



Beitrag zur Bemessung von monolithischem Planziegelmauerwerk im Außenwand-Decken-Knoten

Jonathan Meißner

Vollständiger Abdruck der von der TUM School of Engineering and Design der Technischen Universität München zur Erlangung eines

Doktors der Ingenieurwissenschaften (Dr.-Ing.)

genehmigten Dissertation.

Vorsitz: Prof. Dr.-Ing. Roberto Cudmani
Prüfende der Dissertation: 1. Prof. Dr.-Ing. Oliver Fischer
2. Prof. Dr.-Ing. Detleff Schermer
3. Prof. Dr.-Ing. Eric Brehm

Die Dissertation wurde am 23.10.2023 bei der Technischen Universität München eingereicht und durch die TUM School of Engineering and Design am 20.05.2024 angenommen.

KURZFASSUNG

In dieser Arbeit werden die bei monolithischem Planziegelmauerwerk auftretenden Beanspruchungssituationen am Außenwand-Decken-Knoten sowohl experimentell als auch numerisch untersucht sowie die daraus resultierenden Besonderheiten charakterisiert. Vor dem Hintergrund, dass die Knotenmomente mit der vereinfachten Rahmenberechnung nach [EN 1996-1-1:2022] Anhang C.3 basierend auf der Elastizitätstheorie ermittelt werden, liegt der Fokus vor allem auf der Ermittlung und Quantifizierung von nichtlinearen Einflüssen auf die Knotenmomente am Wandkopf und -fuß. Die Besonderheiten stellen demzufolge das hochgradig nichtlineare Kontaktverhalten des Knotens in Abhängigkeit der Wandnormalkraft sowie die unstetige Spannungsverteilung auf Querschnittsebene dar. Mittels numerischer Vergleichsberechnung wird aufgezeigt, dass beide Effekte mit den normativen Ansätzen zur Schnittgrößenermittlung und Bemessung nach [EN 1996-1-1:2022] Anhang C.3 nur unzureichend abgedeckt sind.

Auf diesem Kenntnisstand aufbauend erfolgen Untersuchungen zur normalkraftabhängigen Momentenbeanspruchung am Außenwand-Decken-Knoten. Die Gegenüberstellung mit der normativen Rahmenberechnung verdeutlicht, dass insbesondere die unstetige Spannungsverteilung am Wandfuß nicht adäquat berücksichtigt wird. Darauf aufbauend werden semiempirische Gleichungen entwickelt, mit welchen die numerischen bezogenen Lastausmitteln unter Berücksichtigung nichtlinearer Effekte approximiert werden können. Zudem wird in Bezug auf die Beanspruchungssituation am Wandfuß ein experimentelles Prüfkonzept ausgearbeitet, mit dem sich die lochbildabhängigen Umlagerungskapazitäten quantifizieren lassen.

In Hinblick auf die Querschnittsbemessung am Wandkopf wird durch umfangreiche experimentelle Versuche dargelegt, dass sowohl auf System- als auch auf Einzelsteinebene teilweise erhebliche Überfestigkeiten gegenüber den normativen Tragfähigkeiten festzustellen sind. Um diese auch im Zuge der Bemessung in Rechnung zu stellen, wird für die Nachweisstelle des Wandkopfquerschnitts ein normkonformer Ansatz auf Basis des starr-plastischen Spannungsblocks vorgestellt.

ABSTRACT

In this thesis, the load situations occurring in monolithic clay unit masonry with thin layer mortar at the exterior wall-floor joint are investigated as well experimentally as numerically, and the resulting particularities are characterized. Against the background that the nodal moments are determined with the joint analysis method according to [EN 1996-1-1:2022] Annex C.3 based on elastic material behaviour, the focus is mainly on the determination and quantification of nonlinear effects on the nodal moments at the top and bottom of the wall. The particularities are in this case the highly nonlinear contact behaviour of the node as a function of the vertical load as well as the discontinuous stress distribution on the cross-section level. By means of numerical comparative calculations, both effects are shown to be inadequately represented by the normative approaches concerning internal forces and design according to [EN 1996-1-1:2022] Annex C.3.

Therefore investigations on the vertical load-dependent nodal moment at the exterior wall-floor joint were performed. The comparison with the normative joint analysis makes clear that in particular the discontinuous stress distribution at the bottom of the wall is not adequately taken into account. Based on this, semi-empirical equations were developed, which can be used to approximate the numerical load eccentricity considering of nonlinear effects. In addition, an experimental testing concept was developed with respect to the load situation at bottom of the wall, which can be used to quantify the hole geometry-dependent stress redistribution capacities.

With regard to the design, experimental tests show that on the top of the wall considerable overstrengths compared to the normative load-bearing capacities can be observed both at system level and at the level of single clay unit. In order to take these into account in the course of the design at the top of the wall, a standard-compliant approach based on the rigid-plastic stress distribution was presented.

VORWORT

Die vorliegende Arbeit zur experimentellen und numerischen Untersuchung der Beanspruchungssituationen am Außenwand-Decken-Knoten aus monolithischem Planziegelmauerwerk entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau der Ostbayerischen Technischen Hochschule Regensburg.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. Dipl.-Wirt. Ing. Oliver Fischer. Durch ihn habe ich die Möglichkeit einer kooperativen Promotion an der Technischen Universität München erhalten, wofür ich meinen großen Dank aussprechen möchte.

Für sein entgegengebrachtes Vertrauen, die fachliche Unterstützung in all den Jahren sowie die ausgesprochen angenehme gemeinsame Zeit im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau möchte ich mich aufrichtig und außerordentlich herzlich bei Herrn Prof. Dr.-Ing. Detleff Schermer bedanken. Sein großes Interesse und der stetige fachliche Austausch während meiner gesamten Promotion lieferten einen wesentlichen Beitrag zum Gelingen dieser Arbeit. Auch für die mir damit eröffneten Möglichkeiten möchte ich mich sehr bedanken.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Eric Brehm danke ich für sein Interesse an dieser Arbeit sowie für die Übernahme des Korreferats. Bei Herrn Prof. Dr.-Ing. Roberto Cudmani bedanke ich mich für die Übernahme des Promotionsvorsitzes.

Meinen Kollegen im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau danke ich für die Unterstützung bei den zahlreichen Versuchen sowie für die positive gemeinsame Zeit im Labor. Besonders bei Herrn Christoph Spreitzer möchte ich mich ausdrücklich für die großartige Zusammenarbeit während meiner gesamten Zeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter bedanken.

Ebenso herzlich möchte ich mich bei meiner Schwägerin Katharina Schmalz für die intensive und sorgfältige Durchsicht meines Manuskriptes bedanken. Auch der Unterstützung meiner Familie und deren Verständnis für die oftmals zeitraubende Arbeit gilt besonderer Dank.

Mein größter Dank gilt meiner Frau Simone. Durch ihre unermüdliche Unterstützung in all den Jahren gab sie mir den notwendigen Rückhalt, der entscheidend zum Gelingen dieser Arbeit beitrug.

Regensburg, Juni 2024

Jonathan Meißner
geb. Schmalz

INHALTSVERZEICHNIS

	<u>Seite</u>
FORMELZEICHEN UND VARIABLEN	XI
1 EINLEITUNG	1
1.1 Problemstellung	1
1.2 Normative Regelung	3
1.3 Zielsetzung und Abgrenzung der Arbeit.....	4
1.4 Vorgehensweise	5
2 STAND DER FORSCHUNG.....	7
2.1 Experimentelle und analytische Untersuchungen zur Querschnittstragfähigkeit	7
2.1.1 Hirsch	7
2.1.2 Glock	9
2.1.3 Pflücke.....	12
2.1.4 Reitmayer	14
2.1.5 Förster	18
2.1.6 Stegmaier.....	20
2.1.7 Schermer	23
2.2 Experimentelle Untersuchungen am Außenwand-Decken-Knoten	25
2.2.1 Lewicki.....	25
2.2.2 Baier und Jäger.....	27
2.2.3 Jäger	31
2.2.4 Reitmayer	33
2.2.5 Reichel.....	36
2.3 Zusammenfassung und Schlussfolgerung.....	40
3 EXPERIMENTELLE UND ANALYTISCHE UNTERSUCHUNGEN.....	43
3.1 Allgemeines	45
3.1.1 Modellierung der einaxialen Spannungs-Dehnungs-Beziehung.....	45
3.1.2 Analytische Berechnung der Querschnittstragfähigkeit.....	47
3.2 Untersuchung am Einzelstein.....	49
3.2.1 Steineigenschaften.....	49
3.2.2 Teilflächenbelastung am Einzelstein.....	52
3.2.2.1 Zentrische Beanspruchung.....	54

3.2.2.2	Beanspruchungssituation am Wandfuß.....	56
3.2.2.3	Beanspruchungssituation am Wandkopf.....	58
3.2.3	Zusammenfassung.....	60
3.3	Untersuchungen an Wandprüfkörpern.....	61
3.3.1	Experimentelle Druckversuche an Mauerwerksprüfkörpern.....	61
3.3.1.1	Zentrische Druckversuche an RILEM-Prüfkörper.....	63
3.3.1.2	Zentrische Wanddruckversuche.....	65
3.3.1.3	Doppelt-exzentrische Wanddruckversuche.....	67
3.3.2	Datenerhebung vorhandener zentrischer und doppelt-exzentrischer Druckversuche.....	70
3.3.2.1	Analyse der Versuchsergebnisse.....	75
3.3.2.2	Einfluss des Lastneigungswinkels.....	78
3.3.3	Analytische Spannungsverteilung auf Querschnittsebene.....	80
3.3.4	Diskussion der Ergebnisse.....	82
3.4	Ergänzende Teilflächenbelastungen an Wandprüfkörpern.....	83
3.4.1	Zentrische Beanspruchung.....	85
3.4.2	Beanspruchungssituation am Wandfuß.....	88
3.4.3	Beanspruchungssituation am Wandkopf.....	91
3.4.4	Moment-Krümmungs-Beziehungen.....	94
3.4.4.1	Experimentelle Moment-Krümmungs-Beziehung.....	95
3.4.4.2	Rechnerische Moment-Krümmungs-Beziehung.....	97
3.4.5	Zusammenfassung.....	99
3.5	Versuche am Gesamtsystem des Außenwand-Decken-Knotens.....	101
3.5.1	Versuchsaufbau.....	101
3.5.2	Ermittlung der Moment-Rotation-Interaktion.....	103
3.5.3	Lastprogramm.....	105
3.5.4	Versuchsergebnisse.....	107
3.5.5	Zusammenfassung.....	113
4	NUMERISCHE ANALYSE.....	115
4.1	Materialmodell.....	115
4.1.1	Fließfläche nach Menetrey-William.....	117
4.1.2	Ver- und Entfestigungsansatz bei Druckbeanspruchung.....	119
4.1.3	Entfestigungsansatz bei Zugbeanspruchung.....	120
4.2	Verifizierung ausgewählter Modellierungsstrategien.....	122
4.2.1	Allgemeines.....	122

4.2.2	Detailliertes 3D-Mikromodell.....	126
4.2.3	Vereinfachtes 2D-Mikromodell	131
4.2.4	Bewertung der Modellierungsansätze	133
4.3	Verifizierung des Rechenmodells	134
4.3.1	Moment-Krümmungs-Beziehung	135
4.3.2	Moment-Rotation-Interaktion	137
4.3.3	Zusammenfassung.....	141
5	ANALYSE AM GESAMTSYSTEM DES AUSSENWAND-DECKEN-KNOTENS ...	143
5.1	Parameterstudie.....	143
5.1.1	Numerisches Modell	144
5.1.2	Berechnungsparameter.....	145
5.1.3	Auswertung	149
5.1.3.1	Vollaufgelagerte Decke.....	149
5.1.3.2	Teilaufgelagerte Decke	155
5.1.3.3	Vergleich mit DIN EN 1996-3 und prEN 1996-3.....	159
5.1.3.4	Zusammenfassung.....	165
5.2	Semiempirische Approximation der bezogenen Lastausmitte.....	167
5.2.1	Approximation am Wandkopfquerschnitt.....	169
5.2.2	Approximation am Wandfußquerschnitt.....	173
5.2.3	Ergebnisbewertung.....	175
5.3	Weiterführende Betrachtungen	176
5.3.1	Analytischer Berechnungsansatz zur Querschnittstragfähigkeit am Wandkopf.....	176
5.3.2	Prüfkonzept zur Umlagerungskapazität und Querschnittstragfähigkeit ...	180
5.4	Ergebnisbewertung.....	183
6	ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK	185
7	LITERATURVERZEICHNIS	188
	ABBILDUNGSVERZEICHNIS	197
	TABELLENVERZEICHNIS	206
	ANHANG A.1	209
	ANHANG A.2	212
	ANHANG A.3	216

ANHANG A.4 218

FORMELZEICHEN UND VARIABLEN

In der vorliegenden Arbeit erfolgt die Bezeichnung der Formelzeichen und Variablen in Anlehnung an die Bemessungsnorm [DIN EN 1996-1-1/NA:2019-12]. Formelzeichen und Variablen von untergeordneter Bedeutung werden im Text erläutert.

Lateinische Buchstaben:

A	Querschnittsfläche
a	Auflagertiefe
a_{eff}	am Lastabtrag aktivierte Querschnittsbreite am Wandkopf
b	Querschnittsbreite
E	Elastizitätsmodul
E_{cm}	Elastizitätsmodul des Betons
E_0	Elastizitätsmodul als Ursprungsmodul
E_S	Elastizitätsmodul als Sekantenmodul
e	Exzentrizität bzw. Lastausmitte
e_o	Lastausmitte am Wandkopf
e_u	Lastausmitte am Wandfuß
F	Bruchlast
F_m	Bruchlast des zentrischen Druckversuchs
$F_{m,e}$	Bruchlast des einfach-exzentrischen Druckversuchs
$F_{m,de}$	Bruchlast des doppelt-exzentrischen Druckversuchs
f	Druckfestigkeit
f_b	biaxiale Druckfestigkeit
f_c	einaxiale Druckfestigkeit
f_d	Bemessungswert der Mauerwerksdruckfestigkeit
$f_{(e/a)}$	zentrische Druckfestigkeit der Teilflächenbelastung mit $e/a = 0$ (bezogen auf Nettoquerschnittsbreite bzw. Auflagertiefe a)
f_k	charakteristische Mauerwerksdruckfestigkeit
f_m	zentrische Druckfestigkeit (bezogen auf Bruttoquerschnittsfläche)

$f_{m,e}$	einfach-exzentrische Bruchlast bezogen auf Bruttoquerschnittsfläche
$f_{m,de}$	doppelt-exzentrische Bruchlast bezogen auf Bruttoquerschnittsfläche
f_{st}	mittlere Steindruckfestigkeit
f_t	einaxiale Zugfestigkeit
$f_{t,cal}$	rechnerische Zugfestigkeit
G_{ft}	Bruchenergie
h	Wandhöhe, Plattendicke
h_{ef}	Knicklänge der Wand
h_u	Steinhöhe
$I_y ; I_z$	Flächenträgheitsmoment der y- und z-Achse
k_0	bezogener Ursprungsmodul
k_a	bezogener Randabstand der Spannungsresultierenden für Druck
l_f	Deckenstützweite
l_{ol}	Überbindemaß
M	Biegemoment
M_{cr}	Rissmoment
M_K	Konsolmoment
M_R	aufnehmbares Biegemoment
M_{WF}	Wandfußmoment am Außenwand-Decken-Knoten
M_{WK}	Wandkopfmoment am Außenwand-Decken-Knoten
N	Druckkraft
N_{Ed}	Bemessungswert der angreifenden Last
$N_{Ed,o}$	Bemessungswert der angreifenden Last am Wandkopf
$N_{Ed,u}$	Bemessungswert der angreifenden Last am Wandfuß
N_R	aufnehmbare Druckkraft
N_{Rd}	Bemessungswert des Tragwiderstandes
t	Wanddicke bzw. Querschnittsbreite
t_c	rechnerische Wanddicke nach Anwendung der Rücksetzregel gemäß [DIN EN 1996-1-1/NA:2019-12]
t_{eff}	rechnerische effektive Querschnittsbreite (experimentell)
t_{cal}	theoretisch überdrückte Querschnittsbreite (analytisch)
V	Plastizitätsfaktor

Griechische Buchstaben:

α_R	Völligkeitsbeiwert einer Spannungsverteilung in der Druckzone
γ	Teilsicherheitsbeiwert
γ_M	Teilsicherheitsbeiwert für Mauerwerk
$\gamma_G ; \gamma_Q$	Teilsicherheitsbeiwert für ständige und veränderliche Einwirkungen
ε	Dehnung (Stauchung negativ, Dehnung positiv)
ε_q^+	Querdehnung
ε_l^-	Längsstauchung
ε_f	Stauchung bei Erreichen der Druckfestigkeit f
$\varepsilon_{1,el.pl}$	elastisch-plastische Hauptdehnung
Δ_m	mittlerer absoluter prozentualer Fehler
Φ	Abminderungsfaktor $\left(1 - 2 \cdot \frac{e}{t}\right)$ bzw. $\left(1 - 2 \cdot \frac{e}{a}\right)$
$\Phi_{I,cr}$	bezogene Querschnittstragfähigkeit für den gerissenen Querschnitt
$\Phi_{I,un}$	bezogene Querschnittstragfähigkeit für den ungerissenen Querschnitt
ΦM	bezogenes Biegemoment
ΦM_R	bezogenes aufnehmbares Biegemoment
ΦN	bezogene Normalkraft
ΦN_R	bezogene aufnehmbare Normalkraft
$\Phi N_{(\xi > 0)}$	bezogene Tragfähigkeit am Wandkopf für $a_{eff} > a$
φ	Rotation
φ_K	Konsolrotation
φ_{WF}	Wandfußrotation
φ_{WK}	Wandkopfrotation
κ	Querschnittskrümmung
κ_{cm}	plastische Dehnung bei Erreichen der einaxialen Druckfestigkeit f_c
κ_{cu}	plastische Dehnung am Übergang von Potenzgesetz und exponentieller Entfestigung im Druckbereich
λ	geometrische Schlankheit (h_{ef}/t)
λ_{EC}	werkstoffbezogene Schlankheit

μ	Querdehnzahl oder auch Querkontraktionszahl
σ	Normalspannung
σ_{\perp}	Biegezugspannung senkrecht zur Lagerfuge
Ω_{ci}	relatives Spannungsniveau beim Start der nichtlinearen Entfestigung
Ω_{cu}	verbleibende relative Spannung am Übergangsbereich von Potenzgesetz zu exponentieller Entfestigung im Druckbereich
Ω_{cr}	verbleibende relative Druckspannung der Entfestigungsfunktion im Druckbereich
Ω_{tr}	verbleibende relative Zugspannung der Entfestigungsfunktion im Zugbereich

Definition ausgewählter bezogener Größen:

$\Phi N_R = \frac{\alpha_R}{2 \cdot k_a} \left(1 - 2 \cdot \frac{e}{t} \right)$	bezogene Tragfähigkeit
$\Phi M_R = \Phi N_R \cdot \frac{e}{t}$	bezogenes aufnehmbares Biegemoment
$\frac{N_{Ed,o}}{f_d \cdot t} = \frac{N_{Gd,o} + N_{Qd,o}}{f_d \cdot t}$	Auflastniveau am Wandkopf
$\frac{N_{Ed,u}}{f_d \cdot t} = \frac{N_{Gd,u} + N_{Qd,u}}{f_d \cdot t}$	Auflastniveau am Wandfuß
$\Psi_M = \frac{n_1 \frac{E_1 I_1}{h_1}}{n_1 \frac{E_1 I_1}{h_1} + n_2 \frac{E_2 I_2}{h_2} + n_3 \frac{E_3 I_3}{l_3}}$	Verteilungsfaktor der vereinfachten linear-elastischen Rahmenberechnung nach [EN 1996-1-1:2022] Anhang C.3 ohne Berücksichtigung der Windlast
$\eta_{e/t} = \frac{\left(\frac{e}{t} \right)_{FEM}}{\left(\frac{e}{t} \right)_{el}}$ bzw. $\eta_{e/a} = \frac{\left(\frac{e}{a} \right)_{FEM}}{\left(\frac{e}{a} \right)_{el}}$	Korrekturfaktor zur Umrechnung auf die zugehörige bezogene numerische Lastausmitte
$\frac{M_{Ed,FEM}}{N_{Ed} \cdot t} = \left(\frac{e}{t} \right)_{FEM}$ bzw. $\frac{M_{Ed,FEM}}{N_{Ed} \cdot a} = \left(\frac{e}{a} \right)_{FEM}$	bezogene numerische Lastausmitte
$\frac{M_{Ed,el}}{N_{Ed} \cdot t} = \left(\frac{e}{t} \right)_{el}$ bzw. $\frac{M_{Ed,el}}{N_{Ed} \cdot a} = \left(\frac{e}{a} \right)_{el}$	bezogene linear-elastische Lastausmitte

1 EINLEITUNG

1.1 Problemstellung

Aufgrund sukzessiv verschärfter Anforderungen in Hinblick auf den Wärme- und Schallschutz sowie die Standsicherheit herrscht im Mauerwerksbau ein hohes Innovationstempo. Bei monolithischem Planziegelmauerwerk ergibt sich auf Baustoffebene infolge klimapolitischer Vorgaben und Zielwerte zur Einsparung von Energie und Treibhausgasemissionen eine Vielzahl von neuen Systemen (vgl. [Nisse et al. 2021]). Diese Aspekte führen im Zuge fortwährender bauphysikalischer Optimierungsprozesse der Lochbilder und Rohdichte zu stetig leichteren Ziegeln mit deutlich verringerten Wärmeleitfähigkeiten. Dies gilt auch hinsichtlich der Reduzierung von materialbedingten Wärmebrückenverlusten im Kontaktbereich zwischen Deckenplatte und monolithischer Außenwand (sog. Außenwand-Decken-Knoten), dessen konstruktive Ausbildung seit Jahrzehnten zunehmend an Bedeutung gewinnt. Aus dieser bauphysikalischen Betrachtung heraus erfolgt die Auflagerung der Deckenplatte im Außenwand-Decken-Knoten nur über eine Teilfläche der Außenwand. Zur Minimierung der Wärmeleitfähigkeit wird anschließend die restliche Teilfläche mit einer Stirndämmung ausgekleidet.

Seitens der Ziegelindustrie wird in [Kranzler 2014] unter Abwägung bauphysikalischer und tragfähigkeitsbezogener Aspekte für die konstruktive Ausbildung des Außenwand-Decken-Knotens die in Abbildung 1.1 dargestellte Ausführungsvariante vorgeschlagen.

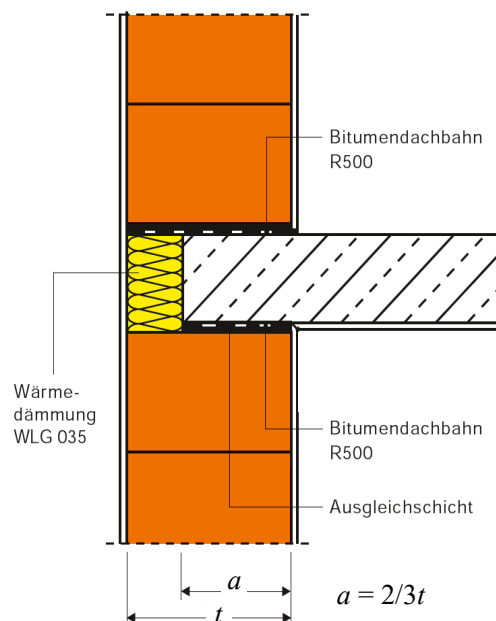


Abbildung 1.1: Vorschlag für die konstruktive Ausbildung des Außenwand-Decken-Knotens von monolithischem Ziegelmauerwerk – entnommen aus [Kranzler 2014]

Aus statischen Gesichtspunkten geht mit der stirnseitigen Wärmedämmung effektiv eine rechnerische Querschnittsreduzierung einher. Die Außenwand erfährt auf diese Weise sowohl am Wandkopf als auch -fuß eine planmäßige exzentrische Teilflächenbelastung. Zusätzlich wird die lastabtragende Querschnittsfläche durch die Deckenrotation determiniert, wobei nach [Schermer 2016] das Kontaktverhalten zwischen Decke und Außenwand als hochgradig nicht-linear einzustufen ist. Infolgedessen nimmt bei geringer Wandnormalkraft die Deckenrotation zu, sodass sich die Druckzone am Wandkopf und -fuß zunehmend einschnürt. Damit sind auch lokale Effekte wie bspw. die sich am Wandfuß einstellende un stetige Spannungsverteilung verbunden. Aus der Gesamtbetrachtung resultiert demnach eine Interaktion zwischen der einwirkenden Wandnormalkraft, der Deckenrotation bzw. dem Deckeneinspannmoment und den dadurch bedingten Spannungskonzentrationen am Wandkopf- und -fußpunkt. Die beiden letztgenannten Wanddetails stellen im Regelfall die bemessungsrelevanten Nachweisstellen für die statische Nachweisführung der Außenwand bei teilaufgelagerten Decken unter dominierender Druckbeanspruchung dar [Zilch et al. 2007], [Schermer 2015].

Der aktuelle Stand der Berechnung und Bemessung von Mauerwerk basiert im Wesentlichen auf dem Wissensstand der 90er Jahre mit moderaten Weiterentwicklungen [Schermer et al. 2020]. Demgemäß ist nach [EN 1996-1-1:2022] Anhang C.3 die Ermittlung der Knotenmomente auf Grundlage einer vereinfachten linear-elastischen Rahmenberechnung zulässig (vgl. Abschnitt 1.2). Die hinlänglich bekannte Interaktion zwischen einwirkender Wandnormalkraft und daraus resultierendem Deckeneinspannmoment wird dabei nicht explizit erfasst. Die Berücksichtigung des nichtlinearen Kontaktverhaltens erfolgt durch eine vereinfachte pauschale Abminderung der entsprechenden Knotenmomente in Abhängigkeit der Steifigkeitsverhältnisse des Außenwand-Decken-Knotens. Inwiefern dadurch die nichtlinearen Effekte auch bei monolithischem Planziegelmauerwerk abgebildet werden, ist aufgrund der stetig weiterentwickelten Produkte fraglich. Zudem ist ungeklärt, ob die un stetige Spannungsverteilung am Wandfußquerschnitt durch die normative Modellannahme des starr-plastischen Spannungsblocks abgebildet werden kann.

Hinzu kommt die Besonderheit wonach derzeit kein Prüfverfahren existiert, mit welchem die aufgeführten Besonderheiten am Außenwand-Decken-Knoten bei monolithischem Planziegelmauerwerk in Bezug auf die Festigkeitsermittlung adäquat abgebildet werden. Aktuell werden im Zuge des Zulassungsverfahrens stellenweise sog. doppelt-exzentrische Druckversuche an geschosshohen Wandbauteilen durchgeführt (vgl. Abschnitt 3.3.1.3 und 3.3.2). Mit diesem Prüfverfahren soll nach [Manns et al. 1982] die Beanspruchungssituation von Mauerwerkswänden unter stark außermittiger Beanspruchung, welche bei weitgespannten und biegeweichen Decken auftreten können, widergespiegelt werden. Allerdings führt dieses stark von der Ausbildung der Lochgeometrie dominierte Tragverhalten gegenüber zentrischen Belastungsanordnungen zu signifikanten Reduktionen der rechnerischen Querschnittstragfähigkeit. Zusätzlich ergibt sich eine direkte Kopplung von Einwirkung und Widerstand. Grund hierfür ist die vereinfachte Annahme nach [EN 1996-1-1:2022], bei der ein linearer Zusammenhang von charakteristischer Mauerwerksdruckfestigkeit und Elastizitätsmodul unterstellt wird. Die Steifigkeit des vereinfachten, statisch unbestimmten Rahmensystems nach [EN 1996-1-1:2022] Anhang C.3 wird somit von der Mauerwerksdruckfestigkeit und folglich vom Prüfverfahren beeinflusst.

Nach gegenwärtigem Wissensstand ist zu konstatieren, dass hinsichtlich der Schnittgrößenermittlung unter Berücksichtigung nichtlinearer Effekte sowie der partiellen Teilflächenbeanspruchung auf Querschnittsebene keine zutreffenden Berechnungsmodelle und experimentellen Prüfvorgaben existieren, welche die aufgeführten Besonderheiten am Außenwand-Decken-Knoten bei monolithischem Planziegelmauerwerk adäquat widerspiegeln.

1.2 Normative Regelung

Die Grundlage des genaueren Nachweisverfahrens zur Berechnung der Schnittgrößen am Wand-Decken-Knoten nach Anhang C.3 von [EN 1996-1-1:2022] bildet eine vereinfachte linear-elastische Rahmenberechnung nach Abbildung 1.2 in Anlehnung an *CROSS-KANI*. Die Knotenmomente werden demnach an einem Rahmenausschnitt mit biegesteifer Knotenausbildung ohne Berücksichtigung der einwirkenden Wandnormalkraft ermittelt.

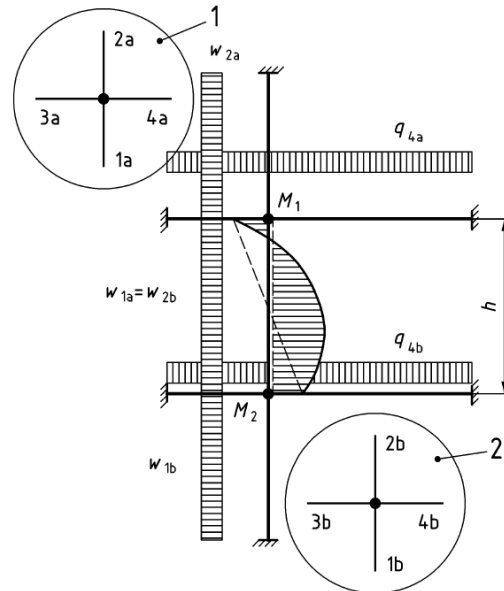


Abbildung 1.2: Vereinfachtes Rahmenmodell für die Schnittgrößenermittlung gemäß [EN 1996-1-1:2022] Anhang C.3

Das gesuchte Deckeneinspannmoment M_1 wird auf Basis der Elastizitätstheorie nach Gl. (1.1) bestimmt, indem die Steifigkeit der Stäbe ins Verhältnis zur Gesamttrotationssteifigkeit des Wand-Decken-Knotens gesetzt wird. Demnach erfolgt mittels des Superpositionsprinzips eine Überlagerung der sich einstellenden Biegemomente infolge von Deckenauflast und Windbeanspruchung. Der darin enthaltene Klammerausdruck entspricht dem Volleinspannmoment des betrachteten Knotens.

$$M_1 = -\frac{w_1 h_1^2}{4(n_1 - 1)} + \frac{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1}}{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1} + \frac{n_2 E_2 I_2}{h_2} + \frac{n_3 E_3 I_3}{l_3} + \frac{n_4 E_4 I_4}{l_4}} \cdot \left[\frac{\frac{w_1 h_1^2}{4(n_1 - 1)} - \frac{w_2 h_2^2}{4(n_2 - 1)}}{+ \frac{q_3 l_3^2}{4(n_3 - 1)} - \frac{q_4 l_4^2}{4(n_4 - 1)}} \right] \quad (1.1)$$

Mit:

- n_i Steifigkeitsfaktor des Stabes i , mit $i = 1, 2, 3$ oder 4 ($n = 4$ an beiden Enden eingespannten Stäben und $n = 3$ in den anderen Fällen)
- E_i Elastizitätsmodul des Stabes i , mit $i = 1, 2, 3$ oder 4
- I_i Flächenträgheitsmoment des Stabes i , mit $i = 1, 2, 3$ oder 4
- h_1 bzw. h_2 lichte Höhe des Stabes 1 bzw. Stabes 2
- l_3 bzw. l_4 lichte Spannweite des Stabes 3 bzw. Stabes 4
- q_3 bzw. q_4 die gleichmäßig verteilte Bemessungslast des Stabes 3 bzw. Stabes 4
- w_1 bzw. w_2 die gleichmäßige verteilte Bemessungswindlast des Stabes 1 bzw. 2

Im Fall des Außenwand-Decken-Knotens reduziert sich Gl. (1.1) zu Gl. (1.2), da am Knoten entsprechend Abbildung 1.2 nur ein Deckenstab (Stab 3 oder Stab 4) anschließt. Des Weiteren sollten sowohl nach Gl. (1.1) als auch Gl. (1.2) die vom Knoten entfernten Stabenden als eingespannt betrachtet werden ($n_i = 4$), sofern diese in der Lage sind, Momente aufzunehmen. Andernfalls sind die Stäbe als frei drehbar bzw. gelenkig gelagert anzusehen ($n_i = 3$). Bei teilauflagelagerten Decken ist zudem für die Ermittlung der Flächenträgheitsmomente für die Wanddicke t die Deckenaufлагertiefe a anzusetzen.

$$M_1 = -\frac{w_1 h_1^2}{4(n_1 - 1)} + \frac{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1}}{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1} + \frac{n_2 E_2 I_2}{h_2} + \frac{n_3 E_3 I_3}{l_3}} \cdot \left[\frac{w_1 h_1^2}{4(n_1 - 1)} - \frac{w_2 h_2^2}{4(n_2 - 1)} + \frac{q_3 l_3^2}{4(n_3 - 1)} \right] \quad (1.2)$$

Ferner wird in [EN 1996-1-1:2022] darauf hingewiesen, dass die Ergebnisse der entsprechenden Knotenberechnung im Allgemeinen auf der sicheren Seite liegen. Daher darf das Knotenmoment zur Berücksichtigung der Nichtlinearität am Außenwand-Decken-Knoten und insbesondere infolge von durch Rissbildung reduzierter Steifigkeit mit dem Faktor η nach Gl. (1.3) abgemindert werden.

$$\eta = 1 - \frac{k_m}{4} \quad (1.3)$$

Mit:

$$k_m = \frac{\frac{n_3 E_3 I_3}{l_3}}{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1} + \frac{n_2 E_2 I_2}{h_2}} \leq 2 \quad (1.4)$$

Weiterführende Erläuterungen sowie praxisbezogene Beispielrechnungen sind u. a. in [Schermer 2012], [Jäger et al. 2014b], [Graubner et al. 2015b] und [Mazur et al. 2018] enthalten. Auf eine explizite Darstellung weiterer empirischer oder experimenteller Berechnungsverfahren wird an dieser Stelle verzichtet, da diese bereits ausführlich u. a. in [Jäger et al. 2005a] und [Baier 2007a] dargelegt wurden.

1.3 Zielsetzung und Abgrenzung der Arbeit

Ziel der Arbeit ist es, die bei monolithischem Planziegelmauerwerk auftretenden Besonderheiten hinsichtlich der Beanspruchungssituation am Außenwand-Decken-Knoten sowohl experimentell als auch numerisch zu charakterisieren. In Bezug auf die experimentelle Querschnittstragfähigkeit ergibt sich insbesondere die Fragestellung, inwieweit die örtliche Beanspruchung an Wandkopf und -fuß durch bisherige Prüfverfahren realitätsnah widerspiegelt wird. Dies betrifft vor allem die gegenwärtig im Zuge des Zulassungsverfahrens erforderliche Versuchsdurchführung der doppelt-exzentrischen Wanddruckversuche. Dementsprechend sollen geeignetere experimentelle Untersuchungen erfolgen, mit welchen zum einen die örtlichen Effekte abgebildet und zum anderen etwaige Umlagerungskapazitäten erfasst werden.

Des Weiteren soll auf Grundlage bisheriger Großversuche am Außenwand-Decken-Knoten eine innovative Prüfvorrichtung konzipiert werden, mit welcher zum einen die nichtlineare Interaktion zwischen einwirkender Wandnormalkraft und Knotenrotation quantifiziert und zum anderen erstmalig die Aufteilung des Einspannmoments in Wandkopf und -fuß aktiv gesteuert werden kann. Der Fokus dieses Versuchs liegt auf der Untersuchung der strukturellen Nichtlinearität bedingt durch das Klaffen der Lagerfugen bei unterschiedlichen Normalkraft-Momenten-Kombinationen. Zugleich stellen die Ergebnisse auch die Grundlage zur Validierung und Verifizierung des numerischen Modells dar. Hierzu gilt es, mittels Finite-Element-Methode ein geeignetes Modell zu entwickeln, mit welchen die im Versuch festgestellten Interaktionen numerisch nachgebildet werden können. Darauf aufbauend soll eine numerische Parameterstudie und Vergleichsberechnung zur Schnittgrößenermittlung in Gegenüberstellung zum normativen Verfahren nach Abschnitt 1.2 erfolgen. In Hinblick auf weiterführende Vergleichsberechnungen soll eine semiempirische approximative Formulierung der numerischen Knotenmomente bzw. bezogenen Lastausmitteln entwickelt werden. Auf diese Weise soll erstmalig die Möglichkeit geschaffen werden, die wesentlichen nichtlinearen Effekte in Bezug auf die Knotenmomente wirklichkeitsnah abzuschätzen.

Die Abgrenzung der Arbeit erfolgt zum einen hinsichtlich der Bauweise mit monolithischem Ziegelmauerwerk und zum anderen bezogen auf die Eingangswerte der numerischen Parameterstudie in Kapitel 5. Da in Deutschland schätzungsweise 90 bis 95 % der üblichen Anwendungsfälle von monolithischem Ziegelmauerwerk innerhalb der Anwendungsgrenzen der vereinfachten Berechnungsmethode nach [DIN EN 1996-3/NA:2019-12] liegen [Kranzler 2014], werden für die eigene Analyse die normativ geltenden Anwendungsgrenzen übernommen. Dies gilt auch in Bezug auf die Vernachlässigung des Einflusses der Windlast senkrecht zur Wandebene. Zusätzlich erfolgt eine Limitierung der lichten Geschosshöhe auf $h \leq 3,65$ m sowie der Wanddicke auf $t = 0,365$ m und einer bezogenen Auflagertiefe von $a/t \geq 2/3$.

1.4 Vorgehensweise

In Kapitel 2 erfolgt zunächst eine Zusammenstellung ausgewählter Forschungsergebnisse zu experimentellen und analytischen Untersuchungen zur Querschnittstragfähigkeit an Ziegelmauerwerk. Hierbei zeigt sich insbesondere der Sachverhalt, wonach experimentell höhere Tragfähigkeiten erzielt werden, als normativ mittels starr-plastischem Spannungsblock in Rechnung gestellt werden können. Zudem werden unterschiedliche analytische Berechnungsansätze aufgezeigt, mit welchen eine geschlossene Lösung zur Ermittlung der Querschnittstragfähigkeit möglich ist. In Hinblick auf die experimentelle Untersuchung des Außenwand-Decken-Knotens erfolgt anschließend eine Darstellung mit dem Fokus auf die Konstruktion und technische Umsetzung der Versuchsdurchführung.

Auf den daraus resultierenden Erkenntnissen aufbauend werden in Kapitel 3 die Ergebnisse umfangreicher experimenteller und analytischer Untersuchungen vorgestellt. Ziel stellt dabei die Charakterisierung der Materialeigenschaften sowie des Last-Verformungs-Verhaltens des untersuchten Planziegelmauerwerks in Bezug auf die Beanspruchungssituation am Außenwand-Decken-Knoten dar. Dazu erfolgt die Erstellung einer Datenbank und eine eingehende Analyse zum Last-Verformungs-Verhalten zentrischer und doppelt-exzentrischer Wanddruckversuche. Mithilfe der analytischen Betrachtung der daraus resultierenden Spannungsverteilung auf Querschnittsebene können die durch die doppelt-exzentrische Lasteinleitung bedingten Defizite deutlich aufgezeigt werden. Darauf aufbauend werden die Teilflächenversuche an halbgeschosshohen Wandprüfkörpern dargelegt, welche aus weiter-

führenden Überlegungen der doppelt-exzentrischen Druckversuche resultieren. Neben der Querschnittstragfähigkeit werden auch die Moment-Krümmungs-Beziehungen quantifiziert, die für die Verifizierung des nachfolgend entwickelten FE-Modells herangezogen werden. Zudem wird mittels photogrammetrischer Verformungsmessung das Trag- und Verformungsverhalten eingehend analysiert und in Bezug auf die jeweiligen Beanspruchungssituationen etwaige Lastumlagerungen aufgezeigt. Abschließend wird die eigens entwickelte und innovative Prüfvorrichtung zur experimentellen Untersuchung des Außenwand-Decken-Knotens dargelegt. Basierend auf den Versuchsergebnissen können wesentliche Erkenntnisse hinsichtlich der nichtlinearen Wandnormalkraft-Deckenrotation-Interaktion gewonnen sowie die wesentlichen nichtlinearen Einflüsse detektiert werden.

Anschließend wird in Kapitel 4 für die numerische Nachstellung der experimentellen Versuchsergebnisse am Außenwand-Decken-Knoten respektive der Interaktion zwischen einwirkender Wandnormalkraft und resultierender Rotationssteifigkeit des Knotens ein FE-Modell entwickelt. Hierfür werden zunächst ausgewählte Modellierungsstrategien auf Basis von Verifikationsrechnungen in Hinblick auf die eigenen Anforderungen analysiert. In Bezug auf die Modellformulierung des Mauerwerksverbands kommen sowohl kontinuums- als auch diskontinuumsmechanische Ansätze zur Anwendung, mit denen die maßgebenden nichtlinearen Effekte mit sehr guter Übereinstimmung abgebildet werden können. Die aus der Versuchsnachrechnung abgeleiteten Modellparameter bilden die Grundlage der weiterführenden Parameterstudie in Kapitel 5 zur Ermittlung der Knotenmomente am Rahmensystem unter Berücksichtigung struktureller Nichtlinearitäten.

Demnach wird in Kapitel 5 eine umfangreiche Vergleichsanalyse bezüglich der normativen Knotenmomente auf Basis der Elastizitätstheorie nach [EN 1996-1-1:2022] und dem entwickelten FE-Modell unter Berücksichtigung der maßgebenden nichtlinearen Effekte durchgeführt. Im Zuge dieser Gegenüberstellung zeigt sich, dass die normative Vorgehensweise die Besonderheiten des Außenwand-Decken-Knotens aus monolithischem Planziegelmauerwerk nicht adäquat widerspiegelt. Demzufolge werden die Knotenmomente teilweise zu konservativ als auch auf der unsicheren Seite liegend ermittelt. Dieser Sachverhalt kann auch für die vereinfachte Berechnungsmethode nach [DIN EN 1996-3/NA:2019-12] sowie der entsprechenden Entwurfsfassung [prEN 1996-3:2022] festgestellt werden. Auf diesem Erkenntnisstand aufbauend werden semiempirische Approximationsfunktionen vorgestellt, mit welchen erstmalig eine Handrechnung zur Abschätzung der Knotenmomente bzw. bezogenen Lastausmitteln unter Berücksichtigung nichtlinearer Einflüsse vorliegt. Zudem wird ein ingenieurmäßiger und normkonformer Ansatz entwickelt, mit welchem die experimentell festgestellten Lastumlagerungen am Wandkopf in der Bemessung angesetzt werden können. In Hinblick auf die Besonderheit der unstetigen Spannungsverteilung am Wandfuß wird ein Prüfkonzept ausgearbeitet, mit dem die lochbildabhängige Lastumlagerungskapazität unter realitätsnahen Randbedingungen quantifiziert werden kann.

Abschließend werden in Kapitel 6 die wesentlichen Ergebnisse der experimentellen und numerischen Untersuchungen zusammenfassend dargelegt sowie ein Ausblick auf den weiteren Forschungsbedarf gegeben.

2 STAND DER FORSCHUNG

In diesem Kapitel soll ein Überblick über den Stand der Forschung hinsichtlich experimenteller und analytischer Untersuchungen zur Querschnittstragfähigkeit sowie zum Gesamtsystem des Außenwand-Decken-Knotens im Mauerwerksbau gegeben werden. Zunächst erfolgt eine Zusammenstellung ausgewählter Forschungsarbeiten zu experimentellen und analytischen Untersuchungen zur Tragfähigkeit von Ziegelmauerwerk. Den Fokus bildet dabei zum einen die Quantifizierung der tatsächlichen Querschnittstragfähigkeit und zum anderen die Feststellung möglicher Umlagerungseffekte in Bezug auf die Beanspruchungssituation am Außenwand-Decken-Knoten mit teilaufgelagerter Decke.

Anschließend werden in Hinblick auf die Konzipierung einer Prüfvorrichtung verschiedene Forschungsarbeiten zur experimentellen Untersuchung des Außenwand-Decken-Knotens dargelegt. Da sich im Rahmen dieser Arbeit die Untersuchung des Außenwand-Decken-Knotens auf in Deutschland allgemein übliches Planziegelmauerwerk beschränkt, fallen insbesondere Arbeiten der 1980er Jahre oder älter von *S. SAHLIN*, *J. COLVILLE*, *A. W. HENDRY* sowie *A. A. AWINI* außer Betracht. Eine Zusammenstellung dieser Forschungsarbeiten ist u. a. in [Hendry 1998] enthalten.

2.1 Experimentelle und analytische Untersuchungen zur Querschnittstragfähigkeit

Zum besseren Verständnis werden für die nachfolgenden Gegenüberstellungen der experimentellen Querschnittstragfähigkeiten die rechnerischen Tragfähigkeiten auf Basis eines starrplastischen, linear-elastischen und quasi-duktilen (Parabel 2. Ordnung) Materialverhaltens als Bezugsgrößen herangezogen.

2.1.1 Hirsch

In [Hirsch 1995] und [Hirsch 1998] wurde u. a. das Last-Verformungs-Verhalten von halb- und geschosshohen Mauerwerkswänden aus Hochlochziegeln HLz 6 – 0,9 unter zentrischer und einfach-exzentrischer Druckbeanspruchung experimentell untersucht. Ziel stellte dabei die Gegenüberstellung der Querschnittstragfähigkeiten auf Basis theoretischer und normativer Lösungsansätze mit den experimentellen Untersuchungsergebnissen dar. Hierfür wurden zentrische und einfach-exzentrische Wanddruckversuche mit einer Schlankheit von $h/t = 3$ sowie mit Normalmörtel der Mörtelgruppen MG I, MG IIa und MG III untersucht. Die exzentrische Lasteinleitung erfolgte nach Abbildung 2.1 durch zwei außermittig angeordnete Stahlwellen.

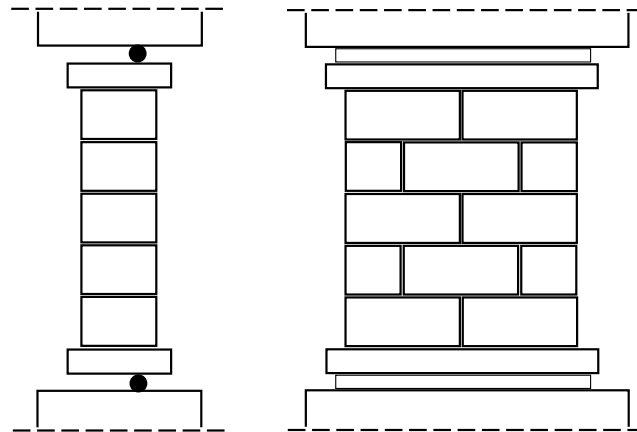


Abbildung 2.1: Schematische Darstellung des einfach-exzentrischen Druckversuchs – in Anlehnung an [Hirsch 1995]

Die experimentellen Ergebnisse sowie der Mittelwert der zentrischen Druckfestigkeit $\beta_{D,mw}$ sind in Tabelle 2.1 zusammengefasst. Eine Normierung der Festigkeit war für beide Prüfserien aufgrund der vorhandenen Schlankheit mit $\lambda < 5$ nicht erforderlich.

Tabelle 2.1: Ergebnisse der zentrischen und einfach-exzentrischen Druckversuche von [Hirsch 1995]

Mörtelgruppe	$\beta_{D,mw}$ [N/mm ²]	einfach-exzentrische Bruchlast in kN ^c		
		$e/t = 1/6$	$e/t = 1/3$	$e/t = 0,425$
MG I	2,21	180	120	
		170	98	
Mittelwert \bar{x} :		175	109	
MG IIa	5,20	460	270	110
		492	272 ^a	130
		540	320 ^a	80 ^b
			170 ^b	58 ^b
				45 ^b
Mittelwert \bar{x} :		497	258	85
MG III	5,84	660	300	310
		500	352	190
Mittelwert \bar{x} :		580	326	250

^a Querschnittsabmessung des Prüfkörpers: $l/b = 0,74 / 0,24$ in [m]

^b Querschnittsabmessung des Prüfkörpers: $l/b = 0,365 / 0,24$ in [m]

^c Sofern nichts anderes angegeben wird, bezieht sich die Bruchlast auf eine Querschnittsabmessung von $l/b = 0,558 / 0,24$ in [m].

In Hinblick auf die Auswertung der experimentellen Querschnittstragfähigkeiten normiert [Hirsch 1995] die Bruchlasten der einfach-exzentrischen Versuche auf den Mittelwert der zentrischen Druckversuche $\beta_{D,mw}$. Anschließend erfolgt eine Gegenüberstellung der bezogenen Querschnittstragfähigkeiten mit den Tragfähigkeiten auf Grundlage eines linear-elastischen, quasi-duktilen (Parabel 2. Ordnung) und starr-plastischen Werkstoffgesetzes. In Abbildung 2.2 sind die Ergebnisse aus [Hirsch 1995] als bezogene Werte dargestellt.

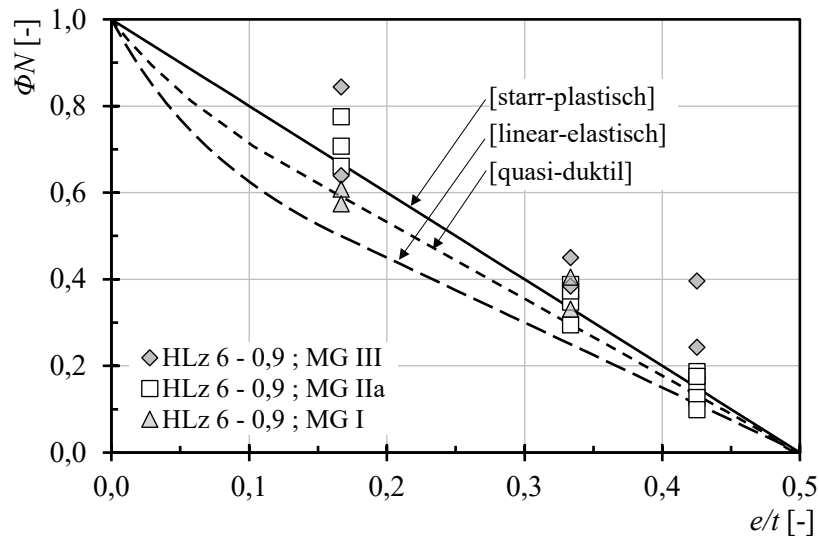


Abbildung 2.2: Gegenüberstellung der experimentellen und rechnerischen Querschnittstragfähigkeiten als bezogene Werte mit Hochlochziegeln HLz 6 – 0,9 aus [Hirsch 1995]

In Bezug auf die unterschiedlichen Materialgesetze stellt *HIRSCH* abschließend fest, dass eine Abschätzung der Tragfähigkeit auf Basis einer linearen Spannungsverteilung auf der sicheren Seite liegt. Auf die Tatsache, dass sich selbst gegenüber einem quasi-duktilen und/oder starrplastischen Materialverhalten teilweise experimentell höhere Querschnittstragfähigkeiten ergeben, wird hingegen weder in [Hirsch 1995] noch in [Hirsch 1998] näher eingegangen.

2.1.2 Glock

Für die Bestimmung der Tragfähigkeit schlanker Wände mit dominierender Druckbeanspruchung entwickelt [Glock 2004] ein konsistentes nichtlineares Berechnungsmodell. Den wesentlichen Vorteil dieses Verfahrens stellt die wirklichkeitsnahe Berücksichtigung eines beliebigen nichtlinearen Werkstoffverhaltens auf Basis weniger charakteristischer Materialkenngrößen und analytischer Gleichungen dar. In Hinblick auf die Zielsetzung der eigenen Arbeit wird nachfolgend ausschließlich auf die von [Glock 2004] durchgeführte Analyse zur Berechnung der Querschnittstragfähigkeit unter Berücksichtigung nichtlinearer Werkstoffgesetze Bezug genommen.

Im Sinne einer allgemeingültigen Idealisierung des nichtlinearen Werkstoffverhaltens werden in [Glock 2004] verschiedene Werkstoffgesetze für Beton auf Grundlage bezogener Materialkennwerte umfassend analysiert. Durch analytische und numerische Vergleichsberechnungen konnte festgestellt werden, dass die Querschnittstragfähigkeit maßgeblich von der Völligkeit der Druckspannungs-Dehnungs-Beziehung und dem Entfestigungsbereich abhängt. In Bezug auf die rechnerische Berücksichtigung der Zugfestigkeit konnte *GLOCK* aufzeigen, dass erst bei großen Lastausmitten die Querschnittstragfähigkeit nennenswert gesteigert wird. Bei geringen Druckkräften hingegen wird im Wesentlichen die Biegesteifigkeit und somit das Verformungsverhalten signifikant beeinflusst.

In Hinblick auf die in [Glock 2004] untersuchten Ansätze sind in Abbildung 2.3 diese als bezogene Spannungs-Dehnungs-Beziehungen exemplarisch für einen bezogenen Ursprungsmodul k_0 von 1,5 dargestellt (vgl. Abschnitt 3.1.1). *GLOCK* weist darauf hin, dass sich alle Formulierungen grundsätzlich zur Beschreibung des nichtlinearen Materialverhaltens von Beton eignen, sofern ein Entfestigungsbereich unberücksichtigt bleibt.

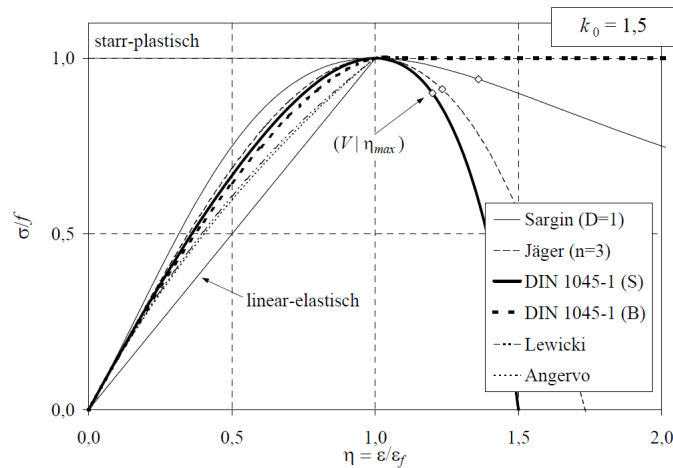


Abbildung 2.3: Exemplarische Darstellung bezogener Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für verschiedene Werkstoffgesetze – entnommen aus [Glock 2004]

In Bezug auf Mauerwerk bestätigt die Auswertung verschiedener Forschungsergebnisse in [Glock 2004], dass die Anwendbarkeit der aus dem Betonbau stammenden Materialgesetze auch für die Beschreibung der nichtlinearen Druckspannungs-Dehnungs-Beziehung von unterschiedlichen Mauerwerksarten gegeben ist. Aufgrund der großen Variabilität wird in [Glock 2004] für die weiterführende Analyse zur Querschnittstragfähigkeit das Werkstoffgesetz nach Gl. (2.1) für die Querschnittsbemessung nach [DIN 1045-1:2001-07] zugrunde gelegt. Der darin enthaltene Verhältniswert η mit $\eta = \varepsilon / \varepsilon_f$ ergibt sich aus der vorhandenen Dehnung ε bezogen auf die Dehnung ε_f bei Erreichen der Festigkeitsgrenze f .

$$\frac{\sigma}{f} = 1 - (1 - \eta)^{k_0} \quad \text{für } 0 \leq \eta \leq 1 \quad (2.1)$$

Für die Ermittlung der Querschnittstragfähigkeit nach Gl. (2.1) entwickelt GLOCK für eine allgemeingültige und geschlossene Lösung die nachfolgenden mathematischen Beziehungen. Zunächst wird für den ungerissenen Querschnitt die Tragfähigkeit unter Vernachlässigung der Zugfestigkeit und des Nachbruchverhaltens gemäß den hinlänglich bekannten Funktionen nach Gl. (2.2) und Gl. (2.3) aufgestellt.

$$\Phi_{I,un} = \alpha_R \quad (2.2)$$

$$\Phi_{I,un} \cdot \frac{e}{t} = \alpha_R \cdot \left(\frac{1}{2} - k_a \right) \quad (2.3)$$

Für die darin enthaltenen Werkstoffkennwerte bzw. den Völligkeitsgrad α_R sowie den zugehörigen Randabstand der resultierenden k_a entwickelt GLOCK die rechnerische Beziehung auf Grundlage bezogener Materialkennwerte zu:

$$\alpha_R = 1 - \frac{(1 - \eta_2)^{k_0}}{k_0 + 1} \quad (2.4)$$

$$k_a = \frac{1}{2} \cdot \frac{(k_0 + 1) \cdot (2 \cdot (1 - \eta_2)^{k_0} - k_0 - 2)}{(k_0 + 2) \cdot ((1 - \eta_2)^{k_0} - k_0 - 1)} \quad (2.5)$$

Anschließend lassen sich Gl. (2.4) und Gl. (2.5) in Gl. (2.2) und Gl. (2.3) einsetzen, sodass sich zwei Gleichungen mit den Unbekannten $\Phi_{I,un}$ und der bezogenen Stauchung η_2 ergeben. Darin entspricht η_2 der Stauchung der lastabgewandten Querschnittsrandfaser bezogen auf die Bruchstauchung ε_f . Werden zudem die bezogene Lastausmitte e/t und der bezogene Ursprungsmodul k_0 als bekannt vorausgesetzt, ergibt sich durch Auflösen des Gleichungssystems die Tragfähigkeit des ungerissenen Querschnitts $\Phi_{I,un}$ zu:

$$\Phi_{I,un} = \frac{1}{1 + \left(2 + \frac{4}{k_0}\right) \cdot e/t} \quad (2.6)$$

Für die Tragfähigkeit des gerissenen Querschnitts $\Phi_{I,cr}$ entwickelt *GLOCK* unter Vernachlässigung der Zugfestigkeit die mathematische Beziehung nach Gl. (2.7) und Gl. (2.8).

$$\Phi_{I,cr} = \frac{\alpha_R}{1 - \eta_2} \quad (2.7)$$

$$\Phi_{I,cr} \cdot e/t = \frac{\alpha_R}{1 - \eta_2} \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{k_a}{1 - \eta_2}\right) \quad (2.8)$$

Aufgrund der Betrachtung eines gerissenen Querschnitts vereinfacht sich die allgemeine Lösung der Werkstoffkennwerte erheblich. Diese ergeben sich zu:

$$\alpha_R = \frac{k_0}{k_0 + 1} \quad (2.9)$$

$$k_a = \frac{k_0 + 1}{2 \cdot k_0 + 4} \quad (2.10)$$

Aus dem Einsetzen von Gl. (2.9) und Gl. (2.10) in Gl. (2.7) und Gl. (2.8) resultieren analog zur Vorgehensweise des ungerissenen Querschnitts zwei Gleichungen mit den Unbekannten $\Phi_{I,cr}$ und η_2 . Durch Auflösen des Gleichungssystems kann für den gerissenen Querschnitt die Tragfähigkeit $\Phi_{I,cr}$ bestimmt werden mit:

$$\Phi_{I,cr} = \left(1 - \frac{1}{(k_0 + 1)^2}\right) \cdot \left(1 - 2 \cdot e/t\right) \quad (2.11)$$

Mit Gl. (2.6) und Gl. (2.11) wurde in [Glock 2004] ein geschlossener Lösungsansatz für die Ermittlung der Querschnittstragfähigkeit unter Einbeziehung eines etwaigen nichtlinearen Werkstoffverhaltens dargelegt. Darauf aufbauend entwickelt *GLOCK* ein nichtlineares Bemessungsmodell, mit welchem die Ermittlung der Systemtragfähigkeit auf Grundlage der Exzentrizitäten-Krümmungs-Beziehung erfolgt.

2.1.3 Pflücke

Für eine wirklichkeitsnahe Bestimmung der Traglasten vertikal druckbeanspruchter Mauerwerkswände und -pfeiler werden in [Pflücke 2006] verschiedene theoretische und numerische Berechnungsverfahren analysiert sowie experimentelle Untersuchungen zur Querschnittstragfähigkeit durchgeführt. Hierfür analysiert *PFLÜCKE* zunächst unterschiedliche Lösungsverfahren zur Traglastermittlung knickgefährdeter Mauerwerkswände und differenziert diese in Bezug auf den gewählten Lösungsansatz, welcher entweder auf der Differentialgleichung oder einem Verformungsansatz basiert. Für das eigene theoretische Modell entwickelte *PFLÜCKE* einen neuen Ansatz zur mathematischen Charakterisierung des Werkstoffverhaltens von Mauerwerk, welcher erstmalig in [Jäger et al. 2002] vorgestellt wurde (vgl. Abschnitt 3.1.1).

Für die Verifizierung der theoretischen und numerischen Modelle führt *PFLÜCKE* an verschiedenen Mauerstein-Mauermörtel-Kombinationen sowohl zentrische als auch einfach-exzentrische Druckversuche durch. In Bezug auf die nachfolgende Ergebnisdarstellung sind in Tabelle 2.2 die wesentlichen Angaben des untersuchten Ziegelmauerwerks aufgeführt. Die außermittige Lasteinleitung der einfach-exzentrischen Druckversuche erfolgte analog zu den experimentellen Untersuchungen nach Abbildung 2.1 (vgl. [Hirsch 1995]).

Tabelle 2.2: Versuchsprogramm und Ergebnisse der in [Pflücke 2006] durchgeführten zentrischen und einfach-exzentrischen Druckversuche an Kleinprüfkörpern aus Hochlochziegeln (HLz-12-1,0)

Steinformat	Mörtelgruppe	Prüfkörperabmessungen			e/t [-]	Traglast ^{a)} [kN]
		t [cm]	l [cm]	h [cm]		
2 DF	MG I (M1)	11,5	24,0	50,0	0,00	69,9
					0,37	16,8
2 DF	MG II (M2,5)	11,5	24,0	50,0	0,00	219,0
					0,33	89,6
5 DF	MG II (M2,5)	30,0	24,0	50,0	0,37	57,6
					0,00	555,4
2 DF	MG III (M10)	11,5	24,0	50,0	0,33	226,7
					0,45	90,2
2 DF	MG III (M10)	11,5	24,0	50,0	0,00	244,5
					0,33	83,1
					0,37	61,4

^{a)} Entspricht dem Mittelwert aus drei Einzelprüfungen

Das Materialverhalten der zentrischen Druckversuche in [Pflücke 2006] zeichnet sich durch einen geringfügigen nichtlinearen Verlauf sowie bei Erreichen des Bruchzustandes durch einen schlagartigen Sprödbbruch aus. In Bezug auf die Analyse der einfach-exzentrischen Druckversuche bestimmt *PFLÜCKE* die bezogenen Querschnittstragfähigkeiten und vergleicht diese mit der entsprechenden Arbeitslinie. Im Zuge der eigenen Ergebnisaufbereitung der in Tabelle 2.2 enthaltenen Bruchlasten werden in Abbildung 2.17 die daraus resultierenden bezogenen Querschnittstragfähigkeiten analog der Betrachtungsweise in [Hirsch 1995] dargestellt. Die einfach-exzentrischen Druckversuche werden dabei auf den Mittelwert der zugehörigen zentrischen Druckfestigkeit bezogen. Eine Normierung der Festigkeiten ist aufgrund gleicher Schlankheiten nicht erforderlich.

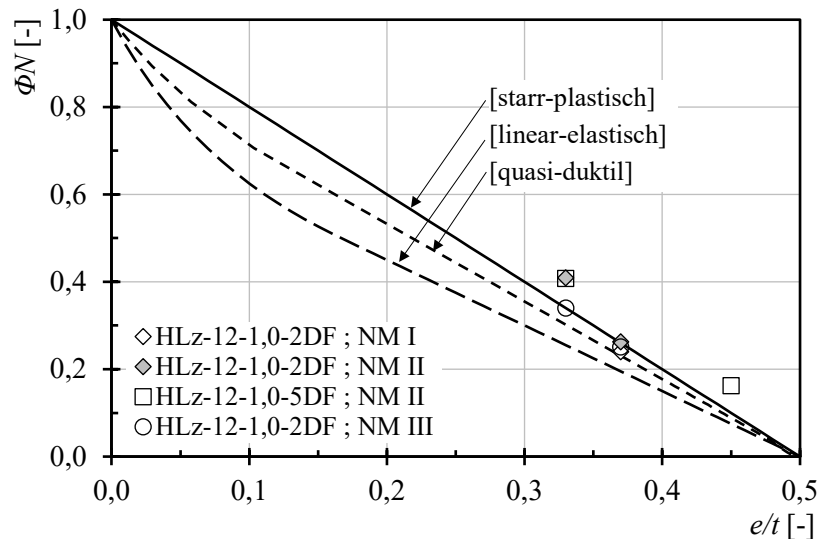


Abbildung 2.4: Gegenüberstellung der experimentellen und rechnerischen Querschnittstragfähigkeiten als bezogene Werte mit Hochlochziegeln HLz-12-1,0 aus [Pflücke 2006]

Die Gegenüberstellung verdeutlicht, dass experimentell teilweise deutlich höhere Traglasten erzielt werden als auf Basis eines theoretischen starr-plastischen Spannungsblocks. [Pflücke 2006] führt dies auf die veränderte Bruchmechanik des untersuchten Mauerwerks zurück, da die massiveren Außenstege höhere Festigkeiten gegenüber den filigraneren Innenstegen aufweisen. Nach [Pflücke 2006] korreliert dieser Zusammenhang auch mit der Beobachtung, wonach sich das Versagen der einfach-exzentrischen Druckversuche durch Abplatzen der Außenstege einstellt.

Darauf aufbauend entwickelt *PFLÜCKE* als geschlossene Lösung zur Ermittlung der Querschnittstragfähigkeit den approximativen Ansatz nach Gl. (2.12). Die Prämisse der Approximationslösung stellte zum einen die Materialunabhängigkeit und zum anderen die wegfallende Differenzierung zwischen gerissenem und ungerissenem Zustand dar. Zudem werden in Anlehnung an normative Vorgaben Zugfestigkeiten senkrecht zur Lagerfuge vernachlässigt.

$$\Phi_i = 1 - a \sqrt{\frac{e_i}{t}} - b \frac{e_i}{t} \quad (2.12)$$

Um das nichtlineare Werkstoffverhalten in der Approximationslösung zu inkludieren, stellt *PFLÜCKE* mittels einer polynomischen Regression den funktionalen Zusammenhang zwischen dem Völligkeitsgrad α_R und dem Parameter a nach Gl. (2.13) her. Hierbei ist der Völligkeitsgrad α_R als konstante Größe des gerissenen Querschnitts einzusetzen.

$$a = 3,2 \cdot \alpha_R^2 - 6,5 \cdot \alpha_R + 3,3 \quad (2.13)$$

Die anschließende Unterscheidung zwischen gerissenem und ungerissenem Querschnitt erfolgt durch eine lineare Regression des Parameters a nach Gl. (2.14).

$$b = 2 - 1,4 \cdot a \quad (2.14)$$

Für den Grenzfall eines starr-plastischen Spannungsblocks mit $\alpha_R = 1,0$ ergeben sich die Parameter a und b zu $a = 0$ sowie $b = 2$, sodass aus Gl. (2.12) der entsprechende normative Ansatz nach Gl. (2.15) resultiert.

$$\Phi_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t} \quad (2.15)$$

Anschließende Vergleichsberechnungen in [Pflücke 2006] ergeben, dass die Abweichungen gegenüber der exakten Lösung weniger als 5 % betragen. Die größten Differenzen ergeben sich im Bereich geringer bezogener Lastausmitten, welche nach PFLÜCKE auf die vereinfachte approximative Formulierung des nichtlinearen Verlaufs der Traglastkurven im ungerissenen Querschnittsbereich zurückzuführen sind.

2.1.4 Reitmayer

Neben den experimentellen und numerischen Untersuchungen des Außenwand-Decken-Knotens erfolgten in [Reitmayer 2014] auch zentrische sowie einfach-exzentrische Druckversuche zur Ermittlung der Querschnittstragfähigkeit. Um in den entsprechenden Versuchen auch die durch das Lochbild bedingten Effekte zu erfassen, wurden die experimentellen Versuche an Planhochlochziegeln mit Großkammerlochung sowie Kleinlochung durchgeführt. Zudem erfolgten die einfach-exzentrischen Druckversuche mit einer Teilflächenbelastung entsprechend Abbildung 2.5, um auf diese Weise auch die Besonderheit der am Außenwand-Decken-Knoten vorliegenden Beanspruchungssituation einer teilaufgelagerten Decke zu berücksichtigen.

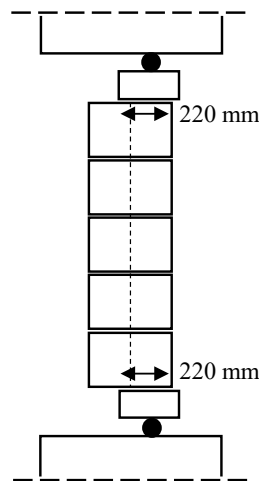

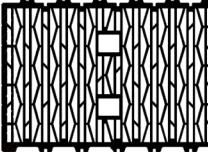


Abbildung 2.5: Exemplarische Darstellung der einfach-exzentrischen Teilflächenbelastung aus [Reitmayer 2014]

In Tabelle 2.3 sind die Versuchsergebnisse bzw. die Mittelwerte der Bruchlasten zusammengefasst. Die darin enthaltenen Dreistein-Prüfkörper (Prüfkörperhöhe ~ 50 cm) wurden aus einem ganzen sowie zwei halben Steinen aufgemauert, sodass sich über die Prüfkörperhöhe zwei Lagerfugen ergeben. Der Grund für die gedrungene Abmessung ist die Zielsetzung, die reine Querschnittstragfähigkeit ohne etwaige Effekte infolge Theorie II. Ordnung zu quantifizieren. Die geschosshohen Wandprüfkörper wurden im Läuferverband und mit einem Überbindemaß der halben Steinhöhe hergestellt.

Tabelle 2.3: Versuchsprogramm und Ergebnisse der in [Reitmayer 2014] durchgeführten zentrischen und einfach-exzentrischen Druckversuche (PHLz-Gk = Planhochlochziegel mit Großkammerlochung / PHLz-Kl = Kleinlochung)

Steintyp	Lochbild	Prüfkörperabmessungen			e/t [-]	Traglast ^{a)} [kN]
		t [cm]	l [cm]	h [cm]		
PHLz-Gk		36,7	24,8	50,2	0,00	383,4
					0,30	153,5
					0,45	62,2
		36,7	99,7	250,5	0,00	979,8
					0,45	261,5
PHLz-Kl		36,6	24,8	50,4	0,00	628,3
					0,30	276,1
					0,45	74,1
		36,5	99,5	250,0	0,00	1893,9
					0,45	354,0

^{a)} Entspricht dem Mittelwert aus drei Einzelprüfungen

Die Ergebnisdarstellung in [Reitmayer 2014] erfolgt analog zu [Hirsch 1995] und [Pflücke 2006] über die bezogenen Querschnittstragfähigkeiten nach Abbildung 2.6. Demnach resultieren aus der Teilflächenbelastung bis zu 2,67-Fach höhere Tragfähigkeiten als unter Ansatz eines starr-plastischen Spannungsblocks. Im Fall der Dreistein-Prüfkörper begründet [Reitmayer 2014] die Überschreitung durch den im Randbereich erhöhten Steganteil. Dies korreliert mit der Beobachtung, wonach bei einer bezogenen Lastausmitte von $e/t = 0,45$ die Überschreitung des Spannungsblocks des Dreistein-Prüfkörpers mit Großkammerlochung um den Faktor 1,38 größer ist als im Fall mit Kleinlochung. Als kennzeichnenden Bruchmechanismus führt [Reitmayer 2014] analog zu [Pflücke 2006] ein Druckversagen der Außenstege auf.

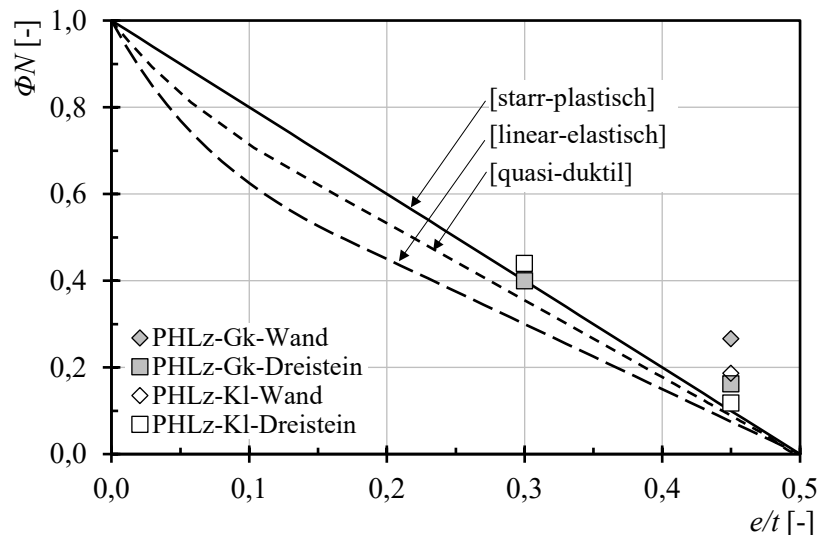


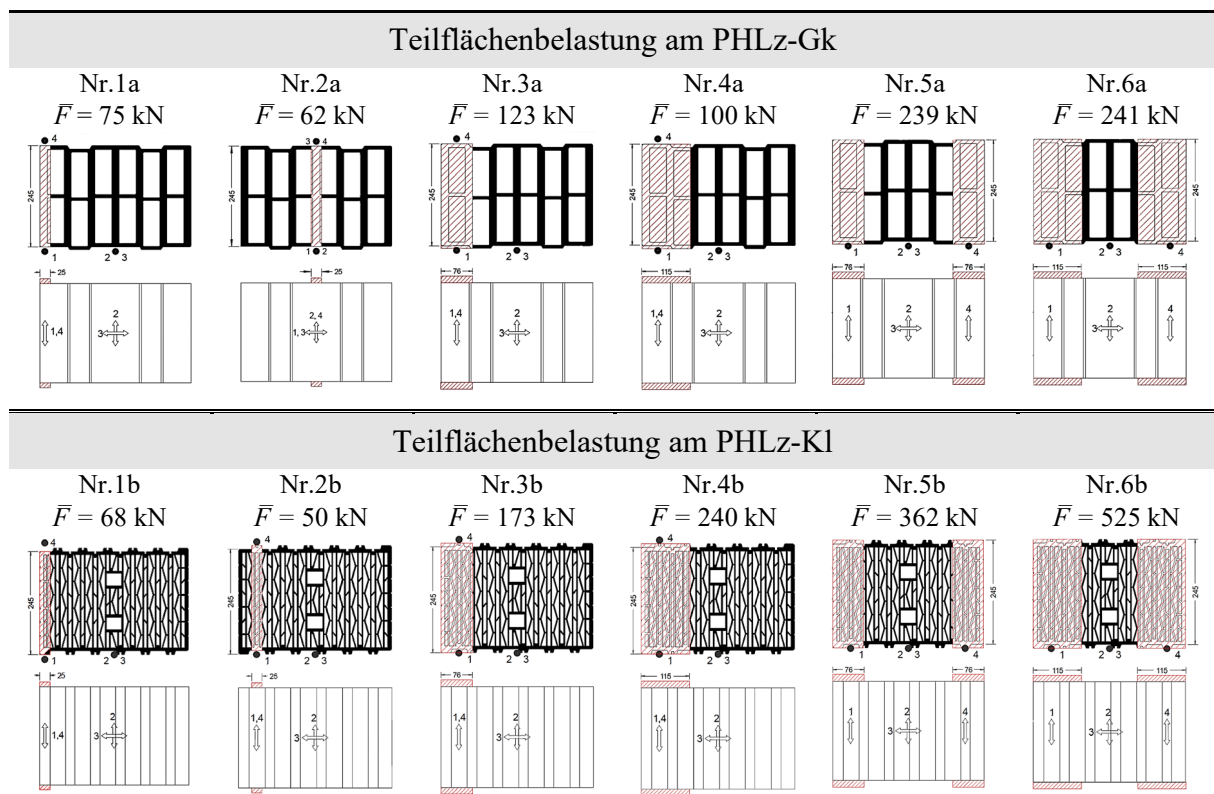
Abbildung 2.6: Gegenüberstellung der experimentellen und rechnerischen Querschnittstragfähigkeiten als bezogene Werte aus [Reitmayer 2014]

Weitere Ausführungen in Bezug auf die Querschnittstragfähigkeiten erfolgen in [Reitmayer 2014] nicht. Dementsprechend bleibt ungeklärt, warum sich auf Systemebene (Wandprüfkörper) deutlich höhere Überschreitungen des Spannungsblocks ergeben als gegenüber den

Dreistein-Prüfkörpern. Des Weiteren wurden sowohl die Prüfkörper mit Großkammer- als auch Kleinlochung mit einem Überbindemaß der halben Steinhöhe ($l_{ol} = 0,5$) hergestellt. Dies hat insbesondere bei der Großkammerlochung einen signifikanten Einfluss auf die Tragfähigkeit, da bei $l_{ol} = 0,5$ eine volle Querstegüberdeckung vorliegt. Inwiefern sich auch mit versetzten Querstegen ($l_{ol} = 0,4$) eine Überfestigkeit gegenüber dem Spannungsblock einstellt, bleibt offen.

Darüber hinaus erfolgten in [Reitmayer 2014] weiterführende Untersuchungen in Hinblick auf die örtliche Beanspruchungssituation am Wandkopf und -fuß des Außenwand-Decken-Knotens. Mittels der in Tabelle 2.4 aufgeführten partiellen Teilflächenbeanspruchungen soll sowohl die Ausführungsvariante einer teilaufgelagerten Decke mit als auch ohne Vormauerstein abgedeckt werden. Um neben der Traglast auch das Verformungsverhalten zu dokumentieren, applizierte REITMAYER Dehnungsmessstreifen im Bereich der belasteten Teilflächen sowie in der Steinmitte.

