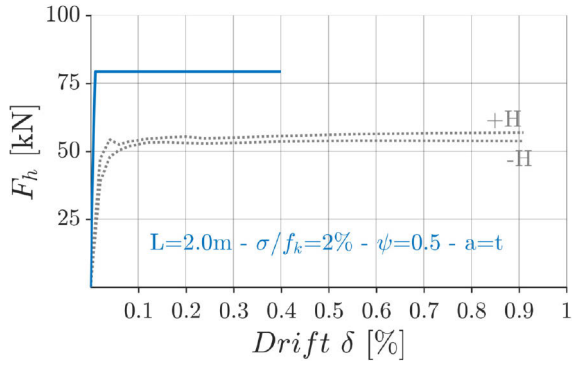
(a) lfd. Nr. 11



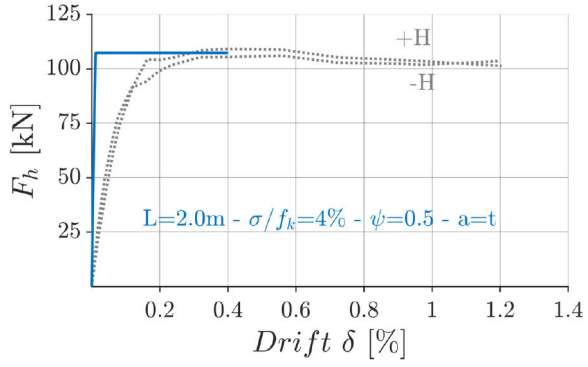
(b) lfd. Nr. 12



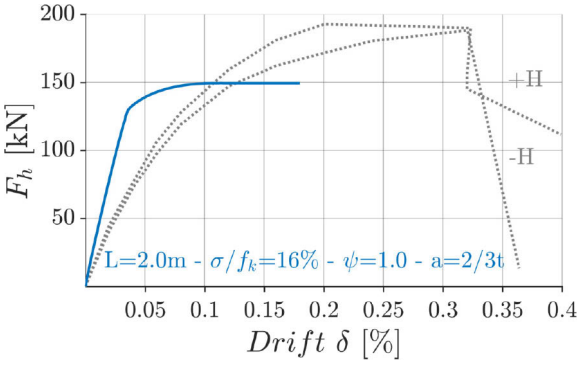
(c) lfd. Nr. 13



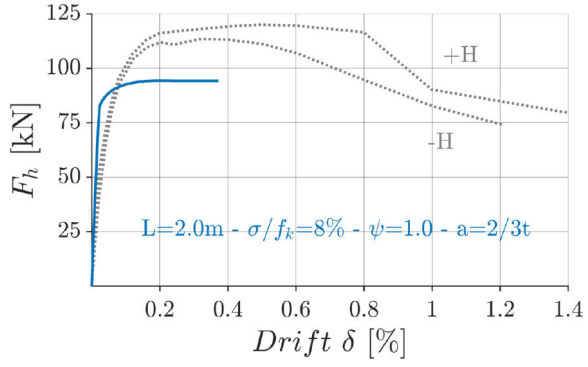
(d) lfd. Nr. 14



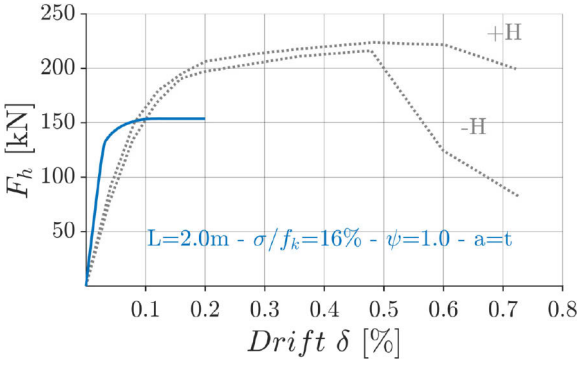
(e) lfd. Nr. 15



(f) lfd. Nr. 16



(g) lfd. Nr. 17



(h) lfd. Nr. 18

Abbildung 9.18: **Vergleich der Ergebnisse aus Versuch und Makroelement für die Schubwände aus [84, 85]**

Tabelle 9.4: Gesamtübersicht – Validierungsergebnisse des Makroelements

lfd.Nr.	Max. Tragfähigkeit			Max. Verformungsfähigkeit		
	Makro	Exp	Exp/Makro	Makro	Exp	Exp/Makro
	[kN]	[kN]	[-]	[%]	[%]	[-]
1, 4	136,3	187,0	1,37	0,40	0,90	2,25
2	200,4	317,0	1,58	0,30	0,23	0,77
3, 5	228,0	368,0	1,61	0,30	0,24	0,80
6	120,2	138,0	1,15	0,51	0,40	0,78
7	177,2	236,0	1,33	0,30	0,25	0,83
8	55,3	63,0	1,14	0,77	2,60	3,38
9	87,8	113,0	1,29	0,38	0,32	0,84
10	114,3	138,0	1,21	0,30	0,13	0,44
11	200,4	293,0	1,46	0,30	0,23	0,77
12	175,7	250,0*	1,42	0,30	0,12	0,40
13	129,9	171,0*	1,32	0,40	0,33	0,83
14	79,2	55,0	0,69	0,40	0,91	2,28
15	107,2	107,0	1,00	0,40	1,20	3,00
16	149,3	190,0*	1,27	0,18	0,32	1,78
17	94,2	117,0*	1,24	0,37	0,95	2,55
18	153,8	225,0	1,46	0,20	0,53	2,65
Mittelwert			1,28			1,52

* Versuchsbedingte Unterschätzung der max. Tragfähigkeit durch Verformung am Wandkopf

Als Nächstes soll nun die Berücksichtigung der teilweisen Deckenauflagerung im Makroelement bewertet werden. Beispielhaft sind die Wände mit einem niedrigen Vertikallastniveau $\sigma_0/f_k = 8$ % (lfd. Nr. 1, 13) in Abbildung 9.19 (*links*) und mit einem mittleren Vertikallastniveau $\sigma_0/f_k = 16$ % (lfd. Nr. 11, 12) in Abbildung 9.19 (*rechts*) hinsichtlich der Deckenauflagertiefe gegenübergestellt.

Wie in Kapitel 7.3.1 beschrieben, ist die Reduktion der Schubtragfähigkeit bei teilweiser Deckenauflagerung lastabhängig. Die numerischen Ergebnisse des Makroelements zeigen ebenfalls eine höhere Tagfähigkeitsabnahme mit steigendem Vertikallastniveau. Wie die Werte in Tabelle 9.5 verdeutlichen, dass der quantitative Einfluss der teilweisen Deckenauflagerung durch die Berücksichtigung der überdrückten Fläche mit dem zweiaxialen Fasermodell sehr gut abgebildet wird. Die Abweichung zwischen den Beobachtungen im Experiment und den Berechnungsergebnissen des Makroelements von unter 4 % sind somit vernachlässigbar.

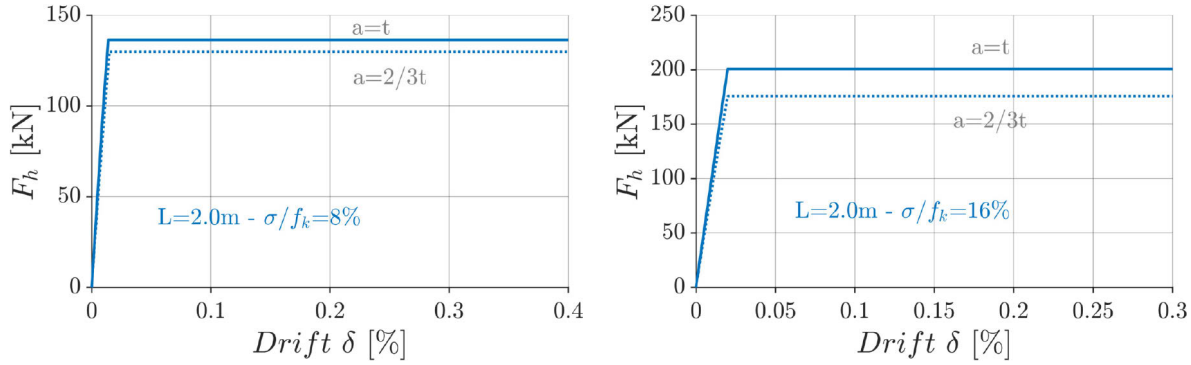


Abbildung 9.19: **Wandkapazitäten für die Wände $l = 2$ m mit (*links*) $\sigma_0/f_k = 8$ %, (*rechts*) $\sigma_0/f_k = 16$ %**

Tabelle 9.5: **Einfluss der Deckenauflagertiefe auf die maximale Tragfähigkeit F_{max}**

F_{max}	$l = 2$ m - $\sigma_0/f_k = 8$ % - $\psi = 0{,}5$			$l = 2$ m - $\sigma_0/f_k = 16$ % - $\psi = 0{,}5$		
	$a = t$	$a = 2/3\ t$	$\frac{a = 2/3\ t}{a = t}$	$a = t$	$a = 2/3\ t$	$\frac{a = 2/3\ t}{a = t}$
	[kN]	[kN]	[-]	[kN]	[kN]	[-]
Exp	187	171	0,91	293	250	0,85
Makro	136,3	129,9	0,95	200,4	175,7	0,87

9.4.3 Spannungen im Fasermodell

Im Folgenden soll der Einfluss der kombinierten Beanspruchung aus teilweiser Deckenauflagerung auf das biaxiale Fasermodell verdeutlicht werden. Da das Fasermodell maßgeblich das Biegetrag- und Verformungsverhalten der Wand steuert, werden am Beispiel der Wände lfd. Nr. 16 (a = 2/3t) und 18 (a = t) in Tabelle 9.6 die Faserspannungsverteilungen für verschiedene Rotationszustände gezeigt. Die gewählten Rotationszustände sind anhand der Momenten-Verdrehungsbeziehungen in Abbildung 9.20 definiert. Aufgrund des konstanten Auflastniveaus und konstanten Vertikallastexzentrizität während der Pushover-Berechnung müssen die Momenten-Verdrehungsbeziehungen nicht fortlaufend aktualisiert werden.

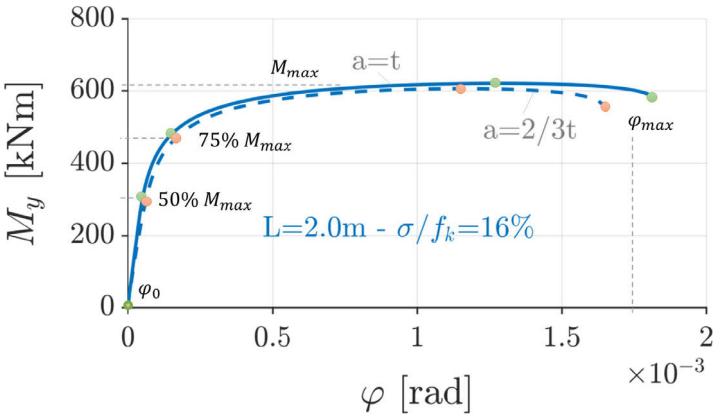
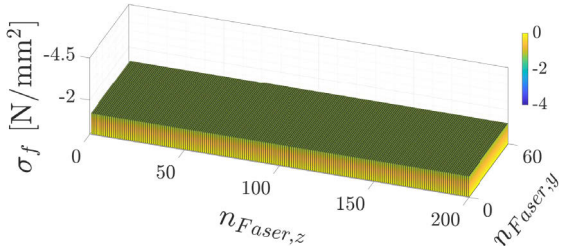
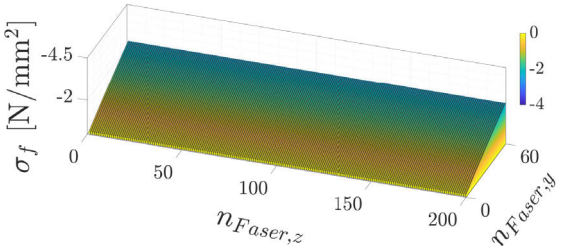
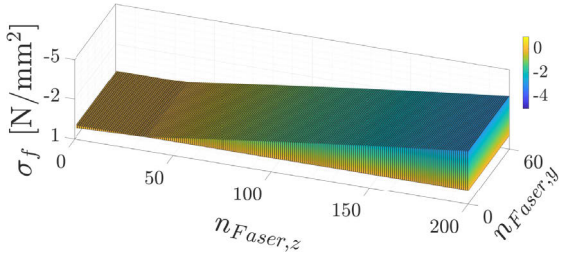
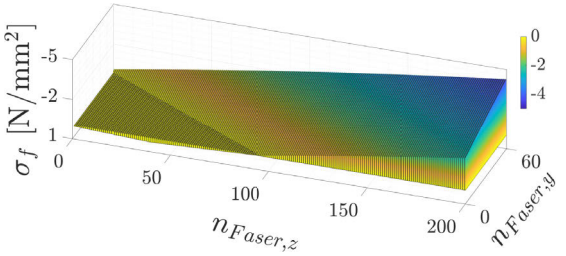
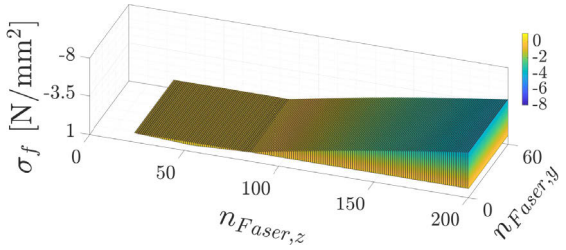
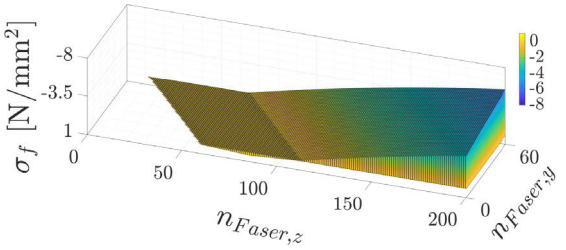
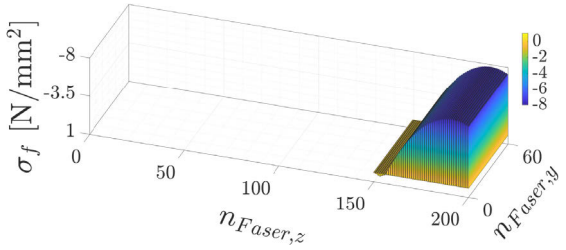
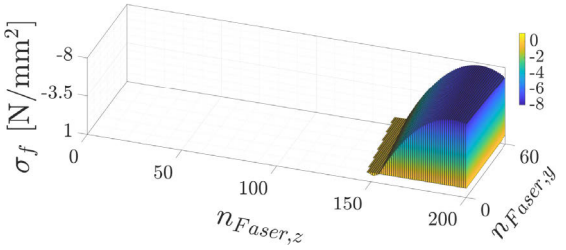
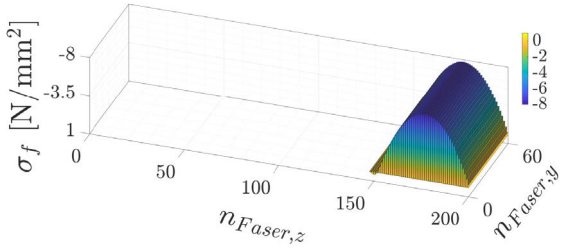
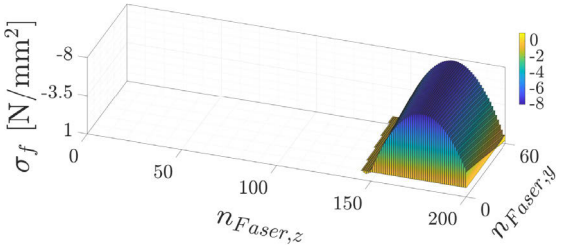


Abbildung 9.20: **Momenten-Verdrehungsbeziehung der Wände lfd. Nr. 16 & 18**

Tabelle 9.6: **Fasermodellspannungen der Wände lfd. Nr. 18 (a = t) und lfd. Nr. 16 (a = 2/3t)**

State	$a = t$	$a = 2/3\ t$
φ_0		
50 % M_{max}		
75 % M_{max}		
M_{max}		
φ_{max}		

Die Spannungen im Initialzustand, vor Aufbringung einer Querschnittsrotation, weisen unabhängig von der effektiven Deckenauflagertiefe einen konstanten Verlauf in z-Richtung auf. Bei teilweiser Deckenauflagerung verlaufen die Spannungen in y-Richtung hingegen linear. Mit zunehmender Verdrehung treten Zugspannungen im Randbereich der Wand auf und es kommt zu einem Aufklaffen des Querschnitts. In der Folge kommt es zu einer kontinuierlichen Verschiebung der neutralen Faser wodurch sich die überdrückte Querschnittsfläche immer weiter einschnürt. Bei teilweiser Deckenauflagerung zeigt sich der Einfluss der kombinierten

Beanspruchung deutlich durch den schrägen Verlauf der neutralen Faser. Qualitativ weisen die Faserspannungen einen ähnlichen Verlauf zu den Ergebnissen von Förster [61] auf. Die Neigung der neutralen Faser nimmt aber mit zunehmender Verdrehung um die starke Wandachse ab und die effektive Deckenauflagertiefe verliert an Einfluss auf die überdrückte Wandfläche.

Bei einer Verdrehung von ca. 0,001 rad hat sich die Rotationsfedersteifigkeit soweit reduziert, dass sich am Wandfuß Fließgelenke ausbilden. Eine weitere Laststeigerung im Zuge der Pushover-Berechnung ist am Wandkopf dann nicht mehr möglich. Es stellt sich ein Traglastplateau bis zum Erreichen der zulässigen Maximalverformung für Biegeversagen ein.

Auch hier zeigt sich die Beobachtung von Park [134], dass das Biegetragverhalten des Makroelementes im Wesentlichen durch die nichtlinearen K_{BL}- Drehfedern der beiden außen liegenden Subelemente dominiert wird. Diese Tatsache resultiert aus der Momentenverteilung in der Wand, wodurch die maximalen Momente stets in den außenliegenden Subelementen auftreten.

9.5 Zusammenfassung

In dem vorliegenden Kapitel wird ein nichtlineares Makroelement zur Anwendung im Rahmen nichtlinearer verformungsbasierter Nachweismethoden auf Grundlage der Arbeiten von Park [133] vorgestellt. Die Formulierung als nichtlineares Balkenelement stellt eine effiziente Möglichkeit dar das gesamte Trag- und Verformungsverhalten innerhalb einer einzigen Elementformulierung zu beschreiben. Das Balkenelement wird dabei entlang der Wandachse in Subelemente diskretisiert, die das veränderliche Verformungsverhalten über die Wandhöhe annähern. Die mauerwerksspezifischen Versagensmechanismen werden über entsprechende Federmechanismen in den Subelementen abgebildet. Das Biegetragverhalten und -verformungsverhalten wird in jedem Subelement iterativ durch ein Fasermodell nach dem Vorbild von James und Kunnath [136] beschrieben. Das Modell ist in der Lage Verdrehungen am Wandkopf abzubilden, was eine Berücksichtigung variabler Momentenverteilungen in der Wand ermöglicht. Zur Berücksichtigung des Einflusses einer teilweise aufliegenden Deckenplatte wird das Fasermodell auf eine kombinierte biaxiale Beanspruchung erweitert.

Der Vergleich der Kraft-Verformungskurven mit experimentellen Ergebnissen aus Kapitel 4 zeigt eine gute Übereinstimmung hinsichtlich Schubtragfähigkeit. Die Verformungsfähigkeit weicht im Rahmen bekannter normativer Ungenauigkeiten ab, sie stellt aber eine Abweichung auf der sicheren Seite dar. Insbesondere die Einflüsse aus variabler Momentenverteilung und reduzierter Deckenauflagetiefe werden zutreffend abgebildet. Damit bestätigt sich die Erkenntnis von Park [133], dass das Fasermodell besonders zur Abbildung eines Biegedruckversagens geeignet ist. Das Makroelement ist also in der Lage das Schubtragverhalten einer unbewehrtem Mauerwerkswand mit ausreichender Sicherheit wiederzugeben. Ein Nachteil hingegen ist die Tatsache, dass die Modellierung als Balkenelement ein Aufstellen der Wandscheibe und folglich eine Berücksichtigung der Effekte aus der vertikalen Lastumlagerung bzw. Einspannung am Wandfuß und – Kopf nicht ermöglicht.

10 SCHLUSSFOLGERUNG

Die Ergebnisse der vorliegenden Arbeit können wie folgt zusammengefasst werden:

- Detaillierte Auswertung und Interpretation von 18 Schubwandversuchen an Ziegelmauerwerk.
- Entwicklung und Validierung eines numerischen Mikromodells in LS-DYNA zur Untersuchung des Schubtragverhaltens von unbewehrtem Mauerwerk für voll- und teilaufgelagerte Decken
- Durchführung einer Variantenstudie mit Variation der Wandschlankheit, des vertikalen Auflastniveaus, der Momentenverteilung in der Wand und Erfassung des Einflusses exzentrischer Vertikallasteinleitung im Falle teilaufgelagerter Decken. Detaillierte Analyse und Interpretation der Berechnungsergebnisse.
- Untersuchung des Einflusses der Doppelbiegung auf die Schubtrag- und Verformungsfähigkeiten von Mauerwerksschubwänden aus Hochlochziegeln.
- Herleitung eines optimierten Bemessungskonzeptes als Verbesserung der existierenden normativen Nachweiskonzepte.
- Ableitung von Abgrenzungskriterien zur Unterscheidung von Biege- und Schubversagen für voll- und teilaufgelagerte Decken.
- Entwicklung eines Makromodells zur Simulation von Mauerwerksschubwänden mit und ohne exzentrische Vertikallasteinleitung am Wandkopf.

Eine ausführliche Zusammenfassung der wesentlichen Ergebnisse findet sich an dem Ende der einzelnen Kapitel. Aus Übersichtlichkeitsgründen werden an dieser Stelle die erzielten Ergebnisse nur kurz zusammengefasst.

Im Rahmen zukünftiger Forschungsarbeiten sollten folgende Aspekte weiter untersucht werden:

- Ergänzung der experimentellen Untersuchungen für lange Wände
- Durchführung experimenteller Untersuchungen mit Momentenverteilungen von \psi> 1,0
- Ergänzung der Variantenstudie mit längeren Wänden und Validierung des Modells mit experimentellen Untersuchungen mit Momentenverteilungen von \psi> 1,0
- Durchführung von Untersuchungen für Ziegelmauersteinen mit anderen Materialeigenschaften durch unterschiedliche Lochbilder
- Erweiterung des numerischen Mikromodells zur Erfassung der Mauersteinanisotropie.

- Detaillierte Untersuchung des Versagenskriteriums nach Mann und Müller und der Robustheit des eingehenden Festigkeitswerts der diagonalen Zugfestigkeit, da die Untersuchungen noch deutliche Schubtragfähigkeitsreserven gezeigt haben.

- Einbau des Makroelements in ein dreidimensionales Gebäudemodell in dem die Wand-Decken-Interaktionen automatisch erfasst werden. Hierbei sind Normalkraftumlagerungen und Steifigkeitsreduktionen durch Wandklaffungen zu berücksichtigen.

Die Erkenntnisse der vorliegenden Arbeit können dafür als Grundlage herangezogen werden.

11 LITERATURVERZEICHNIS

[1] *Rosin, J.; Butenweg, C.; Cacciatore, P. et al.:* Investigation of the seismic performance of modern masonry buildings during the Emilia Romagna earthquake series: Untersuchungen des seismischen Verhaltens von modernen Mauerwerksbauten während der Erdbebenserie in der Emilia Romagna. *In:* Mauerwerk 22 (2018), Heft 4, S. 238-250.

[2] *Jäger, W.; Fehling, E.; Schermer, D. et al.:* Chancen und Möglichkeiten von ESECMaSE - Konsequenzen für die Modellierung von Mauerwerksgebäuden. *In:* Mauerwerk 12 (2008), Heft 4, S. 187-192. https://doi.org/10.1002/dama.200800376.

[3] *Deutsches Institut für Normung:* DIN EN 1996-1-1: 2013-02: Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk – Deutsche Fassung EN 1996-1-1:2005+A1:2012. Beuth Verlag GmbH.

[4] *Deutsches Institut für Normung:* DIN EN 1996-1-1/NA: 2012-05: Nationaler Anhang - Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk. Beuth Verlag GmbH.

[5] *Deutsches Institut für Normung:* DIN EN 1998-1:2010-12: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten – Deutsche Fassung EN 1998-1:2004 + AC:2009 + A1:2013. Beuth Verlag GmbH.

[6] *Deutsches Institut für Normung:* DIN EN 1998-1/NA:2021-06: Nationaler Anhang - Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten. Beuth Verlag GmbH.

[7] *Schlegel, R.:* Numerische Berechnung von Mauerwerkstrukturen in homogenen und diskreten Modellierungsstrategien. Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Bauhaus-Universität Weimar, Dissertation, 2004.

[8] *Glitza, H.:* Druckbeanspruchung parallel zur Lagerfuge. *In:* Mauerwerk-Kalender 13 (1988), S. 621-626.

[9] *Schubert, P.; Hoffmann, G.:* Druckfestigkeit von Mauerwerk parallel zu den Lagerfugen. Forschungsbericht IRB-F2235, Aachen, 1993.

[10] *Hannawald, J.; Brameshuber, W.:* Ermittlung effektiver elastischer Eigenschaften von Hochlochziegeln mittels numerischer Simulation. *In:* Mauerwerk 11 (2007), Heft 6, S. 330-334.

[11] *Kiefer, T.; Kariem, H.; Lukacevic, M. et al.:* The compressive strength of vertically perforated clay block masonry predicted by means of a unit-cell type numerical simulation tool taking discrete cracking into account. *In:* Construction and Building Materials 150 (2017), Heft 110, S. 24-34. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.05.201.

[12] *Wilding, B.V.; Godio, M.; Beyer, K.:* The ratio of shear to elastic modulus of in-plane loaded masonry. *In:* Materials and Structures 53 (2020), Heft 2, S. 1-18. https://doi.org/10.1617/s11527-020-01464-1.

[13] *Brameshuber, W.:* Eigenschaften von Mauersteinen, Mauermörtel, Mauerwerk und Putzen – Brücken Bauen im Bestand. *In:* Mauerwerk-Kalender 43 (2018), S. 3–30.

[14] *Schubert, P.; Friede, H.:* Spaltzugfestigkeit von Mauersteinen. *In:* Die Bautechnik 57 (1980), Heft 4, S. 117-122.

[15] *Roßbach, M.; Schmidt, U.; Schubert, P.:* Untersuchungen zur Schubtragfähigkeit von Ziegelmauerwerk. *In:* Mauerwerk 8 (2004), Heft 2, S. 72-81.

[16] *D'Altri, A.M.; Sarhosis, V.; Milani, G. et al.:* Modeling Strategies for the Computational Analysis of Unreinforced Masonry Structures: Review and Classification. *In:* Archives of Computational Methods in Engineering 27 (2019), Heft 4, S. 1-33.

[17] *Brameshuber, W.; Graubohm, M.; Schmidt, U.:* Festigkeitseigenschaften von Mauerwerk, Teil 4: Scherfestigkeit. *In:* Mauerwerk-Kalender 31 (2006), S. 193–226.

[18] *Brameshuber, W.; Saenger, D.:* Erläuterungen zur Haftscherfestigkeit. *In:* Mauerwerk 17 (2013), Heft 1, S. 2–7. https://doi.org/10.1002/dama.201300556.

[19] *Hirsch, R.:* Einfluß des Verbandes (Läufer-, Binderverband; Einstein-, Verbandsmauerwerk) auf die Mauerwerksdruckfestigkeit – Forschungsbericht IRB-T2570, Hannover, 1993.

[20] *Zhang, S.; Beyer, K.:* Numerical investigation of the role of masonry typology on shear strength. *In:* Engineering Structures 192 (2019), S. 86-102. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.04.026.

[21] *Schermer, D.C.:* Verhalten von unbewehrtem Mauerwerk unter Erdbebenbeanspruchung. Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München, Dissertation, 2004.