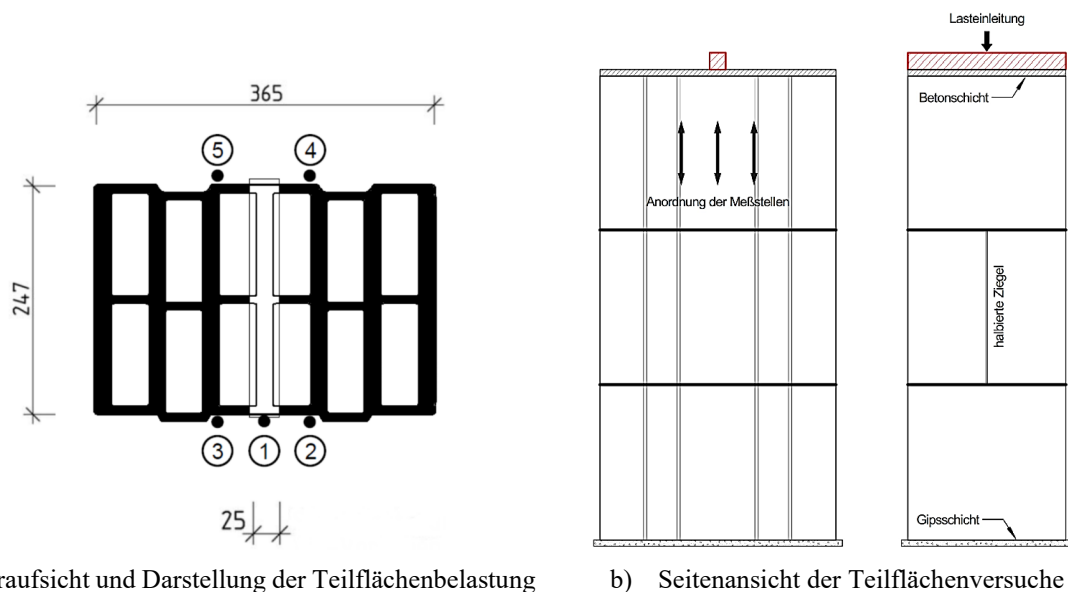
Tabelle 2.4: Zusammenfassung der experimentellen Teilflächen-Druckversuche aus [Reitmayer 2014] mit Angabe der mittleren Bruchlast \bar{F} in kN



Bei der partiellen Teilflächenbeanspruchung Nr.1a und Nr.2a stellt REITMAYER ein vergleichbares Last-Verformungs-Verhalten fest. Aufgrund einer beidseitig möglichen Lastausbreitung stellt sich bei Belastung Nr.2a ein zunächst steiferes Verhalten ein. Mit zunehmender Beanspruchung zeigt sich jedoch, dass sich ab einer Stauchung von $\varepsilon \approx 0,5 \text{ mm/m}$ die an die belastete Teilfläche angrenzenden Querschnittsbereiche durch zunehmende Differenzverformung vom Lastabtrag entkoppeln. Bezogen auf die belastete Nettofläche ergeben sich bei Prüfkörper Nr.1a und Nr.2a im Mittel mit $\sim 16 \text{ N/mm}^2$ gleiche Bruchspannungen. Im Vergleich dazu ist in [Reitmayer 2014] bei Prüfkörper Nr.1b und Nr.2b in Bezug auf das Last-Verformungs-Verhalten ein gegenläufiger Effekt festzustellen. REITMAYER begründet dies durch die filigranen Innenstege, welche im Vergleich zu dem massiveren Außenlängssteg verformungsempfindlicher reagieren. Auf eine entsprechende Erläuterung des Last-Verformungs-Verhaltens in Ver-

bindung mit der sich einstellenden Rissbildung der restlichen Prüfkörper wird in [Reitmayer 2014] nicht näher eingegangen. Ebenso bleibt ungeklärt, inwiefern die partielle Teilflächenbeanspruchung die tatsächliche Beanspruchungssituation insbesondere am Wandfuß widerspiegelt.

In [Reitmayer et al. 2017] erfolgen an einem Großkammerstein weitere Ergänzungsversuche mit dem Ziel, die durch die teilaufgelagerte Decke bedingte partielle Teilflächenbeanspruchung am Wandfuß des Außenwand-Decken-Knotens realitätsnäher zu erfassen. Hierzu wurden nach Abbildung 2.7 auf Systemebene an drei Dreistein-Prüfkörpern in Anlehnung an [Reitmayer 2014] mittig angeordnete Teilflächen-Druckversuche durchgeführt. Um auch die Effekte infolge des Läuferverbands zu berücksichtigen, wurde die Steinlage in Wandmitte mit einem Überbindemaß $l_{01} = 0,5$ ausgeführt. Als Referenzwert wurden auf Einzelsteinebene analog zu [Reitmayer 2014] Teilflächenversuche nach Tabelle 2.4 Prüfkörper Nr.2a durchgeführt.



a) Draufsicht und Darstellung der Teilflächenbelastung

b) Seitenansicht der Teilflächenversuche

Abbildung 2.7: Schematische Darstellung der Teilflächenversuche am Dreistein-Prüfkörper – entnommen aus [Reitmayer et al. 2017]

Als Versagenszustand definiert [Reitmayer et al. 2017] die Querstegabrisslast, welche durch die applizierten Dehnungsmessstreifen erfasst wurde. Anschließend stellt REITMAYER diese mit dem Referenzwert der Querstegabrisslast auf Einzelsteinebene gegenüber. Demnach ist festzustellen, dass sich auf Systemebene eine um 10 % geringere Versagenslast als auf Einzelsteinebene einstellt. In [Reitmayer et al. 2017] wird vermutet, dass die Traglastminderung durch Fugeneinflüsse sowie die reduzierte prüfbedingte Querdehnungsbehinderung hervorgerufen wird. Eine abschließende Bewertung hinsichtlich der Lastumlagerung und Aktivierung angrenzender Querschnittsbereiche erfolgt nicht.

2.1.5 Förster

Für die wirklichkeitsnahe Bestimmung der Tragfähigkeit unbewehrter, zweiachsig exzentrisch beanspruchter Druckglieder mit rechteckigem Querschnitt entwickelt [Förster 2018] ein nicht-lineares Berechnungsmodell sowie Bemessungsverfahren. Aufgrund der Komplexität in Bezug auf eine händische Herleitung der Querschnittstragfähigkeit für nichtlineares Werkstoffverhalten nach Abbildung 2.8 erfolgt die Ermittlung durch numerische Integration. Dabei verwendet [Förster 2018] numerische Optimierungsverfahren, mit welchen die Dehnungsverteilung iterativ derart angepasst wird, dass sich die gesuchten Schnittgrößen einstellen.

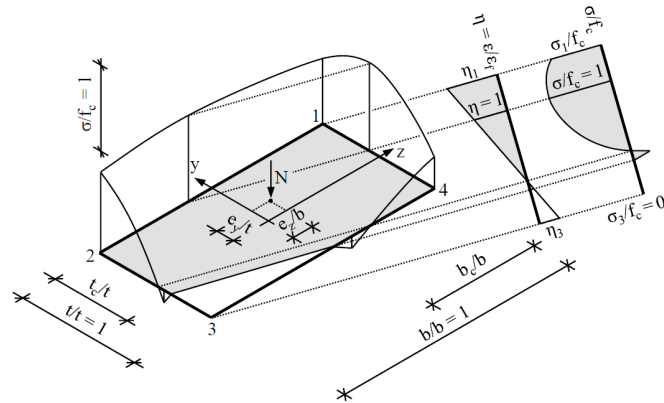


Abbildung 2.8: Nichtlineare Spannungs-Dehnungs-Verteilung auf Querschnittsebene im gerissenen Zustand unter Vernachlässigung der Biegezugfestigkeit – entnommen aus [Förster 2018]

In Hinblick auf die Querschnittstragfähigkeit erfolgt die Verifizierung des nichtlinearen Berechnungsmodells in [Förster 2018] durch experimentelle Untersuchungen. Für die Beanspruchungssituation einer zweiachsigen Biegung konzipiert FÖRSTER die in Abbildung 2.9 dargestellte Prüfvorrichtung. Durch die punktuelle Lasteinleitung und Auflagerung können beliebige Kombinationen der Exzentrizitäten in beide Richtungen untersucht werden.

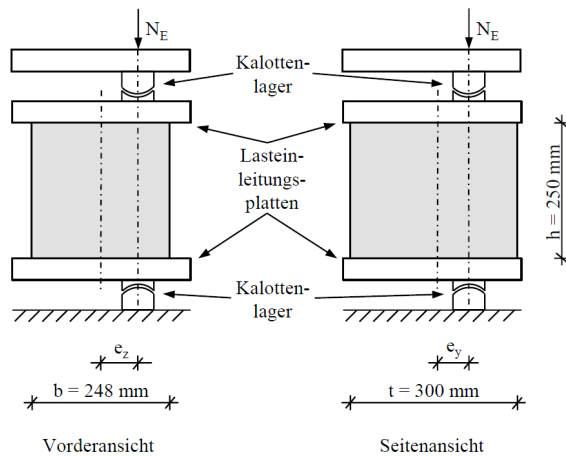
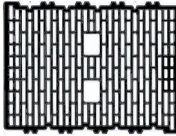



Abbildung 2.9: Darstellung des Versuchsaufbaus für zweiachsig exzentrische Druckversuche am Einzelstein – entnommen aus [Förster 2018]

Die Versuche führt [Förster 2018] an den in Tabelle 2.5 enthaltenen Planhochlochziegeln mit Großkammerlochung und Kleinlochung durch.

Tabelle 2.5: Lochbilder, mittlere experimentelle Steindruckfestigkeit f_{st} und geometrische Abmessungen der in [Förster 2018] untersuchten Planziegeltypen

Bezeichnung	Lochbild	Abmessungen			f_{st} [N/mm ²]
		l [mm]	b [mm]	h [mm]	
T10		248	300	250	9,3
T8 MW		248	300	250	8,4

Für die Großkammerziegel ist die Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse mit den theoretisch ermittelten Querschnittstragfähigkeiten exemplarisch in Abbildung 2.10 dargestellt. [Förster 2018] weist darauf hin, dass mit Ausnahme der Belastungssituation von $e_z/b = 1/6$ mit $e_y/t = 0,3$ fast alle gemessenen Tragfähigkeiten stets über der rechnerischen plastischen Tragfähigkeit liegen. Dies gilt insbesondere für die Belastungssituation einachsiger Biegung mit $e_z/b = 0$ und $e_y/t = 0,3$ (vgl. Abbildung 2.10). FÖRSTER begründet dies durch die positiv wirkende Diskontinuität der Mauersteine bedingt durch das Lochbild. Dieser Effekt wirkt umso deutlicher, je größer die Exzentrizität und das Lochbild bzw. die Kammern sind.

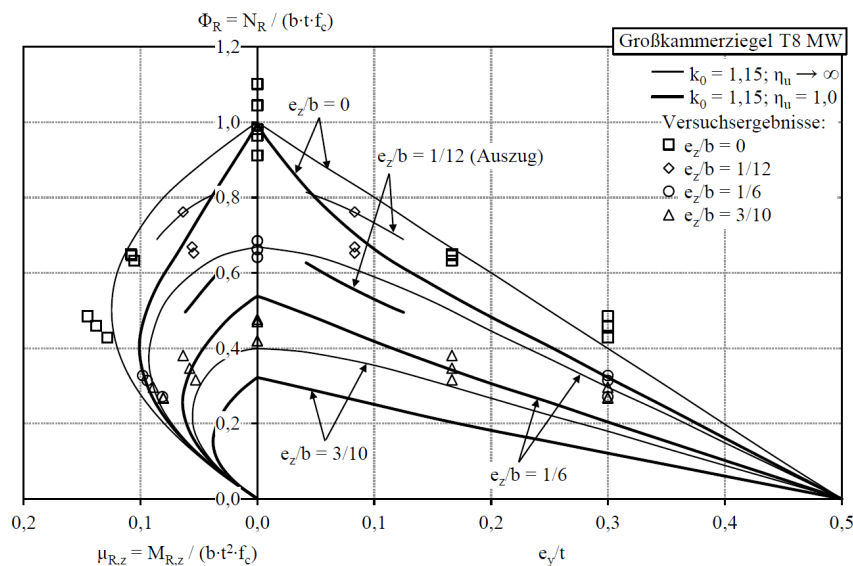


Abbildung 2.10: Vergleich der Versuchsergebnisse der Großkammerziegel mit den theoretisch ermittelten Querschnittstragfähigkeiten – entnommen aus [Förster 2018]

Darauf aufbauend entwickelt FÖRSTER ein Bemessungsverfahren, in welchem der traglastmindernde Einfluss bedingt durch die Exzentrizität effektiv durch die rechnerische Reduktion der Querschnittsabmessung berücksichtigt wird. Die Systemtragfähigkeit von zweiachsig exzentrisch beanspruchten Druckgliedern ergibt sich somit durch den kleineren Wert der reduzierten Tragfähigkeit Φ_R^{II} zu:

$$\Phi_{\text{R}}^{\text{II}} = \min \left\{ \begin{array}{l} \Phi_{\text{R,y}}^{\text{II}} \cdot \frac{b_{\text{red}}}{b} \\ \Phi_{\text{R,z}}^{\text{II}} \cdot \frac{t_{\text{red}}}{t} \quad \text{falls } \Psi^{\text{I}} = \frac{e_z^{\text{I}} \cdot t}{e_y^{\text{I}} \cdot b} > 1,0 \end{array} \right\} \quad (2.16)$$

Mit:

$$\frac{b_{\text{red}}}{b} = \left(1 - 2 \cdot \frac{e_z^{\text{I}}}{b} \right) \cdot (1 + \Omega \cdot \Psi_n^{\text{I}}) \quad (2.17)$$

$$\frac{t_{\text{red}}}{t} = \left(1 - 2 \cdot \frac{e_y^{\text{I}}}{b} \right) \cdot (1 + \Omega \cdot \Psi_n^{\text{I}}) \quad (2.18)$$

Die rechnerische Reduzierung erfolgt mit dem empirischen Korrekturfaktor Ω nach Gl. (2.19) in Kombination mit dem normierten Verhältnis der Exzentrizitäten Ψ_n^{I} nach Gl. (2.20). Der Korrekturfaktor erfasst dabei die Einflüsse des werkstoffabhängigen Last-Verformungsverhaltens in Abhängigkeit der ausmittigen Beanspruchung und kann die Systemtragfähigkeit um bis zu 7 % erhöhen bzw. 10 % verringern. Der größte Einfluss zeigt sich bei einem Verhältniswert der bezogenen Exzentrizitäten von $\Psi_n^{\text{I}} = 1$. Für die normative Nachweisführung wird in [Förster 2018] jedoch empfohlen, diesen vereinfachend zu vernachlässigen.

$$\Omega = 0,1 \cdot k_0 + 0,2 \cdot \eta_u - 0,4 \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 0,07 \\ 0,07 \cdot \left(\frac{e_y^{\text{I}}}{t} + \frac{e_z^{\text{I}}}{b} \right) \\ 0,05 \cdot \frac{\lambda_y}{\lambda_z} - 0,08 \end{array} \right\} \quad (2.19)$$


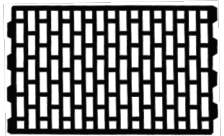

$$\Psi_n^{\text{I}} = \left\{ \begin{array}{l} \Psi^{\text{I}} = \frac{e_z^{\text{I}} \cdot t}{e_y^{\text{I}} \cdot b} \quad \text{für } \Psi^{\text{I}} \leq 1,0 \\ \frac{1}{\Psi^{\text{I}}} \quad \text{für } \Psi^{\text{I}} > 1,0 \end{array} \right\} \quad (2.20)$$

2.1.6 Stegmaier

In [Stegmaier 2020] wird das Tragverhalten von Planziegelmauerwerk unter zentrischer und doppelt-exzentrischer Beanspruchung untersucht mit dem Ziel, die Forschungserkenntnisse von [Manns et al. 1982] in Hinblick auf die Festigkeitsunterschiede der entsprechenden Beanspruchungssituationen zu überprüfen. Grundgedanke der doppelt-exzentrischen Druckversuche ist die Thematik des Außenwand-Decken-Knotens, wonach die aus der Deckenrotation resultierende stark außermittige Beanspruchung von Mauerwerkswänden abgedeckt werden soll.

Die experimentellen Untersuchungen führt [Stegmaier 2020] an den in Tabelle 2.6 aufgeführten Planziegeln durch.

Tabelle 2.6: Lochbilder, mittlere experimentelle Steindruckfestigkeit f_{st} und geometrische Abmessungen der in [Stegmaier 2020] untersuchten Planziegeltypen

Bezeichnung	Lochbild ^{a)}	Abmessungen			f_{st} [N/mm ²]
		l [mm]	b [mm]	h [mm]	
T18-24,0		370,7	235,2	249,6	10,8
PHLz B		373,7	242,2	249,2	10,2
TV10		246,6	363,6	249,1	11,8

^{a)} Das Lochbild des Planziegels T18-24,0 ist mit einer Steinbreite von 175 mm dargestellt.

Um auch den Einfluss des Lochbilds auf die Festigkeit zu berücksichtigen, wurden je Planziegeltyp und Beanspruchungssituation drei geschosshohe Wände mit einem Überbindemaß von $l_{ol} = 0,5$ und $0,4$ hergestellt. Die Versuchsdurchführung der zentrischen Wanddruckversuche erfolgte mittels einer konventionellen Prüfvorrichtung. Für die doppelt-exzentrischen Druckversuche wurde gemäß der Prüfvorgabe die Last am Wandkopf und -fuß mit einer entgegengerichteten bezogenen Lastausmitte von $e/t = 1/6$ eingeleitet (vgl. Abbildung 2.11).

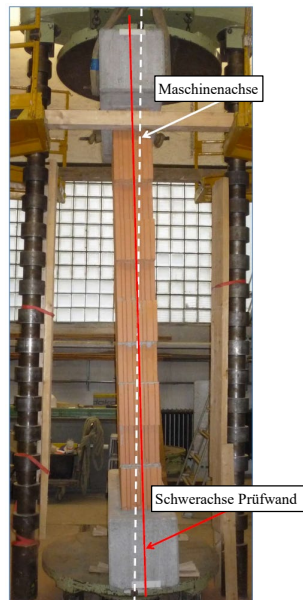


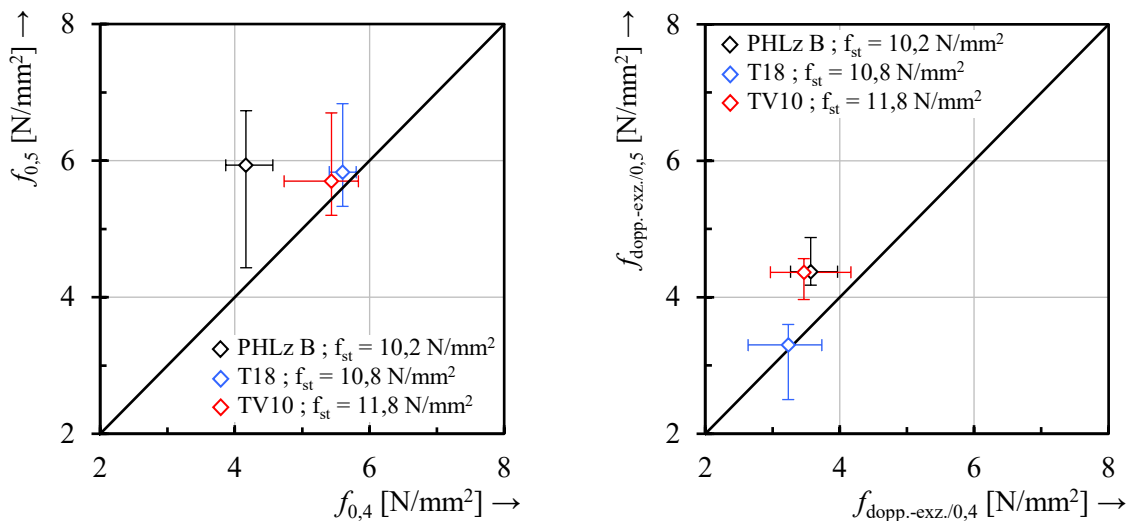
Abbildung 2.11: Ausrichtung eines doppelt-exzentrischen Druckversuchs in der Prüfvorrichtung mit Angabe der Last- und Systemachse – entnommen aus [Stegmaier 2020]

Für die Auswertung der Druckversuche bezieht *STEGMAIER* die jeweilige Bruchlast F auf die Bruttoquerschnittsfläche A des entsprechenden Wandprüfkörpers. In Tabelle 2.7 sind die Ergebnisse als Mittelwerte der zentrischen und doppelt-exzentrischen Druckversuche mit Angabe des Überbindemaßes enthalten.

Tabelle 2.7: Zusammenstellung der mittleren zentrischen \bar{f} und doppelt-exzentrischen $\bar{f}_{\text{dopp.exz.}}$ Druckfestigkeiten in $[\text{N}/\text{mm}^2]$ mit Angabe des Überbindemaßes als Index – Ergebnisse aus [Stegmaier 2020]

Prüfserie	$\bar{f}_{0,5}$	$\bar{f}_{0,4}$	$\bar{f}_{\text{dopp.exz./}0,5}$	$\bar{f}_{\text{dopp.exz./}0,4}$
T18-24,0	5,8	5,7	3,3	3,2
PHLz B	5,9	4,2	4,4	3,6
TV10	5,7	5,4	4,4	3,5

Die graphische Aufbereitung der Ergebnisse aus [Stegmaier 2020] erfolgt in Abbildung 2.12a für die zentrischen f und Abbildung 2.12b für die doppelt-exzentrischen $f_{\text{dopp.-exz.}}$ Druckversuche mit Darstellung der Streubreite. In Abbildung 2.12a fällt hinsichtlich der zentrischen Wandprüfkörper des Planziegeltyps TV10 auf, dass die mittlere Druckfestigkeit nur unwesentlich vom Überbindemaß beeinflusst wird. In [Stegmaier 2020] wird vermutet, dass dies evtl. auf die Versprünge der Querstege zurückzuführen ist, da diese sich sowohl bei einem Überbindemaß von $l_{ol} = 0,5$ als auch 0,4 nicht vollständig überdecken. Dennoch resultiert aus einem Überbindemaß von $l_{ol} = 0,5$ eine deutlich höhere Querstegüberdeckung, weshalb zusätzliche Effekte nicht auszuschließen sind. Darüber hinaus divergieren die Vermutung der Querstegüberdeckung von *STEGMAIER* und die Beobachtung, wonach sich bei zentrischer und doppelt-exzentrischer Beanspruchung deutlich unterschiedliche Verhältniswerte der Druckfestigkeiten von $f_{0,4} / f_{0,5} = 0,95$ bzw. $f_{\text{dopp.-exz./}0,4} / f_{\text{dopp.-exz./}0,5} = 0,80$ ergeben.



a) Ergebnisse der zentrischen Druckversuche f mit $l_{ol} = 0,5$ und $l_{ol} = 0,4$ b) Ergebnisse der doppelt-exzentrischen Druckversuche $f_{\text{dopp.-exz.}}$ mit $l_{ol} = 0,5$ und $l_{ol} = 0,4$

Abbildung 2.12: Gegenüberstellung der zentrischen f und doppelt-exzentrischen Druckversuche $f_{\text{dopp.-exz.}}$ auf Basis verschiedener Überbindemaße – Ergebnisse aus [Stegmaier 2020]

Des Weiteren ist in Abbildung 2.12a festzustellen, dass sich im Vergleich zur Prüfserie mit T18-Planziegeln der Einfluss des Überbindemaßes bei der Prüfserie PHLz B trotz des ähnlichen Lochbilds zum T18 deutlich ausgeprägter widerspiegelt. Zudem ergeben sich trotz vergleichbarer zentrischer Druckfestigkeiten $f_{0,5}$ der beiden Ziegeltypen erhebliche Unterschiede bezüglich der doppelt-exzentrischen Druckversuche bei gleichem Überbindemaß von $l_{ol} = 0,5$.

Auf das sehr geringe doppelt-exzentrische Bruchspannungsniveau des Planziegels T18 in Abbildung 2.12b wird in [Stegmaier 2020] hingewiesen, der Sachverhalt kann aber abschließend nicht geklärt werden.

In Abbildung 2.13a und Abbildung 2.13b sind die Ergebnisse beider Beanspruchungssituationen entsprechend dem Überbindemaß gegenübergestellt. Hier stellt sich unerwartet der Sachverhalt dar, dass sich im Mittel der doppelt-exzentrischen Versuche der Prüferserie PHLz B mit $l_{ol} = 0,5$ ein höheres Bruchlastenniveau einstellte als bei zentrischer Beanspruchung mit $l_{ol} = 0,4$ (vgl. Tabelle 2.7). Gleicher Sachverhalt zeigt sich auch bei der Darstellung der Streubreite in Abbildung 2.13a und Abbildung 2.13b bzw. der Gegenüberstellung einzelner Prüfkörper. Auf mögliche Ursachen wird in [Stegmaier 2020] nicht hingewiesen. Entsprechend den Untersuchungsergebnissen gibt STEGMAIER abschließend für jede Prüferserie einen prozentualen Verhältniswert der doppelt-exzentrischen zur zentrischen Festigkeit an, welche je nach Stegüberdeckung bedingt durch das Überbindemaß variiert.

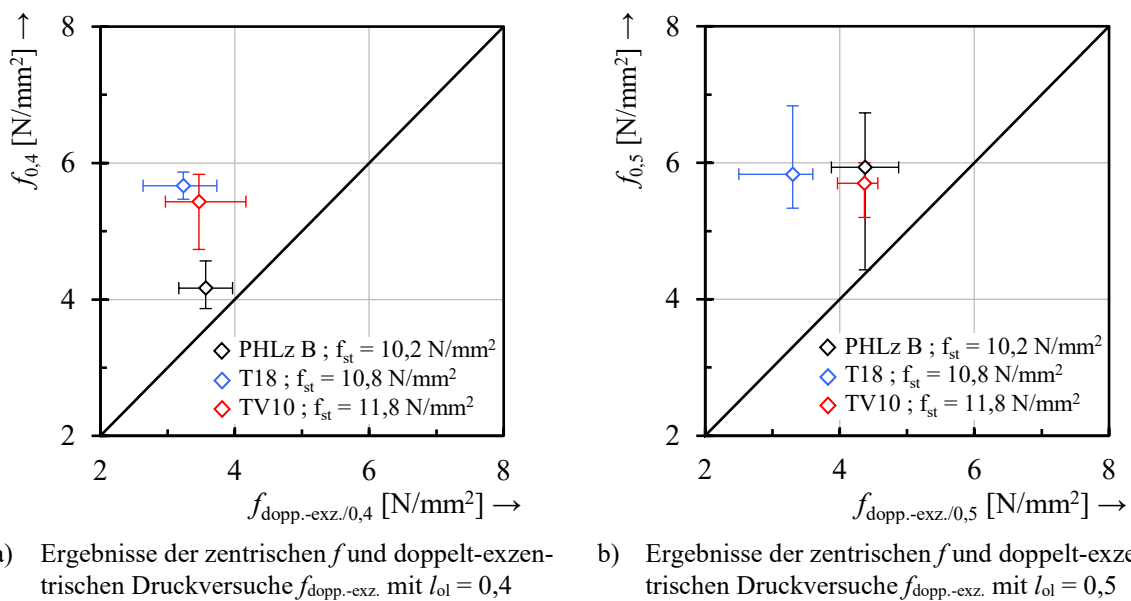
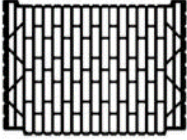
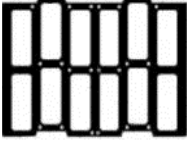


Abbildung 2.13: Gegenüberstellung der zentrischen f und zugehörigen doppel-exzentrischen Druckversuche $f_{\text{dopp.-exz.}}$ auf Basis gleicher Überbindemaße – Ergebnisse aus [Stegmaier 2020]

2.1.7 Schermer

Um die Besonderheiten der durch die teilaufgelagerte Decke induzierten Spannungszustände am Außenwand-Decken-Knoten auf Querschnittsebene zu quantifizieren, wurden in [Schermer et al. 2020] u. a. experimentelle Teilflächenbelastungen an Planhochlochziegeln in Anlehnung an [Reitmayer 2014] durchgeführt. Die Untersuchungen erfolgten im Zuge eines Forschungsprojekts in Kooperation mit dem Institut für Ziegelforschung Essen e. V. In Tabelle 2.8 sind die wesentlichen Angaben der untersuchten Planziegeltypen zusammengefasst.

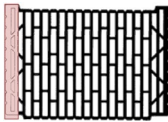
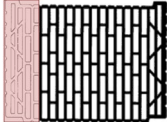
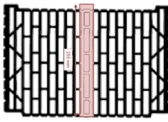
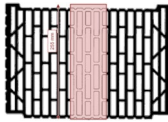
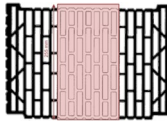
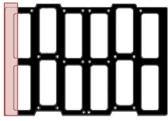
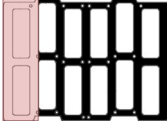
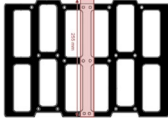
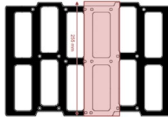
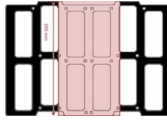
Tabelle 2.8: Lochbilder, mittlere experimentelle Steindruckfestigkeit f_{st} und geometrische Abmessungen der in [Schermer et al. 2020] untersuchten Planziegeltypen für die partiellen Teilflächenbelastungen

Bezeichnung	Lochbild	Abmessungen			f_{st} [N/mm ²]
		l [mm]	b [mm]	h [mm]	
PHLz-Kl		240	361	249	17,1
PHLz-Gk		245	362	249	8,7

Um neben der örtlich begrenzten Beanspruchung auch die Lastumlagerung zu erfassen, erfolgte die partielle Teilflächenbeanspruchung in [Schermer et al. 2020] anders als in [Reitmayer 2014] nur einseitig. Demnach wurde auf der Auflagerseite des Planziegels eine dünne Gipsausgleichsschicht aufgetragen sowie im Bereich der Lasteinleitung eine 10 mm dicke Mörtelschicht. Auf diese Weise soll im Versuch durch die vollflächige Auflagerung die Aktivierung der an die belastete Teilfläche angrenzenden Längs- und Querstege berücksichtigt werden. Darüber hinaus erfolgte die Anordnung der partiellen Belastungsfläche für die Beanspruchungssituation am Wandkopf entsprechend am Querschnittsrand sowie für die un stetige Spannungsverteilung am Wandfuß in Steinmitte. In Tabelle 2.9 sind die in [Schermer et al. 2020] durchgeführten Teilflächenversuche mit Angabe der mittleren Bruchlast \bar{F} zusammengefasst.

Hinsichtlich der Teilflächenbelastungen am Planziegel mit Kleinlochung deutet die quantitative Gegenüberstellung der Prüferie Nr.1a und Nr.3a auf die gleichen Effekte wie in [Reitmayer 2014] hin. Demzufolge resultiert bei gleicher Belastungsfläche auf Querschnittsebene am Wandkopf durch die massiveren Außenlängsstege eine höhere Tragfähigkeit als am Wandfuß. Gleicher Sachverhalt ist auch bei Prüferie Nr.2a und Nr.4a festzustellen.

Tabelle 2.9: Zusammenfassung der experimentellen einseitigen Teilflächenbelastungen aus [Schermer et al. 2020] mit Angabe der mittleren Bruchlast \bar{F} in kN

einseitige Teilflächenbelastung am PHLz-Kl				
Nr.1a $\bar{F} = 118$ kN	Nr.2a $\bar{F} = 251$ kN	Nr.3a $\bar{F} = 96$ kN	Nr.4a $\bar{F} = 216$ kN	Nr.5a $\bar{F} = 370$ kN
				
einseitige Teilflächenbelastung am PHLz-Gk				
Nr.1b $\bar{F} = 88$ kN	Nr.2b $\bar{F} = 194$ kN	Nr.3b $\bar{F} = 103$ kN	Nr.4b $\bar{F} = 186$ kN	Nr.5b $\bar{F} = 275$ kN
				

Bei den Teilflächenbelastungen am Großkammerziegel der Prüferie Nr.1b und Nr.3b ist jedoch gegenüber den Ergebnissen in [Reitmayer 2014] ein gegenläufiger Effekt sichtbar. Grund hierfür ist die vollflächige Auflagerung, wodurch bei mittlerer Beanspruchung eine ausgeprägtere

Lastumlagerung als am Querschnittsrand möglich ist. Wird jedoch die Belastungsfläche wie bei Prüfsérie Nr.2b und Nr.4b sukzessive gesteigert, nimmt auch der Einfluss der am Querschnittsrand eingeschränkten Lastumlagerung ab.

Hinsichtlich der Steindruckfestigkeit stellen [Schermer et al. 2020] abschließend fest, dass die größte Reduktion bezogen auf die Bruttofläche bei partieller Teilflächenbelastung der untersuchten Planziegel mit Kleinlochung 30 % und bei den Großkammerziegeln 10 % beträgt. Allerdings weisen [Schermer et al. 2020] darauf hin, dass es auch die Thematik von der Entkopplung bzw. dem Abriss der Stege innerhalb des Ziegels als zusätzliches Kriterium zu beachten gilt. Durch die Versuche konnte jedoch festgestellt werden, dass dieses Kriterium durch konventionelle Messtechniken nicht ausreichend abbildbar ist. Die vorliegenden Messergebnisse an den Einzelsteinen lassen nach [Schermer et al. 2020] in Bezug auf die Beanspruchungssituation am Außenwand-Decken-Knoten keine abschließende Aussage zu.

2.2 Experimentelle Untersuchungen am Außenwand-Decken-Knoten

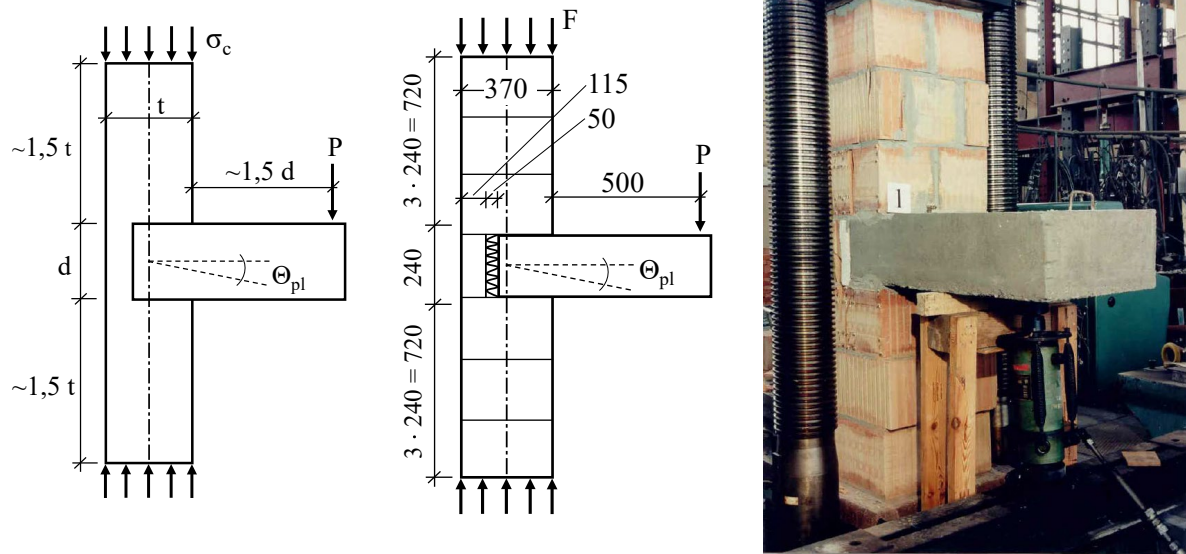
In Hinblick auf die Entwicklung einer eigenen Prüfvorrichtung wird der Fokus bei der Betrachtung der aufgeführten Forschungsarbeiten insbesondere auf die Darstellung der Konstruktion und technischen Umsetzung der Versuche am Außenwand-Decken-Knoten gelegt.

2.2.1 Lewicki

In Bezug auf die Interaktion zwischen Wandnormalkraft und Deckeneinspannmoment wird in [Lewicki et al. 2005] ein standardisiertes experimentelles Prüfverfahren vorgeschlagen, mit dem das nichtlineare Kontaktverhalten des Außenwand-Decken-Knotens erfasst werden soll. Das aus den Versuchen resultierende Ergebnis stellt die nichtlineare Moment-Rotations-Beziehung des Außenwand-Decken-Knotens dar.

Das Grundprinzip des Prüfverfahrens nach [Lewicki et al. 2005] stellt ein reduzierter Außenwand-Decken-Knoten nach Abbildung 2.14a und Abbildung 2.14b dar, wonach die Außenwände durch zwei Dreistein-Prüfkörper mit einer Länge von jeweils zwei Steinreihen abgebildet werden. Die bauliche Ausbildung der dazwischenliegenden teilaufgelagerten Decke wird durch eine auskragende Stahlbetonkonsole simuliert. Die Lasteinleitung erfolgt vollflächig und zentrisch zur Wandachse des Bruttoquerschnitts. Die Auflagerung des unteren Dreistein-Prüfkörpers erfolgt ebenfalls vollflächig über die gesamte Querschnittsbreite.

In Abbildung 2.14b und Abbildung 2.14c sind die Abmessungen zur Versuchsdurchführung sowie exemplarisch der untersuchte Außenwand-Decken-Knoten aus Porotherm-Hochlochziegeln von [Lewicki et al. 2005] dargestellt. Während des Versuchs wurde neben den entsprechenden Lasten auch die Konsolrotation dokumentiert.



a) Schematischer Versuchsaufbau b) Prüfkörper mit Porotherm-Hochlochziegeln in [mm] c) Prüfkörper mit Porotherm-Hochlochziegeln in Prüfvorrichtung

Abbildung 2.14: Versuchsanordnung zur experimentellen Untersuchung des Außenwand-Decken-Knotens – a) und b) in Anlehnung an und c) entnommen aus [Lewicki et al. 2005]

Die Lastaufbringung erfolgt nach dem vorgeschlagenem Prüfverfahren von *LEWICKI* in drei Schritten:

1. Zunächst wird ein Auflastniveau von $\sigma_c \approx 0,25 \text{ N/mm}^2$ aufgebracht.
2. Anschließend erfolgt die Einleitung der Konsolkraft P bis zum Erreichen des Bemessungswerts des Einspannmoments.
3. Danach wird bis zum Erreichen der Bruchlast die Wandnormalkraft sukzessive erhöht. Das Konsolmoment bzw. die Konsolkraft ist während Lastschritt 3 konstant zu halten.

Anschließend kann auf Grundlage der experimentellen Moment-Rotations-Beziehung (M - Θ -Beziehung) das auf den Knoten übertragene Moment rückgerechnet werden. Hierfür werden nach *Abbildung 2.15* die experimentelle M - $(\Theta_{pl})_W$ -Beziehung des Außenwand-Decken-Knotens sowie die theoretische M - $(\Theta_{pl})_S$ -Beziehung der Decke gegenübergestellt. Für die Ermittlung der M - $(\Theta_{pl})_S$ -Beziehung der Decke legt *LEWICKI* vereinfachend ein linear-elastisches Materialverhalten zugrunde.

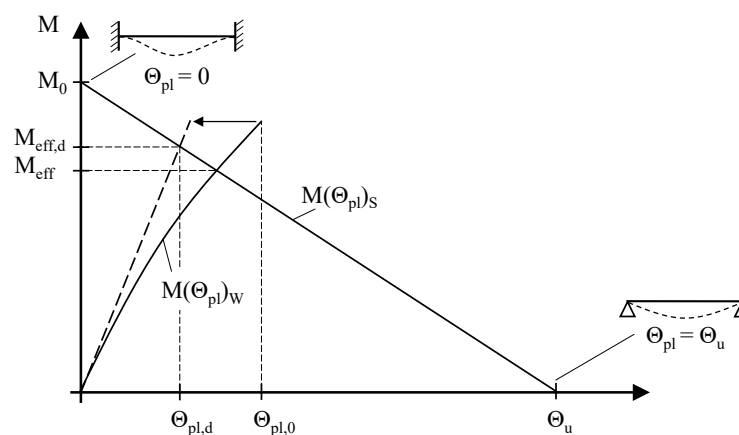


Abbildung 2.15: Vorgehensweise nach [Lewicki et al. 2005] zur Ermittlung des im Außenwand-Decken-Knoten übertragenen Einspannmoments $M_{eff,d}$ auf Basis experimenteller Untersuchungen

Der sich auf diese Weise ergebende Schnittpunkt beider Moment-Rotations-Beziehungen markiert das auf den Knoten übertragene Deckeneinspannmoment M_{eff} . Anschließend wird in [Lewicki et al. 2005] nach Gl. (2.21) der daraus resultierende Verhältniswert ermittelt, welcher auch als Abminderungsfaktor der Knotensteifigkeit interpretiert werden kann.

$$\eta_M = \frac{M_{\text{eff}}}{M_0} \quad (2.21)$$

Aus Sicherheitsgründen empfiehlt LEWICKI, den Abminderungsfaktor mit der linearisierten $M-(\Theta_{\text{pl}})_W$ -Beziehung bzw. mit $M_{\text{eff,d}}$ zu bestimmen. In Abbildung 2.16a und Abbildung 2.16b sind hierzu exemplarisch die experimentellen $M-(\Theta_{\text{pl}})_W$ -Beziehungen sowie die entsprechende Versuchsauswertung aus [Lewicki et al. 2005] dargestellt. Für die untersuchten Porotherm-Hochlochziegel quantifiziert LEWICKI einen Abminderungsfaktor der Knotensteifigkeit $\eta_M = 0,74$. Abschließend wird in [Lewicki et al. 2005] jedoch darauf hingewiesen, dass weitere Untersuchungen mit Variation der Außenwand-Decken-Knotenausbildung erforderlich sind, um das nichtlineare Knotenverhalten umfassend zu charakterisieren.

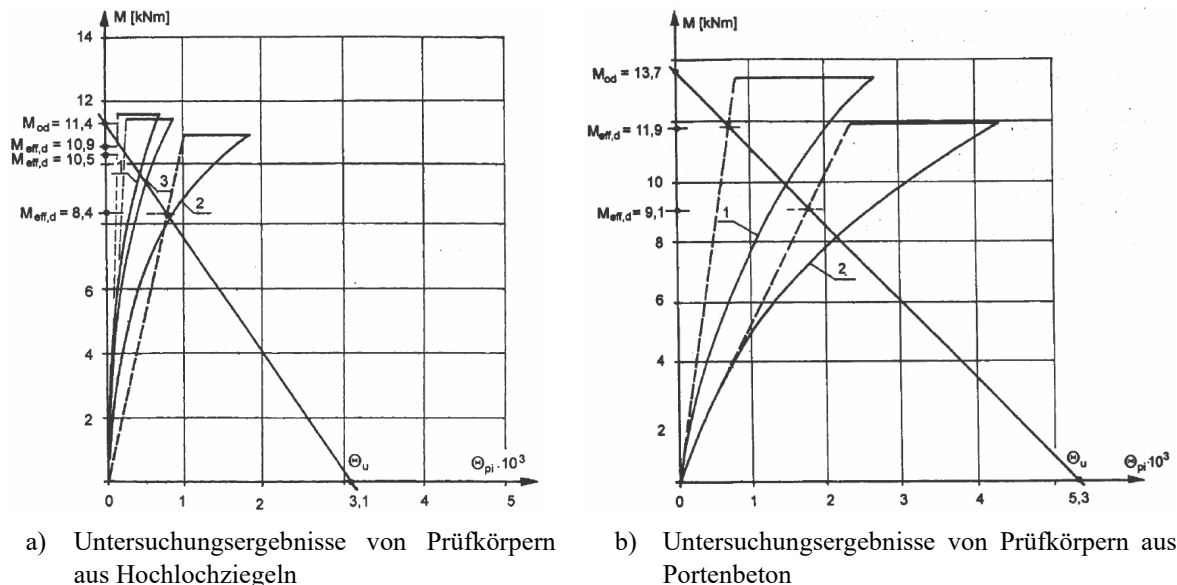


Abbildung 2.16: Experimentelle $M-(\Theta_{\text{pl}})_W$ -Beziehungen inkl. Versuchsauswertung des linearisierten Deckeneinspannmoments $M_{\text{eff,d}}$ – entnommen aus [Lewicki et al. 2005]

2.2.2 Baier und Jäger

In [Jäger et al. 2005a], [Jäger et al. 2005b], [Baier 2007a], [Baier 2007b] und [Jäger et al. 2007] berichten JÄGER und BAIER über die im Maßstab 1:1 durchgeführten experimentellen Untersuchungen an verschiedenen Außenwand-Decken-Knotensystemen mit teilaufgelagerter Decke. Das wesentliche Ziel stellte dabei die Bestimmung der Momentenverteilung am Außenwand-Decken-Knoten sowie der Erkenntnisgewinn über die Größe und Auswirkung einzelner Einflussparameter auf die Momentenverteilung dar.

Die experimentellen Untersuchungen erfolgten an Kalksandstein-, Porenbeton- sowie an Ziegelmauerwerk. Der hierfür entwickelte Versuchsstand ist schematisch in Abbildung 2.17 dargestellt. Der Prüfaufbau wurde dabei so konzipiert, dass die beiden Außenwände jeweils als halbgeschosshohe Wand (1,25 m) ausgeführt werden können. Die Ausbildung des Außenwand-

Decken-Knotens erfolgte mit einer Auflagertiefe von $\sim t/2$ sowie mit einem Vormauerstein. Die bauliche Durchbildung der Decke wurde mit einer Biegeschlankheit von $l/d \approx 28$ bzw. einer Spannweite von $\sim 5,23$ m sowie einer Deckenstärke von 0,19 m ausgeführt. Weitere Angaben zur Ausbildung der Auflager sowie die Anordnung der Kraftaufnehmer können Abbildung 2.17 entnommen werden.

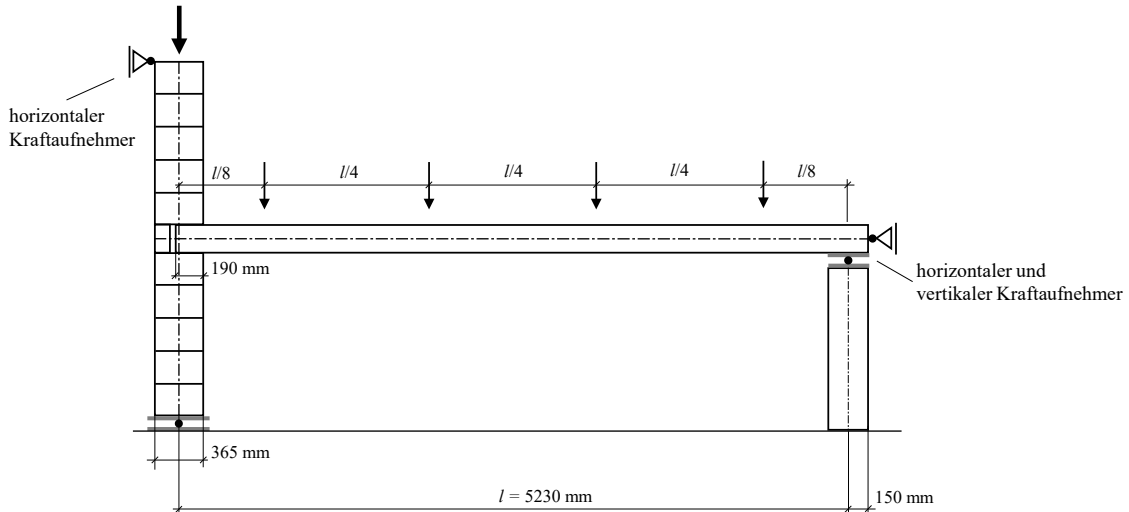


Abbildung 2.17: Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus von [Baier 2007a] zur experimentellen Untersuchung des Außenwand-Decken-Knotens

Für die experimentelle Schnittgrößenermittlung wurde zu Beginn des Versuchs eine Wandnormalkraft von 100 kN eingeleitet. Darauf folgend wurde sukzessive eine Deckenauflast von $8,0 \text{ kN/m}^2$ aufgebracht. Nach anschließender Entlastung der Deckenauflast wurde das gleiche Lastprogramm für eine Wandnormalkraft von 50 kN sowie 10 kN durchgeführt.

In Hinblick auf die daraus resultierenden Knotenmomente stellt [Baier 2007a] den gegenläufigen Effekt fest, wonach mit abnehmendem Auflastniveau die Einspannwirkung und somit die Knotenmomente abnehmen, zugleich aber die bezogene Lastausmitte e/t zunimmt. Darüber hinaus weichen die experimentellen Knotenmomente deutlich von der Betrachtung eines vereinfachten Rahmensystems nach [DIN EN 1996-1-1/NA:2019-12] Anhang C.3 mit biegesteifer Knotenverbindung ab. In Abbildung 2.18 sind hierzu die aufbereiteten Ergebnisse des Außenwand-Decken-Knotens aus [Baier 2007a] dargestellt. Die Biegemomente beziehen sich jedoch nicht entsprechend der aktuellen normativen Betrachtung auf die rechnerische Systemachse bei $a/2$, sondern auf den Bruttoquerschnitt bei $t/2$.

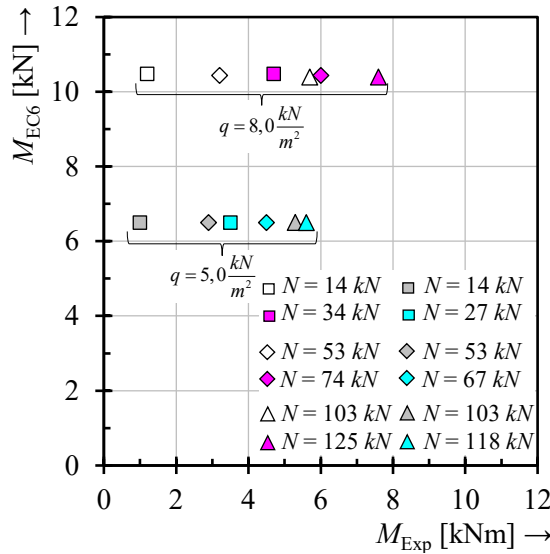


Abbildung 2.18: Gegenüberstellung der experimentell M_{Exp} bestimmten und auf Basis einer biegesteifen Knotenverbindung M_{EC6} berechneten Biegemomente aus [Baier 2007a]

Angesichts der Feststellung von [Jäger et al. 2005a], woraufhin die mit dem theoretischen Modell nach [DIN EN 1996-1-1/NA:2019-12] Anhang C.3 berechneten Biegemomente nur unzureichend die im Experiment nachgebildeten realitätsnäheren Verhältnisse widerspiegeln, erfolgen in [Baier 2007a] neben numerischen vor allem auch analytische Untersuchungen. Das Ergebnis zur realitätsnäheren Ermittlung der Knotenmomente stellt eine Ergänzung des normativen Ansatzes um ein Federgelenk dar. Dabei werden nach Abbildung 2.19 die Stiele durch entsprechende Drehfedern an den Deckenknotten bzw. Riegeln angeschlossen.

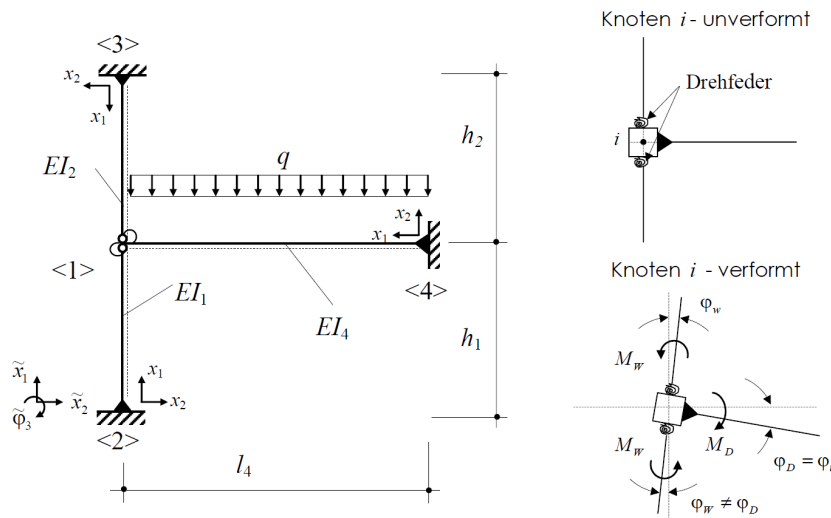


Abbildung 2.19: Statisches System für einen Außenwand-Decken-Knoten mit Federgelenken im Knotenbereich – entnommen aus [Jäger et al. 2007]

Die hierfür erforderliche Rotationssteifigkeit der Federn wird nach [Jäger et al. 2005b] und [Baier 2007a] über das Verhältnis des in die Wand übertragenen Moments M_w zum dabei entstehenden Differenzdrehwinkel $\Delta\varphi$ zwischen Wand und Decke definiert. Die hierfür erforderliche konstitutive Beziehung kann aus den experimentellen oder numerischen Untersuchungen abgeleitet werden. Für die weiterführende Berechnung schlagen JÄGER und BAIER eine bilineare Approximation entsprechend Abbildung 2.20 vor.

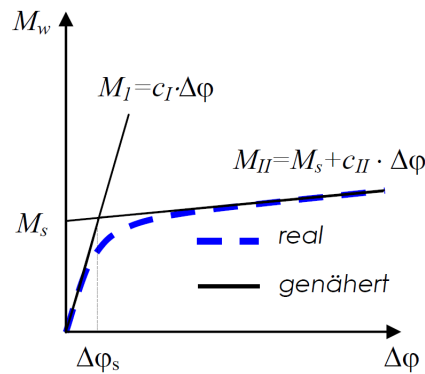


Abbildung 2.20: Qualitative Darstellung der konstitutiven Beziehung der semi-starren Verbindung (M - $\Delta\varphi$ -Beziehung) – entnommen aus [Jäger et al. 2007])

Die Ermittlung des Knotenmoments erfolgt anschließend mit dem sog. Drehwinkelverfahren nach [Petersen 1982] auf Basis des in Abbildung 2.19 dargestellten Systems. Hierfür wird in [Baier 2007a] die sich für den Außenwand-Decken-Knoten ergebende mathematische Formulierung nach Gl. (2.22) hergeleitet. Unter Annahme einer vollen Einspannung (Federnachgiebigkeit von Null) vereinfacht sich Gl. (2.22) und entspricht der normativen Vorgehensweise einer ideal biegesteifen Knotenverbindung nach [DIN EN 1996-1-1/NA:2019-12] Anhang C.3.

$$M_1 = \frac{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1} \cdot f_1}{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1} \cdot f_1 + \frac{n_2 E_2 I_2}{h_2} \cdot f_2 + \frac{n_3 E_3 I_3}{l_3} \cdot f_3} \cdot \left[\frac{q_3 \cdot l_3^2}{4(n_3 - 1)} \right] \quad (2.22)$$

Mit:

$$f_i = \frac{1}{1 + \frac{n \delta E_i I_i}{l_i}} \quad (2.23)$$

$$\delta = \frac{1}{c} = \frac{dM(\Delta\varphi)}{d(\Delta\varphi)} = \frac{1}{c(\Delta\varphi)} \quad (2.24)$$

Allerdings weist [Baier 2007a] auf die Problemstellung hin, dass die nichtlineare Abhängigkeit des Wandmoments vom Drehwinkel des Knotens nicht explizit lösbar ist. Die unbekannt konstitutive Beziehung nach Abbildung 2.20 muss entweder experimentell oder mittels geeigneter numerischer Methoden ermittelt werden.

In Hinblick auf die praktische Anwendung der theoretischen Lösung erfolgt in [Baier 2007a] die numerische Berechnung der M - $\Delta\varphi$ -Beziehungen für unterschiedliche Auflastniveaus. In Tabelle 2.10 sind die sich für Ziegelmauerwerk ergebenden konstitutiven Beziehungen der von *BAIER* durchgeführten Parameterstudie zusammengefasst.

Tabelle 2.10: Konstitutive Beziehungen für verschiedene Auflasten aus [Baier 2007a]

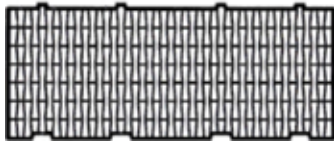
Auflast N_o [kN]	Deckenbelastung p [kN/m ²]	Moment Wandfuß M [kNm]	Moment Wandkopf M [kNm]
10	$0 \leq p \leq 11$	$M = 0,064$	$M = 845 \cdot \Delta\varphi + 2,79$
50	$0 \leq p \leq 11$	$M = 127 \cdot \Delta\varphi - 1,02$	$M = 1106 \cdot \Delta\varphi + 9,70$
100	$0 \leq p \leq 11$	$M = 1586 \cdot \Delta\varphi - 5,47$	$M = 4019 \cdot \Delta\varphi + 13,17$
	$p > 2$	$M = 359 \cdot \Delta\varphi - 2,92$	$M = 1752 \cdot \Delta\varphi + 16,64$

Da für die Aufstellung der numerischen M - $\Delta\varphi$ -Beziehungen sowohl das Biegemoment und die Lastexzentrizität als Ergebnis vorliegen, scheint es für [Baier 2007a] zweckmäßiger, diese direkt als Ergebnis der FEM-Analyse auszugeben und auf die Ermittlung verschiedener M - $\Delta\varphi$ -Beziehungen zu verzichten. Aus diesem Grund führt *BAIER* am FE-Modell des Außenwand-Decken-Knotens mit linear-elastischen Materialeigenschaften von Beton und Mauerwerk eine umfangreiche Parameterstudie durch. Die diskontinuumsmechanische Modellierung der Lagerfugen erfolgte analog zur Verifikationsrechnung durch reibungsbehaftete Kontaktelemente. Als Eingangsgrößen variiert *BAIER* neben Belastung, Wanddicke, Deckenspannweite, Elastizitätsmodulen und Deckenaufлагertiefe die Auflagerbedingungen. Das Ergebnis stellt eine Vielzahl von Tabellen dar, welche die aus den Berechnungen resultierenden Lastexzentrizitäten bezogen auf die Bruttoquerschnittsachse $t/2$ enthalten.

2.2.3 Jäger

Im Zuge der Weiterentwicklung des in Tabelle 2.11 enthaltenen Mauersteins zu einem passiv-haustauglichen Bausystem wurden in [Jäger et al. 2013] neben numerischen auch experimentelle Untersuchungen am Außenwand-Decken-Knoten durchgeführt. Die Tastversuche wurden zur qualitativen Analyse des Versagensvorgangs sowie zur Abschätzung des optimierten Außenwand-Decken-Knotens mit Vormauerstein unter wirklichkeitsnahen Belastungsszenarien herangezogen.

Tabelle 2.11: Lochbild, mittlere experimentelle Steindruckfestigkeit f_{st} , Mittelwert der zentrischen Dreisteindruckfestigkeit f_m und geometrische Abmessungen des in [Jäger et al. 2013] untersuchten Planziegels

Bezeichnung	Lochbild	Abmessungen			f_{st} [N/mm ²]	f_m [N/mm ²]
		l [mm]	b [mm]	h [mm]		
Ederplan XP 8		200	490	199	8,05	5,44

Für die experimentellen Versuche wurde analog zu [Lewicki et al. 2005] nach Abbildung 2.21 ein reduzierter Versuchsaufbau konzipiert. Der Prüfkörper besteht aus einer auskragenden, 23 cm dicken Stahlbetonplatte als Deckenebene sowie einem darüber und darunter befindlichen Mauerwerksverband aus zwei Steinschichten. Die Auflagertiefe der Stahlbetonplatte betrug bei beiden Prüfkörpern 15 cm. Die Ausbildung des vom Außenwand-Decken-Knoten abseitigen Deckenaufлагers erfolgte durch eine vertikal verschiebliche Hydraulikvorrichtung. Ziel des verschieblichen Vertikalaufлагers ist die kontrollierte Absenkung, welche die Deckendurchbiegung und somit die Rotation des Außenwand-Decken-Knotens simulieren soll. Den hierfür

erforderlichen Zusammenhang zwischen Wand-/Deckenauflast und Deckenneigung leitete [Jäger et al. 2013] aus numerischen Voruntersuchungen auf Grundlage eines vereinfachten 2D-Mikromodells ab.

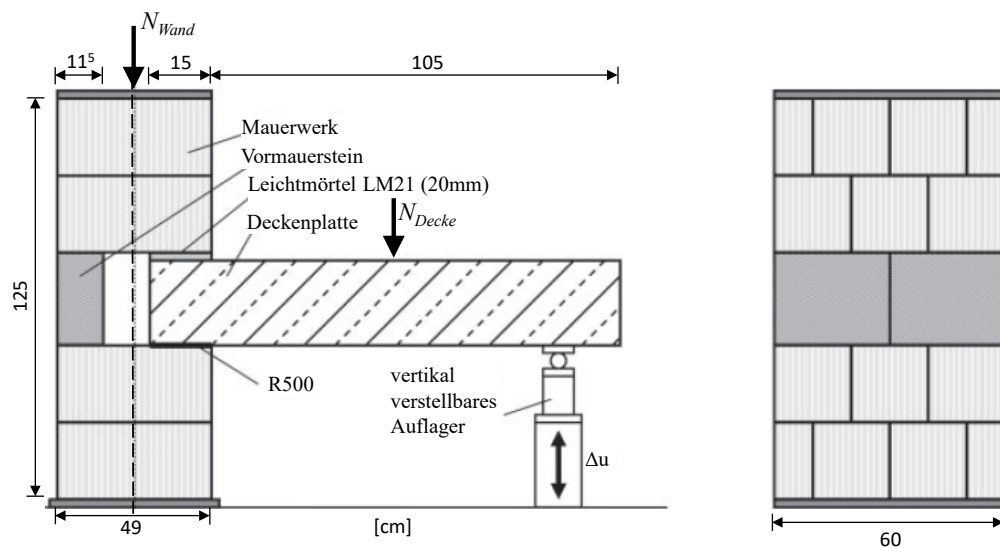


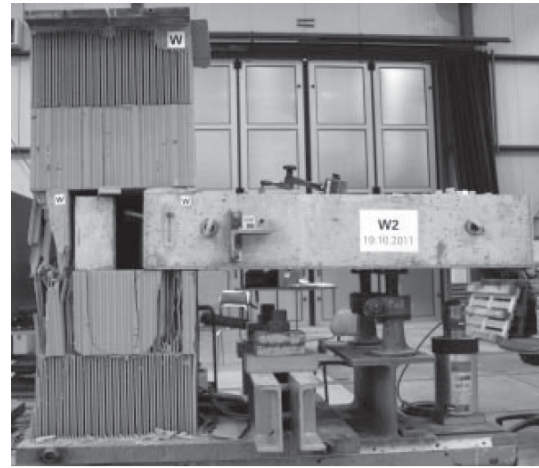
Abbildung 2.21: Schematischer Versuchsaufbau der experimentellen Untersuchungen am Außenwand-Decken-Knoten in [Jäger et al. 2013]

Anschließend wurde während des Versuchs der Neigungswinkel mittels des verstellbaren Vertikallagers an die entsprechende Lastkombination angepasst. Die eingeleitete Deckenauflast N_{Decke} wurde dabei so justiert, dass diese die äquivalente numerisch ermittelte Deckenauflagerkraft am Außenwand-Decken-Knoten erzeugt. Die Einleitung der zugehörigen Wandauflast N_{Wand} erfolgte zentrisch zur Systemachse des Bruttoquerschnitts.

Als maßgebendes Versagenskriterium beider Versuche stellt JÄGER bedingt durch den Vormauerstein ein Querzugversagen am Wandkopf unterhalb des Vormauersteins fest. Dies korreliert auch mit den numerischen Voruntersuchungen, wonach mit zunehmendem Auflastniveau der Vormauerstein annähernd die Hälfte der Gesamtlast abträgt. Bedingt durch diese Lastspreizung war auch eine Zunahme der lokalen Querzugbeanspruchung festzustellen, welche sich unmittelbar in der ersten Steinlage des Wandkopf- und -fuß ausbildete. Experimentell stellte sich zudem kurz vor Erreichen der Bruchlast unterhalb des Deckenauflegers am Wandkopf eine zunehmende Rissbildung ein. Nach [Jäger et al. 2013] führte die damit einhergehende Lastumlagerung bzw. zunehmende Druckbeanspruchung des Vormauersteins zur Überschreitung der Querzugfestigkeit und letztlich zum Versagen. In Abbildung 2.22a und Abbildung 2.22b ist das Versagensbild des Prüfkörpers W2 exemplarisch dargestellt.



a) Ausknicken der Außen- und Innenlängsstege infolge von Querkzugversagen



b) Prüfkörper W2 nach Versuchsdurchführung

Abbildung 2.22: Bruchbilder des Prüfkörpers W2 (mit Holzverkeilung im Auflagerzwischenraum zur temporären Sicherung) – entnommen aus [Jäger et al. 2013]

Abschließend schätzt *JÄGER* die Lastspreizung zwischen Vormauerstein und Deckenaufleger mittels applizierter Dehnungsmessstreifen am Vormauerstein ab. Demnach sind bis kurz vor Erreichen der Bruchlast die übertragenen Lastanteile annähernd gleich groß. Die daraus resultierende Lastausmitte befindet sich somit nahezu zentrisch zur Systemachse des Bruttoquerschnitts. Hinsichtlich der experimentell erreichten Tragfähigkeiten stellt *JÄGER* fest, dass diese über der in der entsprechenden Zulassung deklarierten Druckfestigkeit liegen.

Eine explizite Rückrechnung der sich in den Versuchen von [Jäger et al. 2013] ergebenden Knotenmomente am Wandkopf und -fuß erfolgt nicht. Darüber hinaus werden in [Jäger et al. 2013] keine Angaben bzgl. des exakten Lastprogramms sowie der experimentellen Moment-Deckenrotation gemacht, sodass eine nachträgliche Rückrechnung auf die Momentenverteilung nicht möglich ist.

2.2.4 Reitmayer

Ergänzend zu den in Abschnitt 2.1.4 aufgeführten Untersuchungen wurde in [Reitmayer 2014] zur Erfassung des wirklichkeitsnahen Trag- und Verformungsverhaltens des Außenwand-Decken-Knotens der in Abbildung 2.23 dargestellte Versuchsaufbau konzipiert. Darüber hinaus stellten auch der Erkenntnisgewinn hinsichtlich der Aktivierbarkeit des Vormauersteins am Lastabtrag sowie die Auflastabhängigkeit des Deckeneinspanngrades zentrale Punkte der experimentellen Untersuchung dar. Ähnlich wie in [Baier 2007a] erfolgte die Ausführung des Versuchs mit einer 20,5 cm dicken und einachsig gespannten Stahlbetondecke mit einer Stützweite von 5,81 m sowie einer Breite von 1,23 m. Gemäß den rechnerischen Voruntersuchungen bzgl. des Momentennullpunktes und ausgehend von einer lichten Geschosshöhe von 2,5 m wurde der oberhalb der Decke befindliche Wandabschnitt mit drei und der untere Wandabschnitt mit sieben Steinlagen ausgeführt. Die Wandlänge beider Wandabschnitte betrug 1,0 m. Die zentrische und vollflächige Lasteinleitung der Wandnormalkraft erfolgte mittels Hydraulikpressen am Wandfuß. Die vertikale Festhaltung am Wandkopf wurde ebenfalls vollflächig ausgebildet und über eine Rahmenkonstruktion rückverankert.

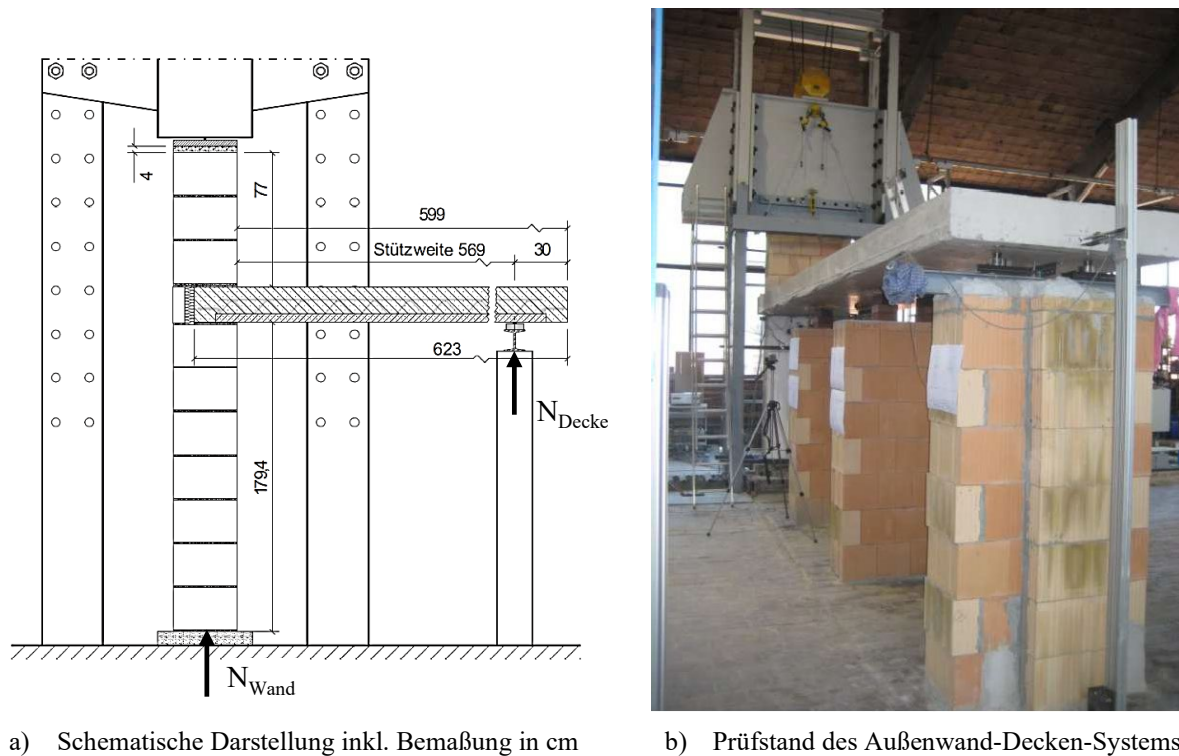


Abbildung 2.23: Versuchs- und Prüfstand zur experimentellen Untersuchung des Außenwand-Decken-Knotens – entnommen aus [Reitmayer 2014]

Die bauliche Durchbildung des Außenwand-Decken-Knotens erfolgte mit einer Auflagertiefe von $a/t = 2/3$ sowie mit einem Vormauerstein. Entsprechend der tatsächlichen Ausführung wurde eine Mörtelausgleichsschicht sowie eine Bitumenbahn R500 als Trennschicht verlegt. Das wandabseitige Deckenaufleger wurde als gelenkige Lagerung ausgeführt und trägt durch die Anordnung einer Gleitfolie nur Vertikalkräfte ab. Die vertikalen Deckenauflegerkräfte wurden während des Versuchs durch zwei Kraftaufnehmer aufgezeichnet. Um auch den Effekt des Deckeneigengewichts in der Versuchsdurchführung zu erfassen, wurde bis zu Beginn des Versuchs die Stahlbetondecke zusätzlich in den Drittelpunkten gestützt.

Hinsichtlich der Versuchsdurchführung erfolgte zunächst die Lasteinleitung einer vertikalen Vorlast. Anschließend wurde die temporäre Unterstüzung der Deckenplatte entfernt und somit das gesamte Deckeneigengewicht im Versuchsaufbau aktiviert. Nach Aufbringung einer flächig verteilten Deckenauflast erfolgte bis zum Bruchzustand die sukzessive Steigerung der Wandnormalkraft. Die auftretenden Verformungen wurden zeitsynchron zur aufgebrachten Last mittels zahlreichen induktiven Wegaufnehmern dokumentiert.

Die Abhängigkeit des Deckeneinspanngrades von der Wandauflast zeigt [Reitmayer 2014] durch den in Abbildung 2.24 dargestellten Verlauf der aufgezeichneten Deckenauflegerkraft N_{Decke} auf. Demnach ist bei geringen Auflastniveaus zwischen 8 und 20 % der zentrischen Mauerwerksdruckfestigkeit bzw. Lastfallnummer 0 und 4 der Einfluss der Wandnormalkraft auf die Einspannwirkung am ausgeprägtesten. Anschließend nimmt bis zu einem Auflastniveau von 46 % (Lastfallnummer 10) der Deckeneinspanngrad nur geringfügig zu. Die darauffolgende Abnahme der Auflast und somit auch des Einspanngrades der Deckenplatte begründet REITMAYER durch die zunehmende Rissbildung und der damit einhergehenden Steifigkeitsreduktion. Dieser Zusammenhang korreliert auch mit der in [Reitmayer 2014] aufgezeichneten Deckendurchbiegung, wonach mit Zunahme der Wandnormalkraft eine Abnahme der Vertikalverformungen der Decke festzustellen ist.

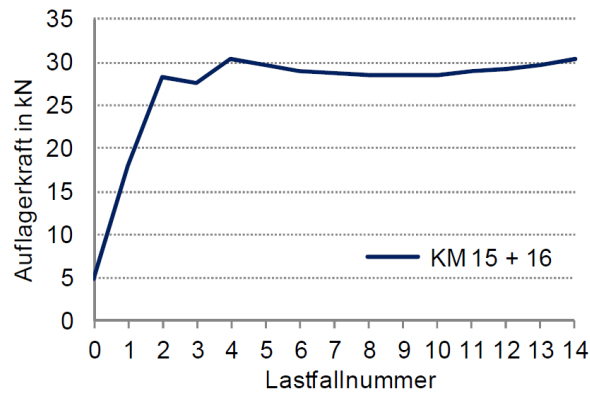


Abbildung 2.24: Verlauf der aufgezeichneten vertikalen Deckenauflegerkraft N_{Decke} in Abhängigkeit der Lastfallnummer – entnommen aus [Reitmayer 2014]

Das Versagen des Außenwand-Decken-Knotens stellte sich bei einem Auflastniveau von 67 % der zentrischen Mauerwerksdruckfestigkeit ein. Vor Erreichen des Bruchzustandes konnte eine zunehmende Rissbildung im Knotenbereich festgestellt werden. Der anschließende Bruch zeichnete sich durch eine anwachsende Rissbildung und ein letztlisches Abscheren der belasteten zur unbelasteten Querschnittszone im Wandfußbereich aus.

Auf den Versuchen aufbauend führt REITMAYER für praxisrelevante Material-Geometrie-Lastkombinationen eine numerische Parameterstudie durch. Das Ziel stellte dabei die Ermittlung der Tragwiderstände sowie maßgebenden Versagensstellen von monolithischen Ziegelaußenwänden mit teilaufgelagerter Decke entsprechend mit und ohne Vormauerstein dar. Im Fall der Ausführungsvariante ohne Vormauerstein zeigt die Analyse in [Reitmayer 2014], dass die Tragfähigkeit der Mauerwerkswände maßgebend durch die Nachweisstelle am Wandfuß determiniert wird. Insbesondere bei geringen Auflastniveaus tritt infolge der Deckenrotation ein deutliches Klaffen der Kontaktzone zwischen Decke und Wandfuß auf. Aufgrund der daraus resultierenden Abweichungen gegenüber den normativen Verfahren gemäß [DIN EN 1996-1-1/NA:2019-12] Anhang C.3 wird von [Reitmayer 2014] die entsprechende Schnittgrößenermittlung auf Basis eines vereinfachten Rahmensystems nicht empfohlen.

Darauf aufbauend entwickelte REITMAYER mit Gl. (2.25) einen rechnerischen Ansatz für die Ermittlung des Abminderungsfaktors Φ . Dieser gilt für den Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit von überwiegend vertikal beanspruchte monolithische Ziegelaußwände bei Teilauflagerung der Deckenplatte sowie für die Ausführungsvariante mit und ohne Vormauerstein.

$$\Phi = \frac{a}{t} \cdot \left[\frac{1}{3} \cdot \left(\frac{2,5}{h} \right)^{0,7} + \left(0,25 + 15 \cdot \frac{t_v}{a} \right) \cdot \left(\frac{8 \cdot a^2 \cdot f_d \cdot (n-1)}{9 \cdot q_d \cdot l_f^2} - 0,5 \right) \right] \begin{matrix} \geq \frac{a}{3 \cdot t} \left(\frac{2,5}{h} \right)^{0,7} \\ \leq 0,9 \cdot \frac{a + t_v}{t} \end{matrix} \quad (2.25)$$

Mit:

- t_v Dicke des Vormauersteins in m
- a Auflagertiefe in m
- t Wanddicke in m
- h lichte Wandhöhe in m

Mit dem rechnerischen Verhältniswert nach Gl. (2.26) berücksichtigt *REITMAYER* in Berechnung des Abminderungsfaktors Φ die mit Steigerung der Wandauflast zunehmende lastabtragende Stegfläche. Auf diese Weise wird die Schnittgrößenermittlung in die Ermittlung des Abminderungsfaktors inkludiert.

$$\frac{\frac{1}{3} \cdot \frac{a}{t} \cdot f_d \cdot t \cdot \frac{2}{3} \cdot a}{\frac{q_d \cdot l_f^2}{4 \cdot (n-1)}} = \frac{8 \cdot a^2 \cdot f_d \cdot (n-1)}{9 \cdot q_d \cdot l_f^2} \quad (2.26)$$

Dabei werden nach Abbildung 2.25 das unter Ansatz eines Spannungsblocks angenäherte minimale Deckeneinspannmoment und das theoretische linear-elastische Volleinspannmoment ins Verhältnis gesetzt. Eine weiterführende Analyse bezüglich der sich einstellenden Knotenmomente erfolgt in [Reitmayer 2014] allerdings nicht.