[22] *Graubohm, M.:* Einfluss des Kontakts zwischen Mauerstein und Mauermörtel auf das Drucktragverhalten von Mauerwerk. Institut für Bauforschung, RWTH Aachen University, Dissertation, 2018.

[23] *Hilsdorf, H.K.:* Untersuchen über die Grundlagen der Mauerwerksfestigkeit. *In:* Materialprüfung für das Bauwesen, Technische Hochschule München, Bericht 40 (1965).

[24] *Tomazevic, M.:* Earthquake-resistant Design Of Masonry Buildings. Imperial College Press, London, 1999.

[25] *Kranzler, T.:* Tragfähigkeit überwiegend horizontal beanspruchter Aussteifungsscheiben aus unbewehrtem Mauerwerk. Institut für Massivbau, Technische Universität Darmstadt, Dissertation, 2008.

[26] *Stürz, J.:* Ein empirischer Ansatz zur Beschreibung der Horizontaltragfähigkeit gemauerter Wandscheiben unter Berücksichtigung der Interaktion innerhalb der Gebäudestruktur. Lehrstuhl für Massivbau, Universität Kassel, Dissertation, 2011.

[27] *Elsche, B.:* Zur rechnerischen Modellierung der Beanspruchungen und der Tragfähigkeit von aussteifenden Mauerwerkswänden. Lehrstuhl für Tragkonstruktionen, Technische Universität Dortmund, Dissertation, 2008.

[28] *Kranzler, T.:* Aussteifungsscheiben aus unbewehrtem Mauerwerk–Analyse und Bewertung von Berechnungsmodellen und Bemessungsmethoden. *In:* Mauerwerk Kalender 41 (2016), S. 281-315.

[29] *Mojsilović, N.:* Zum Tragverhalten von kombiniert beanspruchtem Mauerwerk. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Dissertation, 1995.

[30] *Magenes, G.; Calvi, G.M.:* In-plane seismic response of brick masonry walls. *In:* Earthquake Engineering & Structural Dynamics 26 (1997), Heft 11, S. 1091-1112. https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(199711)26:11%3C1091::AID-EQE693%3E3.0.CO;2-6.

[31] *Mann, W.; Müller, H.:* Schubtragfähigkeit von Mauerwerk. *In:* Mauerwerk-Kalender 3 (1978), Heft 1, S. 35-65.

[32] *Graubner, C.A.; Simon, E.:* Zur Schubtragfähigkeit von Mauerwerk aus großformatigen Steinen. *In:* Mauerwerk-Kalender 26 (2001), S. 737–752.

[33] *Simon, E.:* Schubtragfähigkeit von Mauerwerk aus großformatigen Steinen. *In:* Mauerwerk 7 (2003), Heft 1, S. 19-31.

[34] *Jäger, W.; Schöps, P.:* Neue Erkenntnisse zum Schubversagen. *In:* Mauerwerk 9 (2005), Heft 3, S. 93-98. https://doi.org/10.1002/dama.200590050.

[35] *Page, A.W.:* The strenght of brick masonry under biaxial tension compresion. *In:* International Journal of masonry construction 3 (1983), Heft 1, S. 26-31.

[36] *Mann, W.; Müller, H.:* Nachrechnung der Wandversuche mit einem erweiterten Schubbruchmodell unter Berücksichtigung der Spannungen in den Stossfugen. *In:* Anlage 2 zum Forschungsbericht "Untersuchungen zum Tragverhalten von Mauerwerksbauten unter Erdbebeneinwirkung" IV/1-5-488/86 (1986), Technische Universität Darmstadt.

[37] *Dialer, C.:* Bruch- und Verformungsverhalten von schubbeanspruchten Mauerwerksscheiben, zweiachsige Versuche an verkleinertem Modellmauerwerk. Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München, Dissertation, 1990.

[38] *Ganz, H.R.:* Mauerwerksscheiben unter Normalkraft und Schub. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Dissertation, 1985.

[39] *Vratsanou, V.:* Das nichtlineare Verhalten unbewehrter Mauerwerksscheiben unter Erdbebenbeanspruchung – Hilfsmittel zur Bestimmung der q-Faktoren. Institut für Tragkonstruktionen, Universität Karlsruhe, Dissertation, 1992.

[40] *Salmanpour, A.H.:* Displacement Capacity of Structural Masonry. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zurich, Dissertation, 2017.

[41] *Salmanpour, A.H.; Mojsilovic, N.; Schwartz, J.:* Deformation capacity of unreinforced masonry walls subjected to in-plane loading: a state-of-the-art review. *In:* International Journal of Advanced Structural Engineering 5 (2013), Heft 1, S. 1-12.

[42] *Petry, S.; Beyer, K.:* Influence of boundary conditions and size effect on the drift capacity of URM walls. *In:* Engineering Structures 65 (2014), S. 76-88.

[43] *Petry, S.; Beyer, K.:* Force–displacement response of in-plane-loaded URM walls with a dominating flexural mode. *In:* Earthquake Engineering & Structural Dynamics 44 (2015), Heft 14, S. 2551-2573.

[44] *Wilding, B.V.; Beyer, K.:* Analytical and empirical models for predicting the drift capacity of modern unreinforced masonry walls. *In:* Earthquake Engineering & Structural Dynamics 47 (2018), Heft 10, S. 2012-2031. https://doi.org/10.1002/eqe.3053.

[45] *Morandi, P.; Albanesi, L.; Graziotti, F. et al.:* Development of a dataset on the in-plane experimental response of URM piers with bricks and blocks. *In:* Construction and Building Materials 190 (2018), S. 593-611.

[46] *Messali, F.; Rots, J.G.:* In-plane drift capacity at near collapse of rocking unreinforced calcium silicate and clay masonry piers. *In:* Engineering Structures 164 (2018), S. 183-194.

[47] *Dolatshahi, K.M.; Nikoukalam, M.T.; Beyer, K.:* Numerical study on factors that influence the in-plane drift capacity of unreinforced masonry walls. *In:* Earthquake Engineering & Structural Dynamics 47 (2018), Heft 6, S. 1440-1459.

[48] *Löring, S.:* Zum Tragverhalten von Mauerwerksbauten unter Erdbebeneinwirkung. Lehrstuhl für Tragkonstruktionen, Universität Dortmund, Dissertation, 2005.

[49] *Gellert, C.:* Nichtlinearer Nachweis von unbewehrten Mauerwerksbauten unter Erdbebeneinwirkung. Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik, RWTH Aachen University, Dissertation, 2010.

[50] *Ötes, A.; Löring, S.:* Zur Horizontalaussteifung von Reihenhäusern. *In:* Das Mauerwerk 4 (2000), Heft 4, S. 152-158.

[51] *El-Deib, K.; Butenweg, C.; Klinkel, S.:* Erdbebennachweis von Mauerwerksbauten mit realistischen Modellen und erhöhten Verhaltensbeiwerten. *In:* Bautechnik 97 (2020), Heft 11, S. 756-765. https://doi.org/10.1002/bate.202000016.

[52] *Butenweg, C.:* DGFM-Projektbericht: – Untersuchungen des Einspanngrads in Mauerwerksgebäuden auf Grundlage ausgewählter Mauerwerksgebäude der Reihenuntersuchung des DIBt-Forschungsvorhabens „Verbesserte seismische Nachweiskonzepte für Mauerwerksbauten in Deutschland“. unveröffentlicht. SDA-engineering GmbH, Herzogenrath, 2019.

[53] *Jäger, W.; Schöps, P.:* Kosteneinsparung durch Ansatz realitätsnaher Bemessungskonzepte für die Schubbeanspruchung von Mauerwerksbauten. Forschungsbericht des Bundesministeriums für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, F 2461, 2004.

[54] *Magenes, G.; Morandi, P.; Penna, A.:* D 7.1c Test results on the behaviour of masonry under static cyclic in plane lateral loads. Technical report of the collective research project ESECMaSE, 2008.

[55] *Magenes G.; Morandi, P.; Penna, A.:* Experimental in-plane cyclic response of masonry walls with clay units. The 14th World Conference on Earthquake Engineering. Beijing, China, 2008.

[56] *González, A.C.:* ESECMaSE - Europäisches Forschungsvorhaben zum Schubtragverhalten von Mauerwerksbauteilen. *In:* Mauerwerk 12 (2008), Heft 4, S. 161-164. https://doi.org/10.1002/dama.200800377.

[57] *Triller, P.; Tomaževič, M.; Gams, M.:* Experimental testing of seismic response of brick masonry walls under different boundary conditions. *In: :* 17th IB2MaC 2020, S. 838-845.

[58] *Salmanpour, A.H.; Mojsilović, N.:* Simulation of boundary conditions for testing of masonry shear walls. AIP Conference Proceedings 2015, AIP Publishing LLC, Vol. 1702. No. 1.

[59] *Bakeer, T.:* The performance of masonry buildings under wind loads - The influence of the global effect on component response. *In:* Mauerwerk 15 (2011), Heft 2, S. 88-97. https://doi.org/10.1002/dama.201100999.

[60] *Kranzler, T.:* Zur Planung, Ausführung und Leistungsfähigkeit des Außenwand-Decken-Knotens von monolithischem Ziegelmauerwerk. *In:* Mauerwerk 18 (2014), Heft 2, S. 58-66. https://doi.org/10.1002/dama.201400611.

[61] *Förster, V.:* Tragfähigkeit unbewehrter Beton- und Mauerwerksdruckglieder bei zweiachsig exzentrischer Beanspruchung. Institut für Massivbau, Technische Universität Darmstadt, Dissertation, 2020.

[62] *Reitmayer, C.:* Einfluss des Wand-Decken-Knotens auf die Tragfähigkeit und Bemessung von monolithischen Ziegelaußenwänden. Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München, Dissertation, 2014.

[63] *Brencich, A.; Corradi, C.; Gambarotta, L.:* Eccentrically loaded brickwork: Theoretical and experimental results. *In:* Engineering Structures 30 (2008), Heft 12, S. 3629-3643. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2008.05.010.

[64] *Jäger, W.; Reichel, S.; Hammer, R.:* Analyse des Tragverhaltens von bauphysikalisch optimierten Anschlussdetails einschaliger Wandkonstruktionen – Entwicklung eines passivhaustauglichen monolithischen Ziegelsystems für Österreich. *In:* Mauerwerk-Kalender 38 (2013), S. 259-295.

[65] *Jäger, W.:* Tragfähigkeit von normalkraftbeanspruchten Wänden unter Berücksichtigung geringer Auflasten. *In:* Mauerwerk-Kalender 40 (2015), S. 449-557.

[66] *Furler, R.:* Tragverhalten von Mauerwerkswänden unter Druck und Biegung. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Dissertation, 1981.

[67] *Baier, G.:* Modellierung des Wand-Decken-Knotens. *In:* Mauerwerk-Kalender 32 (2007), S. 621-679.

[68] *Jäger, W.; Sabha, A.:* Neue Zentrier-und Trennlage zur Auflagerung von Stahlbetondecken auf Wänden aus Mauerwerk. *In:* Mauerwerk 11 (2007), Heft 4, S. 199-206.

[69] *Dolatshahi, K.M.; Aref, A.J.:* Multi-directional response of unreinforced masonry walls: experimental and computational investigations. *In:* Earthquake Engineering & Structural Dynamics 45 (2016), Heft 9, S. 1427-1449.

[70] *Dolatshahi, K.M.; Yekrangnia, M.; Mahdizadeh, A.:* On the Influence of In-plane Damages on the Out-of-plane Behavior of Unreinforced Masonry Structures. Tenth US National Conference on Earthquake Engineering, 2014.

[71] *Fehling, E.:* Schubtragfähigkeit von Wärmedämmziegeln. Bonn, Gutachterliche Stellungnahme im Auftrag der Arbeitsgemeinschaft Mauerziegel e.V., 2010.

[72] *Fehling, E.; Stürz, J.; Meyer, U.:* Schubtragfähigkeit von Mauerwerk aus Wärmedämmziegeln. *In:* Mauerwerk 14 (2010), Heft 5, S. 277-282. https://doi.org/10.1002/dama.201000473.

[73] *Pfetzing, T.; Fehling, E.; Meyer, U.J.:* Shear capacity of brick masonry with partially supported slab. *In:* Mauerwerk 23 (2019), Heft 3, S. 170-177.

[74] *Meskouris, K.; Hinzen, K.G.; Butenweg, C. et al.:* Bauwerke und Erdbeben – Grundlagen - Anwendung - Beispiele. Vieweg+Teubner Verlag / Springer Fachmedien Wiesbaden GmbH, 2011.

[75] *Deutsches Institut für Normung:* DIN EN 1990:2010-12: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung – Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010 + Nationaler Anhang NA:2010-12. Beuth Verlag GmbH.

[76] *Müller, F.P.; Keintzel, E.:* Erdbebensicherung von Hochbauten. Ernst Verlag, 1984.

[77] *Deutsches Institut für Normung:* DIN EN 1998-3:2010-12: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 3: Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden – Deutsche Fassung EN 1998-3:2005 + AC:2010 + Berichtigung 1:2013-09. Beuth Verlag GmbH.

[78] *Lohaus, L.; Steinborn, T.; Höveling, H. et al.:* Schubtragfähigkeit von Mauerwerk aus Porenbeton-Plansteinen und -Planelementen. *In:* Mauerwerk 14 (2010), Heft 3, S. 136-142. https://doi.org/10.1002/dama.201000465.

[79] *Haach, V.G.; Vasconcelos, G.; Lourenço, P.B.:* Proposal of a design model for masonry walls subjected to in-plane loading. *In:* Journal of Structural Engineering 139 (2013), Heft 4, S. 537-547.

[80] *Jäger, A.; Gams, M.:* Practical design of masonry subjected to horizontal loads based on Eurocode 6 shear model. *In:* Proceeding of the 16th International Brick and Block Masonry Conference (2016).

[81] *Deutsches Institut für Bautechnik:* Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung – Z-17.1-1021. Mauerwerk aus Planhochlochziegeln UNIPOR WS10 CORISO im Dünnbettverafhren mit gedeckelter Lagerfuge, Berlin, 2016.

[82] *Deutsches Institut für Normung:* DIN EN 1996-3: 2010-12: Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten – Deutsche Fassung EN 1996-3:2006 + AC:2009 + Nationaler Anhang NA: 2019-12. Deutsches Institut für Normung. Beuth Verlag

GmbH.

[83] *Slovenian National Building and Civil Engineering Institute:* Seismic response of masonry walls by experimental testing – Report P 455/17-610-2, Ljubljana, 2018.

[84] *Slovenian National Building and Civil Engineering Institute:* Seismic response of masonry walls by experimental testing – Report No. 112/20-610-1. Part I, Ljubljana, 2020.

[85] *Slovenian National Building and Civil Engineering Institute:* Seismic response of masonry wall by experimental testing – Report No. 515/20-610-1, Ljubljana, 2020.

[86] *Schermer, D.:* Vorschlag für ein neues Schubprüfverfahren. *In:* Mauerwerk-Kalender 33 (2008), S. 705-709.

[87] *Lourenço, P.B.:* Computational strategies for masonry structures. Delft University of Technology, Dissertation, 1996.

[88] *Gambarotta, L.; Lagomarsino, S.:* Damage models for the seismic response of brick masonry shear walls – Part II: the continuum model and its applications. *In:* Earthquake Engineering & Structural Dynamics 26 (1997), Heft 4, S. 441-462. https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(199704)26:4<441::AID-EQE651>3.0.CO;2-0.

[89] *Lourenço, P.B.; Rots, J.G.:* Multisurface interface model for analysis of masonry structures. *In:* Journal of Engineering Mechanics 123 (1997), Heft 7, S. 660-668.

[90] *Gambarotta, L.; Lagomarsino, S.:* Damage models for the seismic response of brick masonry shear walls – Part I: the mortar joint model and its applications. *In:* Earthquake Engineering & Structural Dynamics 26 (1997), Heft 4, S. 423–439. https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(199704)26:4%3C423::AID-EQE650%3E3.0.CO;2-%23.

[91] *Mistler, M.:* Verformungsbasiertes seismisches Bemessungskonzept für Mauerwerksbauten. Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik, RWTH Aachen University, Dissertation, 2006.

[92] *LSTC:* LS-DYNA - Keyword User´s Manual – Volume I - R10.0. Livermore Software Technology Corp, 2017.

[93] *Malvar, L.J.; Crawford, J.E.; Wesevich, J.W. et al.:* A plasticity concrete material model for DYNA3D. *In:* International Journal of Impact Engineering 19 (1997), Heft 9, S. 847-873. https://doi.org/10.1016/S0734-743X(97)00023-7.

[94] *Wu, Y.; Crawford, J.E.:* Numerical modeling of concrete using a partially associative plasticity model. *In:* Journal of Engineering Mechanics 141 (2015), Heft 12, S. 1-24.

[95] *Lemmen, P.; Meijer, G.J.; Rasmussen, E.A.:* Dynamic behavior of composite ship structures (DYCOSS) failure prediction tool. 70th shock and vibration symposium, 1999.

[96] *Schipperen, J.H.A.:* Validation of a progressive failure prediction tool for a dynamically loaded three dimensional composite ship structure. ECCM15 - 15th European Conference on Composite Materials, Venice, Italy, 2012.

[97] *Wu, Y.; Crawford, J.E.; Magallanes, J.:* Performance of LS-DYNA concrete

constitutive models. 12th International LS-DYNA Users conference, 2012.

[98] *Brannon, R.M.; Leelavanichkul, S.:* Survey of four damage models for concrete. *In:* Sandia National Laboratories 32 (2009), Heft 1, S. 1-80.

[99] *Murray, Y.D.; Abu-Odeh, A.Y.; Bligh, R.P.:* Evaluation of LS-DYNA Concrete Material Model 159. Publication No. FHWA-HRT-05-063. United States. Federal Highway Administration. Office of Research, Development, and Technology, 2007.

[100] *Murray, Y.D.:* Users Manual for LS-DYNA Concrete Material Model 159. Publication No. FHWA-HRT-05-062. United States. Federal Highway Administration. Office of Research, Development, and Technology, 2007.

[101] *LSTC:* LS-DYNA - Keyword User´s Manual – Volume II Material Models - R10.0. Livermore Software Technology Corp, 2017.

[102] *Huber, F.:* Nichtlineare dreidimensionale Modellierung von Beton-und Stahlbetontragwerken. Institut für Baustatik und Baudynamik, Universität Stuttgart, Dissertation, 2006.

[103] *Schütt, J.:* Ein inelastisches 3D-Versagensmodell für Beton und seine Finite-Element-Implementierung. Institut für Baustatik, Universität Karlsruhe, Dissertation, 2005.

[104] *Malvar, L.J.; Simons, D.:* Concrete material modeling in explicit computations. Workshop on recent advances in computational structural dynamics and high performance computing, USAE Waterways Experiment Station, 1996.

[105] *Crawford, J.E.; Wu, Y., Choi; H. J., M. et al.:* Use and validation of the release III K&C concrete material model in LS-DYNA, Karagozian & Case, Glendale, 2012.

[106] *Schwer, L.E.; Malvar, L.J.:* Simplified concrete modeling with* MAT_CONCRETE_DAMAGE_REL3. JRI LS-Dyna User Week, 2005.

[107] *Markovich, N.; Kochavi, E.; Ben-Dor, G.:* Calibration of a Concrete Damage Material Model in LS-Dyna for a Wide Range of Concrete Strengths. International Workshop on Structures Response to Impact and Blast, (IWSRIB), 2009.

[108] *Markovich, N.; Kochavi, E.; Ben-Dor, G.:* An improved calibration of the concrete damage model. *In:* Finite Elements in Analysis and Design 47 (2011), Heft 11, Seite 1280–1290.

[109] *van der Pluijm, R.:* Material properties of masonry and its components under tension and shear. Proceedings 6th Canadian Masonry Symposium, University of Saskatchewan, 1992.

[110] *van Zijl, G.P.:* Modeling masonry shear-compression: role of dilatancy highlighted. *In:* Journal of Engineering Mechanics 130 (2004), Heft 11, S. 1289-1296.

[111] *Gross, D.:* Bruchmechanik – Mit einer Einführung in die Mikromechanik. Springer Vieweg, Berlin, Heidelberg, 2016.

[112] *Molnar, M.:* Shear and horizontal Tension Behaviour of Masonry – Model Development and Verification. *In:* Masonry International 15 (2002), Heft 2, S. 53-58.

[113] *Wilding, B.V.; Dolatshahi, K.M.; Beyer, K.:* Influence of load history on the force-

displacement response of in-plane loaded unreinforced masonry walls. *In:* Engineering Structures 152 (2017), S. 671-682.

[114] *Guinea, G.V.; Hussein, G.; Elices, M. et al.:* Micromechanical modeling of brick-masonry fracture. *In:* Cement and concrete research 30 (2000), Heft 5, S. 731-737.

[115] *Schmidt, U.; Reinhardt, H.-W.; Brameshuber, W. et al.:* Bruchmechanischer Beitrag zur Biegezugfestigkeit von Mauerwerk, RWTH-2015-01536, Lehrstuhl für Baustoffkunde und Institut für Bauforschung, Aachen, 2015.

[116] *Zhang, S.; Richart, N.; Beyer, K.:* Numerical evaluation of test setups for determining the shear strength of masonry. *In:* Materials and Structures 51 (2018), Heft 4, S. 1-12. https://doi.org/10.1617/s11527-018-1236-6.

[117] *van der Pluijm, R.:* Non-linear behaviour of masonry under tension. *In:* HERON 42 (1997), Heft 1, S. 25-54.

[118] *Hillerborg, A.; Modéer, M.; Petersson, P.-E.:* Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *In:* Cement and concrete research 6 (1976), Heft 6, S. 773-781. https://doi.org/10.1016/0008-8846(76)90007-7.

[119] *Riccio, A.; Saputo, S.; Raimondo, A. et al.:* Modeling low velocity impact phenomena on composite structures. *In: Lopresto, V.; Antonio, L.; Serge, A.* (Hrsg.): Dynamic Response and Failure of Composite Materials and Structures. Woodhead Publishing, 2017, S. 129-158.

[120] *Morbiducci, R.:* Nonlinear parameter identification of models for masonry. *In:* International journal of solids and structures 40 (2003), Heft 15, S. 4071-4090.

[121] *Schermer, D.; Schmalz, J.; Meyer, U.J. et al.:* Shear tests on thermal insulating clay unit masonry walls with thin layer mortar: Schubtragfähigkeit von wärmedämmendem Ziegelmauerwerk. *In:* Mauerwerk 22 (2018), Heft 6, S. 385-398.

[122] *Schubert, P.:* Eigenschaftswerte von Mauerwerk, Mauersteinen und Mauermörtel. *In:* Mauerwerk Kalender 32 (2007), S. 1-24. https://doi.org/10.1002/9783433600719.ch1.

[123] *Linse, T.:* Materialmodelle für Mörtel und Ziegel für die diskrete Modellierung von Mauerwerk unter dynamischen Einwirkungen. Institut für Mechanik und Statik, Universität der Bundeswehr München, Dissertation, 2012.

[124] *Maissen, A.:* Festkörperreibung: Reibungszahlen verschiedener Werkstoffe. *In:* Schweizer Ingenieur und Architekt 111 (1993), Heft 3, S. 25-29. https://doi.org/10.5169/SEALS-78120.

[125] *Schubert, P.:* Influence of Mortar on the Strength of Masonry. Int. Brick and Block Masonry Conference - 8th IB2MAC, Elsevier Applied Science, London, S. 162-174, 1988.

[126] *Glock, C.:* Traglast unbewehrter Beton- und Mauerwerkswände – Nichtlineares Berechnungsmodell und konsistentes Bemessungskonzept für schlanke Wände unter Druckbeanspruchung. Institut für Massivbau, Technische Universität Darmstadt, Dissertation, 2004.

[127] *Deutsches Institut für Normung:* DIN EN 1052-3:2007-06: Prüfverfahren für Mauerwerk –Teil 3: Bestimmung der Anfangsscherfestigkeit (Haftscherfestigkeit) – Deutsche Fassung EN 1052:2002 + A1:2007. NABau im DIN, Berlin 2007. Beuth Verlag GmbH.

[128] *Reichle, M.:* Entwicklung eines Mikromodells zur Untersuchung des Schubtragverhaltens von unbewehrtem Mauerwerk. Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik, RWTH Aachen University, Bachelorarbeit, 2018.

[129] *Brockmann, D.:* Parameterstudie zur Optimierung eines Mikromodells für unbewehrtes Mauerwerk. Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik, RWTH Aachen University, Bachelorarbeit, 2019.

[130] *Athmanathan, T.:* Schubtragfähigkeit von unbewehrtem Mauerwerk unter exzentrischer Lasteinleitung. Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik, RWTH Aachen University, Masterarbeit, 2019.

[131] *Petry, S.; Beyer, K.:* Limit states of modern unreinforced clay brick masonry walls subjected to in-plane loading. *In:* Bulletin of Earthquake Engineering 13 (2015), Heft 4, S. 1073-1095. https://doi.org/10.1007/s10518-014-9695-9.

[132] *Schneider, K.H.; Jucht, K.-D.; Wiegand, E.:* Innerer Spannungszustand bei Mauerwerk mit nicht vermörtelten Stoßfugen. IRB-Verlag, Forschungsbericht F1360, 1976.

[133] *Butenweg, C.; Rosin, J.; Kubalski, T.:* DiBt-Reports 1-4: Improved seismic design concepts for masonry buildings in Germany. SDA-engineering GmbH, Herzogenrath, 2019.

[134] *Park, J.:* Makroelement für unbewehrte Mauerwerkswandscheiben unter Erdbebeneinwirkung. Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik, RWTH Aachen University, Dissertation, 2012.

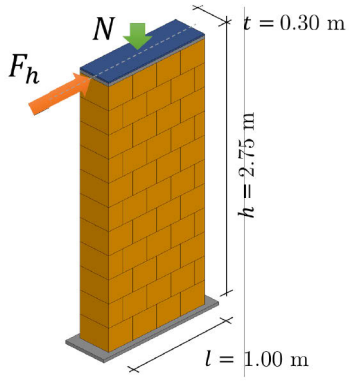
[135] *Chen, S.-Y.; Moon, F.L.; Yi, T.:* A macroelement for the nonlinear analysis of in-plane unreinforced masonry piers. *In:* Engineering Structures 30 (2008), Heft 8, S. 2242-2252.

[136] *James, J.M.; Kunnath, S.K.:* Macroelement model for shear wall analysis. *In:* Computing in Civil Engineering 2 (1994), S. 1505-1512.

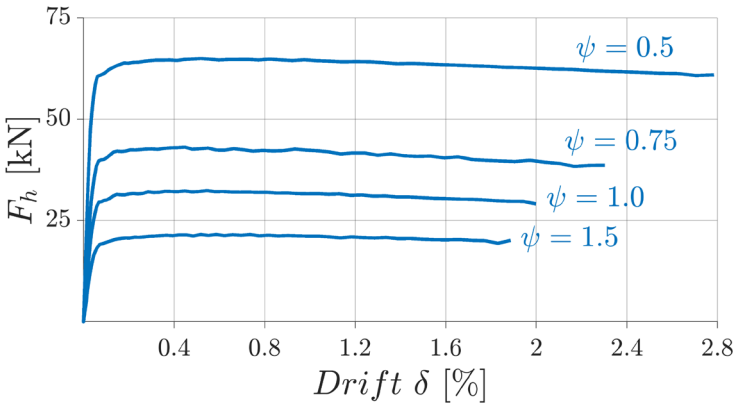
[137] *Deutsches Institut für Normung:* DIN EN 1992-1-1: 2011-01: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau – Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + A1:2015-03 + Nationaler Anhang NA:2013-04. Beuth Verlag GmbH.