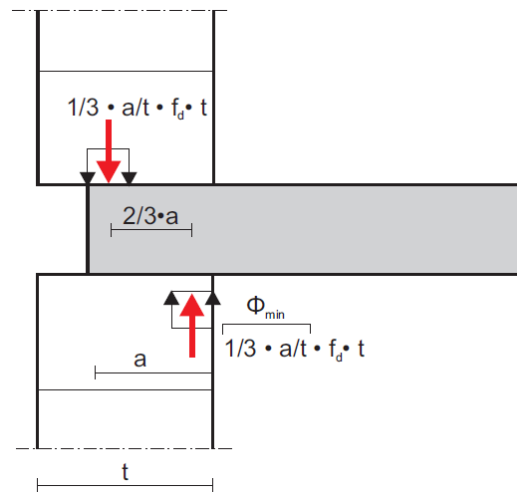


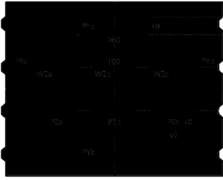

Abbildung 2.25: Minimal aufnehmbares Deckeneinspannmoment auf Basis eines starr-plastischen Spannungsblocks und einer Wandhöhe von 2,5 m – entnommen aus [Reitmayer 2014]

Durch abschließende Vergleichsberechnungen bestätigt *REITMAYER* die Anwendbarkeit der entwickelten Näherungslösung, da insbesondere in der Bemessung die vorhandenen Tragreserven durch die Einbeziehung des Vormauersteins in Rechnung gestellt werden können.

2.2.5 Reichel

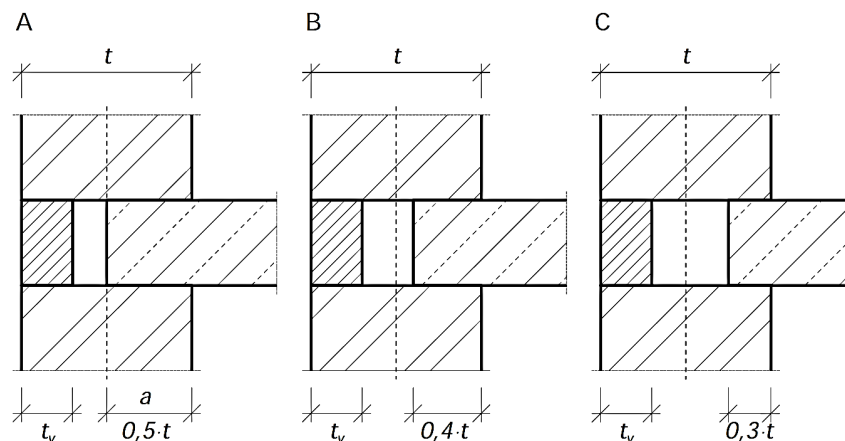
In Hinblick auf die energetische und mechanische Optimierung des Außenwand-Decken-Knotens erfolgten in [Jäger et al. 2015b] und [Reichel 2017] sowohl numerische, experimentelle als auch ingenieurmäßige Untersuchungen. Im Zuge der experimentellen Analyse sollten gegenüber den normativen Vorgaben primär die Auswirkungen reduzierter Deckenauflageriefen auf die Standsicherheit erfasst werden. Darüber hinaus soll in den Versuchen auch die Mitwirkung des Vormauersteins am Lastabtrag quantifiziert sowie ein entsprechender Bemessungsansatz entwickelt werden. Die in den Untersuchungen von [Jäger et al. 2015b] und [Reichel 2017] zugrunde liegenden Steine sind in Tabelle 2.12 zusammengefasst.

Tabelle 2.12: Lochbilder, mittlere experimentelle Steindruckfestigkeit f_{st} und geometrische Abmessungen der in [Jäger et al. 2015b] und [Reichel 2017] untersuchten Steine

Steintyp	Bez.	Lochbild	Abmessungen			f_{st} [N/mm ²]
			l [mm]	b [mm]	h [mm]	
PP 1,6-0,25	W400		599	400	249	2,19
PP 2-0,35	W425	DIN EN 771-4 ^{a)}	499	425	249	2,37
PP 2-0,35	W480	DIN EN 771-4 ^{a)}	499	480	249	2,24
Bisoplan 09	W490		247	490	249	2,50

^{a)} Auf die Darstellung der Vollsteine wird verzichtet, da die Festlegung der Porenbetonsteine nach DIN EN 771-4 erfolgt.

Zur Erfüllung des Wärmebrückenkriteriums haben numerische Voranalysen sowie die Ergebnisse der Parameterstudie in [Jäger et al. 2015b] und [Reichel 2017] ergeben, dass sich der unterste Grenzwert der zu untersuchenden Auflagertiefe zu $a/t = 0,3$ ergibt. Zudem wurde als Referenzversuch sowie zur besseren Bewertung der Ergebnisse je Steintyp die Auflagertiefe $a/t = 0,4$ sowie $0,5$ untersucht. Die unterschiedlichen Ausführungsvarianten der im Zuge der experimentellen Untersuchungen analysierten Außenwand-Decken-Knoten sind schematisch in Abbildung 2.26 dargestellt. Die Breite t_v des Vormauersteins betrug bei allen Ausführungsvarianten jeweils 11,5 cm.

**Abbildung 2.26:** Schematische Darstellung der im Zuge der experimentellen Untersuchungen analysierten Ausführungsvarianten des Außenwand-Decken-Knotens – entnommen aus [Jäger et al. 2015b]

Die Entwicklung der Prüfvorrichtung erfolgte weitestgehend analog zu den Untersuchungen aus Abschnitt 2.2.3 von [Jäger et al. 2013] auf Basis eines reduzierten Außenwand-Decken-Knotens nach Abbildung 2.27. Abweichend zu [Jäger et al. 2013] wurde über- und unterhalb der auskragenden Stahlbetondecke ein Mauerwerksverband aus drei Steinschichten hergestellt. Außerdem erfolgte die Herstellung des Außenwand-Decken-Knotens modular, sodass beide Wandprüfkörper zunächst separat aufgemauert wurden. Der anschließende Aufbau des Außenwand-Decken-Knotens erfolgte erst kurz vor Versuchsbeginn, indem die einzelnen Wandabschnitte sowie die Deckenplatte nacheinander in die Prüfvorrichtung gehoben wurden.

Unebenheiten des Deckenauflegers wurden mittels einer R500-Bitumenbahn ausgeglichen. Auf den Vormauerstein wurde beidseitig ein Dünnbettmörtel aufgetragen.

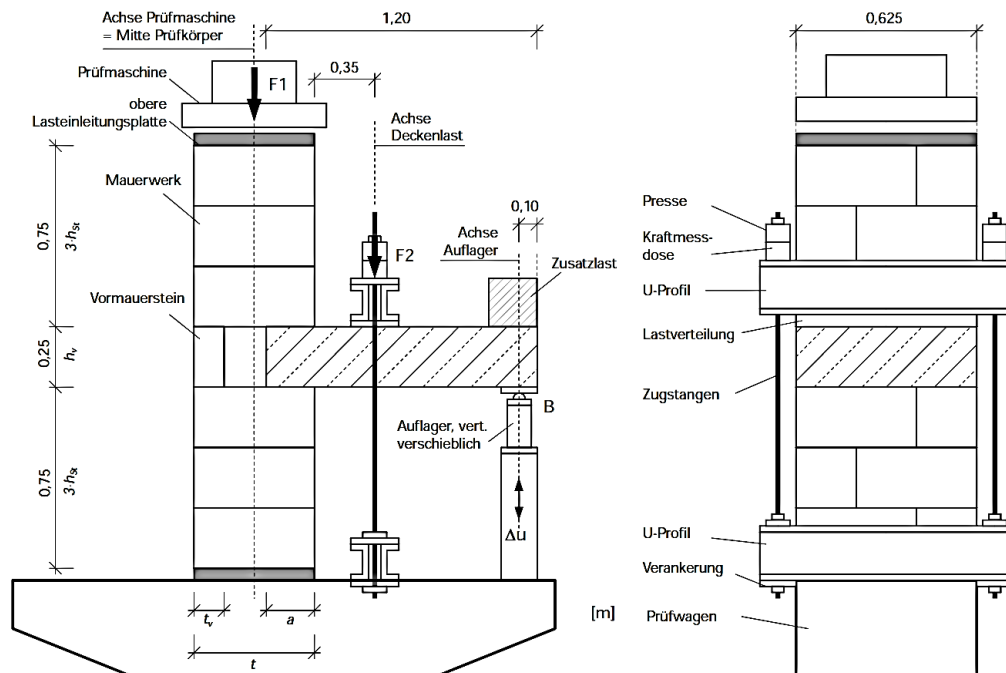


Abbildung 2.27: Schematische Darstellung der Prüfvorrichtung zur experimentellen Untersuchung des Außenwand-Decken-Knotens – entnommen aus [Jäger et al. 2015b]

Für die Abfolge der in Abbildung 2.28 dargestellten abschnittsweise aufgetragenen Auflast orientierte sich REICHEL an der tatsächlichen Gebäudeherstellung. Demzufolge wurde die Deckenauflast stufenweise bei konstant steigender Wandnormalkraft aufgebracht. Obendrein wurde zugehörig zum Auflastniveau das wandabseitige Deckenaufleger in Vertikalrichtung entsprechend angepasst (siehe Δu in Abbildung 2.27), um auf diese Weise die zu- oder abnehmende Deckenrotation im Außenwand-Decken-Knoten abzubilden (vgl. Abschnitt 2.2.3).

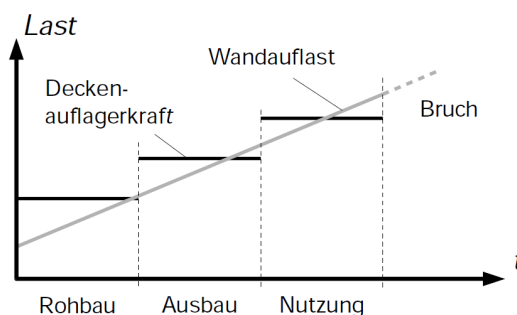


Abbildung 2.28: Idealisierte Darstellung des abschnittsweise aufgetragenen Lastniveaus am Außenwand-Decken-Knoten – entnommen aus [Jäger et al. 2015b]

Hinsichtlich des Bruchverhaltens stellte REICHEL unabhängig der Ausführungsvariante nach Abbildung 2.26 kaum Unterschiede fest. Nach JÄGER und REICHEL wird durch die Auflagertiefe im Allgemeinen lediglich der Rissursprung beeinflusst. Demnach konnte beobachtet werden, dass bei Auflagertiefen von $a/t = 0,5$ die Rissbildung meist im Auflagerbereich der Decke auftrat. Mit abnehmender Auflagertiefe verlagerte sich die Erstrissbildung in Richtung Wandmitte zwischen Vormauerstein und Deckenaufleger. Diese Beobachtung korreliert auch mit den Untersuchungsergebnissen aus Abschnitt 2.2.3, wonach mit zunehmendem Abstand zwischen Vormauerstein und Deckenaufleger die Querzugbeanspruchung im Wandfußbereich ansteigt.

Um neben der Auflast auch den Effekt infolge der Auflagertiefe in Kombination mit dem Vormauerstein auf die Einspannwirkung zu quantifizieren, werden in [Jäger et al. 2015b] und [Reichel 2017] die aus den Versuchsdaten resultierenden Einspannmomente ermittelt. Die Ergebnisse dieser Rückrechnungen sind in Abbildung 2.29a bis Abbildung 2.29d dargestellt und wurden zur besseren Veranschaulichung um die Angabe der bezogenen Auflagertiefe a/t ergänzt. Der in allen Diagrammen sichtbare sprunghafte Anstieg des Einspannmoments resultiert aus der Deckenaуlast. Diese wurde in drei Stufen als Punktlast äquivalent einer Gleichstreckenlast von $5,75 \text{ kN/m}^2$, 10 kN/m^2 sowie 15 kN/m^2 aufgebracht. Der teilweise festzustellende Rückgang des Einspannmoments unter stetig steigender Wandnormalkraft (Auflast) ist nach JÄGER und REICHEL auf die versuchsbedingte Anpassung der Deckenrotation zurückzuführen. Weiterführende Begründungen, weshalb sich bei bezogenen Auflagertiefen mit $a/t = 0,3$ stellenweise höhere Einspannmomente als bei $a/t = 0,4$ oder gar $0,5$ ergeben, erfolgen weder in [Jäger et al. 2015b] noch in [Reichel 2017].

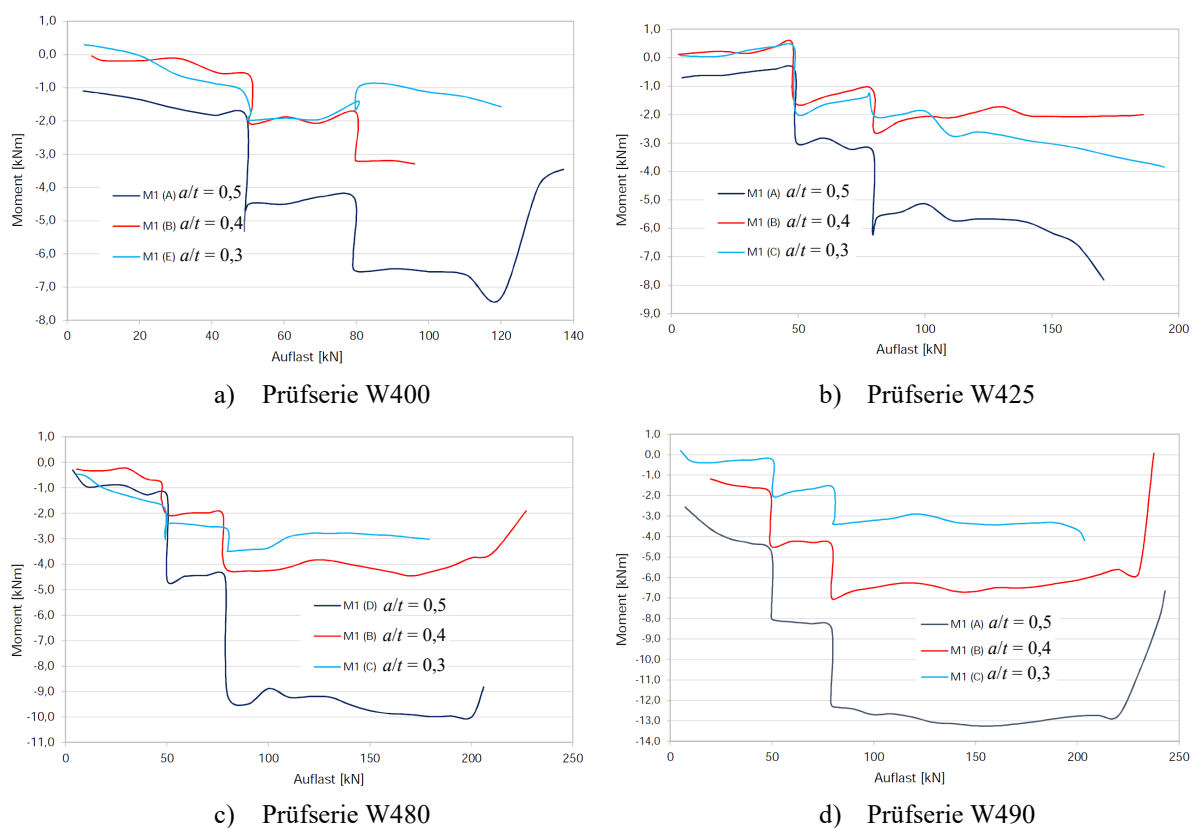


Abbildung 2.29: Deckeneinspannmoment in Abhängigkeit der Wandaуlast und Deckenaуlagertiefe – entnommen aus [Jäger et al. 2015b]

Eine rechnerische Formulierung zur Schnittgrößenermittlung unter Berücksichtigung der festgestellten nichtlinearen Effekte erfolgt in [Jäger et al. 2015b] und [Reichel 2017] nicht. Es wird abschließend darauf hingewiesen, dass eine Bemessung auf Basis der numerischen Schnittgrößenermittlung nur dann als zielführend zu bewerten ist, wenn die zur Schnittgrößenermittlung angesetzte Materialfestigkeit auch bei der anschließenden Nachweisführung in Rechnung gestellt wird. Begründet wird dies durch die Feststellung, wonach die numerisch analysierte Lastverteilung am Knoten maßgeblich durch die Materialfestigkeit determiniert wird. Demnach stellten REICHEL und JÄGER in der numerischen Analyse fest, dass die Umlagerungseffekte primär bei Ansatz geringerer Materialfestigkeiten auftreten.

2.3 Zusammenfassung und Schlussfolgerung

Die in Abschnitt 2.1 dargelegten Untersuchungen hinsichtlich der experimentellen Querschnittstragfähigkeiten von [Hirsch 1995], [Pflücke 2006], [Reitmayer 2014] und [Förster 2018] haben gezeigt, dass selbst gegenüber einem starr-plastischen Werkstoffverhalten teilweise erhebliche Traglastreserven vorhanden sind. Zur besseren Veranschaulichung dieser Sachlage sind in Abbildung 2.30 die Ergebnisse zusammenfassend dargestellt. Dabei konnte festgestellt werden, dass sich die experimentellen Überfestigkeiten sowohl bei einfach-exzentrischen teilflächigen als auch bei vollflächigen Belastungen ergeben haben.

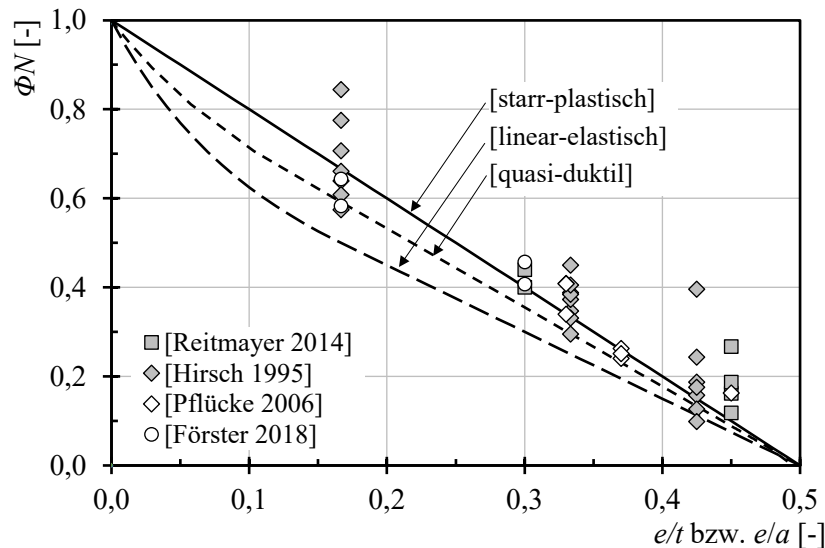


Abbildung 2.30: Zusammenfassung der in Abschnitt 2.1 dargelegten Gegenüberstellungen der experimentellen und rechnerischen Querschnittstragfähigkeiten als bezogene Werte

Inwiefern sich die einfach-exzentrischen Querschnittstragfähigkeiten sowie die experimentell festgestellten Traglastreserven in Bezug auf die Beanspruchungssituation des Außenwand-Decken-Knotens übertragen lassen, wurde in Anbetracht der jeweilig davon abweichenden Zielsetzung in [Hirsch 1995], [Pflücke 2006] und [Förster 2018] nicht analysiert. Dies gilt auch für die einfach-exzentrischen Teilflächenbelastungen in [Reitmayer 2014]. Demzufolge ist fraglich, inwiefern durch die beidseitige teilaufgelagerte exzentrische Beanspruchung die tatsächlich im Außenwand-Decken-Knoten auftretenden Umlagerungseffekte experimentell erfasst werden.

Um diese Besonderheiten, die bedingt sind durch die aus der Teilauflagerung resultierende unstetige Spannungsverteilung am Wandfuß, zu untersuchen, wurden in [Reitmayer 2014], [Reitmayer et al. 2017] und [Schermer et al. 2020] weiterführende partielle Teilflächenbelastungen auf Einzelstein- sowie u. a. auf Systemebene durchgeführt. Demnach konnten durch Variation der partiellen Belastungsfläche gewisse Umlagerungseffekte festgestellt werden. Jedoch wird auch hier bei zunehmender Plastifizierung die einhergehende Aktivierung angrenzender Längsstege nicht adäquat erfasst. Auch [Schermer et al. 2020] stellen auf Grundlage eigener Versuche fest, dass die partiellen Teilflächenbelastungen in Bezug auf die Beanspruchungssituation am Außenwand-Decken-Knoten keine abschließende Aussage ermöglichen.

Gleiches gilt auch hinsichtlich der doppelt-exzentrischen Druckversuche in [Stegmaier 2020], welche bei Planziegeln mit bestimmten Lochbildern als gegenwärtiges Prüfverfahren zur Berücksichtigung der Beanspruchungssituation am Außenwand-Decken-Knoten angesehen

werden. Aufgrund implausibler Ergebnisse wird insbesondere die Sensitivität der komplexen Versuchsdurchführung deutlich. Je nach Lochbild haben geringfügige Abweichungen der bezogenen Lastausmitte einen signifikanten Einfluss auf die Bruchlast.

In Hinblick auf die eigenen Untersuchungen am Außenwand-Decken-Knoten soll die un stetige Beanspruchungssituation bedingt durch die teilaufgelagerte Decke sowohl auf Einzelstein- als auch Systemebene analysiert werden. Auf Grundlage der in Abschnitt 2.1 aufgeführten und analysierten Versuchsdurchführungen werden in Kapitel 3 weiterführende experimentelle Untersuchungen durchgeführt.

Um anschließend im Zuge der Bemessung etwaige Umlagerungskapazitäten in Rechnung zu stellen, ist zunächst die Charakterisierung der Querschnittstragfähigkeit erforderlich. In [Glock 2004], [Pflücke 2006], [Reitmayer 2014] und [Förster 2018] werden hierzu verschiedene geschlossene Lösungen vorgestellt. Mit Ausnahme des rechnerischen Ansatzes von REITMAYER ist mit den entsprechenden Verfahren die Berechnung der Querschnittstragfähigkeit unter Berücksichtigung nichtlinearer Werkstoffgesetze möglich. Die Berechnungen nach GLOCK und FÖRSTER beruhen dabei auf einer analytischen sowie der Ansatz nach PFLÜCKE auf einer approximativen Formulierung. Für den eigens zu entwickelnden analytischen Berechnungsansatz wird aufgrund der Variabilität auf die rechnerischen Grundlagen aus [Glock 2004] Bezug genommen.

Die anschließenden Untersuchungen am Gesamtsystem des Außenwand-Decken-Knotens erfolgen aus eigenen weiterführenden Überlegungen auf Basis der Versuche von [Lewicki et al. 2005], [Baier 2007a], [Jäger et al. 2013], [Reitmayer 2014] und [Reichel 2017]. Demnach unterscheiden sich die Versuchsdurchführungen maßgeblich in Bezug auf die Berücksichtigung der Stahlbetondecke. In [Baier 2007a] und [Reitmayer 2014] wird der Außenwand-Decken-Knoten experimentell im Maßstab 1:1 inkl. einachsiger gespannter Stahlbetondecke analysiert. Neben der Interaktion zwischen Wandnormalkraft und Einspannmoment können auch etwaige Umlagerungseffekte quantifiziert werden. Demgegenüber wurde in [Lewicki et al. 2005], [Jäger et al. 2013] und [Reichel 2017] die Decke durch eine Stahlbetonkonsole simuliert. Der wesentliche Unterschied ist hierbei, dass das Einspannmoment nicht durch die Wandnormalkraft aktiviert, sondern als Absolutwert in den Außenwand-Decken-Knoten einzuleiten ist.

Darüber hinaus ist zu konstatieren, dass bei den in Abschnitt 2.2 dargelegten Versuchsdurchführungen keine aktive Steuerungsmöglichkeit zur Momentenverteilung des Einspannmoments in den Wandkopf- bzw. Wandfußquerschnitt erfolgte. Die Aufteilung des Einspannmoments erfolgt somit ausschließlich über die Verträglichkeit bzw. infolge unterschiedlicher Steifigkeitsverhältnisse der Prüfvorrichtung. Dies gilt insbesondere für die Untersuchungen in [Baier 2007a] und [Reitmayer 2014]. Da in beiden Fällen die obere Wand in horizontaler Richtung gehalten ist, wird die Momentenverteilung im Außenwand-Decken-Knoten maßgeblich durch die Steifigkeit der horizontalen Festhaltung determiniert.

In [Reitmayer 2014] wird dieser Effekt abzufedern versucht, indem die Höhe der Wandabschnitte entsprechend dem Vorzeichenwechsel des Momentenverlaufs angepasst wird. In den Untersuchungen von [Lewicki et al. 2005], [Jäger et al. 2013] und [Reichel 2017] ist eine Rückrechnung der sich einstellenden Knotenmomente aufgrund der vereinfachten Versuchsdurchführung nicht möglich. Allerdings bietet die vereinfachte experimentelle Betrachtung auch Vorteile hinsichtlich der baulichen Umsetzung sowie einer größeren Flexibilität zur Untersuchung der aus der Deckenauflast resultierenden Knotenrotation.

Für die eigene experimentelle Untersuchung am Gesamtsystem des Außenwand-Decken-Knotens sollen die Vorteile des reduzierten Versuchsaufbaus mit der Möglichkeit der aktiven Steuerung der Knotenmomente auf Querschnittsebene am Wandkopf und -fuß kombiniert werden.

3 EXPERIMENTELLE UND ANALYTISCHE UNTERSUCHUNGEN

Ziel der durchgeführten experimentellen Untersuchungen stellt die Charakterisierung des Material- und Systemverhaltens hinsichtlich der Beanspruchungssituationen am Außenwand-Decken-Knoten mit teilauf liegender Decke dar. Aus der Biegebeanspruchung der Stahlbetondecke resultieren auf Querschnittsebene in Abhängigkeit der einwirkenden Wandnormalkraft unterschiedliche Spannungszustände. Auf Basis der nachfolgenden Versuche soll diese Interaktion detektiert sowie weiterführende Erkenntnisse gewonnen werden. Hierzu werden neben den Versuchen am Gesamtsystem des Außenwand-Decken-Knotens auch entsprechende Ersatzprüfungen durchgeführt, welche die Beanspruchungssituationen am Außenwand-Decken-Knoten widerspiegeln sollen (siehe Abbildung 3.1).

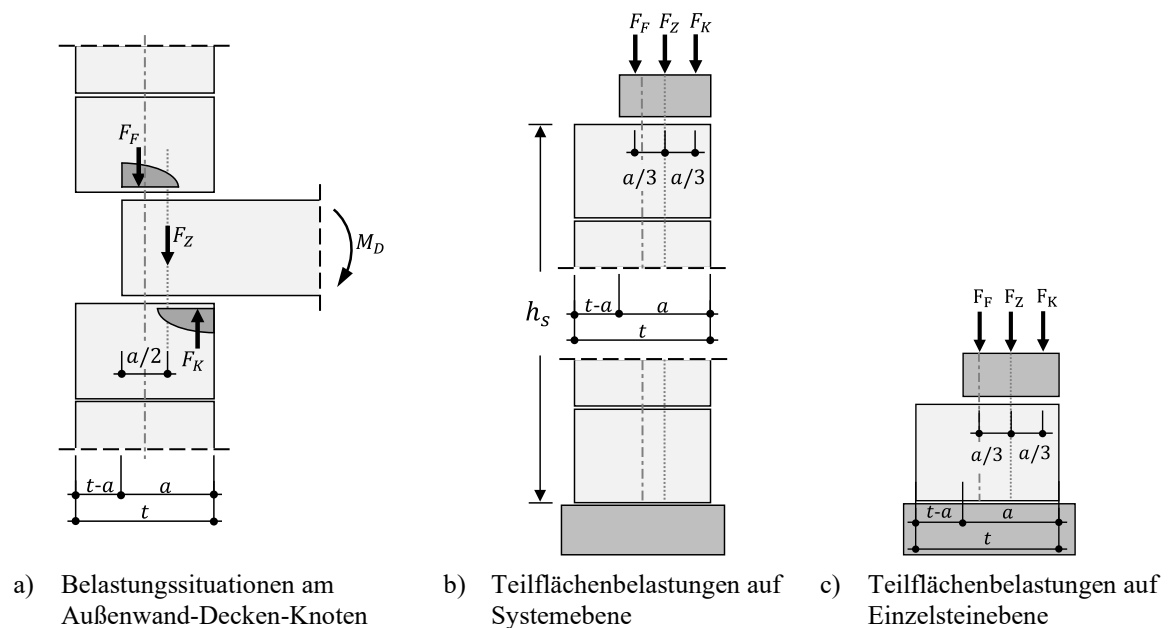


Abbildung 3.1: Schematisch dargestellte Belastungssituationen am Außenwand-Decken-Knoten infolge teilauf liegender Decke und daraus abgeleitete Teilflächenbelastungen auf System- und Einzelsteinebene

Nachfolgend wurde zunächst das Trag- und Verformungsverhalten am Einzelstein sowie die grundlegenden Steineigenschaften eingehend untersucht. Darüber hinaus erfolgten in Anlehnung an [Reitmayer 2014], [Reitmayer et al. 2017], [Förster 2018] und [Schermer et al. 2020] unter Berücksichtigung einer teilauf liegenden Decke die in Abbildung 3.1 dargestellten Teilflächenbelastungen. Dadurch sollen auf Querschnittsebene die variierenden Beanspruchungssituationen bedingt durch die Deckenrotation simuliert werden.

Auf Systemebene erfolgen in Anlehnung an [DIN EN 1052-1:1998-12] die Ermittlung der einaxialen Druckfestigkeit an halb- (sog. RILEM-Prüfkörper) und geschosshohen Mauerwerkswänden sowie nach den Randbedingungen des gegenwärtig bei bestimmten Lochbildern vorgegebenen Prüfverfahrens die Bestimmung der doppelt-exzentrischen Festigkeit. Für die weiterführende Spannungsanalyse auf Querschnittsebene wird zudem eine umfangreiche Datenbank bereits existierender zentrischer und doppelt-exzentrischer Druckversuche erstellt und analysiert.

Darauf aufbauend wurden analog zur Teilflächenbelastung am Einzelstein ergänzende Druckversuche an RILEM-Prüfkörpern unter Berücksichtigung der teilaufliegenden Decke durchgeführt. Neben der Querschnittstragfähigkeit und etwaigen Spannungsumlagerungen stehen hierbei insbesondere die Moment-Krümmungs-Beziehungen im Fokus, welche der Verifizierung der numerischen Analyse zugrunde gelegt werden. Aus den Ergebnissen der Teilflächenbelastungen – sowohl auf Einzelstein- als auch auf Systemebene – werden nachfolgend die zugehörigen analytischen Querschnittstragfähigkeiten ermittelt und unterschiedlichen Materialgesetzen sowie Versuchsergebnissen aus [Hirsch 1995], [Reitmayer 2014], [Förster 2018] und [Schermer et al. 2020] gegenübergestellt.

Abschließend erfolgen die experimentellen Untersuchungen am Gesamtsystem des Außenwand-Decken-Knotens mit dem Ziel, die Interaktion zwischen einwirkender Wandnormalkraft und der sich einstellenden Deckenrotation infolge definierter Deckeneinspannmomente zu quantifizieren. Im Fokus steht dabei das nichtlineare Systemverhalten bedingt durch das Klaffen der Lagerfugen bei unterschiedlichen Normalkraft-Momenten-Kombinationen. Hierfür wurde in Anlehnung an [Lewicki et al. 2005], [Baier 2007a], [Jäger et al. 2013], [Reitmayer 2014] und [Reichel 2017] eigens eine Prüfvorrichtung konzipiert, bei welcher zum einen auf die bauliche Durchbildung einer Stahlbetondecke verzichtet und zum anderen die Momentenverteilung am Außenwand-Decken-Knoten aktiv gesteuert werden kann. Die resultierenden Versuchsergebnisse werden anschließend zur Verifizierung des numerischen Modells und der Parameterstudie zur Ermittlung der Biegemomente am Außenwand-Decken-Knoten unter Berücksichtigung nichtlinearer Effekte herangezogen. Darauf aufbauend kann in Hinblick auf die statischen Randbedingungen des normativen Bemessungsansatzes gemäß [EN 1996-1-1:2022] Anhang C.3 mit linear-elastischen Eingangsgrößen die Neubewertung der Schnittgrößen- und Steifigkeitsverteilung des Außenwand-Decken-Knotens erfolgen.

Sowohl für die Teilflächenversuche als auch für die Versuche am Gesamtsystem des Außenwand-Decken-Knotens wurden die Verformungen mittels digitaler 3D-Bildkorrelation bzw. Digital Image Correlation (sog. DIC) dokumentiert. Dadurch können wesentliche Rückschlüsse auf etwaige Spannungsumlagerungen gezogen werden. Diese und lokale Effekte bedingt durch örtliche Spannungskonzentrationen lassen sich mittels konventioneller Messtechnik wie bspw. Dehnungsmessstreifen oder induktiven Wegaufnehmern nur bedingt erfassen. Hinsichtlich des Funktionsprinzips der digitalen Bildkorrelation wird auf [Grün 1985], [Franke et al. 1991], [Sutton et al. 2000], [Pan et al. 2009], [Gorny 2013], [Schuth et al. 2017] und [Skotarek 2020] verwiesen.

3.1 Allgemeines

Die Auswertung der in den nachfolgenden Abschnitten beschriebenen experimentellen Untersuchungen erfolgt maßgeblich auf der Grundlage von rechnerischen Querschnittstragfähigkeiten. Der dafür gewählte Ansatz zur mathematischen Charakterisierung der experimentellen Arbeitslinien sowie die Vorgehensweise zur Ermittlung bezogener und absoluter Querschnittstragfähigkeiten werden im Folgenden aufgezeigt. Hinsichtlich der zu berechnenden Querschnittstragfähigkeiten wird in Anlehnung an [DIN EN 1996-1-1/NA:2019-12] die Biegezugfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge vernachlässigt.

3.1.1 Modellierung der einaxialen Spannungs-Dehnungs-Beziehung

Für die analytischen Betrachtungen der Spannungsverteilungen auf Querschnittsebene müssen sowohl die eigenen als auch die in der Datenerhebung erfassten experimentellen einaxialen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen der zentrischen Wanddruckversuche zunächst durch eine mathematische Formulierung im Druckbereich approximiert werden. In [Schubert et al. 1992], [Jäger et al. 2002], [Jäger et al. 2004], [Glock 2004] und [Bakeer et al. 2017] werden hierzu verschiedene Formulierungsansätze zur Beschreibung des nichtlinearen Materialverhaltens von Mauerwerk aufgeführt und analysiert. Für die Charakterisierung der nachfolgenden Spannungs-Dehnungs-Beziehungen wird auf die Ansatzfunktion von [Jäger et al. 2002] zurückgegriffen. Analytische Vergleichsberechnungen von [Glock 2004] sowie die Anwendung des Materialgesetzes in [Pflücke 2006], [Reitmayer 2014] und [Schermer et al. 2020] bestätigen die Zweckmäßigkeit dieser Ansatzfunktion zur Beschreibung des Baustoffverhaltens bei einaxialer Beanspruchung.

Demzufolge beinhaltet der mathematische Ansatz nach Gl. (3.1) neben physikalischen Kennwerten auch zwei Ansatzparameter c und n , welche als ein Maß der Nichtlinearität und der Steifigkeitsvariation interpretiert werden können [Jäger et al. 2004]. Auf diese Weise können durch Variieren der Materialkennwerte und der Ansatzparameter verschiedene Materialarbeitslinien – vom linear-elastischen bis hin zum nichtlinearen Materialverhalten mit anschließender Entfestigung – abgebildet werden.

$$\sigma = f \left[c \frac{\varepsilon}{\varepsilon_f} - (c-1) \cdot \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_f} \right)^n \right] \quad (3.1)$$

Mit:

f Mauerwerksdruckfestigkeit

ε_f zu f zugehörige Dehnung

Ansatzparameter:

$c \quad c \geq 1$

$n \quad n > 1 \text{ und } n \leq c / (c - 1)$

Da die Integrale der Ansatzfunktion geschlossen lösbar sind, kann über die Stammfunktion sowohl der Völligkeitsgrad α_R als auch der zugehörige Randabstand der Resultierenden k_a nach Gl. (3.2) bzw. Gl. (3.3) ermittelt werden. Hierfür ist die bezogene Spannung $\bar{\sigma}$ über die bezogene Dehnung $\bar{\varepsilon}$ zu integrieren.

$$\alpha_R = \frac{1}{1-\eta} \int_{\eta}^1 \bar{\sigma} d\bar{\varepsilon} = \frac{1}{1-\eta} \left[\frac{c}{2}(1-\eta^2) - \frac{c-1}{n+1}(1-\eta^{n+1}) \right] \quad (3.2)$$

$$k_a = 1 - \frac{\int_{\eta}^1 (\bar{\varepsilon} - \eta) \bar{\sigma} d\bar{\varepsilon}}{(1-\eta) \int_{\eta}^1 \bar{\sigma} d\bar{\varepsilon}} = \frac{1}{1-\eta} \left[1 - \frac{\frac{c}{3}(1-\eta^3) - \frac{c-1}{n+2}(1-\eta^{n+2})}{\frac{c}{2}(1-\eta^2) - \frac{c-1}{n+1}(1-\eta^{n+1})} \right] \quad (3.3)$$

Mit:

$$\eta = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_f}$$

Die Approximation der Ansatzfunktion an die experimentellen Arbeitslinien erfolgt durch die Methode der kleinsten Fehlerquadrate der Ansatzparameter c und n , wobei für beide Parameter als Grenzwert ein quasi-duktiler Materialverhalten gemäß einer quadratischen Parabel 2. Ordnung mit $c=2$ und $n=2$ festgelegt wird:

- oberer Grenzwertbereich: Maß der Steifigkeitsvariation konstant mit $c=2$, Maß der Nichtlinearität variabel $1 \leq n \leq 2$
- unterer Grenzwertbereich: Maß der Steifigkeitsvariation variabel $1 \leq c \leq 2$, Maß der Nichtlinearität konstant mit $n=2$

Um etwaige Korrelationen zwischen Steifigkeit und Plastizität der Arbeitslinien sowie den auftretenden Randspannungen bei exzentrischer Lastenleitung in Abschnitt 3.3 zu quantifizieren, werden nachfolgend in Anlehnung an [Glock 2004] der bezogene Ursprungsmodul k_0 sowie der Plastizitätsfaktor V ermittelt. Der bezogene Ursprungsmodul k_0 ergibt sich nach Gl. (3.4) aus dem Ursprungsmodul E_0 bezogen auf die Bruchspannung f und die zugehörige Stauchung ε_f und entspricht bei $n=2$ dem Ansatzparameter c in Gl. (3.1). Der Grenzwertbereich des bezogenen Ursprungsmoduls liegt zwischen $k_0=1$ für linear-elastisches, $k_0=2$ für quasi-duktiler gemäß einer Parabel 2. Ordnung und $k_0 \rightarrow \infty$ für starr-plastisches Materialverhalten.

$$k_0 = \frac{E_0 \cdot \varepsilon_f}{f} \quad \text{Grenzwertbereich: } 1 \leq k_0 \leq \infty \quad (3.4)$$

Der Plastizitätsfaktor V nach Gl. (3.5) beschreibt das Verhältnis der aufnehmbaren Druckbeanspruchung zur theoretischen Tragfähigkeit unter Annahme eines starr-plastischen Werkstoffverhaltens. Dieser lässt sich anhand der Gleichgewichtsbedingung in Abhängigkeit von der Exzentrizität und der Materialkennlinie herleiten, wobei für die Quantifizierung des Plastizitätsfaktors der Arbeitslinie eine bezogene Lastausmitte von $e/t=0$ zugrunde liegt. Somit ist der Plastizitätsfaktor auf den Maximalwert von $V=1$ limitiert. Der untere Grenzwert hingegen ergibt sich auf Basis eines linear-elastischen Materialverhaltens zu $V=0,75$ sowie bei quasi-duktiler Verhalten gemäß einer Parabel 2. Ordnung zu $V=0,89$.

$$V = \frac{\alpha_R}{2 \cdot k_a} \quad \text{Grenzwertbereich: } 0,75 \leq V < 1 \quad (3.5)$$

3.1.2 Analytische Berechnung der Querschnittstragfähigkeit

Die Querschnittstragfähigkeit bezieht sich auf den Gleichgewichtszustand der äußeren einwirkenden mit den inneren aufnehmbaren Schnittgrößen. In Bezug auf Mauerwerk müssen neben der vertikalen Wandnormalkraft auch Biegemomente infolge der Deckenrotation aufgenommen werden. Bei der Beanspruchungssituation des Außenwand-Decken-Knotens werden allerdings nur Biegemomente um die schwache Achse angesetzt. Rechnerische Ansätze zur Querschnittstragfähigkeit von Mauerwerksdruckgliedern unter schiefer Biegung werden u. a. in [Förster 2017] dargelegt, wobei diese für die weiterführende Betrachtung nicht relevant sind.

Detaillierte Herleitungen der nachstehenden Bestimmungsgleichung für die Querschnittstragfähigkeit sind u. a. in [Pflücke et al. 2004] und [Glock 2004] enthalten. Die nachfolgende Ermittlung der inneren Schnittgrößen N_R und M_R kann durch die Integration der Spannungen $\sigma_{(z)}$ über die Querschnittsbreite t nach Gl. (3.6) und Gl. (3.7) erfolgen, wobei in Gl. (3.7) die Laufkoordinate z dem Abstand vom betrachteten Querschnittspunkt zur Systemachse entspricht. Da auf Querschnittsebene systembedingte Effekte nach Theorie II. Ordnung (physikalische Nichtlinearität) unberücksichtigt bleiben, ist die Integration der Spannungen $\sigma_{(z)}$ mit der Tragfähigkeit eines Wandquerschnitts nach Theorie I. Ordnung gleichzusetzen.

$$N_R = b \cdot \int_0^t \sigma_{(z)} dz \quad (3.6)$$

$$M_R = b \cdot \int_0^t \left(\frac{t}{2} - z \right) \sigma_{(z)} dz \quad (3.7)$$

Für eine bessere quantitative Bewertung und Gegenüberstellung der experimentellen Querschnittstragfähigkeiten bezogen auf die Nettoquerschnittsebene in Abschnitt 3.2 und 3.4 werden diese als bezogene Größen dargestellt. Da die Lage der resultierenden Normalkraft bekannt ist, kann unter Berücksichtigung der einaxialen Spannungs-Dehnungs-Beziehung und der entsprechenden Werkstoffparameter (α_R , k_a) der Grenzzustand der Querschnittstragfähigkeit ermittelt werden. Die bezogene Normalkraft ΦN_R und das zugehörige Moment ΦM_R können somit nach Gl. (3.8) und Gl. (3.9) bestimmt werden.

$$\Phi N_R = \frac{\alpha_R}{2 \cdot k_a} \left(1 - 2 \cdot \frac{e}{t} \right) \quad (3.8)$$

$$\Phi M_R = \Phi N_R \cdot \frac{e}{t} \quad (3.9)$$

Zudem werden bei den Teilflächenbelastungen in Abschnitt 3.2 und 3.4 die Querschnittstragfähigkeiten bezogen auf die Bruttoquerschnittsebene als Absolutwerte N_R und M_R dargestellt. Diese werden in Abhängigkeit der überdrückten Querschnittsbreite t_{cal} nach Gl. (3.10) bzw. Gl. (3.11) und Gl. (3.12) berechnet.

$$t_{\text{cal}} = \frac{t}{2 \cdot k_a} \left(1 - 2 \cdot \frac{e}{t} \right) \quad (3.10)$$

$$N_R = f \cdot \alpha_R \cdot t_{\text{cal}} \cdot b \quad (3.11)$$

$$M_R = N_R \cdot \left(\frac{t}{2} - t_{\text{cal}} \cdot k_a \right) \quad (3.12)$$

Für die Bewertung der experimentellen doppelt-exzentrischen Querschnittstragfähigkeiten in Abschnitt 3.3 können die Gl. (3.8) und G. (3.9) mit $e/t = 1/6$ zu Gl. (3.13) und Gl. (3.14) vereinfacht werden.

$$\Phi N_R = \frac{\alpha_R}{3 \cdot k_a} \quad (3.13)$$

$$\Phi M_R = \Phi N_R \cdot \frac{1}{6} \quad (3.14)$$

Als weitere Bezugsgrößen werden im Übrigen die Querschnittstragfähigkeiten nach Abbildung 3.2 auf Basis eines starr-plastischen ($V = 1$; $k_0 = \infty$; $\alpha_R = 1$), linear-elastischen ($V = 0,75$; $k_0 = 1$; $\alpha_R = 0,5$) und quasi-duktilen (Parabel 2. Ordnung mit $V = 0,89$; $k_0 = 2$; $\alpha_R = 2/3$) Materialverhaltens herangezogen.

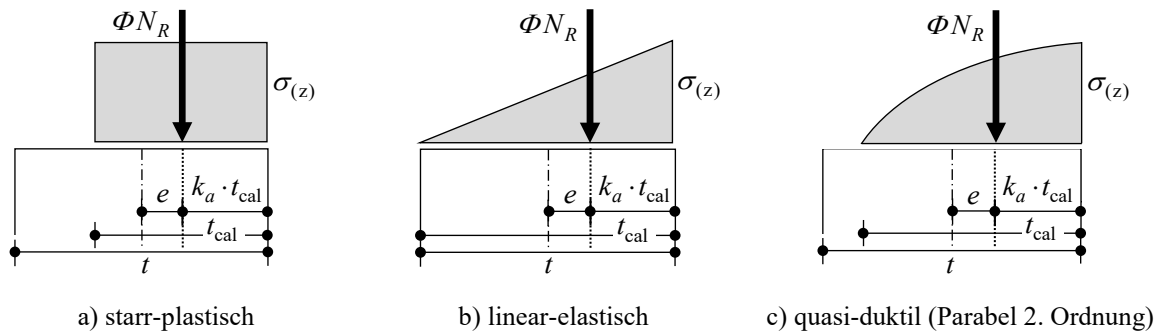


Abbildung 3.2: Qualitative Spannungsverteilung auf Querschnittsebene bei exzentrischer Lasteinleitung für unterschiedliche Materialgesetze

Die sich aus Abbildung 3.2 ergebenden Querschnittstragfähigkeiten sind in Abbildung 3.3 als bezogene Normalkraft-Moment-Interaktion ($\Phi N_R - \Phi M_R$) bzw. $\Phi N_R - e/t$ -Interaktionslinien zusammengefasst. Bei der Darstellung der Grenztragfähigkeit des starr-plastischen Materialverhaltens ($k_0 = \infty$) wird in Anlehnung an [EN 1996-1-1:2022] die bezogene Mindestausmitte von $e/t = 0,05$ berücksichtigt.

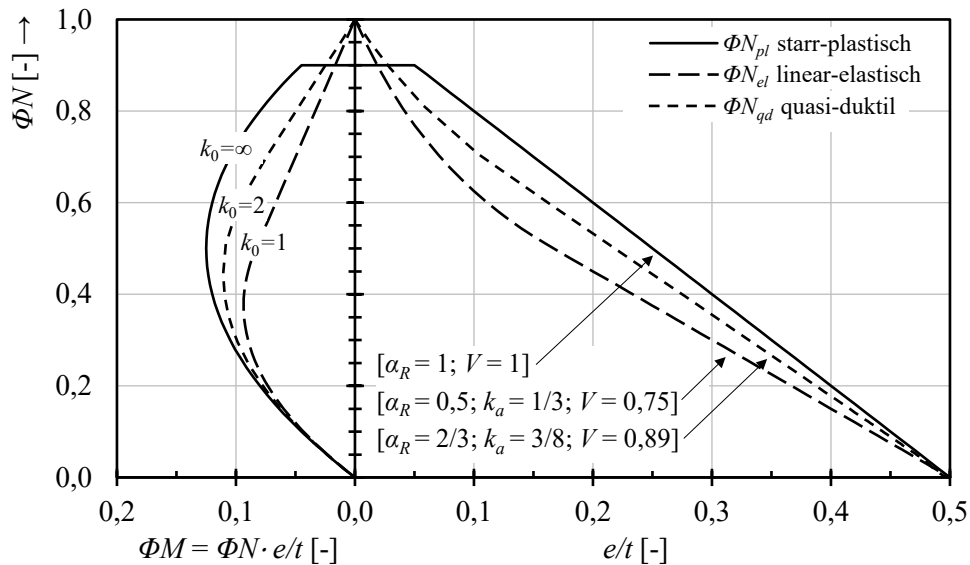


Abbildung 3.3: Bezogene Darstellung der Querschnittstragfähigkeit für starr-plastisches, linear-elastisches und quasi-duktilen Materialverhalten

3.2 Untersuchung am Einzelstein

Nachfolgend werden zunächst die wesentlichen Materialeigenschaften des verwendeten Planhochlochziegels charakterisiert. Neben den Normuntersuchungen und der Steindruckfestigkeit wurde auch das Last-Verformungs-Verhalten mittels digitaler Bildkorrelation analysiert. Anschließend erfolgen die Teilflächenbelastungen am Einzelstein mit dem Ziel, weiterführende Erkenntnisse über die am Außenwand-Decken-Knoten entstehenden Beanspruchungssituationen und die entsprechende Querschnittstragfähigkeit zu gewinnen. Um die aus der Deckenrotation resultierenden Beanspruchungen auf Einzelsteinebene abzubilden, erfolgen die Teilflächenbelastungen in Anlehnung an die experimentellen Untersuchungen an Planhochlochziegeln mit Großkammerlochung von [Reitmayer 2014], [Reitmayer et al. 2017], [Förster 2018] und [Schermer et al. 2020].

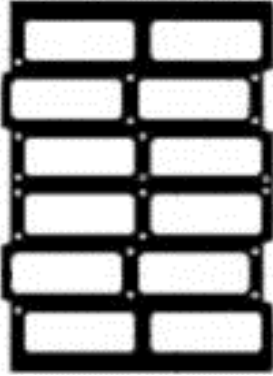
3.2.1 Steineigenschaften

Im Zuge der Untersuchung am Einzelstein wurden nach entsprechender Konditionierung der Steine zunächst die grundlegenden normativen Eigenschaften wie

- geometrische Abmessungen [DIN EN 772-16:2011-07],
- Ebenheit der Lagerflächen [DIN EN 772-20:2005-05],
- Nettovolumen und prozentualer Lochanteil [DIN EN 772-3:1998-10] sowie
- Netto- und Brutto-Trockenrohddichte [DIN EN 772-13:2000-09]

an jeweils sechs Planziegeln ermittelt. In Tabelle 3.1 sind das Lochbild des verwendeten Planziegeltyps sowie die zugehörigen Mittelwerte der wesentlichen normativen Einzelsteinuntersuchungen zusammengefasst. Die zugehörigen Einzelergebnisse sind in Anhang A.1 enthalten.

Tabelle 3.1: Lochbild des Planziegels und Mittelwerte der wesentlichen normativen Einzelsteinuntersuchungen

Lochbild	geometrische Abmessungen	
		Länge [mm]
	Breite [mm]	357,8
	Höhe [mm]	249,1
	Außenstegdicke	
	Längsstege [mm]	18,6
	Querstege [mm]	11,5
	Innenstegdicke	
	Längsstege [mm]	19,9
	Querstege [mm]	16,1
	Brutto-Trockenrohdichte	
	$\rho_{g,u}$ [kg/m ³]	680
	prozentualer Lochanteil	
	[%]	53

Die zugehörige Steindruckfestigkeit wurde nach [DIN EN 772-1:2016-05] an zehn Einzelsteinen ermittelt. Um bei allen Druckversuchen eine möglichst planparallele Lasteinleitung zu gewährleisten, wurde jeweils auf beiden Lasteinleitungsflächen eine dünne Gipsausgleichsschicht aufgetragen. Hierzu haben eigene Voruntersuchungen zum Einfluss der Oberflächenbehandlung auf die Druckfestigkeit des verwendeten Planziegels gezeigt, dass sich sowohl infolge einer Gipsausgleichsschicht als auch durch Abschleifen der Lasteinleitungsflächen gleiche Druckfestigkeiten ergeben ($\Delta f_{st} < 1,0 \%$). In Tabelle 3.2 sind der experimentelle Mittelwert der Steindruckfestigkeit f_{st} ohne Formfaktor sowie der entsprechende Variationskoeffizient enthalten. Die Einzelergebnisse der Druckfestigkeitsprüfungen sind in Anhang A.1 zusammengefasst.

Tabelle 3.2: Mittlere Steindruckfestigkeit f_{st} (ohne Formfaktor) und zugehöriger Variationskoeffizient

f_{st}	[N/mm ²]	14,40
Variationskoeffizient	[%]	6,10
Probekörperanzahl	[-]	10

Um neben der Steindruckfestigkeit auch das Last-Verformungs-Verhalten des Planziegels zu charakterisieren, wurden während des Druckversuchs an insgesamt vier Einzelsteinprüfungen die Verformungen mittels digitaler Bildkorrelation dokumentiert. Die Auswertung von Längsstauchung und Querdehnung erfolgte auf Basis von rechnerischen Dehnungsmessstreifen (DMS). Eigene Vergleichsberechnungen hinsichtlich der Querdehnung haben jedoch gezeigt, dass diese insbesondere von der Größe und Örtlichkeit des applizierten rechnerischen DMS abhängig ist. So ergeben sich am Randbereich aufgrund geringerer Querdehnungsbehinderungen größere Querdehnungen als in Steinmitte. Zudem konnte auch im Kontaktbereich zwischen Innlängs- und Außenquerstege aufgrund der Kopplung eine Behinderung der Querdehnung festgestellt werden. Hinzu kommen Unebenheiten auf der Messoberfläche wie bspw. Putzrillen oder Nut und Feder, welche aufgrund zu großer Verzerrungen infolge unterschiedlicher Kameraperspektiven die Messqualität erheblich beeinträchtigen. Aus diesem Grund wurden die Quer- und Längsverformungen als arithmetisches Mittel über die gesamte Steinbreite ermittelt, wobei die Bereiche von Nut und Feder ausgespart wurden. Auf diese

Weise werden die zunehmenden Querverformungen in den Randbereichen des Planziegels auf die gesamte Steinfläche als verschmiert betrachtet.

Die daraus ermittelten Arbeitslinien – sowohl für die Querdehnung ε_q^+ als auch Längsstauchung ε_l^- – sind in Abbildung 3.4a dargestellt. Für weiterführende analytische Betrachtungen wird die gemittelte Spannungs-Stauchungs-Beziehung in Abbildung 3.4b mit der in Abschnitt 3.1 beschriebenen Ansatzfunktion durch die Methode der kleinsten Fehlerquadrate der Ansatzparameter approximiert. Die nahezu deckungsgleiche rechnerische Ansatzfunktion zeigt mit einem Plastizitätsfaktor nach Gl. (3.5) von $V = 0,76$ und einem Völligkeitsgrad von $\alpha_R = 0,52$ das für Planhochlochziegel charakteristische nahezu lineare bzw. spröde Materialverhalten.

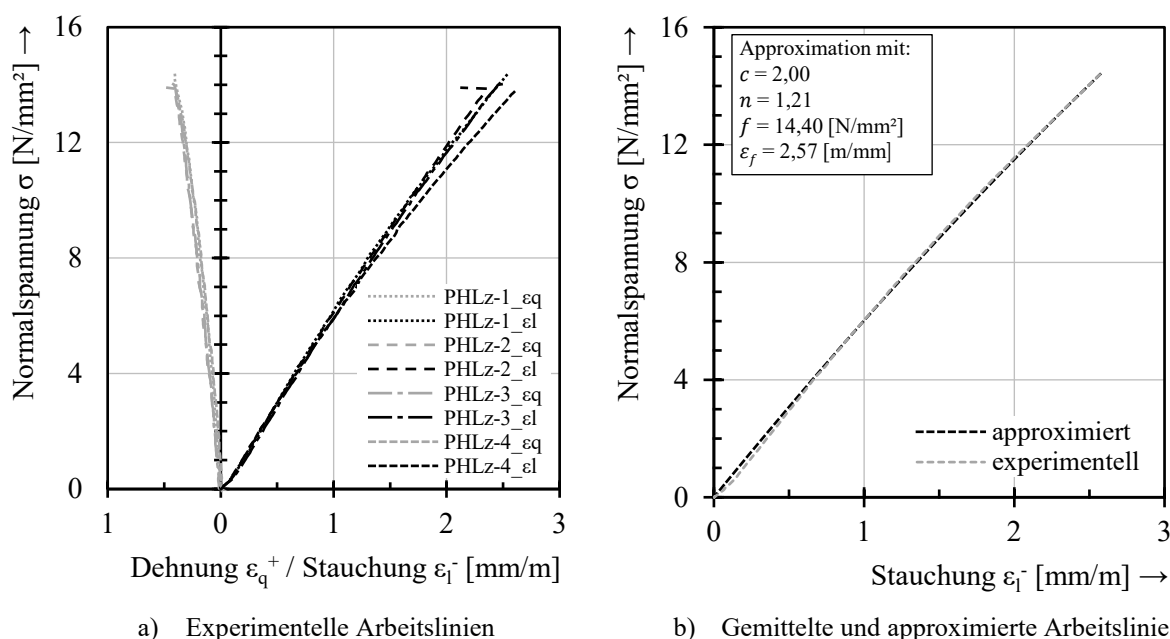


Abbildung 3.4: Spannungs-Dehnungs-Beziehungen der Druckfestigkeitsprüfung am Einzelstein

Die auf Basis der experimentellen Arbeitslinien abgeleiteten Materialparameter (Elastizitäts- und Querdehnungsmodul sowie Querdehnzahl) sind als Mittelwerte in Tabelle 3.3 zusammengefasst. Dabei erfolgte die Berechnung des Druck-Elastizitäts- sowie des Querdehnungsmoduls bezogen auf den Bruttoquerschnitt in Anlehnung an [DIN EN 1052-1:1998-12] als Tangentenmodul durch eine lineare Regressionsanalyse vom Ursprung bis zu einem Drittel der Höchstbeanspruchung.

Tabelle 3.3: Experimenteller Mittelwert der Verformungskennwerte des Planziegels

Druck-Elastizitätsmodul E	[N/mm ²]	5.900
Querdehnungsmodul E_q	[N/mm ²]	48.600
Querdehnzahl μ	[-]	0,12
Probekörperanzahl	[-]	4

Der daraus resultierende Mittelwert des Bestimmtheitsmaß R^2 zeigt mit $R^2 = 0,995$ im Druckbereich und $R^2 = 0,950$ im Querdehnungsbereich eine sehr gute Übereinstimmung mit dem experimentellen linear-elastischen Verformungsverhalten. Die daraus resultierende Querdehnzahl μ – als Quotient beider Gradienten mit $\varepsilon_q/\varepsilon_l$ – ergibt sich zu $\mu = 0,12$ und wird mit guter Übereinstimmung mit Richtwerten für Querdehnungszahlen für Hochlochziegel mit

$\mu = 0,11 \div 0,20$ von [Schubert 2004], welche auf Untersuchungen von [Kritschig et al. 1979], [Schellbach et al. 1983], [Schubert et al. 1990] und [Schubert et al. 1991] basieren, bestätigt. Allerdings zu konstatieren, dass die zur Untersuchung der Verformungskennwerte herangezogenen Produkte kaum mehr Anwendung finden und eine aktuelle Datenbasis für Planhochlochziegel mit Großkammerlochung nicht vorliegt. Darüber hinaus ist die Vergleichbarkeit auch mit den in [Raupach et al. 2023] enthaltenen Eigenschaftswerten aufgrund von verschiedenen Lochbildern (Kammergröße, Längs- und Quersteganordnungen etc.) und den damit verbundenen Einflüssen auf die Verformungskennwerte ohnehin sehr beschränkt.

3.2.2 Teilflächenbelastung am Einzelstein

Ziel der Teilflächenbelastung ist die Übertragung der sich am Außenwand-Decken-Knoten einstellenden Beanspruchungen auf Einzelsteinebene. Hierbei sollen die tatsächlichen Querschnittstragfähigkeiten quantifiziert und den rechnerischen Tragfähigkeiten auf Basis der einaxialen Spannungs-Dehnungs-Beziehung sowie dem linear-elastischen, quasi-duktilen und starr-plastischen Materialverhalten gegenübergestellt werden. Der Versuchsaufbau erfolgt dabei gemäß weiterführenden Überlegungen der Untersuchungen von [Reitmayer 2014], [Förster 2018] und [Schermer et al. 2020].

Die Versuchsergebnisse von [Reitmayer 2014] zur beidseitigen partiellen Teilflächenbelastung einzelner Längsstege haben gezeigt, dass hinsichtlich des Lastabtrags die an die belasteten Teilflächen angrenzenden Querschnittsbereiche aktiviert werden und gewisse Lastumlagerungen stattfinden. Allerdings können auf Basis dieser Versuchsanordnung keine genaueren Aussagen hinsichtlich der Querschnittstragfähigkeit getroffen werden, da aufgrund der beidseitigen Teilflächenbeanspruchung die Steindruckfestigkeit unter Berücksichtigung vollflächiger Druckbelastung nicht als Bezugsgröße herangezogen werden kann. Zudem bleibt ungeklärt, inwiefern die Teilflächenbelastung einzelner Längsstege des Planhochlochziegels die Beanspruchungssituation am Außenwand-Decken-Knoten abbildet.

Dies gilt auch für die partiellen Teilflächenversuche von [Reitmayer et al. 2017] und [Schermer et al. 2020]. Anders als in [Reitmayer et al. 2017] wird neben der Teilflächenbelastung einzelner Längsstege in [Schermer et al. 2020] die Belastungsfläche ausgehend von Steinmitte sukzessive erhöht. Auf diese Weise soll der Einfluss angrenzender Quer- und Längsstege erfasst werden, die infolge von Spannungsumlagerungen am Lastabtrag aktiviert werden. Eigene Voruntersuchungen in Hinblick auf die maßgebende Beanspruchungssituation bei teilaufgelagerten Decken am Wandfuß haben jedoch gezeigt, dass sich diese Versuchsanordnung der partiellen Teilflächenbeanspruchung hierfür als nicht zweckmäßig darstellt. Aufgrund des vorliegenden Lochbilds ist für die ungünstigste Anordnung der partiellen Teilflächenbeanspruchung diese im Bereich der Kammer zu positionieren. Somit bleiben jedoch etwaige Spannungsumlagerungen und die einhergehende Aktivierung angrenzender Querstege unberücksichtigt. Die sich daraus ergebende Querschnittstragfähigkeit würde folglich zu konservativ abgeschätzt.

Im Gegensatz dazu werden in [Förster 2018] Planhochlochziegel u. a. unter beidseitig exzentrischer, jedoch mit vollflächiger Druckbelastung untersucht. Somit können die zentrischen Steindruckversuche als Bezugswert für die Querschnittstragfähigkeit zugrunde gelegt werden. Hier zeigt sich, dass sich für eine beidseitige Ausmitte von $e/t = 0,30$ experimentell höhere Querschnittstragfähigkeiten ergeben als auf Basis eines starr-plastischen Materialverhaltens.

Für die eigenen Untersuchungen am Einzelstein erfolgt die Teilflächenbelastung nach Abbildung 3.5 einseitig, sodass als Bezugsgrößen für die analytische Querschnittstragfähigkeit weiterhin die Steindruckfestigkeit aus Abschnitt 3.2.1 sowie die approximierte Arbeitslinie aus

Abbildung 3.4b zugrunde gelegt werden können. Die Breite der Lasteinleitung mit $a = 0,24$ m wurde analog zur Deckenauflagertiefe a mit $a = 2/3 \cdot t$ aus Abschnitt 3.4 und Abschnitt 3.5 gewählt.

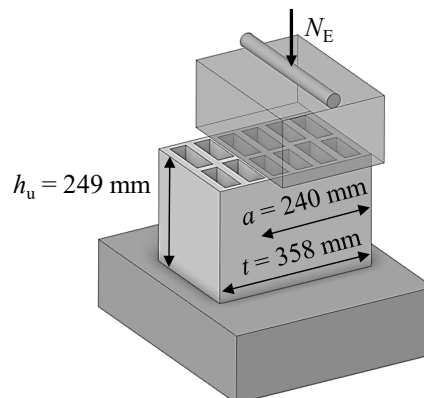


Abbildung 3.5: Schematische Darstellung der Teilflächenbelastungen am Einzelstein mit zentrischer Lasteinleitung bezogen auf den Nettoquerschnitt

Die unterschiedlichen Beanspruchungssituationen am Wandkopf und -fuß werden wie in Abbildung 3.6a dargestellt durch die Exzentrizität der Lasteinleitung bezogen auf den Nettoquerschnitt simuliert. Die nachfolgenden Teilflächenbelastungen werden dabei an jeweils drei Planhochlochziegeln durchgeführt und sind wie folgt definiert:

- zentrische Beanspruchung (F_Z)
- Beanspruchungssituation am Wandfuß (F_F)
- Beanspruchungssituation am Wandkopf (F_K)

Zu allen Beanspruchungssituationen wurden außerdem die auftretenden Verformungen bzw. Stauchungen mittels digitaler Bildkorrelation dokumentiert. Die Auswertung der Messdaten – in Form einer Dehnungsverteilung über die Steinbreite – entspricht dabei dem Mittelwert dreier Längsschnitte parallel zur Steinbreite, welche im Drittelpunkt unterhalb der Lasteinleitung angeordnet wurden (siehe Abbildung 3.6b).

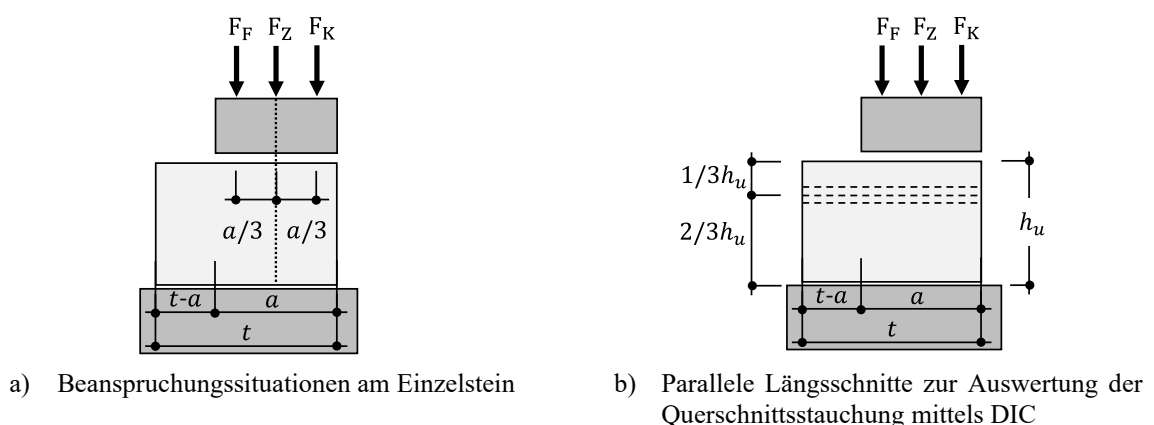


Abbildung 3.6: Schematische Darstellung der verschiedenen Belastungssituationen am Einzelstein

3.2.2.1 Zentrische Beanspruchung

Die zentrische Beanspruchung auf Nettoquerschnittsebene wird zur Verifizierung der rechnerischen Querschnittstragfähigkeit (N_R bei $e/a = 0$) herangezogen, die sich auf Basis der zentrischen Steindruckfestigkeit nach Abschnitt 3.2.1 bezogen auf die Lasteinleitungsbreite a ergibt. Die Last wird dabei auf Bruttoquerschnittsebene mit einer Ausmitte von $e/t = 1/6$ eingeleitet. Die Bruchlasten sowie die entsprechenden Momente bezogen auf den Bruttoquerschnitt sind in Tabelle 3.4 zusammengefasst. Die darin enthaltenen Exzentrizitäten e sind mit dem Index B für Bruttoquerschnitt und N für Nettoquerschnitt gekennzeichnet. Hinsichtlich der Verformungsmessung ist anzumerken, dass bei Prüfkörper PHLZ-FZ-3 aufgrund technischer Störungen der digitalen Bildkorrelation keine Querschnittsstauchungen vorliegen und nachfolgend nicht dargestellt werden.

Tabelle 3.4: Versuchsergebnisse der Teilflächenbelastung am Einzelstein – zentrische Beanspruchung (Index B für Bruttoquerschnitt: $e/t = 1/6$; Index N für Nettoquerschnitt: $e/a = 0,0$)

Prüfkörper PHLZ-	Exzentrizität e [m]	Bruchlast F_Z [kN]	M_B [kNm]
FZ-1		903,9	53,2
FZ-2	$e_B = 0,059$	855,6	50,4
FZ-3	$e_N = 0,000$	827,7	48,8
Mittelwert \bar{x}:		862,4	50,8

Die Veranschaulichung der experimentellen Querschnittstragfähigkeiten erfolgt in Abbildung 3.7a sowohl als Absolutwerte mit N_R und M_R nach Gl. (3.11) und Gl. (3.12) wie auch in Abbildung 3.7b als bezogene Darstellung mit ΦN_R und ΦM_R nach Gl. (3.8) und Gl. (3.9). Die Grenzlinie der Querschnittstragfähigkeit wird dabei auf die Bruttofläche (d. h. ohne Berücksichtigung des Lochbilds) des in Tabelle 3.1 dargestellten Planziegels bezogen. Neben der experimentellen bzw. approximierten Querschnittstragfähigkeit sind auch die Interaktionsdiagramme gemäß Abbildung 3.3 dargestellt. Da bei außermittiger Beanspruchung die Resultierende entweder links oder rechts der Systemachse eingeleitet wird, sind die Interaktions-Diagramme zweigeteilt dargestellt.

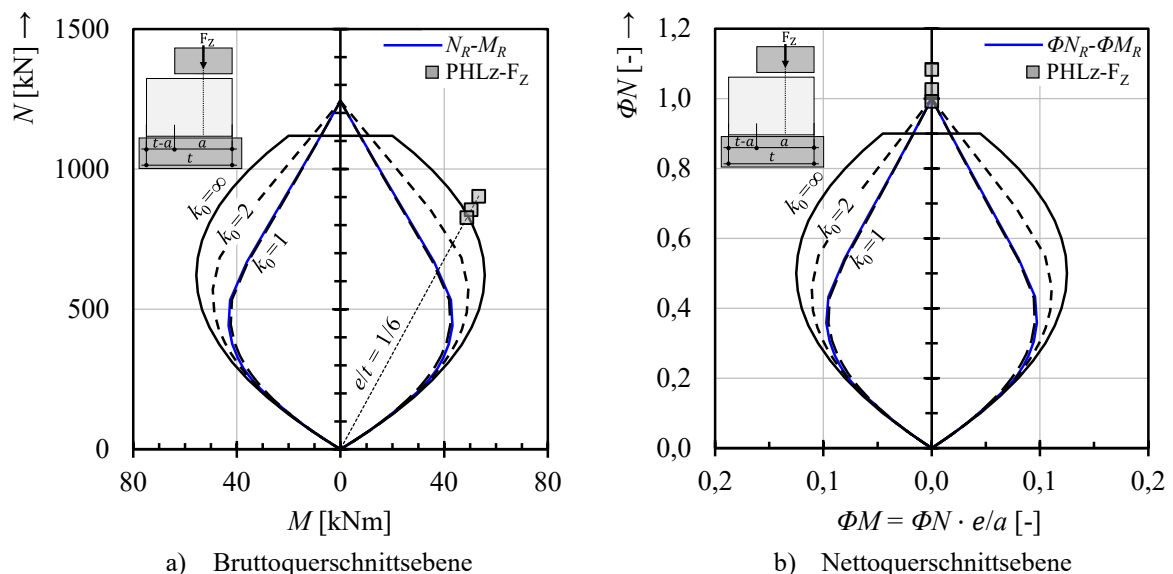


Abbildung 3.7: Gegenüberstellung verschiedener Grenzlinien der Querschnittstragfähigkeit mit den experimentellen Versuchsergebnissen (PHLZ-Fz)

Demnach zeigt sich in Abbildung 3.7a deutlich, dass die experimentellen Teilflächenbelastungen auf Bruttoquerschnittsebene ($\bar{x} \approx 862 \text{ kN}$) höhere Tragfähigkeiten als die theoretische Querschnittstragfähigkeit mit $N_R = 642 \text{ kN}$ erreichen. Auch unter Berücksichtigung der tatsächlich belasteten Teilfläche ergeben sich um den Faktor $862 \text{ kN} / 833 \text{ kN} = 1,04$ geringfügig höhere Tragfähigkeiten als auf Basis der rechnerischen Nettoquerschnittstragfähigkeit mit $f_{st} \cdot b \cdot a$ (siehe Abbildung 3.7b). Ein Vergleich mit den Versuchsergebnissen aus [Förster 2018] bei identischer bezogener Lastausmitte von $e/t = 1/6$ jedoch unter beidseitig exzentrischer Belastung zeigt, dass die Verhältniswerte zwischen experimenteller und rechnerischer Querschnittstragfähigkeit mit $400 \text{ kN} / 415 \text{ kN} = 0,96$ in vergleichbarer Größenordnung liegen (vgl. [Förster 2018]).

Für die weitere Betrachtung hinsichtlich der Querschnittstragfähigkeit werden nachfolgend die Messdaten der digitalen Bildkorrelation ausgewertet. In Abbildung 3.8 sind ausgehend vom Mittelwert der Bruchlast $F_{Z,m}$ die jeweiligen Querschnittsstauchungen ε über die Steinbreite t bei der Belastungsstufe $F_{Z,m}/3$, $2F_{Z,m}/3$ sowie im Bruchzustand F_Z veranschaulicht. Zur besseren Orientierung wird zusätzlich auch die Lage der Resultierenden sowie die Auflagertiefe der Teilflächenbelastung dargestellt.

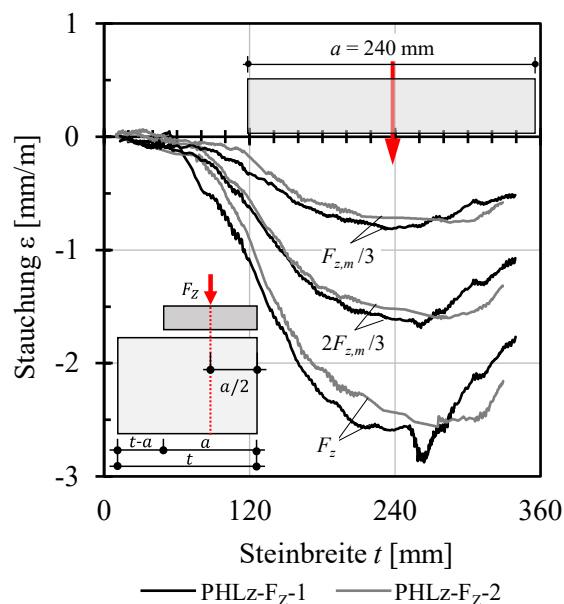


Abbildung 3.8: Auswertung der experimentellen Querschnittsstauchungen bei unterschiedlichen Belastungsniveaus – zentrische Beanspruchung

Hier zeigt sich bezüglich des Lastabtrags die bis zum Bruch anhaltende geringfügige Aktivierung des an die belastete Teilfläche angrenzenden Querschnittsbereichs. Dies korrespondiert mit der bereits festgestellten 1,04-fach höheren experimentellen Tragfähigkeit gegenüber der rechnerischen Nettoquerschnittstragfähigkeit. Etwaige Rissbildungen und einhergehende Spannungsumlagerungen während des Versuchs sind bis zum Erreichen der Bruchlast nicht festzustellen. Der Bruch trat bei allen Prüfkörpern schlagartig und ohne Vorankündigung wie bspw. durch Rissbildung oder Abplatzungen ein.

3.2.2.2 Beanspruchungssituation am Wandfuß

Für die Beanspruchungssituation am Wandfuß wird die Last bezogen auf den Nettoquerschnitt mit einer bezogenen Lastausmitte von $e/a = 1/3$ in Richtung der unbelasteten Querschnittsrandfaser eingeleitet. Fokus dieser Laststellung liegt insbesondere auf der durch die teilaufgelagerte Decke bedingten Unstetigkeit hinsichtlich der Spannungs-Dehnungs-Verteilung auf Querschnittsebene. Die Unstetigkeit in Kombination mit der gewählten bezogenen Ausmitte soll die Belastungssituation von Mauerwerkswänden mit geringem Auflastniveau widerspiegeln, bei welcher aus dem ausbleibenden Rückstelleffekt der Wandnormalkraft eine höhere Deckenrotation resultiert. Die experimentellen Bruchlasten sowie die zugehörigen Momente im Bruchzustand sind in Tabelle 3.5 zusammengefasst.

Tabelle 3.5: Versuchsergebnisse der Teilflächenbelastung am Einzelstein – Beanspruchungssituation am Wandfuß (Index B für Bruttoquerschnitt: $e/t = 0,06$; Index N für Nettoquerschnitt: $e/a = 1/3$)

Prüfkörper	Exzentrizität	Bruchlast	M_B	M_N
PHLZ-	e [m]	F_F [kN]	[kNm]	[kNm]
F _F -1	$e_B = 0,021$	337,5	7,1	27,0
F _F -2		349,6	7,4	28,0
F _F -3	$e_N = 0,080$	342,8	7,2	27,4
Mittelwert \bar{x}:		343,3	7,2	27,5

Entsprechend der zentrischen Beanspruchung sind in Abbildung 3.9 die experimentellen Versuchsergebnisse der Querschnittstragfähigkeiten getrennt nach Querschnittsebenen dargestellt. Der Einfluss der unstetigen Spannungsverteilung bei gleichzeitig geringer bezogener Lastausmitte ($e/t = 0,06$) ist in Abbildung 3.9a deutlich erkennbar. Auf Nettoquerschnittsebene hingegen zeigt sich, dass die rechnerische Querschnittstragfähigkeit ΦN_R um den Faktor 1,62 deutlich überschritten wird. Auch im Vergleich zum starr-plastischen Spannungsblock ΦN_{pl} ($k_0 = \infty$) ergibt sich eine 1,23-fach höhere Tragfähigkeit. In welchem Maß sich dabei die Unstetigkeit der Spannungsverteilung und entsprechende Umlagerungseffekte auswirken, wird nachfolgend auf Grundlage der Querschnittsstauchungen aufgezeigt.

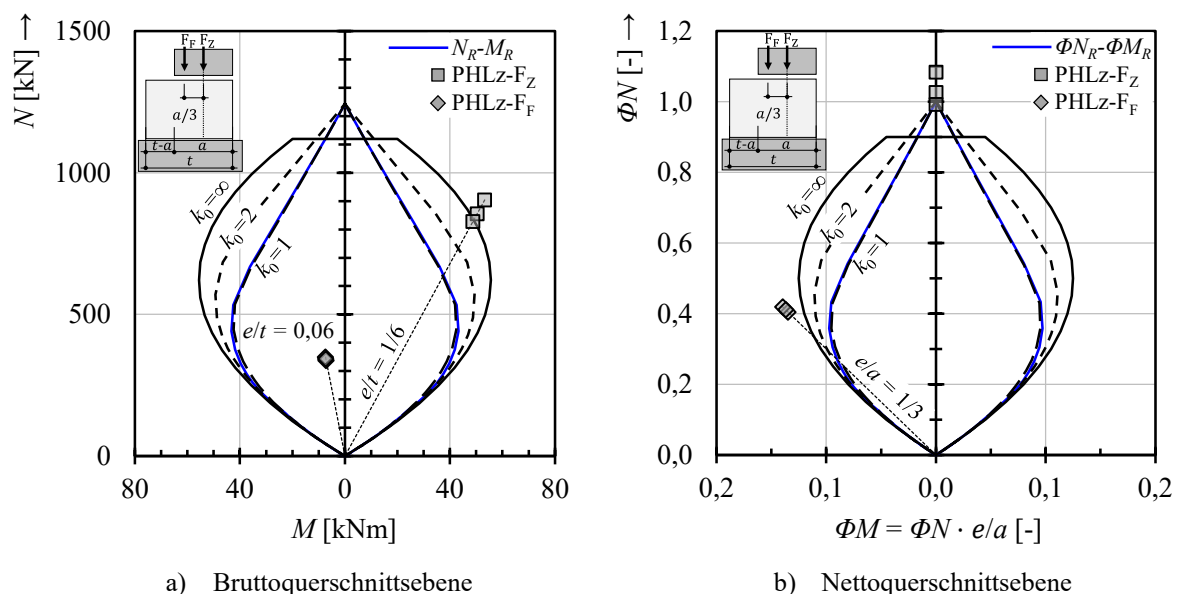


Abbildung 3.9: Gegenüberstellung verschiedener Grenzlinien der Querschnittstragfähigkeit mit den experimentellen Versuchsergebnissen (PHLZ-F_Z und PHLZ-F_F)

Wie im vorherigen Abschnitt werden nachfolgend in Abbildung 3.10 die zugehörigen Querschnittsstauchungen bei unterschiedlichen Belastungsstufen mit $F_{F,m}/3$ und $2 F_{F,m}/3$ ausgehend vom Mittelwert $F_{F,m}$ sowie im Bruchzustand F_F gegenübergestellt.

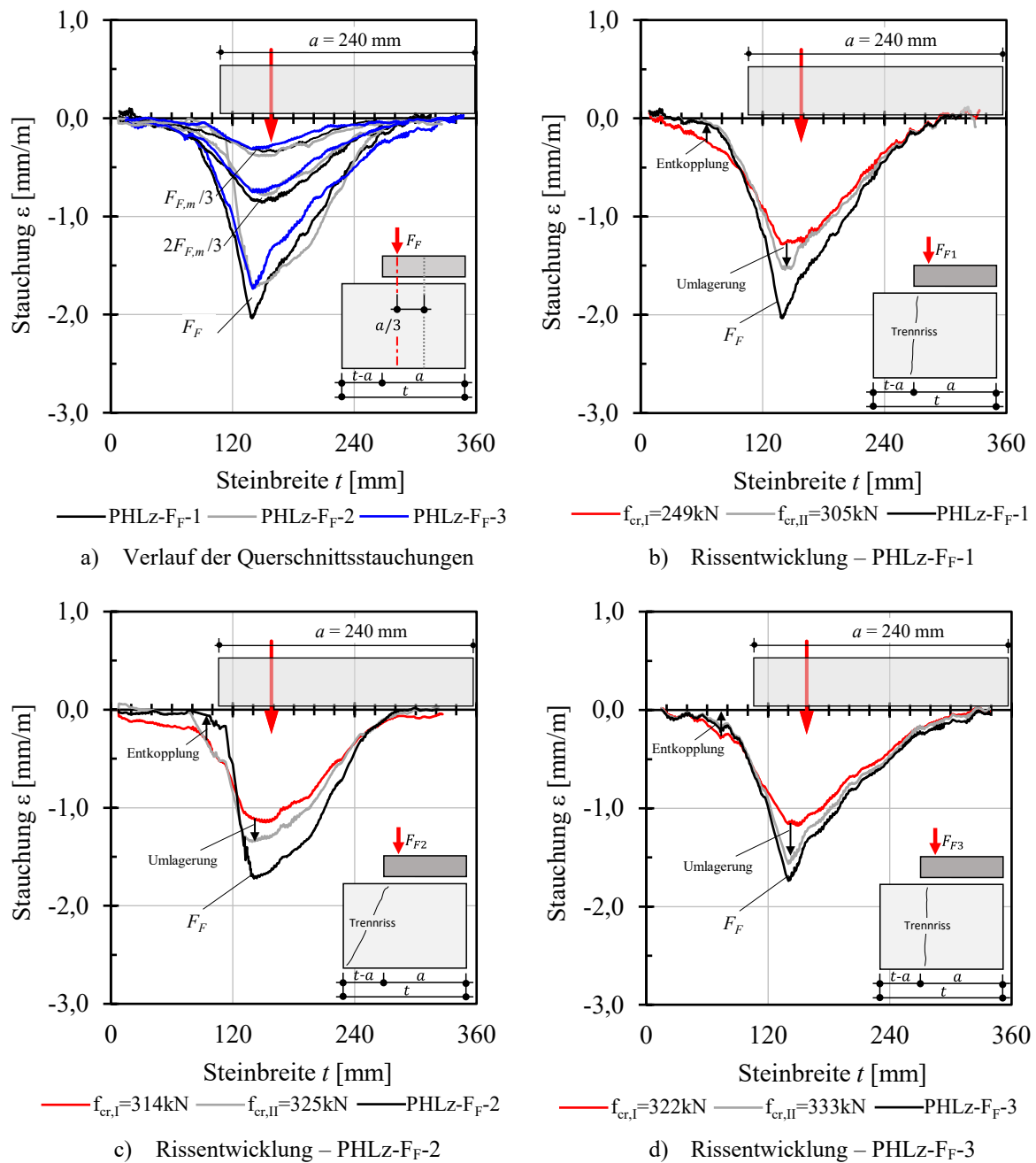


Abbildung 3.10: Auswertung von experimentellen Querschnittsstauchungen und Rissbildung mit einhergehender Umlagerung – Beanspruchungssituation am Wandfuß

Demnach wird in Abbildung 3.10a deutlich, dass sich die Stauchungen unabhängig der Belastungsstufe maßgeblich im Bereich der Lasteinleitung konzentrieren und an beiden Querschnittsrandfasern nahezu linear auf null abnehmen. Ebenso zeigt sich hinsichtlich des Lastabtrags, dass auch hier der unbelastete Querschnittsbereich bis zu einem Belastungsniveau von $85 \div 90 \%$ der Bruchlast aktiviert wird. Die anschließende Entkopplung erfolgt durch eine schlagartige Rissbildung ausgehend von der Resultierenden der Lasteinleitung. Dieser Effekt und die damit einhergehende Spannungumlagerung wird durch die in Abbildung 3.10b bis Abbildung 3.10c dargestellten Querschnittsstauchungen verdeutlicht. Hierbei werden die

Querschnittsstauchungen unmittelbar vor ($f_{cr,I}$) und nach ($f_{cr,II}$) der Rissbildung gegenübergestellt. Demzufolge lagern sich im Wesentlichen die Spannungen im Bereich der Resultierenden um, wohingegen die Beanspruchungen in Richtung der lastzugewandten Querschnittsrandfaser nur geringfügig zunehmen. Nach der Rissbildung bzw. Entkopplung des unbelasteten Querschnittsbereichs kann die Last noch um ca. 6 % bis zum Erreichen der Bruchlast F_F gesteigert werden, bevor das Versagen durch einen plötzlichen Sprödbbruch eintritt. Die nach der Rissbildung vorhandene Laststeigerung ist möglicherweise auf Effekte wie bspw. Rissreibung sowie Lastumlagerungen auf den Innenlängssteg zurückzuführen.

3.2.2.3 Beanspruchungssituation am Wandkopf

Analog zum Wandfuß wird für die Beanspruchungssituation am Wandkopf die Last mit einer bezogenen Ausmitte von $e/a = 1/3$ jedoch in Richtung der lastzugewandten Querschnittsrandfaser eingeleitet. Dadurch soll äquivalent zum Wandfuß die Belastungssituation mit geringem Auflastniveau und der dadurch bedingten Deckenrotation simuliert werden. In Tabelle 3.6 sind die Bruchlasten sowie die zugehörigen Momente zusammengefasst. Im Vergleich zur Beanspruchungssituation am Wandfuß ergibt sich am Wandkopf im Mittel eine 1,37-fach höhere Bruchlast.

Tabelle 3.6: Versuchsergebnisse der Teilflächenbelastung am Einzelstein – Beanspruchungssituation am Wandkopf (Index B für Bruttoquerschnitt: $e/t = 0,39$; Index N für Nettoquerschnitt: $e/a = 1/6$)

Prüfkörper PHLZ-	Exzentrizität e [m]	Bruchlast F_K [kN]	M_B [kNm]	M_N [kNm]
FK-1	$e_B = 0,139$ $e_N = 0,080$	473,1	65,7	37,8
FK-2		490,2	68,1	39,2
FK-3		449,4	62,4	36,0
Mittelwert \bar{x}:		470,9	65,4	37,7

Anders als bei der Beanspruchungssituation am Wandfuß wird in Abbildung 3.11a deutlich, dass am Wandkopf trotz der Teilflächenbelastung höhere Querschnittstragfähigkeiten erreicht werden als auf Basis des rechnerischen Bruttoquerschnitts N_R . Gleiches zeigt sich in Abbildung 3.11b auch auf Nettoquerschnittsebene. Hier überschreiten die experimentellen Versuchsergebnisse die rechnerische Tragfähigkeit ΦN_R um den Faktor 2,20 deutlich.

Auch im Vergleich zum starr-plastischen Spannungsbloc ΦN_{pl} ($k_0 = \infty$) zeigt sich, dass experimentell im Mittel 1,68-fache höhere Tragfähigkeiten erreicht werden. Aufgrund der großen bezogenen Lastausmitte von $e/a = 0,33$ bzw. $e/t = 0,39$ lässt sich dieser Sachverhalt insbesondere bei Großkammerlochung auf die positiv wirkende Diskontinuität der Planhochlochziegel zurückführen [Förster 2018]. Dementsprechend wird der Planziegel für die analytische Betrachtung unabhängig des Lochbilds als Bruttoquerschnitt (d. h. homogener Vollquerschnitt) abgebildet. Allerdings ist das Verhältnis der überdrückten Querschnittsfläche zur Gesamtfläche unter Berücksichtigung des Lochbilds (d. h. unter tatsächlichen Randbedingungen) deutlich größer als unter der vereinfachten Annahme eines Vollquerschnitts. Somit ergeben sich aufgrund des größeren überdrückten Querschnittsbereichs experimentell höhere Querschnittstragfähigkeiten als rechnerisch prognostiziert.

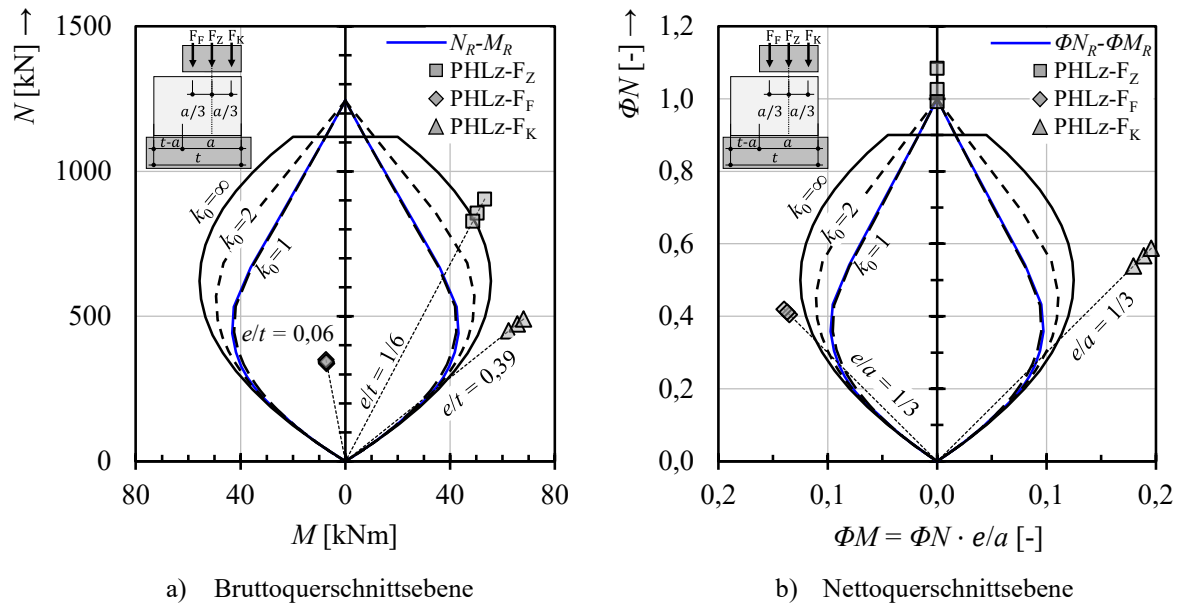


Abbildung 3.11: Gegenüberstellung verschiedener Grenzl意思ien der Querschnittstragfähigkeit mit den experimentellen Versuchsergebnissen (PHLZ-F_Z, PHLZ-F_F und PHLZ-F_K)

Zur weiteren Veranschaulichung der Ergebnisse werden in Abbildung 3.12 die zugehörigen Querschnittsstauchungen bei unterschiedlichen Belastungsstufen entsprechend den vorherigen Abschnitten ausgewertet. Aufgrund der Übersichtlichkeit werden in Abbildung 3.12 die Stauchungen beginnend ab einer Steinbreite von ca. 70 mm dargestellt, da im Bereich der unbelasteten Querschnittszone aufgrund ausbleibender Verformungen lediglich ein Messrauschen aufgezeichnet wurde.

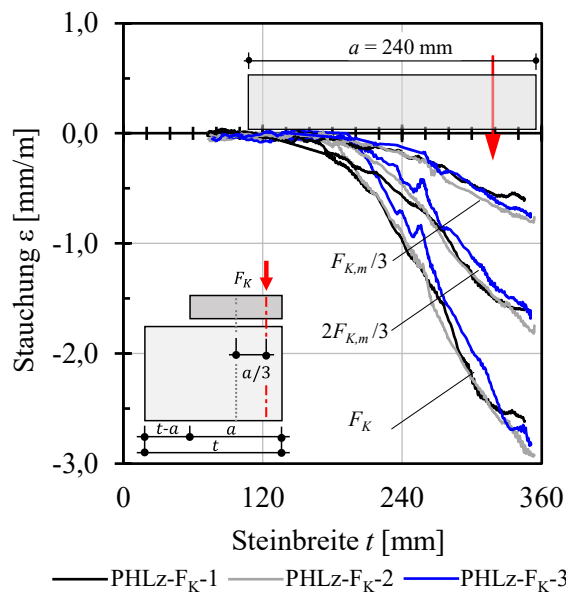


Abbildung 3.12: Auswertung der experimentellen Querschnittsstauchungen – Beanspruchungssituation am Wandkopf

Der Bruch stellte sich bei allen Prüfkörpern schlagartig und ohne etwaige Rissbildungen ein, weshalb anders als bei der Beanspruchungssituation am Wandfuß auf eine detaillierte Darstellung der Rissentwicklung mit entsprechender Umlagerung verzichtet wird. Ähnlich wie in Abbildung 3.10 zeigt sich ausgehend von der Resultierenden eine lineare Abnahme der Stauchungen über die belastete Querschnittszone. Aufgrund des mit dem Belastungsniveau

ansteigenden Gradienten der Dehnungsverteilung kann konstatiert werden, dass der Lastabtrag maßgeblich durch den Außen- und unmittelbar angrenzenden Innenlängssteg erfolgt. Hinsichtlich der am Lastabtrag aktivierten Querschnittsbreite ist festzustellen, dass sich diese unabhängig des Belastungsniveaus nicht über die volle Auflagertiefe a erstreckt.

3.2.3 Zusammenfassung

In Tabelle 3.7 sind bezogen auf die Nettoquerschnittsebene sowohl die experimentellen Mittelwerte ΦN und die zugehörige rechnerische Tragfähigkeit ΦN_R als auch die bezogenen Tragfähigkeiten auf Basis eines linear-elastischen (ΦN_{el}), quasi-duktilen gemäß einer Parabel 2. Ordnung (ΦN_{qd}) und starr-plastischen (ΦN_{pl}) Materialverhaltens gegenübergestellt. Unabhängig der Belastungssituation wird deutlich, dass sich experimentell stets höhere Querschnittstragfähigkeiten ergeben. Die Annahme von [Förster 2018], wonach die Idealisierung der Planziegel als homogener Querschnitt als konservative Abschätzung der Tragfähigkeit möglich ist, kann nach gegenwärtigem Wissenstand der eigenen Versuche bestätigt werden.

Tabelle 3.7: Gegenüberstellung der auf die Nettoquerschnittsebene bezogenen experimentellen Mittelwerte ΦN der Teilflächenbelastungen am Einzelstein mit verschiedenen rechnerischen Querschnittstragfähigkeiten

Beanspruchungs-situation	e/a [-]	ΦN [-]	ΦN_R [-]	ΦN_{el} [-]	ΦN_{qd} [-]	ΦN_{pl} [-]
PHLz-F _Z	0,0	1,04	1,0	1,0	1,0	1,0 / 0,9*
PHLz-F _F	1/3	0,41	0,255	0,250	0,297	0,333
PHLz-F _K		0,56				

* bezogene Normalkrafttragfähigkeit unter Berücksichtigung der normativen Mindestausmitte von $e/a = 0,05$ gemäß [EN 1996-1-1:2022]

Zudem ist festzustellen, dass sich die Diskontinuität der Großkammerlochung bei großen Exzentrizitäten im Vergleich zur rechnerischen Tragfähigkeit positiv auswirkt. Dies wird insbesondere durch die in Abbildung 3.13 enthaltene Darstellung der experimentellen Querschnittstragfähigkeit bezogen auf den Bruttoquerschnitt (als B-PHLz bezeichnet) deutlich.

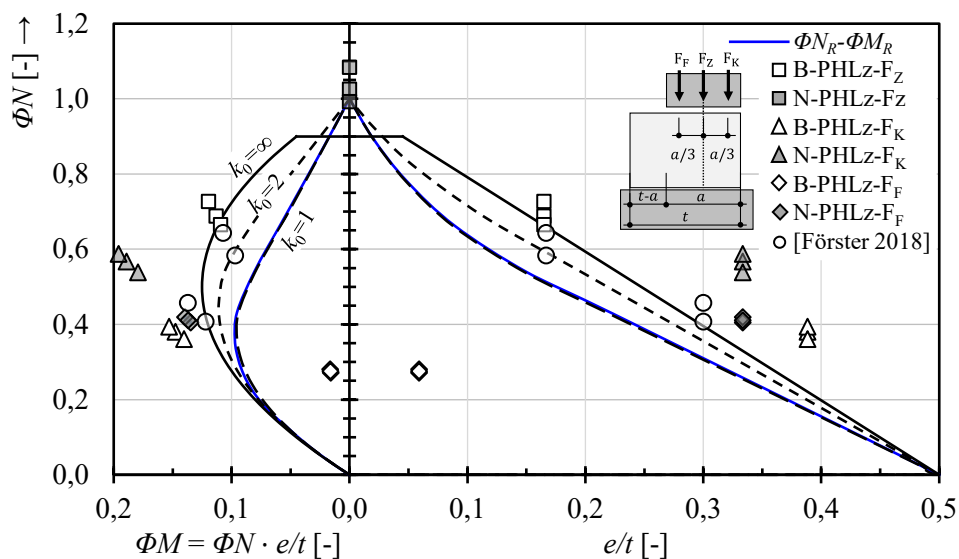


Abbildung 3.13: Vergleich experimenteller Tragfähigkeiten bezogen auf die Netto- (N-PHLz) und Bruttoquerschnittsebene (B-PHLz) mit rechnerischen Querschnittstragfähigkeiten

Demzufolge ergibt sich bei einer bezogenen Lastausmitte von $e/t = 1/6$ (zentrische Beanspruchung bezogen auf den Bruttoquerschnitt B-PHLz_Fz) eine um den Faktor 1,04 höhere Tragfähigkeit als auf Grundlage des Spannungsblocks ΦN_{pl} . Wird die bezogene Lastausmitte weiter in Richtung belastete Querschnittsrandfaser auf $e/t = 0,39$ gesteigert (Beanspruchungssituation am Wandkopf B-PHLz_Fk), ist eine $\sim 1,26$ -fach höhere Tragfähigkeit festzustellen. Ferner werden in Abbildung 3.13 als Vergleichsgröße auch die einachsige exzentrischen Steindruckversuche aus [Förster 2018] bezogen auf den Bruttoquerschnitt dargestellt. Hier zeigt sich, dass mit zunehmender Exzentrizität die experimentelle Querschnittstragfähigkeit im Vergleich zum Spannungsblock ansteigt. FÖRSTER führt das u. a. auf die äußeren Stege und deren exponierte Lage am Querschnittsrand und den damit verbundenen größeren inneren Hebelarm zurück. Dieser Sachverhalt kann insbesondere durch die eigenen Versuche in Abschnitt 3.2.2.3 bestätigt werden.

3.3 Untersuchungen an Wandprüfkörpern

Ziel der nachfolgenden Untersuchungen stellt zum einen die Charakterisierung des Last-Verformungs-Verhaltens des in Abschnitt 3.2 untersuchten Planziegeltyps infolge zentrischer und doppelt-exzentrischer Beanspruchung auf Systemebene und zum anderen die analytische Betrachtung der daraus resultierenden Spannungsverteilung auf Querschnittsebene dar. Hierfür werden in Abschnitt 3.3.1 die Auswertungen der eigenen experimentellen Untersuchungen sowie in Abschnitt 3.3.2 die Aufbereitung einer umfangreichen Datenbasis zu vorhandenen zentrischen und doppelt-exzentrischen Druckversuchen dargelegt. Darauf aufbauend erfolgt die analytische Betrachtung vorhandener Querschnittstragfähigkeiten in Hinblick auf die Bemessungsvorgabe mittels starr-plastischem Spannungsblock nach [EN 1996-1-1:2022]. Hierfür werden nachfolgend die Mittelwerte der zentrischen und doppelt-exzentrischen Bruchlasten F_m und $F_{m,de}$ auf den ungerissenen Bruttoquerschnitt A_{Brutto} nach Gl. (3.15) und Gl. (3.16) bezogen.

- Mittelwert der zentrischen Druckversuche f_m

$$f_m = \frac{F_m}{A_{Brutto}} \quad (3.15)$$

- Mittelwert der doppelt-exzentrischen Druckversuche $f_{m,de}$

$$f_{m,de} = \frac{F_{m,de}}{A_{Brutto}} \quad (3.16)$$

3.3.1 Experimentelle Druckversuche an Mauerwerksprüfkörpern

In diesem Abschnitt werden die Untersuchungsergebnisse der zentrischen und doppelt-exzentrischen Druckprüfungen dargelegt. In Anlehnung an [DIN EN 1052-1:1998-12] wurden je Prüfsérie jeweils drei Wandprüfkörper mit einer Länge von vier Steinreihen und einer Höhe von fünf bzw. zehn Steinlagen hergestellt. Während die zentrischen Druckprüfungen sowohl an halbgeschoss- (Prüfsérie I) als auch geschosshohen (Prüfsérie II) Mauerwerkswänden durchgeführt wurden, erfolgten die doppelt-exzentrischen Wanddruckversuche ausschließlich an geschosshohen Wandprüfkörpern (Prüfsérie III).

Die Abmessungen der Mauerwerksprüfkörper (Prüfkörperlänge l_s , Prüfkörperbreite t_s , Prüfkörperhöhe h_s) sind in Tabelle 3.8 zusammengefasst. Alle Prüfkörperserien wurden jeweils im Läuferverband auf separaten Stahlplatten aufgemauert. Der Auftrag des Dünnbettmörtels im

Bereich der Lagerfugen wurde mittels Mörtelschlitten aufgetragen sowie die Stoßfugen ohne Vermörteln knirsch gestoßen. Hinsichtlich einer minimalen Querstegüberdeckung wurde als Überbindemaß l_{ol} bei allen Mauerwerksprüfkörpern ein Verhältniswert von Überbindemaß zur Steinhöhe von $l_{ol}/h_u = 0,4$ gewählt.

Tabelle 3.8: Geometrische Abmessungen der halb- und geschosshohen Wandprüfkörper (Z = zentrische Beanspruchung, DE = doppelt-exzentrische Beanspruchung)

Prüfserie	Prüfkörper	Länge l_s	Breite t_s	Höhe h_s	Schlankheit λ
	PHLz-	[mm]	[mm]	[m]	[-]
I	R-Z1	973	354	1,25	3,5
	R-Z2	971	355	1,26	
	R-Z3	975	365	1,25	
II	W-Z1	974	354	2,51	7,1
	W-Z2	973	354	2,51	
	W-Z3	972	360	2,52	
III	W-DE1	975	354	2,51	7,1
	W-DE2	974	353	2,51	
	W-DE3	973	358	2,52	

Nach Aufbau der Prüfkörper wurden diese bis zum Zeitpunkt der Prüfung im Labor bei einer Raumtemperatur von 18 bis 22 °C und einer relativen Luftfeuchte von rd. 40 bis 60 % gelagert. Die Untersuchung der wesentlichen Frischmörteleigenschaften wie Ausbreitmaß nach [DIN EN 1015-3:2007-05] und Frischrohdichte nach [DIN EN 1015-6:2007-05] des verwendeten Dünnbett- sowie Ansetzmörtels wurde parallel während des Aufbaus der Prüfkörper durchgeführt und ist in Anhang A.2 zusammengefasst.

Im Hinblick auf die experimentellen Untersuchungen des Außenwand-Decken-Knotens wurde für die Durchführung der nachfolgenden zentrischen Druckversuche eine flexible hydraulische Prüfvorrichtung konzipiert. Anders als bei konventionellen Prüfvorrichtungen erfolgt die Lasteinleitung durch zwei Querriegel, welche orthogonal im Abstand von 60 cm auf die Lasteinleitungsplatte des Prüfkörpers verlegt werden (siehe Abbildung 3.14). Anschließend werden die Spannstangen durch den Querriegel sowie den Spannboden und den hydraulischen Hohlkolbenzylinder geführt und verankert. Somit werden die aufgebrachten Zugkräfte in den Spannstangen durch die Umlenkung beider Querriegel als Druckkraft in den Prüfkörper eingeleitet. Die dabei vorhandene Zugkraft wird mittels eines Kraftaufnehmers – vom Typ U10M500 der Firma *Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH (HBM)* mit einer Nennkraftkalibrierung von 1000 kN – auf der Oberseite des Querriegels abgegriffen, sodass über Gleichgewichtsbeziehungen auf die daraus resultierende Wandnormalkraft rückgerechnet werden kann.

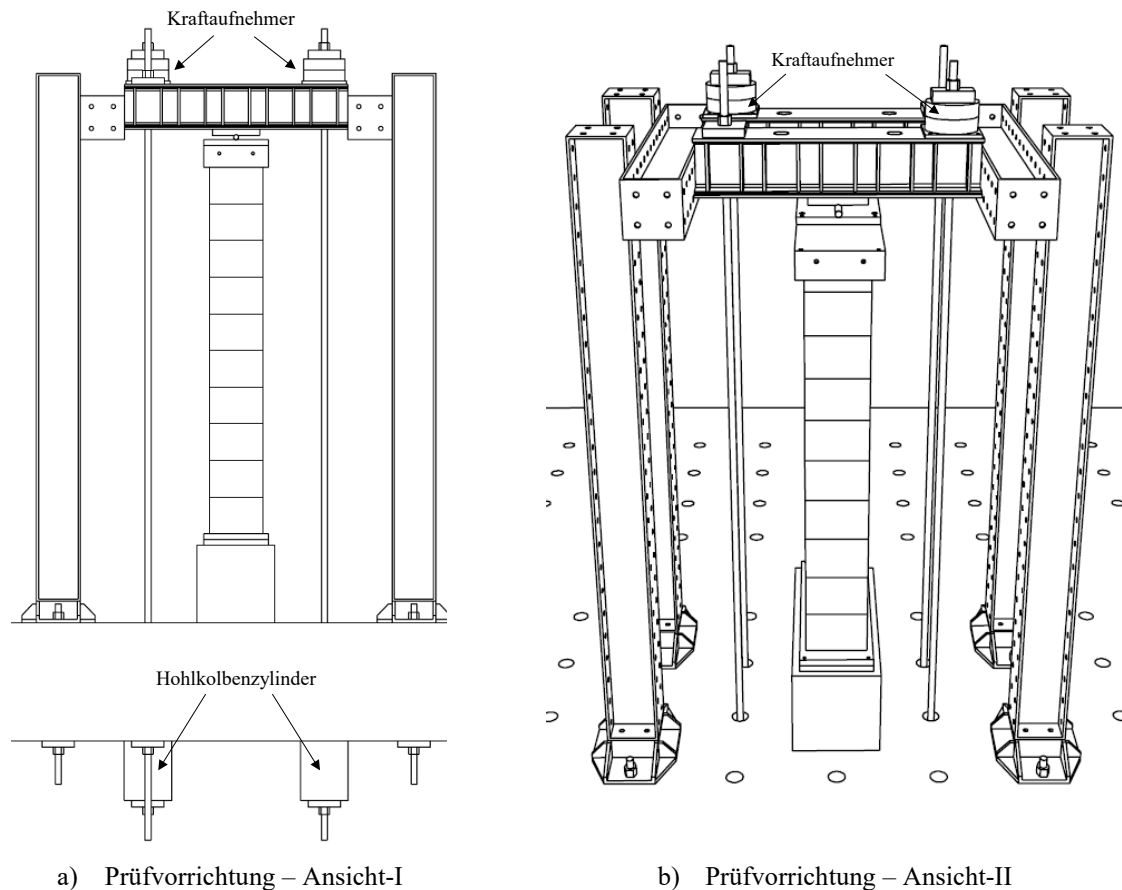


Abbildung 3.14: Prinzipskizze der Prüfvorrichtung für zentrische und doppelt-exzentrische Druckversuche

3.3.1.1 Zentrische Druckversuche an RILEM-Prüfkörper

Ziel der halbgeschosshohen Wanddruckversuche (sog. RILEM-Prüfkörper) stellt die Ermittlung der mittleren Druckfestigkeit f und des Elastizitätsmoduls E dar. Etwaige Schlankheitsbedingte Effekte infolge Theorie II. Ordnung können aufgrund des geringen Schlankheitsgrads von $\lambda = 3,5$ vernachlässigt werden. Schlankheitsbedingte Einflüsse infolge Imperfektionen werden erst mit zunehmender Prüfkörperschlankheit $\lambda > 5$ relevant, wobei nach [Jäger et al. 2005c] der Einfluss geringfügiger ausfällt als allgemein angenommen. Außerdem zeigen Untersuchungen aus [Jäger et al. 2005c] hinsichtlich Schlankheitsgrad $\lambda \leq 5$ auch, dass bis zu einer Prüfkörperschlankheit von $\lambda = 5$ keine Umrechnung der Druckfestigkeit erfolgen sollte. Somit kann der Mittelwert der Versuchsergebnisse $f_{m,\lambda=3,5}$ nachfolgend als Referenzwert $f_{\lambda=5}$ für die Bewertung der geschosshohen Wanddruckversuche mit $\lambda = 7,1$ herangezogen werden (vgl. Abschnitt 3.3.1.2).

Die RILEM-Prüfkörper wurden kraftregelt mit einer konstanten Belastungsgeschwindigkeit von 100 kN/min. bis zum Erreichen des Bruchzustands belastet. Die Verformungsmessung zur Ermittlung des Elastizitätsmoduls E wurde mittels induktiven Wegaufnehmern des Typs WA-T50 der Firma HBM zeitsynchron zur aufgebracht Last dokumentiert. Die Positionierung der Wegaufnehmer erfolgte dabei wie in Abbildung 3.15 dargestellt nach den entsprechend normativen Vorgaben gemäß [DIN EN 1052-1:1998-12].

Die Ermittlung der zugehörigen Festmörtel Eigenschaften – Trockenrohdichte sowie Druck- und Biegezugfestigkeit – erfolgte auf der sicheren Seite liegend am Tag der Erstprüfung dieser Prüfserie und ist in Anhang A.2 dargestellt.

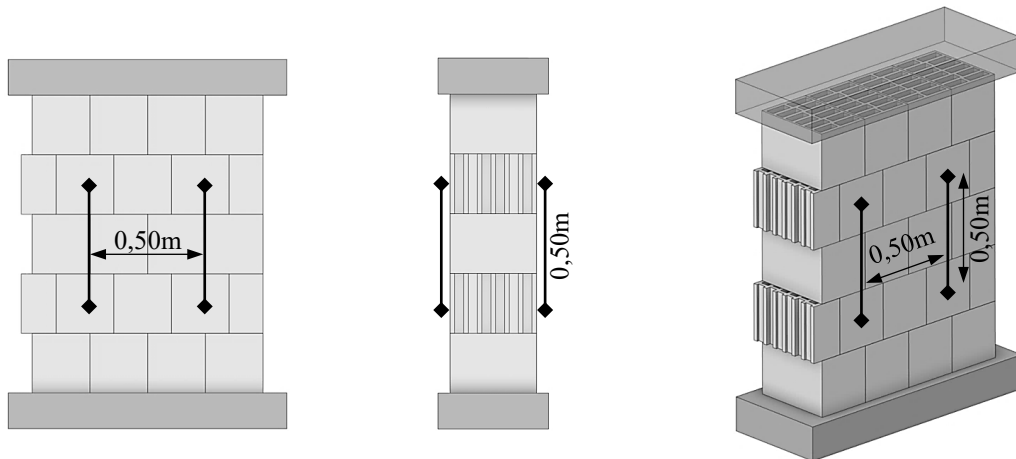


Abbildung 3.15: Schematische Darstellung der Positionierung der induktiven Wegaufnehmer zur Messung der Längsverformung am RILEM-Prüfkörper gemäß [DIN EN 1052-1:1998-12]

In Abbildung 3.16 sind die entsprechenden Spannungs-Dehnungs-Linien der RILEM-Prüfkörper dargestellt. Anders als bei Prüfkörper R-Z3 wurden bei Prüfkörper R-Z1 und R-Z2 die Arbeitslinien nicht bis zum Bruch dokumentiert, da für die rechnerische Ermittlung des Elastizitätsmoduls nur die Stauchungen bis zum Drittel der Höchstbeanspruchung relevant sind. Darüber hinaus zeigen Erfahrungswerte sowie die Arbeitslinie des RILEM-Prüfkörpers R-Z3, dass sich die Spannungs-Dehnungs-Linien mit unmittelbar am Mauerwerksprüfkörper applizierten Wegaufnehmern nur bedingt erfassen lässt. Grund hierfür sind lokale Schädigungen wie schlagartige Rissbildungen und Abplatzungen, die sich direkt auf die Datenerfassung der induktiven Wegaufnehmer auswirken. Aus diesem Grund wird zur Orientierung in Abbildung 3.16 das zugehörige Bruchlastniveau der Prüfkörper R-Z1 und R-Z2 als gestrichelte Linie dargestellt.

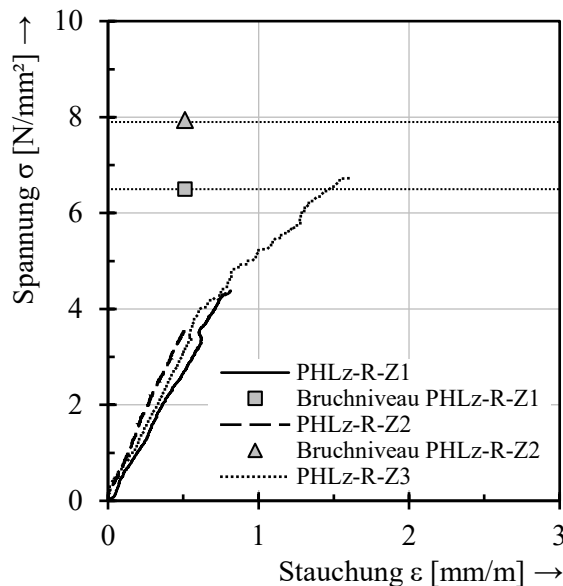


Abbildung 3.16: Experimentelle Spannungs-Dehnungs-Linien der zentrischen Druckversuche an RILEM-Prüfkörpern

Das Versagen der Prüfkörper zeichnete sich durch einen für Ziegelmauerwerk charakteristischen schlagartigen Bruch ohne Vorankündigung durch etwaige Rissbildung aus. Die erreichten Bruchlasten F sowie der entsprechende Mittelwert der zentrischen Druckversuche f_m sind in Tabelle 3.9 zusammengefasst. Die darin enthaltenen Elastizitätsmodule wurden durch

eine lineare Regressionsanalyse auf Grundlage der in Abbildung 3.16 enthaltenen experimentellen Spannungs-Dehnungs-Linien bestimmt. In Anlehnung an [DIN EN 1052-1:1998-12] wurden hierfür vom Ursprung ausgehend die Stauchungen bis zu einem Drittel der Höchstbeanspruchung berücksichtigt. Der hieraus resultierende Mittelwert des Bestimmtheitsmaßes mit $R^2 = 0,998$ spiegelt die sehr gute Proportionalität der Regressionsgerade im linear-elastischen Bereich der experimentellen Arbeitslinie wider. Zudem zeigt sich auch eine gute Übereinstimmung mit dem normativen Ansatz zur Ermittlung des Sekantenmoduls gemäß [EN 1996-1-1:2022]. Demnach ist für die Ermittlung des Elastizitätsmoduls – sofern keine Verformungsermittlung nach [DIN EN 1052-1:1998-12] erfolgte – die charakteristische Mauerwerksdruckfestigkeit f_k mit der Kennzahl K_E zu multiplizieren. Für Mauerziegel wird in [DIN EN 1996-1-1/NA:2019-12] für die Kennzahl K_E ein Rechenwert von $K_E = 1100$ mit entsprechendem Wertebereich $950 \leq K_E \leq 1250$ angegeben. Unter Berücksichtigung der normativen Vorgabe nach [DIN EN 1052-1:1998-12] ergibt sich der rechnerische Elastizitätsmodul nach Gl. (3.17) zu

$$E = \frac{7,1 \text{ N/mm}^2}{1,2} \cdot 1100 \approx 6500 \text{ N/mm}^2 \quad (3.17)$$

und zeigt eine gute Übereinstimmung mit der linearen Regressionsgleichung auf Basis der experimentellen Arbeitslinien.

Tabelle 3.9: Ergebnisse der zentrischen RILEM-Druckversuche

Prüfkörper PHLZ-	Prüfalter [Tage]	A_{Brutto} [mm ²]	Bruchlast F [kN]	E-Modul E [N/mm ²]	Einzel- und Mittelwert: f und f_m [N/mm ²]
R-Z1	11	344.442	2247	5633	6,5
R-Z2	41	344.705	2736	7159	7,9
R-Z3	48	355.875	2400	6211	6,7
Mittelwert \bar{x}:				6300	7,1

3.3.1.2 Zentrische Wanddruckversuche

Ergänzend zu den Druckversuchen an den RILEM-Prüfkörpern werden nachfolgend die zentrischen Druckversuche an geschosshohen Wandprüfkörpern dargelegt. Ziel der Untersuchungen stellt im Wesentlichen die Charakterisierung des Last-Verformungs-Verhaltens auf Systemebene unter Berücksichtigung etwaiger Imperfektionen und schlankheitsbedingter Effekte dar.

Analog zu den vorherigen Untersuchungen erfolgten die Versuche kraftgeregelt sowie die Laststeigerung bis zum Erreichen des Bruchzustands mit einer konstanten Belastungsgeschwindigkeit von 100 kN/min. Die Verformungen wurden ebenfalls mittels induktiven Wegaufnehmern des Typs WA-T50 von Firma *HBM* aufgezeichnet, wobei anders als bei den RILEM-Prüfkörpern diese am Wandkopf nicht unmittelbar am Prüfkörper, sondern wie in Abbildung 3.17 dargestellt auf der Lasteinleitungsplatte appliziert wurden. Dies hat den Vorteil, dass lokale Schädigungen und einhergehende progressive Rissbildungen über die Wandhöhe verschmiert erfasst und die Aufzeichnung der Messdaten nicht beeinträchtigen werden. Die experimentellen Begleitversuche der zugehörigen Festmörteleigenschaften

erfolgten auf der sicheren Seite liegend nach 14 Tagen bzw. am Tag der Erstprüfung und sind in Anhang A.2 dargestellt.

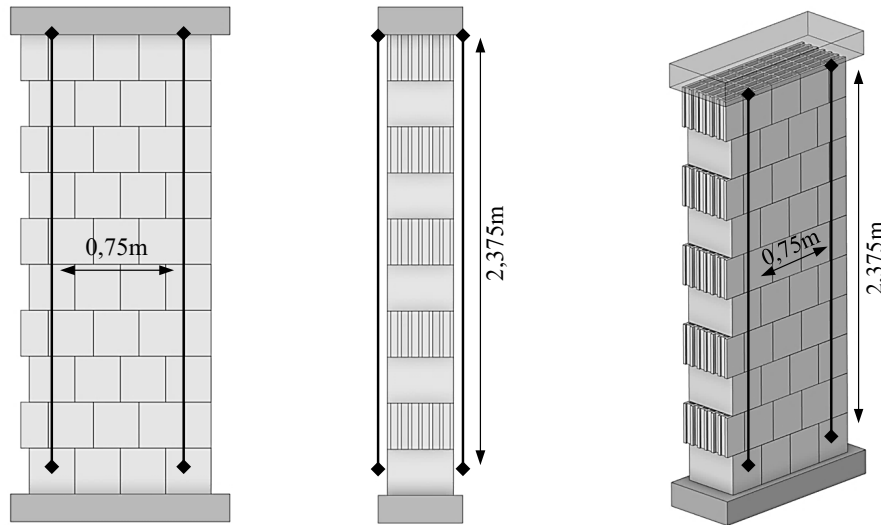


Abbildung 3.17: Schematische Darstellung der Positionierung der induktiven Wegaufnehmer zur Messung der Längsverformung am Wandprüfkörper

Die experimentellen Spannungs-Dehnungs-Linien sind in Abbildung 3.18a zusammengefasst und zeigen eine gute Übereinstimmung mit Versuchsergebnissen aus [Schellbach et al. 1983], [Schubert et al. 1990], [Schubert et al. 1992], [Schubert 2004], [Jäger et al. 2004] und [Pflücke 2006] sowie der eigenen Datenerhebung gemäß [Schermer et al. 2020]. Für weiterführende analytische Betrachtungen der Versuchsergebnisse wurde der Mittelwert der Arbeitslinie mit der in Abschnitt 3.1.1 dargelegten Ansatzfunktion angenähert. Die Approximation erfolgte durch die Methode der kleinsten Fehlerquadrate der Ansatzparameter c und n und ist in Abbildung 3.18b zusammen mit dem Mittelwert der experimentellen Arbeitslinie dargestellt.

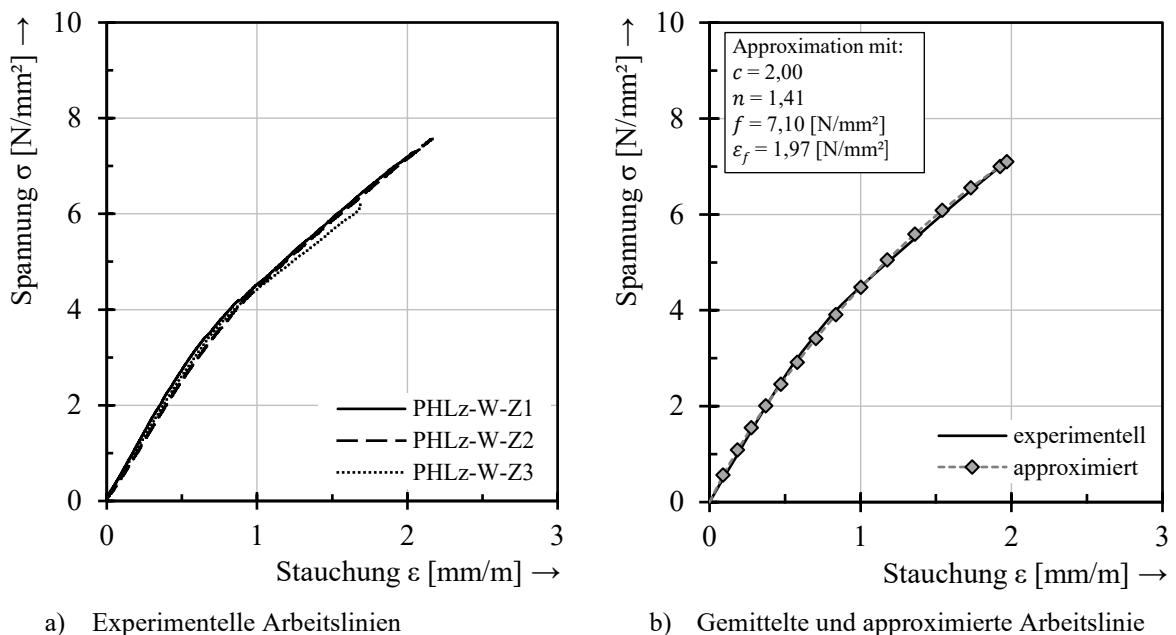


Abbildung 3.18: Experimentelle und approximierte einaxiale Spannungs-Dehnungs-Linie der geschosshohen Wanddruckversuche

Der experimentelle Völligkeitsgrad sowie der zugehörige bezogene Randabstand der Resultierenden ergeben sich zu $\alpha_R = 0,585$ bzw. $k_a = 0,362$ und werden als Berechnungsparameter für die in Abschnitt 3.3.3 ermittelte Randspannung auf Querschnittsebene bei exzentrischer Beanspruchung zugrunde gelegt.

Im weiteren Vergleich zu den Einzelsteinen ergibt sich auf Systemebene mit $V = 0,81$ ein höherer Plastizitätsfaktor, welcher systembedingt auf den Mauerwerksverband und die damit einhergehende größere Duktilität zurückzuführen ist. Des Weiteren zeigt die Gegenüberstellung auch, dass auf Systemebene im Bruchzustand eine geringere Stauchung erreicht wird. Gleicher Sachverhalt ist auch in den Untersuchungsergebnissen von [Reitmayer 2014] festzustellen, wonach sich auf Einzelsteinebene höhere Bruchstauchungen als auf Wandebene ergeben. Als mögliche Ursache kommen etwaige Maßstabeffekte in Betracht, wonach die Festigkeit mit zunehmender Prüfkörperschlankheit abnimmt. Der Grund hierfür liegt versuchsbedingt in der Querdehnungsbehinderung des Prüfkörpers unmittelbar im Bereich der Lasteinleitungsplatten, welche sich wiederum auch auf die Längsverformungen auswirkt. Hinsichtlich des Einflusses dieses Effekts auf die Festigkeit des Mauersteins und des entsprechenden Mauerwerks wird auf Untersuchungen von [Schellbach 1979], [Kritschig et al. 1981], [Mohammeda et al. 2011] und [Brameshuber et al. 2014] verwiesen.

Die jeweiligen Bruchlasten sowie die daraus resultierenden Einzelwerte der zentrischen Wanddruckversuche sind in Tabelle 3.10 zusammengefasst. Die Elastizitätsmodule wurden wie in Abschnitt 3.3.1.1 beschrieben mittels einer linearen Regressionsanalyse vom Ursprung ausgehend bis zu einem Drittel der Höchstbeanspruchung berechnet.

Tabelle 3.10: Ergebnisse der zentrischen Wanddruckversuche

Prüfkörper PHLz-	Prüfalter [Tage]	A _{Brutto} [mm ²]	Bruchlast F [kN]	E-Modul E [N/mm ²]	Einzel- und Mittelwert: f und f _m [N/mm ²]
W-Z1	14	344.796	2533	5695	7,3
W-Z2	21	344.442	2606	5045	7,6
W-Z3	27	349.920	2192	5375	6,3
Mittelwert \bar{x}:				5400	7,1

Im Vergleich zum Referenzwert der RILEM-Prüfkörper ($E = 6300 \text{ N/mm}^2$) ergibt sich auf geschosshoher Wandebene ein Elastizitätsmodul von $E = 5400 \text{ N/mm}^2$, was einer Reduktion von ca. 14 % entspricht. Dennoch ergibt sich bei beiden Prüfserien trotz unterschiedlicher Schlankheit λ ein Mittelwert der zentrischen Druckversuche f_m von jeweils $7,1 \text{ N/mm}^2$. Gemäß dem Referenzwert von $f_{\lambda=5} = 7,1 \text{ N/mm}^2$ nach Abschnitt 3.3.1.1 und der Normierungsfunktion nach [Mann 1983] (vgl. Abschnitt 3.3.2) wird somit der auf $\lambda = 5$ rückgerechnete Mittelwert der zentrischen Druckversuche f_m um den Faktor 1,035 zu progressiv abgeschätzt. Für die weiterführende Analyse der Spannungsverteilung auf Querschnittsebene kann dieser Sachverhalt jedoch vernachlässigt werden, was aus der Untersuchung zum Einfluss der Schiefstellung in Abschnitt 3.3.2.2 hervorgeht.

3.3.1.3 Doppelt-exzentrische Wanddruckversuche

Wie bereits eingangs erwähnt werden aufgrund mangels genauerer Erkenntnisse im Zuge von Zulassungsversuchen bei Planhochlochziegeln stellenweise sog. doppelt-exzentrische Druckversuche an geschosshohen Wandbauteilen gefordert. Auf diese Weise soll nach [Manns et al.

1982] die Beanspruchungssituation von Mauerwerkswänden unter stark außermittiger Beanspruchung abgedeckt werden, welche bei weitgespannten und biegeweichen Decken auftreten kann. Demzufolge ist, wie in Abbildung 3.19 schematisch dargestellt, die Last am Wandkopf und -fuß mit einer entgegengesetzten bezogenen Lastausmitten von $e/t = 1/6$ einzuleiten, wodurch sich auf Querschnittsebene am Wandkopf und -fuß gespiegelte Spannung-Dehnungs-Verteilungen ergeben. Des Weiteren resultiert aus der Doppelsexzentrität ein Neigungswinkel der Lastresultierenden gegenüber der Systemachse und zusätzlich eine Querschubbeanspruchung innerhalb der Querstege. Außerdem zeigen Ergebnisse doppelt-exzentrischer Druckversuche, dass die daraus bestimmte Druckfestigkeit wesentlich kleiner ist als die mittels zentrischer Druckversuche nach [DIN EN 1052-1:1998-12] an RILEM- oder Wandprüfkörpern ermittelte.

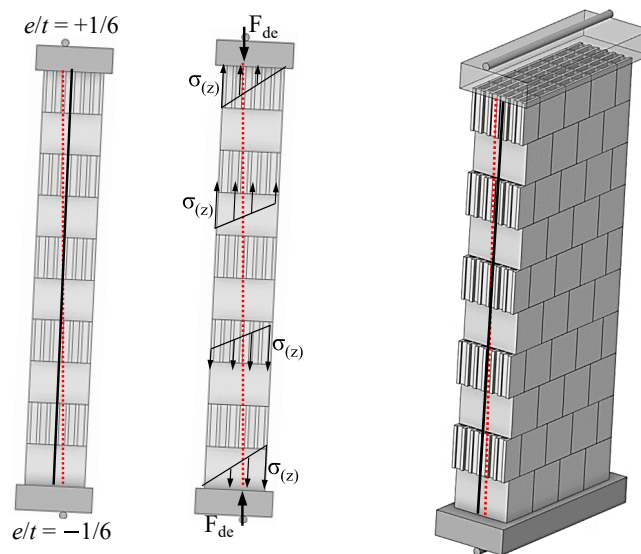


Abbildung 3.19: Schematische Darstellung der Wandneigung eines doppelt-exzentrischen Wanddruckversuchs

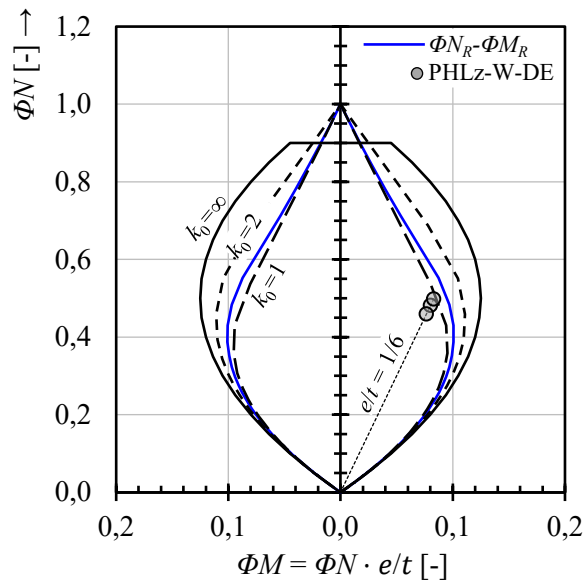
Hinsichtlich der eigenen Versuchsdurchführung erfolgte die Lagesicherung der exzentrischen Lasteinleitung beidseitig durch eine $\varnothing 35$ mm dicke Stahlwelle auf der jeweiligen Lasteinleitungsplatte. Um mögliche Horizontalverschiebungen bzw. ein Kippen der Wand zu verhindern, wurde die Lasteinleitungsplatte am Wandkopf in Horizontalrichtung gehalten. Die während den Versuchen gemessene maximale Horizontalverschiebung w mit $w < 0,30$ mm bestätigte, dass eine Beeinträchtigung der Versuchsdurchführung infolge von Horizontalverschiebungen der Wandprüfkörper auszuschließen ist.

Auf die Auswertung der Messergebnisse hinsichtlich der einaxialen Arbeitslinie kann nachfolgend verzichtet werden. Aufgrund der über die Prüfkörperhöhe variierenden Spannungs-Dehnungs-Zustände ist die Aussagekraft einer gemittelten Spannungs-Dehnungs-Beziehung sehr begrenzt. Die Versuchsergebnisse als Einzel- und Mittelwerte der doppelt-exzentrischen Druckversuche $f_{m,de}$ sind in Tabelle 3.11 zusammengefasst und beziehen sich analog zu den zentrischen Druckversuchen jeweils auf die Bruttoquerschnittsfläche A_{Brutto} . Demnach ergibt sich im Mittel ein Verhältniswert der doppelt-exzentrischen und zentrischen Wanddruckversuche von $3,5 \text{ N/mm}^2 / 7,1 \text{ N/mm}^2 \approx 0,49$. In Hinblick auf weiterführende Vergleichsanalysen von doppelt-exzentrischen und zentrischen Wanddruckversuchen wird auf Abschnitt 3.3.2.1 verwiesen.

Tabelle 3.11: Ergebnisse der doppelt-exzentrischen Wanddruckversuche

Prüfkörper PHLZ-	Prüfalter [Tage]	A_{Brutto} [mm ²]	Bruchlast F_{de} [kN]	Einzel- und Mittelwert: f_{de} und $f_{m,de}$ [N/mm ²]
W-DE1	76	345.150	1191	3,5
W-DE2	83	343.822	1231	3,6
W-DE3	119	348.334	1135	3,3
Mittelwert \bar{x}:				3,5

Analog zu Abschnitt 3.2.2 werden in Abbildung 3.20 die Versuchsergebnisse der doppelt-exzentrischen Druckversuche den in Abbildung 3.3 dargestellten Querschnittstragfähigkeiten gegenübergestellt. Die zugehörige rechnerische bezogene ΦN_R - ΦM_R -Interaktionslinie wird dabei auf Grundlage der approximierten Arbeitslinie gemäß den einaxialen Wanddruckversuchen aus Abschnitt 3.3.1.2 mit $\alpha_R = 0,585$ und $k_a = 0,362$ ermittelt.

**Abbildung 3.20:** Vergleich der doppelt-exzentrischen Versuchsergebnisse (PHLZ-W-DE) mit der theoretischen und rechnerischen ΦN_R - ΦM_R -Interaktion

Daraus geht deutlich hervor, dass die experimentelle Tragfähigkeit vor der rechnerischen Querschnittstragfähigkeit erreicht wird. Die prozentuale Unterschreitung der rechnerischen Tragfähigkeit beträgt dabei im Mittel 12,5 %. Dies kann auf die exzentrische Lasteinleitung und die dadurch bedingte Querschubbeanspruchung innerhalb der Querstege sowie auf örtliche Spaltzugeffekte im Lasteinleitungsbereich zurückgeführt werden. Ein Stabilitätsversagen infolge beanspruchungsbedingter Steifigkeitsabnahme, wie man es bei vorliegenden Versuchsergebnissen im Falle schlanker Druckglieder vermuten würde, liegt nicht vor. Dies wird insbesondere durch das Bruchverhalten der Wandprüfkörper deutlich. In Abbildung 3.21 ist dazu exemplarisch das Bruchbild des Wandprüfkörpers PHLZ-W-DE3 dargestellt.

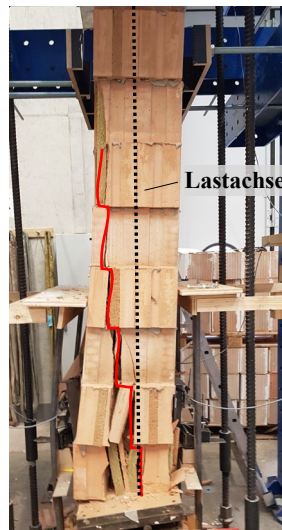


Abbildung 3.21: Bruchbild des doppelt-exzentrischen Wanddruckversuchs (PHLz-W-DE3) mit Kennzeichnung der charakteristischen Rissentwicklung

Demnach zeigte sich bei allen Wandprüfkörpern dieser Prüfserie ein örtliches Versagen im Lasteinleitungsbereich bzw. eine von der Lasteinleitung initiierte schräge Rissbildung mit einer Neigung von ca. 1/6. Numerische Versuchsnachrechnungen in [Wallisch et al. 2012] haben in Bezug auf den Versagensmechanismus bei doppelt-exzentrischer Druckbeanspruchung aufgezeigt, dass bei Großkammerlochung das Abscheren im Lasteinleitungsbereich aus kombinierter Druck- und Schubbeanspruchung resultiert. Wie bereits in Abbildung 3.19 schematisch dargestellt ergeben sich über die Prüfkörperhöhe gespiegelte Spannungs-Dehnungs-Zustände, weshalb die Spannungsüberschreitung zwangsläufig zuerst im Lasteinleitungsbereich entsteht. Der Bruchzustand wird folglich nicht durch ein zentrales Druckversagen, sondern vielmehr durch ein örtliches Versagen im Lasteinleitungsbereich herbeigeführt.

3.3.2 Datenerhebung vorhandener zentrischer und doppelt-exzentrischer Druckversuche

Durch die nachfolgende Analyse soll zum einen das Last-Verformungs-Verhalten zentrischer und doppelt-exzentrischer Wanddruckversuche charakterisiert und zum anderen die weiterführende analytische Betrachtung der daraus resultierenden Spannungsverteilung auf Querschnittsebene erfolgen. Hierfür wurde eine Datenbasis erstellt, die neben den eigenen experimentellen Untersuchungen aus Abschnitt 3.3.1.2 und 3.3.1.3 vor allem Versuchsergebnisse zentrischer und doppelt-exzentrischer Druckversuche anderer Planziegeltypen enthält. Die Versuchsergebnisse wurden im Zuge des Forschungsprojekts [Schermer et al. 2020] sowie für die weiterführende Analyse im Rahmen dieser Arbeit von der Fachgruppe Hintermauerziegel des Bundesverbands der Deutschen Ziegelindustrie e.V. zur Verfügung gestellt. Um dabei die produktabhängigen Besonderheiten der Planhochlochziegel – bedingt durch verschiedene Lochbilder – zu erfassen, werden nachfolgend sowohl Planhochlochziegel mit Kleinlochung (PHLz-Kl) als auch Großkammerlochung (PHLz-Gk) betrachtet.

In Tabelle 3.12 und Tabelle 3.13 sind die Lochbilder der für die Analyse zugrunde liegenden Planhochlochziegel zusammengefasst. Insgesamt beinhaltet die Datenbasis in Summe 44 zentrische sowie 46 doppelt-exzentrische Druckversuche. Die in beiden Tabellen angegebenen Mittelwerte der Druckversuche f_m und $f_{m,de}$ nach Gl. (3.15) bzw. Gl. (3.16) wurden in Anlehnung an [DIN EN 1052-1:1998-12] an jeweils drei Prüfkörpern ermittelt – mit Ausnahme

der Planziegeltypen PHLz-Gk7 und PHLz-Gk8 bei zentrischer und PHLz-Gk9 bei doppelt-exzentrischer Beanspruchung, hier wurde die Festigkeit auf Basis eines Versuchs bestimmt. Für die Ermittlung der entsprechenden mittleren Prüfkörperschlankheit mit $\lambda = h/t$ wird von einer Knicklänge h_{ef} gleich der Wandhöhe h ausgegangen. Die zugehörige mittlere Steindruckfestigkeit f_{st} wurde auf Grundlage von [DIN EN 772-1:2016-05] und einem Formfaktor von $f = 1,0$ ermittelt.

Des Weiteren ist bei den zentrischen Wanddruckversuchen hinsichtlich der experimentellen Arbeitslinien anzumerken, dass diese nicht bei allen Prüferien bis zum Bruch dokumentiert wurden. Da Ziegelmauerwerk jedoch kein ausgeprägtes nichtlineares, sondern ein sprödes, nahezu linear-elastisches Materialverhalten aufweist, wie umfangreiche Untersuchungen u. a. von [Schubert et al. 1992], [Schubert 2004] und [Jäger et al. 2004] belegen, können die Versuchsdaten dennoch zur Approximation der Spannungs-Dehnungs-Beziehung herangezogen werden.

Tabelle 3.12: Lochbilder, mittlere Steindruckfestigkeit f_{st} mit Formfaktor 1,0, Mittelwert der zentrischen Druckversuche f_m , Prüfkörperschlankheit λ und Mittelwert der doppelt-exzentrischen Druckversuche $f_{m,de}$ der Planhochlochziegel mit Kleinlochung (PHLz-KI)

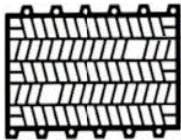
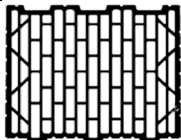
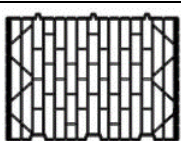
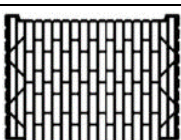


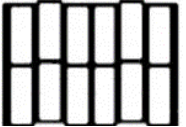

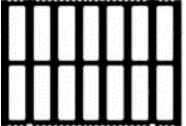
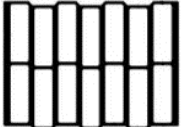
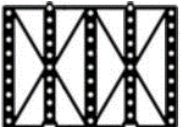
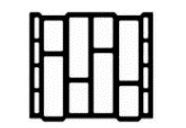
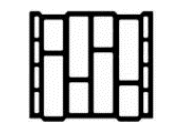
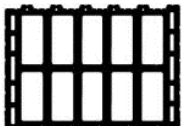
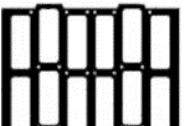
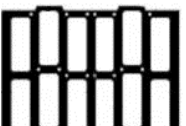
PHLz	Lochbild	Länge/Breite/ Höhe [mm]	f_{st} [N/mm ²]	zentrisch	doppelt- exzentrisch
-K11		L 372,4 B 240,3 H 249,3	9,4	$f_m = 4,43$ $\alpha_R = 0,618$ $k_a = 0,370$ $\lambda = 5,29$	$f_{m,de} = 2,57$ $\lambda = 10,49$
-K12		L 239,5 B 359,0 H 250,0	-	$f_m = 4,23$ $\alpha_R = 0,576$ $k_a = 0,360$ $\lambda = 7,05$	$f_{m,de} = 2,33$ $\lambda = 7,02$
-K13		L 243,5 B 366,0 H 249,4	7,9	$f_m = 3,83$ $\alpha_R = 0,500$ $k_a = 0,333$ $\lambda = 6,97$	$f_{m,de} = 2,20$ $\lambda = 6,97$
-K14		L 240,0 B 361,0 H 249,0	17,1	$f_m = 7,13$ $\alpha_R = 0,547$ $k_a = 0,352$ $\lambda = 6,95$	$f_{m,de} = 4,57$ $\lambda = 6,95$
-K15		L 245,8 B 367,5 H 249,0	6,9	$f_m = 2,90$ $\alpha_R = 0,578$ $k_a = 0,360$ $\lambda = 6,86$	$f_{m,de} = 1,81$ $\lambda = 6,86$

Tabelle 3.13: Lochbilder, mittlere Steindruckfestigkeit f_{st} mit Formfaktor 1,0, Mittelwert der zentrischen Druckversuche f_m , Prüfkörperschlankheit λ und Mittelwert der doppelt-exzentrischen Druckversuche $f_{m,de}$ der Planhochlochziegel mit Großkammerlochung (PHLz-Gk)

PHLz	Lochbild	Länge/Breite/ Höhe [mm]	f_{st} [N/mm ²]	zentrisch	doppelt- exzentrisch
-Gk1		L 249,0 B 370,0 H 249,0	6,2	$f_m = 3,38$ $\alpha_R = 0,527$ $k_a = 0,344$ $\lambda = 6,81$	$f_{m,de} = 1,80$ $\lambda = 6,78$
-Gk2		L 247,1 B 367,6 H 249,3	5,2	$f_m = 3,33$ $\alpha_R = 0,524$ $k_a = 0,034$ $\lambda = 6,88$	$f_{m,de} = 1,67$ $\lambda = 6,88$
-Gk3		L 244,3 B 363,2 H 249,0	10,1	$f_m = 4,10$ $\alpha_R = 0,667$ $k_a = 0,375$ $\lambda = 6,99$	$f_{m,de} = 2,53$ $\lambda = 6,97$
-Gk4		L 249,0 B 364,0 H 248,7	12,4	$f_m = 5,66$ $\alpha_R = 0,604$ $k_a = 0,362$ $\lambda = 6,92$	$f_{m,de} = 3,81$ $\lambda = 6,92$
-Gk5		L 243,0 B 360,0 H 248,8	10,8	$f_m = 4,71$ $\alpha_R = 0,604$ $k_a = 0,363$ $\lambda = 6,97$	$f_{m,de} = 2,47$ $\lambda = 6,97$
-Gk6		L 246,6 B 363,8 H 248,6	5,1	$f_m = 2,67$ $\alpha_R = -$ $k_a = -$ $\lambda = 6,95$	$f_{m,de} = 1,54$ $\lambda = 6,95$
-Gk7		L 245,0 B 295,0 H 249,0	15,0	$f_m = 6,82$ $\alpha_R = 0,565$ $k_a = 0,357$ $\lambda = 8,44$	$f_{m,de} = 4,35$ $\lambda = 8,47$
-Gk8		L 245,0 B 295,0 H 249,0	15,0	$f_m = 7,48$ $\alpha_R = 0,536$ $k_a = 0,345$ $\lambda = 8,44$	$f_{m,de} = 4,79$ $\lambda = 8,47$
-Gk9		L 242,7 B 358,0 H 249,3	11,9	$f_m = 6,07$ $\alpha_R = 0,640$ $k_a = 0,372$ $\lambda = 7,07$	$f_{m,de} = 4,00$ $\lambda = 7,07$
-Gk10		L 245,0 B 362,0 H 249,0	8,7	$f_m = 4,27$ $\alpha_R = 0,545$ $k_a = 0,351$ $\lambda = 6,93$	$f_{m,de} = 2,47$ $\lambda = 3,45$
-Gk11*		L 241,3 B 357,8 H 249,1	14,4	$f_m = 7,07$ $\alpha_R = 0,585$ $k_a = 0,362$ $\lambda = 7,10$	$f_{m,de} = 3,47$ $\lambda = 7,10$

*Ergebnisse der eigenen experimentellen Untersuchungen aus Abschnitt 3.3.1.2 und Abschnitt 3.3.1.2

Wie aus der Datenerhebung hervorgeht, erfolgt die experimentelle Ermittlung der Mauerwerksdruckfestigkeit üblicherweise an Prüfkörpern mit einer Schlankheit zwischen $\lambda = 5$ und 10. Für eine bessere Vergleichbarkeit der Versuchsergebnisse ist daher eine Normierung auf einen einheitlichen Schlankheitsgrad erforderlich. Zudem wird im Allgemeinen davon ausgegangen, dass sich die resultierende Druckfestigkeit bei Prüfkörperschlankheiten zwischen $\lambda = 0$ und 5 nicht nennenswert unterscheidet. Für die weiterführende Betrachtung der Versuchsergebnisse werden nachfolgend die einschlägigen Normierungsansätze dargelegt.

Für die Normierung der Druckfestigkeit wird in [Mann 1983] ein Ansatz auf einen einheitlichen Schlankheitsgrad $\lambda = 5$ gemäß Gl. (3.18) vorgeschlagen. Als Parameter für die Rückrechnung geht neben der Druckfestigkeit f_λ die vorhandene Schlankheit mit $\lambda = h/t$ in die Berechnung ein.

$$f_{\lambda=5} = f_\lambda \cdot (0,966 + 0,00136 \cdot \lambda^2) \quad (3.18)$$

In [DIN EN 1996-1-1:2013-02] wird der Einfluss der Wandschlankheit durch die auf halbempirischen Ansätzen basierende Exponentialfunktion nach Gl. (3.19) berücksichtigt. Im Gegensatz zur Normierungsfunktion nach *MANN* ist in der Schlankheit λ_{EC} auch das Verhältnis der charakteristischen Mauerwerksdruckfestigkeit f_k zum Elastizitätsmodul E als Potenzfunktion inkludiert. Des Weiteren gehen die bezogene Lastausmitte e_{mk}/t auf halber Wandhöhe sowie die Knicklänge h_{ef} und die wirksame Wanddicke t_{ef} in die Berechnung ein.

$$\Phi_m = A_1 \cdot e^{-u^2/2} \quad (3.19)$$

Mit:

$$A_1 = 1 - 2 \cdot \frac{e_{mk}}{t}$$

$$\lambda_{EC} = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \cdot \sqrt{\frac{f_k}{E}}$$

$$u = \frac{\lambda_{EC} - 0,063}{0,73 - 1,17 \cdot \frac{e_{mk}}{t}}$$

Der mechanische Bezug im Schlankheitsgrad λ_{EC} ist auch in der aktuellen europäischen Fassung [EN 1996-1-1:2022] nach Gl. (3.21) enthalten.

$$\Phi_m = A_1 - \frac{\lambda_{EC}^2}{2,58 \cdot A_1} \quad (3.20)$$

Im nationalen Anwendungsdokument [DIN EN 1996-1-1/NA:2019-12] wird hingegen die Schlankheit λ vereinfachend ohne Verhältniswert $(f_k/E)^{0,5}$ nach Gl. (3.21) ermittelt. Da infolge der vereinfachten Darstellung jedoch insbesondere bei großen Schlankheiten die Tragfähigkeit konservativ abgeschätzt wird, kann nach [Graubner et al. 2015a] der Einfluss infolge von Kriechen mit $e_k = 0$ meistens vernachlässigt werden.

$$\Phi_m = 1,14 \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_{mk}}{t_{ef}} \right) - 0,024 \cdot \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \leq 1 - 2 \cdot \frac{e_{mk}}{t_{ef}} \quad (3.21)$$

Ein gegenüber dem normativen Ansatz nach [DIN EN 1996-1-1:2013-02] modifizierter Ansatz wird in [Bakeer et al. 2017] mit Gl. (3.22) vorgeschlagen, wobei auch hier der Bezug der charakteristischen Druckfestigkeit und der Elastizitätsmodul als Potenzfunktion in der Schlankheit λ_{EC} inkludiert sind. Im Gegensatz zu den normativen Ansätzen geht in die Berechnung nach *BAKEER* jedoch nicht die bezogene Ausmitte in Wandmitte, sondern die bezogene Lastausmitte am Wandkopf als e_0/t ein.

$$\Phi_m = A_1 - \frac{\lambda_{EC}^2}{3,15 \cdot A_1} \quad (3.22)$$

Mit:

$$A_1 = 1 - 2 \cdot \frac{e_0}{t}$$

In Abbildung 3.22 sind die dargelegten Normierungsansätze gegenübergestellt. Für die quantitative Bewertung der daraus resultierenden Rückrechnung wird die Schlankheit $\lambda = 7$ als Einhängewert zugrunde gelegt (vgl. ~ mittlere Prüfkörperschlankheit in Tabelle 3.12 und Tabelle 3.13), sodass die in Abbildung 3.22 enthaltenen Traglastfaktoren auf $\Phi_{\lambda=7}$ mit $\Phi_{\eta\lambda} = \Phi_{\lambda=i} / \Phi_{\lambda=7}$ skaliert sind. Für die Imperfektion bzw. Lastausmitte wird 1/450 der Wandhöhe h angesetzt. Als Verhältniswert der charakteristischen Druckfestigkeit f_k zum Elastizitätsmodul E wird in Anlehnung an [DIN EN 1996-1-1/NA:2019-12], Tabelle NA.13, von $f_k/E = 1100$ ausgegangen.

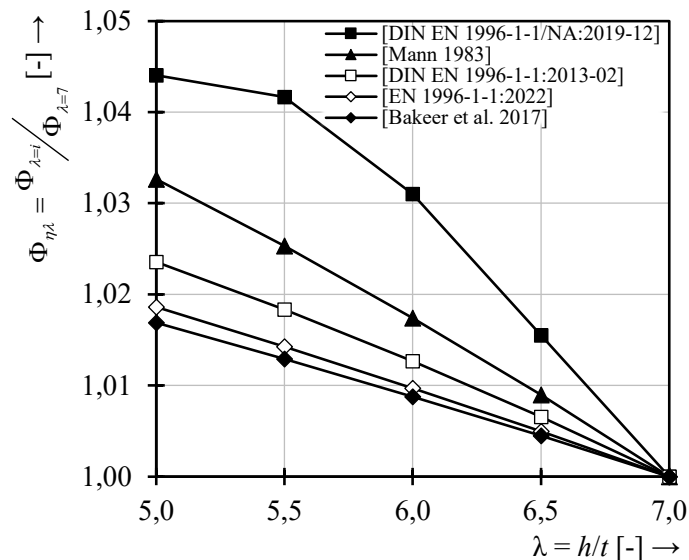


Abbildung 3.22: Gegenüberstellung der auf Schlankheit $\lambda = 7$ skalierten Traglastfaktoren $\Phi_{\eta\lambda}$ unterschiedlicher Normierungsansätze

Hieraus geht hervor, dass sich der maximale Unterschied mit $\Delta\Phi_{\eta\lambda} = 2,8 \%$ zwischen dem Ansatz nach [Bakeer et al. 2017] mit $\Phi_{\eta\lambda} = 1,018$ und [DIN EN 1996-1-1/NA:2019-12] mit $\Phi_{\eta\lambda} = 1,047$ ergibt. Aufgrund der Rückrechnung wirkt sich der konservative Ansatz nach [DIN EN 1996-1-1/NA:2019-12] hier deutlich progressiver aus. Die rechnerisch geringste Abwei-

chung zum Mittelwert ($\Phi_{m,\eta\lambda} = 1,029$) mit $\Delta < 1\%$ ergibt sich mit dem Ansatz nach [Mann 1983] ($\Phi_{\eta\lambda} = 1,035$). Untersuchungen von [Jäger et al. 2005c] hinsichtlich des Einflusses der Schlankheit auf die Druckfestigkeit von Mauerwerksprüfkörpern bestätigen für kleine bis mittlere Schlankheiten die Zweckmäßigkeit der Normierungsfunktion nach [Mann 1983]. Überdies wird in [Jäger et al. 2005c] empfohlen, bei Schlankheiten $\lambda < 5$ keine Umrechnung vorzunehmen, da etwaige Effekte auf die Druckfestigkeit erst mit $\lambda > 5$ wirksam werden können. Aus diesem Grund wird für Normierungen der zentrischen Wanddruckversuche der Ansatz nach [Mann 1983] zugrunde gelegt. Welche Effekte bei doppelt-exzentrischer Beanspruchung in Bezug auf die Schlankheit einhergehen, wird in Abschnitt 3.3.2.2 dargelegt.

3.3.2.1 Analyse der Versuchsergebnisse

In Abbildung 3.23 werden mit Kennzeichnung der Streubreite der einzelnen Versuche alle zugrunde liegenden Mittelwerte der Druckversuche f_m und $f_{m,de}$ aus Tabelle 3.12 bzw. Tabelle 3.13 in Abhängigkeit der zugehörigen mittleren Steindruckfestigkeit f_{st} veranschaulicht. Zudem erfolgt für die empirische Formulierung des Zusammenhangs zwischen Steindruckfestigkeit und zentrischem als auch doppelt-exzentrischem Druckversuch in Anlehnung an [EN 1996-1-1:2022] eine Regressionsanalyse. Die normativ zugrunde liegenden statistischen Zusammenhänge der empirischen Potenzfunktion werden u. a. in [Jäger et al. 2014a] und [Jäger et al. 2015a] dargelegt. Weitere empirische Berechnungsansätze zur Charakterisierung der Mauerwerksdruckfestigkeit in Abhängigkeit der Stein- und Mörtelfestigkeit sind u. a. in [Purtak 2001] und [Pech 2015] enthalten.