ANHANG A: ERGEBNISSE DER VARIANTENSTUDIE FÜR SCHUBWÄNDE MIT VOLLER DECKENAUFLAGERTIEFE

$l = 1\,m\ -\ \sigma_0/f_k = 8\,\%\ -\ a = t$

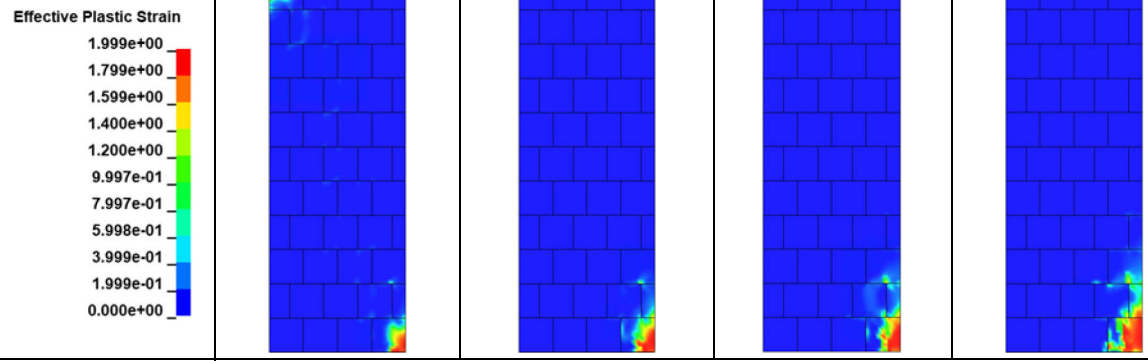


N	187	[kN]
σ_0/f_k	8	[%]

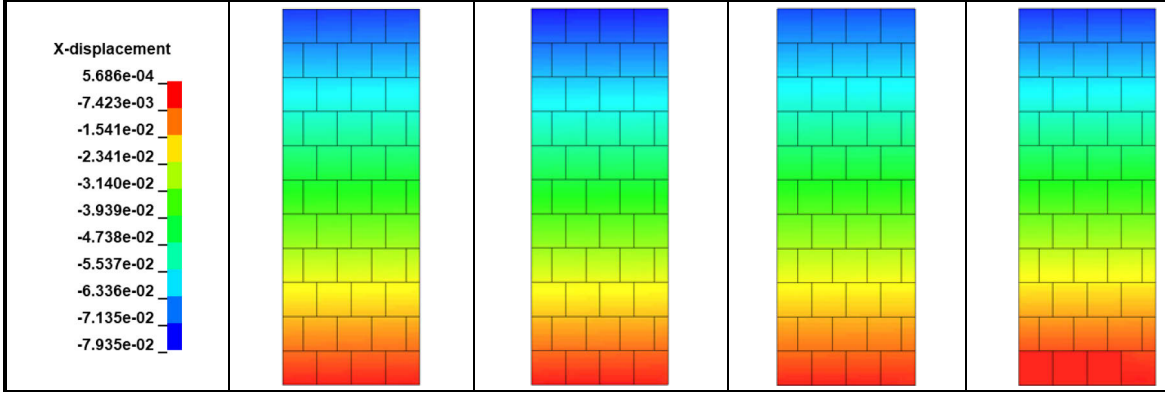


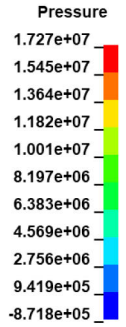
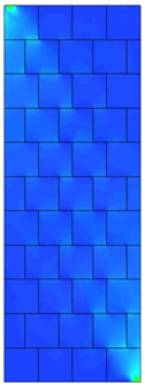
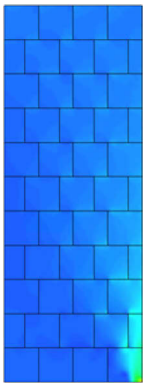
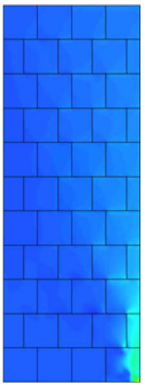
ψ	F_h			Drift δ			Versagen
	cr	max	nc	cr	max	nc	
0,5	51,5	65,0	60,9	0,037	0,520	2,786	Biegung
0,75	32,5	43,1	38,6	0,040	0,447	2,302	Biegung
1,0	24,6	32,3	29,1	0,043	0,447	2,000	Biegung
1,5	16,4	21,5	20,1	0,053	0,553	1,946	Biegung

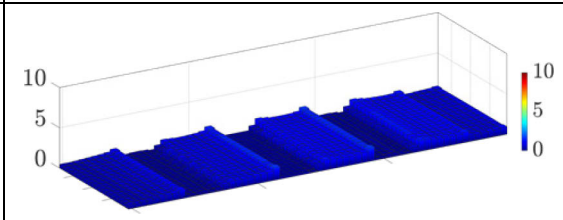
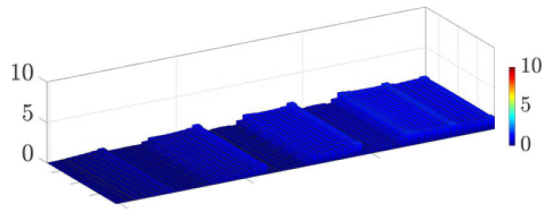
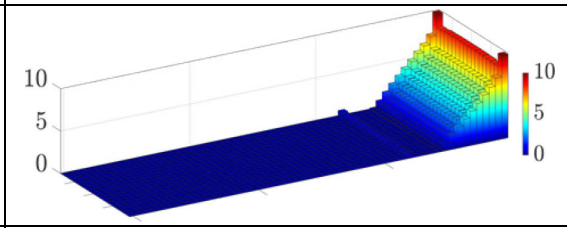
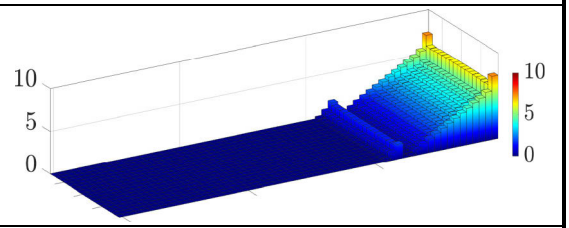
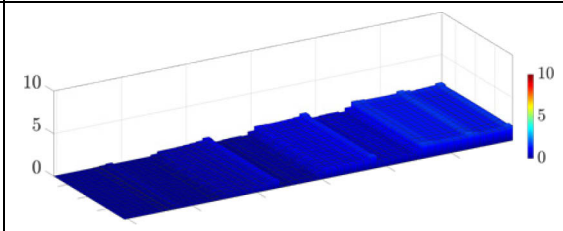
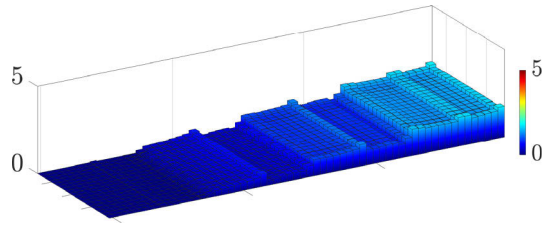
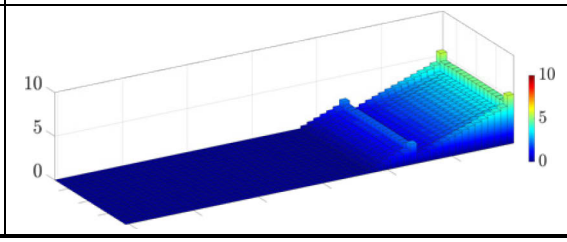
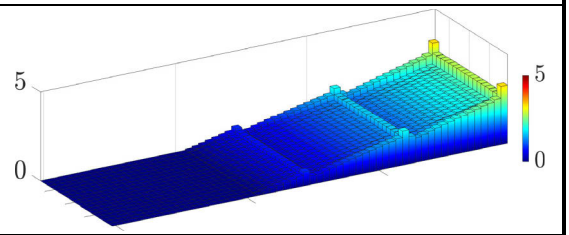
Grenzzustand nc	Plastische Dehnungen [-]			
	$\psi = 0,5$	$\psi = 0,75$	$\psi = 1,0$	$\psi = 1,5$



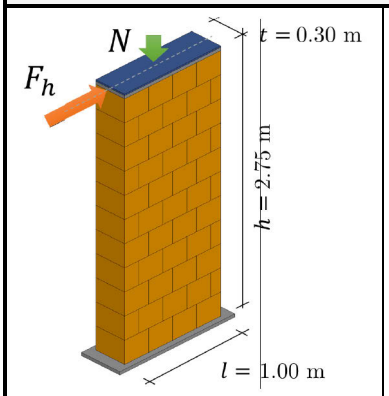
Grenzzustand nc	Horizontale Verformung [m]			
	$\psi = 0,5$	$\psi = 0,75$	$\psi = 1,0$	$\psi = 1,5$



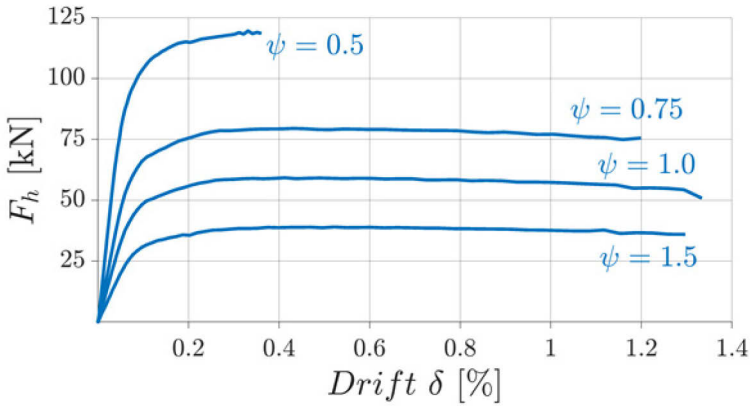
Grenzzustand *max*	Hauptdruckspannungen [N/m²]			
	$\psi = 0{,}5$	$\psi = 0{,}75$	$\psi = 1{,}0$	$\psi = 1{,}5$
				

Grenzzustand *max*	Kontaktnormalspannung [N/mm²]	
	$\psi = 0{,}5$	$\psi = 0{,}75$
Wandmitte		
Wandfuß		
	$\psi = 1{,}0$	$\psi = 1{,}5$
Wandmitte		
Wandfuß		

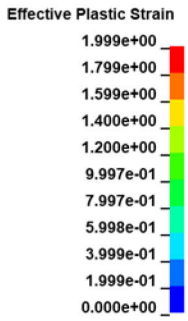
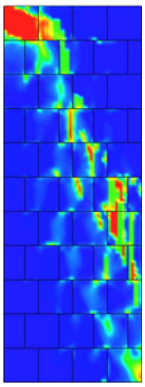
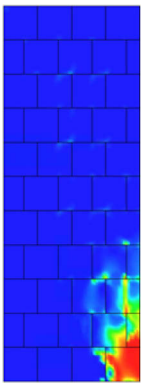
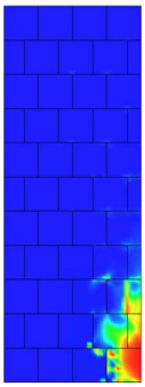
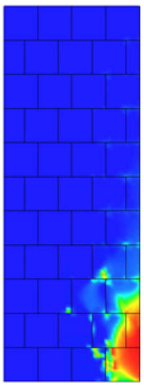
$l = 1\,m\ -\ \sigma_0/f_k = 16\,\%\ -\ a = t$

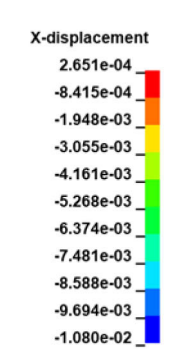
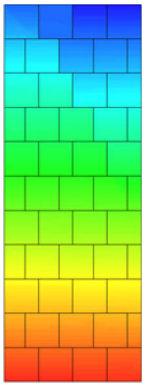
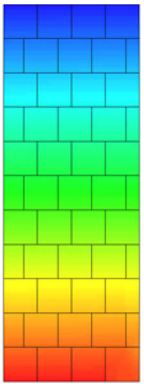
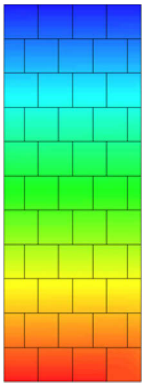
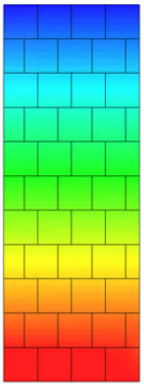


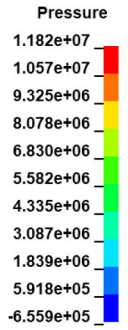
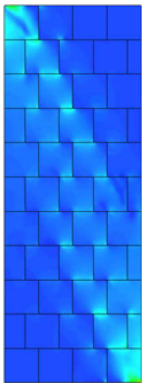
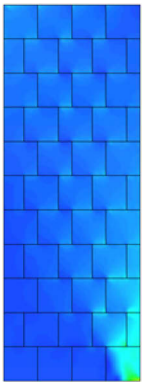
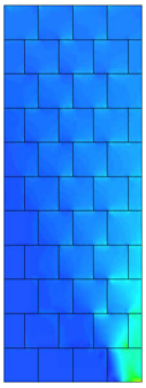
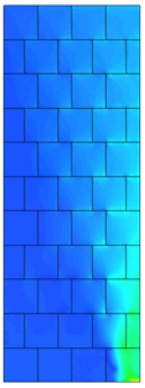
N	374	[kN]
σ_0/f_k	16	[%]

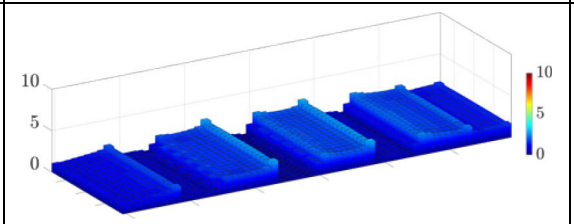
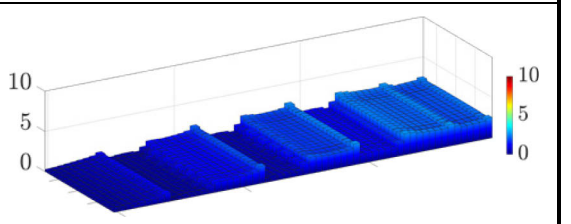
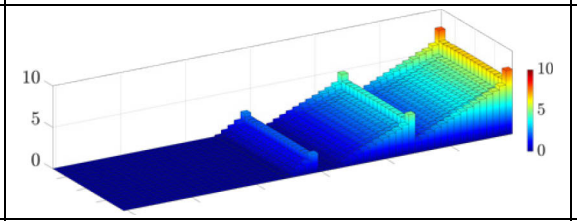
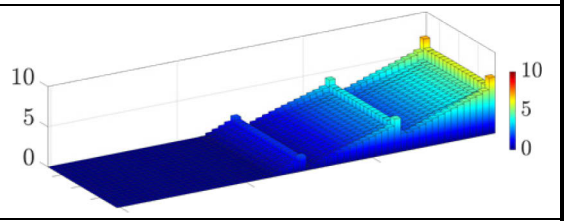
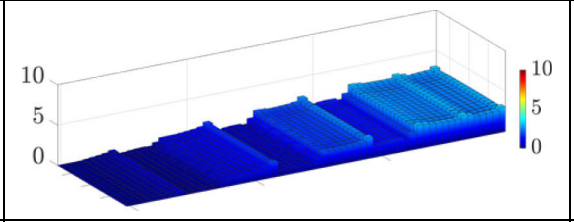
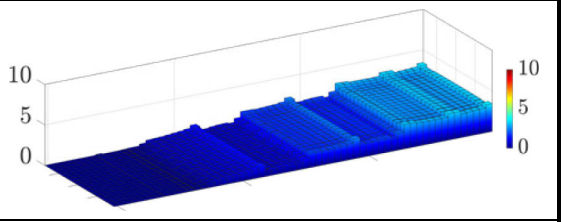
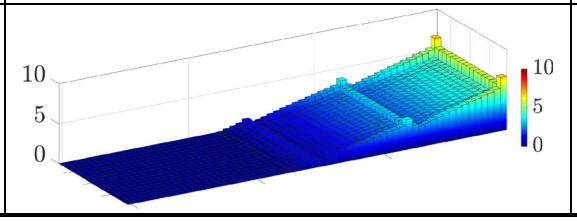
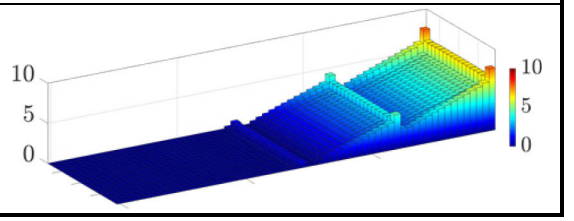


ψ	F_h			Drift δ			Versagen
	cr	max	nc	cr	max	nc	
0,5	92,9	120,0	119,0	0,069	0,332	0,361	SZ/SS
0,75	60,1	79,5	75,5	0,077	0,433	1,200	Biegung
1,0	46,0	59,2	50,8	0,087	0,415	1,335	Biegung
1,5	30,6	39,0	36,0	0,096	0,524	1,298	Biegung

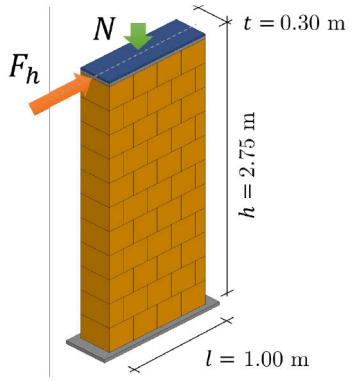
Grenzzustand nc	Plastische Dehnungen [-]			
	$\psi = 0{,}5$	$\psi = 0{,}75$	$\psi = 1{,}0$	$\psi = 1{,}5$
				

Grenzzustand nc	Horizontale Verformung [m]			
	$\psi = 0{,}5$	$\psi = 0{,}75$	$\psi = 1{,}0$	$\psi = 1{,}5$
				

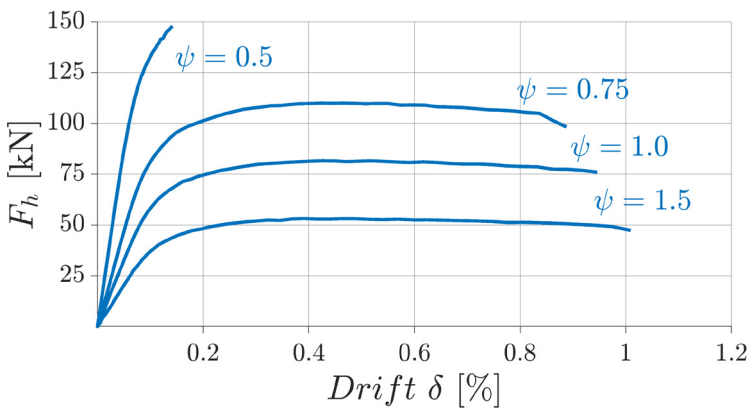
Grenzzustand *max*	Hauptdruckspannungen [N/m²]			
	$\psi = 0{,}5$	$\psi = 0{,}75$	$\psi = 1{,}0$	$\psi = 1{,}5$
				

Grenzzustand *max*	Kontaktnormalspannung [N/mm²]	
	$\psi = 0{,}5$	$\psi = 0{,}75$
Wandmitte		
Wandfuß		
	$\psi = 1{,}0$	$\psi = 1{,}5$
Wandmitte		
Wandfuß		

$l = 1\,m\ -\ \sigma_0/f_k = 24\,\%\ -\ a = t$

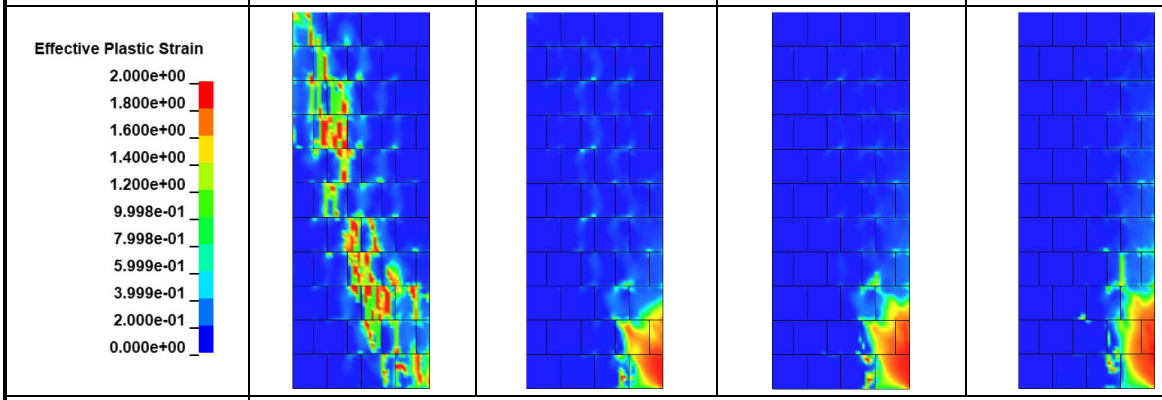


N	561	[kN]
σ_0/f_k	24	[%]

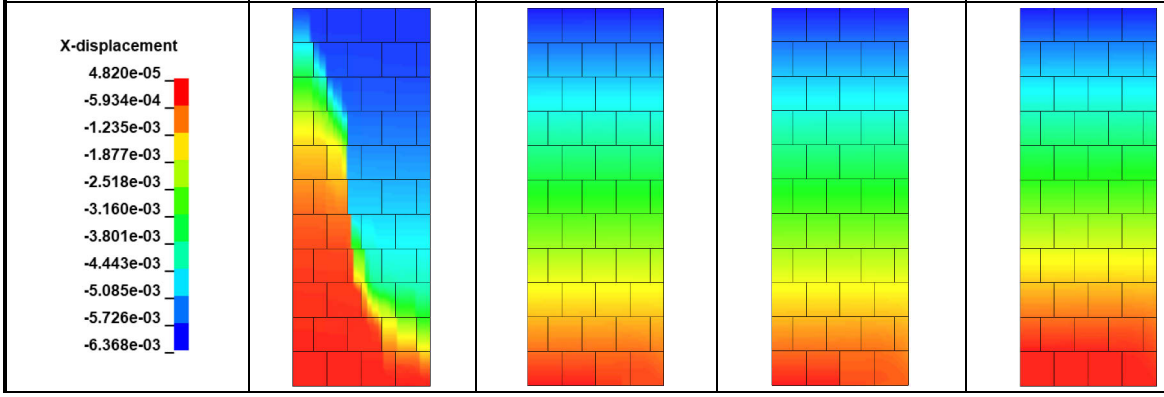


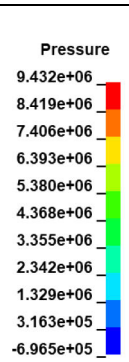
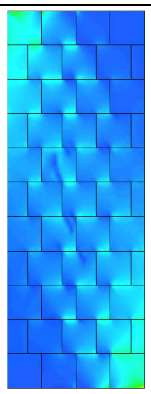
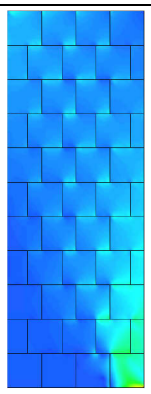
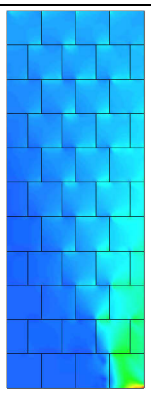
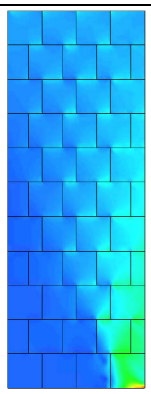
ψ	F_h			Drift δ			Versagen
	cr	*max*	*nc*	*cr*	*max*	*nc*	
0,5	112,0	148,0	148,0	0,070	0,142	0,142	Steinzug
0,75	83,5	110,0	98,2	0,106	0,386	0,887	Biegung
1,0	62,7	81,6	75,9	0,115	0,426	0,946	Biegung
1,5	40,2	53,2	47,3	0,115	0,389	1,011	Biegung

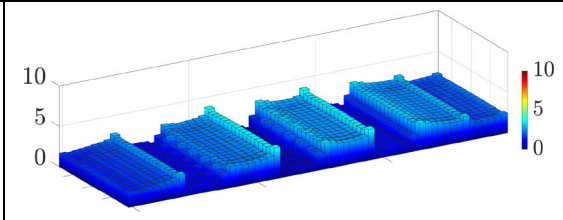
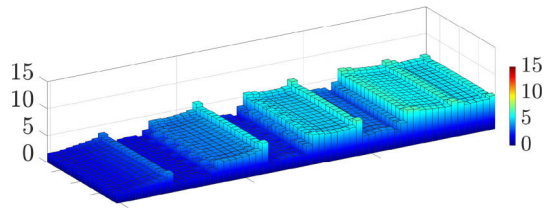
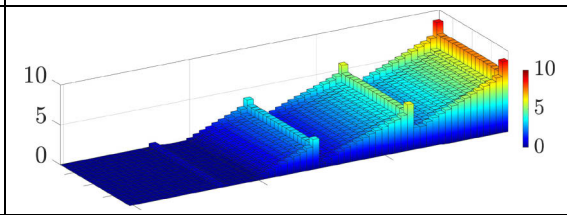
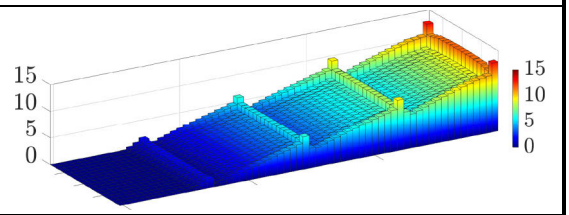
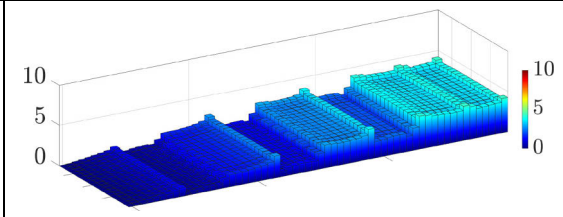
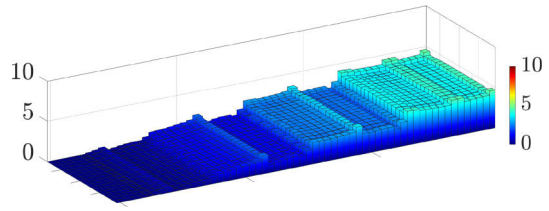
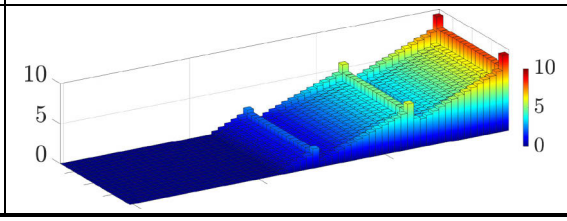
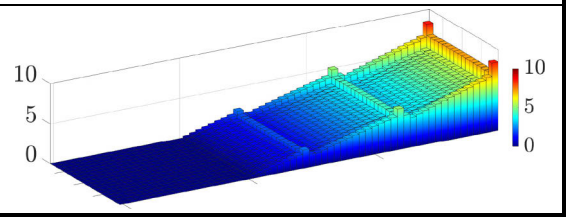
Grenzzustand *nc* — Plastische Dehnungen [-]



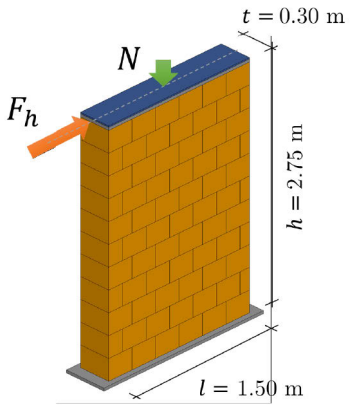
Grenzzustand *nc* — Horizontale Verformung [m]