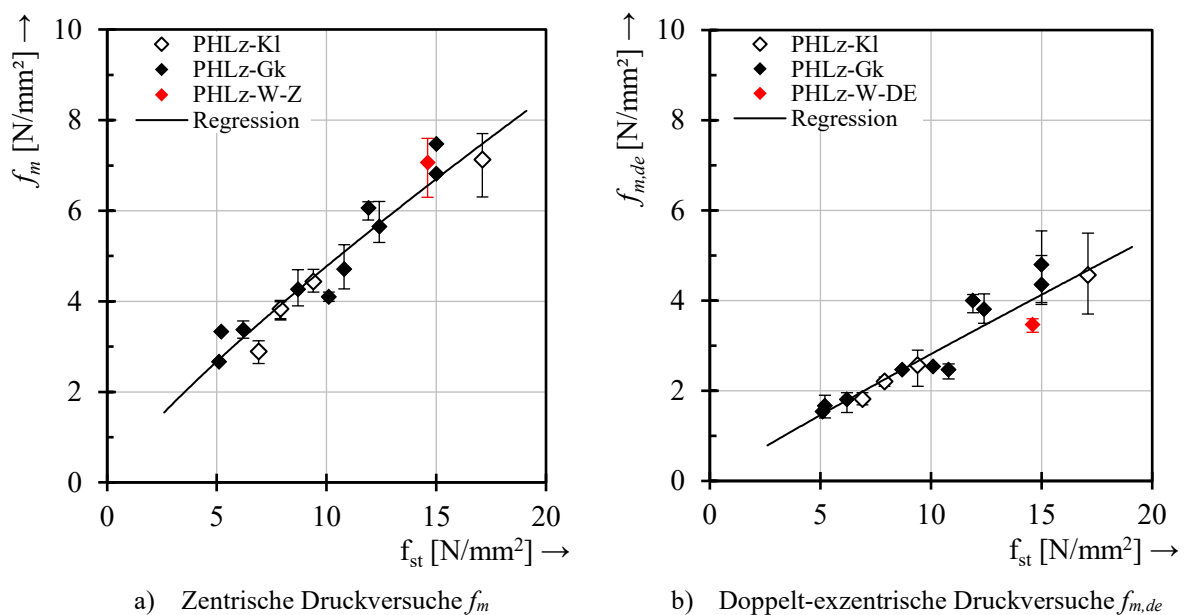


Abbildung 3.23: Mittelwert und Streubreite der zentrischen f_m und doppelt-exzentrischen $f_{m,de}$ Druckversuche zur mittleren Steindruckfestigkeit f_{st} mit zugehöriger Regressionsfunktion

Da im Wesentlichen nur der grundlegende Zusammenhang zwischen Steindruckfestigkeit und Wanddruckversuch der aufbereiteten Datenbasis aufgezeigt werden soll, erfolgt keine separate Unterscheidung der Lochbilder. Außerdem wird für die Bestimmung der Regressionsgleichung (3.23) und (3.24) eine Verteilung der Versuchswerte nach einer Potenzfunktion zugrunde gelegt. Die Berechnung der Koeffizienten beider Regressionsgleichungen erfolgte durch Minimierung der Fehlerquadratsumme.

$$f_m = 0,695 \cdot f_{st}^{0,837} \quad \text{mit } R^2 = 0,93 \quad (3.23)$$

$$f_{m,de} = 0,318 \cdot f_{st}^{0,946} \quad \text{mit } R^2 = 0,90 \quad (3.24)$$

Das Bestimmtheitsmaß der Regressionsgleichung bei zentrischer $R^2 = 0,93$ und doppelt-exzentrischer $R^2 = 0,90$ Beanspruchung zeigt, dass die Ergebnisse beider Druckversuche als Potenzfunktion in Abhängigkeit der Steindruckfestigkeit gut beschrieben werden können. Hinsichtlich der eigenen zentrischen Druckversuche werden dieses mittels Gl. (3.23) um den Faktor 0,91 zu konservativ abgeschätzt. Demgegenüber zeigt sich in Abbildung 3.23b aber auch, dass die doppelt-exzentrischen Druckversuche um das 1,13-Fache auf der unsicheren Seite prognostiziert werden.

Als Vergleichsgröße zur eigenen Regressionsanalyse wird nachfolgend auch der rechnerische Ansatz gemäß [DIN EN 1996-1-1/NA:2019-12], Tabelle NA.11, für Einsteinmauerwerk aus Planhochlochziegeln mit Lochung B (PHLzB) und E (PHLzE) nach Gl. (3.25) herangezogen. Die Parameter K und α sind dabei in Abhängigkeit der mittleren Steindruckfestigkeit entsprechend [DIN EN 1996-1-1/NA:2019-12], Tabelle NA.11, zu entnehmen. Anders als in [DIN EN 1996-1-1:2013-02] wurde im entsprechenden nationalen Anwendungsdokument bei der Auswertung der Versuchsergebnisse die Festlegung der Exponenten auf die Schlankheit $\lambda = 5$ mit $\lambda = h/t$ bezogen. Eine Rückrechnung der Druckfestigkeit auf die theoretische Schlankheit $\lambda = 0$ – wie sie in [DIN EN 1996-1-1:2013-02] zugrunde liegt – wurde auf der sicheren Seite liegend nicht durchgeführt. Des Weiteren wird in Gl. (3.25) für die Rückrechnung auf den rechnerischen Mittelwert gemäß [DIN EN 1052-1:1998-12] ein konstanter Faktor von 1,2 angenommen.

$$f_k = K \cdot f_{st}^\alpha \rightarrow f_m = f_k \cdot 1,2 \quad (3.25)$$

Hinsichtlich der Vergleichbarkeit mit den zentrischen Druckversuchen der Datenerhebung müssen die Ergebnisse aus Tabelle 3.12 und Tabelle 3.13 mit Gl. (3.18) entsprechend normiert werden. Dies hat auch zur Folge, dass sich die Regressionsfunktion nach Gl. (3.23) mit der Potenz 0,851 und einem Bestimmtheitsmaß von $R^2 = 0,92$ geringfügig ändert.

Ferner wird nachfolgend der in [Brameshuber et al. 2012] ausgearbeitete Vorschlag für die Ermittlung der Mauerwerksdruckfestigkeit für Planziegel mit $t \leq 240$ mm nach [DIN 105-6:2013-06] dargestellt, welcher sich auf die Untersuchungsergebnisse aus [Brameshuber et al. 2009] und [Brameshuber et al. 2011] bezieht. Demnach erfolgt eine Anpassung der in Gl. (3.25) enthaltenen Koeffizienten K und α , wobei die Festigkeit ebenfalls auf einen Schlankheitsgrad von $\lambda = 5$ bezogen wird. Allerdings wird anders als in [DIN EN 1996-1-1/NA:2019-12] Tabelle NA.11, unabhängig der mittleren Steindruckfestigkeit die Mauerwerksdruckfestigkeit auf Grundlage konstanter Koeffizienten ermittelt. Für die mittlere Mauerwerksdruckfestigkeit $f_{m,\lambda=5}$ werden in [Brameshuber et al. 2012] für $K = 0,602$ und $\alpha = 0,917$ vorgeschlagen.

Die Ergebnisse der Nachrechnung sind in Abbildung 3.24 dargestellt. Demzufolge führt der normative Ansatz nach Gl. (3.25) zu einem mittleren absoluten prozentualen Fehler von $\Delta_m = 15,45$ %. Im Vergleich mit den modifizierten Koeffizienten nach [Brameshuber et al. 2012] werden die zentrischen Druckversuche mit einem Fehler von 7,96 % abgeschätzt. Allerdings ist zu konstatieren, dass in Bezug auf die in Abbildung 3.24 dargestellten Versuche eine Allgemeingültigkeit beider Potenzfunktionen angesichts der Pauschalisierung der Lochbilder in eine Gruppierung nicht gegeben ist. Dieser Sachverhalt wurde bereits auch in älteren Normengenerationen festgestellt [Graubohm et al. 2016].

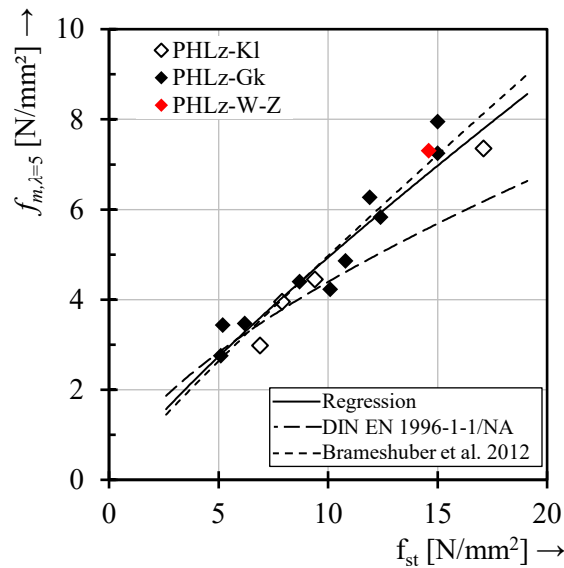
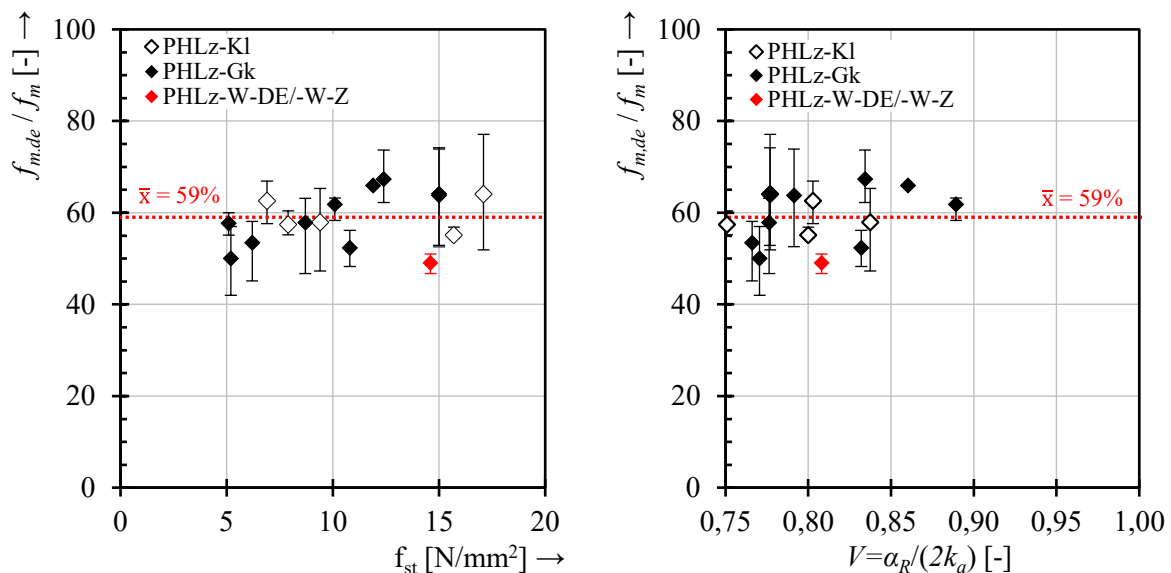


Abbildung 3.24: Gegenüberstellung verschiedener Regressionsfunktionen mit den experimentellen Mittelwerten der auf $\lambda = 5$ normierten zentrischen Druckversuche f_m

Des Weiteren werden nachfolgend die Verhältnismerte beider Druckversuche $f_{m,de} / f_m$ analysiert. Demnach ergibt sich ein arithmetischer Mittelwert \bar{x} der Verhältnismerte $f_{m,de} / f_m$ von $\bar{x} = 0,59$ mit einem Variationskoeffizienten von $v = 9,86\%$. Dies zeigt deutlich den mindernden Effekt infolge der doppelt-exzentrischen Beanspruchung auf die Tragfähigkeit. Zudem werden die Verhältnismerte zum einen in Abbildung 3.25a über die zugehörige Steindruckfestigkeit und zum anderen in Abbildung 3.25b über den entsprechenden Plastizitätsfaktor V nach Gl. (3.5) dargestellt.



a) dopp.-exz./zentr. Druckversuch zur Steindruckfestigkeit

b) dopp.-exz./zentr. Druckversuch zum Plastizitätsfaktor

Abbildung 3.25: Verhältnismerte der doppelt-exzentrischen und zentrischen Druckversuche zur Steindruckfestigkeit bzw. zum Plastizitätsfaktor

In Abbildung 3.25a zeigt sich deutlich, dass im Vergleich zu den vorherigen Gegenüberstellungen keine Korrelation zur Steindruckfestigkeit besteht. Gleicher Sachverhalt ist auch in Abbildung 3.25b gegenüber dem Plastizitätsfaktor erkennbar. Dies ist insofern unerwartet, da sich in Bezug auf die Querschnittstragfähigkeit mit steigendem Plastizitätsfaktor bei exzen-

trischer Beanspruchung $f_{m,e}$ auch ein größerer Verhältniswert $f_{m,e}/f_m$ ergibt. Als mögliche Ursache kommen Effekte infolge der diagonalen Lasteinleitung und die damit zusätzlich einhergehende Scherbeanspruchung im Mauerwerk in Betracht. Welche weiteren Effekte mit dem Lastneigungswinkel verbunden sind, wird in Abschnitt 3.3.2.2 dargelegt.

Um den direkten Einfluss der Doppel-Exzentrizität besser zu veranschaulichen, sind in Abbildung 3.26 beide Versuche gegenübergestellt. Analog zu den vorherigen Betrachtungen erfolgt auch hier die Charakterisierung des Zusammenhangs beider Druckversuche mittels einer Regressionsanalyse durch eine Potenzfunktion. Die daraus resultierende Funktion nach Gl. (3.26) zeigt, dass der nahezu lineare Zusammenhang mit einem Bestimmtheitsmaß von $R^2 = 0,92$ gut beschrieben werden kann.

$$f_{m,de} = 0,504 \cdot f_m^{1,097} \quad \text{mit } R^2 = 0,92 \quad (3.26)$$

Des Weiteren ergibt sich durch den in Gl. (3.26) ermittelten Exponenten eine geringfügig konvexe Krümmung der Potenzfunktion, aus welcher mit steigender zentrischer Druckfestigkeit eine zunehmende doppelt-exzentrische Bruchlast resultiert. Inwiefern die Verhältnisse mit den analytisch ermittelten Randspannungen auf Querschnittsebene korrelieren, wird in Abschnitt 3.3.3 aufgezeigt.

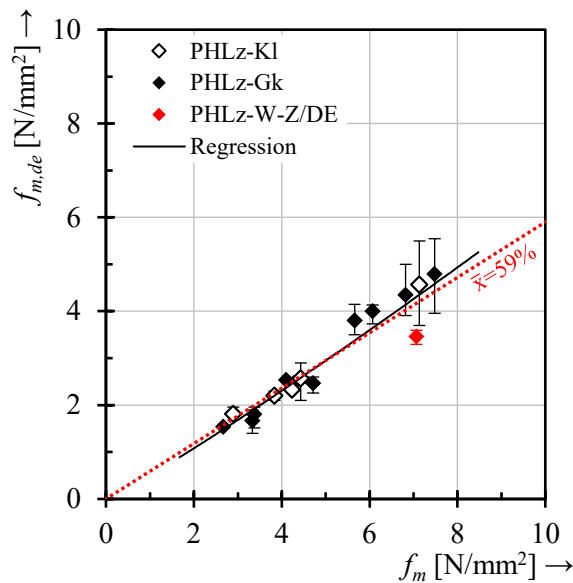
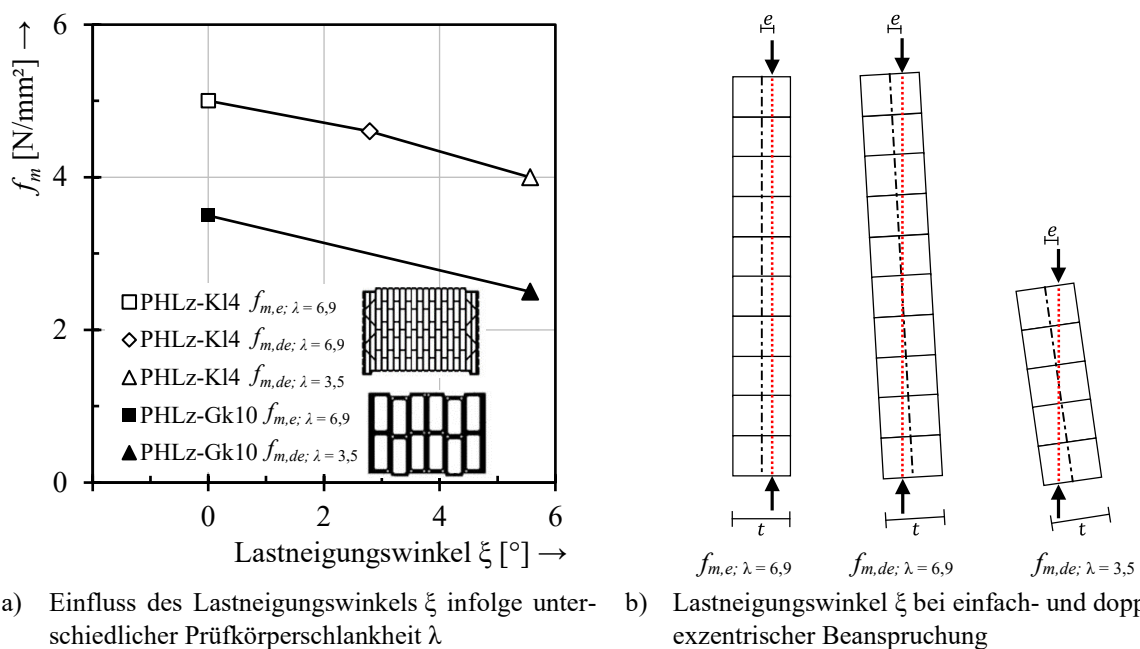


Abbildung 3.26: Gegenüberstellung der zentrischen f_m und doppelt-exzentrischen $f_{m,de}$ Druckversuche mit zugehöriger Regressionsfunktion

3.3.2.2 Einfluss des Lastneigungswinkels

In Bezug auf die Normierung der doppelt-exzentrischen Druckversuche auf eine Schlankheit $\lambda = 5$ stellt sich die Frage, inwieweit sich schlankheitsbedingte Effekte bei exzentrischer bzw. doppelt-exzentrischer Beanspruchung auswirken. Bedingt durch die gleichbleibende Lastexzentrizität mit $e/t = 1/6$ nimmt der Lastneigungswinkel ξ bei doppelt-exzentrischer Beanspruchung und abnehmender Prüfkörperschlankheit linear zu. Dies führt zwangsläufig zur Zunahme lokaler Effekte wie bspw. Scherbeanspruchungen der Querstege, welche insbesondere bei Planhochlochziegeln mit Großkammerlochung maßgeblich werden können.

Um diesen Effekt zu quantifizieren, wurden hierfür im Rahmen des Forschungsprojekts [Schermer et al. 2020] und dieser Arbeit – mit dem Planziegeltyp PHLz-K14 und PHLz-Gk10 gemäß Tabelle 3.12 und Tabelle 3.13 – an geschoss- und halbgeschosshohen Mauerwerkswänden doppelt-exzentrische Druckversuche an jeweils drei Prüfkörpern mit Schlankheiten von $\lambda = 6,9$ und $\lambda = 3,45$ durchgeführt. Darüber hinaus wurden drei geschosshohe Wandprüfkörper sowohl am Wandkopf als auch -fuß unter einfach-exzentrischer $f_{m,e}$ Lasteinleitung untersucht. Diese stellen mit einem Lastneigungswinkel von $\xi = 0^\circ$ den entsprechenden Referenzwert dar. Die Last wurde bei allen drei Prüferien mit einer bezogenen Lastausmitte von $e/t = 1/6$ eingeleitet und bis zum Erreichen der Bruchlast konstant gesteigert. In Abbildung 3.27a ist der Einfluss des Lastneigungswinkels ξ in Bezug auf die Druckfestigkeit sowie in Abbildung 3.27b schematisch die einfach- und doppelt-exzentrische Laststellung dargestellt.



a) Einfluss des Lastneigungswinkels ξ infolge unterschiedlicher Prüfkörperschlankheit λ

b) Lastneigungswinkel ξ bei einfach- und doppelt-exzentrischer Beanspruchung

Abbildung 3.27: Einfluss der Prüfkörperschlankheit λ und des Lastneigungswinkels ξ bei einfach- und doppelt-exzentrischer Beanspruchung mit $e/t = 1/6$

Bei den Wandprüfkörpern der Prüferie PHLz-K14 ergibt sich infolge der Schlankheit $\lambda = 6,9$ und des Lastneigungswinkels $\xi = 2,79^\circ$ eine Reduktion des Mittelwerts des doppelt-exzentrischen Druckversuchs $f_{m,de}$ ($4,6 \text{ N/mm}^2$) zum Referenzversuch $f_{m,e}$ ($5,0 \text{ N/mm}^2$) um 8 %. Bei halber Prüfkörperhöhe ($\lambda = 3,45$) verdoppelt sich der Lastneigungswinkel auf $\xi = 5,58^\circ$, wobei der Mittelwert des RILEM-Druckversuchs $f_{m,de}$ mit $4,1 \text{ N/mm}^2$ im Verhältnis zum Referenzversuch um 18 % und zum doppelt-exzentrischen Wanddruckversuch um 11 % abnimmt. Zudem ist anzumerken, dass experimentell mit $f_{m,e} = 5,0 \text{ N/mm}^2$ eine höhere Tragfähigkeit erreicht wird als auf Grundlage eines starr-plastischen Spannungsblocks mit $(1 - 2 \cdot 1/6) \cdot 7,13 \text{ N/mm}^2 \approx 4,75 \text{ N/mm}^2$.

Im Vergleich dazu ergibt sich bei Prüferie PHLz-Gk10 unter gleichen Parametern ($\lambda = 3,45$ und $\xi = 5,58^\circ$) ein Mittelwert der doppelt-exzentrischen RILEM-Druckversuche $f_{m,de}$ von $2,5 \text{ N/mm}^2$. Dies entspricht im Verhältnis zum Referenzwert mit $3,48 \text{ N/mm}^2$ einer Reduktion von $\Delta = 28 \%$ und im Vergleich zur Kleinlochung (PHLz-K14) einer um 64 % größeren Abminderung. Auch hier ist festzustellen, dass im Mittel mit $f_{m,e} = 3,48 \text{ N/mm}^2$ eine höhere Querschnittstragfähigkeit als gegenüber dem starr-plastischen Spannungsblock mit $(1 - 2 \cdot 1/6) \cdot 4,27 \text{ N/mm}^2 \approx 2,85 \text{ N/mm}^2$ erreicht wird.

Während bei zentrischen Druckversuchen die Festigkeit mit zunehmender Schlankheit und einhergehender Imperfektion abnimmt, ist bei doppelt-exzentrischer Beanspruchung ein eindeutig gegenläufiger Effekt festzustellen. Eine Normierung bzw. Rückrechnung der doppelt-exzentrischen Druckversuche auf $\lambda=5$ ist mit den in Abschnitt 3.3.2 dargestellten Normierungsansätzen somit nicht möglich. Des Weiteren wird deutlich, dass die Lastreduktion bei Planhochlochziegeln mit Großkammerlochung ausgeprägter ausfällt als bei Kleinlochung. Inwieweit hierfür die Scherbeanspruchung der Querstege oder bspw. die Querstegüberdeckung aufgrund des Überbindemaßes relevant ist, kann aufgrund zu weniger Versuchswerte nicht abschließend geklärt werden. Zusätzlich müssten mehr Lochbilder untersucht werden, um insbesondere bei den Großkammerziegeln den Einfluss der Längs- und Querstegausbildung besser quantifizieren zu können. Für die nachfolgende Analyse der Spannungsverteilung auf Querschnittsebene wird daher auf der sicheren Seite liegend auf eine Normierung der doppelt-exzentrischen Wanddruckversuche verzichtet.

3.3.3 Analytische Spannungsverteilung auf Querschnittsebene

Nachfolgend werden für eine bessere quantitative Bewertung der doppelt-exzentrischen Versuchsergebnisse diese hinsichtlich der Querschnittstragfähigkeit analysiert. Die bezogenen Querschnittstragfähigkeiten für $e/t = 1/6$ können in Abhängigkeit der Parameter α_R und k_a mit Gl. (3.13) und Gl. (3.14) bestimmt werden. Als Bezugsgröße werden die in Abbildung 3.3 dargestellten ΦN_R - ΦM_R -Interaktionslinien bzw. die bezogenen Querschnittstragfähigkeiten herangezogen und den Mittelwerten der bezogenen doppelt-exzentrischen Druckversuche gegenübergestellt. Die entsprechenden ΦN_R - ΦM_R -Interaktionen sind nach Lochbildern getrennt (PHLz-Kl und PHLz-Gk) in Abbildung 3.28a und Abbildung 3.28b zusammengefasst.

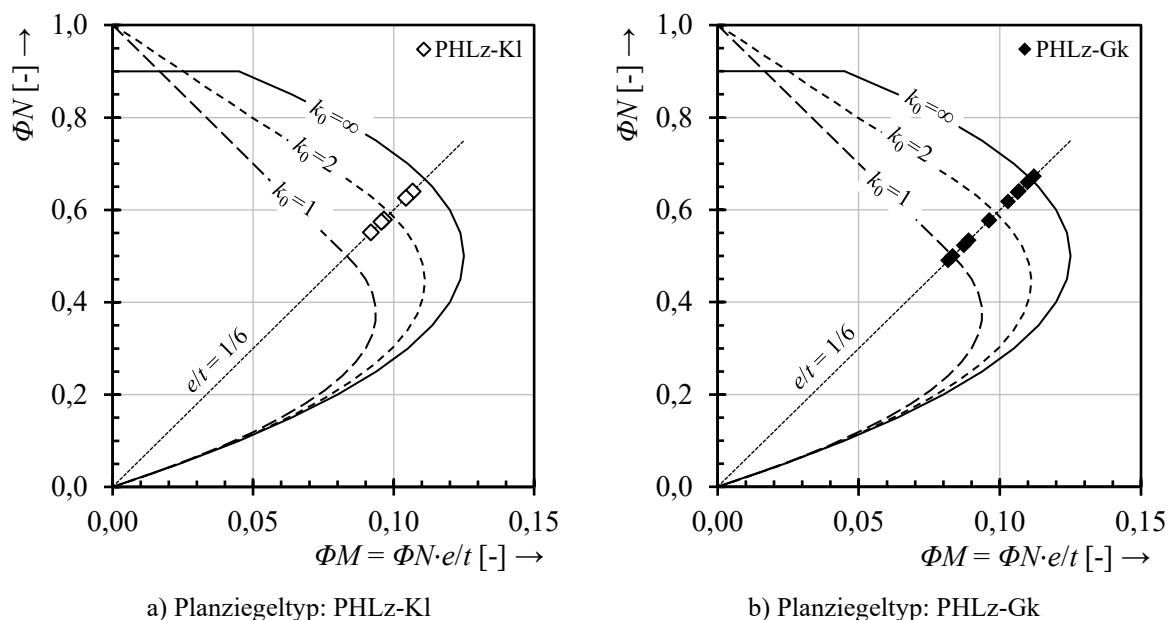


Abbildung 3.28: Bezogene ΦN_R - ΦM_R -Interaktionslinien der rechnerischen Querschnittstragfähigkeiten und Versuchsergebnisse der doppelt-exzentrischen Druckversuche

Demzufolge wird deutlich, dass die Versuchsnachrechnung auf Basis eines ideal linear-elastischen Materialverhaltens bei $e/t = 1/6$ mit $\Phi N_{el} = 0,5$ zu konservative Tragfähigkeiten liefert. Hierbei liegt der mittlere absolute prozentuale Fehler bei 17,76 %. Ebenso können die doppelt-exzentrischen Druckversuche auf Grundlage eines starr-plastischen Materialverhaltens

mit $\Phi N_{pl} = 2/3$ nur unzureichend genau und mit einem entsprechenden Fehler von 11,97 % ermittelt werden. Im Vergleich dazu werden die Querschnittstragfähigkeiten mittels einer Parabel 2. Ordnung $\Phi N_{qd} = 0,59$ mit einem Fehler von 8,16 % beschrieben. Demnach geht aus der Gegenüberstellung der rechnerischen Querschnittstragfähigkeiten deutlich hervor, dass keines der dargestellten einaxialen Werkstoffgesetze die doppelt-exzentrischen Druckversuche in Summe adäquat beschreiben kann.

Folglich ist zu hinterfragen, ob die Vergleichbarkeit zwischen zentrischer und doppelt-exzentrischer Bruchspannung durch den bisherigen Ansatz – die doppelt-exzentrische Bruchlast auf die Bruttoquerschnittsfläche zu beziehen – überhaupt zweckmäßig ist. Letztlich wird damit die Spannungsverteilung auf halber Wandhöhe ermittelt bzw. gegenübergestellt, da sich hier Lastresultierende und Systemachse schneiden und eine konstante Spannungsverteilung vorliegt.

Zielführender scheint somit zu sein, die maximale Randspannung $\sigma_{(z)}$ unmittelbar im Lasteinleitungsbereich bei zentrischer und exzentrischer Beanspruchung $\sigma_{(z)} / f_m$ zu vergleichen, um auf diese Weise etwaige Umlagerungskapazitäten zu quantifizieren. Dabei wird vorausgesetzt, dass die maximale Randspannung $\sigma_{(z)}$ auf den Mittelwert der zentrischen Druckversuche f_m limitiert ist. Unter Berücksichtigung der überdrückten Querschnittsbreite t_{cal} nach Gl. (3.10) und der bezogenen Darstellung von Gl. (3.13) kann das Randspannungsverhältnis $\sigma_{(z)} / f_m$ für $e/t = 1/6$ nach Gl. (3.27) ermittelt werden.

$$\frac{\sigma_{(z)}}{f_m} = \frac{f_{m,de} \cdot 3 \cdot k_a}{\alpha_R \cdot f_m} \quad (3.27)$$

In Abbildung 3.29 sind mit Kennzeichnung der Streubreite die daraus resultierenden Randspannungsverhältnisse sowohl über den Verhältnismwert $f_{m,de} / f_m$ als auch den Plastizitätsfaktor zusammengefasst.

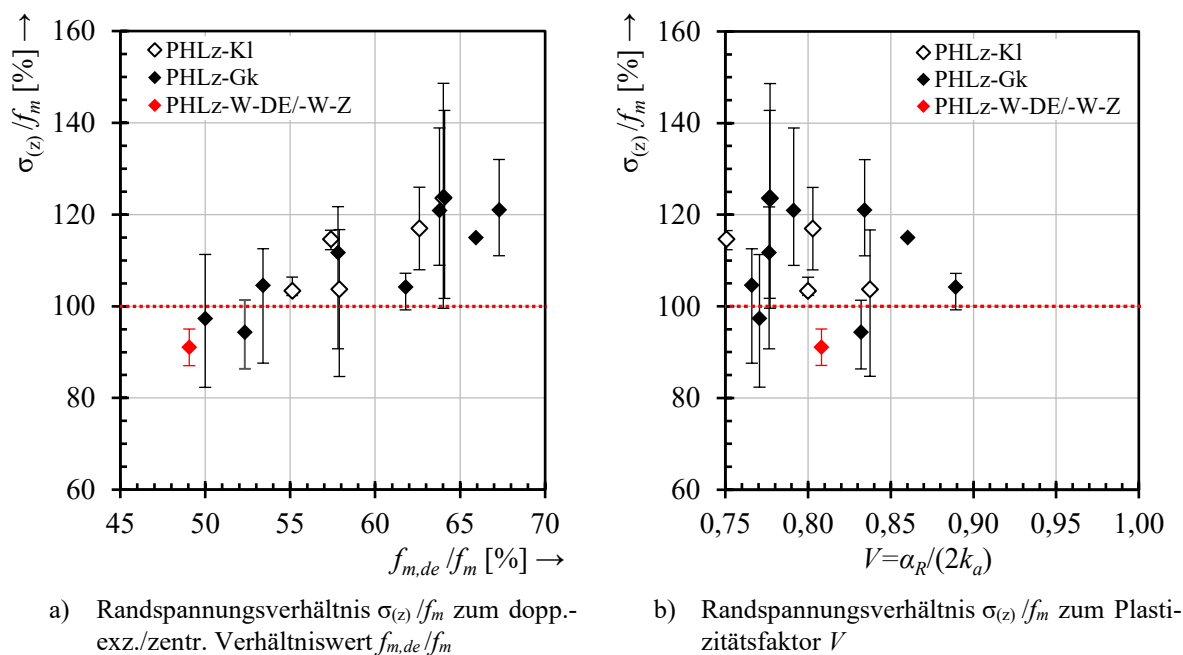


Abbildung 3.29: Gegenüberstellung der Randspannungsverhältnisse zum dopp.-exz./zentr. Verhältnismwert und zum Plastizitätsfaktor

Im Mittel werden die zentrischen Randspannungen im doppelt-exzentrischen Druckversuch bei Planhochlochziegeln mit Kleinlochung um 113 % bzw. bei Großkammerziegeln um 106 % überschritten, wobei der mittlere absolute prozentuale Fehler beider Lochbilder bei 12 % liegt. Dennoch ist zu konstatieren, dass im Vergleich zur zentrischen Beanspruchung teilweise deutlich höhere Randspannungen infolge von Spannungsumlagerungen erreicht werden.

Zudem ist in Abbildung 3.29a eine Tendenz zu erkennen, wonach mit steigendem Verhältniswert $f_{m,de} / f_m$ die Umlagerungskapazität zunimmt. Die Vermutung, dass diese mit der Arbeitslinie bzw. Plastizitätszahl korreliert, kann nicht bestätigt werden (siehe Abbildung 3.29b). Inwiefern die Ausbildung des Lochbilds (Stegdicken sowie Längs- und Quersteganordnungen) maßgebend ist, wurde nicht untersucht, da dies für die weiterführenden Betrachtungen von untergeordneter Bedeutung ist.

Hinsichtlich der eigenen Versuche aus Abschnitt 3.3.1.2 und 3.3.1.3 ist festzustellen, dass bei doppelt-exzentrischer Beanspruchung die zentrische Randspannung um ca. 9 % unterschritten wird. Die Ursache hierfür kann im Zuge dieser Arbeit nicht abschließend geklärt werden, da dies insbesondere weitreichende Untersuchungen des Planziegels sowohl auf Meso- als auch Mikroebene erfordert, welche in Anbetracht der Zielsetzung dieser Arbeit nicht relevant sind.

3.3.4 Diskussion der Ergebnisse

Die Plausibilität der Auswertung hinsichtlich des Last-Verformungs-Verhaltens der zentrischen RILEM- als auch Wanddruckversuche wird durch experimentelle Ergebnisse aus [Schellbach et al. 1983], [Schubert et al. 1990], [Schubert et al. 1992], [Schubert 2004], [Jäger et al. 2004] und [Pflücke 2006] sowie der aufbereiteten Datenerhebung gemäß [Schermer et al. 2020] bestätigt. Außerdem konnte gezeigt werden, dass sich in Anlehnung an [EN 1996-1-1:2022] der Zusammenhang zwischen mittlerer Steindruckfestigkeit und zentrischem Druckversuch durch eine Regressionsanalyse im Allgemeinen gut beschreiben lässt.

In Hinblick auf die Druckversuche bei doppelt-exzentrischer Beanspruchung werden die durch die Lastneigung bedingten Effekte offensichtlich und führen im Mittel zu einer Reduktion der Tragfähigkeit von 41 % gegenüber den zentrischen Druckversuchen. Eine Korrelation zwischen dem Verhältniswert der doppelt-exzentrischen und zentrischen Beanspruchung ($f_{m,de} / f_m$) zur Materialarbeitslinie konnte hierbei nicht festgestellt werden. Des Weiteren konnte auch ein gegenläufiger Effekt hinsichtlich der allgemein bekannten Interaktion zwischen abnehmender Prüfkörperschlankheit und zunehmender Tragfähigkeit festgestellt werden. Demnach ergeben sich bei gleichbleibender bezogener Lastausmitte und abnehmender Schlankheit geringere Tragfähigkeiten, sodass eine Rückrechnung auf einen einheitlichen Schlankheitsgrad mit den einschlägigen Normierungsfunktionen nicht möglich ist. Die Ursache hierfür ist auf den linear zunehmenden Lastneigungswinkel und die dadurch bedingte ansteigende Schubbeanspruchung innerhalb der Querstege zurückzuführen. Dieser Zusammenhang korreliert auch mit der Erkenntnis, wonach die Reduktion der Tragfähigkeit bei PHLz-Gk10 (Großkammerlochung) um den Faktor $\approx 1,43$ größer ist als bei PHLz-K14 (Kleinlochung). Darüber hinaus wirken durch die punktuelle Lasteinleitung am Wandkopf und -fuß zusätzliche Spaltzugkräfte, welche ein örtliches Versagen und progressive Rissbildung im Lasteinleitungsbereich ebenfalls begünstigen. Bestätigt wird dies durch die eigene Versuchsbeobachtung der doppelt-exzentrischen Wanddruckversuche. Das Versagen stellte sich bei allen Wandprüfkörpern durch einen schubartigen, diagonal verlaufenden Riss ausgehend von der Lasteinleitung ein. Hierbei ist zu konstatieren, dass durch die gegenwärtige Vorgabe – die doppelt-exzentrische Bruchlast auf den Bruttoquerschnitt zu beziehen – letztlich die Spannungsverteilung auf halber Wandhöhe

ermittelt, das Versagen aber im Bereich der Lasteinleitung initiiert wird. Demzufolge ist zu hinterfragen, inwiefern der bisherige Ansatz zur Charakterisierung der doppelt-exzentrischen Druckversuche zielführend ist.

Vergleicht man hingegen die maximalen Randspannungen, die sich im Lasteinleitungsbereich ergeben, können teilweise erhebliche Spannungsumlagerungen festgestellt werden. Hierfür liegt die Annahme zugrunde, dass die Randspannung auf die maximale Spannung bei zentrischer Beanspruchung limitiert ist. Allerdings zeigt sich auch hier, dass keine Korrelation zwischen Umlagerungskapazität und Materialarbeitslinie festzustellen ist. Es ist lediglich eine Tendenz erkennbar, wonach die Umlagerungskapazität mit steigendem Verhältniswert des doppelt-exzentrischen zum zentrischen Druckversuch ($f_{m,de} / f_m$) ansteigt.

Des Weiteren ist festzuhalten, dass der doppelt-exzentrische Wanddruckversuch die Beanspruchungssituation bei Außenwänden mit teilaufgelagerten Decken nur unzureichend widerspiegelt. Wie eingangs aufgeführt resultiert aus der Teilauflagerung am Wandfußquerschnitt eine Unstetigkeit im Spannungs- und Dehnungszustand. Zudem verhält sich die Kontaktzone des Außenwand-Decken-Knotens (Kontaktfläche der Decke zur Mauerwerkswand) hochgradig nichtlinear, wodurch maßgeblich die Verteilung der Knotenmomente und somit die Deckenrotation beeinflusst werden. Hier zeigt sich auch die Interaktion zwischen Beanspruchung und Beanspruchbarkeit der Mauerwerkswand, d. h. eine Kopplung von Einwirkung und Widerstand. Mit zunehmender Wandnormalkraft stellt sich ein höheres Einspannmoment der Decke ein, wodurch sich eine geringere Deckenrotation ausbilden kann und sich zugleich geringere Pressungen innerhalb des Wandquerschnitts ergeben. Im Gegensatz dazu nehmen mit geringem Auflastniveau und einhergehender Deckenrotation die Spannungskonzentrationen am Wandfußquerschnitt zu, da sich die Kontaktzone zwischen Decke und Wand auf einen lokalen Bereich konzentriert.

Diese Effekte sowie die beanspruchungsbedingte Unstetigkeit des Spannungs-Dehnungszustands werden durch den doppelt-exzentrischen Versuch nicht abgedeckt. Aus diesem Grund werden nachfolgend zum einen ergänzende Teilflächenbelastungen an RILEM-Prüfkörpern durchgeführt, welche die aufgeführten Besonderheiten bei teilaufgelagerten Decken berücksichtigen sollen. Zum anderen sollen etwaige Spannungsumlagerungen quantifiziert und im Zuge der Querschnittsbemessung berücksichtigt werden.

3.4 Ergänzende Teilflächenbelastungen an Wandprüfkörpern

Ergänzend zu den Teilflächenbelastungen am Einzelstein sowie den doppelt-exzentrischen Wanddruckversuchen soll nachfolgend wie in Abbildung 3.30 dargestellt die Beanspruchungssituation am Außenwand-Decken-Knoten bedingt durch die Deckenrotation auch auf Systemebene untersucht werden. Analog zu den Versuchen aus Abschnitt 3.2.2 werden hierfür Teilflächenbelastungen an RILEM-Prüfkörpern mit einer Belastungsfläche bzw. Deckenauf-lagertiefe von $a = 0,24$ m sowie den entsprechenden Beanspruchungssituationen durchgeführt.

Schwerpunkt für die weiterführenden analytischen Betrachtungen und Auswertungen stellen neben der Querschnittstragfähigkeit insbesondere die Stauchungsverteilung und etwaige Spannungsumlagerungen auf Querschnittsebene sowie die experimentelle Moment-Krümmungs-Beziehung dar. Als Vergleichsgröße werden analog zu den Einzelsteinen neben der rechnerischen Querschnittstragfähigkeit entsprechend der einaxialen Arbeitslinie aus Abschnitt 3.3.1.2 auch die Interaktionslinien aus Abbildung 3.3 dargelegt. Für die Auswertung der Schnittgrößen wird als statisches Ersatzsystem eine Kragstütze angenommen. Bei exzentrischer

Lasteinleitung ergibt sich somit – unter Vernachlässigung der Effekte infolge Theorie II. Ordnung – ein über die Stablänge konstanter Momentenverlauf.

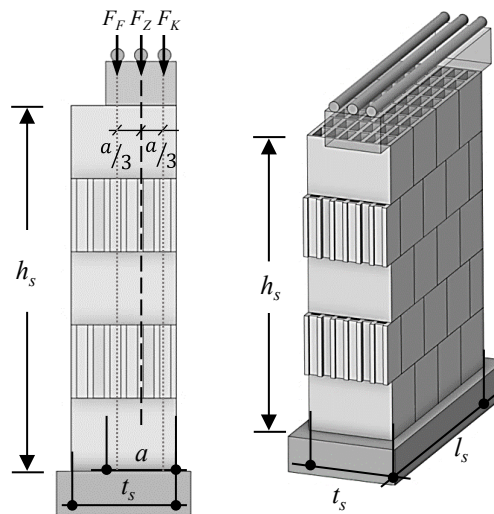


Abbildung 3.30: Beanspruchungssituationen am Außenwand-Decken-Knoten als Teilflächenbelastungen an RILEM-Prüfkörpern

In Anlehnung an [DIN EN 1052-1:1998-12] wurden je Beanspruchungssituation jeweils drei RILEM-Prüfkörper mit einer Länge von vier Steinreihen und einer Höhe von fünf Steinlagen hergestellt. Die Prüfkörperabmessungen (Prüfkörperlänge l_s , Prüfkörperbreite t_s , Prüfkörperhöhe h_s) sind in Tabelle 3.14 zusammengefasst. Die darin enthaltenen Prüfserien sind wie folgt definiert:

- Prüfserie IV mit PHLZ-R-F_Z – zentrische Beanspruchung
- Prüfserie V mit PHLZ-R-F_F – Beanspruchungssituation am Wandfuß
- Prüfserie VI mit PHLZ-R-F_K – Beanspruchungssituation am Wandkopf

Tabelle 3.14: Geometrische Abmessungen der RILEM-Prüfkörper für die Teilflächenbelastungen

Prüfserie	Prüfkörper PHLZ-	Länge l_s [m]	Breite t_s [mm]	Höhe h_s [m]	Schlankheit λ
IV	R-F _Z -1	0,982	358	1,25	3,5
	R-F _Z -2	0,977	359	1,26	
	R-F _Z -3	0,980	360	1,25	
V	R-F _F -1	0,980	360	1,25	
	R-F _F -2	0,975	356	1,26	
	R-F _F -3	0,987	360	1,25	
VI	R-F _K -1	0,988	358	1,25	
	R-F _K -2	0,981	359	1,26	
	R-F _K -3	0,982	358	1,26	

Wie auch bei den einaxialen Wanddruckversuchen wurden die RILEM-Prüfkörper jeweils im Läuferverband mit einem Überbindemaß l_{ol} von $h_u \cdot 0,4$ auf separaten Stahlplatten ohne Stoßfugenvermörtelung aufgemauert. Der Auftrag des Dünnbettmörtels im Bereich der Lagerfugen erfolgte mittels Mörtelschlitten. Die zugehörigen Frischmörtel Eigenschaften (Ausbreitmaß

nach [DIN EN 1015-3:2007-05] und Frischrohdichte nach [DIN EN 1015-6:2007-05]) des verwendeten Dünnbett- und Anlegemörtels wurden parallel während der Prüfkörperherstellung untersucht und sind in Anhang A.2 zusammengefasst. Nach Herstellung der RILEM-Prüfkörper erfolgte die Lagerung bis zum Zeitpunkt der Prüfung im Labor bei einer Raumtemperatur von 18 bis 22 °C und einer relativen Luftfeuchte von rd. 40 bis 60 %. Die Durchführung der Teilflächenversuche erfolgte kraft geregelt mit dem in Abschnitt 3.3.1 beschriebenen hydraulischen Prüfstand und einer Prüfgeschwindigkeit von 80 kN/min.

Um zum einen die Verformungen bzw. Stauchungen auf Querschnittsebene unmittelbar im Lasteinleitungsbereich (erste Steinreihe unterhalb der Lasteinleitungsplatte – vgl. Abbildung 3.6b) sowie die Verkrümmungen auf Systemebene zu erfassen, erfolgte die Dokumentation der Verformungen bei allen Prüfkörpern mittels digitaler Bildkorrelation. Die Verformungsmessung wurde dabei zum einen über die Verschiebungsberechnung von Facetten des Specklemusters und zum anderen über punktuell applizierte Referenzpunktmarken am Prüfkörper durchgeführt. Zusätzlich wurden, um etwaige Relativverschiebungen mittels einer Starrkörperbewegungskorrektur auszugleichen, bei allen Prüfkörpern Referenzpunktmarken auf der Stirnseite der Fußplatte angebracht.

Aufgrund der Zielsetzung, sowohl die Verkrümmungen über die Systemachse als auch die Stauchungen auf Querschnittsebene zu erfassen, ergibt sich jedoch bezüglich der Querschnittsstauchung ein unzureichendes Verhältnis zwischen Messabstand und auszuwertendem Messvolumen. Denn während es für die Dokumentation der Verkrümmungen auf Systemebene wichtig ist, den gesamten Prüfkörper zu erfassen (großer Messabstand), ist für die Betrachtung der Querschnittsstauchungen im Lasteinleitungsbereich lediglich die erste Steinreihe von Bedeutung (kleines Messvolumen). Diese Diskrepanz kann insbesondere bei sehr kleinen Verformungen zu einem Messrauschen führen, weshalb nachfolgend die Querschnittsstauchungen der Prüfkörper R-F_Z-3, R-F_K-3 und R-F_F-3 nicht zielführend ausgewertet werden können.

3.4.1 Zentrische Beanspruchung

Analog der Teilflächenbelastung auf Einzelsteinebene wird die zentrische Beanspruchungssituation zur Verifizierung der rechnerischen Querschnittstragfähigkeit (N_R bei $e/a = 0$) herangezogen. Bezogen auf den Bruttoquerschnitt wird die Last mit einer bezogenen Ausmitte von $e/t = 1/6$ eingeleitet. Die Bruchlasten sowie die zugehörigen Momente bezogen auf den Bruttoquerschnitt sind in Tabelle 3.15 zusammengefasst. Entsprechend den Einzelsteinversuchen werden nachfolgend die Exzentrizitäten e mit dem Index B für Brutto- und N für Nettoquerschnittsebene gekennzeichnet.

Tabelle 3.15: Versuchsergebnisse der Teilflächenbelastung am RILEM-Prüfkörper – zentrische Beanspruchungssituation (Index B für Bruttoquerschnitt: $e/t = 1/6$; Index N für Nettoquerschnitt: $e/a = 0,0$)

Prüfkörper PHLZ-	Prüfalter [Tage]	Exzentrizität e [m]	Normalkraft F_Z [kN]	M_B [kNm]
R-F _Z -1	55	$e_B = 0,059$	1495	88,1
R-F _Z -2	58	$e_N = 0,000$	1719	101,2
R-F _Z -3	62		1540	90,7
Mittelwert \bar{x}:			1584,7	93,3

Die graphische Aufbereitung der Versuchsergebnisse als N_R - M_R -Interaktion erfolgt in Abbildung 3.31a mit Absolutwerten bezogen auf den Bruttoquerschnitt sowie in Abbildung 3.31b als bezogene Darstellung auf Nettoquerschnittsebene. Demnach zeigt die Gegenüberstellung der Absolutwerte, dass die Versuche im Mittel die rechnerische Querschnittstragfähigkeit N_R um den Faktor $1585 \text{ kN} / 1338 \text{ kN} = 1,18$ deutlich überschreiten. Auch im Vergleich mit dem starr-plastischen Spannungsblock N_{pl} wird deutlich, dass trotz der Teilflächenbeanspruchung die experimentellen Tragfähigkeiten von Prüfkörper R-FZ-1 und R-FZ-3 im Mittel mit 6,9 % die starr-plastische Querschnittstragfähigkeit nur geringfügig unterschreiten und bei Prüfkörper R-FZ-2 sogar mit 5,5 % überschreiten.

Dagegen zeigt die Gegenüberstellung auf Nettoquerschnittsebene, dass die rechnerische Querschnittstragfähigkeit ΦN_R bei $e/a = 0$ im Mittel um 4,4 % nicht erreicht wird. Als mögliche Ursachen hierfür kommen Imperfektionen in Betracht wie bspw. Schiefstellung des Prüfkörpers und Versatz der Systemachse über die Prüfkörperhöhe bedingt durch variierende Steindicken, die demzufolge zu Steinversätzen in Plattenrichtung führen. Hinzu kommen Ungenauigkeiten bei der experimentellen Lasteinleitung, die bezogen auf die Systemachse eine Momentenbeanspruchung zur Folge haben. Da bei Mauerwerk insbesondere der Versagensmechanismus infolge von Druckbeanspruchung einen indifferenten Gleichgewichtszustand darstellt [Graubner et al. 2007], können solche Effekte einen großen Einfluss auf das Systemverhalten haben. Wird hingegen auf Nettoquerschnittsebene die Tragfähigkeit auf Grundlage des starr-plastischen Spannungsblocks ΦN_{pl} unter Berücksichtigung der normativen Mindestausmitte als Bezugsgröße herangezogen, zeigt sich, dass auch hier im Mittel mit 6,2 % höhere Beanspruchbarkeiten erreicht werden.

Für weiterführende Analysen hinsichtlich der Spannungsumlagerungen werden nachfolgend die Messdaten der digitalen Bildkorrelation ausgewertet, wobei die Ermittlung der Stauchungsverteilung analog zur Teilflächenbelastung am Einzelstein erfolgt.

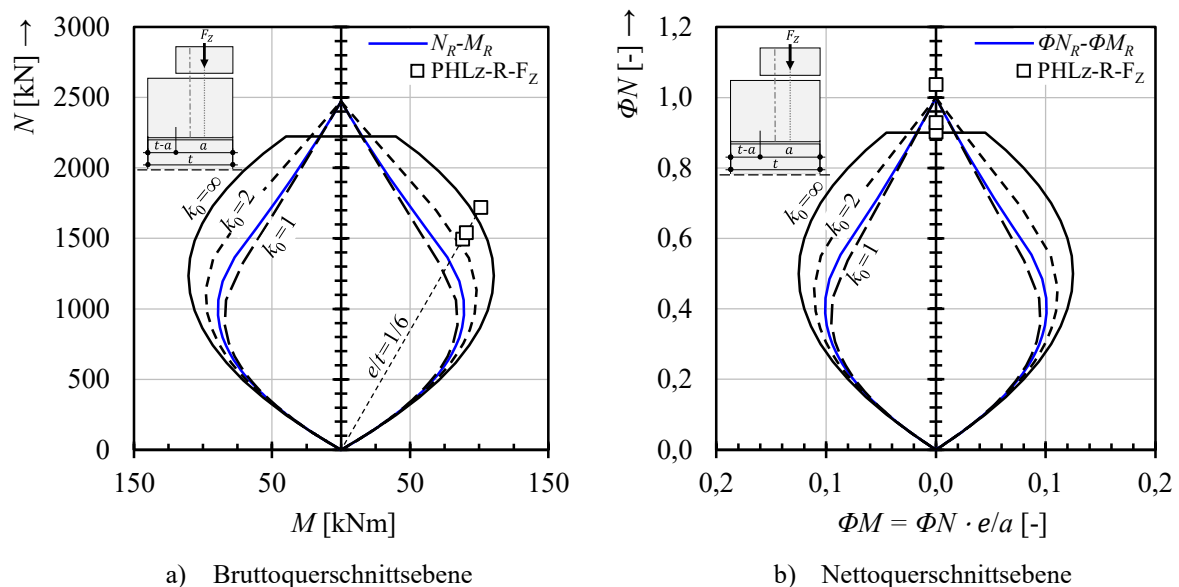
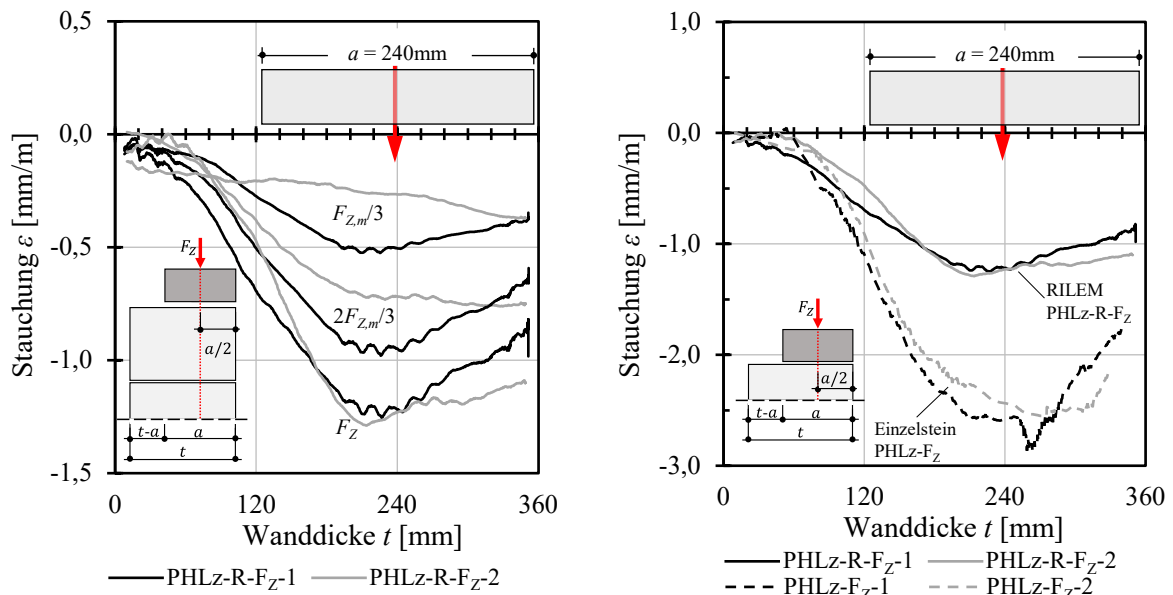


Abbildung 3.31: Gegenüberstellung verschiedener Grenzlinien der Querschnittstragfähigkeit mit den experimentellen Versuchsergebnissen (PHLZ-R-FZ)

Entsprechend den Einzelsteinen werden in Abbildung 3.32a die Querschnittsstauchungen bei verschiedenen Belastungsstufen ($F_{Z,m}/3, 2F_{Z,m}/3$) sowie im Bruchzustand F_Z dargestellt. Die zu Beginn quantitativ unterschiedlichen Stauchungsverteilungen von R-FZ-1 und R-FZ-2 bei $F_{Z,m}/3$ lassen sich auf die bereits geschilderte Diskrepanz zwischen Messabstand und Messvolumen

sowie die damit verbundene Beeinträchtigung der photogrammetrischen Verformungsmessung zurückführen. Diese reagiert insbesondere bei den anfänglich sehr kleinen Verformungen empfindlicher, sodass sich mit zunehmender Belastung die Stauchungsverteilung beider Versuche angleicht. Dennoch lässt sich bezüglich des Lastabtrags analog zur entsprechenden Teilflächenbelastung am Einzelstein die Aktivierung des an die belastete Teilfläche angrenzenden Querschnittsbereichs gut erkennen.



- a) Querschnittsstauchung bei unterschiedlichen Belastungsniveaus
- b) Vergleich der Querschnittsstauchungen: zwischen RILEM-Prüfkörper und Einzelstein

Abbildung 3.32: Auswertung und Vergleich der experimentellen Querschnittsstauchungen der RILEM-Prüfkörper – zentrische Beanspruchung

Im direkten qualitativen Vergleich mit den Querschnittsstauchungen der Einzelsteine in Abbildung 3.32b wird deutlich, dass sich im Bruchzustand auf Systemebene eine geringere Verformungsfähigkeit ausbildet. Dies korreliert mit den Beobachtungen aus den zentrischen Wanddruckversuchen und dem Last-Verformungs-Verhalten der Druckversuche am Einzelstein sowie mit den Untersuchungsergebnissen aus [Reitmayer 2014].

Der Bruch stellte sich bei den RILEM-Prüfkörpern wie auch bei den Einzelsteinen schlagartig und ohne Vorankündigung ein. Das Versagensbild zeichnete sich anders als bei den doppelt-exzentrischen Druckversuchen nicht durch ein lokales, sondern globales Versagen auf Systemebene aus, sodass bei Erreichen der Bruchlast die Prüfkörper vollständig kollabierten. Lediglich bei Prüfkörper R-Fz-3 war bei ca. 50 % der Bruchlast akustisch ein erstes Knistern wahrnehmbar.

In Abbildung 3.33 sind zugehörig zu den Stauchungen aus Abbildung 3.32a exemplarisch am Prüfkörper R-Fz-1 die mittels digitaler Bildkorrelation aufgezeichneten Vertikalverformungen als Absolutwerte dargestellt. Ausgehend von der Lasteinleitung lässt sich hier deutlich die zunehmende Lastumlagerung bzw. Vergleichmäßigung der Verformungen erkennen. Die Analyse der optischen Messungen zeigt auch, dass trotz der un stetigen Spannungsverteilung und der auf den Bruttoquerschnitt bezogenen Lastausmitte von $e/t = 1/6$ bis zum Erreichen der Bruchlast die Lagerfugen nicht aufreißen bzw. klaffen. Eine etwaige sich einstellende Rissbildung der Steine, wie es insbesondere bei der Beanspruchungssituation am Wandkopf der Fall ist, konnte bei diesen Untersuchungen nicht festgestellt werden. Aus diesem Grund wird auf eine weiterführende Charakterisierung des Bruchverhaltens verzichtet.

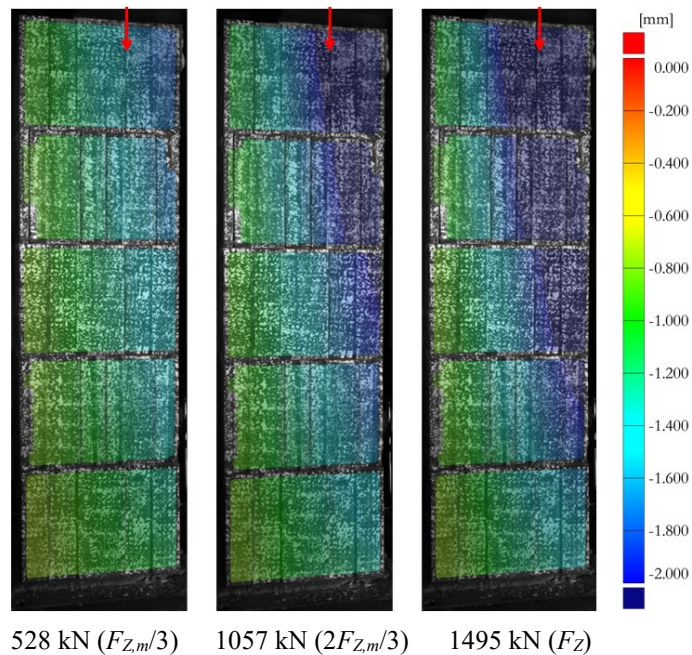


Abbildung 3.33: Photogrammetrisch ermittelte Vertikalverformungen am RILEM-Prüfkörper PHLz-R-Fz-1 bei unterschiedlichen Belastungsniveaus

3.4.2 Beanspruchungssituation am Wandfuß

Schwerpunkt dieser Laststellung stellt insbesondere die Ermittlung der Tragfähigkeit unter Berücksichtigung der un stetigen Spannungs-Dehnungs-Verteilung auf Querschnittsebene bedingt durch die Teilauf Lagerung der Decke dar. Entsprechend den Teilflächenversuchen am Einzelstein wird die Last bezogen auf den Nettoquerschnitt mit einer bezogenen Lastausmitte von $e/a = 1/3$ in Richtung der unbelasteten Querschnittsrandfaser eingeleitet. Bezogen auf die Systemachse des Bruttoquerschnitts entspricht dies einer bezogenen Lastausmitte von $e/t = 0,06$, was zur Folge hat, dass aufgrund der geringen Exzentrizität keine Querschnittskrümmungen quantifizierbar bzw. messbar sind und demzufolge in Abschnitt 3.4.4.1 keine Moment-Krümmungs-Beziehungen dargestellt werden. Die Versuchsergebnisse mit Angabe der entsprechenden Momente – bezogen auf Brutto- und Nettoquerschnitt – sind in Tabelle 3.16 dargelegt.

Tabelle 3.16: Versuchsergebnisse der Teilflächenbelastung am RILEM-Prüfkörper – Beanspruchungssituation am Wandfuß (Index B für Bruttoquerschnitt: $e/t = 0,06$; Index N für Nettoquerschnitt: $e/a = 0,33$)

Prüfkörper PHLz-	Prüfalter [Tage]	Exzentrizität e [m]	Normalkraft F_F [kN]	M_B [kNm]	M_N [kNm]
R-F _F -1	101	$e_B = 0,021$ $e_N = 0,080$	842	17,8	67,4
R-F _F -2	108		795	16,8	63,6
R-F _F -3	105		752	15,9	60,2
Mittelwert \bar{x}:			796,3	16,8	63,7

Die Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse und Querschnittstragfähigkeiten erfolgt in Abbildung 3.34a und Abbildung 3.34b. Bezogen auf den Nettoquerschnitt werden experimentell im Mittel 79 % (796 kN / 444 kN) höhere Tragfähigkeiten als gegenüber der rechnerischen Querschnittstragfähigkeit Φ_{NR} erreicht. Auch im Vergleich zu dem starr-plastischen

Spannungsblock ΦN_{pl} werden im Mittel 44 % höhere Tragfähigkeiten erzielt. Die Tatsache, dass in Abbildung 3.34a die Versuchsergebnisse innerhalb der Interaktionslinie liegen, ist bedingt durch die geringe Momentenbeanspruchung bezogen auf den Bruttoquerschnitt und für die Bewertung der Querschnittstragfähigkeit zu vernachlässigen.

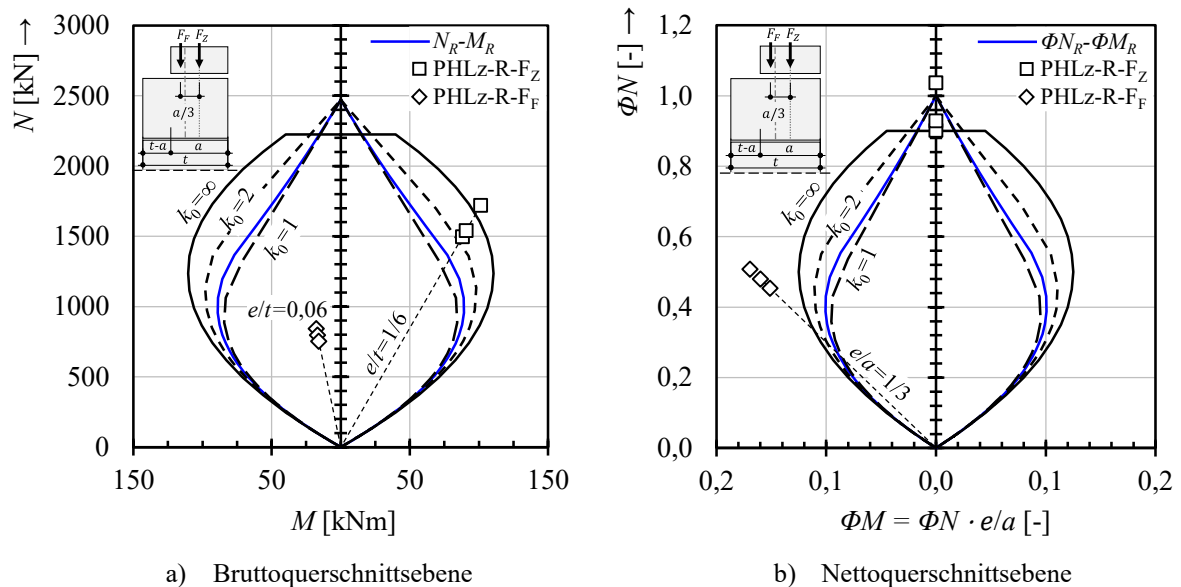


Abbildung 3.34: Gegenüberstellung verschiedener Grenzlinien der Querschnittstragfähigkeit mit den experimentellen Versuchsergebnissen (PHLZ-R-F_F und PHLZ-R-F_Z)

Hinsichtlich der Rissbildung ist nachfolgend zwischen der Erstrissbildung in Form feiner Haarrisse auf der Mesoebene und der Trennrissbildung im Mauerwerksgefüge zu unterscheiden. Die Erstrissbildung konnte mittels digitaler Bildkorrelation detektiert werden und stellte sich bei einem Belastungsniveau von

- 521 kN (62 % von F_F-1) bei R-F_F-1,
- 653 kN (82 % von F_F-2) bei R-F_F-2 und
- 549 kN (73 % von F_F-3) bei R-F_F-3

unmittelbar im Bereich der Lasteinleitung ein. Allerdings zeigt die Analyse der Querschnittsstauchungen auch, dass erst aus der Trennrissbildung merkliche Umlagerungen innerhalb des Mauerwerksgefüges resultieren und diese Parallelen zu den entsprechenden Teilflächenbelastungen am Einzelstein aus Abschnitt 3.2.2.2 aufzeigen. Das Charakteristikum beider Versuche ist das Belastungsniveau bei Beginn der Entkopplung der unbelasteten Querschnittszone, welche sich bei den RILEM-Prüfkörpern bei $80 \div 87$ % und den Einzelsteinen bei $85 \div 90$ % der Bruchlast einstellt. Anders als bei den Einzelsteinen zeigt sich bei den RILEM-Prüfkörpern, dass sich der an die belastete Teilfläche angrenzende Querschnittsbereich infolge progressiver Rissbildung vollständig vom Lastabtrag entkoppelt. Dies wird getrennt für die Prüfkörper R-F_F-1 in Abbildung 3.35a und R-F_F-2 in Abbildung 3.35b dargestellt. Da jedoch die Rissbildung bis zum Erreichen der Bruchlast stetig zunimmt, werden nachfolgend die Querschnittsstauchungen unmittelbar vor Beginn der Trennrissbildung ($f_{cr,1}$) und im Bruchzustand (F_F) gegenübergestellt. Demnach zeigt sich, dass die Entkopplung des unbelasteten Querschnittsbereichs ausgehend von der Resultierenden erfolgt und dass anders als bei den Einzelsteinen keine Resttragfähigkeit der lastfreien Querschnittszone erkennbar ist.

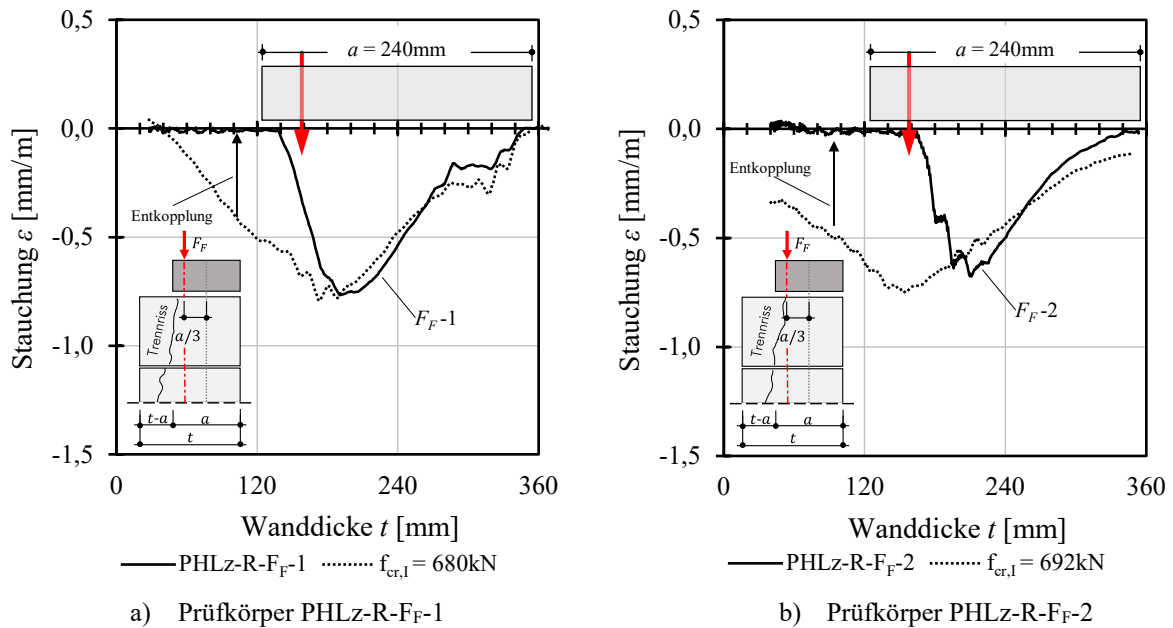


Abbildung 3.35: Darstellung der experimentellen Querschnittsstauchungen vor und nach der Entkopplung infolge von Rissbildung am RILEM-Prüfkörper – Beanspruchungssituation am Wandfuß

Entsprechend der optischen Verformungsanalyse bei zentrischer Beanspruchung sind in Abbildung 3.36a exemplarisch vom Prüfkörper PHLZ-R-F_F-2 die Messdaten der Verformungen als Absolutwerte dargestellt. Anders als bei zentrischer Beanspruchung zeigt sich hier ein offensichtlicher Effekt infolge der un stetigen Spannungsverteilung in der ersten Steinlage unmittelbar unterhalb der Lasteinleitung. Eindeutig wird die partielle Spannkonzentration ersichtlich, welche sich auch auf Querschnittsebene als Peak der Stauchungsverteilung in Abbildung 3.35 deutlich ausbildet. Auffällig ist auch, dass sich qualitativ betrachtet im Vergleich zur zentrischen Beanspruchung die Verformungen nach der teilflächenbeanspruchten Steinlage (erste Steinreihe) gleichmäßiger über die Prüfkörperhöhe verteilen. Dieser Sachverhalt kann auf die geringe bezogene Lastausmitte von $e/t = 0,06$ zurückgeführt werden, da sich hierdurch der Effekt infolge der Teilflächenbelastung maßgeblich nur auf die erste Steinreihe unterhalb der Lasteinleitung auswirkt.

Des Weiteren kann analog zur doppelt-exzentrischen Beanspruchung in der ersten Steinreihe eine zusätzliche Scherbeanspruchung der Querstege festgestellt werden. Um diese Beobachtung zu veranschaulichen, sind in Abbildung 3.36b die photogrammetrisch ermittelten Hauptformänderungen als Trajektorien im Bereich der Lasteinleitung (erste Steinreihe) und Prüfkörpermitte (dritte Steinreihe) qualitativ dargestellt. Folglich lässt sich sowohl die Lastausbreitung und die dadurch bedingte Scherbeanspruchung im Lasteinleitungsbereich als auch die Vergleichmäßigung der Spannungen in Prüfkörpermitte gut nachvollziehen.

Das Versagen der Prüfkörper wurde durch einen schubartigen diagonalen Bruch bzw. ein Entkoppeln der unbelasteten Querschnittszone ausgehend von der Resultierenden bis in die dritte Steinreihe initiiert (siehe Abbildung 3.36a bei F_F). Folglich kann hinsichtlich des Versagens konstatiert werden, dass die Unstetigkeit und die einhergehende Scherbeanspruchung der ersten Steinreihe unterhalb der Lasteinleitung das maßgebende Kriterium bei der Beanspruchungssituation am Wandfuß darstellt.

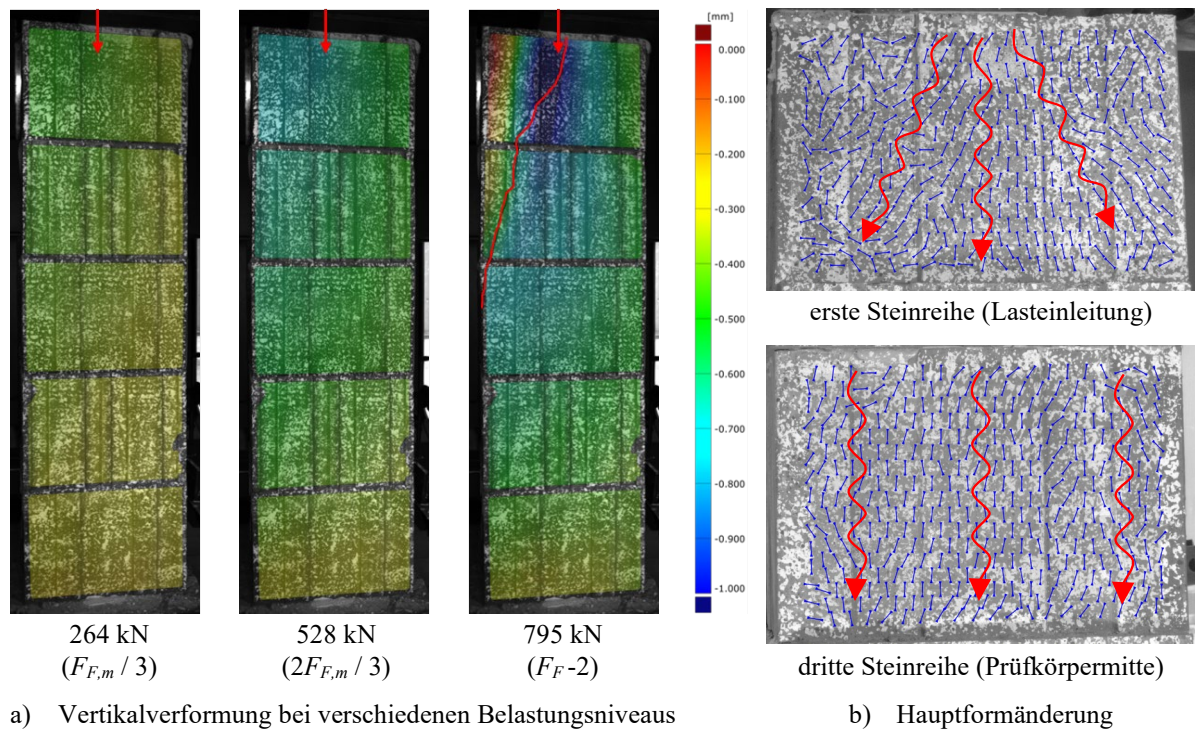


Abbildung 3.36: Photogrammetrisch ermittelte Vertikalverformungen als Flächenkomponente und Hauptformänderung als Trajektorien am RILEM-Prüfkörper R-F_F-2

3.4.3 Beanspruchungssituation am Wandkopf

Ergänzend zu den entsprechenden Teilflächenbelastungen am Einzelstein in Abschnitt 3.2.2.3 werden nachfolgend die Versuchsergebnisse der Beanspruchungssituation am Wandkopf auf Systemebene betrachtet. Die Belastung erfolgt äquivalent zur Beanspruchung am Wandfuß mit einer Lastausmitte von $e/a = 1/3$ bezogen auf den Nettoquerschnitt. Die Versuchsergebnisse sind in Abhängigkeit der bezogenen Brutto- und Nettoquerschnittsebene in Tabelle 3.17 zusammengefasst. Hier zeigt sich anders als am Wandfuß, dass bezogen auf den Bruttoquerschnitt die Ausmitte um 74 % größer und folglich die Momentenbeanspruchung des Nettoquerschnitts als Absolutwert entsprechend geringer ist.

Tabelle 3.17: Versuchsergebnisse der Teilflächenbelastung am RILEM-Prüfkörper – Beanspruchungssituation am Wandkopf (Index B für Bruttoquerschnitt: $e/t = 0,39$; Index N für Nettoquerschnitt: $e/a = 1/3$)

Prüfkörper	Prüfalter [Tage]	Exzentrizität e [m]	Normalkraft F_K [kN]	M_B [kNm]	M_N [kNm]
R-F _K -1	70	$e_B = 0,139$	620	86,1	49,6
R-F _K -2	72	$e_N = 0,080$	640	88,9	51,2
R-F _K -3	76		605	84,0	48,4
Mittelwert \bar{x}:			622	86,3	49,7

Die Versuchsergebnisse in Form der N_R - M_R -Interaktionen sind getrennt nach Querschnittsebenen in Abbildung 3.37 veranschaulicht. Hierbei wird deutlich, dass unabhängig der betrachteten Querschnittsebene und des Materialverhaltens experimentell stets größere Querschnittstragfähigkeiten erreicht werden. Dementsprechend ergeben sich gegenüber dem starrplastischen Spannungsblock Tragfähigkeitsreserven von

- 12,5 % bezogen auf den Nettoquerschnitt und
- 14,4 % bezogen auf den Bruttoquerschnitt.

Im Vergleich zu den rechnerischen Querschnittstragfähigkeiten N_R bzw. ΦN_R werden diese um 35 % (Nettoquerschnitt) bzw. 37 % (Bruttoquerschnitt) zu konservativ prognostiziert. Diese Größenordnung bestätigt sich auch mit den einfach-exzentrischen Druckversuchen – mit bezogenen Lastausmitten von $e/t = 0,33; 0,37$ und $0,45$ – in [Pflücke 2006]. PFLÜCKE führt die höhere experimentelle Tragfähigkeit auf die veränderte Bruchmechanik zurück, da die dickeren Außenstege der untersuchten Hochlochziegel (HLZ 12-1,0) gegenüber den filigraneren Innenstegen höhere Festigkeiten besitzen. Auch die in [Reitmayer 2014] durchgeführten einfach-exzentrischen Teilflächenbelastungen an Dreistein- sowie geschosshohen Wandprüfkörpern aus Planhochlochziegeln mit Großkammer- und Kleinlochung – mit $a/t = 0,60$ und bezogenen Lastausmitten von $e/t = 0,30$ und $0,45$ – zeigen, dass experimentell höhere Tragfähigkeiten erreicht werden als auf Grundlage eines rechnerischen starr-plastischen Spannungsblocks. Gleicher Sachverhalt stellt sich auch in den Versuchsergebnissen bei einfach-exzentrischer Lasteinleitung – mit bezogenen Lastausmitten von $e/t = 1/6; 1/3$ und $\approx 0,42$ – mit Hochlochziegeln (HLZ 6-0,9) in [Hirsch 1995] heraus. Demzufolge werden bei einer bezogenen Lastausmitte von $e/t = 1/3$ experimentell im Mittel 1,25-fach höhere Querschnittstragfähigkeiten erreicht als unter Annahme eines starr-plastischen Materialverhaltens.