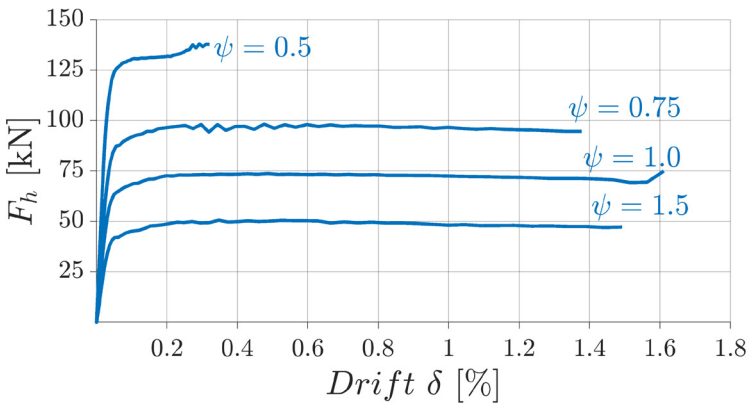


Grenzzustand *max*	Hauptdruckspannungen [N/m²]			
	$\psi = 0{,}5$	$\psi = 0{,}75$	$\psi = 1{,}0$	$\psi = 1{,}5$
				

Grenzzustand *max*	Kontaktnormalspannung [N/mm²]	
	$\psi = 0{,}5$	$\psi = 0{,}75$
Wandmitte		
Wandfuß		
	$\psi = 1{,}0$	$\psi = 1{,}5$
Wandmitte		
Wandfuß		

$l = 1,5\ m\ -\ \sigma_0/f_k = 8\ \%\ -\ a = t$



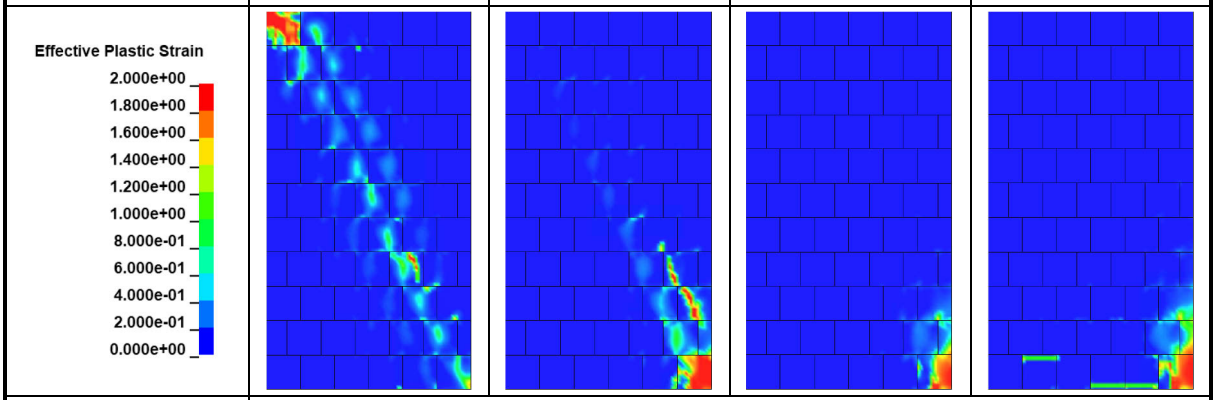


N	280,5	[kN]
σ_0/f_k	8	[%]

ψ	F_h			*Drift* δ			*Versagen*
	cr	*max*	*v*	*cr*	*max*	*nc*	
0,5	108,0	138,0	138,0	0,033	0,273	0,321	Steinzug
0,75	74,2	97,5	94,5	0,034	0,251	1,378	Biegung
1,0	56,6	73,3	69,4	0,036	0,458	1,564	Biegung
1,5	37,7	50,5	47,1	0,037	0,347	1,495	Biegung

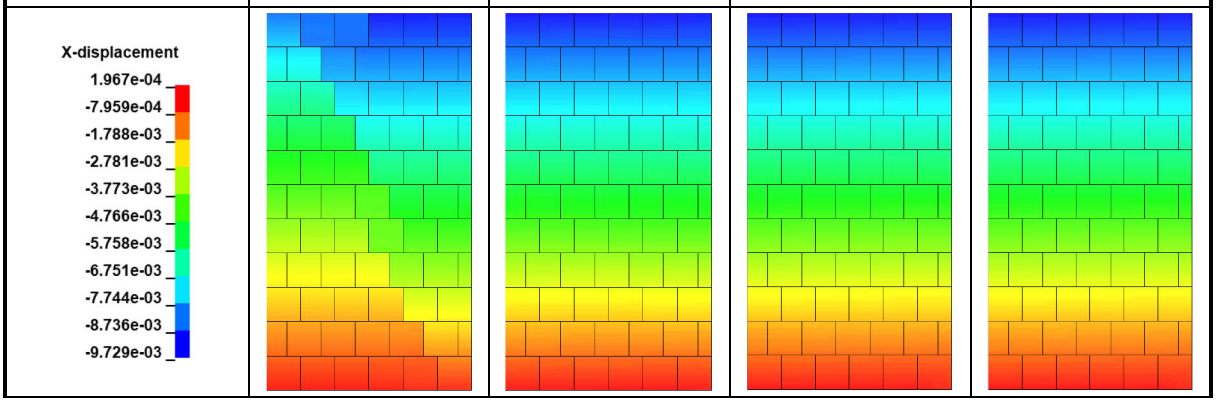
Grenzzustand *nc*

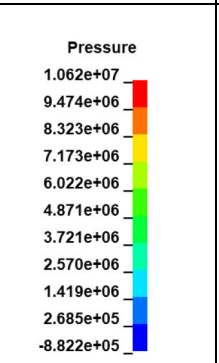
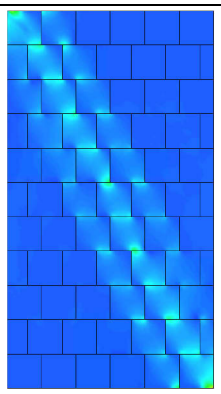
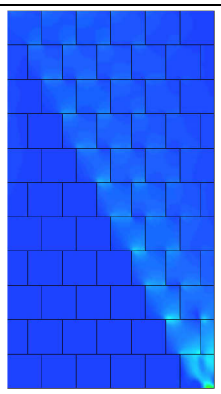
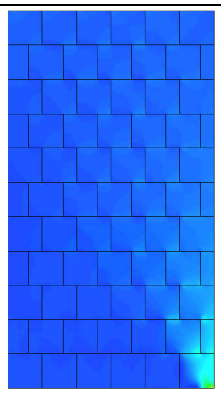
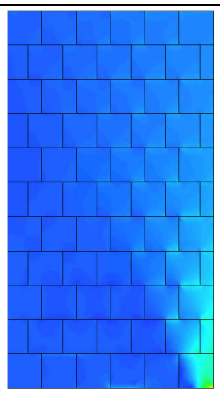
Plastische Dehnungen [-]

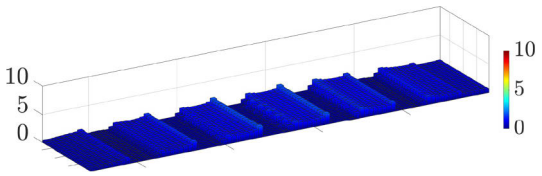
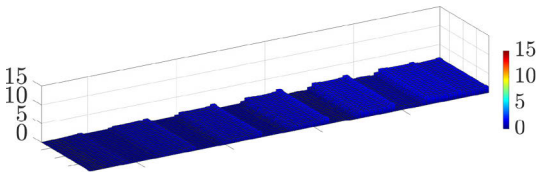
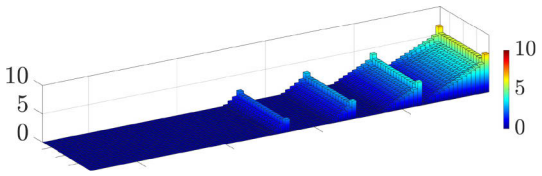
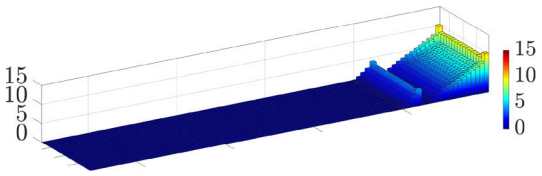
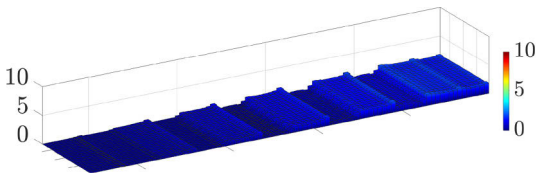
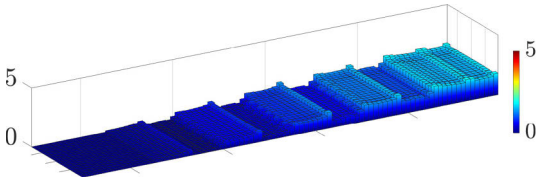
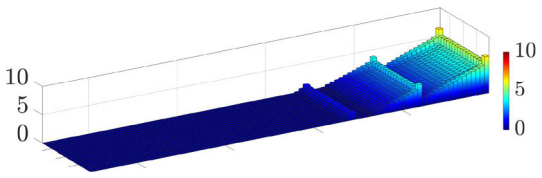
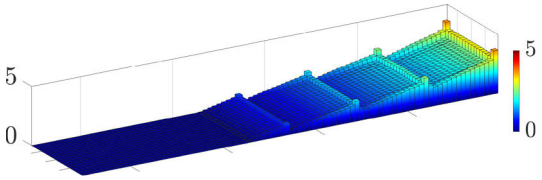


Grenzzustand *nc*

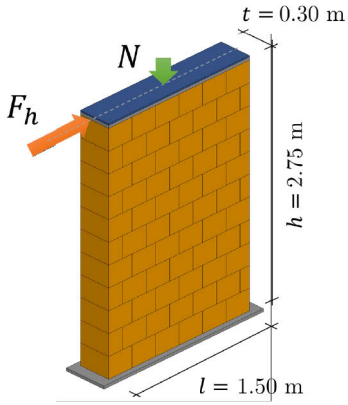
Horizontale Verformung [m]



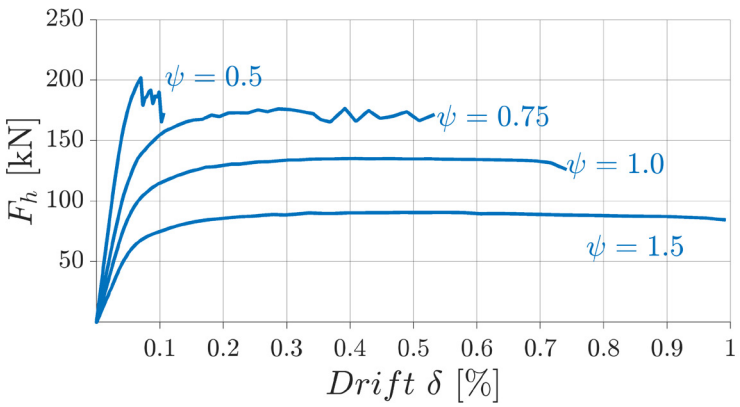
Grenzzustand *max*	Hauptdruckspannungen [N/m²]			
	$\psi = 0{,}5$	$\psi = 0{,}75$	$\psi = 1{,}0$	$\psi = 1{,}5$
				

Grenzzustand *max*	Kontaktnormalspannung [N/mm²]	
	$\psi = 0{,}5$	$\psi = 0{,}75$
Wandmitte		
Wandfuß		
	$\psi = 1{,}0$	$\psi = 1{,}5$
Wandmitte		
Wandfuß		

$l = 1,5\ m\ -\ \sigma_0/f_k = 16\ \%\ -\ a = t$

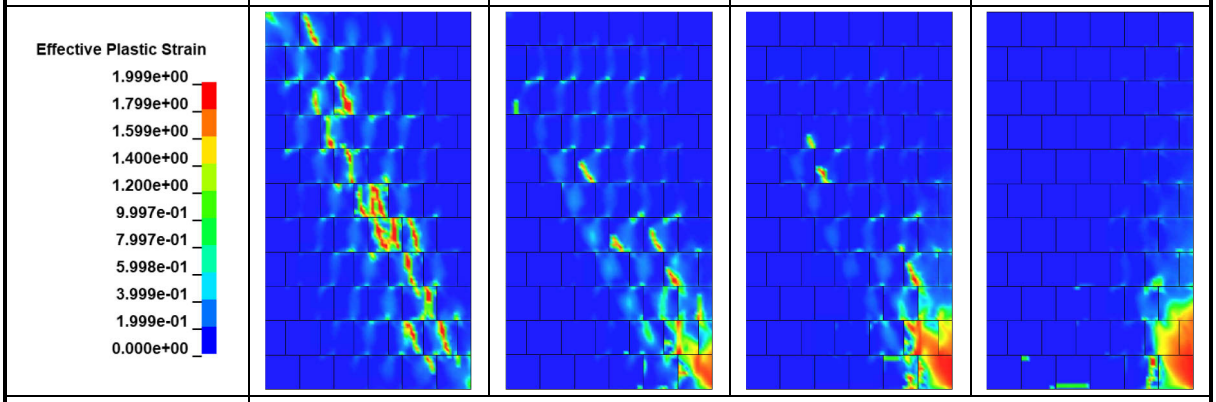


N	561	[kN]
σ_0/f_k	16	[%]

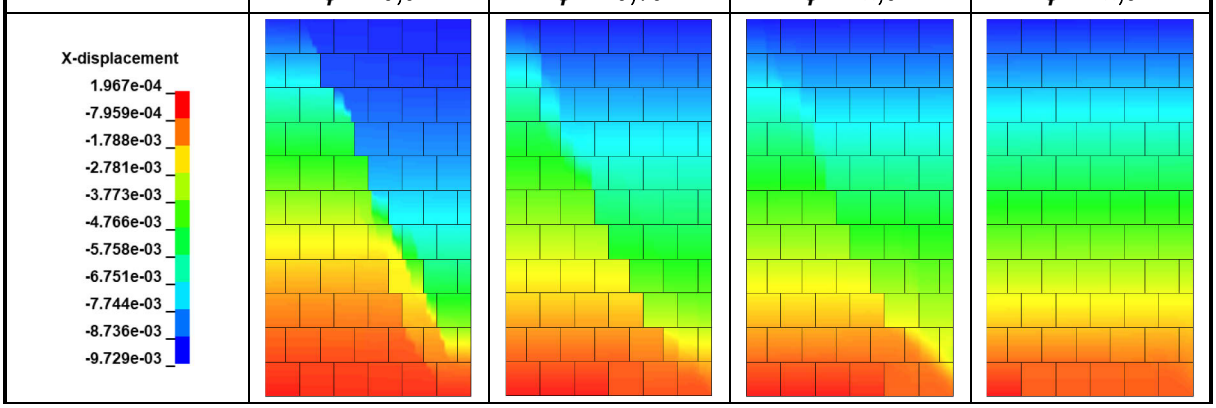


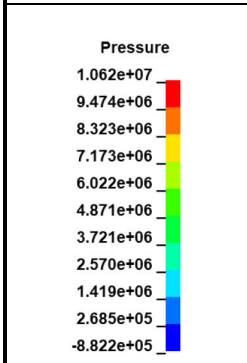
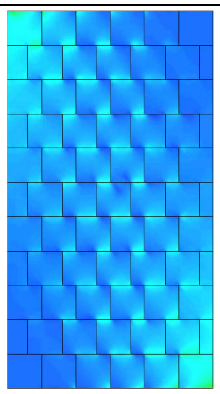
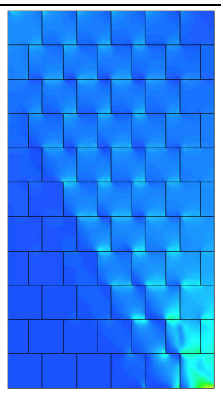
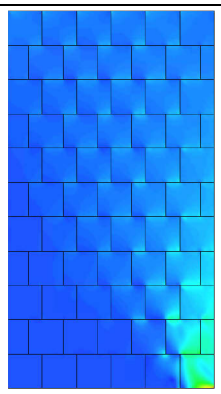
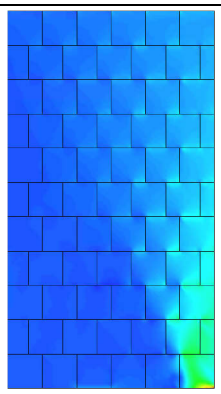
ψ	F_h			Drift δ			Versagen
	cr	max	nc	cr	max	nc	
0,5	156,0	202,0	173,0	0,041	0,070	0,106	Steinzug
0,75	135,0	176,0	172,0	0,066	0,287	0,535	Steinzug
1,0	104,0	135,0	126,0	0,073	0,407	0,742	BL/SZ
1,5	67,9	90,6	84,4	0,071	0,484	0,993	Biegung

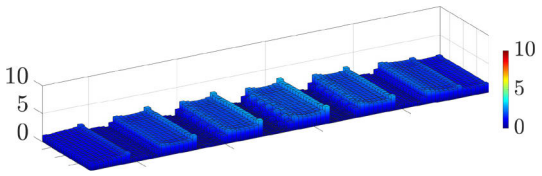
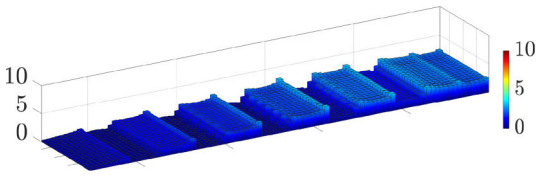
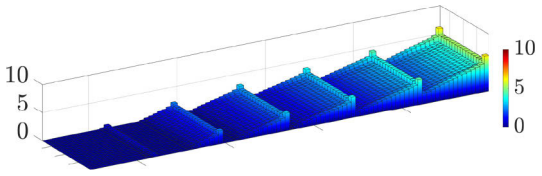
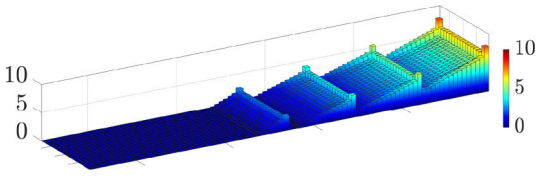
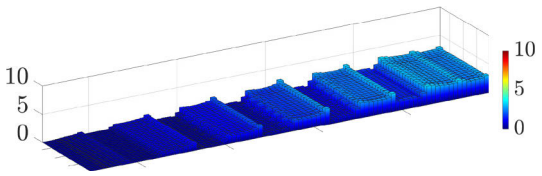
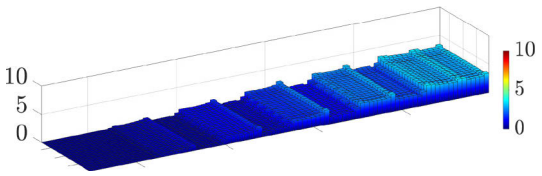
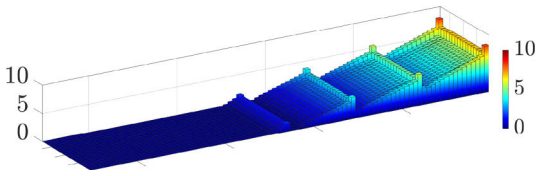
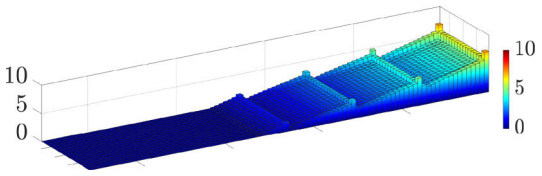
Grenzzustand *nc* — Plastische Dehnungen [-]



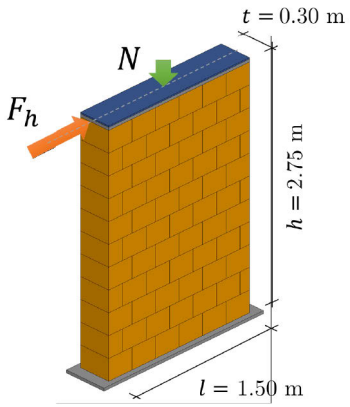
Grenzzustand *nc* — Horizontale Verformung [m]



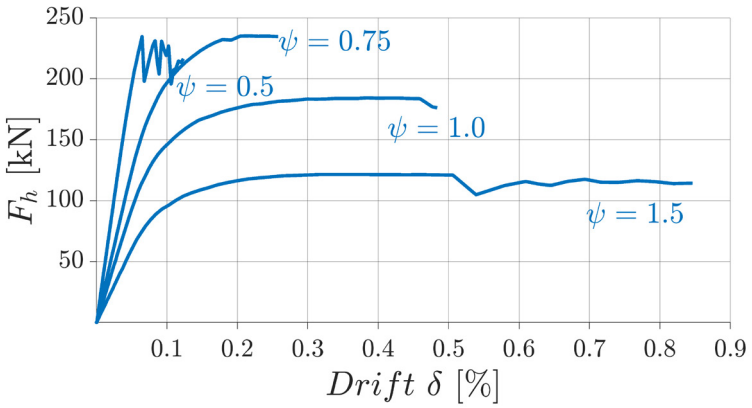
Grenzzustand *max*	Hauptdruckspannungen [N/m²]			
	$\psi = 0{,}5$	$\psi = 0{,}75$	$\psi = 1{,}0$	$\psi = 1{,}5$
				

Grenzzustand *max*	Kontaktnormalspannung [N/mm²]	
	$\psi = 0{,}5$	$\psi = 0{,}75$
Wandmitte		
Wandfuß		
	$\psi = 1{,}0$	$\psi = 1{,}5$
Wandmitte		
Wandfuß		

$l = 1,5\ m\ -\ \sigma_0/f_k = 24\ \%\ -\ a = t$

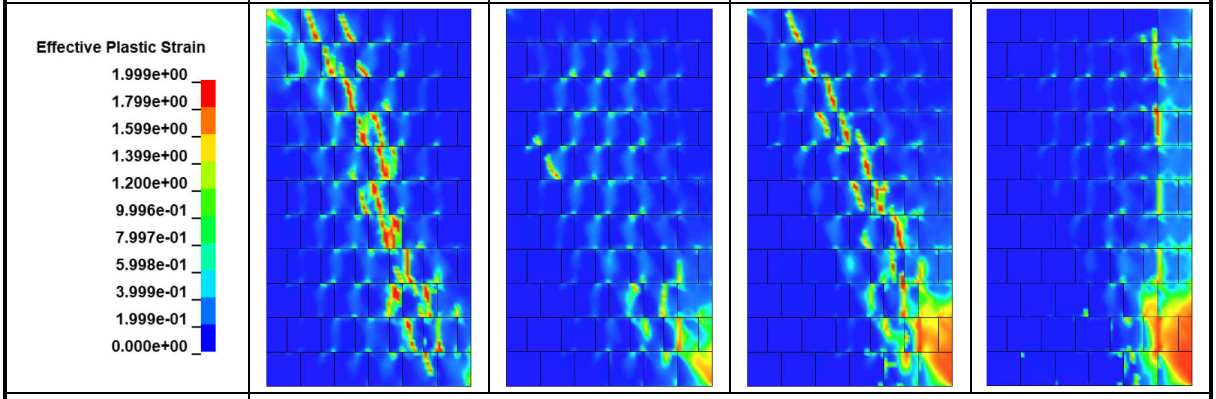


N	841,5	[kN]
σ_0/f_k	24	[%]

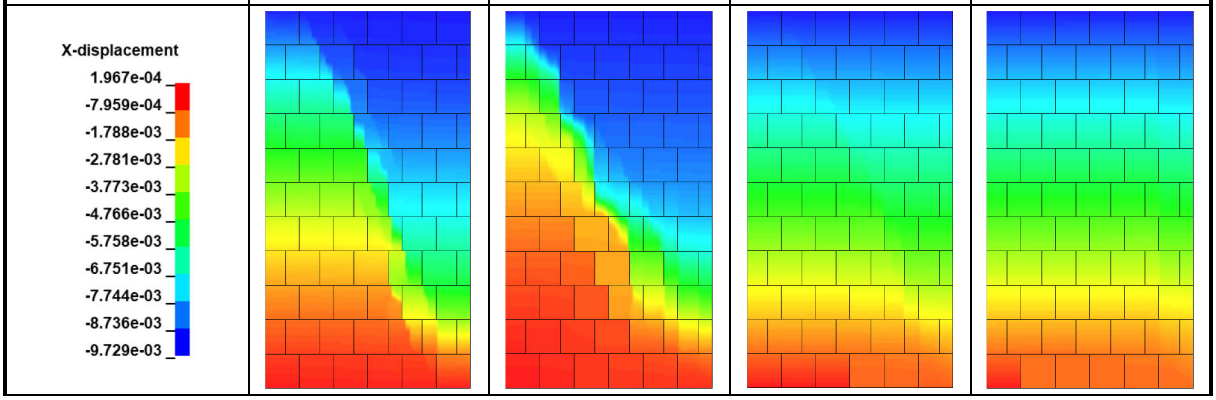


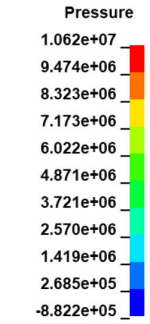
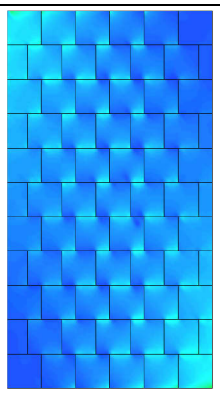
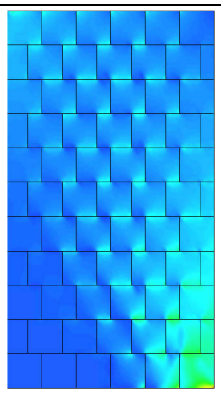
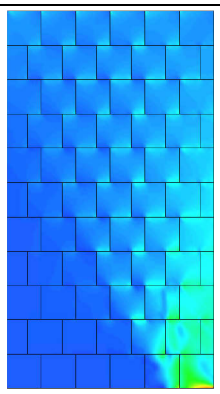
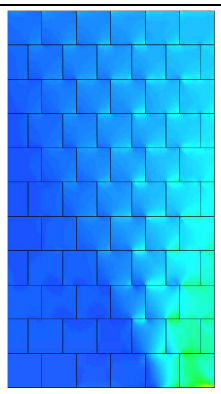
ψ	F_h			Drift δ			Versagen
	cr	*max*	*nc*	*cr*	*max*	*nc*	
0,5	182,0	235,0	216,0	0,046	0,065	0,124	Steinzug
0,75	178,0	235,0	235,0	0,082	0,204	0,258	Steinzug
1,0	138,0	184,0	177,0	0,087	0,458	0,476	Steinzug
1,5	93,1	121,0	114,0	0,094	0,299	0,847	Biegung

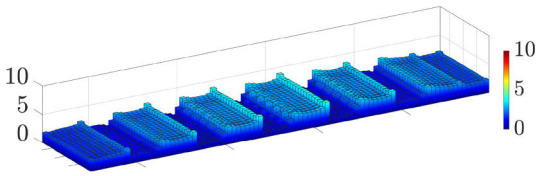
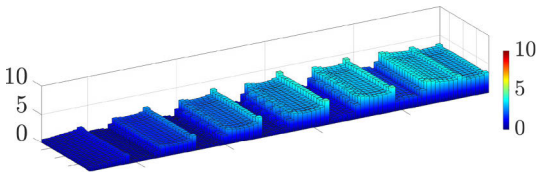
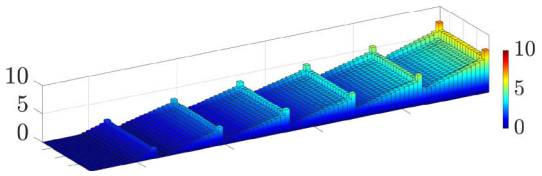
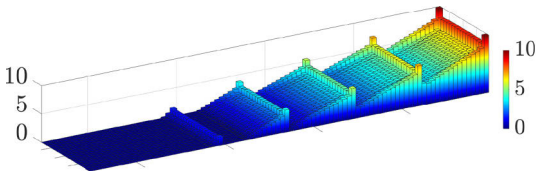
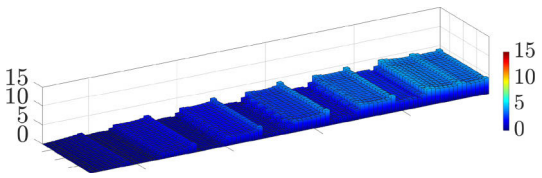
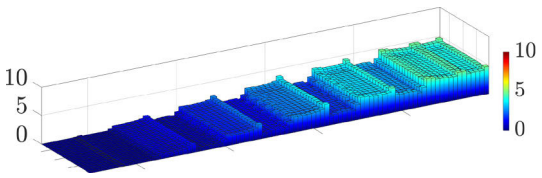
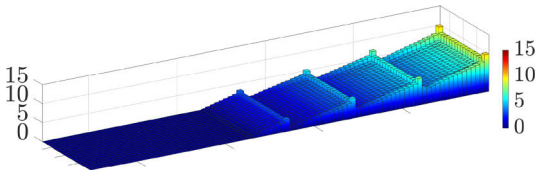
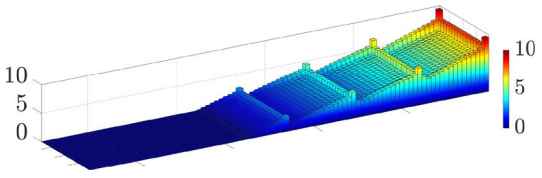
Grenzzustand *nc* — Plastische Dehnungen [-]