Sowohl die eigenen Untersuchungen als auch [Hirsch 1995], [Pflücke 2006], [Reitmayer 2014] und [Förster 2018] bestätigen, dass sich mit zunehmender Exzentrizität die Diskontinuität der Ziegel positiv auf die Querschnittstragfähigkeit auswirkt. Dieser Sachverhalt bestätigt sich auch mit den Untersuchungen auf Einzelsteinebene in Abschnitt 3.2.2.3.

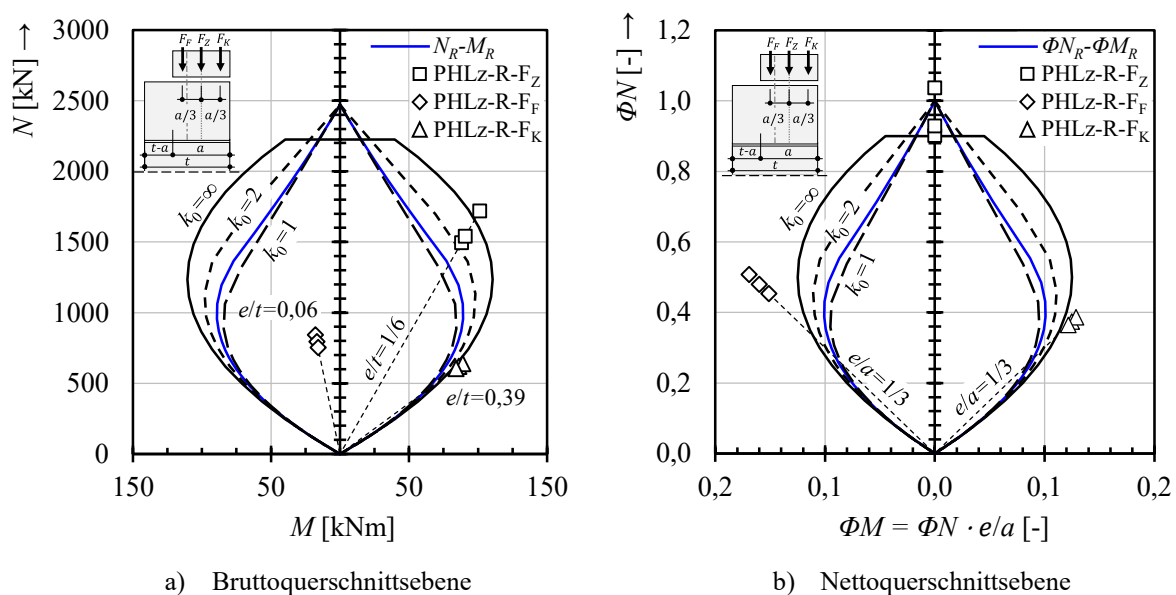


Abbildung 3.37: Gegenüberstellung verschiedener Grenzlinien der Querschnittstragfähigkeit mit den experimentellen Versuchsergebnissen (PHLZ-R-F_F, PHLZ-R-F_Z und PHLZ-R-F_K)

Analog zu den vorherigen Analysen sind in Abbildung 3.38 die zugehörigen Stauchungen auf Querschnittsebene bei unterschiedlichen Belastungsniveaus dargestellt. Folglich zeigen sich hinsichtlich des Lastabtrags deutliche Parallelen zu den Teilflächenbelastungen am Einzelstein. Charakteristisch für beide Versuche ist der zunehmende Gradient der Stauchungsverteilung. Demzufolge kann konstatiert werden, dass beide Male der Lastabtrag maßgeblich durch den Außenlängs- sowie anschließenden Innenquersteg erfolgt. Die lastabgewandte Querschnittszone hingegen wird sowohl auf System- als auch Einzelsteinebene nicht aktiviert (siehe

Abbildung 3.38). Dieser Sachverhalt wird mit den nachfolgenden photogrammetrisch ermittelten Absolutverformungen und der schematischen Bruch- bzw. Rissentwicklung veranschaulicht.

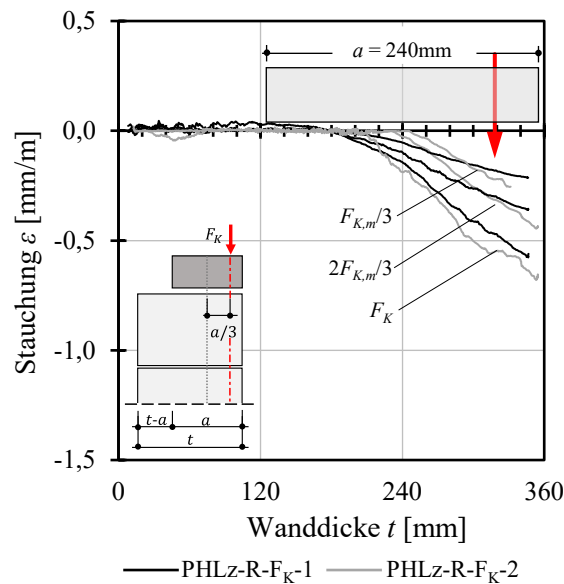
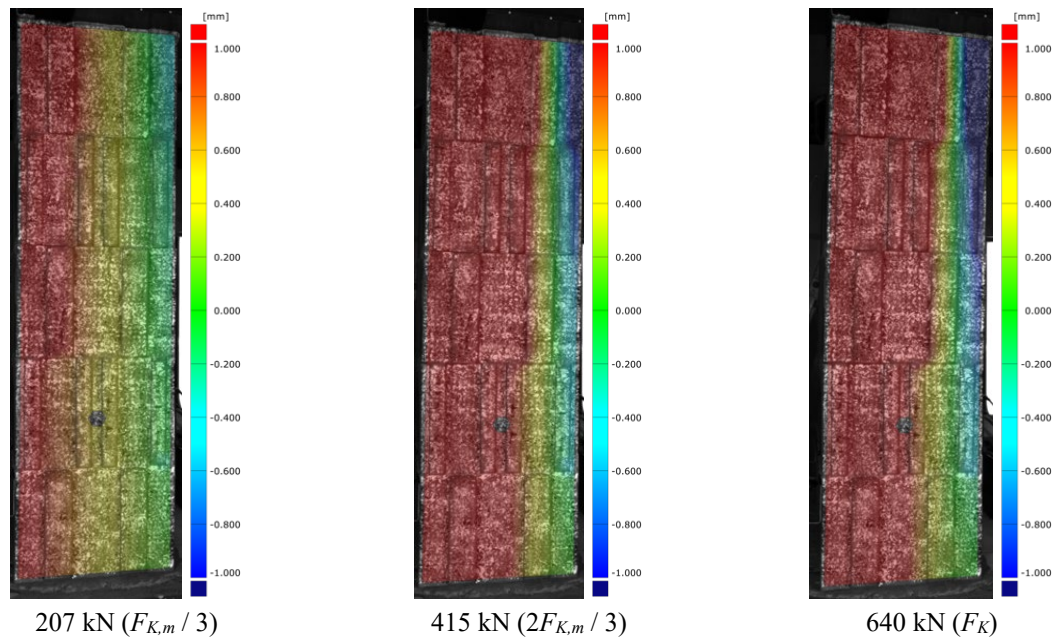


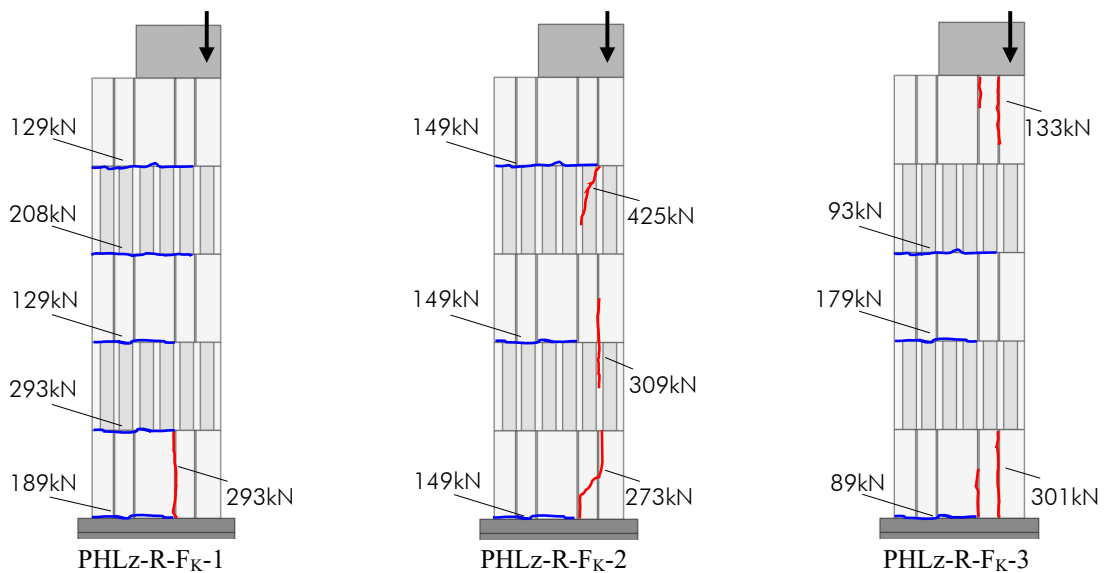
Abbildung 3.38: Auswertung der experimentellen Querschnittsstauchungen der RILEM-Prüfkörper – Wandfuß

In Abbildung 3.39a sind exemplarisch an Prüfkörper R-F_K-2 die Vertikalverformungen als Absolutwerte dargestellt. Der Lastabtrag konzentriert sich augenscheinlich auf einen geringen überdrückten Querschnittsbereich. Dies korreliert in Bezug auf Abbildung 3.38 mit der Aussage, dass die Last maßgeblich über die äußeren Längsstege abgetragen wird. Das Versagen der RILEM-Prüfkörper zeichnete sich insbesondere durch das in Abbildung 3.39b dargestellte frühe Klaffen der Lagerfugen aus. Dieses trat zwischen 15 % und 23 % der Bruchlast ein und nahm bis zum Erreichen der maximalen Beanspruchbarkeit sukzessive zu. Bezogen auf den Bruttoquerschnitt entspricht dies einer Biegezugspannung senkrecht zur Lagerfuge von $\sigma_{\perp \min} = 0,35 \text{ N/mm}^2$ und $\sigma_{\perp \max} = 0,54 \text{ N/mm}^2$.

Zudem konnte bei allen Versuchen ein Abscheren bzw. Trennriss des untersten Steins festgestellt werden. Dieser trat bei einem Belastungsniveau zwischen 43 % und 50 % der Bruchlast auf und erfolgte ausgehend von der klaffenden Lagerfuge bis hin zur nachfolgenden Steinreihe. Etwaige Spannungsumlagerungen nach der Rissbildung konnten nicht testiert werden, was im Wesentlichen auf die über die Prüfkörperhöhe konstant geringe Druckzonenhöhe zurückzuführen ist. Darüber hinaus wird die Möglichkeit zur Lastausbreitung auch infolge des Lochbilds stark limitiert, wodurch sich das Versagen der Prüfkörper durch ein schlagartiges Abplatzen der Außenlängsstege der druckbeanspruchten Querschnittsseite einstellte.



a) Photogrammetrisch ermittelte Vertikalverformung bei verschiedenen Belastungsniveaus am RILEM-Prüfkörper PHLz-R-F_K-2



b) Schematische Darstellung der Rissbildung

Abbildung 3.39: Photogrammetrisch ermittelte Vertikalverformungen und schematische Darstellung der Rissbildung der RILEM-Prüfkörper

3.4.4 Moment-Krümmungs-Beziehungen

In diesem Abschnitt sollen die experimentellen mit den analytisch ermittelten Moment-Krümmungs-Beziehungen (M - κ -Beziehung) gegenübergestellt werden. Ziel soll sein, Kenntnisse hinsichtlich der tatsächlichen Steifigkeitsabnahme bei zunehmender Momentenbeanspruchung zu gewinnen. Darüber hinaus werden die experimentellen M - κ -Beziehungen für die Verifizierung des Finite-Element-Modells in Kapitel 4 herangezogen.

Ferner wird als weitere Bezugsgröße die theoretische M - κ -Beziehung einer linear-elastischen Biegesteifigkeit $EI_{y,el}$ (ungerissener Zustand) auf Basis der einaxialen Wanddruckversuche mit

$EI_{y,el} = 20.000 \text{ kNm}^2$ dargestellt. Diese wird mit der linearisierten Differentialgleichung des Biegestabs nach Gl. (3.28) ermittelt:

$$\kappa_{(x)} = \frac{\omega_{(x)}''}{\left[1 + \left(\omega_{(x)}'\right)^2\right]^{3/2}} \approx \omega_{(x)}'' = \frac{M_y}{EI_y} \quad (3.28)$$

Der dabei enthaltene Elastizitätsmodul wird entsprechend den zentrischen Wanddruckversuchen mit 5400 N/mm^2 angenommen. Das zugehörige Flächenträgheitsmoment I_y ergibt sich auf Grundlage des arithmetischen Mittelwerts der gemessenen Bruttoquerschnitte gemäß Tabelle 3.8 der Prüferserie II.

3.4.4.1 Experimentelle Moment-Krümmungs-Beziehung

Die Berechnung der experimentellen M - κ -Beziehung erfolgt über die photogrammetrisch ermittelte Verformungsmessung. Dabei wird die gesamte Messoberfläche des Prüfkörpers in senkrecht verlaufende parallele Längsschnitte b_i unterteilt. Zu jedem Längsschnitt wird anschließend der arithmetische Mittelwert der Dehnung bzw. Stauchung ε_i berechnet, sodass sich über die gesamte Wanddicke ein über die Prüfkörperhöhe gemittelter Dehnungszustand ergibt. Dies entspricht der getroffenen Annahme, wonach als statisches Ersatzsystem eine Kragstütze mit Volleinspannung zugrunde gelegt wird und zudem vereinfacht Einflüsse infolge Theorie II. Ordnung unberücksichtigt bleiben. Unter dem Postulat vom eben bleibenden Querschnitt wird anschließend zu jedem Lastschritt die Krümmung über eine lineare Regressionsanalyse nach Gl. (3.29) bezogen auf den Bruttoquerschnitt berechnet.

$$\kappa_{(x)} = \frac{\sum_{i=1}^n (\varepsilon_i - \bar{\varepsilon}) \cdot (b_i - \bar{b})}{\sum_{i=1}^n (b_i - \bar{b})^2} \quad (3.29)$$

Die daraus resultierenden experimentellen ΦM - κ -Beziehungen sind in Abbildung 3.40 und Abbildung 3.41 veranschaulicht. In Anbetracht der gering vorhandenen Querschnittsverkrümmungen zeigt sich bei zentrischer Beanspruchung in Abbildung 3.40 eine sehr gute Übereinstimmung der experimentellen gegenüber der theoretischen linear-elastischen Biegesteifigkeit. Demnach ist festzustellen, dass bei zentrischer Beanspruchung des Nettoquerschnitts der Bruttoquerschnitt bei einer bezogenen Lastausmitte von $e/t = 1/6$ vollständig überdrückt ist und die ungerissene Biegesteifigkeit zum Tragen kommt. Vergleicht man dazu die sich nach Gl. (3.10) ergebende überdrückte Querschnittsbreite t_{cal} des Bruttoquerschnitts bei $e/t = 1/6$, ergibt sich ein Verhältniswert von $t/t_{cal} = 1,08$, was die Beobachtung hinsichtlich der Aktivierung des unbelasteten Querschnittsbereichs am Lastabtrag bestätigt. Die geringfügigen Abweichungen der experimentellen zu den linear-elastischen ΦM - κ -Beziehungen können mutmaßlich auf Imperfektionen im Bereich der Lasteinleitung oder Systemachse zurückgeführt werden. Zudem ergibt sich aufgrund des Lochbilds und des Überbindemaßes von $l_{ol} = 0,4 \cdot h_u$ kein homogener Lastabtrag, was aufgrund der geschnittenen Steine zusätzlich zu lokalen Lastkonzentrationen führt. Dieser Effekt wirkt sich unmittelbar auf

die Verformungsmessung bzw. Krümmung quantitativ aus, da diese auf Grundlage lotrechter Längsschnitte unmittelbar auf der Messoberfläche berechnet werden.

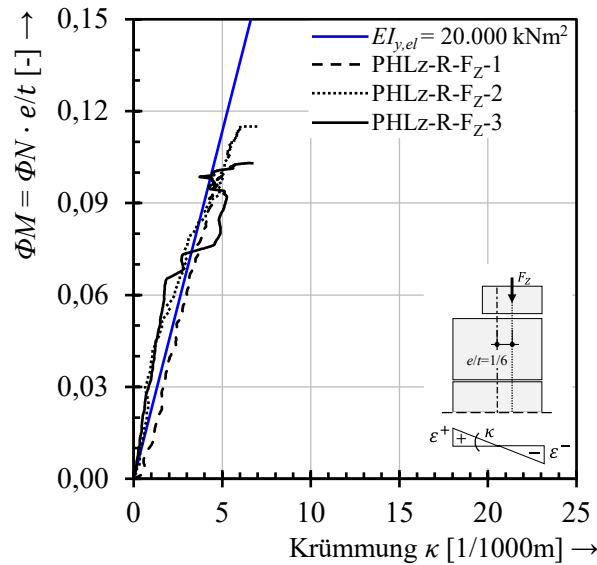


Abbildung 3.40: Experimentelle ΦM - κ -Beziehung der zentrischen Teilflächenbelastung bezogen auf die Bruttoquerschnittsebene

Anders als bei zentrischer Beanspruchung zeigt sich in Abbildung 3.41 bei der Beanspruchungssituation am Wandkopf (Prüfkörper R-F_K-1 und R-F_K-2) ein zunächst ungewöhnlicher bilinearer Verlauf der ΦM - κ -Beziehungen. Demzufolge können beide Prüfkörper ebenfalls mit der theoretischen linear-elastischen Biegesteifigkeit bis zu einer Momentenbeanspruchung ΦM von $0,02 \div 0,025$ gut beschrieben werden. Dies entspricht einer Normalkraftbeanspruchung von ca. $130 \text{ kN} \div 150 \text{ kN}$ und korrespondiert mit der Beobachtung, wonach bei diesem Lastniveau die Biegezugspannung σ_{\perp} senkrecht zur Lagerfuge überschritten wird und die Lagerfugen aufreißen (vgl. Abschnitt 3.4.3).

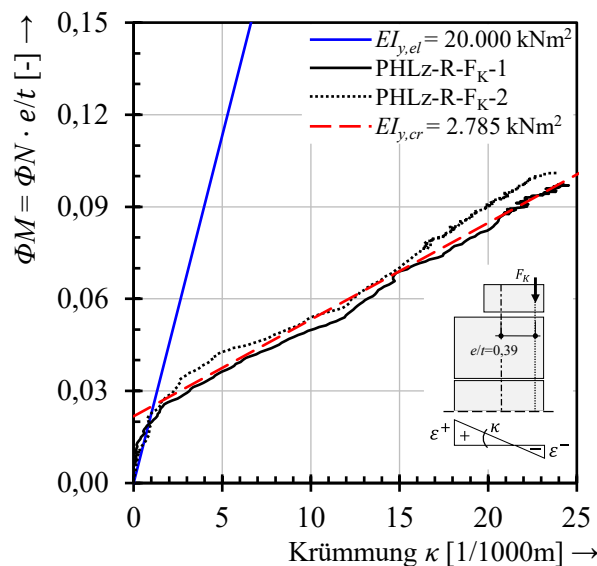


Abbildung 3.41: Experimentelle ΦM - κ -Beziehung der Beanspruchungssituation am Wandkopf bezogen auf die Bruttoquerschnittsebene

Der bilineare Übergang der ΦM - κ -Beziehungen ist somit auf das Klaffen der Lagerfugen zurückzuführen. Anschließend nimmt mit zunehmender Momentenbeanspruchung die Krüm-

mung beider Prüfkörper weiterhin linear zu, sodass keine merkliche beanspruchungsbedingte Steifigkeitsabnahme festgestellt werden kann.

Dies geht auch aus der gering ausgeprägten Rissbildung hervor, welche schematisch in Abbildung 3.39b gezeigt wird. Die sich nach dem Klaffen der Lagerfugen im gerissenen Zustand einstellende mittlere Biegesteifigkeit von $EI_{y,cr} = 2785 \text{ kNm}^2$ wurde mittels einer linearen Regressionsanalyse im Bereich zwischen $30 \div 70 \text{ kNm}$ mit einem Bestimmtheitsmaß von $R^2 = 0,987$ approximiert. Mit einem Elastizitätsmodul von $E = 5400 \text{ N/mm}^2$ lässt sich auf eine rechnerisch effektive Querschnittsbreite von $t_{\text{eff}} \approx 0,19 \text{ m}$ sowie eine vorhandene bezogene Lastausmitte von $e/t = 0,31$ rückrechnen. Im Vergleich dazu ergibt sich mit Gl. (3.10) eine theoretisch überdrückte Querschnittsbreite t_{cal} des Bruttoquerschnitts bei $e/t = 0,39$ zu $t_{\text{cal}} \approx 0,11 \text{ m}$. Auch hier bestätigt sich, dass sich bei großen Exzentrizitäten die Diskontinuität der Großkammerlochung im Vergleich zur rechnerischen Tragfähigkeit positiv auswirkt.

3.4.4.2 Rechnerische Moment-Krümmungs-Beziehung

Zur Verifizierung der eigenen experimentellen Untersuchungen werden nachfolgend die ΦM - κ -Beziehungen numerisch ermittelt. Im Fall eines linear-elastischen Materialverhaltens ergibt sich der rechnerische Zusammenhang zwischen Schnittgrößen sowie den daraus resultierenden Dehnungen ε_0 und Querschnittsverkrümmungen κ_z bzw. κ_y nach Gl. (3.30) zu:

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_0 \\ \kappa_z \\ \kappa_y \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} N/EA \\ M_y/EI_y \\ -M_z/EI_z \end{Bmatrix} \quad (3.30)$$

Die Querschnittsberechnung – Ermittlung der inneren Schnittgrößen – erfolgt durch die Spannungsintegration des Querschnitts nach Gl. (3.31). Im Zuge dieser Arbeit wurden die Vergleichsberechnungen mit dem Querschnittsprogramm *INCA2* (Interactive Nonlinear Cross Section Analysis **B**iaxial) durchgeführt. Das Lösen von Gl. (3.31) erfolgt hierbei durch numerische Integration, wobei für die iterative Bestimmung der unbekanntenen Größen (ε_0 , κ_y , κ_z) eine Newton-Raphson-Iteration zugrunde liegt. Für weiterführende Ausführungen hinsichtlich der in *INCA2* implementierten Berechnungsalgorithmen wird auf [Pfeiffer 2004] und [Pfeiffer 2006] verwiesen.

$$\begin{Bmatrix} N \\ M_y \\ -M_z \end{Bmatrix} = \int_A \begin{Bmatrix} 1 \\ z \\ y \end{Bmatrix} \cdot \sigma(x, y) dA = \int_A \begin{Bmatrix} 1 \\ z \\ y \end{Bmatrix} \cdot \sigma[\varepsilon(x, y)] dA \quad (3.31)$$

Analog zu den ΦN_R - ΦM_R -Interaktionslinien werden die ΦM - κ -Beziehungen auf Basis des Bruttoquerschnitts (ohne Berücksichtigung des Lochanteils) ermittelt. Ferner wird als Materialgesetz die approximierete einaxiale Arbeitslinie gemäß Abschnitt 3.3.1.2 angenommen. Allerdings ist hinsichtlich der Zugfestigkeit anzumerken, dass keine entsprechenden experimentellen Untersuchungsergebnisse zu dem betrachteten Mauerwerk vorliegen. Analytische und numerische Berechnungen zur Systemtragfähigkeit von [Glock 2004] zeigen, dass der Einfluss der Biegezugfestigkeit auf die Wandtragfähigkeit erst bei großen Schlankheiten und Lastausmitten nennenswert ist. Für die nachfolgenden Berechnungen wird daher die Arbeitslinie um eine linear-elastische Zugfestigkeit $f_{t,cal}$ ergänzt. Als Gradient für die Erweiterung im

Zugbereich wird der E-Modul (als Sekantenmodul) aus den zentrischen Wanddruckversuchen zugrunde gelegt. Da jedoch die Größe der Zugfestigkeit unbekannt ist, sind in Abbildung 3.42b die rechnerischen Moment-Krümmungs-Beziehungen $(\Phi M-\kappa)_{cal}$ auf Basis unterschiedlicher Verhältniswerte der Zug- zur Druckfestigkeit ($f_{t,cal} / f_m$) veranschaulicht. Im Falle der zentrischen Beanspruchung hat sich gezeigt, dass der Einfluss der Zugfestigkeit $f_{t,cal}$ vernachlässigbar ist. Die Steigerung der Querschnittstragfähigkeit bei einem Verhältniswert von $f_{t,cal} / f_m = 0,01$ beträgt $< 1,0 \%$, weshalb in Abbildung 3.42a auf eine detaillierte Darstellung verzichtet werden kann. Dieser Zusammenhang bestätigt sich auch in den Vergleichsberechnungen von [Glock 2004], wonach nur bei sehr geringer Druckbeanspruchung die Querschnittstragfähigkeit infolge der rechnerischen Berücksichtigung der Biegezugfestigkeit signifikant beeinflusst wird. Dennoch zeigt der Vergleich bei zentrischer Beanspruchung, dass insbesondere bei geringerem Belastungsniveau der experimentelle Krümmungsverlauf gut abbildbar ist.

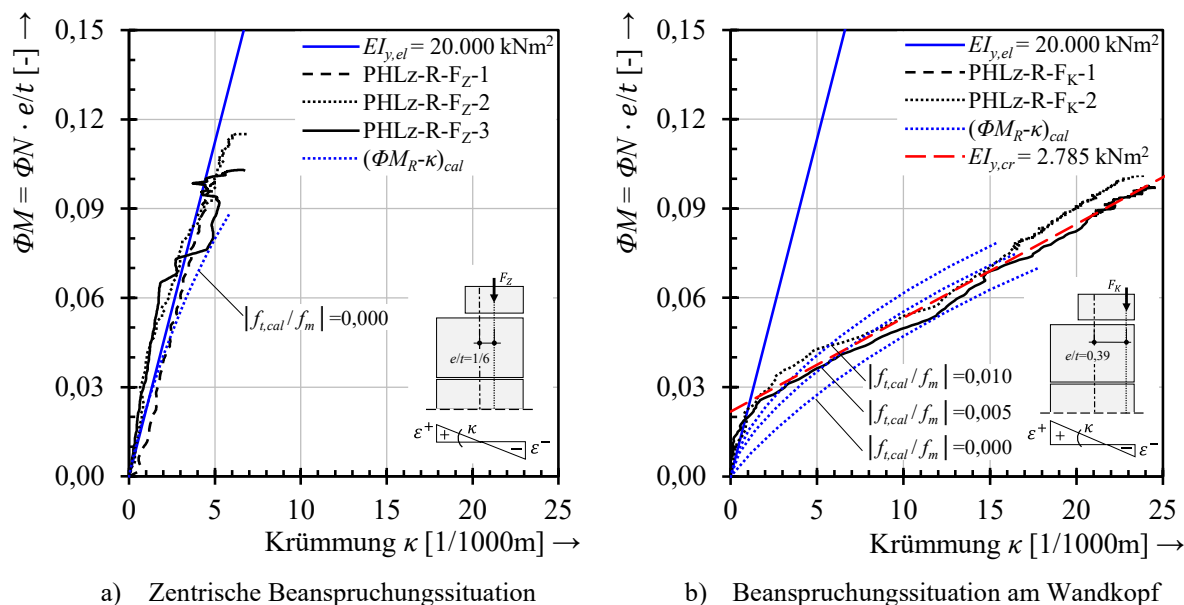


Abbildung 3.42: Vergleich der analytischen und experimentellen $\Phi M-\kappa$ -Beziehung bezogen auf die Bruttoquerschnittsebene

Im Falle der Beanspruchungssituation am Wandkopf zeigt die Gegenüberstellung in Abbildung 3.42b, dass durch die Zugfestigkeit $f_{t,cal}$ die Steifigkeit und somit die Querschnittstragfähigkeit maßgeblich beeinflusst wird (vgl. [Glock 2004]). Aus der Berechnung geht auch hervor, dass sich infolge der bezogenen Lastausmitte von $e/t = 0,39$ die Druckzone zunehmend einsnürt. Dennoch lässt sich der experimentelle Krümmungsverlauf durch Modifizieren der Zugfestigkeit nicht adäquat abbilden. Wesentlicher Grund hierfür ist der Sachverhalt, dass auf rechnerischer Querschnittsebene die Zugtragfähigkeit des Mauerwerks verschmiert angesetzt wird und die mitwirkende Zugversteifung der Planziegel zwischen den Lagerfugen nicht eingeht. Experimentell zeigt sich jedoch, dass sich nach Überschreiten der Biegezugfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge keine weitere beanspruchungsbedingte Steifigkeitsabnahme ergibt. Dieser Sachverhalt geht auch aus der gering ausgeprägten Rissentwicklung der Versuche hervor.

Hinsichtlich der Validierung der experimentellen Moment-Krümmungs-Beziehungen ist abschließend zu konstatieren, dass die Plausibilität durch die Gegenüberstellung bestätigt wird.

3.4.5 Zusammenfassung

Die Versuchsergebnisse der Teilflächenbelastungen sind in Tabelle 3.18 als Mittelwerte der bezogenen Normalkrafttragfähigkeit ΦN zusammengefasst. Die bei zentrischer Beanspruchung mit $e/a = 0$ geringfügige Unterschreitung gegenüber der rechnerischen Tragfähigkeit ΦN_R ist dabei auf mögliche Imperfektionen hinsichtlich der Lasteinleitung sowie Systemachse zurückzuführen. Dagegen ergibt sich im Vergleich zum Spannungsblock ΦN_{pl} unter Berücksichtigung der normativen Mindestausmitte nach [EN 1996-1-1:2022] von $e/a = 0,05$ eine um 6 % höhere Querschnittstragfähigkeit. Des Weiteren konnte auf Grundlage der experimentellen M - κ -Beziehung gezeigt werden, dass trotz der Teilflächenbeanspruchung mit $a/t = 2/3$ bis zum Erreichen der Querschnittstragfähigkeit die linear-elastische Biegesteifigkeit bzw. die gesamte Bruttoquerschnittsbreite t wirksam ist und der Querschnitt nicht in den gerissenen Zustand übergeht.

Bei den exzentrischen Teilflächenbelastungen ist festzustellen, dass unabhängig der Beanspruchungssituation höhere Querschnittstragfähigkeiten sowohl gegenüber der rechnerischen ΦN_R Tragfähigkeit als auch auf Basis des Spannungsblocks ΦN_{pl} erreicht werden. Demnach ergeben sich die Tragfähigkeitsreserven gegenüber dem Spannungsblock $\Phi N / \Phi N_{pl}$ zu:

- 44 % bei der Beanspruchungssituation am Wandfuß
- 12,5 % bei der Beanspruchungssituation am Wandkopf

Tabelle 3.18: Gegenüberstellung der auf die Nettoquerschnittsebene bezogenen experimentellen Mittelwerte ΦN der Teilflächenbelastungen am RILEM-Prüfkörper mit verschiedenen rechnerischen Querschnittstragfähigkeiten

Beanspruchungs-situation	e/a [-]	ΦN [-]	ΦN_R [-]	ΦN_{el} [-]	ΦN_{qd} [-]	ΦN_{pl} [-]
PHLZ-R-F _Z	0,0	0,956	1,0	1,0	1,0	1,0 / 0,9*
PHLZ-R-F _F	1/3	0,480	0,268	0,250	0,297	0,333
PHLZ-R-F _K		0,375				

* bezogene Normalkrafttragfähigkeit unter Berücksichtigung der normativen Mindestausmitte von $e/a = 0,05$ gemäß [EN 1996-1-1:2022]

Insbesondere bei der Beanspruchungssituation am Wandfuß konnte auf Basis der photogrammetrisch ermittelten Querschnittsstauchung die Aktivierung der unbelasteten Querschnittszone am Lastabtrag sehr gut aufgezeigt werden. Die durch die lokale Unstetigkeit des Spannungs-Dehnungs-Zustands initiierte Entkopplung stellt sich erst nach Erreichen der starrplastischen Querschnittstragfähigkeit ein. Diese Beobachtung korreliert auch mit den entsprechenden Teilflächenbeanspruchungen am Einzelstein, wobei am Einzelstein die Aktivierung der unbelasteten Querschnittszone am Lastabtrag wesentlich geringer ausfällt. Dieser Sachverhalt kann auf die Verbandeffekte des Mauerwerks und die daraus resultierende Möglichkeit der Spannungsumlagerung zurückgeführt werden, welche bei einem Steindruckversuch deutlich weniger ausgeprägt ist.

Bei der Beanspruchungssituation am Wandkopf hingegen konnte trotz höheren Querschnittstragfähigkeiten gegenüber dem Spannungsblock weder auf Einzelstein- noch auf Systemebene mittels digitaler Bildkorrelation eine Aktivierung des unbelasteten Querschnittsbereichs festgestellt werden. Die Auswertung der photogrammetrisch ermittelten Querschnittsstauchung zeigt, dass der Lastabtrag jeweils über den Außenlängs- sowie den angrenzenden Innenlängssteg erfolgt. Allerdings wird hier im Vergleich zur Beanspruchungssituation am Wandfuß ein gegenläufiger Effekt sichtbar, wonach auf Einzelsteinebene höhere bezogene Trag-

fähigkeiten erreicht werden als auf Systemebene. Die Ursache hierfür kann auf eine Kopplung zwischen der zunehmend eingeschnürten Druckzonenhöhe und der durch das Überbindemaß reduzierten Querstegüberdeckung zurückgeführt werden. Demgemäß wird die Last über eine geringere Querschnittsfläche als auf Einzelsteinebene abgetragen bei zugleich geringerer Lastumlagerungskapazität. Des Weiteren konnte durch die experimentellen ΦM - κ -Beziehungen auch aufgezeigt werden, dass sich nach dem Übergang in den gerissenen Zustand keine weitere beanspruchungsbedingte Steifigkeitsabnahme ergibt. Gegenüber der rechnerischen Querschnittsbreite t_{cal} wird demzufolge unter Annahme der einaxialen Materialarbeitslinie der zentrischen Wanddruckversuche eine $\sim 1,72$ -fach größere wirksame effektive Querschnittsbreite t_{eff} im Versuch quantifiziert.

Der Sachverhalt, dass mit zunehmender Exzentrizität höhere Tragfähigkeiten erreicht werden als gegenüber der rechnerischen Tragfähigkeit und auch meist dem Spannungsblock, zeigt sich ebenfalls in Abbildung 3.43. Neben den eigenen Teilflächenbelastungen am RILEM-Prüfkörper (PHLZ-R-F_Z, -F_F und -F_K) und den doppelt-exzentrischen Wanddruckversuchen (PHLZ-W-DE) werden auch die Versuchsergebnisse der einfach-exzentrischen Wanddruckversuche aus Abschnitt 3.3.2.2 sowie die einfach-exzentrischen Teilflächenbelastungen an Dreisteinprüfkörpern aus [Reitmayer 2014] und die einfach-exzentrischen RILEM-Druckversuche aus [Hirsch 1995] dargestellt. Alle in Abbildung 3.43 enthaltenen Versuche sind dabei auf den zugehörigen experimentellen Mittelwert des jeweiligen zentrischen Druckversuchs bei $e/t = 0$ normiert. Eine entsprechende Normierung der Druckversuche auf die Schlankheit $\lambda = 5$ wurde aufgrund der Prüfkörperschlankheiten in [Hirsch 1995] und [Reitmayer 2014] mit $\lambda < 5$ auf der sicheren Seite liegend nicht durchgeführt.

Insbesondere bei bezogenen Lastausmitten von e/t bzw. $e/a > 1/3$ wird deutlich, dass die Berechnung der Querschnittstragfähigkeit auf Grundlage des Spannungsblocks zu geringeren Tragfähigkeiten führt. Die genannten Ausmitten spiegeln vor allem die Beanspruchungssituation am Wandkopf des Außenwand-Decken-Knotens bei geringer Normalkraftbeanspruchung wider.

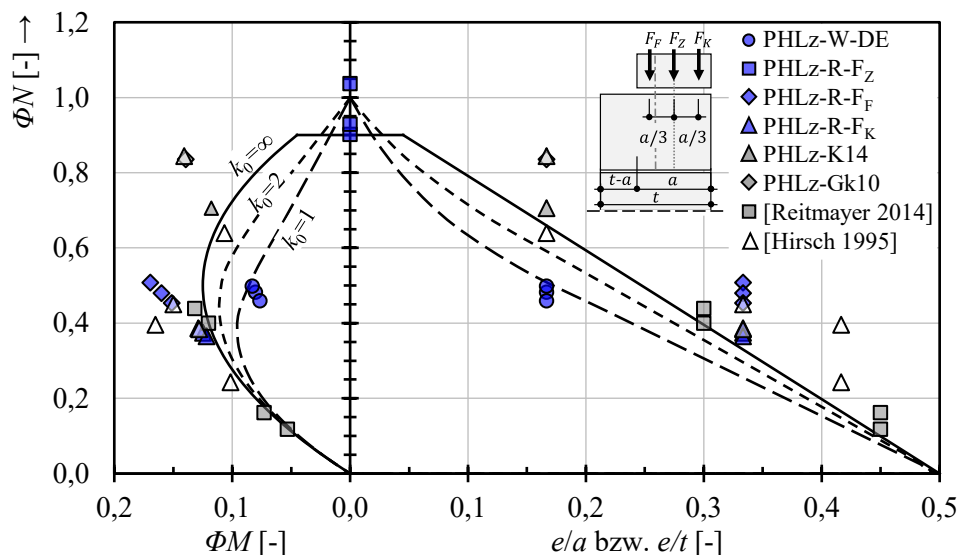


Abbildung 3.43: Vergleich zwischen experimentellen und rechnerischen Querschnittstragfähigkeiten

3.5 Versuche am Gesamtsystem des Außenwand-Decken-Knotens

Ziel der experimentellen Untersuchungen am Außenwand-Decken-Knoten (nachfolgend als AWDK bezeichnet) ist die Erfassung der Interaktion zwischen einwirkender Wandnormalkraft und der sich einstellenden Deckenrotation infolge definierter Deckeneinspannmomente. Im Fokus steht dabei der Einfluss des nichtlinearen Systemverhaltens bei unterschiedlichen Normalkraft-Momenten-Kombinationen (N-M-Kombinationen) bedingt durch das Klaffen der Lagerfugen als auch der Kontaktzone zwischen Decke und Mauerwerk. Mit Kenntnis der Moment-Rotation-Interaktion in Abhängigkeit der Wandnormalkraft kann das numerische Modell hinsichtlich des nichtlinearen Systemverhaltens in Abschnitt 4.3 verifiziert werden.

Da hierfür im Wesentlichen der Rotationswinkel der Decke von Bedeutung ist, kann im Versuch auf die bauliche Durchbildung einer Stahlbetondecke verzichtet und diese durch eine biegesteife Stahlkonsole ersetzt werden. Dies hat den entscheidenden Vorteil, dass die Rotation der Stahlkonsole mittels digitaler Bildkorrelation exakt detektiert und der vorliegenden N-M-Kombination direkt zugeordnet werden kann. Im Falle einer tatsächlichen Stahlbetondecke müsste aufgrund des nichtlinearen Materialverhaltens für jede Laststufe, welche die Risschnittgrößen übersteigen, der Versuch am Außenwand-Decken-Knoten mit einer separaten Stahlbetondecke durchgeführt werden. Grund hierfür ist die schrittweise Lasteinleitung, da während des Versuchs das Decken- bzw. Konsolmoment erst in einem zweiten Lastschritt nach Erreichen des Wandauflastniveaus eingeleitet wird. Folglich wäre die Interaktion zwischen Einspannmoment und Konsolrotation aufgrund vorhergehender Rissbildung und der dadurch bedingten Steifigkeitsabnahme beeinflusst.

Die eigens entwickelte Prüfvorrichtung sowie Versuchsdurchführung und die daraus abgeleiteten Erkenntnisse werden in den nachfolgenden Abschnitten dargelegt.

3.5.1 Versuchsaufbau

Für die experimentelle Untersuchung am Gesamtsystem des Außenwand-Decken-Knotens – bestehend aus zwei halbgeschosshohen Wandprüfkörpern ($h = 1,25\text{m}$) – wurde aus eigenen weiterführenden Überlegungen auf der Basis von [Lewicki et al. 2005], [Baier 2007a], [Jäger et al. 2013], [Reitmayer 2014] und [Reichel 2017] eine innovative Prüfvorrichtung konzipiert (siehe Abbildung 3.44a und Abbildung 3.44b). Die wesentliche Weiterentwicklung stellen dabei die horizontalen Hydraulikzylinder am Wandkopf der oberen halbgeschosshohen Mauerwerkswand dar, mit welcher die Knotenmomente am Wandkopf- und -fußquerschnitt aktiv gesteuert werden können. Andernfalls würde sich das Einspannmoment wie in Abschnitt 2.3 dargelegt ausschließlich infolge der vorliegenden Steifigkeitsverhältnisse aufteilen. Die horizontalen Hydraulikzylinder fungieren demnach als eine Art flexible Horizontalfeder, deren Federsteifigkeit und somit die Momentenverteilung am AWDK aktiv justiert werden kann. Um mit beiden Horizontalzylindern eine gleichmäßige Lasteinleitung zu gewährleisten, wurden diese mit einem Hydraulikverteiler gekoppelt.

Die Lasteinleitung der Wandnormalkraft erfolgt über eine plangeschliffene Stahlplatte vollflächig auf den Bruttoquerschnitt der oberen halbgeschosshohen Wand, wobei die Resultierende zentrisch zur Nettoquerschnittsbreite bzw. Systemachse eingeleitet wird. Dies entspricht der Annahme, wonach in halber Wandhöhe die Lage der Spannungsresultierenden deckungsgleich mit der Systemachse ist. Die Auflagertiefe a der dazwischenliegenden Stahlkonsole mit einer Stärke von $h = 15\text{ cm}$ beträgt $a = 0,24\text{ m}$. Das Deckeneinspann- bzw. Konsolmoment wird mittels eines vertikalen Hydraulikzylinders über die 50-cm-Auskragung

der Stahlkonsole in den AWDK eingeleitet. Die entsprechende Horizontal- und auch Konsolkraft wurde während der gesamten Versuchsdauer mittels Kraftaufnehmer des Typs U10M der Firma *HBM* aufgezeichnet. Für die nachfolgende Ermittlung der Knotenmomente wird der Verlauf der Systemachse über die gesamte Prüfkörperhöhe zentrisch zur Nettoquerschnittsbreite bei $a/2$ angenommen.

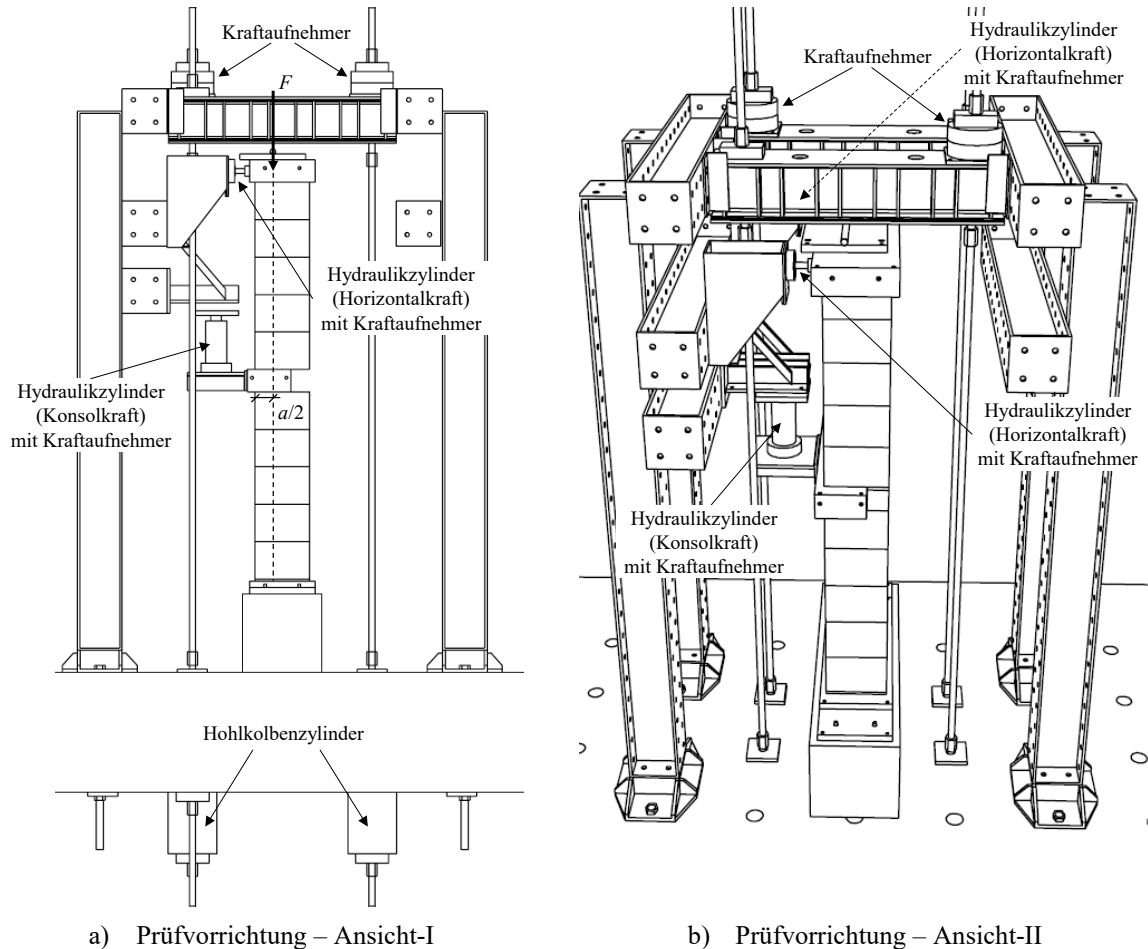


Abbildung 3.44: Schematische Darstellung der Prüfvorrichtung für den Außenwand-Decken-Knoten

Der Aufbauprozess beider Versuchsdurchführungen am Außenwand-Decken-Knoten (nachfolgend als AWDK-1 und AWDK-2 bezeichnet) erfolgt analog zur tatsächlichen Bauausführung in Situ. Auf eine modulare Bauweise des Außenwand-Decken-Knotens wie bspw. in [Reichel 2017] wurde bewusst verzichtet, da bei Einheben der Wandbauteile eine Vorschädigung der Lagerfugen nicht auszuschließen ist. Zudem ergeben sich zwangsläufig unterschiedliche Aushärtezeiten und folglich variierende Biege- sowie Haftzugfestigkeiten des verwendeten Anlegemörtels im Bereich der Kimmschicht sowie im Auflagerbereich des Außenwand-Decken-Knotens.

Aus diesen Gründen wurde zunächst der untere Wandprüfkörper in der Prüfvorrichtung aufgemauert sowie als Höhenausgleich eine Mörtelschicht aufgetragen und eine Bitumenbahn R500 als Trennschicht verlegt. Danach wurde die Stahlkonsole aufgesetzt, auf welcher ebenfalls eine Bitumenbahn und ein Höhenausgleich aufgebracht wurden, bevor anschließend der zweite halbgesschosshohe Wandprüfkörper aufgemauert wurde. Analog zu den zentrischen und Teilflächenbelastungen an Wand- und RILEM-Prüfkörpern wurden die halbgesschosshohen Wände jeweils im Läuferverband mit einem Überbindemaß von $l_{01} = h_u \cdot 0,4$ sowie im Dünnbettmörtelverfahren mit gedeckelter Lagerfuge hergestellt. Die Ausführungsdetails beider

Außenwand-Decken-Knoten (AWDK-1 und AWDK-2) sind schematisch in Abbildung 3.45 dargestellt und unterscheiden sich lediglich in Bezug auf den als Höhenausgleich verwendeten Mörtel.

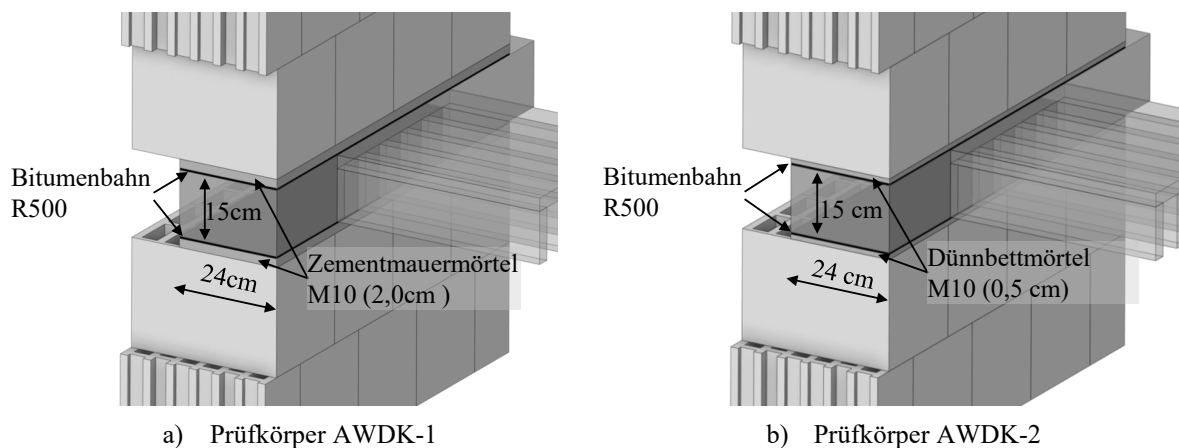


Abbildung 3.45: Ausführungsdetails beider Außenwand-Decken-Knoten (AWDK-1 und AWDK-2)

3.5.2 Ermittlung der Moment-Rotation-Interaktion

Wie bereits im vorherigen Abschnitt erläutert, ist die Zielsetzung des Versuchs die Erfassung der sich einstellenden Konsolrotation φ_K bei unterschiedlichen Normalkraft-Momenten-Kombinationen. Um diese Interaktion und insbesondere den Verlauf der Moment-Konsolrotation eindeutig quantifizieren zu können, muss die Lastaufbringung in zwei Lastschritten erfolgen:

Erster Lastschritt:

- Die Wandnormalkraft ist ohne Aktivierung der Horizontalzylinder bzw. Horizontalkraft bis zur vorgegebenen Belastung sukzessive zu steigern. Nach Erreichen des Wandnormalkraftniveaus ist dieses während des zweiten Lastschritts konstant zu halten.

Zweiter Lastschritt:

- Anschließend wird die Konsolkraft bis zum Erreichen des vorgegebenen Konsolmoments kontinuierlich gesteigert. Hierbei ist entscheidend, dass parallel dazu die Horizontalkraft zeitsynchron entsprechend der vordefinierten Momentenverteilung eingeleitet wird. Mit Aktivierung der Horizontalkraft/-feder ändert sich nun auch das statische Ersatzsystem, da hierdurch die Lagerungsbedingung am Wandfuß der unteren Wand entweder als frei drehbare oder weiterhin als teilweise eingespannt zu betrachten ist. Ersteres liegt dann vor, sobald das Konsolmoment im AWDK mit jeweils 50 % in den Wandkopf- und Wandfußquerschnitt abgetragen wird. Andernfalls ist die Lagerungsbedingung am Wandfuß der unteren Wand als teilweise eingespannt zu betrachten, da sich aus Gleichgewichtsgründen ein Einspannmoment einstellt.

Die Lastaufbringung beider Lastschritte ist schematisch mit Darstellung der Nettoquerschnittstragfähigkeit als Normalkraft-Momenten-Interaktionslinie in Abbildung 3.46 veranschaulicht. Die entsprechenden Momente werden dabei als M_K (Konsolmoment), M_{WF} (Moment am Wandfuß) und M_{WK} (Moment am Wandkopf) bezeichnet. Während bei steigendem Konsolmoment die Normalkraftbeanspruchung am Wandfußquerschnitt konstant bleibt, nimmt diese bedingt durch die eingeleitete Konsolkraft am Wandkopfquerschnitt linear zu. Die anschließende Entlastung der Momentenbeanspruchung – Konsolmoment als auch

Wandfuß- bzw. Wandkopfmoment – erfolgt ebenfalls zeitsynchron. Um den Verlauf der Moment-Rotation-Interaktion der Konsole hinreichend genau zu erfassen, wurde der zweite Lastschritt bei Prüfkörper AWDK-1 dreimal und bei Prüfkörper AWDK-2 zweimal wiederholt.

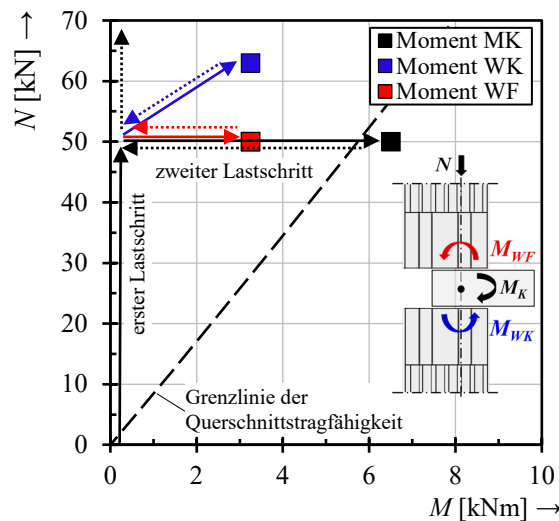
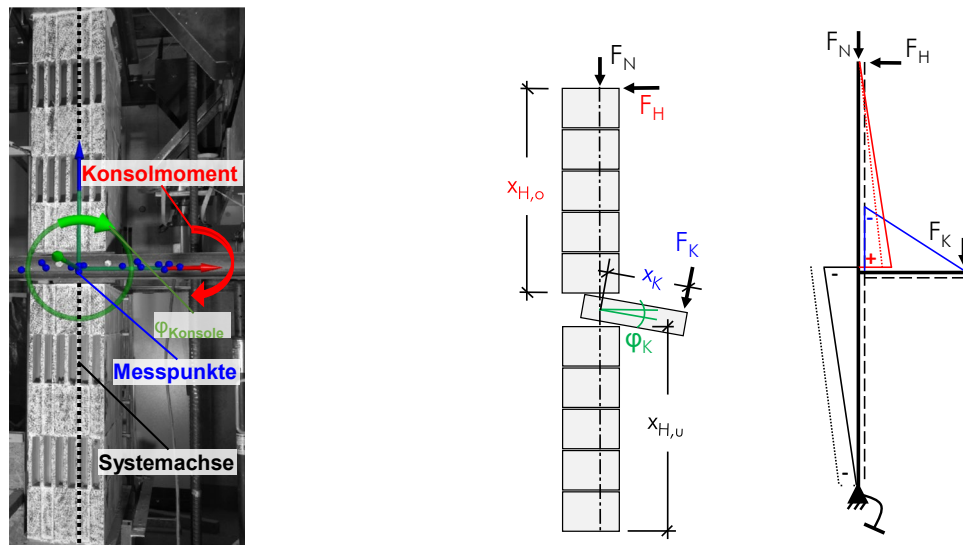


Abbildung 3.46: Ablaufschema der Lastaufbringung beider Lastschritte mit Auszug der Nettoquerschnittstragfähigkeit als Momenten-Normalkraft-Interaktion

Neben der Datenerfassung der Kraftsignale wird das Last-Verformungs-Verhalten des gesamten Prüfkörpers mittels digitaler Bildkorrelation dokumentiert. Aufgrund der Prüfkörpergeometrie und insbesondere der Prüfkörperhöhe von 2,85 m beträgt die zur Erfassung der Konsolrotation φ_K erforderliche Messdistanz $l_{meas.}$ zwischen Prüfkörper und 3D-Kamerasystem 3,50 m \div 3,80 m. Damit geht einher, dass das auf die Messoberfläche aufgebrachte Speckle-muster deutlich gröber auszuführen ist als im Vergleich zu den Teilflächenbelastungen am RILEM-Prüfkörper. Besonders auf Querschnittsebene führt ein grobes stochastisches Punktemuster bei gering vorhandenen Stauchungen und Dehnungen zur Beeinträchtigung der photogrammetrischen Messergebnisse. Des Weiteren können dadurch lokale Rissbildungen kaum detektiert werden, weshalb sich im vorliegenden Fall die Auswertung der Stauchungen auf Querschnittsebene als nicht zielführend herausgestellt hat.

Im Gegensatz dazu wird die Konsolrotation φ_K nicht über ein stochastisches Punktemuster, sondern mittels einzelner auf der Konsole direkt applizierter Messpunkte erfasst (siehe Abbildung 3.47a). Als Bezugspunkt der ermittelten Konsolrotation wird dabei die Stahlplatte des unteren RILEM-Prüfkörpers zugrunde gelegt. Demnach wirken sich auch Effekte infolge klaffender Lagerfugen quantitativ auf die Konsolrotation φ_K aus, sodass diese mit der tatsächlichen Rotation des Außenwand-Decken-Knotens gleichzusetzen ist. Des Weiteren müssen hinsichtlich der Konsolrotation φ_K auch systembedingte Relativverdrehungen beachtet werden. Diese resultieren zum einen während des ersten Lastschritts aus der Lasteinleitung der Wandnormalkraft, da diese bezogen auf den Bruttoquerschnitt exzentrisch mit $e/t = 1/6$ eingeleitet wird und bereits geringfügig vorhandene Imperfektionen hier zu einer Auslenkung der Systemachse führen. Zum anderen stellt während des zweiten Lastschritts die Horizontalkraft/-feder keineswegs ein starres Auflager dar, weshalb aus Verträglichkeitsgründen mit steigendem Konsolmoment ebenfalls eine Neigung der Systemachse einhergeht. In Bezug auf die rechnerische Ermittlung der Relativverdrehung wird dabei von einer Starrkörperrotation der Systemachse um den Fußpunkt des unteren RILEM-Prüfkörpers ausgegangen. In Abbildung 3.47b ist neben der schematischen Darstellung der Konsolrotation

auch das entsprechende statische Ersatzsystem mit den möglichen Momentenverteilungen enthalten.



a) Messpunkte zur Ermittlung der Konsolrotation

b) Konsolrotation und Momentenverlauf am statischen Ersatzsystem

Abbildung 3.47: Messprinzip mittels digitaler Bildkorrelation sowie schematische Darstellung der Konsolrotation inkl. zugehörigem statischem Ersatzsystem mit qualitativen Momentenverläufen

Die Berechnung der Momente am Wandkopf- und Wandfußquerschnitt erfolgt auf Basis der tatsächlichen am Prüfkörper gemessenen Hebelarme. Für die Horizontalkraft bezieht sich der Hebelarm $x_{H,o}$ gemäß Abbildung 3.47b vom Lastangriffspunkt bis zur Lagerfuge zwischen Mauerwerk und Stahlkonsole. Für die Kontrollrechnung des Knotengleichgewichts wird der Hebelarm $x_{H,u}$ des unteren Wandprüfkörpers von Unterkante Kimmschicht bis ebenfalls zur Lagerfuge zwischen Mauerwerk und Stahlkonsole bezogen. Für das Konsolmoment ergibt sich der entsprechende Hebelarm x_K vom Lastangriffspunkt bis hin zur Systemachse bei $a/2$. Die an beiden Außenwand-Decken-Knoten (AWDK-1 und AWDK-2) gemessenen Hebelarme sind in Tabelle 3.19 zusammengefasst und liegen den nachfolgenden Schnittgrößenermittlungen zugrunde.

Tabelle 3.19: Hebelarme zur Ermittlung der Knotenmomente am Außenwand-Decken-Knoten beider Prüfkörper (AWDK-1 und AWDK-2)

Prüfkörper	$x_{H,o}$ [m]	$x_{H,u}$ [m]	x_K [m]
AWDK-1	1,311	1,255	0,500
AWDK-2	1,325	1,265	0,500

3.5.3 Lastprogramm

Um die grundlegende Interaktion zwischen Wandnormalkraft und Decken- bzw. Konsolrotation zu detektieren, wird die Größe des Konsolmoments sowie der Wandnormalkraft sukzessive gesteigert. Da hinsichtlich der aktiven Regulierung der Knotenmomente (Wandkopf und -fuß) keine Erfahrungswerte vorliegen, wird die einwirkende Wandnormalkraft sowie das entsprechende Konsolmoment unter der Prämisse gewählt, dass bezogen auf die Nettoquerschnittsebene zu keinem Zeitpunkt ein e/a -Verhältniswert von 0,33 überschritten wird. Grund hierfür ist, dass sich das Einspannmoment anders als bei einer tatsächlichen Stahlbetondecke

nicht auf Basis des Rotationssteifigkeitsverhältnisses von Mauerwerk zu Stahlbetondecke aufteilt. Somit tritt im Falle lokaler plastischer Verformungen des Mauerwerks – im Bereich der Konsoleinbindung – keine Momentenumlagerung ein, da die Biegebeanspruchung über die Konsolkraft als Absolutwert in den Außenwand-Decken-Knoten eingeleitet wird. Hingegen einer tatsächlichen Deckenausbildung kann sich jedoch die Resultierende – betrifft sowohl die bezogene Lastausmitte e/a am Wandkopf als auch -fuß – entsprechend dem nichtlinearen Systemverhalten umlagern. Bei der vorliegenden Versuchsdurchführung setzt jedoch bei lokalen plastischen Verformungen eine progressive Rissbildung sowie Entfestigung ein, welche zu einem vorzeitigen Versagen des Prüfkörpers führen kann. Um diesem Effekt Rechnung zu tragen, werden die aufgebrachten Normalkraft-Momenten-Kombinationen auf einen Verhältniswert von $e/a \leq 0,33$ limitiert. In Tabelle 3.20 sind die aufgebrachten Normalkraft-Momenten-Kombinationen beider Versuche (AWDK-1 und AWDK-2) als Laststufen zusammengefasst.

Tabelle 3.20: Lastprogramm der einwirkenden Wandnormalkraft N und Momentenverteilung am Außenwand-Decken-Knoten beider Versuchsdurchführungen (mit M_K = Konsolmoment, M_{WF} = Wandfußmoment, M_{WK} = Wandkopfmoment)

Laststufe	N [kN]	AWDK-1			AWDK-2		
		Knotenmomente [kNm]			Knotenmomente [kNm]		
		M_K	M_{WF}	M_{WK}	M_K	M_{WF}	M_{WK}
1	50	6,5	1,63	4,87	6,5	3,25	3,25
2	100	13	3,25	9,75	13	6,50	6,50
3	150	13	3,25	9,75	19,5	9,75	9,75
4	200	26	6,50	19,5	26	13,00	13,00
5	250	26	13,00	13,00	32,5	16,25	16,25
6	300	38	19,00	19,00			
7	400	38	19,00	19,00			
8	500						
9	600	50	25,00	25,00	40	20	20
10	700						
11	800						
12	900						

Die Limitierung erfolgt dabei durch die an der Lasteinleitungsplatte gleichgeschaltet wirkenden Horizontalkräfte, wodurch auf Querschnittsebene die Momentenbeanspruchung am Außenwand-Decken-Knoten flexibel gesteuert werden kann. Für die in Tabelle 3.20 dargestellten Normalkraft-Moment-Kombinationen wurde bei der Untersuchung des AWDK-1 die Momentenverteilung des Konsolmoments bei Laststufe 1 ÷ 4 zu 25 % in den Wandfuß- und zu 75 % in den Wandkopfquerschnitt gewählt. Bei den anschließenden Laststufen erfolgte die Momentenverteilung bis zum Erreichen der Bruchlast (Laststufe 9) jeweils zu 50 % in den Wandkopf- bzw. Wandfußquerschnitt. Bei der Versuchsdurchführung des AWDK-2 wurden die Beanspruchungskombinationen aller Laststufen mit gleicher Momentenverteilung des Konsolmoments aufgebracht. Der Lastabtrag des Einspannmoments erfolgt dabei zu jeweils 50 % in den Wandfuß- und Wandkopfquerschnitt. Die daraus resultierenden bezogenen Lastausmitteln e/a beider Versuche bzw. Lastprogramme sowie die rechnerische Grenzlinie der Querschnittstragfähigkeit als $(\Phi N - e/a)_{cal}$ - Interaktion sind in Abbildung 3.48 dargestellt.

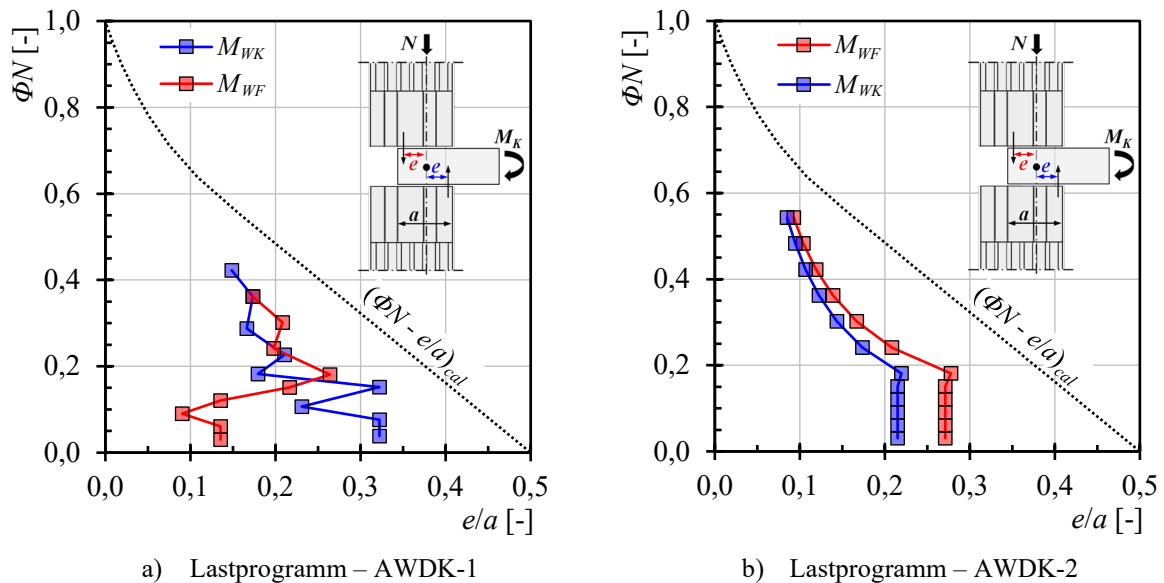


Abbildung 3.48: Lastprogramm beider Prüfkörper (AWDK-1 und AWDK-2) als bezogene Lastausmitte e/a am Außenwand-Decken-Knoten

3.5.4 Versuchsergebnisse

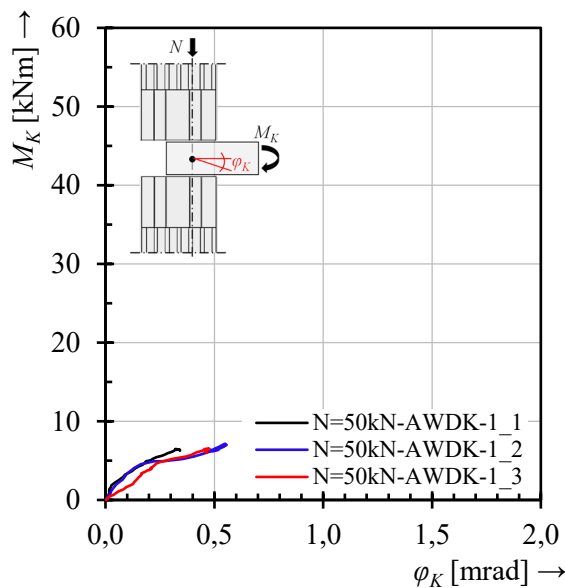
Nachfolgend werden die experimentellen Ergebnisse als M_K - φ_K -Diagramme separat für jede Normalkraft-Momenten-Kombination graphisch aufbereitet. Hierbei werden zu jeder Laststufe die einzelnen Wiederholungen des zweiten Lastschritts gesondert dargestellt und jeweils fortlaufend nummeriert. Hinsichtlich einzelner Lastschritte ist jedoch anzumerken, dass bedingt durch die Anlaufzeit der Hydraulikzylinder die Horizontal- und Konsollast teilweise erst nach wenigen Sekunden zeitsynchron zunahm. Dies hat zur Folge, dass zu Beginn des Versuchs im Außenwand-Decken-Knoten eine unplanmäßige Verteilung des Konsolmoments in den Wandfuß- und Wandkopfquerschnitt vorliegt. In Bezug auf die daraus resultierende Konsolrotation φ_K einer definierten Normalkraft-Momenten-Kombination ist dieser Sachverhalt zu vernachlässigen, da sich die maximale Konsolrotation φ_K unabhängig der Lastgeschichte einstellt. Allerdings ist für den Verlauf der M_K - φ_K -Interaktion entscheidend, dass die Momente gleichermaßen gesteigert werden, da sonst die Vergleichbarkeit der M_K - φ_K -Diagramme nicht gegeben ist. Somit ist in diesen Fällen eine quantitative Analyse der Rotationssteifigkeit nicht zielführend, weshalb nachfolgend nicht alle Lastschritt-wiederholungen einzelner Laststufen veranschaulicht werden. Die zugehörigen Untersuchungsergebnisse der Frisch- und Festmörtel-eigenschaften des verwendeten Dünnbett- und Anlegemörtels sind in Anhang A.2 zusammengefasst.

Moment M_K – Rotation φ_K – Interaktion am AWDK-1

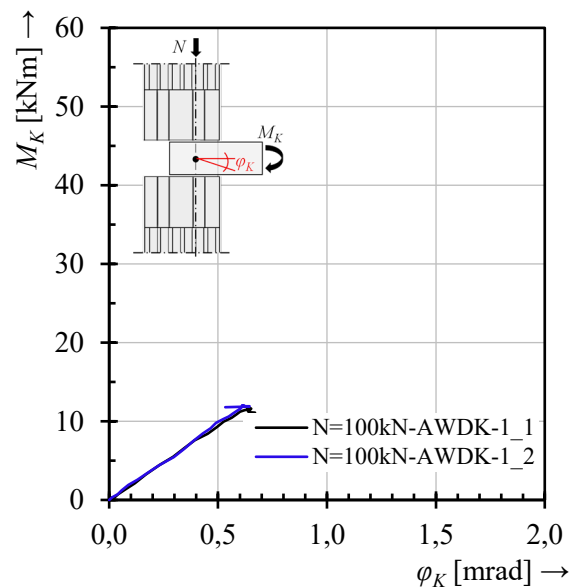
Die experimentellen Ergebnisse sind in Abbildung 3.49 für die Laststufen 1 ÷ 4 und in Abbildung 3.50 für die Laststufen 5 ÷ 9 als M_K - φ_K -Diagramme dargestellt. Hier zeigt sich, dass bei allen Laststufen in Abbildung 3.49 bis zum zweiten Drittelpunkt des eingeleiteten Konsolmoments eine Rotationssteifigkeit von ~ 20.000 [kNm/rad] aktiviert wird. Nichtlineare Effekte – bedingt durch das Klaffen der Lagerfugen – sind in Laststufe 1 sowie in Laststufe 4 deutlich erkennbar. In Laststufe 1 kann die M_K - φ_K -Beziehung annähernd als bilinearer Verlauf beschrieben werden, wobei der Übergangsbereich bzw. das Klaffen im Außenwand-Decken-Knoten bei einem Konsolmoment von ~ 5 kNm eintritt. Ein plastisches Materialverhalten des

Mauerwerks kann aufgrund der Tatsache, dass ab einem Auflastniveau ≥ 100 kN die Konsolrotation φ_K bis zu einem Konsolmoment < 20 kNm weiterhin linear gesteigert werden kann, ausgeschlossen werden. Die klaffenden Fugen werden demzufolge mit zunehmendem Auflastniveau wieder überdrückt.

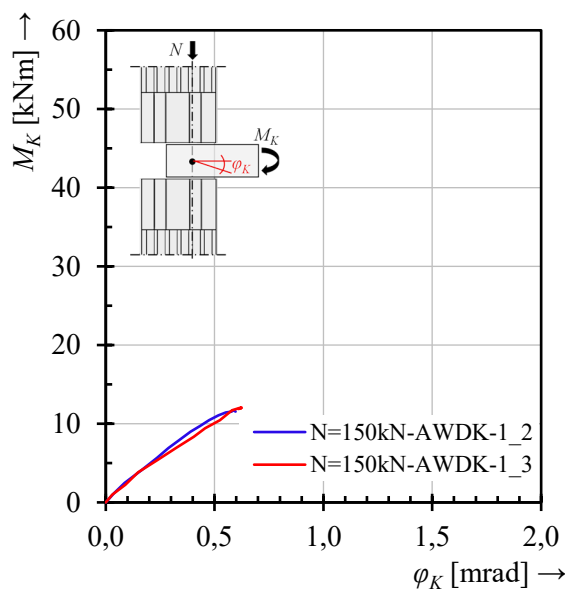
Ähnlich verhält es sich auch bei Laststufe 4. Hier kann ab einem Konsolmoment > 20 kNm ebenfalls eine nichtlineare M_K - φ_K -Interaktion festgestellt werden. Durch die nachfolgenden Laststufen 5 \div 9 wird allerdings auch hier deutlich, dass keine merklichen plastischen Verformungen innerhalb des Mauerwerksgefüges vorliegen, da mit zunehmendem Auflastniveau die klaffenden Lagerfugen wieder überdrückt werden.



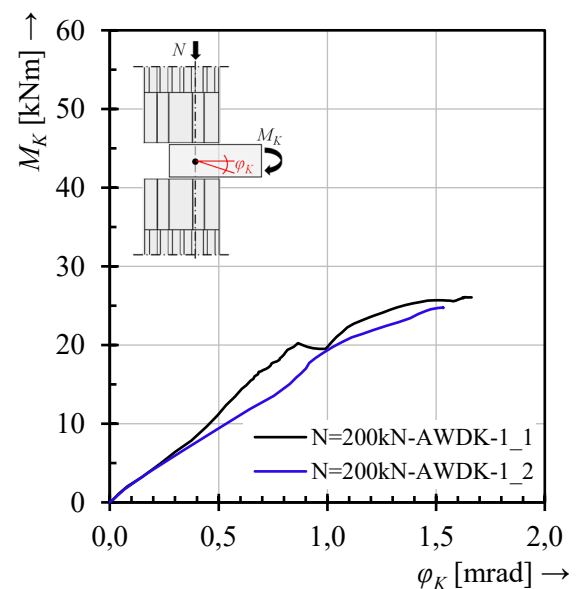
a) M_K - φ_K -Interaktion der Laststufe 1
($M_{WF} = 25 \% \cdot M_K / M_{WK} = 75 \% \cdot M_K$)



b) M_K - φ_K -Interaktion der Laststufe 2
($M_{WF} = 25 \% \cdot M_K / M_{WK} = 75 \% \cdot M_K$)



c) M_K - φ_K -Interaktion der Laststufe 3
($M_{WF} = 25 \% \cdot M_K / M_{WK} = 75 \% \cdot M_K$)



d) M_K - φ_K -Interaktion der Laststufe 4
($M_{WF} = 25 \% \cdot M_K / M_{WK} = 75 \% \cdot M_K$)

Abbildung 3.49: Experimentelle Moment-Rotations-Diagramme des AWDK-1 in Abhängigkeit der Laststufen 1 \div 4 bei einer Momentenverteilung von 25 % in Wandfuß- und 75 % in Wandkopfquerschnitt

In Abbildung 3.50 sind die experimentellen M_K - φ_K -Diagramme der Laststufen 5 ÷ 9 zusammengefasst. Anders als bei den vorherigen Laststufen erfolgte hier die Aufteilung des Einspannmoments zu jeweils 50 % in den Wandfuß- und Wandkopfquerschnitt.