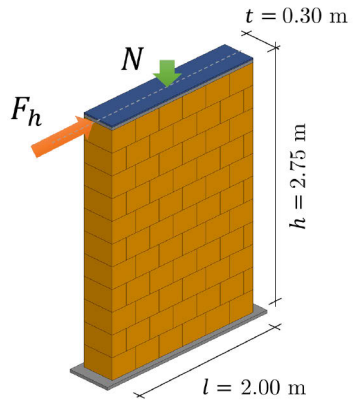
Grenzzustand *nc* — Horizontale Verformung [m]

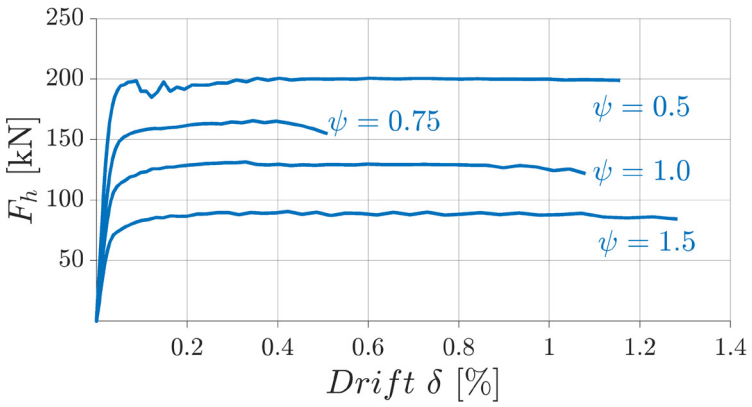


Grenzzustand *max*	Hauptdruckspannungen [N/m²]			
	$\psi = 0{,}5$	$\psi = 0{,}75$	$\psi = 1{,}0$	$\psi = 1{,}5$
				

Grenzzustand *max*	Kontaktnormalspannung [N/mm²]	
	$\psi = 0{,}5$	$\psi = 0{,}75$
Wandmitte		
Wandfuß		
	$\psi = 1{,}0$	$\psi = 1{,}5$
Wandmitte		
Wandfuß		

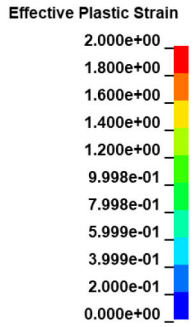
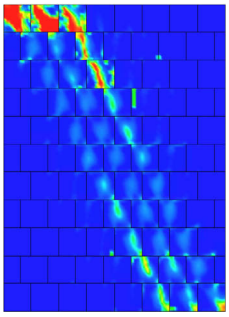
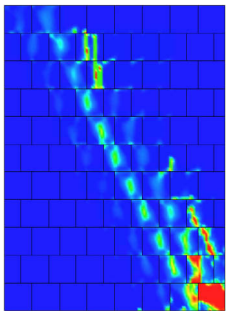
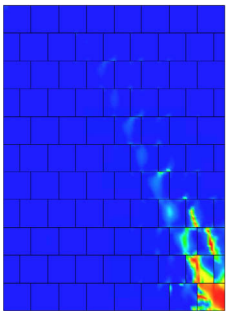
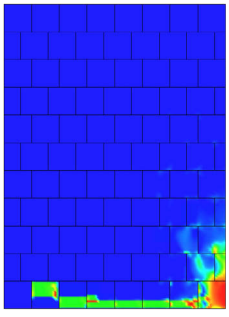
$l = 2{,}0\ m\ -\ \sigma_0/f_k = 8\ \%\ -\ a = t$

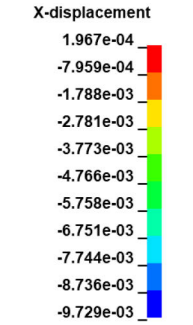
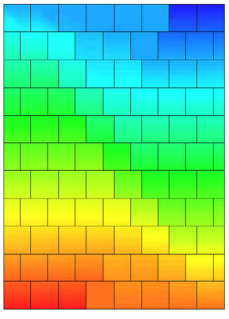
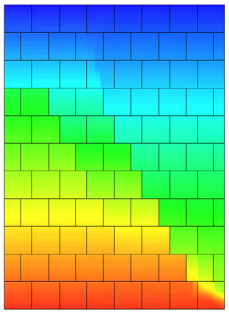
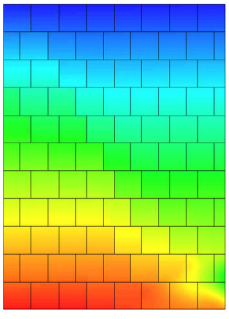
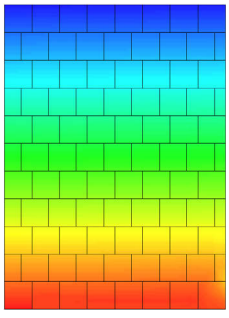


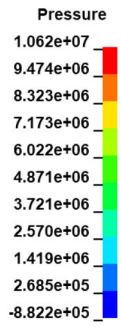
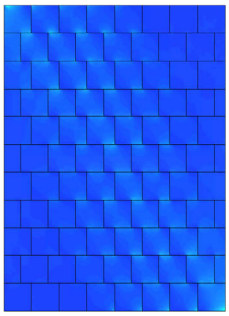
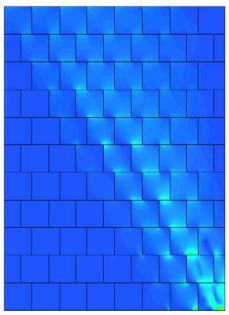
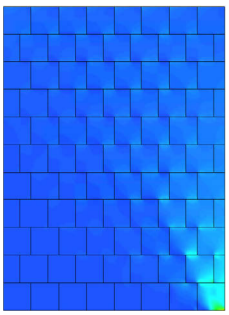
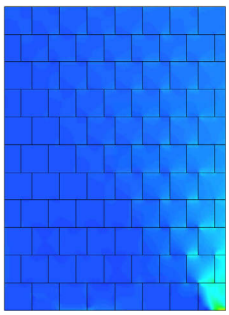


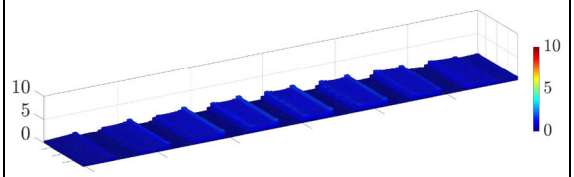
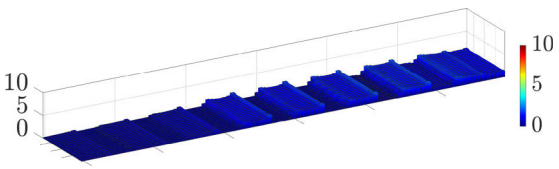
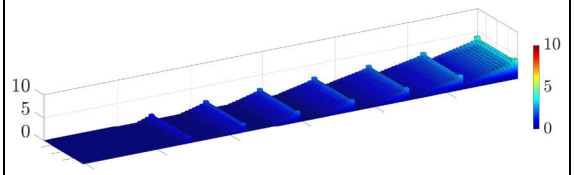
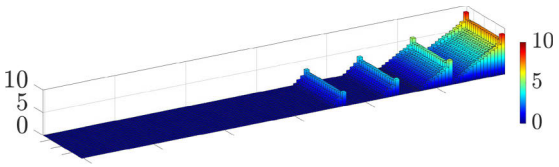
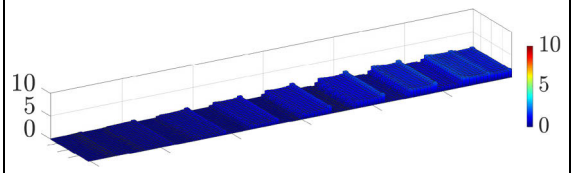
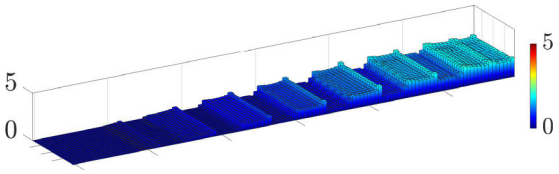
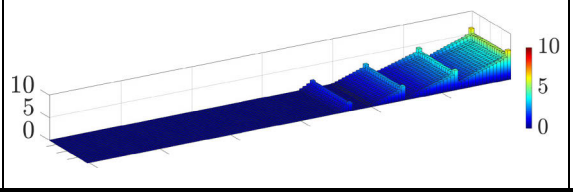
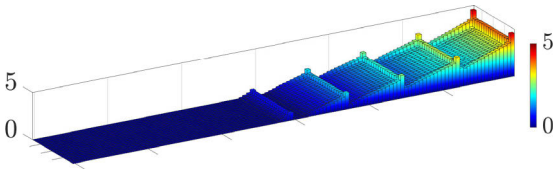
N	374	[kN]
σ_0/f_k	8	[%]

ψ	F_h			*Drift* δ			*Versagen*
	cr	*max*	*nc*	*cr*	*max*	*nc*	
0,5	164,0	199,0	199,0	0,029	0,088	1,156	Reibung
0,75	133,0	165,0	155,0	0,035	0,396	0,509	SZ/SS
1,0	99,9	132,0	122,0	0,032	0,329	1,080	SS/SZ
1,5	71,3	90,6	84,2	0,038	0,422	1,284	Biegung

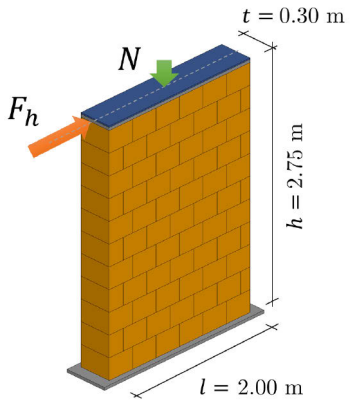
Grenzzustand *nc*	Plastische Dehnungen [-]			
	$\psi = 0{,}5$	$\psi = 0{,}75$	$\psi = 1{,}0$	$\psi = 1{,}5$
				

Grenzzustand *nc*	Horizontale Verformung [m]			
	$\psi = 0{,}5$	$\psi = 0{,}75$	$\psi = 1{,}0$	$\psi = 1{,}5$
				

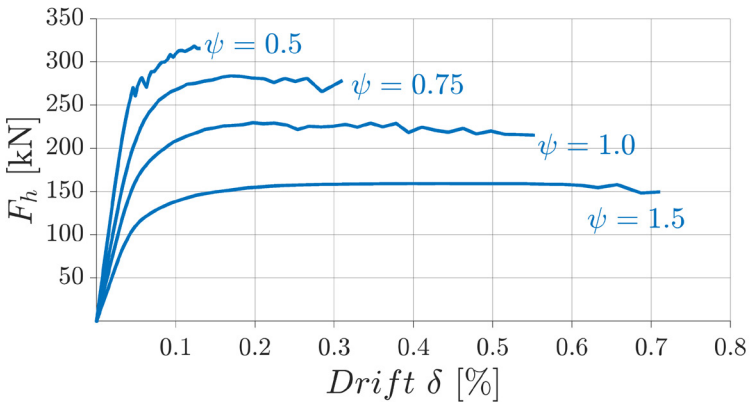
Grenzzustand *max*	Hauptdruckspannungen [N/m²]			
	$\psi = 0{,}5$	$\psi = 0{,}75$	$\psi = 1{,}0$	$\psi = 1{,}5$
				

Grenzzustand *max*	Kontaktnormalspannung [N/mm²]	
	$\psi = 0{,}5$	$\psi = 0{,}75$
Wandmitte		
Wandfuß		
	$\psi = 1{,}0$	$\psi = 1{,}5$
Wandmitte		
Wandfuß		

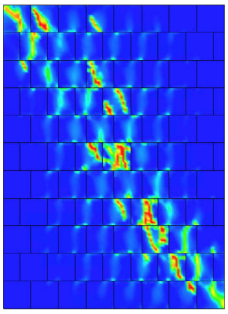
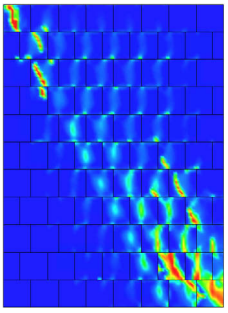
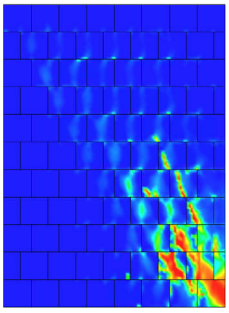
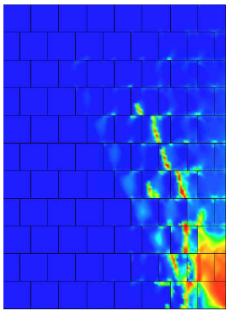
$l = 2{,}0\ m\ -\ \sigma_0/f_k = 16\ \%\ -\ a = t$

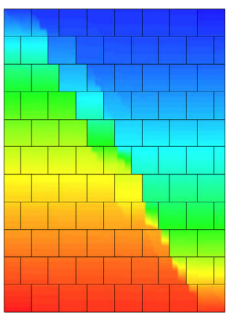
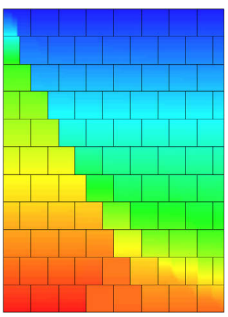
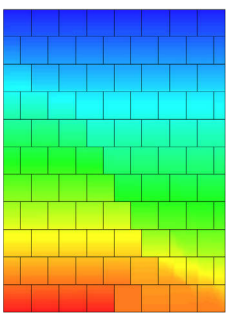
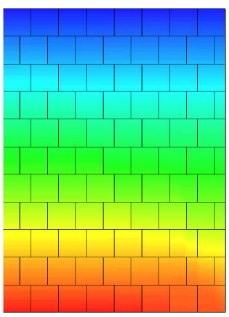


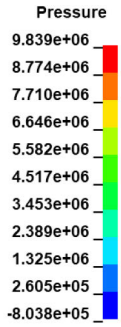
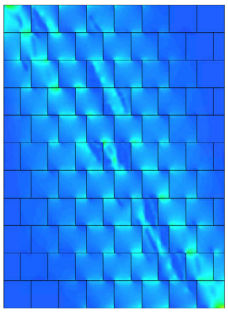
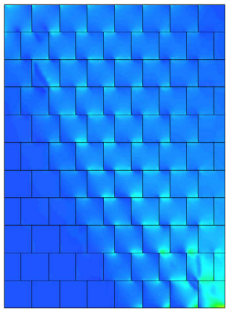
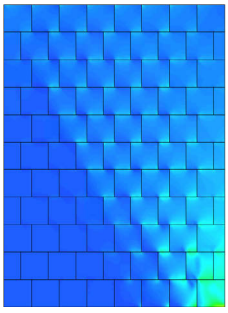
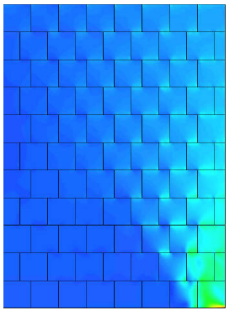
N	748	[kN]
σ_0/f_k	16	[%]

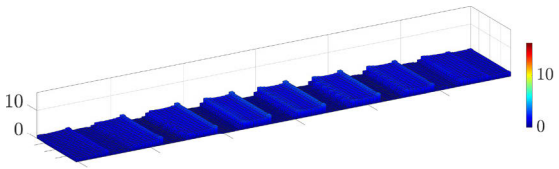
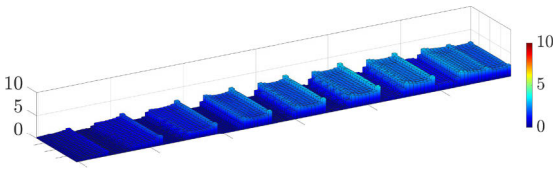
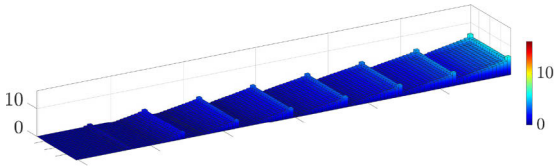
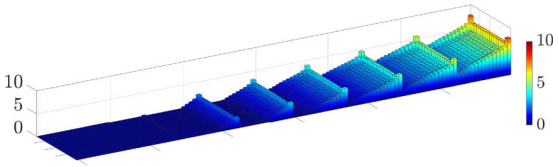
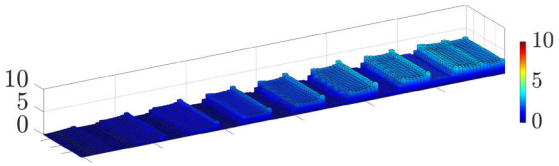
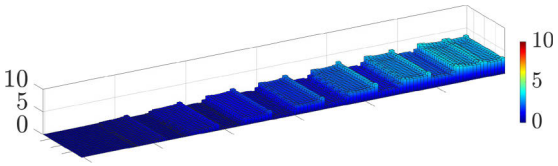
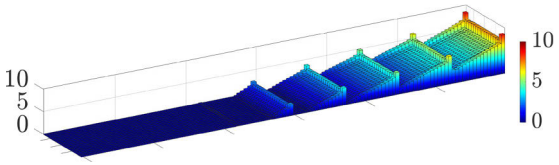
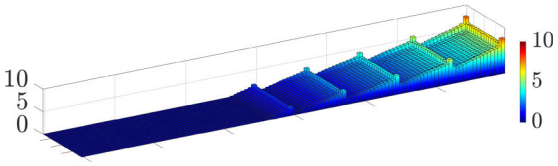


ψ	F_h			*Drift* δ			*Versagen*
	cr	*max*	*nc*	*cr*	*max*	*nc*	
0,5	242,0	318,0	316,0	0,039	0,123	0,131	Steinzug
0,75	223,0	284,0	265,0	0,055	0,170	0,284	SZ/SS
1,0	177,0	230,0	215,0	0,060	0,198	0,553	Steinzug
1,5	121,0	159,0	150,0	0,062	0,378	0,713	Biegung

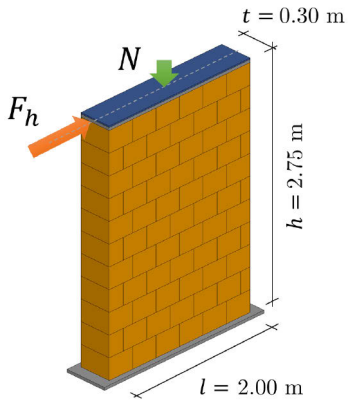
Grenzzustand *nc*	Plastische Dehnungen [-]			
	$\psi = 0{,}5$	$\psi = 0{,}75$	$\psi = 1{,}0$	$\psi = 1{,}5$
Effective Plastic Strain 2.000e+00 1.800e+00 1.600e+00 1.400e+00 1.200e+00 9.998e-01 7.998e-01 5.999e-01 3.999e-01 2.000e-01 0.000e+00				

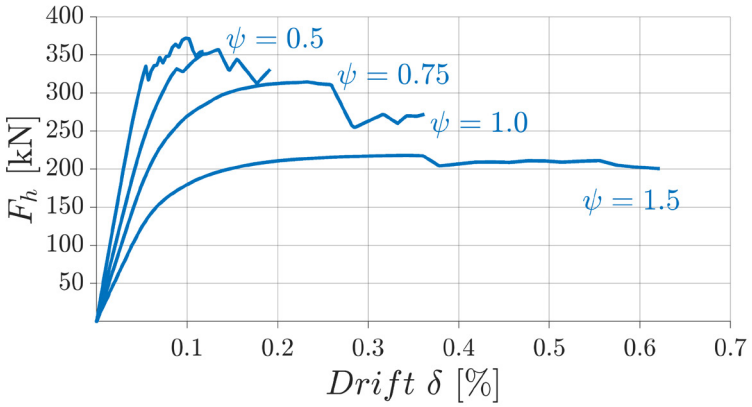
Grenzzustand *nc*	Horizontale Verformung [m]			
	$\psi = 0{,}5$	$\psi = 0{,}75$	$\psi = 1{,}0$	$\psi = 1{,}5$
X-displacement 9.384e-05 -2.859e-04 -6.656e-04 -1.045e-03 -1.425e-03 -1.805e-03 -2.184e-03 -2.564e-03 -2.944e-03 -3.324e-03 -3.703e-03				

Grenzzustand *max*	Hauptdruckspannungen [N/m²]			
	$\psi = 0{,}5$	$\psi = 0{,}75$	$\psi = 1{,}0$	$\psi = 1{,}5$
				

Grenzzustand *max*	Kontaktnormalspannung [N/mm²]	
	$\psi = 0{,}5$	$\psi = 0{,}75$
Wandmitte		
Wandfuß		
	$\psi = 1{,}0$	$\psi = 1{,}5$
Wandmitte		
Wandfuß		

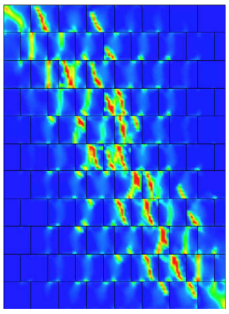
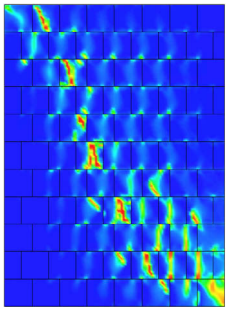
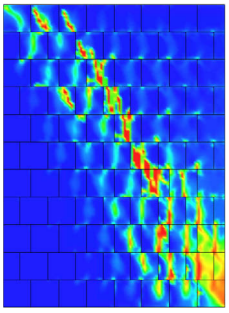
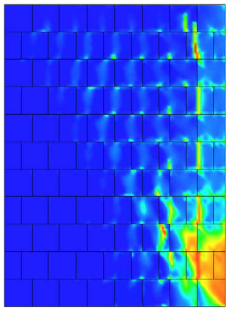
$l = 2{,}0\ m\ -\ \sigma_0/f_k = 24\ \%\ -\ a = t$

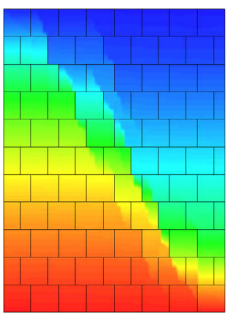
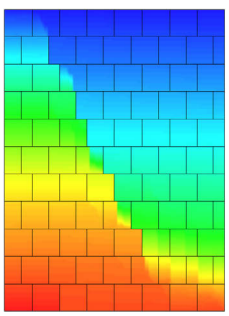
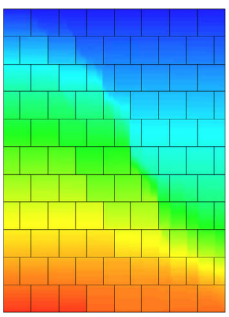
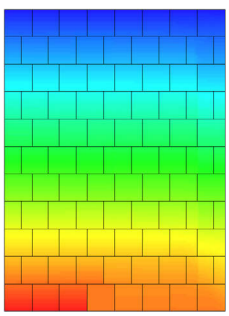


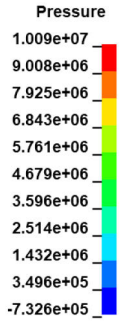
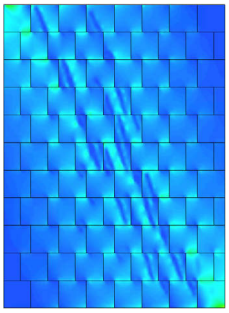
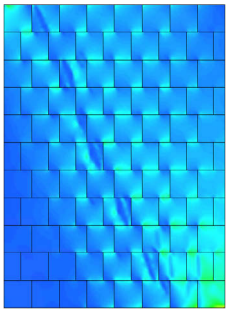
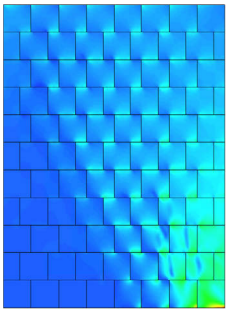
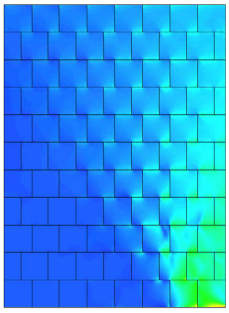


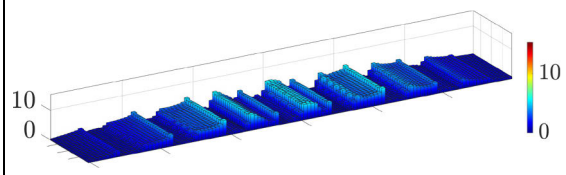
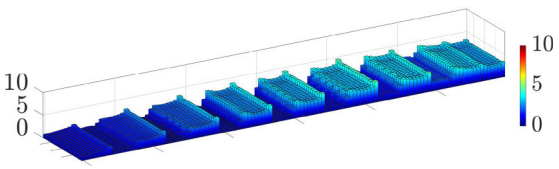
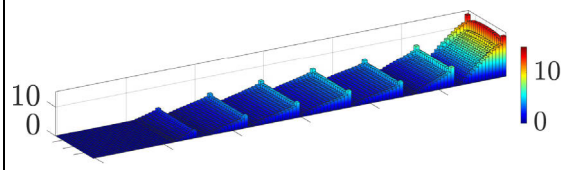
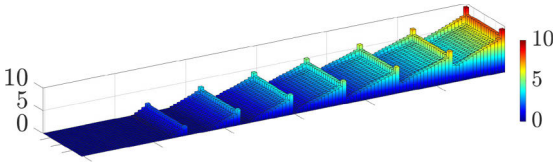
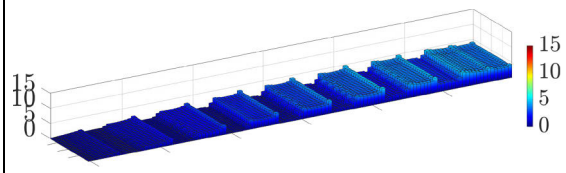
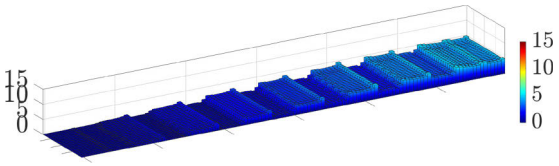
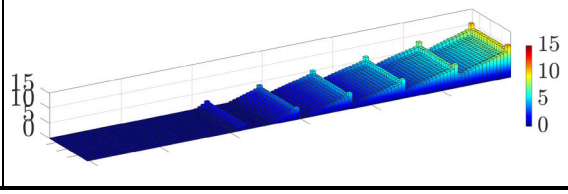
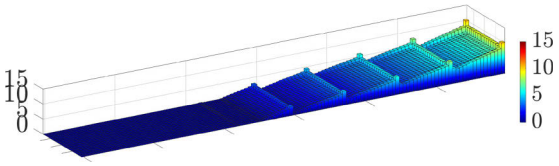
N	1122	[kN]
σ_0/f_k	24	[%]