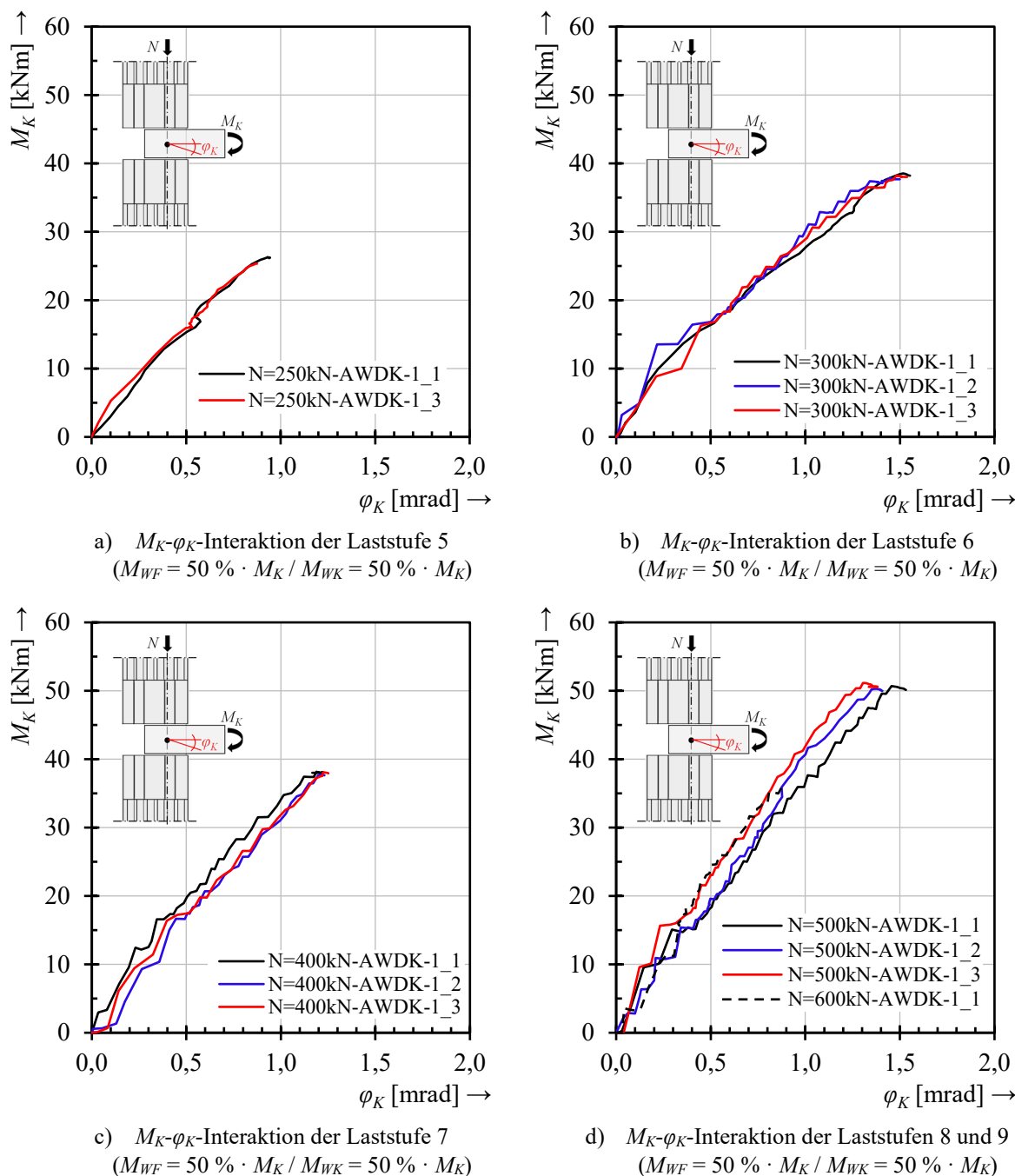


Abbildung 3.50: Experimentelle Moment-Rotations-Diagramme des AWDK-1 in Abhängigkeit der Laststufen 5 ÷ 9 bei einer Momentenverteilung von jeweils 50 % in Wandfuß- und Wandkopfquerschnitt

Demnach ist bei allen Laststufen bis zu einem Konsolmoment von 10 ÷ 15 kNm deutlich zu erkennen, dass im Mittel mit 40.000 ÷ 45.000 [kNm/rad] eine höhere Rotationssteifigkeit aktiviert werden kann. Eine darüber hinaus gehende Momentenbeanspruchung führt unabhängig des Auflastniveaus zu einer geringen Reduktion der Rotationssteifigkeit. Eine mögliche Ursache kann der zunehmende Schädigungsgrad des Fugenmaterials bzw. Zementmörtels in der Lagerfuge des Außenwand-Decken-Knotens sein. Aufgrund des stetig ansteigenden und wechselnden Belastungsniveaus innerhalb der Fuge liegt hier eine Verschleiß-

beanspruchung vor. Dies würde auch erklären, weshalb trotz steigendem Auflastniveau die Rotationssteifigkeit stets ab einem Konsolmoment von $10 \div 15$ kNm geringfügig abnimmt. Ebenso können merkliche plastische Verformungen innerhalb des Mauerwerksgefüges ausgeschlossen werden, da andernfalls mit steigendem Beanspruchungsniveau eine zunehmende Entfestigung festzustellen wäre.

Das Versagen des AWDK-1 stellte sich bei einem Auflastniveau von 600 kN und einem Konsolmoment von 35 kNm – erster Lastschritt der Laststufe 9 – durch einen schlagartigen Sprödbruch ein. Maßgebend dabei war der Wandkopf der unteren halbgeschosshohen Wand. Hier bildeten sich in der ersten Steinlage unterhalb der Stahlkonsole nach Erreichen der Beanspruchungskombination der Laststufe 8 mit $N = 500$ kN und $M_K = 50$ kNm erste Risse, welche analog dem Rissbild der entsprechenden Teilflächenbelastungen aus Abschnitt 3.4.3 entsprechen. Diese nahmen mit steigendem Konsolmoment der Laststufe 9 sukzessive zu, sodass der Bruch durch Abplatzen der Außenlängssteg der druckbeanspruchten Querschnittsseite erfolgte.

Moment M_K – Rotation φ_K – Interaktion am AWDK-2

Die experimentellen Ergebnisse aller Laststufen sind als M_K - φ_K -Kurven in Abbildung 3.51 zusammengefasst. Entsprechend der vorherigen Versuchsauswertung werden nachfolgend die jeweiligen Lastschritt wiederholungen separat dargestellt.

Mit Ausnahme der Laststufen 2, 3 und 4 wird eine experimentelle Rotationssteifigkeit im Bereich von $45.000 \div 50.000$ [kNm/rad] quantifiziert, die gut mit den Ergebnissen des AWDK-1 übereinstimmt. Eine mögliche Ursache hinsichtlich der Abweichung können etwaige Einpress-effekte zu Beginn des Versuchs sein. Diese Annahme würde mit der anfänglich geringfügigen Verfestigung der Konsolrotation φ_K bei den entsprechenden Laststufen korrelieren.

Weitere nichtlineare Effekte sind insbesondere bei den Laststufen 1 \div 5 festzustellen. Besonders auffällig ist die sprunghafte Zunahme der Konsolrotation φ_K bei den Laststufen 3 \div 5. Hierzu hat die Auswertung der Messdaten auf Basis der digitalen Bildkorrelation ergeben, dass diese aus einer Verdrehung der oberen halbgeschosshohen Wand entgegen der Konsolrotation resultiert. Induziert wird die Verdrehung durch die Horizontallasten am Wandkopf des oberen RILEM-Prüfkörpers, wodurch sich ein Rückstelleffekt am Wandfuß einstellt (vgl. Erläuterung zu Abbildung 3.52).

Allerdings zeigt sich auch hier, dass mit steigendem Auflastniveau die Lagerfugen zunehmend überdrückt werden und die Rotationssteifigkeit wieder linear ansteigt. Wesentliche plastische Verformungen innerhalb des Mauerwerksgefüges sind folglich auszuschließen. Diese Annahme geht auch mit der Tatsache einher, dass bei Laststufe 8 und 9 die M_K - φ_K -Interaktion durchwegs linear-elastisch gesteigert werden kann. Weiterführende Verformungsanalysen der Laststufen 10 \div 12 sind aufgrund technischer Störungen des optischen Messsystems während der Versuchsdurchführung nicht möglich, weshalb neben der Datenerfassung der Kraftsignale der Laststufen 10 \div 12 keine Verformungswerte vorliegen.

Das Versagen des AWDK-2 stellte sich bei einem Auflastniveau von 900 kN und einem Konsolmoment von 40 kNm – erster Lastschritt der Laststufe 12 – ein. Analog zu AWDK-1 erfolgte dies durch einen schlagartigen Sprödbruch ausgehend vom Wandkopf der unteren halbgeschosshohen Wand. Auch hier kam es zu Abplatzungen von Ziegelscherben auf der druckbeanspruchten Querschnittsseite. Etwaige Rissbildungen konnten aufgrund ausbleibender Verformungsmessungen ab Laststufe 10 nicht detektiert werden.

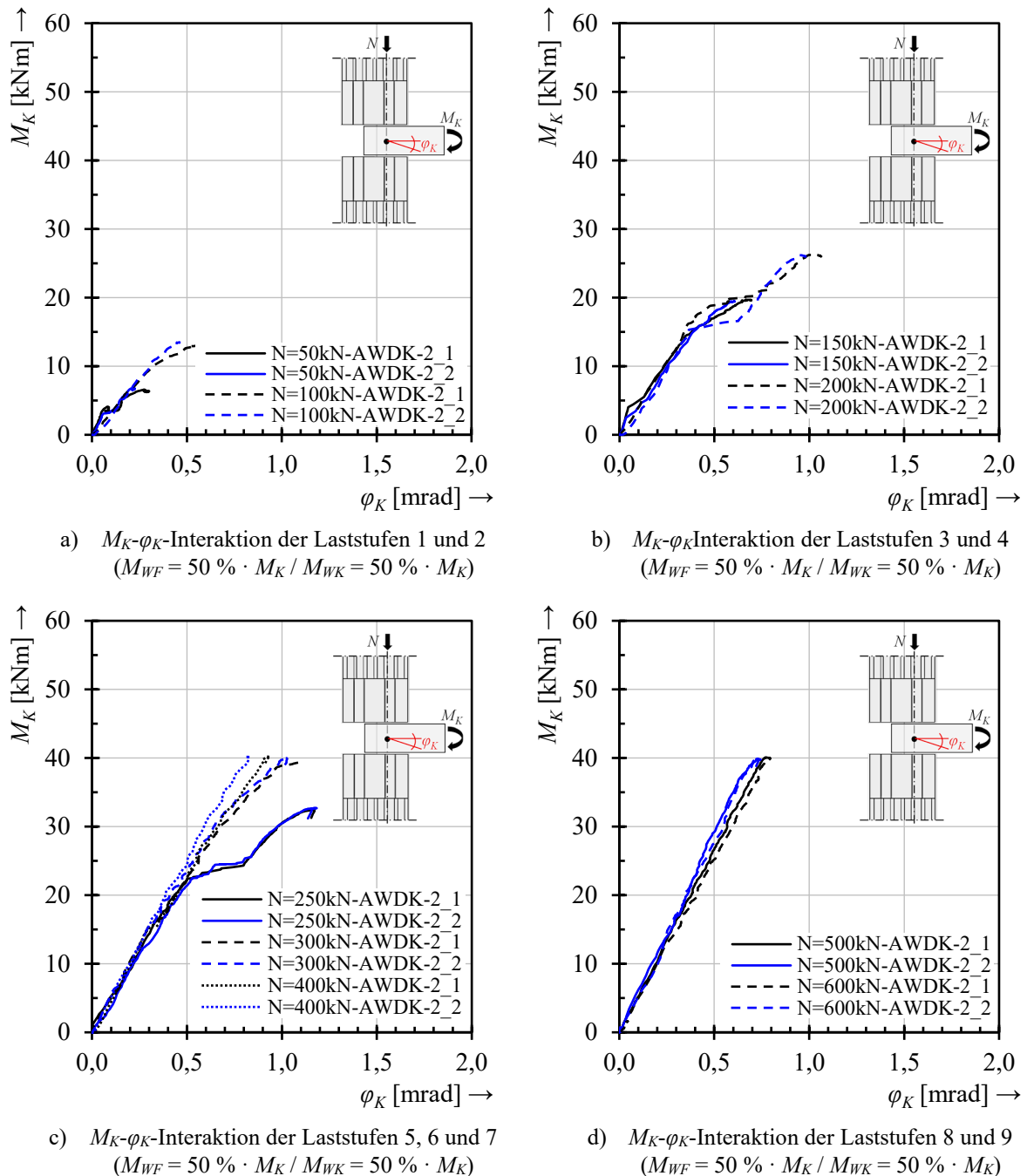


Abbildung 3.51: Experimentelle Moment-Rotations-Diagramme des AWDK-2 in Abhängigkeit der Laststufen 1 ÷ 9 bei einer Momentenverteilung von jeweils 50 % in Wandfuß- und Wandkopfquerschnitt

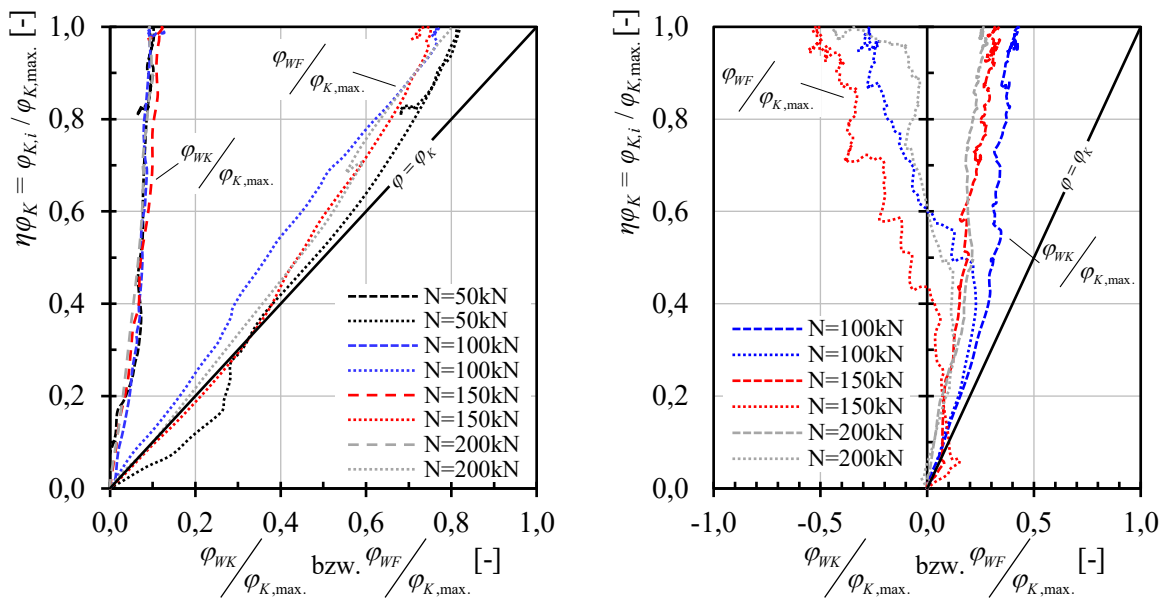
Wandkopf- und Wandfußrotation an AWDK-1 und AWDK-2

Nachfolgend wird der qualitative Einfluss der Momentenverteilung auf die Wandkopfrotation φ_{WK} und Wandfußrotation φ_{WF} beider Versuche dargelegt. Hierbei bezieht sich die Wandkopfrotation φ_{WK} auf die erste Steinreihe unterhalb und die Wandfußrotation φ_{WF} auf die erste Steinreihe oberhalb der Stahlkonsole. Die Auswertung der mittels digitaler Bildkorrelation aufgezeichneten Daten erfolgt über direkt auf der Stirnseite der Steine applizierte Messpunkte als Starrkörperrotation für die Laststufen 1 ÷ 4. Für eine bessere Vergleichbarkeit werden die entsprechenden Rotationen φ_{WK} und φ_{WF} jeweils auf die zugehörige maximale Konsolrotation $\varphi_{K,max}$ der entsprechenden Laststufe bezogen. Außerdem werden die bezogenen Wandkopf- und Wandfußrotationen über die zugehörige normierte Konsolrotation $\eta\varphi_K$ nach

Gl. (3.32) dargestellt. Vorteil dieser Veranschaulichung ist, dass daraus mit den bezogenen Rotationen $\varphi_{WK} \neq \eta\varphi_K$ und $\varphi_{WF} \neq \eta\varphi_K$ das Klaffen der Kontaktzone im Außenwand-Decken-Knoten unmittelbar hervorgeht.

$$\eta\varphi_K = \frac{\varphi_{K,i}}{\varphi_{K,max.}} \tag{3.32}$$

In Abbildung 3.52a und Abbildung 3.52b sind die daraus resultierenden Rotationen für den Wandkopf und Wandfuß des AWDK-1 und AWDK-2 dargestellt. Da bei Laststufe 1 des AWDK-2 das Konsolmoment und die zugehörige Horizontallast am Wandkopf ungleichmäßig eingeleitet wurden und somit die Lastgeschichte nicht mit den nachfolgenden Laststufen vergleichbar ist, wird auf die Darstellung der Laststufe 1 verzichtet. Zudem ist als Orientierungsgröße in Abbildung 3.52a und Abbildung 3.52b mit $\varphi = \varphi_K$ das Verhältnis, bei welchem die Wandkopf- bzw. Wandfußrotation der Konsolrotation entspricht, veranschaulicht. Die somit am Wandfuß erkennbaren Überschreitungen der Konsolrotation $\varphi_{WF} / \varphi_{K,max} > \varphi_K$ – bei AWDK-1 mit $N = 50$ kN und AWDK-2 mit $N = 150$ kN – sind auf anfängliche Einpresseffekte bei entsprechendem Auflastniveau zurückzuführen.



a) $\varphi_{WK} / \varphi_{K,max.}$ und $\varphi_{WF} / \varphi_{K,max.}$ der Laststufen 1 ÷ 4 ($M_{WF} = 25 \% \cdot M_K / M_{WK} = 75 \% \cdot M_K$) – AWDK-1 b) $\varphi_{WK} / \varphi_{K,max.}$ und $\varphi_{WF} / \varphi_{K,max.}$ der Laststufen 2 ÷ 4 ($M_{WF} = 50 \% \cdot M_K / M_{WK} = 50 \% \cdot M_K$) – AWDK-2

Abbildung 3.52: Auf die Konsolrotation φ_K bezogene Wandkopffrotation φ_{WK} und Wandfußrotation φ_{WF} des AWDK-1 und AWDK-2

Dementsprechend zeigen sich in Abbildung 3.52a und Abbildung 3.52b bedingt durch die Momentenverteilung von $M_{WF} / M_{WK} = 1/3$ bzw. $M_{WF} / M_{WK} = 1$ wesentliche Unterschiede hinsichtlich des Rotationsvermögens von Wandfuß bzw. Wandkopf. Aus der bezogenen Wandkopffrotation $\varphi_{WK} / \varphi_{K,max.}$ geht deutlich hervor, dass jeweils unmittelbar mit der Einleitung des Konsolmoments die Kontaktzone zwischen Wandkopf und Konsole zu klaffen beginnt. Aufgrund der höheren Biegebeanspruchung am Wandkopf mit $M_{WK} = 75 \% \cdot M_K$ ist dieser Effekt am AWDK-1 ausgeprägter als am AWDK-2 mit $M_{WK} = 50 \% \cdot M_K$.

Der wesentliche Unterschied ist jedoch bei den bezogenen Wandfußrotationen $\varphi_{WF} / \varphi_{K,max.}$ festzustellen. Demnach treten am AWDK-1 mit $M_{WF} = 0,25 \cdot M_K$ keine signifikanten Relativ-

rotationen auf, sodass sich bei maximalem Konsolmoment die Rotation am Wandfuß mit $\varphi_{WF} \approx 0,75 \cdot \varphi_K$ der Konsolrotation angleicht. Im Gegensatz dazu wird am AWDK-2 bzw. in Abbildung 3.52b mit $M_{WF} = 0,50 \cdot M_K$ eine zur Konsole zunehmende gegenläufige Wandfußrotation erkennbar. Dieser Effekt resultiert aus der eingeleiteten Horizontallast, welche bei einer Momentenverteilung mit $M_{WF} / M_{WK} = 1$ im Vergleich zu $M_{WF} / M_{WK} = 1/3$ um den Faktor zwei größer ist. Bedingt durch diese Rückstellkraft nimmt auch der Hebelarm der inneren Kräfte im Außenwand-Decken-Knoten zu, wodurch sich eine zur Konsole zunehmende entgegengesetzte Rotation am Wandfuß einstellt. Welcher Einfluss sich hierdurch in Bezug auf die Schnittgrößenermittlung und insbesondere auf die bezogene Lastausmitte e/a ergibt, wird in Abschnitt 5.1 analysiert.

3.5.5 Zusammenfassung

Die Auswertung beider Außenwand-Decken-Knoten (AWDK-1 und AWDK-2) hat gezeigt, dass der dominierende nichtlineare Effekt im Wesentlichen durch das Klaffen der Lagerfugen im Außenwand-Decken-Knoten bedingt ist. Dies wurde durch die stufenweise Erhöhung des Auflastniveaus mit einhergehender Reduktion der Konsolrotation φ_K deutlich. Bei der Versuchsdurchführung des AWDK-2 konnte mit steigendem Auflastniveau unabhängig des vorherigen nichtlinearen Systemverhaltens die Proportionalitätsgrenze zwischen Konsolmoment M_K und Konsolrotation φ_K sukzessive gesteigert werden. Daraus lässt sich die Schlussfolgerung ziehen, dass mit zunehmender Auflast klaffende Lagerfugen im Außenwand-Decken-Knoten wieder überdrückt werden und folglich keine wesentlichen plastischen Verformungen im Mauerwerksverband vorliegen. Der gleiche Sachverhalt kann auch auf Basis der Versuchsergebnisse des AWDK-1 geschlussfolgert werden. Allerdings zeigt sich hier ein weiterer nichtlinearer Effekt, der aus dem Fugenmaterial (Zementmauermörtel) im Auflagerbereich der Konsole bzw. im Außenwand-Decken-Knoten resultiert. Demzufolge deuten die M_K - φ_K -Kurven des AWDK-1, welche ab einem Auflastniveau von ≥ 300 kN einen bilinearen Verlauf annehmen, auf eine progressive Verschleißbeanspruchung des Zementmauermörtels hin, die infolge des stetig ansteigenden und wechselnden Belastungsniveaus eintritt. Demzufolge zeigt sich ab Laststufe 5 – gleiche Biegebeanspruchung des Wandkopf- und Wandfußquerschnitts – und unabhängig des zunehmenden Auflastniveaus eine Limitierung der Proportionalitätsgrenze bis zu einem Konsolmoment M_K von $10 \div 15$ kNm. Dass die danach abfallende Rotationssteifigkeit mit zunehmendem Auflastniveau wieder gesteigert werden kann, korreliert mit der Annahme der wieder zunehmenden Druckzonenhöhe bzw. überdrückten Lagerfuge.

Des Weiteren wurde durch die Versuchsergebnisse deutlich, dass die aktivierbare Rotationssteifigkeit des Außenwand-Decken-Knotens maßgeblich von der Verteilung des Einspannmoments in den Wandfuß- und Wandkopfquerschnitt abhängig ist. Im Vergleich zu einer Momentenverteilung von $M_{WF} / M_{WK} = 1$ zu $M_{WF} / M_{WK} = 1/3$ ergibt sich eine Reduktion der Rotationssteifigkeit des Knotens um den Faktor $0,4 \div 0,5$. Die Ursache hierfür sind die aus Gleichgewichtsgründen induzierten Horizontalkräfte und die dadurch bedingte Zunahme des Hebelarms der inneren Kräfte im Außenwand-Decken-Knoten, die der Konsolrotation entgegenwirken. Die Horizontalkräfte im Knoten bewirken somit einen Rückstelleffekt auf die Konsolrotation φ_K . Folglich fällt bei geringer Biegebeanspruchung am Wandfußquerschnitt auch der daraus resultierende Rückstelleffekt auf die Konsolrotation φ_K geringer aus. Dieser Zusammenhang konnte auch durch die auf die Konsolrotation bezogenen Wandkopf- und Wandfußrotationen aufgezeigt werden. Demnach ergibt sich am Wandfuß mit $M_{WF} / M_{WK} = 1/3$ ein Rotationsvermögen ähnlich dem der Konsole.

Für die nachfolgende numerische Analyse ist festzuhalten, dass der dominierende nichtlineare Effekt im Außenwand-Decken-Knoten aus dem Klaffen der Lagerfugen resultiert. Ein vorzeitiges Plastifizieren des Mauerwerks konnte hingegen nicht festgestellt werden.

4 NUMERISCHE ANALYSE

Auf Grundlage der Finite-Element-Methode lässt sich das physikalische und geometrische nichtlineare Systemverhalten von Mauerwerksstrukturen unter Berücksichtigung verschiedener Versagensarten beschreiben. Bedingt durch den Mauerwerksverband kommen für die Modellformulierung neben kontinuums- auch diskontinuumsmechanische Ansätze zur Anwendung. Während mit kontinuumsmechanischen Modellformulierungen stetige Deformationsverläufe beschrieben werden, sind in der Diskontinuumsmechanik unstetige Verschiebungsverläufe möglich [Schlegel 2004]. Durch die Kopplung beider Ansätze kann zum einen das nichtlineare Materialverhalten einzelner Ziegel als Kontinuum und zum anderen das Zusammenwirken mit den Stoß- und Lagerfugen durch bspw. Blockrotationen als Diskontinuum zutreffend beschrieben werden. Die dafür erforderliche Kalibrierung des Rechenmodells erfolgt auf Basis experimenteller Versuchsergebnisse und anschließender Verifikationsrechnungen.

Der nachfolgenden Analyse werden hierfür die Versuchsergebnisse aus Kapitel 3 zugrunde gelegt. Dabei stellt das Ziel der numerischen Berechnungen die Nachstellung der experimentellen Versuchsergebnisse am Außenwand-Decken-Knoten respektive der Interaktion zwischen einwirkender Wandnormalkraft und resultierender Rotationssteifigkeit des Knotens dar. Die daraus abgeleiteten Modellparameter bilden die Grundlage der weiterführenden Parameterstudie in Kapitel 5 zur Schnittgrößenermittlung am Rahmensystem unter Berücksichtigung nichtlinearer Effekte infolge klaffender Lagerfugen.

Die numerischen Berechnungen erfolgen mit der Finite-Elemente-Software ANSYS Mechanical. Vergleichsberechnungen von [Purtak 2001], [Schlegel 2004], [Pflücke 2006], [Baier 2007a], [Barraza 2012], [Wallisch et al. 2012], [Vindhyashree et al. 2015], [Hokes et al. 2016a], [Hokes et al. 2016b], [Reichel 2017] und [Weber 2019] zur Beschreibung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens unterschiedlicher Mauerwerksstrukturen bestätigen die Zweckmäßigkeit im Hinblick auf die implementierten Lösungsalgorithmen, Sensitivitätsanalysen, Stoffgesetze sowie Softening- und Hardeningmodelle. Das im Zuge dieser Arbeit verwendete Stoffgesetz sowie entsprechende Modellierungsansätze werden in den nachfolgenden Abschnitten erläutert.

4.1 Materialmodell

In ANSYS Mechanical sind verschiedene elastoplastische Materialmodelle zur Beschreibung nichtlinearer Effekte von geomechanischen Materialien und Beton unter Berücksichtigung bruchmechanischer Kennwerte implementiert. Als Grundannahme eines elastoplastischen Materialverhaltens wird vorausgesetzt, dass sich der Vektor der Gesamtdehnung nach Gl. (4.1) additiv aus einem reversiblen ε^{el} und irreversiblen ε^{pl} Anteil zusammensetzt.

$$\varepsilon = \varepsilon^{el} + \varepsilon^{pl} \quad (4.1)$$

Der elastische Bereich ε^{el} wird dabei durch das Hookesche Gesetz beschrieben. Der vorhandene irreversible Dehnungsanteil ε^{pl} determiniert das Maß des Ver- und Entfestigungsverhaltens und kann als Ver- und Entfestigungsparameter κ nach Gl. (4.2) definiert werden als:

$$d\kappa = d\lambda(\varepsilon^{pl}) \quad (4.2)$$

Die Grenzen zwischen elastischem und plastischem Bereich werden durch die Fließbedingungen F definiert und sind vom Spannungszustand σ und dem Verfestigungsparameter κ abhängig. Elastische Spannungszustände können demnach mit Gl. (4.3) formuliert werden und befinden sich innerhalb der Fließfläche, wohingegen Spannungszustände plastischer Dehnungen nach Gl. (4.4) auf der Fließfläche liegen.

$$F(\sigma, \kappa) < 0 \quad \text{elastisches Verhalten} \quad (4.3)$$

$$F(\sigma, \kappa) = 0 \quad \text{plastisches Verhalten} \quad (4.4)$$

Die Fließfläche definiert somit die Abhängigkeit der plastischen Dehnungssinkremente von den Spannungskomponenten. Die Fließfläche selbst wird über das plastische Potential q beschrieben. Die einzelnen Komponenten der plastischen Dehnungssinkremente $d\varepsilon^{pl}$ orientieren sich nach der partiellen Ableitung des plastischen Potentials q nach den Spannungen (siehe Gl. (4.5)):

$$d\varepsilon^{pl} = d\lambda \frac{\partial q(\sigma)}{\partial \sigma} \quad (4.5)$$

Der dabei in Gl. (4.5) enthaltene Multiplikator λ kann als Proportionalitätsfaktor interpretiert werden. Dieser stellt sicher, dass der bei plastischen Dehnungen vorhandene Spannungszustand nicht außerhalb der Fließfläche liegt.

Für die Beschreibung des nichtlinearen Materialverhaltens von Mauerwerk hat sich in Untersuchungen von [Hokes et al. 2016a], [Hokes et al. 2016b], [Drobiec et al. 2020] und [Jasinski 2020] das konstitutive Materialmodell nach *MENETREY-WILLAM* als zweckmäßig herausgestellt und wurde von [Menetrey et al. 1995] unter Einbeziehung von drei unabhängigen Invarianten des Spannungstensors entwickelt. Die Nachrechnungen von Schubwandversuchen an Kalksandsteinmauerwerk von [Jasinski 2020] auf Basis des Materialmodells zeigen, dass die unterschiedlichen Versagensmechanismen sowie die Versagenslasten gut mit den experimentellen Untersuchungen übereinstimmen. Erst mit zunehmender Rissbildung der Mauerwerkswände treten experimentell größere Verformungen auf als im Rechenmodell. Gleiches ist auch in den Versuchsnachrechnungen in [Drobiec et al. 2020] von Porenbetonstürzen mit darüberliegendem Kalksandsteinmauerwerk festzustellen. Demnach stimmen die Verifikationsrechnungen hinsichtlich Spannungsanalyse und Tragverhalten des Mauerwerks bis zum Eintreten übermäßiger Rissbildung und Verformungen gut mit den experimentellen Versuchsergebnissen überein. In Hinblick auf die eigene numerische Analyse ist zu konstatieren, dass die Verformungsfähigkeit der in Abschnitt 3.5 untersuchten Außenwand-Decken-Knoten deutlich weniger ausgeprägt ist als jene der untersuchten Mauerwerksstrukturen in [Jasinski 2020] und [Drobiec et al. 2020]. Für die eigene numerische Berechnung wird daher die Fließfläche nach *MENETREY-WILLAM* zugrunde gelegt und nachfolgend erläutert.

4.1.1 Fließfläche nach Menetrey-William

Ursprünglich wurde die Fließfläche 1994 in [Menetrey 1994] für die numerische Simulation von Durchstanstragfähigkeiten bei Stahlbetonstrukturen formuliert. In [Menetrey et al. 1995] wurde das konstitutive Materialmodell weiterentwickelt. Es basiert im Wesentlichen auf der Fließfläche nach *WILLAM-WARNKE* und ähnelt den Fließregeln nach *MOHR-COULOMB* sowie *DRUCKER-PRAGER* (siehe Abbildung 4.1). Die Fließfläche nach *MENETREY-WILLAM* wird dabei durch die nachfolgenden drei experimentellen bruchmechanischen Kennwerte (f_c , f_b und f_t) als Funktionen \bar{f} beschrieben. Hierbei sind Ω_c und Ω_{tc} die Ver- und Entfestigungsfunktionen, welche jeweils von der entsprechenden Ver- oder Entfestigungsvariablen bzw. κ_c oder κ_t abhängen (siehe Abschnitt 4.1.2 und Abschnitt 4.1.3).

- $\bar{f}_c = f_c \cdot \Omega_c$ mit $f_c =$ einaxiale Druckfestigkeit
- $\bar{f}_b = f_b \cdot \Omega_c$ mit $f_b =$ biaxiale Druckfestigkeit
- $\bar{f}_t = f_t \cdot \Omega_{tc}$ mit $f_t =$ einaxiale Zugfestigkeit

Als Kriterium für die Fließfläche nach Menetrey-Willam gilt:

- $f_b > f_c > f_t$

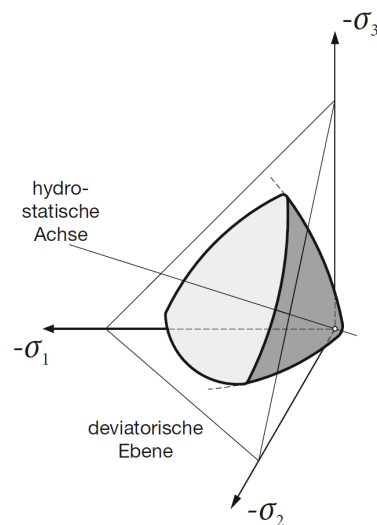


Abbildung 4.1: Fließfläche nach Menetrey-Willam – entnommen aus [Bretschneider et al. 2018]

Die mathematische Beschreibung der Versagensfläche in Abbildung 4.1 erfolgt durch die Haigh-Westergaard-Koordinaten nach Gl. (4.6). Die darin enthaltenen Modellparameter A und B nach Gl. (3.29) und Gl. (3.30) ergeben sich nach den eingangs beschriebenen Funktionen \bar{f} der bruchmechanischen Kennwerte und den zugehörigen Ver- und Entfestigungsfunktionen.

$$f_{MW} = \frac{A}{B} \left[\sqrt{2\xi} + r(\theta, e) \cdot \rho \right] + \rho^2 - \frac{1}{B} \quad (4.6)$$

$$A = \frac{1}{\sqrt{6}} \left[\frac{1}{f_c} - \frac{1}{f_b} + \frac{\bar{f}_b - \bar{f}_t}{f_c^2} \right] \quad (4.7)$$

$$\mathbf{B} = \frac{3}{2} \cdot \frac{1}{f_c^2} \quad (4.8)$$

Der durch die Haigh-Westergaard-Koordinaten definierte Spannungszustand wird dargestellt durch ξ , ρ und θ . Dabei entspricht die Koordinate ξ nach Gl. (4.9) der hydrostatischen und ρ nach Gl. (4.10) der deviatorischen Komponente der skalaren Größe des Spannungszustands. Der Winkel des Spannungsvektors im Raum wird durch den Rotationswinkel θ (sog. *Lode-Winkel*) nach Gl. (4.11) definiert. Hierbei entspricht I_1 der ersten Invariante des Spannungstensors sowie J_2 und J_3 den Invarianten des deviatorischen Spannungstensors.

$$\xi = \frac{I_1}{\sqrt{3}} \quad (4.9)$$

$$\rho = \sqrt{2J_2} \quad (4.10)$$

$$\cos(3\theta) = \frac{3\sqrt{3}}{2} \cdot \frac{J_3}{\sqrt{J_2^3}} \quad (4.11)$$

Die Form der Fließfläche wird mit der in Gl. (4.6) enthaltenen Funktion $r(\theta, e)$ nach Gl. (4.12) sowie dem Parameter e nach Gl. (4.13) abgebildet.

$$r(\theta, e) = \frac{4(1-e^2) \cdot \cos(\theta)^2 + (2e-1)^2}{2(1-e^2) \cdot \cos(\theta) + (2e-1) \cdot \sqrt{4(1-e^2) \cdot \cos(\theta)^2 + 5e^2 - 4e}} \quad (4.12)$$

$$e = \frac{1+\epsilon}{2-\epsilon} \quad (4.13)$$

Mit:

$$\epsilon = \frac{\frac{f_t}{f_b} \cdot \frac{f_b^2 - f_c^2}{f_c^2 - f_t^2}}{\frac{f_t}{f_b} \cdot \frac{f_b^2 - f_c^2}{f_c^2 - f_t^2}} \quad (4.14)$$

In Abbildung 4.2 sind hierzu in Abhängigkeit des Parameters e die möglichen Versagensflächen nach *MENETREY-WILLAM* als senkrechte Schnitte zur hydrostatischen Achse dargestellt. Demnach kann als Fließregel mit $e = 0,5$ eine dreieckige Fließfläche mit scharfen Kanten bzw. mit $e = 1,0$ ein Vollkreis abgebildet werden.

Die Eingabe des Materialmodells nach *MENETREY-WILLAM* in ANSYS Mechanical erfolgt über die eingangs aufgeführten bruchmechanischen Kennwerte (f_c , f_b und f_t), welche auf Basis der eigenen Versuche kalibriert werden. Die Ver- und Entfestigung im Druck- und Zugbereich erfolgt durch die Kopplung mit einem homogenisierten Riss- und Entfestigungsmodell nach Abschnitt 4.1.2 und Abschnitt 4.1.3.

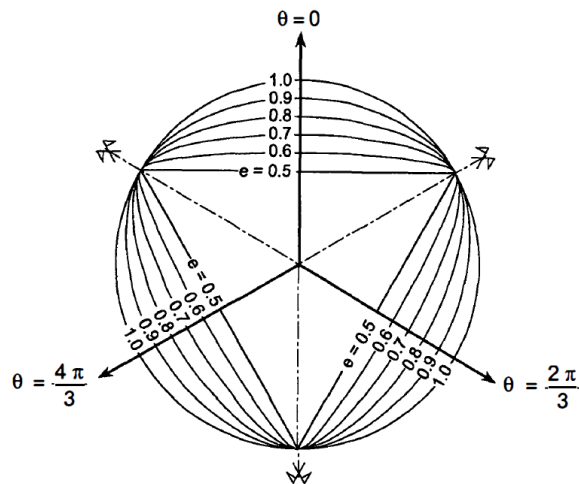


Abbildung 4.2: Fließfläche nach *MENETREY-WILLAM* in Abhängigkeit der Funktion $0,5 \geq r(\theta, e) \geq 1$ – entnommen aus [Menetrey 1994]

4.1.2 Ver- und Entfestigungsansatz bei Druckbeanspruchung

Wie bereits Untersuchungen von [Schubert et al. 1992], [Schubert 2004] und [Jäger et al. 2004] zeigen sowie auf Basis der eigenen Versuche und der Datenerhebung in Abschnitt 3.3.2 dargelegt, besitzt Mauerwerk kein ausgeprägtes plastisches Verformungsvermögen. Nach Eintreten lokaler Rissbildungen neigt Mauerwerk zu einem schlagartigen und spröden Bruchverhalten. Das Maß des nichtlinearen Materialverhaltens infolge von Druckbeanspruchung wird im elastoplastischen Materialmodell durch den Ver- und Entfestigungsparameter nach Gl. (4.2) determiniert. ANSYS Mechanical bietet hierzu die Möglichkeit, die Entfestigung infolge von Druckbeanspruchung entweder als exponentielle oder vereinfachend als lineare Entfestigungsfunktion abzubilden.

Für die eigenen numerischen Berechnungen wurde als Verlauf die exponentielle Entfestigungsfunktion Ω_c nach Abbildung 4.3 gewählt. Durch die Kalibrierung der dargestellten Stützstellen kann der Ver- und Entfestigungsverlauf an experimentelle Last-Verformungs-Beziehungen entsprechend angepasst werden. Die Definitionen und mathematischen Formulierungen der angegebenen Stützstellen werden nachfolgend erläutert.

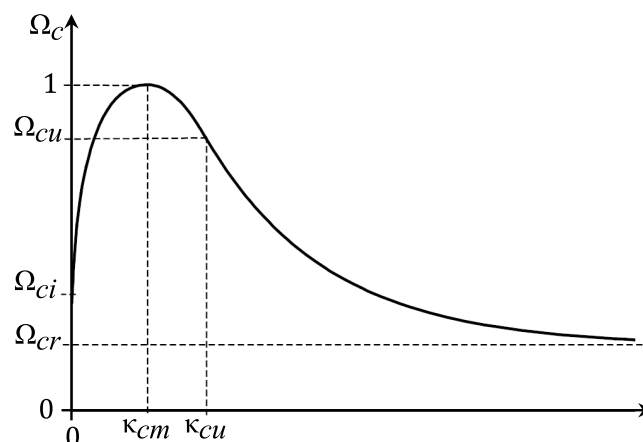


Abbildung 4.3: Ver- und Entfestigungsfunktion im Druckbereich mit exponentiellem Entfestigungsverlauf

Im Druckbereich wird die Verfestigungsfunktion Ω_c in Abhängigkeit der vorhandenen plastischen Dehnungen bzw. Entfestigungsparameter κ für $\kappa < \kappa_{cm}$ mit Gl. (4.15) beschrieben.

Dabei entspricht Ω_{ci} dem relativen Spannungsniveau beim Start der nichtlinearen Verfestigung und κ_{cm} nach Gl. (4.16) der plastischen Dehnung bei Erreichen der einaxialen Druckfestigkeit f_c . Den in Gl. (4.16) enthaltenen Verformungskennwerten (Elastizitätsmodul E und Bruchstauung ε_c) liegen die eigenen experimentellen Versuchsergebnisse zugrunde.

$$\Omega_c = \Omega_{ci} + (1 - \Omega_{ci}) \cdot \sqrt{2 \frac{\kappa}{\kappa_{cm}} - \frac{\kappa^2}{\kappa_{cm}^2}} \quad \text{für } \kappa < \kappa_{cm} \quad (4.15)$$

Mit:

$$\kappa_{cm} = \varepsilon_c - \frac{f_c}{E} \quad (4.16)$$

Nach Erreichen der maximalen Druckfestigkeit wird die Entfestigung im Übergangsbereich zwischen Potenzgesetz und exponentieller Entfestigung nach Gl. (4.17) formuliert. Hierbei entspricht Ω_{cu} der verbleibenden relativen Spannung sowie κ_{cu} nach Gl. (4.18) der zugehörigen plastischen Dehnung am Übergang von Potenzgesetz zu exponentieller Entfestigung.

$$\Omega_c = 1 - (1 - \Omega_{cu}) \cdot \left(\frac{\kappa - \kappa_{cm}}{\kappa_{cu} - \kappa_{cm}} \right)^2 \quad \text{für } \kappa_{cm} < \kappa < \kappa_{cu} \quad (4.17)$$

Mit:

$$\kappa_{cu} = \varepsilon_{cu} - \Omega_{cu} \cdot \frac{f_c}{E} \quad (4.18)$$

Die anschließende exponentielle Entfestigung erfolgt nach Gl. (4.19). Die darin enthaltene verbleibende relative Druckspannung Ω_{cr} wird aus numerischen Gründen zugelassen, da andernfalls das Volumen der Fließfläche auf null abfällt und die numerische Berechnung instabil wird [Schlegel 2005].

$$\Omega_c = \Omega_{cr} + (\Omega_{cu} - \Omega_{cr}) \cdot \exp\left(2 \frac{\Omega_{cu} - 1}{\kappa_{cu} - \kappa_{cm}} \cdot \frac{\kappa - \kappa_{cu}}{\Omega_{cu} - \Omega_{cr}}\right) \quad \text{für } \kappa > \kappa_{cu} \quad (4.19)$$

Als Richtwert für die verbleibende relative Druckspannung Ω_{cr} bei Beton wird in [DYNARDO 2014] und [CADFEM GmbH 2020] $\Omega_{cr} = 0,2$ empfohlen. Nach Kalibrierung der Eingangsparameter wird für die eigenen Berechnungen Ω_{cr} mit 0,15 zugrunde gelegt.

4.1.3 Entfestigungsansatz bei Zugbeanspruchung

In ANSYS Mechanical ist die Erfassung der Rissbildung mit einhergehender Entfestigung als homogenisiertes Riss- und Entfestigungsmodell implementiert. Demzufolge wird der Riss in der FE-Struktur nicht explizit abgebildet, sondern durch kontinuumsmechanische Mittel in seiner Auswirkung auf den Spannungs- und Deformationszustand beschrieben [Schlegel 2004], [Schlegel 2005], [Wu et al. 2012]. Dabei muss für die vollständige Rissbildung die auf die Rissfläche bezogene Bruchenergie G_{fi} dissipiert werden. Die Grundlage hierfür stellt die Rissbandtheorie nach [Bazant et al. 1983] dar. In Abbildung 4.4 ist die entsprechende Fließfunktion Ω_t mittels der verwendeten exponentiellen Entfestigungsfunktion dargestellt.

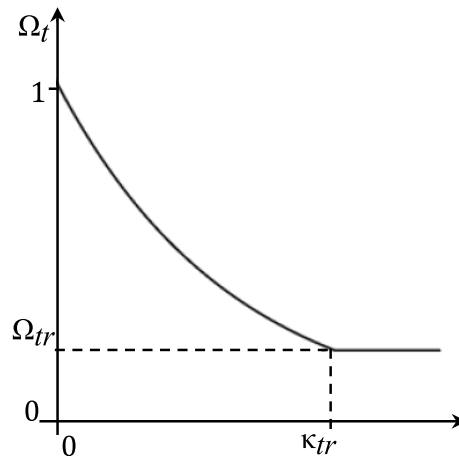


Abbildung 4.4: Exponentieller Verlauf der Entfestigungsfunktion infolge von Zugbeanspruchung

Die Entfestigung infolge Zugbeanspruchung nach Abbildung 4.4 erfolgt mit der exponentiellen Fließfunktion Ω_t nach Gl. (4.20). Dabei liegt die Annahme zugrunde, dass sich das Material bis zum Erreichen der Zugfestigkeit linear-elastisch verhält. Bei anschließender Zugrissbildung nimmt mit zunehmender relativer plastischer Dehnung die zugehörige relative plastische Zugspannung Ω_t exponentiell ab. Die Reduktion von Ω_t ist dabei auf eine verbleibende Restzugspannung Ω_{tr} limitiert. Der eigenen Berechnung wird für die Restzugspannung in Anlehnung an [CADFEM GmbH 2020] der für Beton empfohlene Richtwert von $\Omega_{tr} = 0,1$ zugrunde gelegt.

$$\Omega_t = \exp\left(-\frac{\kappa}{\alpha_t}\right) \quad \text{für } \kappa < \kappa_{tr} \quad (4.20)$$

$$\Omega_t = \Omega_{tr} \quad \text{für } \kappa \geq \kappa_{tr} \quad (4.21)$$

Mit:

$$\alpha_t = \frac{g_{ft}}{f_t} \quad (4.22)$$

$$g_{ft} = \max \begin{cases} G_{ft}/L_i \\ f_t^2/E \end{cases} \quad (4.23)$$

Wesentliche Grundlage der nach [Bazant et al. 1983] dargestellten Rissbandtheorie bildet eine materialspezifisch konstante Rissbandbreite, in welcher die Entfestigung bzw. Rissbildung stattfindet [Schlegel 2004]. Die Interaktion zwischen Bruchenergie und Elementlänge wird u. a. ausführlich in [Häussler-Combe 2015] dargelegt. Hierbei zeigt sich die Abhängigkeit der durch die Rissbildung dissipierenden Bruchenergie G_{ft} bei unterschiedlichen Elementlängen L_i . Demzufolge kann bei zu großer Elementlänge eine instabile Entfestigung (sog. „snap-back“-Phänomen) auftreten. Dabei wird durch die Belastung mehr Bruchenergie induziert, als durch die Rissbildung dissipiert wird. Um hinsichtlich der Entfestigung eine Netzunabhängigkeit zu gewährleisten, wird in [Bazant et al. 1983] eine charakteristische Elementlänge h_c nach Gl. (4.24) vorgeschlagen.

$$h_c \leq \frac{G_{ft} \cdot E}{f_t^2} \quad (4.24)$$

Als Richtwerte für charakteristische Elementlängen werden in [Petersson 1980], [Petersson 1981] auf Basis experimenteller Untersuchungen nachfolgende Größenordnungen angegeben:

- Zementstein: $5 \text{ mm} < h_c < 15 \text{ mm}$
- Mörtel: $100 \text{ mm} < h_c < 200 \text{ mm}$
- Beton: $200 \text{ mm} < h_c < 600 \text{ mm}$

Allerdings liegen für die in Gl. (4.24) erforderliche Bruchenergie G_{fi} von Planziegelmauerwerk keine Untersuchungsergebnisse oder Erfahrungswerte vor. Für Beton hingegen wird als Orientierungsgröße für die Abbildung des Stoffgesetzes mit ANSYS Mechanical in [CADFEM GmbH 2020] ein Wertebereich von $50 \div 150 \text{ N/m}$ vorgeschlagen. Vergleichbare Richtwerte werden auch in [Dmitriev et al. 2020] in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeitsklasse mit $50 \div 175 \text{ N/m}$ angegeben. Den eigenen Versuchsnachrechnungen werden demnach in Abhängigkeit der Modellierungsstrategie und in Anlehnung an die Richtwerte für Beton eine Bruchenergie G_{fi} von $75 \div 150 \text{ N/m}$ sowie eine charakteristische Elementlänge h_c von $5 \div 20 \text{ mm}$ zugrunde gelegt.

4.2 Verifizierung ausgewählter Modellierungsstrategien

Nachfolgend werden die einschlägigen Modellierungsansätze für Mauerwerk dargelegt und hinsichtlich ihrer Zweckmäßigkeit für die eigene Parameterstudie bewertet. Dies erfolgt auf Grundlage der numerischen Nachrechnung der zentrischen Einzelstein- und Wanddruckversuche aus Abschnitt 3.2.1 bzw. Abschnitt 3.3.1.2.

4.2.1 Allgemeines

Je nach Zielsetzung kann die numerische Simulation von Mauerwerksstrukturen auf Grundlage verschiedener Modellierungsstrategien erfolgen. Im Wesentlichen wird zwischen einer Makro- und Mikromodellierung unterschieden, wobei auf Mikroebene zusätzlich zwischen einem vereinfachten und einem detaillierten Modellansatz zu differenzieren ist. In Abbildung 4.5 sind die entsprechenden Modellierungsansätze exemplarisch als Auszug eines Mauerwerksverbands dargestellt und werden nachfolgend erläutert. Zudem werden die markanten Punkte der Modellierungsansätze anderer Forschungsarbeiten dargelegt.

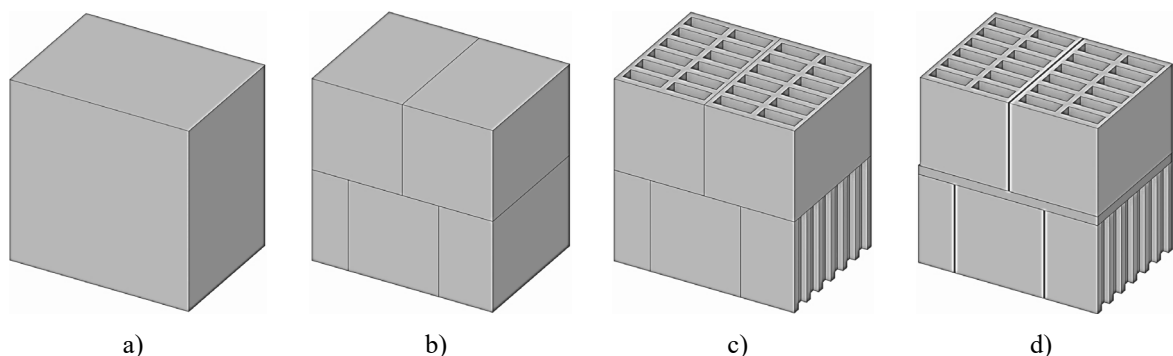


Abbildung 4.5: Exemplarischer Aufbau der FEM-Modelle mit unterschiedlichen Modellierungsstrategien für Mauerwerk als Auszug aus einem Mauerwerksverband – a) Makromodell, b) vereinfachtes Mikromodell, c) detailliertes Mikromodell, d) detailliertes Mikromodell mit diskreter Fugenausbildung

Makromodell

Bei der Modellierungsstrategie auf Makroebene nach Abbildung 4.5a wird das Zusammenwirken von Stein und Mörtel basierend auf der Kontinuumsmechanik als homogener Werkstoff idealisiert. Entsprechende Modellierungsvergleiche zu einem detaillierten Mikromodell von [Schlegel 2004], [Elsche 2008] und [Wallisch et al. 2012] zeigen, dass das Last-Verformungsverhalten schubbeanspruchter sowie zentrisch und doppelt-exzentrisch druckbeanspruchter Mauerwerkswände mit entsprechender Kalibrierung der Berechnungsparameter gut charakterisiert werden kann. Der makroskopische Modellierungsansatz kann dabei sowohl mit Volumenelementen (3D-Modell) als auch Scheibenelementen (2D-Modell) erfolgen.

Als Voraussetzung für die stark vereinfachte Idealisierung nennt [Schlegel 2004] das Verhältnis der Steingeometrie zur untersuchenden Gesamtstruktur, welches klein genug sein muss, um die auftretenden Diskontinuitäten als verschmiert betrachten zu können. Für die Versuchsnachrechnung von schubbeanspruchtem Betonsteinmauerwerk erweitert [Schlegel 2004] die Versagensbedingungen von *GANZ* sowohl für den Zug- als auch den Druckbereich um entsprechende Ver- und Entfestigungsfunktionen. Dabei konnten das nichtlineare Last-Verformungsverhalten sowie die Versagenslast mittels des makroskopischen Modellierungsansatzes basierend auf Volumenelementen (3D-Modell) gut charakterisiert werden. Auch die im Versuch beobachteten Versagensmechanismen werden durch die plastischen Vergleichsdehnungen zutreffend wiedergespiegelt.

Dagegen erfolgte in [Elsche 2008] die Modellierung des Makromodells für die Verifikationssrechnung zum Schubtragverhalten von Kalk- und Ziegelmauerwerk mittels Scheibenelementen (2D-Modell). Für die verschmierte Betrachtung des Mauerwerksverbands definiert *ELSCHE* ein isotropes Materialverhalten auf Basis der experimentell quantifizierten Materialeigenschaften (Elastizitäts- und Schubmodul). Als Ergebnis der Versuchsnachrechnung stellt *ELSCHE* fest, dass bis zur Erstrissbildung eine zufriedenstellende Übereinstimmung erzielt wird. Die sukzessiv ansteigende Entfestigung wird jedoch mit dem Modellierungsansatz von [Elsche 2008] nicht wiedergegeben.

Für die Verifizierung zentrisch und doppelt-exzentrisch druckbeanspruchter Mauerwerkswände in [Wallisch et al. 2012] wird neben der detaillierten Mikromodellierung auch der Ansatz eines vereinfachten Makromodells analysiert. Als Materialmodell wird die in [Schlegel 2004] weiterentwickelte Fließfläche zugrunde gelegt. Die Ergebnisse verdeutlichen, dass mit einem makroskopischen FE-Modell die experimentellen Versuche sehr gut abgeschätzt werden können. Im Falle des zentrischen Wanddruckversuchs beträgt die Abweichung gegenüber der experimentellen Versagenslast $\sim 1\%$.

Eine Weiterentwicklung des Makromodells hinsichtlich eines implementierten Rissmodells ist in [Jordan 2012] enthalten. Hierbei werden die Struktureigenschaften eines Mauerwerksausschnittes makroskopisch als Einheitszelle beschrieben [Jordan 2012], wohingegen die Rissbildungen und das Fugenversagen durch Kontaktelemente abgebildet werden. Durch entsprechende Zuweisung der Kontakteigenschaften können damit unterschiedliche Versagensmechanismen diskret abgebildet werden.

Detailliertes Mikromodell

Werden dagegen nach Abbildung 4.5d die Fugen als auch die Steine diskret abgebildet, entspricht dies dem Ansatz des detaillierten Mikromodells. Hierfür sind neben den Materialeigenschaften auch die Volumenkörper von Stein und Mörtel getrennt voneinander zu modellieren. Um das Klaffen der Fugen auf Basis der Diskontinuumsmechanik explizit abzubilden, erfolgt die mechanische Determinierung des Haftverbunds von Stoß- und Lager-

fuge durch separate Softening- und Hardeningmodelle. In [Schlegel 2004], [Pflücke 2006], [Graubner et al. 2007], [Linse 2012] und [Graubohm 2019] werden hierzu unterschiedliche Modellierungsansätze hinsichtlich der verwendeten Stoffgesetze sowie Softening- und Hardeningmodelle von Stein und Mörtel dargelegt.

Für die Versuchsnachrechnung zentrischer RILEM-Druckversuche aus Kalk- und Ziegelmauerwerk setzt [Schlegel 2004] das Mikromodell getrennt aus drei elastoplastischen Materialmodellen für Mörtel, Mauerstein sowie deren Verbund zusammen. Für das Werkstoffgesetz des Mörtels erweitert Schlegel die Fließfläche nach *DRUCKER/PRAGER* um eine Ver- und Entfestigungsfunktion. Die Beschreibung des Steinmaterialmodells erfolgt auf gleiche Weise, wobei die Erweiterung durch drei an der Ausrichtung des Steins orientierten Zugbruchkriterien erfolgt. Den Verbund zwischen Stein und Mörtel beschreibt [Schlegel 2004] zum einen durch das *MOHR-COULOMBSCHES* Bruchkriterium und zum anderen durch eine Entfestigung der Zugfestigkeit, welche sich aus der Summe der plastischen Dehnungskomponenten ergibt. Die Ergebnisse zeigen, dass mit den verwendeten Materialmodellen die zentrischen RILEM-Druckversuche hinsichtlich des Last-Verformungs-Verhaltens sowie der Versagensmechanismen realitätsnah beschrieben werden.

In [Graubner et al. 2007] erfolgt die diskrete Modellierung zur Bestimmung der Druckfestigkeit von 4-Stein-Prüfkörpern aus Ziegelmauerwerk auf gleiche Weise. Als Materialgesetz des Mörtels wird die Fließfläche nach *DRUCKER/PRAGER* zugrunde gelegt. Für die Zugentfestigung kombiniert [Graubner et al. 2007] die Fließfläche mit dem nichtlinearen Softening-Modell nach *HORDIJK*. Die Druckfestigkeit der Steine wird durch das Modell nach *RANKINE-HILL* definiert und im Zugbereich durch einen exponentiellen Entfestigungsansatz ergänzt. Hinsichtlich der numerischen Stabilität wird für den Zugbereich in Anlehnung an [Schlegel 2004] eine entsprechende Restzugspannung angesetzt. Die Kontakteigenschaften zwischen Stein und Mörtel werden durch Interface-Elemente abgebildet und das in DIANA implementierte *COMBINED-CRACKING-SHEARING-CRUSHING*-Materialmodell basierend auf dem Interfacemodell nach *LOURENCO* verwendet. Demnach reduziert sich nach Überschreiten der Verbundfestigkeit das Versagenskriterium in Abhängigkeit vom Restreibungswinkel auf eine Restfließfläche. Die Ergebnisse der darauf aufbauenden Versuchsnachrechnungen belegen, dass die experimentellen Versuche zufriedenstellend abgebildet werden und eine gute Übereinstimmung der Last-Verformungs-Beziehung erzielt wird.

Für die diskrete Modellierung des Mörtels und der Mauerwerkssteine entwickelt [Linse 2012] eigene Materialmodelle. Die Fließfläche des Mörtels besteht dabei aus einer Kombination der Festigkeitsmodelle von *OTTOSEN*, *DRUCKER/PRAGER* und *RANKINE*. Auf diese Weisen können sämtliche für den Mörtel relevanten Spannungszustände beschrieben werden. Für das Materialmodell des Mauerwerkssteins orientierte sich *LINSE* am Modell nach *OTTOSEN-SPECK* und erweiterte dies um einen Ansatz zur Beschreibung des Nachbruchverhaltens. Die Validierung der Materialmodelle erfolgte an Zugversuchen mit gekerbten Mauerwerkssteinen sowie zentrischen Druckversuchen an pfeilerartigen Mehrsteinprüfkörpern. Die Verifikationsrechnungen von [Linse 2012] zeigen, dass mit einer ausreichend feinen Vernetzung sowohl die Bruchlast als auch das Querkzugversagen gut mit den experimentellen Ergebnissen übereinstimmen.

Das in [Pflücke 2006] der numerischen Ermittlung vertikal beanspruchter Mauerwerkswände zugrunde liegende FE-Modell wurde in Anlehnung an [Purtak 2001] entwickelt. Für das Baustoffverhalten der Mauerwerkswände wählte *PFLÜCKE* das Materialmodell nach *WILLAM/WARNKE*. Analog zu [Purtak 2001], [Baier 2007a], [Graubner et al. 2007] und [Reichel 2017] wird in [Pflücke 2006] der Verbund zwischen Fugenmörtel und Mauerstein durch Interface-

Elemente abgebildet, wobei die Mörtelfuge anders als in [Baier 2007a] und [Reichel 2017] diskret abgebildet wird. Allerdings ergeben sich im bruchnahen Bereich aufgrund der verwendeten Elementtypen Konvergenzprobleme in den Versuchsnachrechnungen. PFLÜCKE kann das Problem nicht abschließend klären, sodass die Vergleichsberechnungen nicht ohne Weiteres zur Verifizierung anderer numerischer Modelle herangezogen werden sollten.

Bezugnehmend auf das detaillierte Mikromodell ist abschließend anzumerken, dass die Qualität der Verifikationsrechnungen eine hohe Sensitivität gegenüber den gewählten Eingangsparametern aufzeigt. Da insbesondere bei Mauerwerk der Versagensmechanismus infolge Druckbeanspruchung einen undefinierten Gleichgewichtszustand darstellt, haben physikalische Nichtlinearitäten sowie strukturelle Imperfektionen einen großen Einfluss auf das Systemverhalten [Graubner et al. 2007].

Vereinfachtes Mikromodell

Im Falle eines vereinfachten Mikromodells nach Abbildung 4.5b werden hingegen die Fugen mittels Kontakt- oder Interface-Elementen modelliert, sodass analog zum detaillierten Mikromodell die Rissbildung der Fugen explizit abgebildet wird. Numerische Untersuchungen zu vereinfachten 2D- und 3D-Mikromodellansätzen aus [Purtak 2001], [Baier 2007a], [Reitmayer 2014] und [Reichel 2017] machen deutlich, dass durch vorangegangene Kalibrierung der Eingangsparameter das Last-Verformungs-Verhalten von Mauerwerk gut abbildbar ist. Die Steine können dabei entweder vereinfacht als Blöcke – d. h. ohne Lochbild – oder diskret modelliert werden. Einen Sonderfall des vereinfachten Mikromodells stellt ein Mauerwerksverband mit Dünnbettmörtel und diskreter Abbildung der Steine nach Abbildung 4.5c dar. Dem Erkenntnisstand entsprechend liegen aufgrund der geringen Fugendicke des Dünnbettmörtels bei Druckbeanspruchung keine merklichen Wechselwirkungen zwischen Stein und Mörtel vor [Schubert et al. 2004]. Somit entspricht dieses Modell auch dem Ansatz eines detaillierten Mikromodells, da mechanisch kein relevanter Unterschied zwischen beiden Modellierungsansätzen mehr besteht.

[Purtak 2001] untersucht das Tragverhalten von Wänden aus Natursteinmauerwerk aus Sandsteinen und Normalmauermörtel. Der Verbund zwischen dem diskret abgebildeten Fugenmörtel und Mauerstein wird durch reibungsbehaftete Interface-Elemente simuliert, welche ausschließlich Druckkräfte und horizontale Reibungskräfte übertragen können. Als Materialmodell des Mörtels liegt in [Purtak 2001] die Versagensfläche nach DRUCKER/PRAGER zugrunde. Für den untersuchten Sandstein implementiert Purta das MOHR-COULOMBSCHE Bruchkriterium. Die anschließende Verifizierung des Last-Verformungs-Verhaltens der zentrischen RILEM-Druckversuche erfolgt im Wesentlichen durch die iterative Anpassung der Kontaktsteifigkeit. Jedoch ist damit eine Durchdringung der Elemente verbunden, sodass die aus der FE-Analyse resultierenden Spannungszustände zunächst als kritisch zu betrachten sind. Vergleichsberechnungen in [Pflücke 2006] auf Basis reduzierter Kontaktsteifigkeiten gemäß dem Vorgehen nach [Purtak 2001] untermauern diese Ansicht.

Der 2D-Modellierungsansatz von [Reichel 2017] zur Ermittlung der Lastspreizung zwischen Vormauerstein und Deckenaufleger am Außenwand-Decken-Knoten entspricht im Wesentlichen dem Vorgehen in [Purtak 2001] und ähnelt dem Modellierungsansatz in [Reitmayer 2014]. Da REICHEL jedoch Plansteinmauerwerk mit Dünnbettmörtel untersucht, wird der Mörtel nicht diskret abgebildet. Die Kontaktmodellierung zwischen den Plansteinen und dem Außenwand-Decken-Knoten erfolgt identisch zu [Purtak 2001] und [Baier 2007a] mittels reibungsbehafteter Kontaktelemente. Für die weitere Analyse zum Bruchverhalten greift REICHEL auf das Materialmodell nach DRUCKER/PRAGER zurück. Die Gegenüberstellung

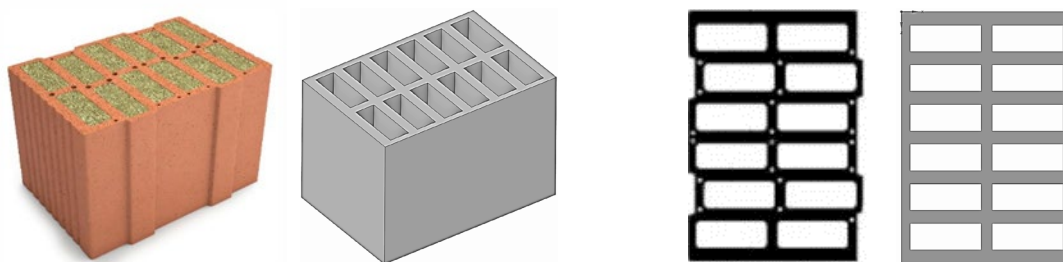
der numerischen und experimentellen Ergebnisse zeigt, dass durch die vorangegangene Kalibrierung der Eingangsparameter sowohl die Lastspreizung quantitativ als auch der Versagensprozess qualitativ zufriedenstellend abgebildet werden.

Zur Überprüfung der experimentellen Untersuchungsergebnisse am Außenwand-Decken-Knoten und zur Schnittgrößenermittlung entwickelt [Baier 2007a] ein vereinfachtes 3D-Mikromodell. Analog zu [Pflücke 2006] verwendet *BAIER* als Versagensmodell die von *WILLAM/WARNKE* entwickelte Fließfläche. Die entsprechenden Stoß- und Lagerfugen werden durch reibungsfreie sowie reibungsbehaftete Kontaktelemente abgebildet. Die Kalibrierung der hierfür erforderlichen physikalischen Eingangsgrößen erfolgte auf Grundlage der durchgeführten Materialprüfungen an zentrischen RILEM-Prüfkörpern. Die Berücksichtigung der durch die Rissbildung reduzierten Biegesteifigkeit der Decke wird effektiv durch das Herabsetzen des Elastizitätsmoduls kompensiert. Die daraus resultierenden Vergleichsberechnungen zur Schnittgrößenermittlung am Außenwand-Decken-Knoten ergeben mit einer maximalen Abweichung von 5 % eine zufriedenstellende Übereinstimmung mit den experimentellen Biegemomenten.

In Hinblick auf die eigenen numerischen Analysen werden nachfolgend die Modellierungsansätze eines detaillierten 3D- und 2D-Mikromodells gegenübergestellt und hinsichtlich der Anforderungen bewertet. Die Kalibrierung der Eingangsparameter erfolgt dabei auf Basis des zentrischen Steindruckversuchs aus Abschnitt 3.2.1 sowie des einaxialen Wanddruckversuchs aus Abschnitt 3.3.1.2.

4.2.2 Detailliertes 3D-Mikromodell

Nachfolgend wird die Modellierungsstrategie eines detaillierten 3D-Mikromodells anhand des durchgeführten zentrischen Stein- und einaxialen Wanddruckversuchs dargelegt und bewertet. Der Planhochlochziegel wird nach Abbildung 4.6a entsprechend den geometrischen Abmessungen diskret abgebildet. Um hinsichtlich der Vernetzung eine gute Netzqualität zu gewährleisten, wurden Putzrillen, Nut und Feder sowie Versprünge der Innen- und Außenquerstege vernachlässigt (siehe Abbildung 4.6b).



a) Planhochlochziegel PHLz (links), FE-Modell (rechts) b) Lochbild PHLz (links), FE-Modell (rechts)

Abbildung 4.6: Lochbild des experimentell untersuchten Planhochlochziegels und FE-Modells

Die Modellierung der Lager- und Stoßfugen des Verbandmauerwerks wurde mittels Interface-Elementen simuliert, sodass ein Klaffen der Lagerfugen entsprechend der Diskontinuumsmechanik in der Berechnung berücksichtigt wird. Diese werden in ANSYS Mechanical bei der Berechnung von Baugruppen zwischen den einzelnen Bauteilen generiert. Um eine übermäßige Durchdringung des Kontakt- und Zielkörpers zu vermeiden, wird während der Berechnung die dafür erforderliche Kontaktsteifigkeit für jeden Substep (Zwischenschritt der Lastaufbringung)

iterativ ermittelt [Gebhardt 2014]. Die Kontaktsteifigkeit kann daher als Rückstellfeder δ interpretiert werden, welche in jedem Substep mit der äußeren Einwirkung F im Gleichgewicht sein muss (siehe Abbildung 4.7).

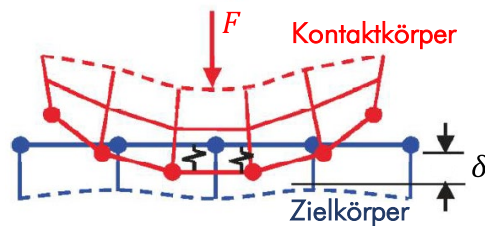


Abbildung 4.7: Schematische Darstellung der Durchdringung des Kontakt- und Zielkörpers – entnommen aus [Gebhardt 2014]

Hinsichtlich der Kontaktsteifigkeit gilt im Allgemeinen: je kleiner die Durchdringung der Elemente, desto schlechter konvergiert die Gleichgewichtsiteration. In den nachfolgenden Berechnungen wurde die Kontaktsteifigkeit entsprechend einer maximalen Durchdringung von $< 0,05$ mm angepasst. Alternativ dazu wird in [Purtak 2001] die Kontaktsteifigkeit als Kalibrierparameter für die Verifizierung des Last-Verformungs-Verhaltens von Natursteinmauerwerk an zentrischen RILEM-Druckversuchen herangezogen. Demgemäß wird nach Festlegung der Materialeigenschaften die Kontaktsteifigkeit bis zum Erreichen des Konvergenzkriteriums iterativ angepasst. Eine geringere Kontaktsteifigkeit begünstigt zwar die Konvergenz der Gleichgewichtsiteration, allerdings geht damit auch eine größere Durchdringung der Elemente einher, was zu einer Verfälschung der Spannungs- und Deformationszustände führt. Dieser Zusammenhang zeigt sich auch in [Pflücke 2006] bei den Versuchsnachrechnungen unter Variation der Kontaktsteifigkeit an zentrischen RILEM-Druckversuchen aus Kalksandstein. Demzufolge nehmen mit abnehmender Kontaktsteifigkeit die vertikalen Formänderungen zu, wohingegen mit plausiblen Eingangsgrößen die Iteration aufgrund von Konvergenzproblemen vorzeitig abgebrochen wird. Da für die nachfolgenden Berechnungen das Last-Verformungs-Verhalten im Fokus steht, wird dementsprechend von einer iterativen Anpassung der Kontaktsteifigkeit abgesehen und eine etwaige Verschlechterung der Konvergenz konzediert. Hierbei ist jedoch anzumerken, dass durch die Wahl geeigneter Modellansätze ein vorzeitiger Abbruch der Gleichgewichtsiteration nicht vorlag.

Die Modellierung der Lagerfugen erfolgte durch die Zuweisung reibungsbehafteter Interface-Elemente. Demnach können neben Druckkräften senkrecht zur Lagerfuge auch Schubkräfte übertragen werden. Der erforderliche Reibungskoeffizient μ wird in Anlehnung an [EN 1996-1-1:2022] mit $\mu = 0,6$ zugrunde gelegt. Für die Modellierung der Stoßfugen werden die Kontaktelemente als reibungsfrei definiert, sodass ausschließlich Druckkräfte übertragen werden können, wobei die reibungsfreie Stoßfugenausbildung für die nachfolgende Betrachtung des einaxialen Wanddruckversuchs vernachlässigbar ist.

Die den Versuchsnachrechnungen zugrunde liegenden Materialkennwerte sowie Ver- und Entfestigungsparameter sind für beide Modelle in Tabelle 4.1 zusammengefasst. Der Kalibrierung der Eingangsparameter liegen die Querschnitts- und Verformungswerte aus Abschnitt 3.2.1 und 3.3.1.2 unter Berücksichtigung des tatsächlichen Lochbilds zugrunde. Die rechnerische Steinzugfestigkeit $f_{bt,cal}$ bzw. f_t des Planhochlochziegels wurde dabei in Anlehnung an [Schubert 2004] und [Raupach et al. 2023] mit $4 \div 6$ % der Steindruckfestigkeit angesetzt. Da sowohl für die biaxiale Druckfestigkeit des Planziegels als auch des Planziegelmauerwerks keine Richtwerte vorliegen, wurden diese in Anlehnung an die Betonfestigkeit bei ebenem Spannungszustand nach [Kupfer 1973] jeweils mit $f_b \approx f_c \cdot 1,2$ angenommen.

Tabelle 4.1: Materialkennwerte sowie Ver- und Entfestigungsparameter der FEM-Berechnungen der detaillierten 3D-Mikromodelle (mit: zentrischer Steindruckversuch = PHLz, einaxialer Wanddruckversuch = Wand)

Elastizitätskennwerte				Ver- und Entfestigungsparameter			
		Wand	PHLz			Wand	PHLz
E	[N/mm ²]	12.600	12.600	κ_{cm}	[-]	0,001345	0,00035
μ	[-]	0,15	0,15	κ_{cu}	[-]	0,001997	0,00080
Festigkeiten				Ω_{ci}	[-]	0,08	0,08
		Wand	PHLz	Ω_{cu}	[-]	0,85	0,30
f_c	[N/mm ²]	18,7	30,0	Ω_{cr}	[-]	0,15	0,15
f_t	[N/mm ²]	1,25	1,25	G_{ft}	[N/m]	75,0	75,0
f_b	[N/mm ²]	23,0	36,0	Ω_{tr}	[-]	0,10	0,10

Die Vernetzung beider Modelle erfolgte mit dem in ANSYS Mechanical implementierten 3D-Volumenelement SOLID185 mit linearer Ansatzfunktion (siehe Abbildung 4.8). Das Element wird durch acht Knoten mit je drei translatorischen und rotatorischen Freiheitsgraden festgelegt.

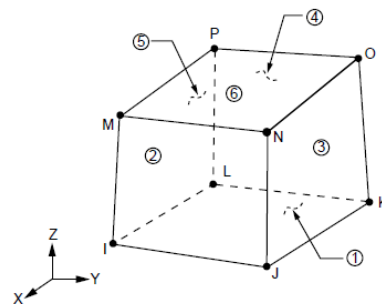


Abbildung 4.8: 3D-Volumenelement (SOLID185) – entnommen aus [ANSYS, Inc. 2022]

Wie in Abbildung 4.9 dargestellt wurde analog zu den experimentellen Druckversuchen in beiden FE-Modellen die Kopf- sowie die Auflagerplatte explizit abgebildet. Aufgrund der vertikalen Symmetrieachse der Wand erfolgte die Modellierung durch die Definition einer reibungsfreien Lagerung entlang der Symmetrieebene vereinfachend als Halbmodell. Die Unterseite der Auflagerplatte wurde jeweils als externe Verschiebung definiert, wobei alle translatorischen sowie rotatorischen Freiheitsgrade unterdrückt wurden. Zudem ist bei dem Wandmodell die Verformungsfähigkeit der Kopfplatte in Scheibenrichtung aufgrund der reibungsfreien Lagerung entlang der Symmetrieebene bereits unterbunden (siehe Abbildung 4.9b).

Als zusätzliche Lagerungsbedingung wird jeweils die Horizontalverschiebung in Plattenrichtung unterdrückt. Andernfalls wäre mit zunehmender plastischer Verformung des Prüfkörpers die Gleichmäßigkeit der Lasteinleitung durch eine Verschiebung der Kopfplatte in Plattenrichtung nicht mehr gewährleistet. Die Nachrechnungen beider Versuche erfolgen durch das Aufbringen einer Verschiebung u_y der Kopfplatte senkrecht zur Lagerfuge. Die Verschiebungsgröße u_y wurde jeweils bis zum Erreichen des Konvergenzkriteriums sukzessive gesteigert. Die daraus resultierenden Bruchlasten wurden in beiden Modellen auf die Bruttoquerschnittsfläche ohne Berücksichtigung des Lochbilds bezogen.

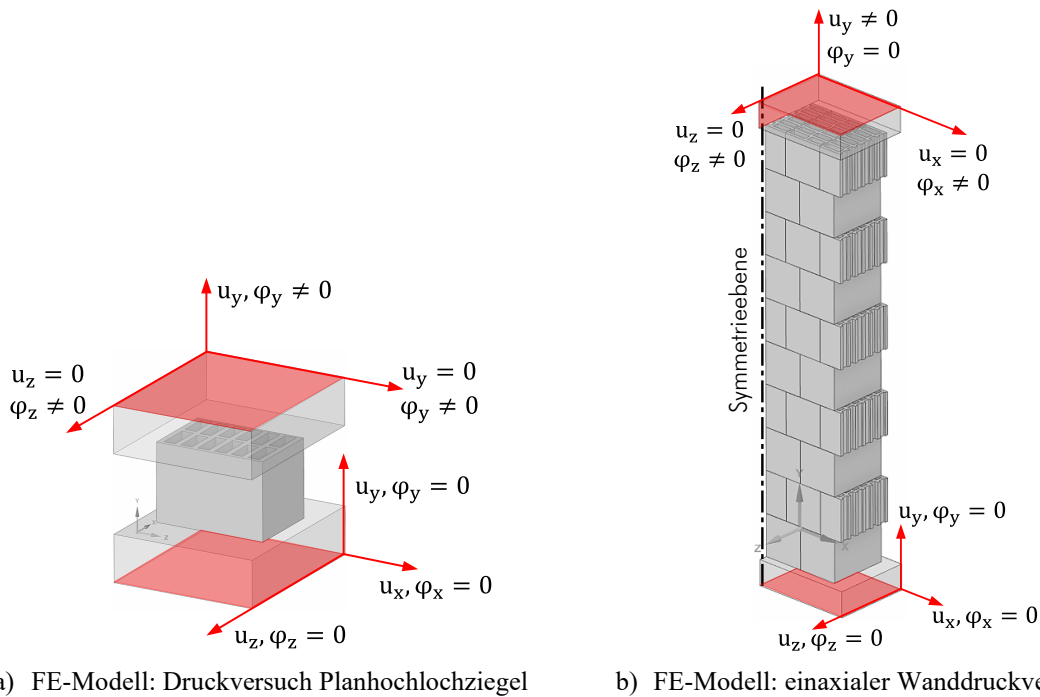


Abbildung 4.9: Detaillierte 3D-Mikromodelle beider Versuchsnachrechnung mit Angabe der Lagerungsbedingungen und Freiheitsgrade

Die Vergleiche der rechnerischen und experimentellen Last-Verformungs-Beziehungen sind in Abbildung 4.10 dargestellt und zeigen für beide Analysen eine sehr gute quantitative Übereinstimmung. Die Ermittlung der in Abbildung 4.10a veranschaulichten rechnerischen Querdehnung ε_q^+ und Längsstauchung ε_q^- erfolgte dabei analog zu der in Abschnitt 3.2.1 beschriebenen Vorgehensweise zur Messdatenauswertung der digitalen Bildkorrelation. Die Stauchungen des einaxialen Wanddruckversuchs in Abbildung 4.10b wurden entsprechend der experimentellen Versuchsauswertung über die aufgebrachte Verschiebungsgröße der Kopfplatte berechnet. Somit werden auch im FE-Modell die auftretenden Plastifizierungen und Entfestigungen über die Wandhöhe als verschmiert erfasst.