ψ	F_h			*Drift* δ			*Versagen*
	cr	*max*	*nc*	*cr*	*max*	*nc*	
0,5	283,0	372,0	355,0	0,044	0,099	0,118	Steinzug
0,75	274,0	357,0	312,0	0,063	0,135	0,177	Steinzug
1,0	236,0	311,0	272,0	0,075	0,259	0,362	Steinzug
1,5	167,0	218,0	201,0	0,082	0,343	0,622	BL/SZ

Grenzzustand *nc*	Plastische Dehnungen [-]			
	$\psi = 0{,}5$	$\psi = 0{,}75$	$\psi = 1{,}0$	$\psi = 1{,}5$
Effective Plastic Strain 1.999e+00 1.799e+00 1.599e+00 1.400e+00 1.200e+00 9.997e-01 7.997e-01 5.998e-01 3.999e-01 1.999e-01 0.000e+00				

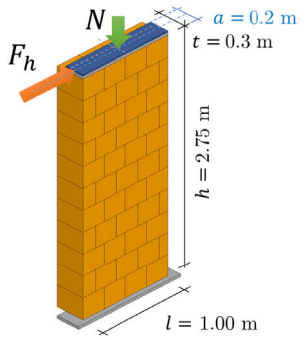
Grenzzustand *nc*	Horizontale Verformung [m]			
	$\psi = 0{,}5$	$\psi = 0{,}75$	$\psi = 1{,}0$	$\psi = 1{,}5$
X-displacement 1.666e-05 -3.106e-04 -6.378e-04 -9.650e-04 -1.292e-03 -1.619e-03 -1.947e-03 -2.274e-03 -2.601e-03 -2.928e-03 -3.256e-03				

Grenzzustand *max*	Hauptdruckspannungen [N/m²]			
	$\psi = 0{,}5$	$\psi = 0{,}75$	$\psi = 1{,}0$	$\psi = 1{,}5$
				

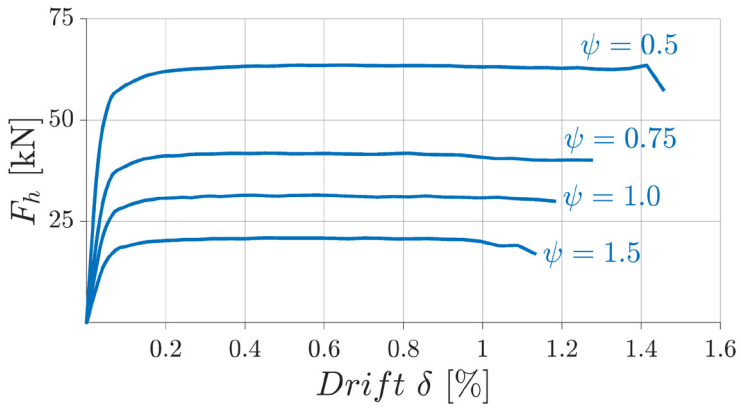
Grenzzustand *max*	Kontaktnormalspannung [N/mm²]	
	$\psi = 0{,}5$	$\psi = 0{,}75$
Wandmitte		
Wandfuß		
	$\psi = 1{,}0$	$\psi = 1{,}5$
Wandmitte		
Wandfuß		

ANHANG B: ERGEBNISSE DER VARIANTENSTUDIE FÜR SCHUBWÄNDE MIT REDUZIERTER DECKENAUFLAGERTIEFE

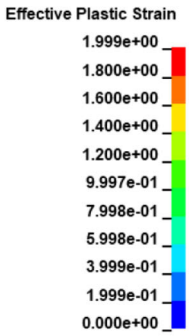
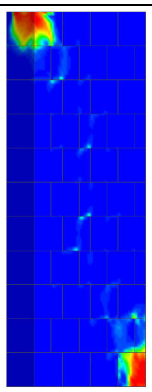
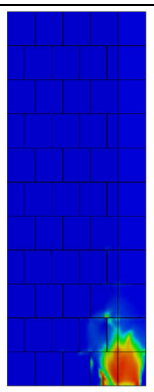
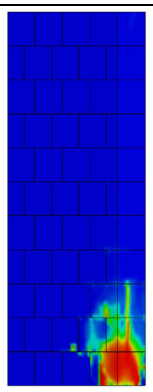
$l = 1\,m\ -\ \sigma_0/f_k = 8\,\%\ -\ a = 2/3t$

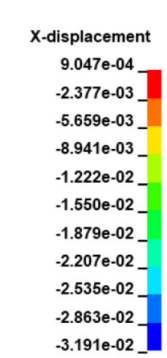
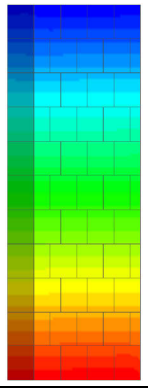
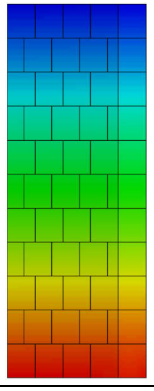
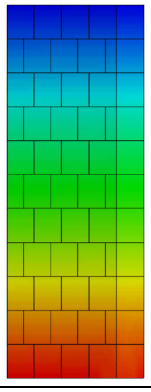


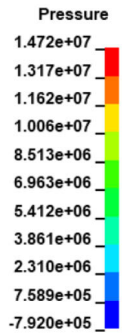
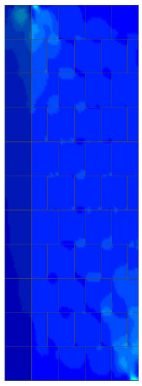
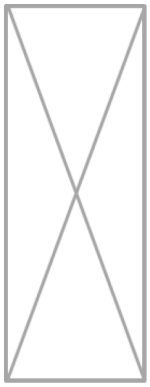
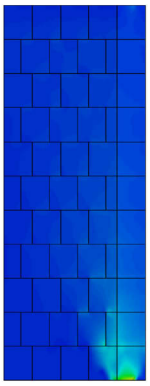
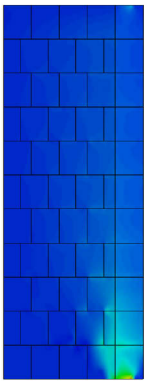
N	187	[kN]
σ_0/f_k	8	[%]

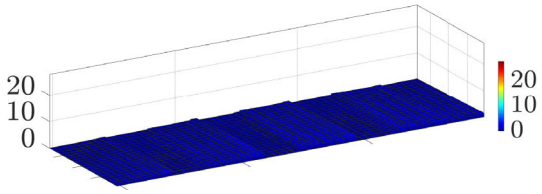
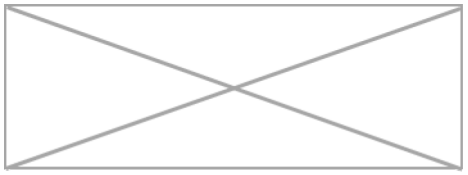
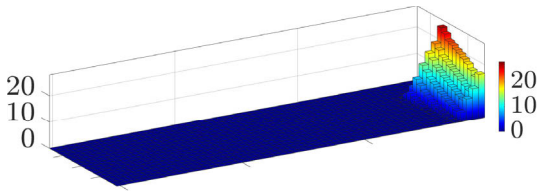
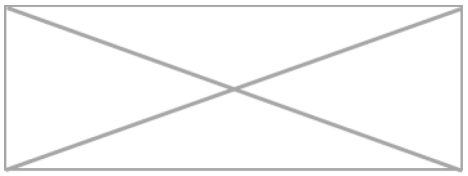
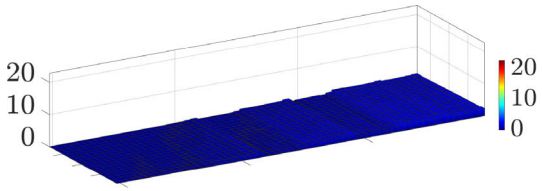
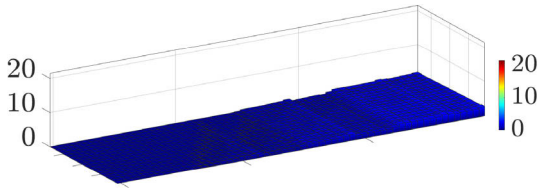
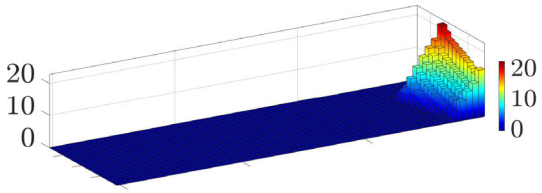
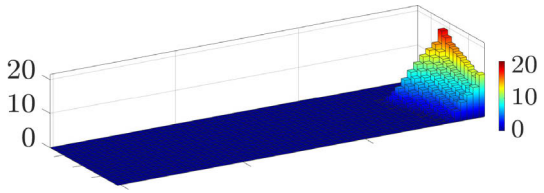


ψ	F_h			Drift δ			Versagen
	cr	max	nc	cr	max	nc	
0,5	50,6	63,6	57,2	0,047	0,636	1,458	Biegung
0,75	32,5	41,8	40,1	0,049	0,815	1,276	Biegung
1,0	24,4	31,5	29,9	0,052	0,582	1,185	Biegung
1,5	16,1	21,0	16,9	0,055	0,455	1,135	Biegung

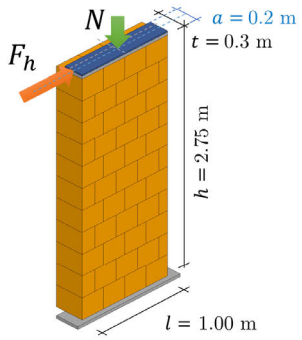
Grenzzustand nc	Plastische Dehnungen [-]			
	$\psi = 0,5$	$\psi = 0,75$	$\psi = 1,0$	$\psi = 1,5$
				

Grenzzustand nc	Horizontale Verformung [m]			
	$\psi = 0,5$	$\psi = 0,75$	$\psi = 1,0$	$\psi = 1,5$
				

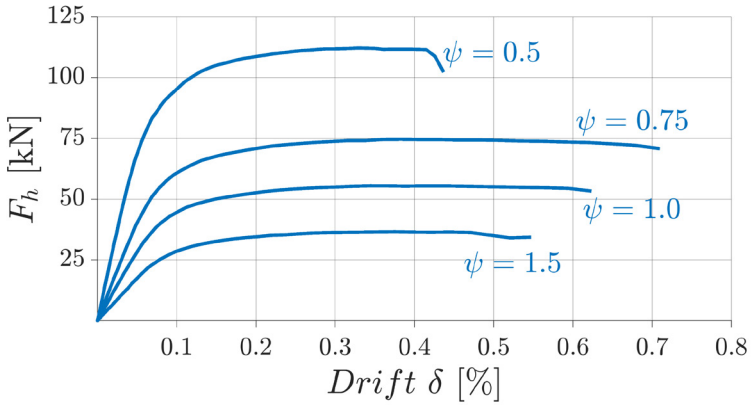
Grenzzustand *max*	Hauptdruckspannungen [N/m²]			
	$\psi = 0{,}5$	$\psi = 0{,}75$	$\psi = 1{,}0$	$\psi = 1{,}5$
				

Grenzzustand *max*	Kontaktnormalspannung [N/mm²]	
	$\psi = 0{,}5$	$\psi = 0{,}75$
Wandmitte		
Wandfuß		
	$\psi = 1{,}0$	$\psi = 1{,}5$
Wandmitte		
Wandfuß		

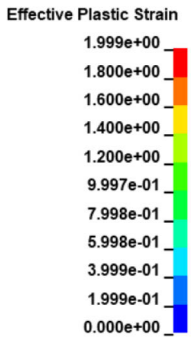
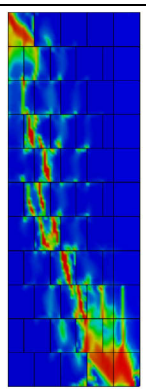
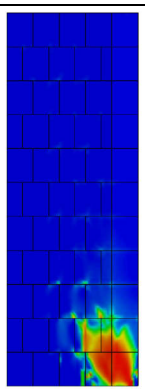
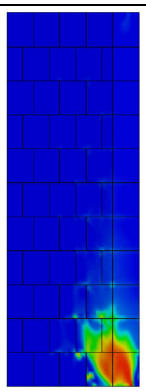
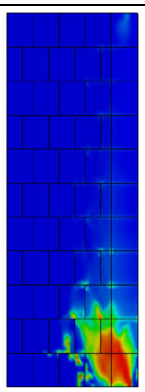
$l = 1\,m\ -\ \sigma_0/f_k = 16\,\%\ -\ a = 2/3t$

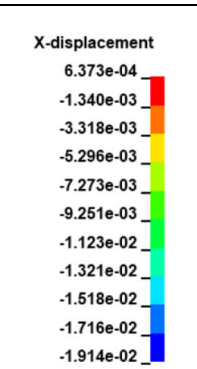
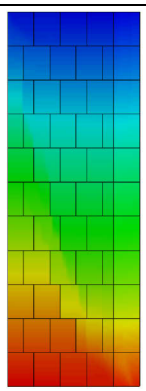
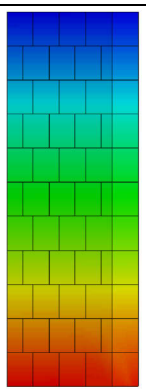
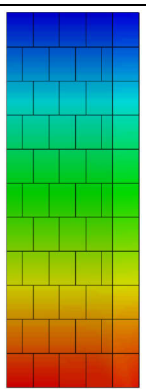
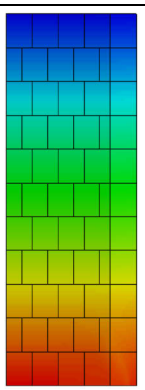


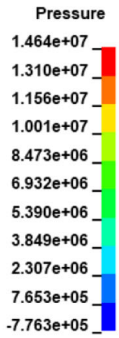
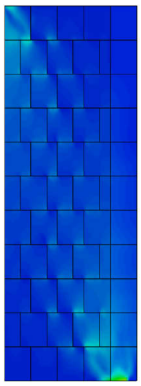
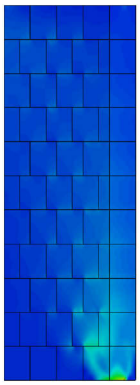
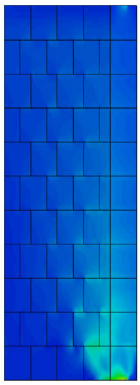
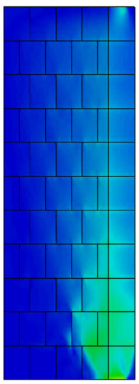
N	374	[kN]
σ_0/f_k	16	[%]

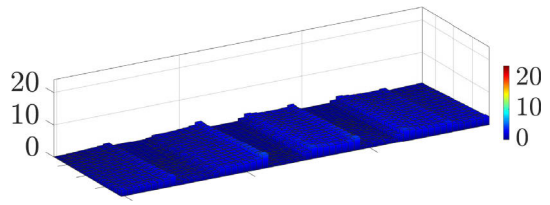
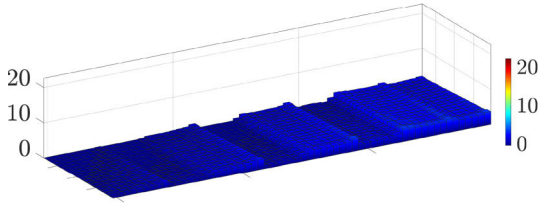
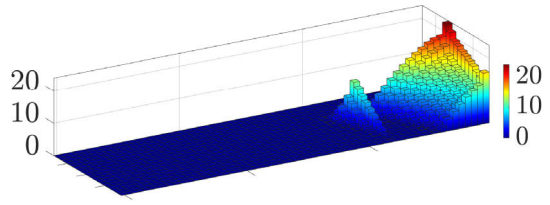
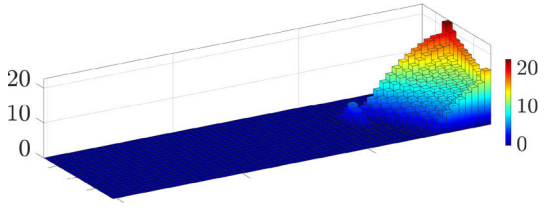
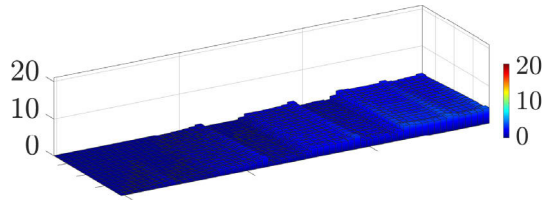
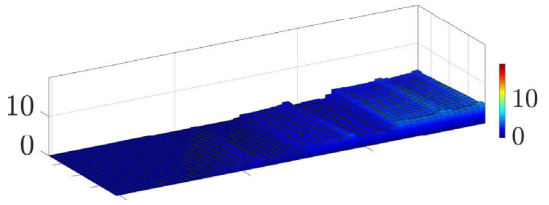
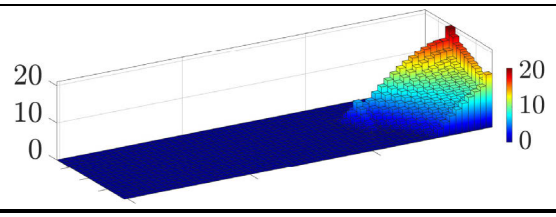
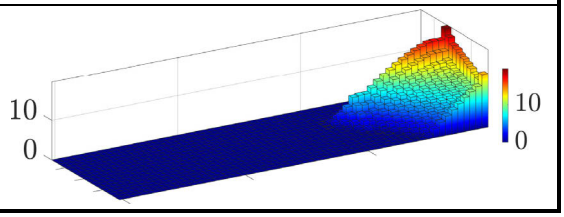


ψ	F_h			Drift δ			Versagen
	cr	max	nc	cr	max	nc	
0,5	85,7	112,0	102,0	0,075	0,319	0,436	Steinzug
0,75	57,4	74,6	70,8	0,086	0,382	0,710	Biegung
1,0	42,9	55,5	53,5	0,091	0,343	0,622	Biegung
1,5	28,4	36,6	34,4	0,098	0,375	0,549	Biegung

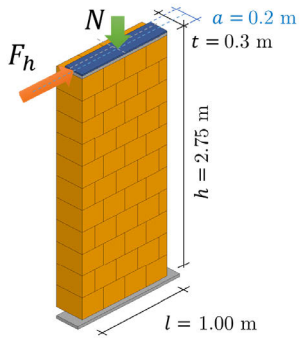
Grenzzustand nc	Plastische Dehnungen [-]			
	$\psi = 0,5$	$\psi = 0,75$	$\psi = 1,0$	$\psi = 1,5$
				

Grenzzustand nc	Horizontale Verformung [m]			
	$\psi = 0,5$	$\psi = 0,75$	$\psi = 1,0$	$\psi = 1,5$
				

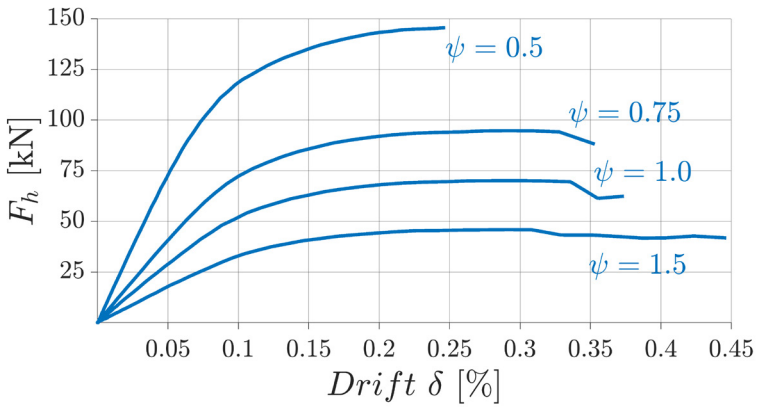
Grenzzustand *max*	Hauptdruckspannungen [N/m²]			
	$\psi = 0{,}5$	$\psi = 0{,}75$	$\psi = 1{,}0$	$\psi = 1{,}5$
				

Grenzzustand *max*	Kontaktnormalspannung [N/mm²]	
	$\psi = 0{,}5$	$\psi = 0{,}75$
Wandmitte		
Wandfuß		
	$\psi = 1{,}0$	$\psi = 1{,}5$
Wandmitte		
Wandfuß		

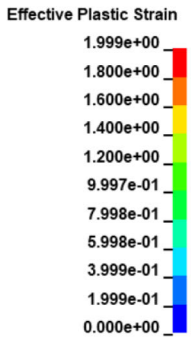
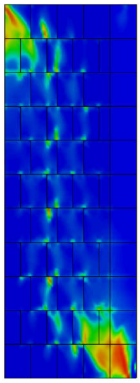
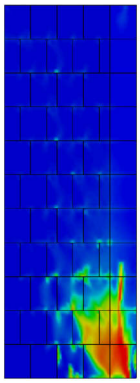
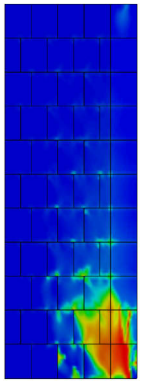
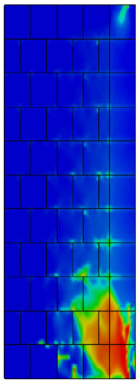
$l = 1\,m\ -\ \sigma_0/f_k = 24\,\%\ -\ a = 2/3t$

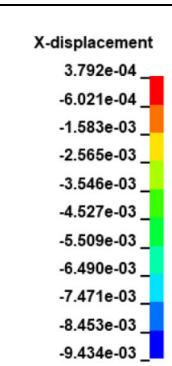
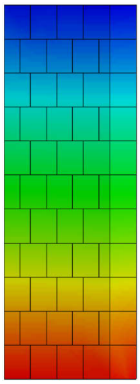
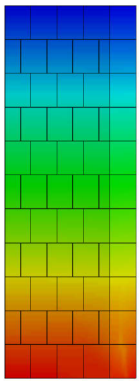
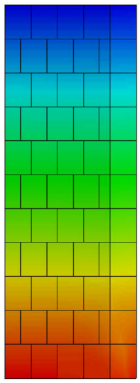
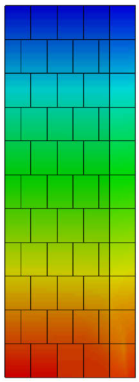


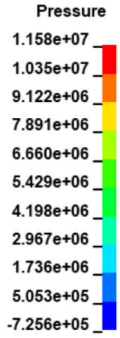
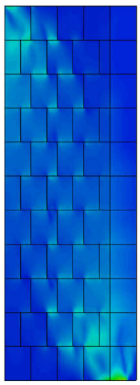
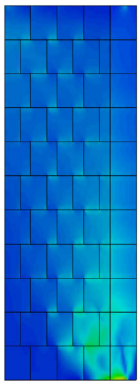
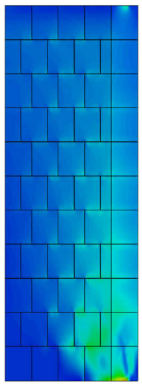
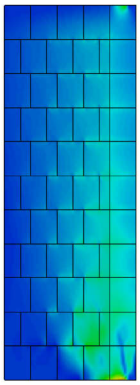
N	561	[kN]
σ_0/f_k	24	[%]

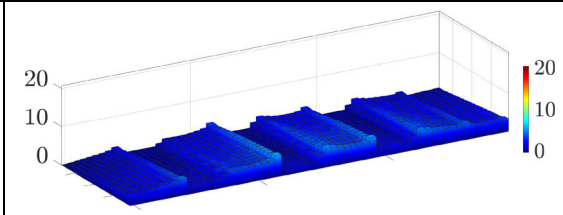
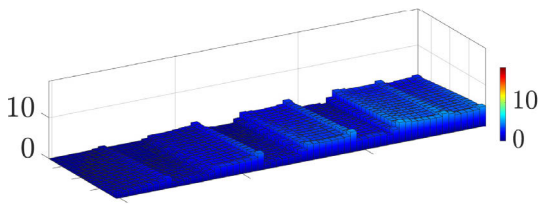
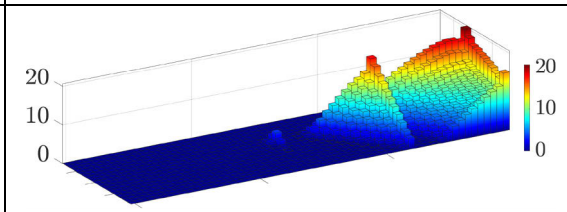
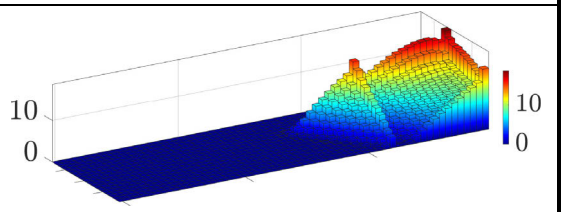
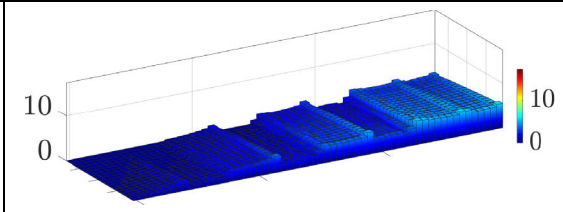
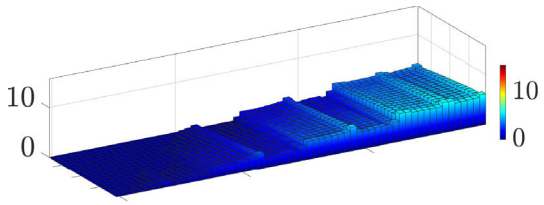
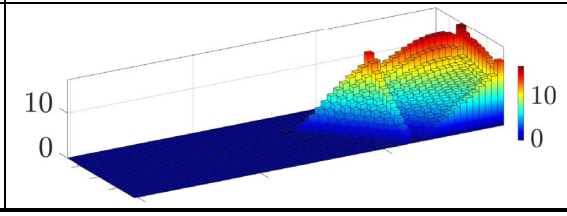
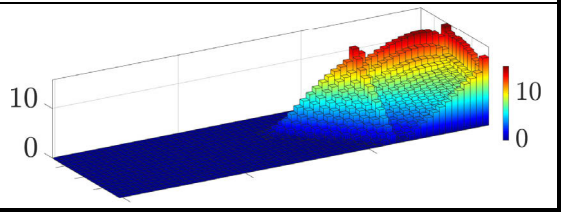


ψ	F_h			Drift δ			Versagen
	cr	max	nc	cr	max	nc	
0,5	111,0	146,0	146,0	0,087	0,247	0,436	Steinzug
0,75	72,4	94,7	88,1	0,100	0,291	0,353	Biegung
1,0	54,2	701,0	62,4	0,106	0,299	0,622	Biegung
1,5	34,0	46,0	41,8	0,105	0,308	0,447	Biegung

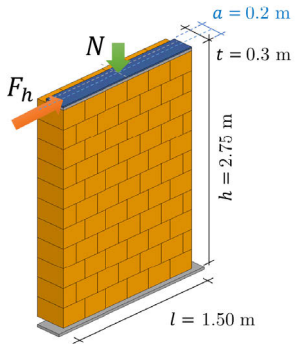
Grenzzustand nc	Plastische Dehnungen [-]			
	$\psi = 0{,}5$	$\psi = 0{,}75$	$\psi = 1{,}0$	$\psi = 1{,}5$
				

Grenzzustand nc	Horizontale Verformung [m]			
	$\psi = 0{,}5$	$\psi = 0{,}75$	$\psi = 1{,}0$	$\psi = 1{,}5$
				

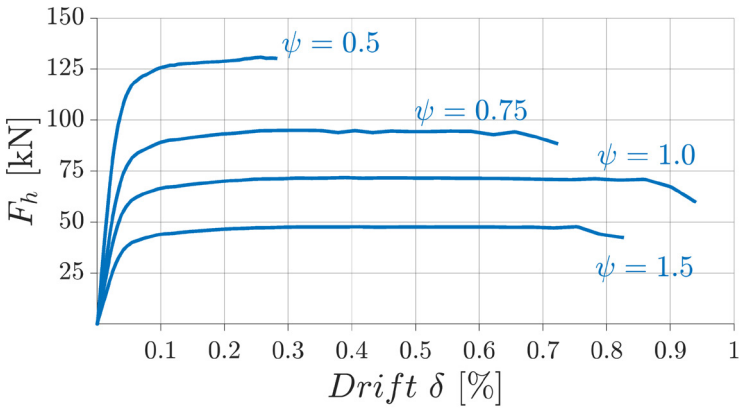
Grenzzustand *max*	Hauptdruckspannungen [N/m²]			
	$\psi = 0{,}5$	$\psi = 0{,}75$	$\psi = 1{,}0$	$\psi = 1{,}5$
				

Grenzzustand *max*	Kontaktnormalspannung [N/mm²]	
	$\psi = 0{,}5$	$\psi = 0{,}75$
Wandmitte		
Wandfuß		
	$\psi = 1{,}0$	$\psi = 1{,}5$
Wandmitte		
Wandfuß		

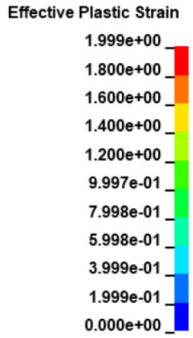
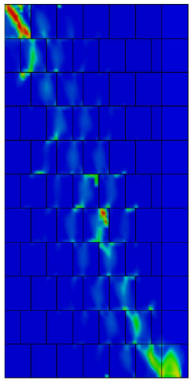
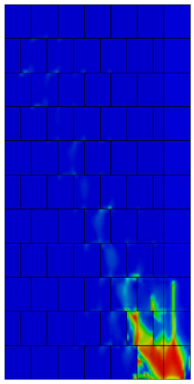
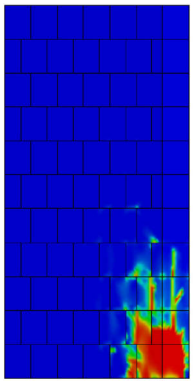
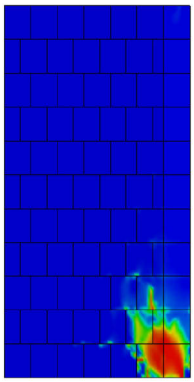
$l = 1,5\ m\ -\ \sigma_0/f_k = 8\ \%\ -\ a = 2/3t$

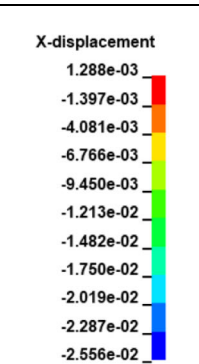
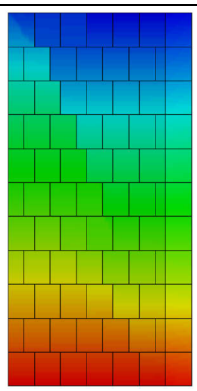
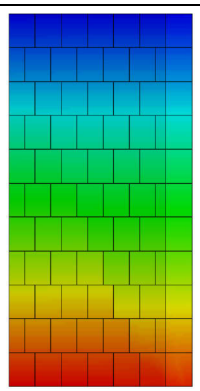
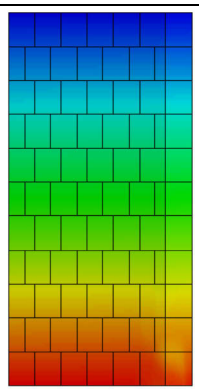
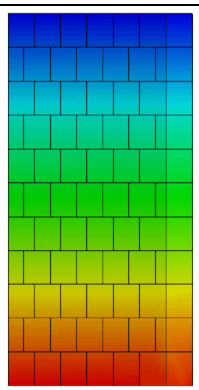


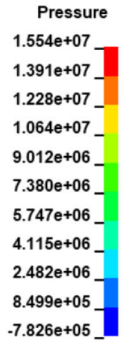
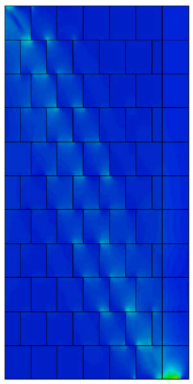
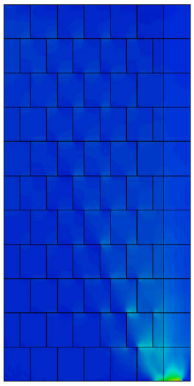
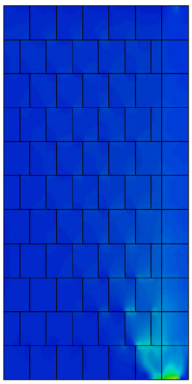
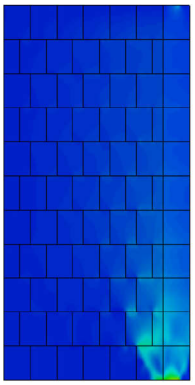
N	280,5	[kN]
σ_0/f_k	8	[%]

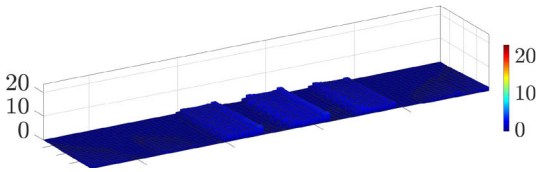
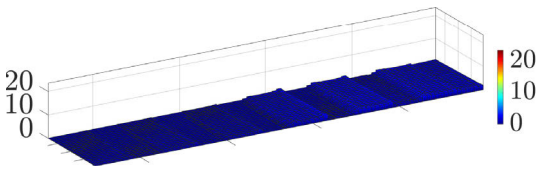
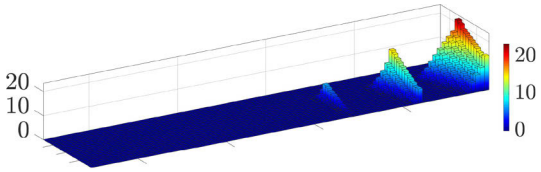
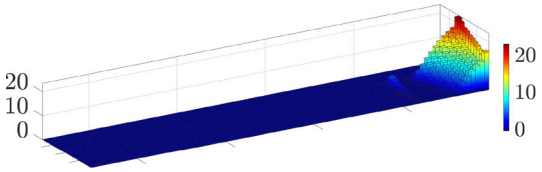
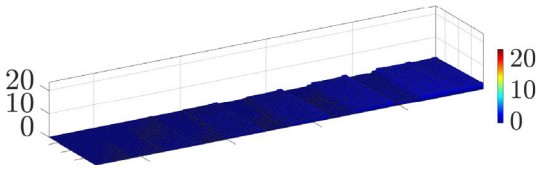
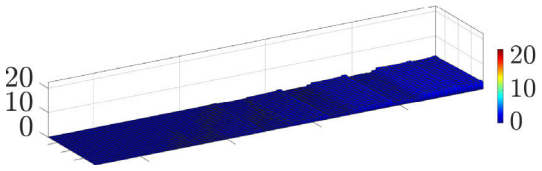
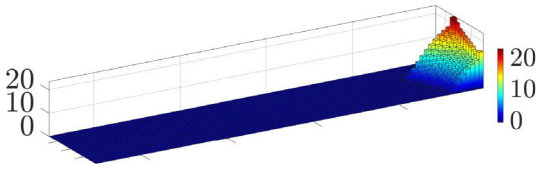
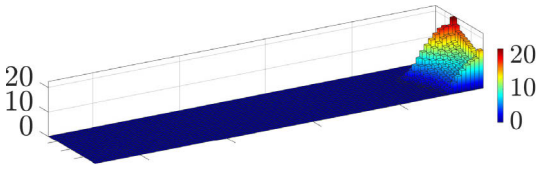


ψ	F_h			Drift δ			Versagen
	cr	*max*	*nc*	*cr*	*max*	*nc*	
0,5	97,8	131,0	130,0	0,033	0,257	0,283	SS/SZ
0,75	72,9	94,9	88,3	0,040	0,327	0,724	Biegung
1,0	53,9	71,8	59,7	0,039	0,389	0,942	Biegung
1,5	35,9	47,7	42,3	0,040	0,753	0,825	Biegung

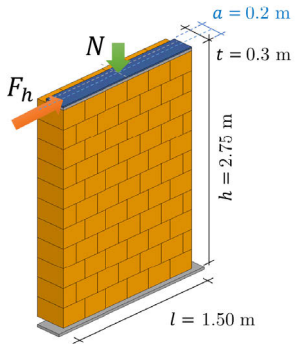
Grenzzustand *nc*	Plastische Dehnungen [-]			
	$\psi = 0,5$	$\psi = 0,75$	$\psi = 1,0$	$\psi = 1,5$
				

Grenzzustand *nc*	Horizontale Verformung [m]			
	$\psi = 0,5$	$\psi = 0,75$	$\psi = 1,0$	$\psi = 1,5$
				

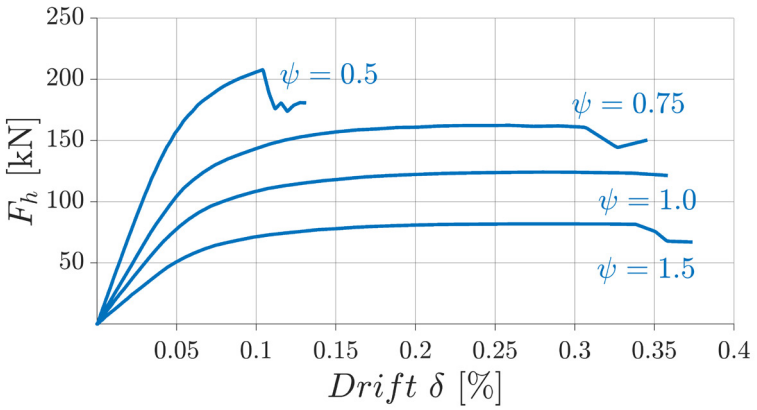
Grenzzustand *max*	Hauptdruckspannungen [N/m²]			
	$\psi = 0{,}5$	$\psi = 0{,}75$	$\psi = 1{,}0$	$\psi = 1{,}5$
				

Grenzzustand *max*	Kontaktnormalspannung [N/mm²]	
	$\psi = 0{,}5$	$\psi = 0{,}75$
Wandmitte		
Wandfuß		
	$\psi = 1{,}0$	$\psi = 1{,}5$
Wandmitte		
Wandfuß		

$l = 1,5\ m\ -\ \sigma_0/f_k = 16\ \%\ -\ a = 2/3t$

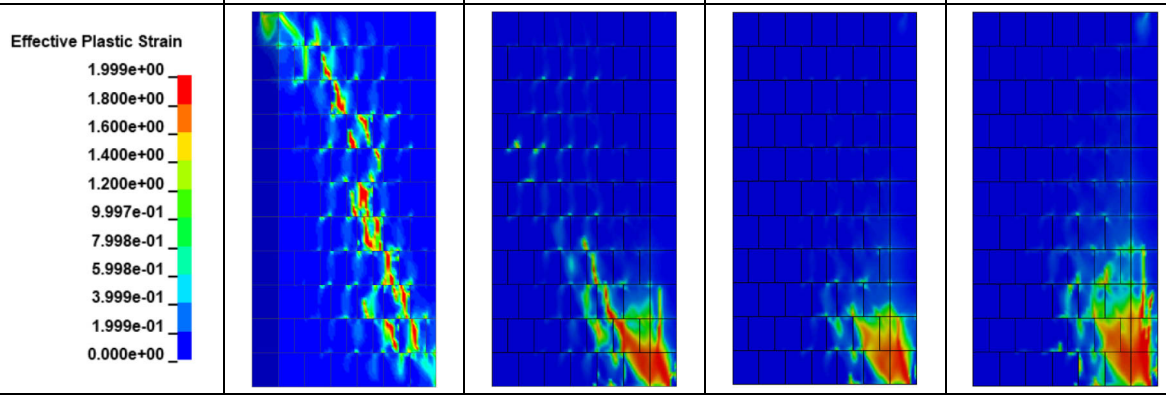


N	561	[kN]
σ_0/f_k	16	[%]

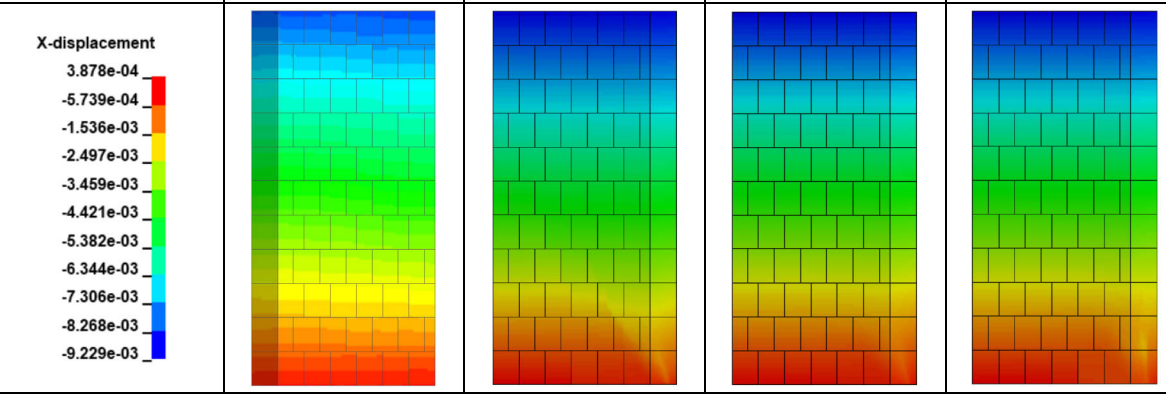


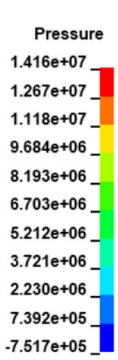
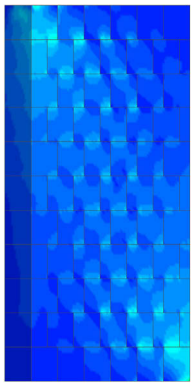
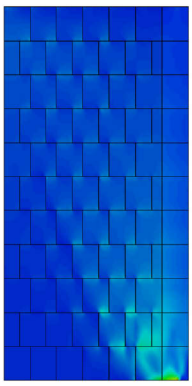
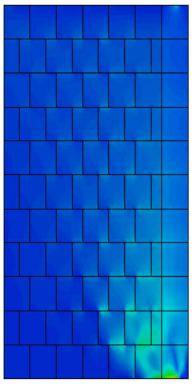
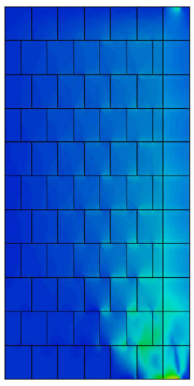
ψ	F_h			Drift δ			Versagen
	cr	max	nc	cr	max	nc	
0,5	156,0	208,5	181,0	0,049	0,104	0,131	Steinzug
0,75	124,0	162,0	150,0	0,067	0,244	0,345	Biegung
1,0	96,3	124,0	121,0	0,072	0,280	0,359	Biegung
1,5	61,3	81,8	67,0	0,067	0,288	0,375	Biegung

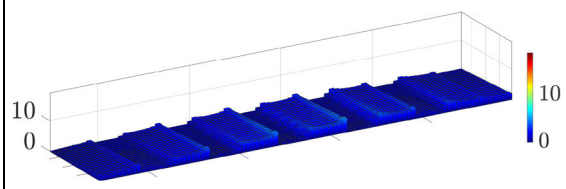
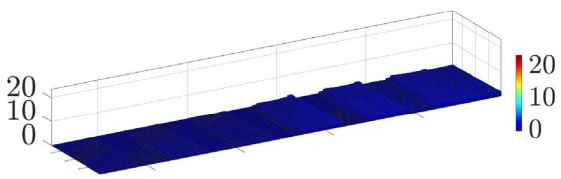
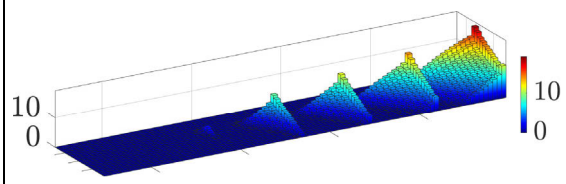
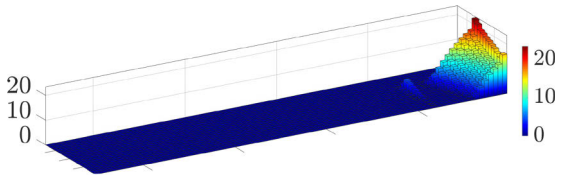
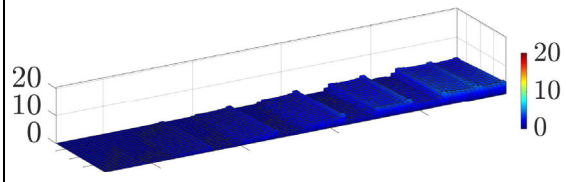
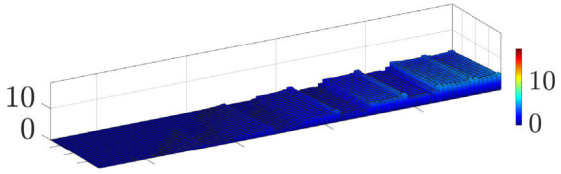
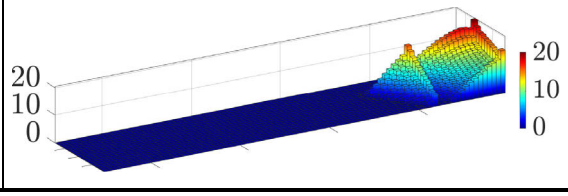
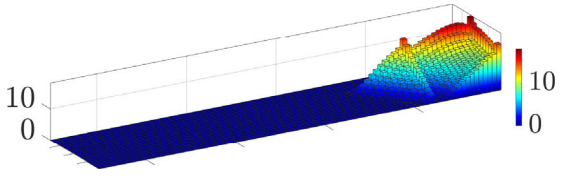
Grenzzustand *nc* — Plastische Dehnungen [-]



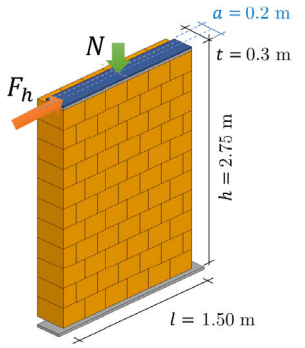
Grenzzustand *nc* — Horizontale Verformung [m]



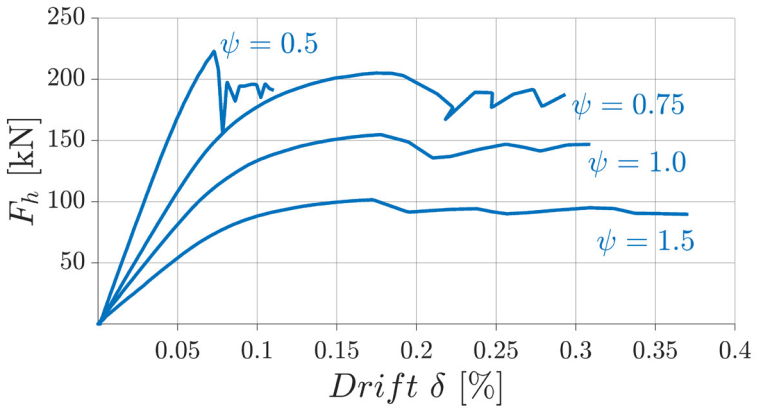
Grenzzustand *max*	Hauptdruckspannungen [N/m²]			
	$\psi = 0{,}5$	$\psi = 0{,}75$	$\psi = 1{,}0$	$\psi = 1{,}5$
				

Grenzzustand *max*	Kontaktnormalspannung [N/mm²]	
	$\psi = 0{,}5$	$\psi = 0{,}75$
Wandmitte		
Wandfuß		
	$\psi = 1{,}0$	$\psi = 1{,}5$
Wandmitte		
Wandfuß		

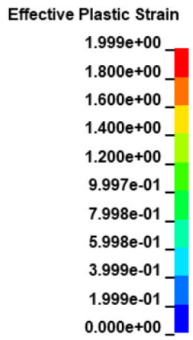
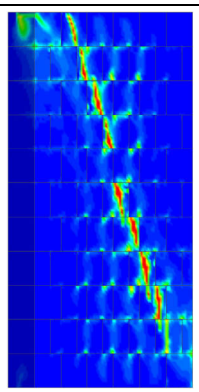
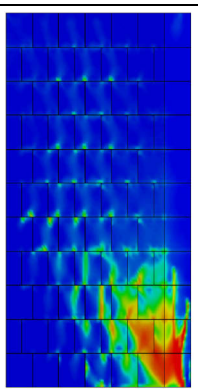
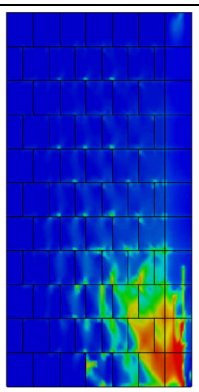
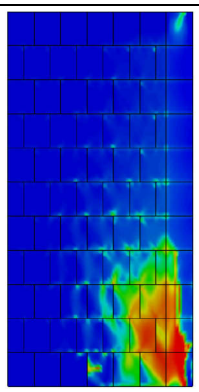
$l = 1,5\ m\ -\ \sigma_0/f_k = 24\ \%\ -\ a = 2/3t$

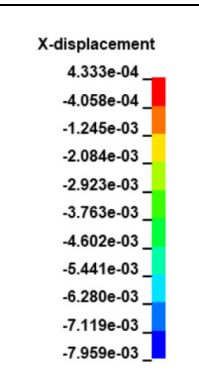
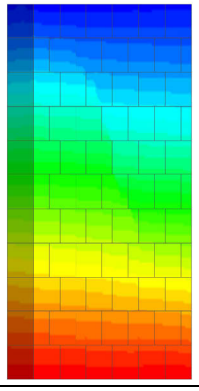
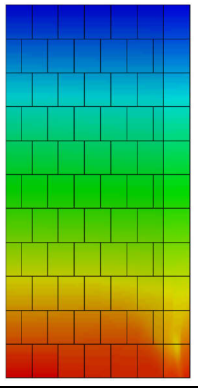
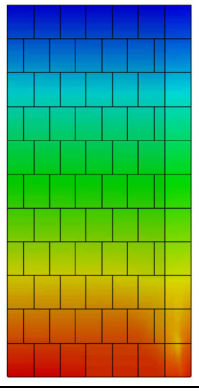
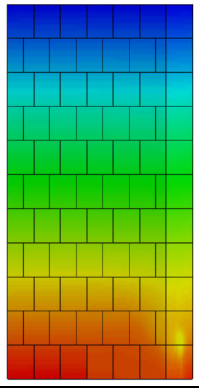


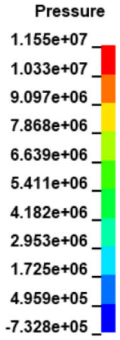
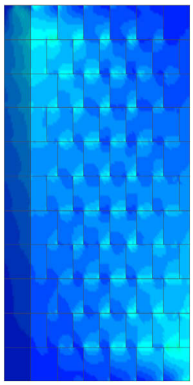
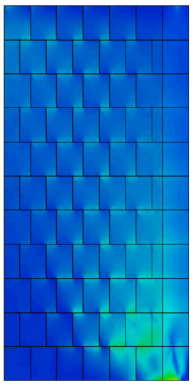
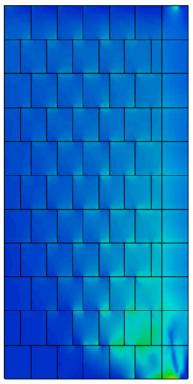
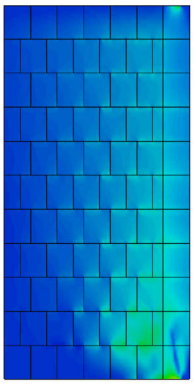
N	841,5	[kN]
σ_0/f_k	24	[%]



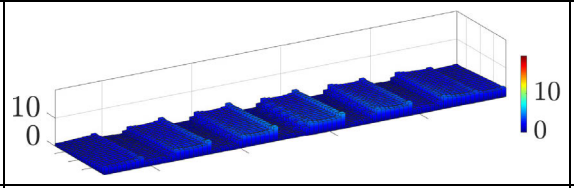
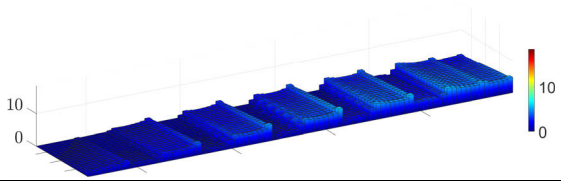
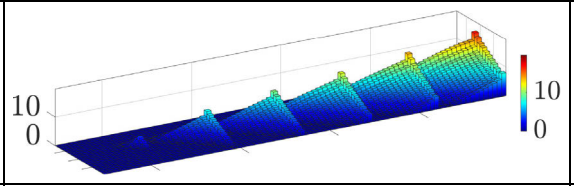
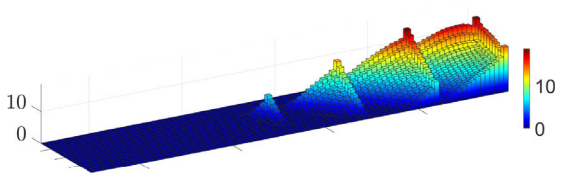
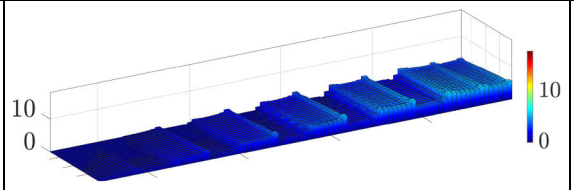
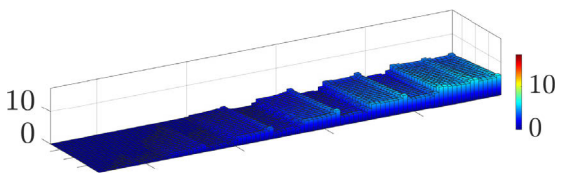
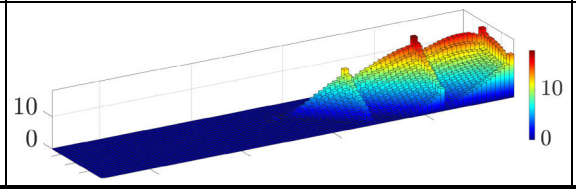
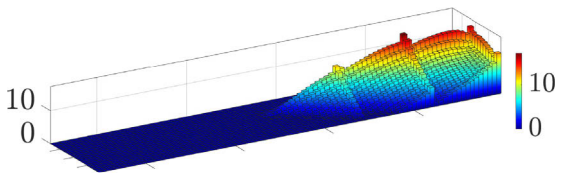
ψ	F_h			Drift δ			Versagen
	cr	*max*	*nc*	*cr*	*max*	*nc*	
0,5	167,0	223,0	191,0	0,050	0,,073	0,111	Steinzug
0,75	154,0	205,0	188,0	0,077	0,174	0,293	Biegung
1,0	125,0	156,0	147,0	0,088	0,178	0,309	Biegung
1,5	76,6	102,0	89,6	0,077	0,173	0,371	Biegung

Grenzzustand *nc*	Plastische Dehnungen [-]			
	$\psi = 0,5$	$\psi = 0,75$	$\psi = 1,0$	$\psi = 1,5$
				

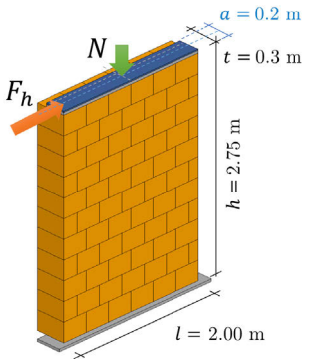
Grenzzustand *nc*	Horizontale Verformung [m]			
	$\psi = 0,5$	$\psi = 0,75$	$\psi = 1,0$	$\psi = 1,5$
				

Grenzzustand *max*	Hauptdruckspannungen [N/m²]			
	$\psi = 0{,}5$	$\psi = 0{,}75$	$\psi = 1{,}0$	$\psi = 1{,}5$
				

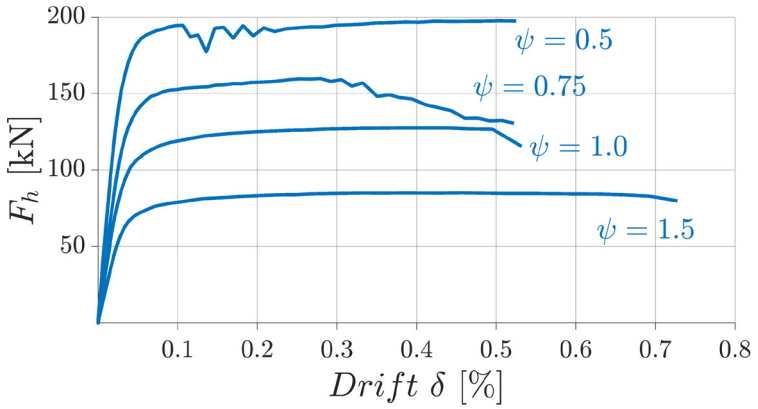
Grenzzustand *max*	Kontaktnormalspannung [N/mm²]

	$\psi = 0{,}5$	$\psi = 0{,}75$
Wandmitte		
Wandfuß		
	$\psi = 1{,}0$	$\psi = 1{,}5$
Wandmitte		
Wandfuß		

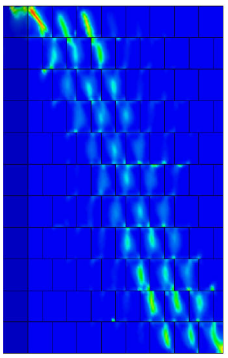
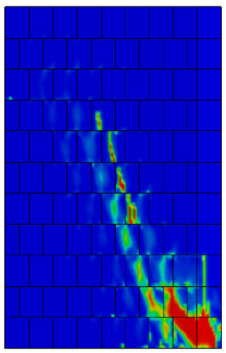
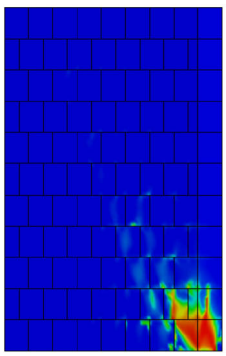
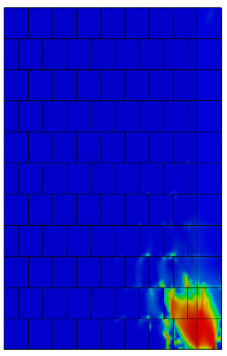
$l = 2{,}0\ m\ -\ \sigma_0/f_k = 8\ \%\ -\ a = 2/3t$

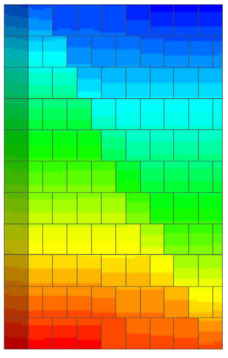
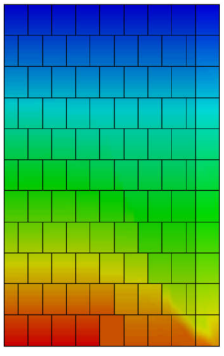
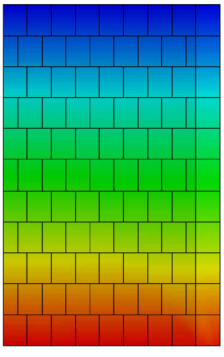
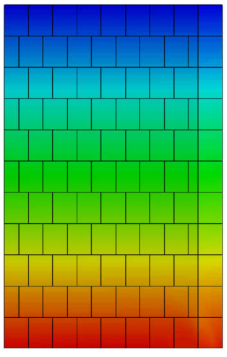


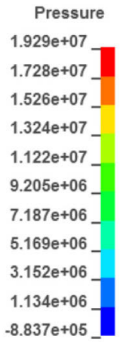
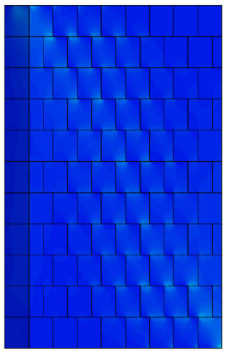
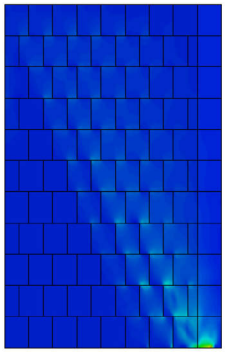
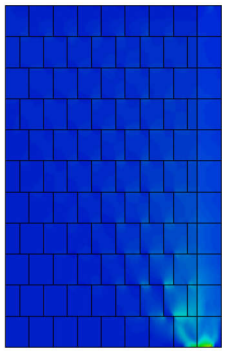
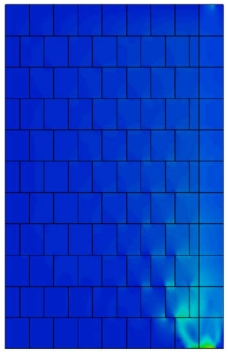
N	374	[kN]
σ_0/f_k	8	[%]

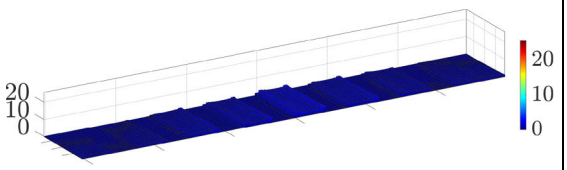
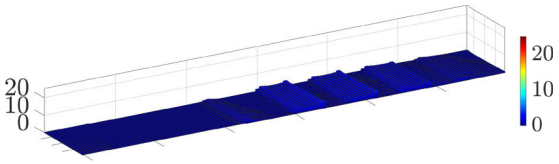
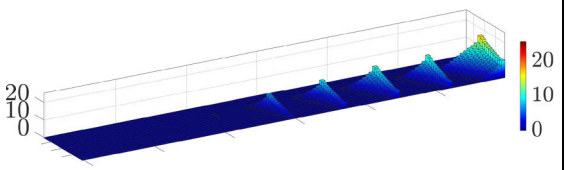
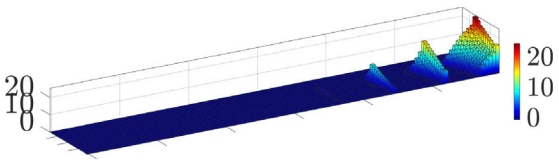
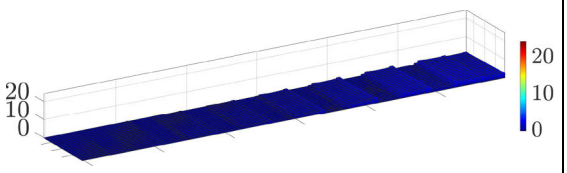
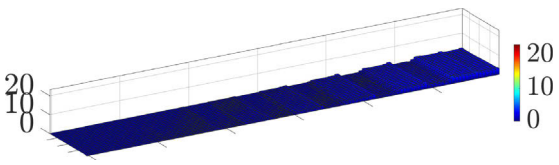
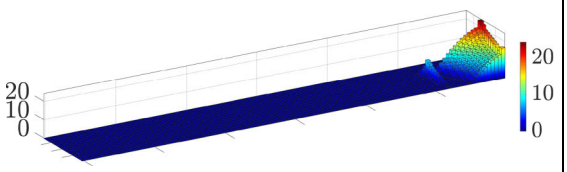
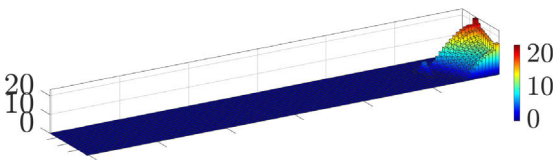


ψ	F_h			Drift δ			Versagen
	cr	max	nc	cr	max	nc	
0,5	152,0	195,0	197,0	0,029	0,107	0,524	Reibung
0,75	121,0	161,0	131,0	0,034	0,280	0,524	Biegung
1,0	102,0	128,0	116,0	0,041	0,382	0,531	Biegung
1,5	66,6	85,1	79,8	0,039	0,455	0,727	Biegung

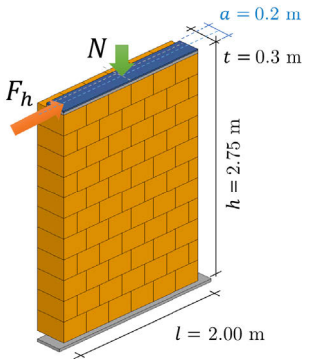
Grenzzustand nc	Plastische Dehnungen [-]			
	$\psi = 0{,}5$	$\psi = 0{,}75$	$\psi = 1{,}0$	$\psi = 1{,}5$
Effective Plastic Strain 1.999e+00 1.800e+00 1.600e+00 1.400e+00 1.200e+00 9.997e-01 7.998e-01 5.998e-01 3.999e-01 1.999e-01 0.000e+00				

Grenzzustand nc	Horizontale Verformung [m]			
	$\psi = 0{,}5$	$\psi = 0{,}75$	$\psi = 1{,}0$	$\psi = 1{,}5$
X-displacement 1.351e-03 -3.655e-04 -2.082e-03 -3.798e-03 -5.515e-03 -7.231e-03 -8.948e-03 -1.066e-02 -1.238e-02 -1.410e-02 -1.581e-02				

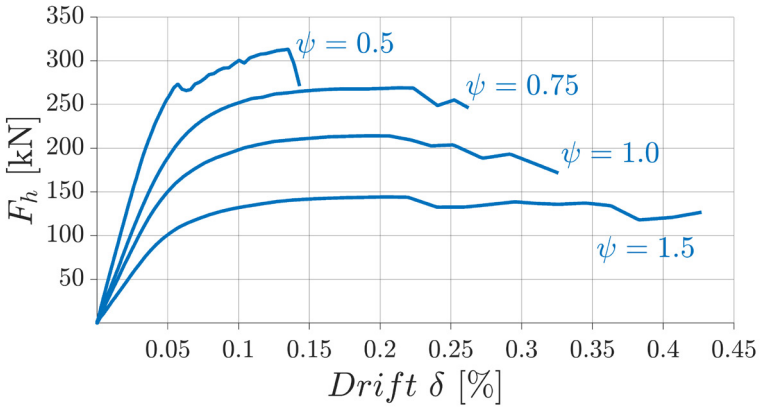
Grenzzustand *max*	Hauptdruckspannungen [N/m²]			
	$\psi = 0{,}5$	$\psi = 0{,}75$	$\psi = 1{,}0$	$\psi = 1{,}5$
				

Grenzzustand *max*	Kontaktnormalspannung [N/mm²]	
	$\psi = 0{,}5$	$\psi = 0{,}75$
Wandmitte		
Wandfuß		
	$\psi = 1{,}0$	$\psi = 1{,}5$
Wandmitte		
Wandfuß		

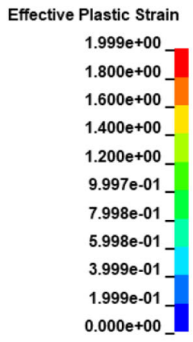
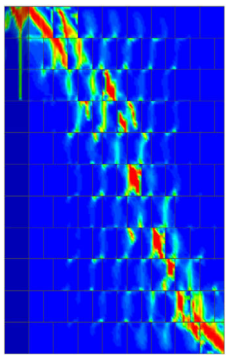
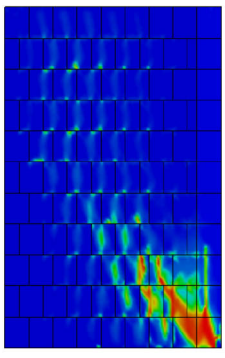
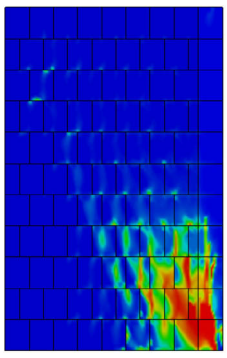
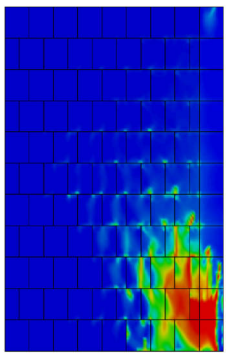
$l = 2{,}0\ m\ -\ \sigma_0/f_k = 16\ \%\ -\ a = 2/3t$

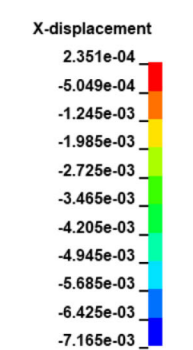
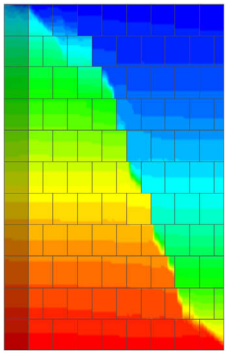
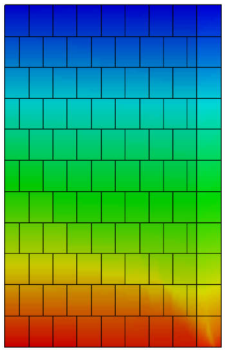
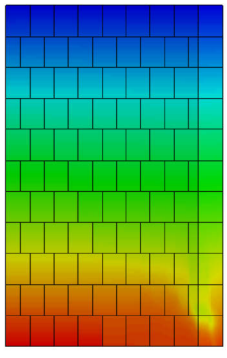
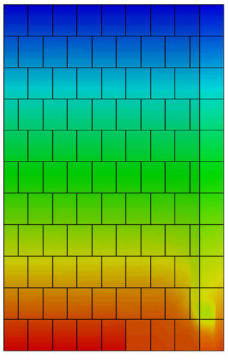


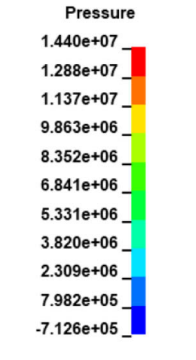
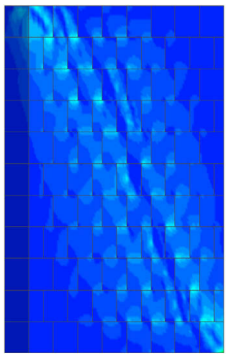
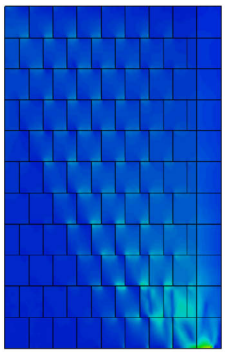
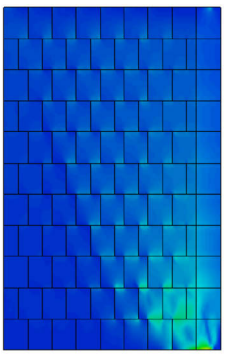
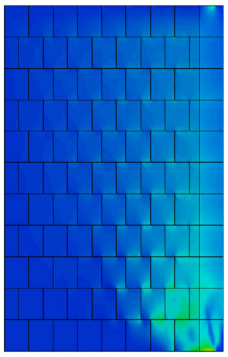
N	748	[kN]
σ_0/f_k	16	[%]

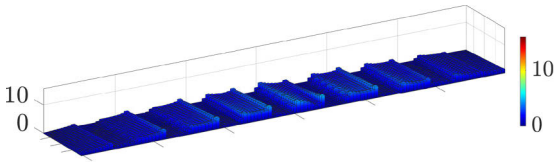
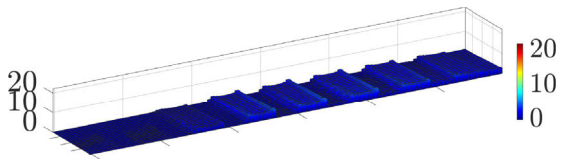
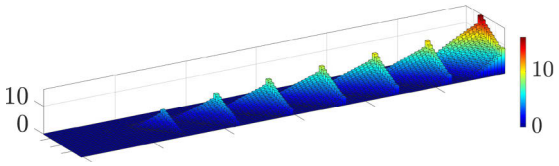
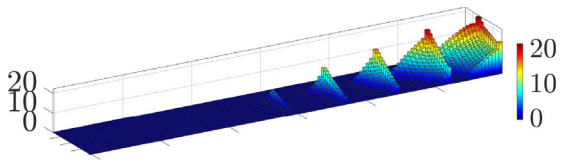
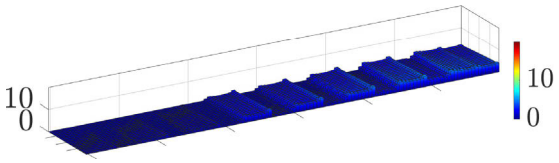
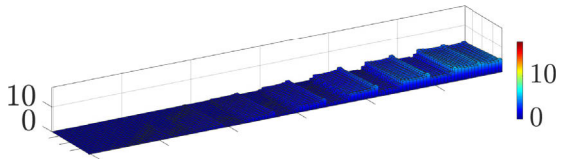
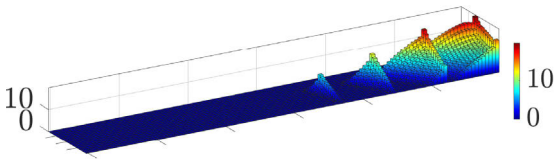
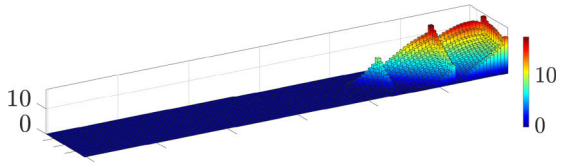


ψ	F_h			Drift δ			Versagen
	cr	*max*	*nc*	*cr*	*max*	*nc*	
0,5	237,0	313,0	271,0	0,044	0,135	0,143	Steinzug
0,75	202,0	269,0	246,0	0,055	0,213	0,263	Biegung
1,0	168,0	214,0	172,0	0,061	0,192	0,326	Biegung
1,5	109,0	144,0	127,0	0,058	0,204	0,425	Biegung

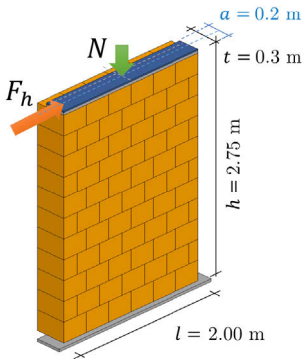
Grenzzustand *nc*	Plastische Dehnungen [-]			
	$\psi = 0{,}5$	$\psi = 0{,}75$	$\psi = 1{,}0$	$\psi = 1{,}5$
				

Grenzzustand *nc*	Horizontale Verformung [m]			
	$\psi = 0{,}5$	$\psi = 0{,}75$	$\psi = 1{,}0$	$\psi = 1{,}5$
				

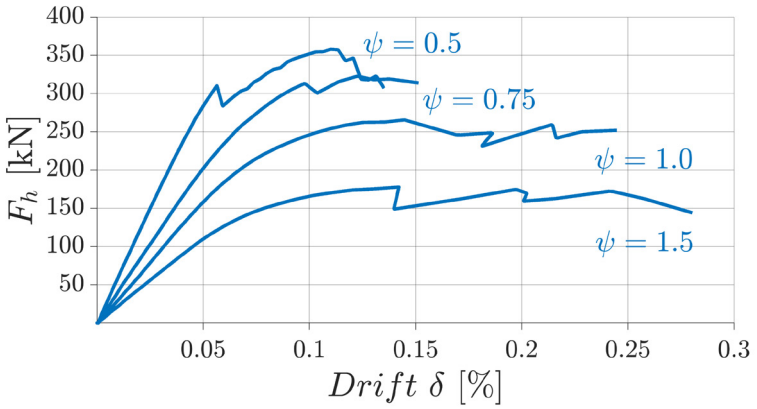
Grenzzustand *max*	Hauptdruckspannungen [N/m²]			
	$\psi = 0{,}5$	$\psi = 0{,}75$	$\psi = 1{,}0$	$\psi = 1{,}5$
				

Grenzzustand *max*	Kontaktnormalspannung [N/mm²]	
	$\psi = 0{,}5$	$\psi = 0{,}75$
Wandmitte		
Wandfuß		
	$\psi = 1{,}0$	$\psi = 1{,}5$
Wandmitte		
Wandfuß		

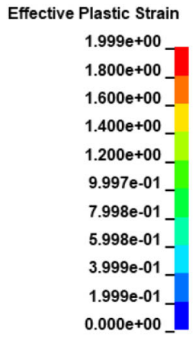
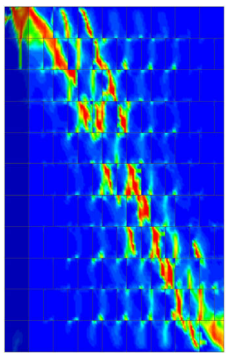
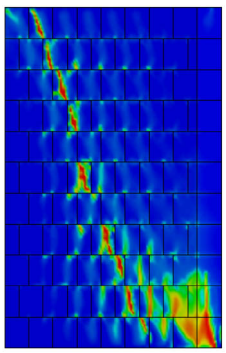
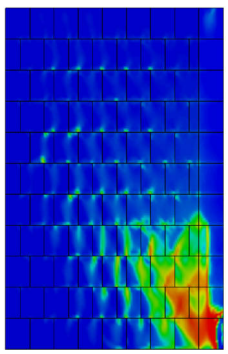
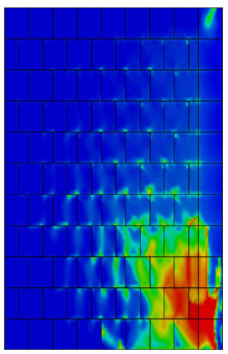
$l = 2{,}0\ m\ -\ \sigma_0/f_k = 24\ \%\ -\ a = 2/3t$

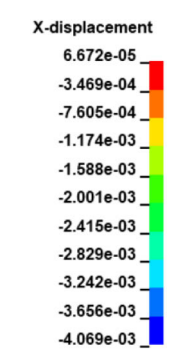
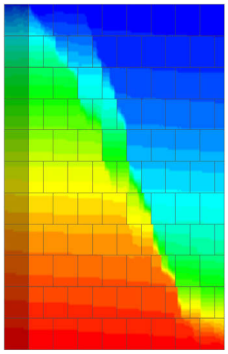
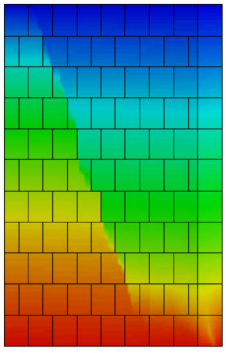
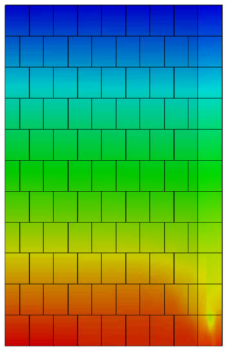
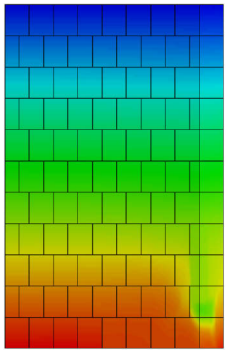


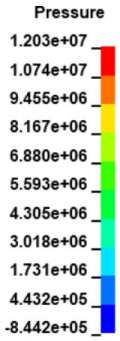
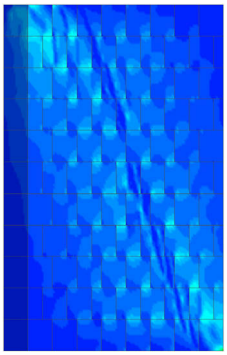
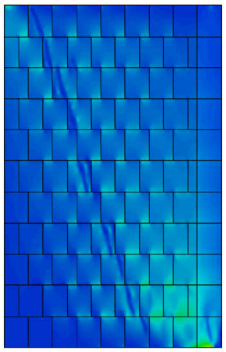
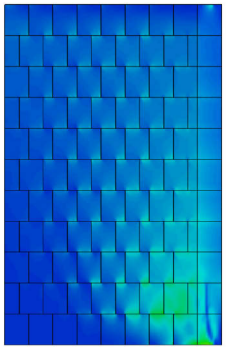
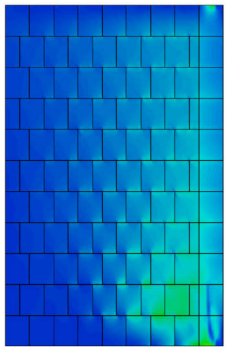
N	1122	[kN]
σ_0/f_k	24	[%]

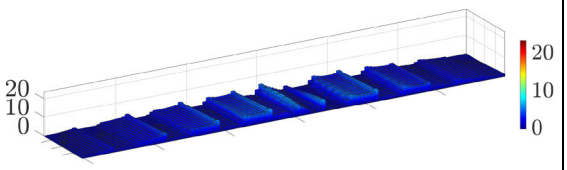
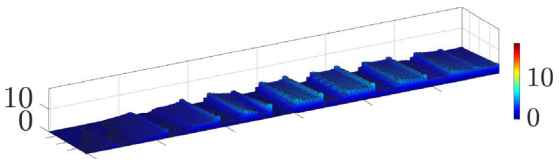
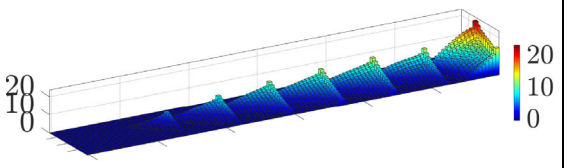
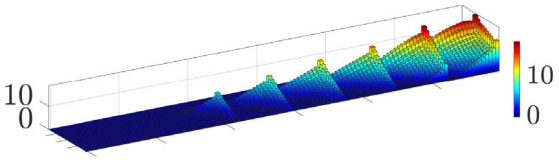
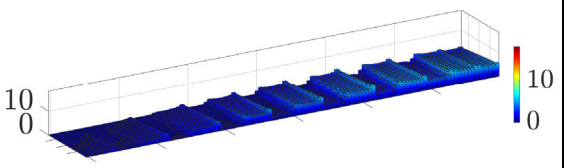
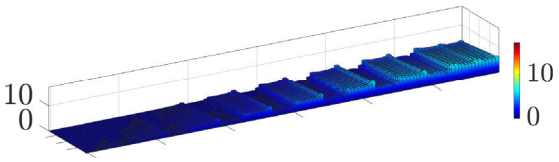


ψ	F_h			*Drift δ*			*Versagen*
	cr	*max*	*nc*	*cr*	*max*	*nc*	
0,5	267,0	357,0	307,0	0,046	0,113	0,135	Steinzug
0,75	249,0	325,0	314,0	0,065	0,123	0,152	Steinzug
1,0	204,0	268,0	252,0	0,069	0,145	0,245	Biegung
1,5	136,0	180,0	144,0	0,066	0,142	0,280	Biegung

Grenzzustand *nc*	Plastische Dehnungen [-]			
	$\psi = 0{,}5$	$\psi = 0{,}75$	$\psi = 1{,}0$	$\psi = 1{,}5$
				

Grenzzustand *nc*	Horizontale Verformung [m]			
	$\psi = 0{,}5$	$\psi = 0{,}75$	$\psi = 1{,}0$	$\psi = 1{,}5$
				

Grenzzustand *max*	Hauptdruckspannungen [N/m²]			
	$\psi = 0{,}5$	$\psi = 0{,}75$	$\psi = 1{,}0$	$\psi = 1{,}5$
				

Grenzzustand *max*	Kontaktnormalspannung [N/mm²]	
	$\psi = 0{,}5$	$\psi = 0{,}75$
Wandmitte		
Wandfuß		
	$\psi = 1{,}0$	$\psi = 1{,}5$
Wandmitte		
Wandfuß