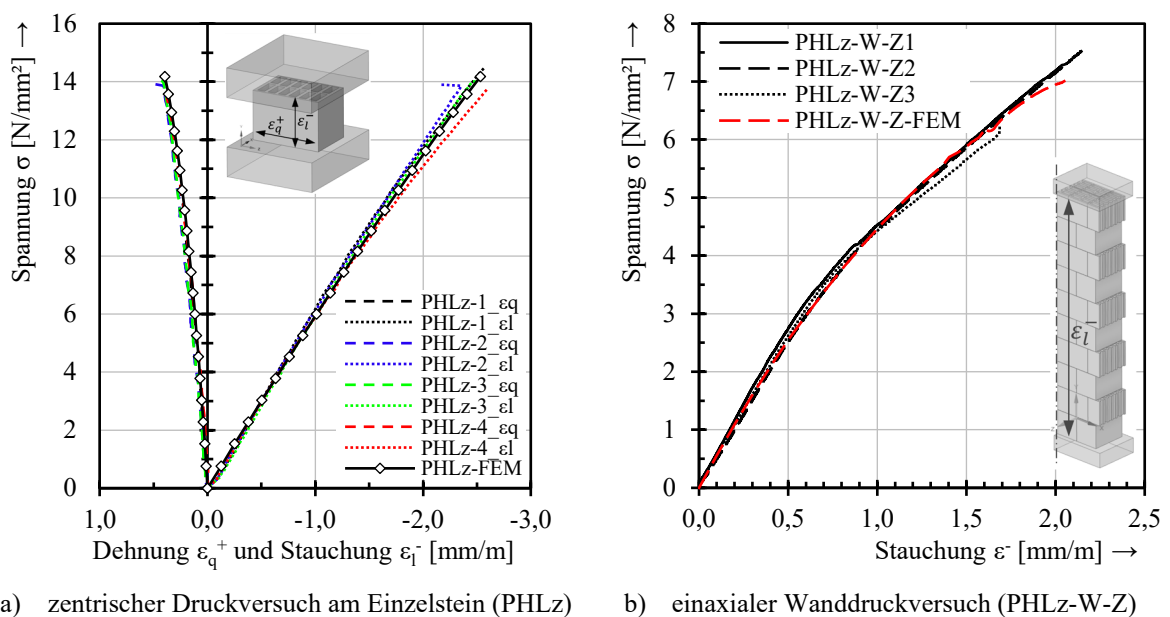


Abbildung 4.10: Vergleich der experimentellen und mittels detaillierter 3D-Mikromodelle berechneten Last-Verformungs-Beziehungen

Die Bruchspannung des zentrischen Druckversuchs am Planhochlochziegel unterschreitet mit $14,18 \text{ N/mm}^2$ bzw. $< 1,6 \%$ nur geringfügig den experimentellen Mittelwert und stimmt sehr gut mit den Versuchsergebnissen überein. In Hinblick auf die zu charakterisierenden Versagensmechanismen liefern jedoch weiterführende Spannungsanalysen nur wenig Aufschluss. Wesentliche Effekte bedingt durch den Mauerwerksverband und damit verbundene Lastumlagerungen fließen bei der Ermittlung der Steindruckfestigkeit nicht mit ein. Aus diesem Grund wird von detaillierteren Darstellungen der Spannungs- sowie Dehnungszustände des zentrischen Druckversuchs am Planhochlochziegel abgesehen.

Die resultierende Spannung des einaxialen Wanddruckversuchs bei Erreichen der maximalen Verschiebungsgröße der Kopfplatte ergibt sich zu $7,01 \text{ N/mm}^2$ und weicht mit $1,3 \%$ nur geringfügig vom experimentellen Mittelwert ab. Die Spannungsanalyse zeigt auch, dass die Entfestigung maßgeblich ab einem Normalspannungsniveau von $\sigma_y \sim 5,56 \text{ N/mm}^2$ einsetzt. Mit zunehmender Verschiebung der Kopfplatte nimmt diese bis zu einer Normalspannung von $\sigma_y \sim 6,15 \text{ N/mm}^2$ überproportional zu. Dieser Sachverhalt korrespondiert auch mit der experimentellen Beobachtung, wonach bei Prüfkörper PHLZ-W-Z3 (zentrischer Wanddruckversuch) die Entfestigung kurz vor Erreichen der Bruchspannung einsetzte. Dabei weicht das rechnerische Spannungsniveau bei Beginn der überproportionalen Entfestigung mit $2,4 \%$ nur geringfügig von der experimentellen Bruchspannung des Prüfkörpers PHLZ-W-Z3 von $6,30 \text{ N/mm}^2$ ab. Die Entfestigung kann mithilfe der in Abbildung 4.11 enthaltenen Darstellungen der plastischen Hauptdehnungen bei den maßgebenden Spannungsniveaus gut nachvollzogen werden.

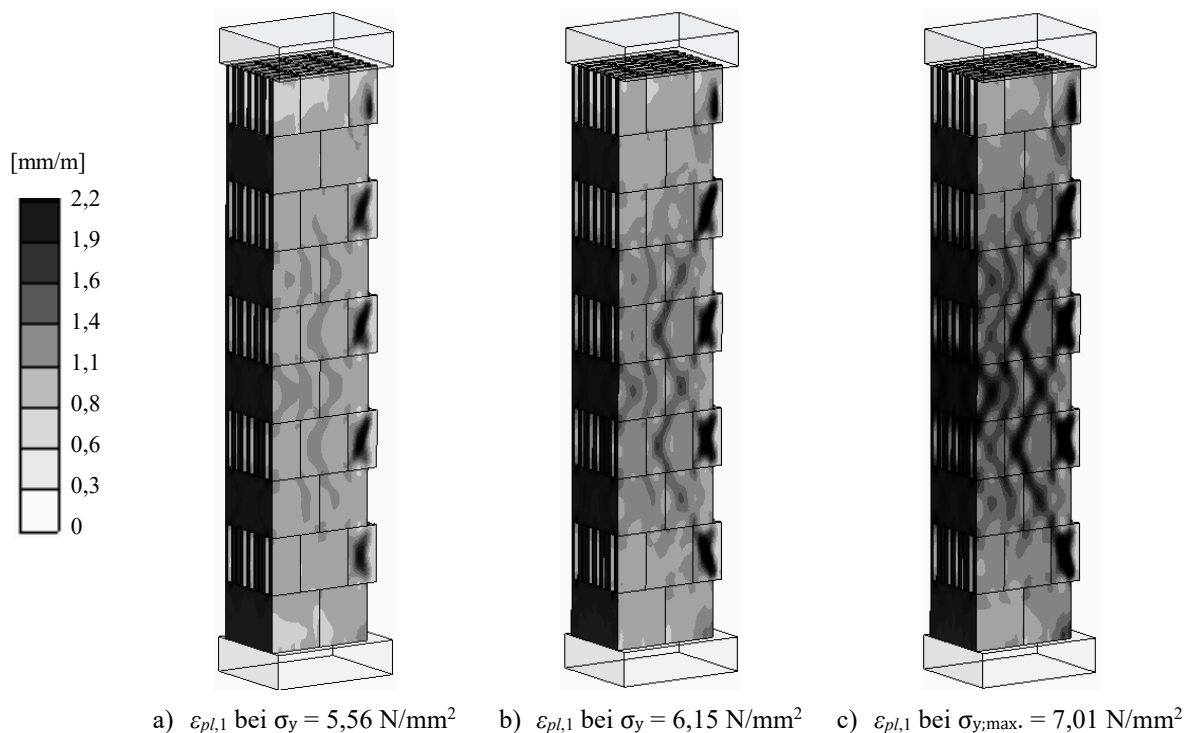


Abbildung 4.11: Vergleich der plastischen Hauptdehnungen $\varepsilon_{pl,1}$ bei unterschiedlichen Normalspannungen σ_y

Dabei wird insbesondere der Einfluss des Überbindemaßes l_{o1} mit $h_u \cdot 0,4$ und der daraus bedingte Versatz zwischen Innen- und Außenquersteg deutlich. Aufgrund des Lochbilds kann sich demnach kein gleichmäßiger Kraftfluss einstellen, sodass hieraus eine zusätzliche Scherbeanspruchung der Längssteg resultiert. Die Entfestigung stellt sich somit durch diagonal über die Steinhöhe verlaufende plastische Verformungen ein. Diese können durch Versuchsbeobachtungen äquivalent der sich einstellenden Rissbildung zugeordnet werden, was dem für das untersuchte Planziegelmauerwerk charakteristischen Versagensmechanismus entspricht.

4.2.3 Vereinfachtes 2D-Mikromodell

Analog zum vorherigen Abschnitt wird nachstehend die Modellierungsstrategie eines vereinfachten 2D-Mikromodells anhand des zentrischen Stein- und einaxialen Wanddruckversuchs dargelegt. Gemäß der Modellierungsstrategie werden Einflüsse bedingt durch das Verbandmauerwerk – wie bspw. Effekte infolge Lochbild und Überbindemaß – über die einzelnen Steinlagen als verschmiert betrachtet.

Die Modellierung der Lagerfugen erfolgte analog zum detaillierten 3D-Mikromodell mittels reibungsbehafteter Interface-Elemente sowie eines Reibungskoeffizienten von $\mu = 0,6$. In Tabelle 4.2 sind die zugehörigen Materialkennwerte sowie Ver- und Entfestigungsparameter beider Modelle zusammengefasst. Diese wurden auf Grundlage der Querschnitts- und Verformungswerte aus Abschnitt 3.2.1 und 3.3.1.2 entsprechend kalibriert.

Tabelle 4.2: Materialkennwerte sowie Ver- und Entfestigungsparameter der FEM-Berechnungen der vereinfachten 2D-Mikromodelle (mit: zentrischer Steindruckversuch = PHLz, einaxialer Wanddruckversuch = Wand)

Elastizitätskennwerte				Ver- und Entfestigungsparameter			
		Wand	PHLz			Wand	PHLz
E	[N/mm ²]	5.900	5.900	κ_{cm}	[-]	0,00190	0,00025
μ	[-]	0,15	0,15	κ_{cu}	[-]	0,00195	0,00030
Festigkeiten				Ω_{ci}	[-]	0,08	0,05
		Wand	PHLz	Ω_{cu}	[-]	0,85	0,85
f_c	[N/mm ²]	6,00	13,0	Ω_{cr}	[-]	0,15	0,15
f_t	[N/mm ²]	0,35	0,10	G_{ft}	[N/m]	150	150
f_b	[N/mm ²]	7,20	14,4	Ω_{tr}	[-]	0,10	0,10

Die Vernetzung der Modelle erfolgte mit dem in ANSYS Mechanical implementierten 2D-Scheibenelement PLANE183 mit quadratischer Ansatzfunktion und ist in Abbildung 4.12 dargestellt. Das Element wird durch acht Knoten mit zwei translatorischen und einem rotatorischen Freiheitsgrad definiert.

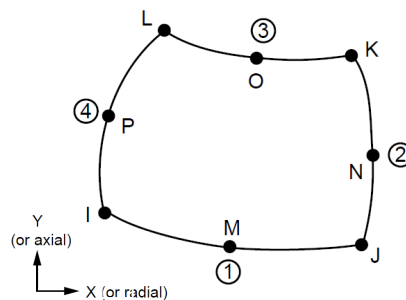
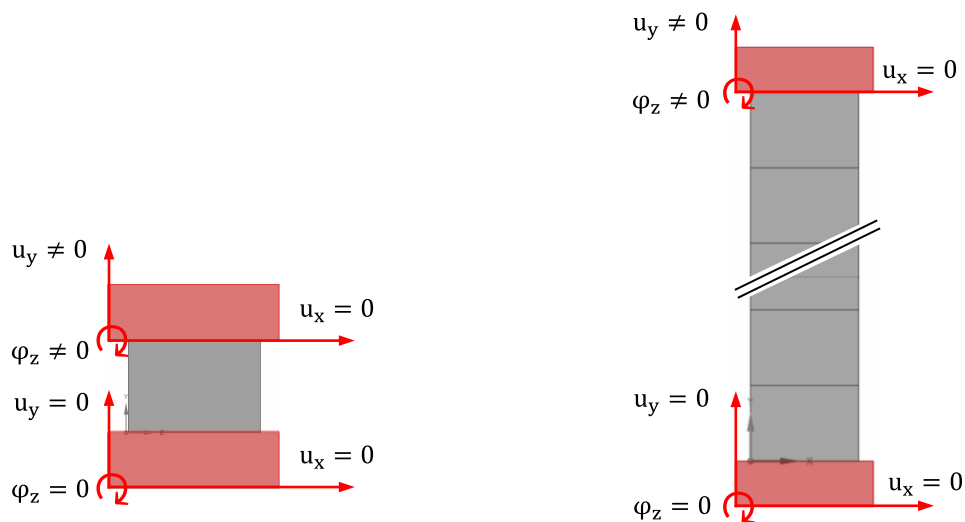


Abbildung 4.12: 2D-Scheibenelement (PLANE183) – entnommen aus [ANSYS, Inc. 2022]

Die Modellierung der einzelnen Planziegel erfolgte wie in Abbildung 4.13 dargestellt als homogener Querschnitt ohne Berücksichtigung des Lochbilds. Alternativ dazu wird in [Reitmayer 2014] das Lochbild durch die Definition von unterschiedlichen Elementdicken senkrecht zur Lagerfuge entsprechend den Steganteilen in Scheibenrichtung erfasst. Somit werden zwar die unterschiedlichen Steifigkeiten der Quer- und Längsstege in Rechnung gestellt, allerdings bleiben in Bezug auf die Entfestigung nach wie vor wesentliche Effekte infolge des Läuferverbands unberücksichtigt. Da nachfolgend die Charakterisierung des Last-Verformungs-

Verhaltens im Fokus steht, liefert der Ansatz nach [Reitmayer 2014] gegenüber einer Idealisierung als homogener Querschnitt für die eigene Berechnung keinen Mehrwert, weshalb von diesem oder vergleichbaren Modellierungsansätzen abgesehen wird. In Bezug auf die Kontaktsteifigkeit wird diese entsprechend dem detaillierten 3D-Modellansatz übernommen.

Wie auch im vorherigen 3D-Modell werden jeweils die Kopf- und Auflagerplatten in den 2D-Modellen explizit abgebildet. Die Lagerungsbedingung der Auflagerplatte erfolgt beide Male durch die Definition einer externen Verschiebung, wobei alle Freiheitsgrade – Verschiebung in x- und y-Achse sowie Rotation um die z-Achse – unterdrückt wurden (siehe Abbildung 4.13). Analog zu der im vorherigen Abschnitt dargelegten Begründung wurde neben der aufgebrauchten vertikalen Verschiebungsgröße die Horizontalverschiebung der Kopfplatten unterbunden.



a) Makromodell: Druckversuch Planhochlochziegel b) Vereinfachtes 2D-Mikromodell: einaxialer Wanddruckversuch als Teildarstellung des FE-Modells

Abbildung 4.13: Vereinfachte 2D-Mikromodelle beider Versuchsnachrechnungen mit Angabe der Lagerungsbedingungen und Freiheitsgrade

Abbildung 4.14a und Abbildung 4.14b zeigen die sehr gute Übereinstimmung der rechnerischen Last-Verformungs-Beziehungen gegenüber den experimentellen Versuchsergebnissen. Die aus dem Erreichen der maximalen Verschiebungsgröße der Kopfplatte resultierende Normalspannung ergibt sich beim Wanddruckversuch zu $\sigma_y = 7,45 \text{ N/mm}^2$ und weicht um den Faktor 1,05 nur geringfügig vom experimentellen Mittelwert ab. Die Abweichung der rechnerischen zentrischen Steindruckfestigkeit mit $f_{st,FEM} = 14,28 \text{ N/mm}^2$ gegenüber der experimentellen mittleren Bruchspannung beträgt dagegen $< 1,0 \%$.

Eine weiterführende Spannungsanalyse und Charakterisierung der Versagensmechanismen wird jedoch bei dieser Modellierungsstrategie als nicht zielführend bewertet. Aufgrund des vereinfachten Modellierungsansatzes können maßgebende Effekte wie bspw. der aus dem Lochbild resultierende Versatz der Außen- und Innenquerstege innerhalb des Mauerwerksverbands nicht adäquat abgebildet werden. Dies zeigt sich auch bei der Nachrechnung der Querdehnung des zentrischen Druckversuchs in Abbildung 4.14a. Die mit zunehmendem Spannungsniveau ansteigende Abweichung resultiert aus dem vereinfachten Ansatz, wonach eine örtliche Entfestigung im Kontaktbereich zwischen Längs- und Außenquersteg vernachlässigt wird. Aus diesen Gründen kann auf weiterführende Spannungsanalysen sowohl auf Einzelstein- als auch auf Systemebene verzichtet werden.

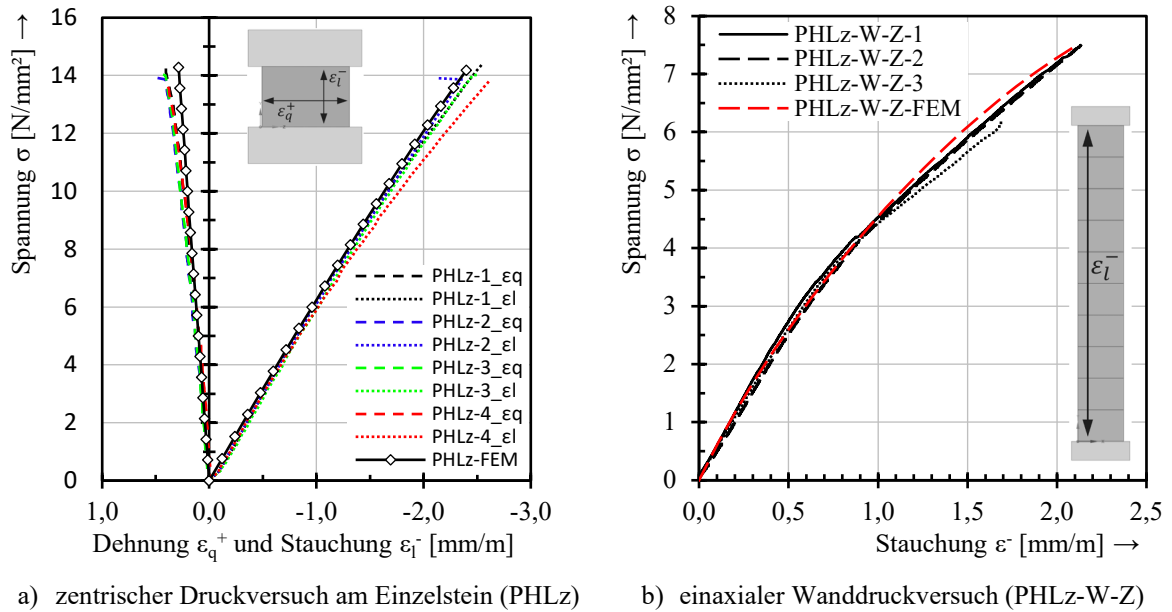


Abbildung 4.14: Vergleich der experimentellen und mittels vereinfachter 2D-Mikromodelle berechneten Last-Verformungs-Beziehungen

4.2.4 Bewertung der Modellierungsansätze

Die Versuchsnachrechnungen mittels beider Modellierungsstrategien haben gezeigt, dass das nichtlineare Materialverhalten von Mauerwerk mit dem Materialgesetz nach *MENETREY-WILLAM* und den in ANSYS Mechanical implementierten Ver- und Entfestigungsansätzen zutreffend abbildbar ist. Sowohl das detaillierte 3D- als auch 2D-Modell kann auf Basis experimenteller Versuchsergebnisse gut kalibriert werden. Auch bei fehlenden experimentellen Eingangsgrößen – wie im vorliegenden Fall die Bruchenergie G_{ft} , die rechnerische Steinzugfestigkeit $f_{bt,cal}$ und die biaxiale Festigkeit f_b – können diese durch Richtwerte aus der Literatur gut abgeschätzt und entsprechend kalibriert werden. So ergibt sich mittels Richtwerten für die Bruchenergie G_{ft} nach [Dmitriev et al. 2020] und [CADFEM GmbH 2020] sowie die Steinzugfestigkeit $f_{bt,cal}$ in Anlehnung an [Schubert 2004] und [Raupach et al. 2023] als auch die zwei-axiale Festigkeit f_b nach [Kupfer 1973] eine gute Übereinstimmung der Versuchsnachrechnungen.

Für einen direkten Vergleich beider Modellierungsansätze werden nachfolgend die Abweichungen zur experimentellen Arbeitslinie gegenübergestellt und quantifiziert. Dabei wird als Referenzwert der experimentellen Arbeitslinie die Approximation gemäß Gl. (3.1) mit den entsprechenden Ansatzparametern c und n aus Abschnitt 3.2.1 und Abschnitt 3.3.1.2 zugrunde gelegt. Die Quantifizierung der Abweichung erfolgt nach Gl. (4.25) über das Verhältnis des Sekantenmoduls ηE_S bei gleicher Stauchung ε_i der approximierten und numerischen Arbeitslinie. Dabei entspricht $f_{i,FEM}$ das zur Stauchung ε_i zugehörige, auf Bruttoquerschnittsfläche bezogene Normalspannungsniveau σ_y gemäß der FE-Berechnung. Somit kann der Verhältniswert ηE_S auch als Steifigkeitsabweichung der rechnerischen zur approximierten Spannungs-Dehnungs-Beziehung interpretiert werden.

$$\eta E_S = \frac{f_{i,FEM}}{f_m \cdot \left[c \cdot \frac{\varepsilon_i}{\varepsilon_f} - (c-1) \left(\frac{\varepsilon_i}{\varepsilon_f} \right)^n \right]} \quad (4.25)$$

In Abbildung 4.15 sind die entsprechenden Abweichungen über die normierte Stauchung $\eta\varepsilon$ dargestellt, wobei als Bezugsgröße für die Normierung die jeweilige rechnerische Bruchstauchung ε_f gemäß der FEM-Analyse zugrunde liegt. Zusätzlich werden die jeweiligen mittleren absoluten prozentualen Fehler Δ_m mit angegeben, welche die mittlere Abweichung zur approximierten Arbeitslinie widerspiegeln.

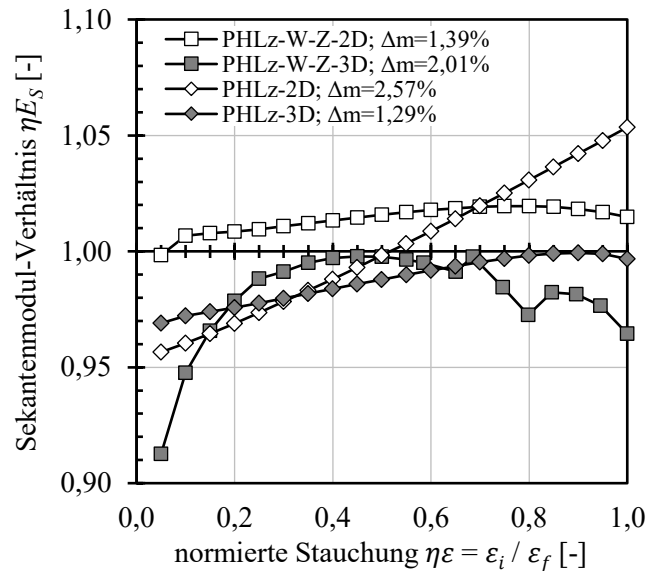


Abbildung 4.15: Abweichung zwischen rechnerischem und approximiertem Sekantenmodul beider Versuchsnachrechnungen (mit: PHLz = Steindruckversuch, PHLz-W-Z = Wanddruckversuch)

Folglich ist zu konstatieren, dass die Steifigkeiten mittels beider Modellierungsansätze zufriedenstellend abgebildet werden können. Speziell auf Wandebene (PHLz-W-Z) ergibt sich mittels des vereinfachten 2D-Mikromodells mit $\Delta_m = 1,39\%$ nur eine sehr geringfügige Abweichung gegenüber der experimentellen Arbeitslinie. Nachteil dieser Modellierungsstrategie stellt jedoch die nur bedingt zweckmäßige Spannungsanalyse lokaler Strukturbereiche dar. Demgegenüber konnten mit dem detaillierten 3D-Mikromodell die wesentlichen Versagensmechanismen des einaxialen Wanddruckversuchs sehr gut abgebildet werden, was sich auch durch Versuchsbeobachtungen bestätigte. Allerdings ist zu anmerken, dass für die in Abschnitt 5 durchzuführende Parameterstudie zur Schnittgrößenermittlung am Außenwand-Decken-Knoten maßgeblich das Verformungsverhalten unter Berücksichtigung klaffender Lagerfugen im Fokus steht (vgl. Abschnitt 3.5.4). Eine Spannungsanalyse oder Bewertung der Plastifizierung – Entfestigung infolge von Druck- und Zugspannungen – ist hierfür nicht erforderlich. Darüber hinaus stellt die praktische Anwendbarkeit ein wesentliches Kriterium für die Wahl des Modellierungsansatzes dar und macht den erforderlichen Kompromiss zwischen geforderter Genauigkeit und Zweckmäßigkeit deutlich. Hier zeigt sich, dass die Modellierungsstrategie des detaillierten 3D-Mikromodells für eine Parameterstudie aufgrund des hohen Rechenaufwands keine zielführende Option darstellt. Aus diesem Grund wird für die weiterführende Analyse der Modellierungsansatz eines detaillierten 2D-Mikromodells verfolgt.

4.3 Verifizierung des Rechenmodells

Die Verifizierung des vereinfachten 2D-Mikromodells hinsichtlich des Systemverhaltens erfolgt auf Grundlage der in Abschnitt 3.4 dargelegten Teilflächenbelastungen sowie der Versuche am Gesamtsystem des Außenwand-Decken-Knotens in Abschnitt 3.5. Auf diese Weise soll der dominierende nichtlineare Effekt – bedingt durch das Klaffen der Lagerfugen – auf

Basis unterschiedlicher Beanspruchungssituationen und Prüfgeometrie verifiziert werden. Hierfür liegen als Eingangsgrößen für die nachfolgenden Verifikationsrechnungen die Parameter nach Tabelle 4.2 zugrunde.

4.3.1 Moment-Krümmungs-Beziehung

Als Grundlage zur Verifizierung des Rechenmodells werden die experimentellen Moment-Krümmungs- bzw. ΦM - κ -Beziehungen herangezogen. Da die Modellierung des vereinfachten 2D-Mikromodells analog zu dem in Abschnitt 4.2.3 beschriebenen zentrischen Wanddruckversuch erfolgte, kann nachfolgend auf weitere Ausführungen in Bezug auf die Modellbildung verzichtet werden. Die Versuchsnachrechnung erfolgt entsprechend den experimentellen Teilflächenbelastungen kraft geregelt, wobei die Last iterativ bis zum Erreichen des Konvergenzkriteriums gesteigert wurde. Entsprechend der experimentellen Auswertung wird als statisches Ersatzsystem eine Kragstütze zugrunde gelegt sowie Effekte infolge Theorie II. Ordnung vernachlässigt, sodass eine über die Stablänge konstante ΦM - κ -Beziehung vorliegt. Die Ermittlung der Krümmung erfolgt ebenfalls in Anlehnung an die experimentelle Auswertung über senkrecht verlaufende Längsschnitte mit anschließender linearer Regression nach Gl. (3.29).

Die Ergebnisse der Versuchsnachrechnung des RILEM-Prüfkörpers (PHLZ-R-F_Z) bei zentrischer Beanspruchung sind in Abbildung 4.16a und Abbildung 4.16b dargestellt und zeigen eine gute Übereinstimmung mit den experimentellen Versuchsergebnissen. Die bei Erreichen des Konvergenzkriteriums aufnehmbare Last ergibt sich zu 1620 kN und weicht dabei um den Faktor 1,022 nur geringfügig vom experimentellen Mittelwert ($F_{Z,m} = 1585$ kN) ab. Das Versagen stellt sich ähnlich wie im experimentellen Versuch durch eine progressive Entfestigung der druckzugewandten Querschnittsseite ein. Hierzu sind exemplarisch in Abbildung 4.16a die Normalspannung σ_y und die plastischen Vergleichsdehnungen $\varepsilon_{pl,eqv}$ bei Erreichen der Versagenslast dargestellt.

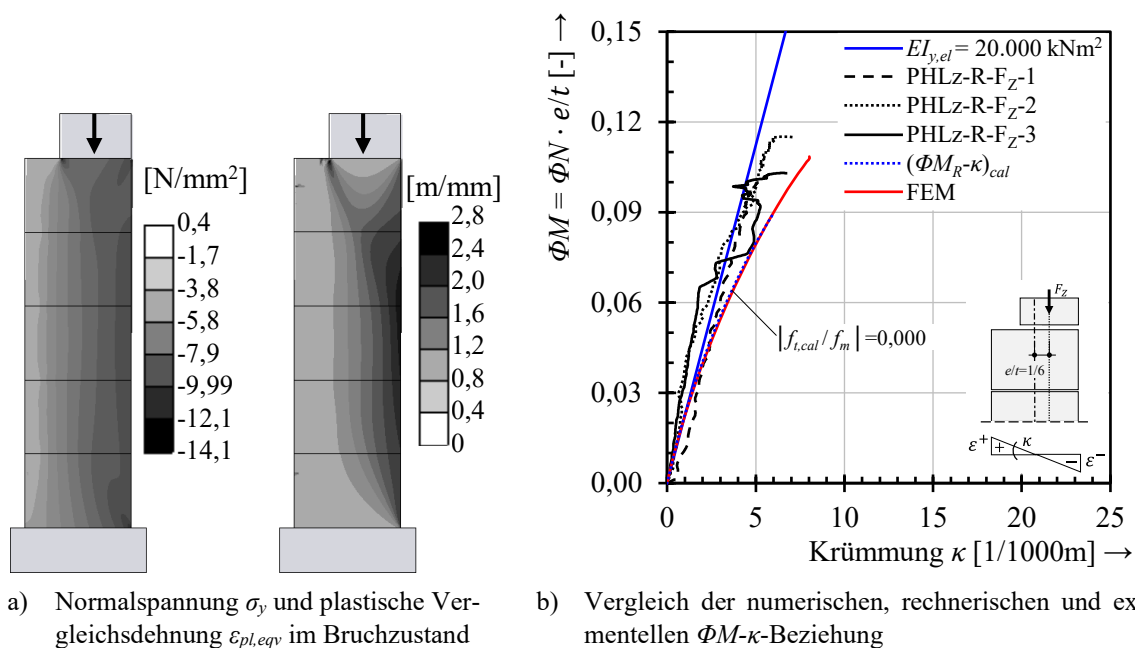


Abbildung 4.16: Vergleich der numerischen mit der rechnerischen $(\Phi M-\kappa)_{cal}$ - und experimentellen ΦM - κ -Beziehung bezogen auf Bruttoquerschnittsebene – zentrische Beanspruchungssituation

Auch für den Vergleich mit der in Abschnitt 3.4.4.2 ermittelten rechnerischen Moment-Krümmungs-Beziehung ($\Phi M-\kappa$)_{cal} zeigt sich in Abbildung 4.16b eine sehr gute Übereinstimmung. Demnach kann mit dem verwendeten Materialmodell sowie den entsprechenden Ver- und Entfestigungsansätzen die Versagenslast gegenüber der analytischen Querschnittstragfähigkeit um 20,8 % gesteigert werden. Allerdings wird entgegen der experimentellen $\Phi M-\kappa$ -Beziehung in Abbildung 4.16b auch deutlich, dass sich im Rechenmodell eine geringfügige beanspruchungsbedingte Steifigkeitsabnahme ergibt. Analog zur rechnerischen Moment-Krümmungs-Beziehung ($\Phi M-\kappa$)_{cal} tritt mit zunehmender Biegebeanspruchung ein Klaffen der Lagerfugen ein, wohingegen die experimentelle Auswertung ergab, dass der Querschnitt überdrückt bleibt. Das Klaffen der Lagerfugen wird auch durch die in Abbildung 4.16b dargestellte Normalspannung σ_y mit $\sigma_y = 0$ deutlich. Als mögliche Ursache für die Abweichung kommt zum einen der vereinfachte Modellierungsansatz des 2D-Modells in Betracht und der damit einhergehende Umstand, dass Effekte infolge des Lochbilds und Überbindemaßes über die einzelnen Steinlagen als verschmiert betrachtet werden. Zum anderen wurden auf der sicheren Seite liegend die Lagerfugen mittels reibungsbehafteter Kontaktelemente abgebildet, welche mit $\mu = 0,6$ entsprechend neben Reibungskräften ausschließlich Druckkräfte übertragen können. Dennoch ist in Bezug auf das Systemverhalten zu konstatieren, dass mittels 2D-Modellierungsansatz eine zufriedenstellende Versuchsnachrechnung erzielt wird.

Die Ergebnisdarstellung der Beanspruchungssituation am Wandkopf des RILEM-Prüfkörpers (PHLZ-R-F_K) erfolgt auf gleiche Weise. Demzufolge sind in Abbildung 4.17a die Normalspannung σ_y und plastischen Vergleichsdehnungen $\epsilon_{pl,eqv}$ bei Erreichen der Versagenslast sowie in Abbildung 4.17a die zugehörigen $\Phi M-\kappa$ -Beziehungen dargestellt. Die rechnerische Versagenslast beträgt in diesem Fall 570 kN und weicht vom experimentellen Mittelwert ($F_{K,m} = 622$ kN) um 8,4 % ab. Auch der Vergleich mit den experimentellen Versagensbildern (vgl. Abschnitt 3.4.3) zeigt, dass die Versagensmechanismen mit dem vereinfachten 2D-Mikromodell gut nachvollzogen werden können. Folglich wird auch im FE-Modell das Versagen durch das Plastifizieren der druckbeanspruchten Querschnittsseite initiiert, wobei die Plastifizierung deutlich weniger ausgeprägt ist als bei zentrischer Beanspruchung, was auch mit den Versuchsbeobachtungen korreliert (vgl. photogrammetrische Auswertung in Abschnitt 3.4.1 und 3.4.3).

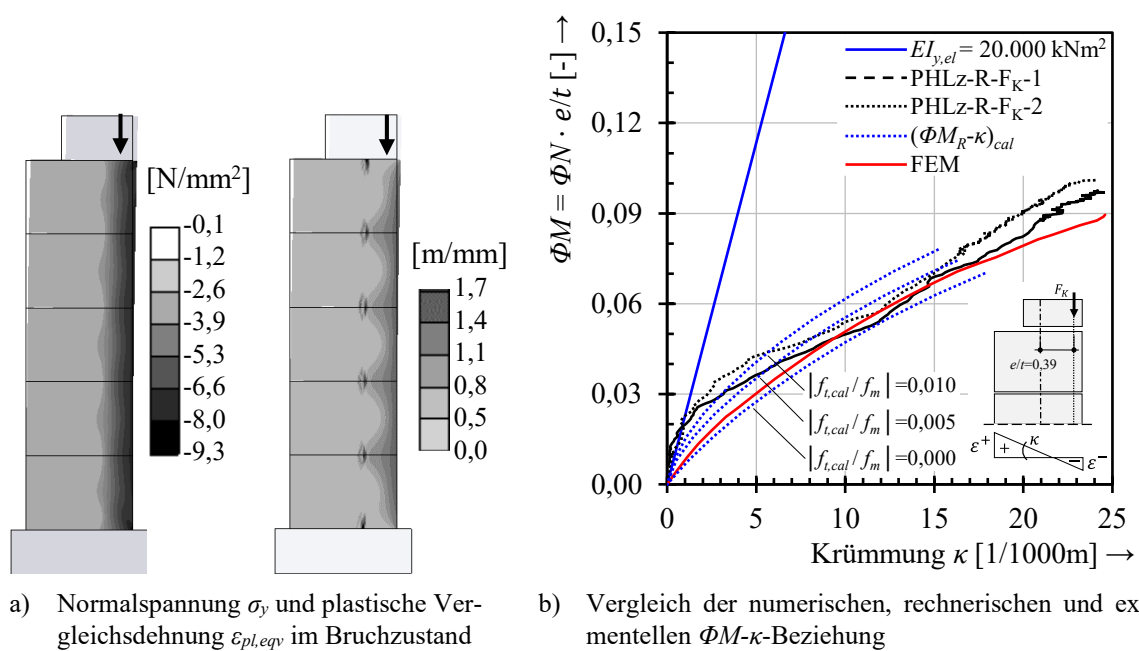


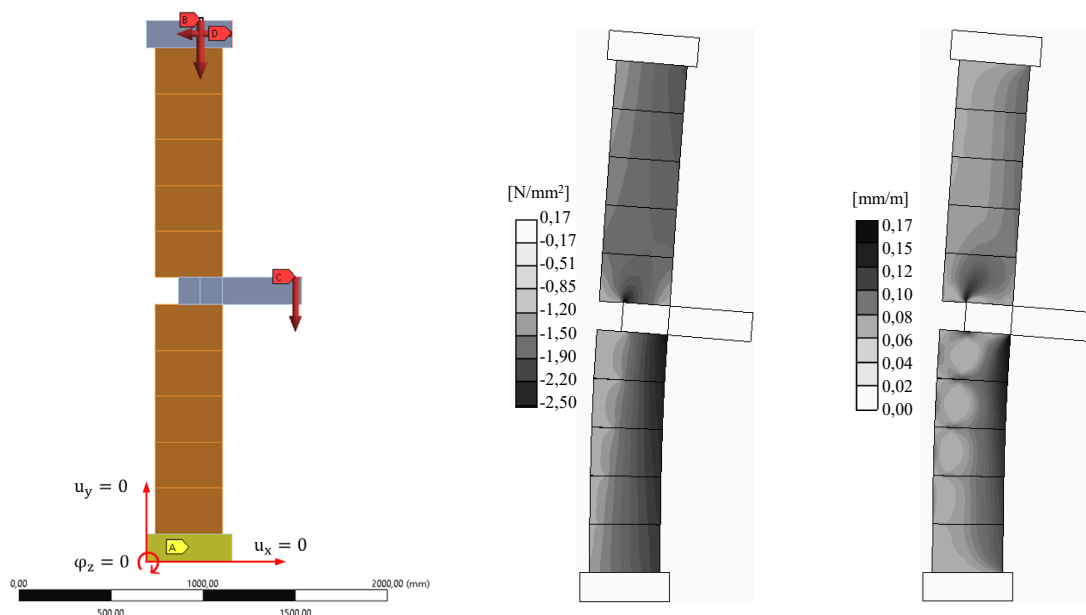
Abbildung 4.17: Vergleich der numerischen mit der rechnerischen $(\Phi M-\kappa)_{cal}$ - und experimentellen $\Phi M-\kappa$ -Beziehung bezogen auf Bruttoquerschnittsebene – Beanspruchungssituation am Wandkopf

Hinsichtlich der Moment-Krümmungs-Beziehung wird deutlich, dass aufgrund der reibungsbehafteten Kontaktelemente der bilineare Übergang der experimentellen ΦM - κ -Beziehung nur als verschmiert erfasst werden kann. Dabei zeigt sich korrespondierend zu den experimentellen ΦM - κ -Beziehungen, dass die zu Beginn eintretende Steifigkeitsreduktion auf das Klaffen der Lagerfugen zurückzuführen ist. Plastische Verformungen – im Bereich der druckbeanspruchten Querschnittsseite – treten erst ab einem Auflastniveau $N = 400$ kN bzw. $\Phi M = 0,063$ auf. Mit zunehmender Biegebeanspruchung gleichen sich die Moment-Krümmungs-Beziehungen an, sodass die Versuchsnachrechnung den experimentellen Steifigkeitsverlauf im Mittel gut widerspiegelt. Dieser Sachverhalt zeigt sich auch gegenüber den rechnerischen Moment-Krümmungs-Beziehungen $(\Phi M-\kappa)_{cal}$. Analog zur zentrischen Beanspruchung wird auch hier deutlich, dass gegenüber den rechnerischen Querschnittstragfähigkeiten die Versagenslast durch die verwendeten Modellierungsansätze deutlich gesteigert wird. Wesentlicher Grund hierfür ist, dass anders als auf Querschnittsebene im FE-Modell die mitwirkende Zugversteifung des Planziegels explizit erfasst wird.

Hinsichtlich der weiterführenden Verifikationsrechnung am Außenwand-Decken-Knoten ist anzumerken, dass die beanspruchungsbedingte Steifigkeitsabnahme infolge klaffender Lagerfugen zufriedenstellend abgebildet wird. Auch die wesentlichen Versagensmechanismen können durch die homogenisierten Riss- und Entfestigungsmodelle nach Abschnitt 4.1.2 und Abschnitt 4.1.3 rechnerisch zutreffend beschrieben sowie durch Versuchsbeobachtungen bestätigt werden.

4.3.2 Moment-Rotation-Interaktion

Die Modellierung des Rechenmodells für die Nachrechnung der Versuche am Außenwand-Decken-Knoten erfolgt analog zur Verifikationsrechnung der zentrischen Wanddruckversuche und der Teilflächenbelastungen am RILEM-Prüfkörper. Die Wandnormalkraft sowie die Konsol- und Horizontallast werden dabei gemäß den experimentellen Untersuchungen nach den in Abschnitt 3.5.2 beschriebenen Laststufen aufgebracht. Hinsichtlich der Kontaktzone des Außenwand-Decken-Knotens wurden diese im Rechenmodell ebenfalls durch reibungsbehaftete Interface-Elemente mit $\mu = 0,6$ abgebildet. Die auskragende Stahlkonsole geht entsprechend der Lasteinleitungsplatte linear-elastisch mit einem E-Modul von 210.000 N/mm² in die Berechnung ein. Das vereinfachte 2D-Mikromodell mit Angabe der Lagerungsbedingungen und Lasteinleitung ist in Abbildung 4.18 dargestellt. Zudem werden exemplarisch der Normalspannungsverlauf σ_y und die elastisch-plastische Hauptdehnung $\varepsilon_{1,el.pl}$ des AWDK-2 bei einem Auflastniveau von $N = 200$ kN sowie einem Konsolmoment von $M = 26$ kNm (Momentenverteilung: $M_{WK} = M_{WF} = 13$ kNm) abgebildet.



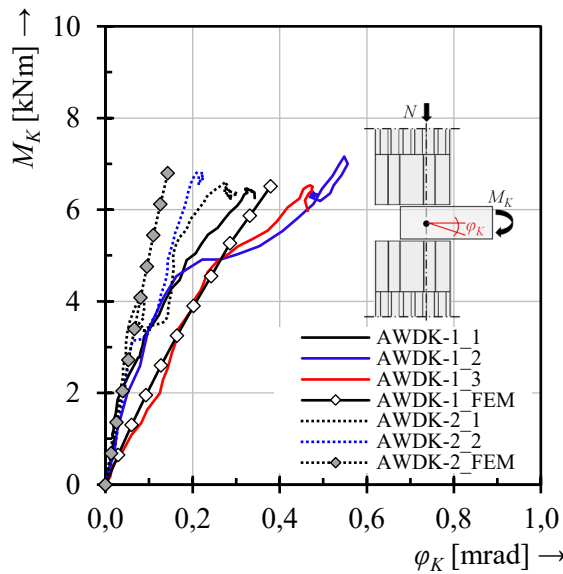
a) Rechenmodell mit Angabe der Lagerungsbedingungen und Einwirkungen b) Normalspannung σ_y c) elastisch-plastische Hauptdehnungen $\epsilon_{1,el.pl}$

Abbildung 4.18: Vereinfachtes 2D-Mikromodell der Versuchsnachrechnungen sowie exemplarische Ergebnisdarstellung der resultierenden Spannungs- und Dehnungszustände

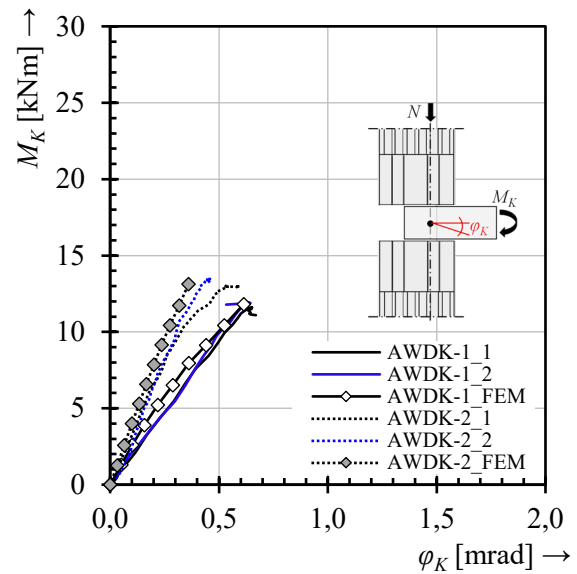
Im Fokus der Versuchsnachrechnung steht die realistische Erfassung des nichtlinearen Systemverhaltens des Außenwand-Decken-Knotens bedingt durch das Klaffen der Lagerfugen. Die experimentellen Ergebnisse in Abschnitt 3.5.4 haben hierzu gezeigt, dass mit zunehmendem Auflastniveau die Proportionalitätsgrenze der M_K - ϕ_K -Interaktion sukzessive ansteigt und die Konsolrotation ϕ_K bereits ab einem Auflastniveau von $250 \div 300$ kN nahezu linear zunimmt. Aus diesem Grund liegt der Schwerpunkt der nachfolgenden Verifikationsrechnung auf den Versuchsdurchführungen des AWDK-1 und AWDK-2 mit einem Auflastniveau von $50 \div 200$ kN. Für die Ermittlung der zugehörigen Konsolrotation ϕ_K werden hierzu nach Gl. (4.26) die jeweils linearisierte Vertikalverschiebung du_y der Konsole und die horizontale Auslenkung der Systemachse du_x differenziert. Anschließend wird analog zur experimentellen Auswertung nach Abschnitt 3.5.2 entsprechend einer Starrkörperrotation die Differenz, welche die Konsolrotation ϕ_K darstellt, ermittelt.

$$\phi_K = \frac{du_y}{dx} - \frac{du_x}{dx} \tag{4.26}$$

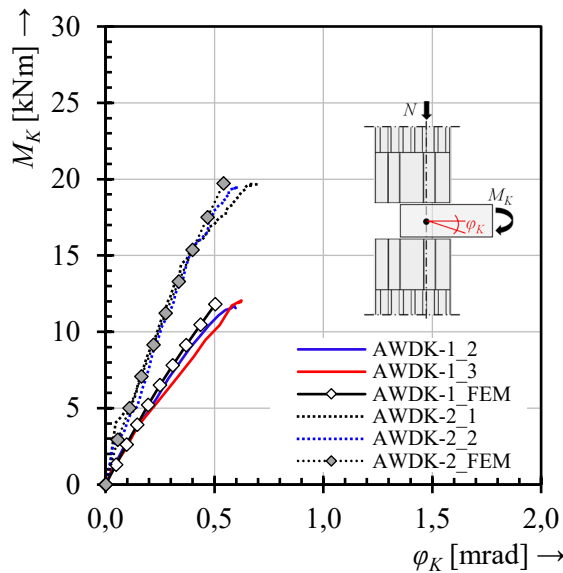
In Bezug auf die Berechnung der Biegemomente am Wand-Decken-Knoten zeigen theoretische Untersuchungen von [Baier 2007a] und [Jäger et al. 2007], dass der Einfluss aus Theorie II. Ordnung vernachlässigbar ist. Dementsprechend wird nachfolgend das Konsolmoment M_K mit $M_K = N_K \cdot 0,5$ m nach Theorie I. Ordnung über die Konsolkraft N_K und mit einem Hebelarm von 0,5 m bezogen auf die Systemachse bei halber Auflagertiefe ermittelt. Die sich daraus ergebenden Versuchsnachrechnungen sind in Abbildung 4.19 zusammengefasst. Für eine bessere Vergleichbarkeit werden die Versuchsnachrechnungen des AWDK-1 ($M_{WF} / M_{WK} = 1/3$) und AWDK-2 ($M_{WF} / M_{WK} = 1$) mit gleichem Auflastniveau in einem Diagramm gegenübergestellt. Dabei wird deutlich, dass mit dem verwendeten Materialmodell und Modellierungsansatz das nichtlineare Systemverhalten des Außenwand-Decken-Knotens gut abgebildet wird.



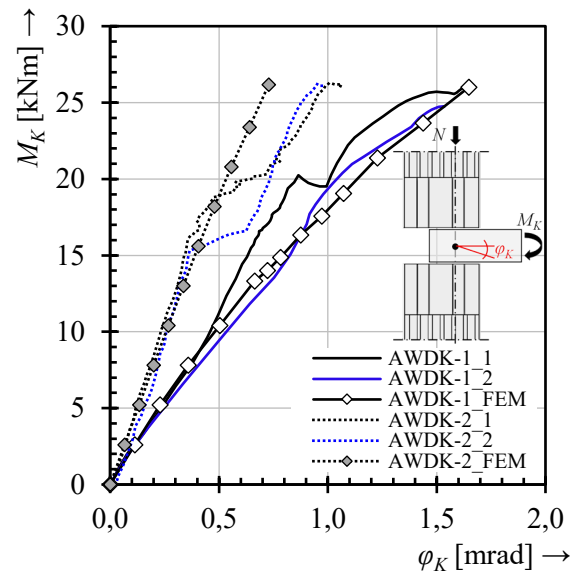
a) M_K - ϕ_K -Interaktion mit $N = 50$ kN (AWDK-1 mit $M_{WF} / M_{WK} = 1/3$ / AWDK-2 mit $M_{WF} / M_{WK} = 1$)



b) M_K - ϕ_K -Interaktion mit $N = 100$ kN (AWDK-1 mit $M_{WF} / M_{WK} = 1/3$ / AWDK-2 mit $M_{WF} / M_{WK} = 1$)



c) M_K - ϕ_K -Interaktion mit $N = 150$ kN (AWDK-1 mit $M_{WF} / M_{WK} = 1/3$ / AWDK-2 mit $M_{WF} / M_{WK} = 1$)



d) M_K - ϕ_K -Interaktion mit $N = 200$ kN (AWDK-1 mit $M_{WF} / M_{WK} = 1/3$ / AWDK-2 mit $M_{WF} / M_{WK} = 1$)

Abbildung 4.19: Gegenüberstellung der berechneten und experimentellen Moment-Rotations-Diagramme des AWDK-1 und AWDK-2 in Abhängigkeit des Auflastniveaus und der Momentenverteilung

Die geringfügigen Abweichungen in Abbildung 4.19a resultieren aus der ungleichmäßigen Lasteinleitung der Konsol- und Horizontallast im Versuch, sodass ein direkter Vergleich mit der FE-Analyse nur bedingt möglich ist. Die in Abbildung 4.19d bei AWDK-2 vorliegende Abweichung ist auf den rückstellenden Effekt der Horizontalkraft auf den oberen RILEM-Prüfkörper zurückzuführen, welcher sich in der FE-Berechnung weniger ausgeprägt zeigt als experimentell. Dabei ist anzumerken, dass sowohl etwaige Vorschädigungen bedingt durch vorangegangene Laststufen als auch die Haftzugfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge im Rechenmodell nicht berücksichtigt werden. Experimentelle und numerische Untersuchungen von [Schmidt 2015] zur Beschreibung des Tragverhaltens von senkrecht zu den Lagerfugen biegebeanspruchtem Mauerwerk mit Dünnbettmörtel zeigen, dass bis zum Versagen die Biegezugspannung-Dehnungs-Beziehungen nahezu linear zunehmen. Dies bestätigt sich auch in den Untersuchungen zur Biegezugfestigkeit von tragendem Ziegelmauerwerk von [Ruppik

et al. 2012]. Überdies weist [Schmidt 2015] darauf hin, dass die Tragfähigkeit insbesondere durch die Ausführungsqualität stark beeinflusst wird. Hinzu kommen Größeneffekte in Bezug auf die Prüfgeometrie und die daraus resultierende Biegezugfestigkeit sowie die Tatsache, dass die Biegezugfestigkeit in Anlehnung an die „weakest-link“-Theorie sowohl von der Anzahl und Größe der inneren sowie äußeren Fehlstellen wie bspw. Brenn- und Trocknungsrisse als auch durch Unregelmäßigkeiten in der Verbundstruktur zwischen Mörtel und Mauerziegel bedingt durch unterschiedliche Lochbilder determiniert ist. Demzufolge kann in der Kontaktzone des Außenwand-Decken-Knotens durch Überschreiten der Haftzugfestigkeit eine überproportionale Rotation der anschließenden Wände oder Konsole auftreten. Im Vergleich dazu wird im verwendeten Rechenmodell die Überschreitung der Haftzugfestigkeit analog zu den ΦM - κ -Beziehungen aus Abschnitt 4.3.1 effektiv als verschmiert erfasst. Das Klaffen der Lagerfugen stellt sich im vereinfachten 2D-Mikromodell folglich durch die sukzessive Zunahme einzelner Starrkörperrotationen ein.

Um darüber hinaus auch den rückstellenden Effekt infolge der Horizontalkraft auf Querschnittsebene zu veranschaulichen, ist in Abbildung 4.20 die Verteilung der Normalspannungen σ_y am Außenwand-Decken-Knoten entsprechend einer Momentenverteilung mit $M_{WF} / M_{WK} = 1/3$ und $M_{WF} / M_{WK} = 1$ bei verschiedenen Auflastniveaus dargestellt.

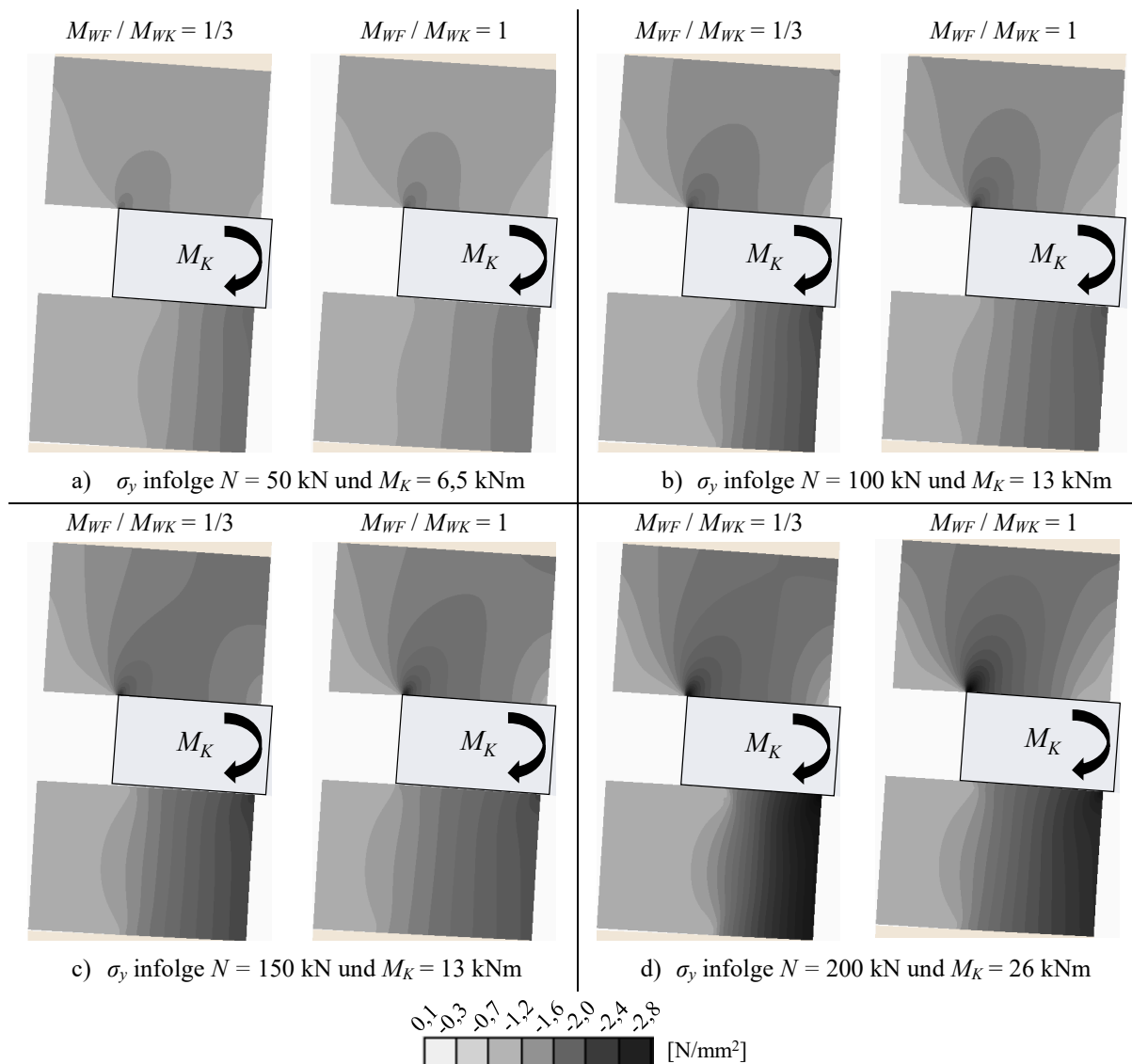


Abbildung 4.20: Ergebnisvergleich der Normalspannung σ_y am Außenwand-Decken-Knoten bei unterschiedlichen M_{WF} / M_{WK} -Verhältnissen und Auflastniveaus

Hierbei fallen insbesondere die Auswirkungen der un stetigen Spannungsverteilung am Wandfuß auf, welche sich bei ungleichmäßiger Biegebeanspruchung mit $M_{WF} / M_{WK} = 1/3$ in deutlich weniger ausgeprägten Spannungskonzentrationen widerspiegeln. Wird dagegen das Konsolmoment gleichmäßig abgetragen, kann infolge des Rückstelleffekts bei gleicher Wandnormalkraft eine höhere Rotationssteifigkeit des Außenwand-Decken-Knotens – mit einhergehender Zunahme der lokalen Spannungskonzentration am Wandfuß – aktiviert werden. Dies korreliert u. a. mit den experimentellen Feststellungen der Wandkopf- und Wandfußrotation am AWDK-1, wonach die Wandfußrotation φ_{WF} annähernd der Konsolrotation φ_K entspricht. Folglich wird die Druckzone am Wandkopf aufgrund größerer Relativrotationen analog zur Teilflächenbelastung am RILEM-Prüfkörper weiter eingeschnürt. Damit geht auch einher, dass mit ansteigender Biegebeanspruchung die Lagerfugen zunehmend klaffen und somit eine verminderte Lastausbreitung im Vergleich zum AWDK-2 mit $M_{WF} = M_{WK}$ vorliegt. Dieser Effekt wird auch in Abbildung 4.20 durch die Gegenüberstellung der Normalspannungen σ_y deutlich. Des Weiteren ist in Hinblick auf die un stetige Spannungsverteilung eine plausible Übereinstimmung mit den Versuchsnachrechnungen aus [Baier 2007a] festzustellen. Auch durch die Vergleiche mit den numerischen Berechnungen von [Reitmayer 2014] und [Reichel 2017] zum Außenwand-Decken-Knoten unter Einbeziehung des Vormauersteins am Lastabtrag bestätigt sich die Plausibilität der eigenen Verifikationsrechnung.

Abschließend ist festzuhalten, dass die Nachstellung der experimentellen Versuche am Außenwand-Decken-Knoten respektive der Interaktionen zwischen einwirkender Wandnormalkraft und resultierender Rotationssteifigkeit der Konsole gut übereinstimmen. Dies betrifft auch die Versuchsnachrechnungen am AWDK-1 sowie AWDK-2 mit Auflastniveau $N > 200$ kN, welche in Anhang A.3 enthalten sind.

4.3.3 Zusammenfassung

Ziel der numerischen Analyse stellt die Nachstellung der am Außenwand-Decken-Knoten vorliegenden Interaktionen zwischen Decken- bzw. Konsolrotation und einwirkender Wandnormalkraft unter Berücksichtigung nichtlinearer Effekte dar. Die experimentellen Untersuchungen am Gesamtsystem haben hierzu gezeigt, dass die Nichtlinearität des Knotens maßgeblich durch das Klaffen der Lagerfugen dominiert wird. Eine beanspruchungsbedingte Steifigkeitsabnahme aufgrund einer Entfestigung des Mauerziegels konnte dagegen nicht festgestellt werden. Demzufolge liegt der Fokus auf der Verifizierung der realitätsnahen Beschreibung der M_K - φ_K -Interaktion in Abhängigkeit der einwirkenden Wandnormalkraft.

Die hierfür durchgeführten Versuchsnachrechnungen der Teilflächenbelastungen am RILEM-Prüfkörper stimmen gut mit den experimentellen Ergebnissen überein. Sowohl die Versagenslast als auch die sich einstellenden Spannungs- und Deformationszustände im Bruchzustand können durch Versuchsbeobachtungen bestätigt werden. Die vorhandenen Modellabweichungen hinsichtlich der Rotationssteifigkeit sind dabei auf die zugrunde liegenden Modellansätze des vereinfachten 2D-Mikromodells insbesondere in Hinblick auf die Haftzugfestigkeit zurückzuführen. Durch die anschließenden Vergleichsrechnungen am Gesamtsystem konnte jedoch dargelegt werden, dass die daraus resultierenden Abweichungen für die weiterführende Parameterstudie in Kapitel 5 vernachlässigbar sind.

Des Weiteren konnte durch die Nachrechnung am Außenwand-Decken-Knoten auch die Plausibilität des Rückstelleffekts und die damit einhergehende Spannungskonzentration bedingt durch die Unstetigkeit am Wandfuß aufgezeigt werden. Diese Feststellung bestätigt sich neben den experimentellen Auswertungen der Wandkopf- und Wandfußrotationen am

AWDK-1 und AWDK-2 auch durch die numerischen Untersuchungen von [Baier 2007a], [Reitmayer 2014] sowie [Reichel 2017]. Allerdings wird in den entsprechenden experimentellen Untersuchungen die Verteilung des Deckeneinspannmoments nicht definiert, sodass der Rückstelleffekt nicht eindeutig erkennbar ist.

Abschließend ist zu konstatieren, dass am Außenwand-Decken-Knoten die M_K - ϕ_K -Interaktion in Abhängigkeit der Wandnormalkraft sowohl mit der Modellierungsstrategie eines vereinfachten 2D-Mikromodells als auch mit den verwendeten kontinuums- und diskontinuumsmechanischen Modellansätzen gut nachvollzogen werden kann. Dies betrifft auch die Besonderheit der unstetigen Spannungsverteilung am Wandfuß, welche in Bezug auf die daraus resultierende bezogene Lastausmitte e/a einen signifikanten Einfluss hat (vgl. Abschnitt 5.1.3).

5 ANALYSE AM GESAMTSYSTEM DES AUSSENWAND-DECKEN-KNOTENS

Ziel der nachfolgenden Parameterstudie ist die Analyse der numerisch ermittelten Knotenmomente am Außenwand-Decken-Knoten gegenüber der linear-elastischen Berechnung eines Rahmenausschnitts gemäß [EN 1996-1-1:2022] Anhang C.3. Im Fokus der Vergleichsanalyse steht der Einfluss der strukturellen Nichtlinearität des Außenwand-Decken-Knotens sowie der einwirkenden Wandnormalkraft, welche im FE-Modell entgegen dem linear-elastischen Rahmenausschnitt explizit erfasst werden. Insbesondere der Kontaktzone kommt bei teilaufgelagerten Decken und der damit einhergehenden unstetigen Spannungsverteilung zwischen Außenwand und Decke eine besondere Bedeutung zu. Ursache hierfür ist der Umstand, dass sich der Übergangsbereich zwischen Mauerwerkswand und Decke aufgrund fehlender Zugfestigkeit hochgradig nichtlinear verhält [Schermer 2016]. Die für den Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit erforderliche bezogene Lastausmitte e/a wird somit maßgeblich durch die Interaktion der Wandnormalkraft und die daraus resultierenden Knotenrotationen (Wandkopf-, Wandfuß- und Deckenrotation) beeinflusst.

Des Weiteren erfolgt in Form eines semiempirischen Berechnungsansatzes eine Approximation der numerischen Ergebnisse bzw. bezogenen Lastausmitteln $(e/a)_{\text{FEM}}$ und $(e/t)_{\text{FEM}}$ auf Basis der für die Berechnung des Rahmenausschnitts nach [EN 1996-1-1:2022] Anhang C.3 erforderlichen linear-elastischen Eingangsgrößen. Auf diese Weise kann der dominierende nichtlineare Effekt erstmalig abgeschätzt werden. Im Falle der Beanspruchungssituation am Wandkopf wird der normative Berechnungsansatz durch einen eigenen ingenieurmäßigen Ansatz dahingehend ergänzt, dass die experimentell festgestellten Überfestigkeiten in die Querschnittsbemessung überführt werden. Darauf aufbauend werden weiterführende experimentelle Untersuchungen auf Basis eines eigenen Prüfkonzpts vorgeschlagen, mit dem in Hinblick auf die Bemessung die tatsächlichen Querschnittstragfähigkeiten sowie Umlagerungskapazitäten bestimmt werden können.

5.1 Parameterstudie

Den Fokus der hier durchgeführten Parameterstudie stellt die Ermittlung der Knotenmomente anhand eines Rahmeneratzsystems mit unterschiedlichen Rotationssteifigkeitsverhältnissen von Mauerwerkswand und Decke dar. Die numerischen Ergebnisse werden anschließend mit dem normativen Ansatz nach [EN 1996-1-1:2022] Anhang C.3 gegenübergestellt und bewertet. Nachfolgend wird hierfür zunächst das der Parameterstudie zugrunde liegende FE-Modell sowie anschließend die Eingangsgrößen mit entsprechendem Variationsbereich dargelegt.

5.1.1 Numerisches Modell

Das der Parameterstudie zugrunde liegende vereinfachte 2D-Mikromodell entspricht einem Ausschnitt eines regelmäßigen Rahmensystems, wobei sowohl die untere als auch die obere Wand bis zur halben Geschosshöhe modelliert wird. Dies entspricht der vereinfachten Annahme, dass der Momenten-Nullpunkt in der Wandhöhenmitte liegt. Um eine Unabhängigkeit der Ergebnisse hinsichtlich der physikalischen Nichtlinearität zu gewährleisten, wird das nichtlineare Systemverhalten ausschließlich durch das Klaffen der Lagerfugen abgebildet. Andernfalls wäre eine Vergleichbarkeit mit der vereinfachten Berechnung des Rahmensegments gemäß [EN 1996-1-1:2022] Anhang C.3 nur bedingt möglich. Auf weitere Ausführungen in Hinblick auf die Modellbildung kann nachfolgend verzichtet werden, da diese dem Modellierungsansatz des vereinfachten 2D-Mikromodells aus Abschnitt 4.2.3 entsprechen.

In Abbildung 5.1 ist das vereinfachte 2D-Mikromodell exemplarisch mit einer 4,0 m weit gespannten teilaufgelagerten Decke sowie einer Geschosshöhe von 2,5 m dargestellt. Die Normalkraft wird zentrisch zur Systemachse bei $a/2$ bzw. $t/2$ in halber Geschosshöhe der oberen Wand sowie die Bemessungslast der Decke über die lichte Weite als Gleichstreckenlast eingeleitet. Darin erfolgt die Aufbringung beider Einwirkungen zeitsynchron in 20 Substeps. Die Definition des vom Außenwand-Decken-Knoten entfernten Deckenauflegers erfolgt über die gesamte Auflagertiefe entweder als frei drehbare Lagerung (Steifigkeitsfaktor $n = 3$) oder als Volleinspannung (Steifigkeitsfaktor $n = 4$). Außerdem werden die translatorischen Freiheitsgrade des Deckenauflegers in x- und y-Achse unterdrückt. Die untere halbgeschosshohe Wand wird hingegen ausschließlich in vertikaler Richtung gehalten, wobei die Festhaltung über einen Knoten bei halber Auflagertiefe $a/2$ bzw. $t/2$ erfolgt.

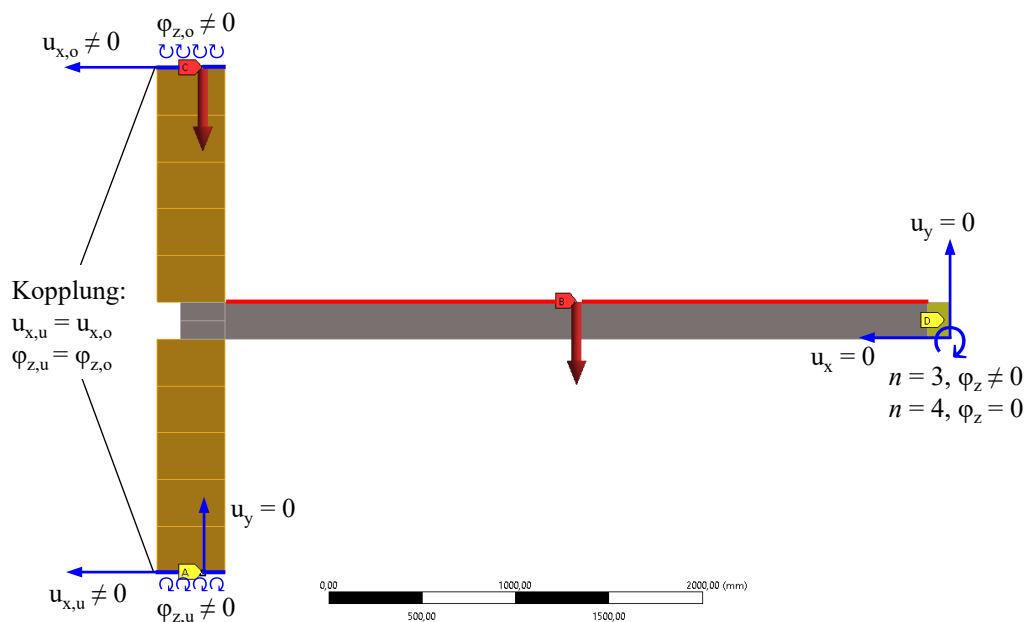


Abbildung 5.1: Rahmensegelsystem der Parameterstudie als vereinfachtes 2D-Mikromodell mit Angabe der Lagerungsbedingungen und Freiheitsgrade

Damit die Knotenmomente am Rahmensegelsystem mit jenen am regelmäßigen Rahmensystem berechneten übereinstimmen, müssen die auftretenden Verschiebungen u_x sowie Rotationen φ_z am Wandfuß und Wandkopf des Ersatzsystems gleichgeschaltet werden. Hierfür sind mit einem Übersetzungsverhältnis von 1 : 1 die Verschiebungen $u_{x,u}$ und Rotationen $\varphi_{z,u}$

entlang der Kante des Wandfußes mit der Kante des Wandkopfs nach Gl. (5.1) und Gl. (5.2) zu koppeln (vgl. Abbildung 5.1).

$$0 = 1 \cdot \varphi_{z,u} + (-1) \cdot \varphi_{z,o} \quad (5.1)$$

$$0 = 1 \cdot u_{x,u} + (-1) \cdot u_{x,o} \quad (5.2)$$

Für die weiterführende Analyse wird neben der in Wandhöhenmitte eingeleiteten Normalkraft N_{Ed} auch die resultierende Wandnormalkraft unterhalb der Kontaktzone des Außenwand-Decken-Knotens $N_{Ed,o}$ benötigt. Diese kann entweder durch die Gleichgewichtsbeziehung mit $\Sigma N = 0$ am Gesamtsystem oder nach Gl. (3.6) durch die Integration der Vertikalspannungen $\sigma_{(z)}$ über die Wanddicke t ermittelt werden. Die zugehörigen Knotenmomente am Außenwand-Decken-Knoten $M_{Ed,u}$ (Wandfußmoment) bzw. $M_{Ed,o}$ (Wandkopfmoment) werden anschließend durch Integration der Vertikalspannungen $\sigma_{(z)}$ nach Gl. (3.7) ermittelt.

5.1.2 Berechnungsparameter

Durch die Variation der Eingangsparameter sollen in der numerischen Berechnung die für die Bemessung maßgebenden Beanspruchungssituationen erfasst werden. Im Wesentlichen werden durch die Vorgabe unterschiedlicher Elastizitätsmodule verschiedene Riegel- und Stielsteifigkeiten miteinander kombiniert, wobei innerhalb einer Berechnung keine Variation mit unterschiedlichen Stielsteifigkeiten (unterschiedliche Elastizitätsmodule der Wände) erfolgt. In Bezug auf die Decke werden in der FE-Analyse durch die Kombination verschiedener Elastizitätsmodule auch etwaige Kriechauswirkungen berücksichtigt. Nach dem Allgemeinen Verfahren gemäß [DIN EN 1992-1-1:2011-01] darf zur Erfassung von Kriechauswirkungen die Spannungs-Dehnungs-Linie des Betons mit dem Faktor $(1 + \varphi_{ef})$ multipliziert werden. Dabei entspricht φ_{ef} mit $\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \cdot M_{0Eqp} / M_{0Ed}$ der effektiven Kriechzahl, welche sich aus der Endkriechzahl $\varphi(\infty, t_0)$ und dem Verhältniswert des quasi-ständigen Biegemoments M_{0Eqp} und des Bemessungsmoments M_{0Ed} (nach Theorie I. Ordnung) ergibt. Im Falle von linear-elastischen Materialeigenschaften entspricht die normative Vorgehensweise effektiv einer Reduzierung des Elastizitätsmoduls, was identisch mit der nachfolgenden Herangehensweise ist.

Geometrie- und Materialparameter

Der Parameterstudie liegen zwei unterschiedliche Rahmenersatzsysteme zugrunde, welche sich in der Deckenstützweite, Geschosshöhe und Deckenstärke unterscheiden. Auf diese Weise sollen auch geometrische Effekte bedingt durch die Wandschlankheit und Biegeschlankheit der Decke berücksichtigt werden. In Tabelle 5.1 sind die Variationsbereiche der in die FE-Berechnung eingehenden Berechnungsparameter, welche in Bezug auf Bauwerke des üblichen Hochbaus angenommen wurden, zusammengefasst. Für die maximale Deckenspannweite von $l = 6,0$ m wurde in Anlehnung an die Anwendungsgrenze des vereinfachten Berechnungsverfahrens nach [DIN EN 1996-3/NA:2019-12] Referenz genommen.

Tabelle 5.1: Variationsbereich der Parameter für die FE-Berechnung am Rahmenerersatzsystem

Elastizitätsmodul [N/mm ²]		Rahmenerersatzsystem I		Rahmenerersatzsystem II	
Decke (E_{cm})	Wand (E)	Decke	Wand	Decke	Wand
33.000	7.500	$l_f = 4,00$ m		$l_f = 6,00$ m	
Schrittweite (3.000)	↓	$h = 0,20$ m	$h = 2,50$ m	$h = 0,25$ m	$h = 3,00$ m
	Σ 88 Kombinationen	$n = 3; 4$	$t = 0,365$ m	$n = 3; 4$	$t = 0,365$ m
12.000	2.500	$a/t = 1; 2/3$		$a/t = 1; 2/3$	

Die Ermittlung der in Tabelle 5.1 angegebenen Deckenstärken erfolgte auf der rechnerischen Grundlage zur Verformungsbegrenzung nach [DIN EN 1992-1-1:2011-01]. Demnach ist der Nachweis entweder durch die Begrenzung der Biegeschlankheit oder durch eine direkte Verformungsberechnung zu führen. Im Zuge dieser Arbeit wurde die Berechnung mittels direkter Verformungsberechnung nach Abs. 7.4.3 gemäß [DIN EN 1992-1-1:2011-01] durchgeführt. Demzufolge wird nach Gl. (5.3) der Durchbiegungsparameter a , welcher bspw. eine Dehnung, Krümmung oder Rotation sein kann, durch eine Interpolation zwischen dem ungerissenen a_I bzw. vollständig gerissenen Zustand a_{II} des untersuchten Parameters ermittelt. Der im Verteilungsbeiwert ζ für gerissene Querschnitte enthaltene Ausdruck σ_{sr}/σ_s ist äquivalent mit dem Verhältniswert M_{cr}/M , wobei M_{cr} dem Rissmoment und M dem Bemessungsmoment entspricht. Mit dem Koeffizienten β wird der Einfluss der Belastungsdauer und der Lastwiederholung berücksichtigt und nachfolgend aufgrund der für die Gebrauchstauglichkeit anzusetzenden quasi-ständigen Lastfallkombination mit $\beta = 0,5$ angenommen.

$$a = \zeta \cdot a_{II} + (1 - \zeta) \cdot a_I \quad (5.3)$$

Mit:

$$\zeta = 1 - \beta \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \quad \text{für gerissene Querschnitte}$$

$$\zeta = 0 \quad \text{für ungerissene Querschnitte}$$

$$\beta = 1,0 \quad \text{bei Kurzzeitbelastung}$$

$$\beta = 0,5 \quad \text{bei Langzeitbelastung}$$

Für die Verformungsberechnung wird zunächst als Durchbiegeparameter a die Krümmung κ berechnet. Diesbezüglich wird als Modellannahme vorausgesetzt, dass infolge der quasi-ständigen Lastfallkombination die Randspannung in der Betondruckzone die Proportionalitätsgrenze der Materialarbeitslinie nicht überschreitet. Folglich bildet sich in der Druckzone ein linearer Spannungsverlauf aus, sodass für gerissene Querschnitte die bezogene Druckzonenhöhe ξ nach Gl. (5.4) mit dem Längsbewehrungsgrad ρ_{s1} und dem E-Modulverhältnis $\alpha_s = E_s/E_c$ berechnet werden kann. Detailliertere Ausführungen in Bezug auf die Ermittlung der bezogenen Druckzonenhöhe sind in [Zilch et al. 2010] enthalten.

$$\xi = -\alpha_s \cdot \rho_{s1} + \sqrt{(\alpha_s \cdot \rho_{s1})^2 + 2\alpha_s \cdot \rho_{s1}} \quad (5.4)$$

Somit können für den gerissenen Zustand die Biegesteifigkeit EI^II sowie die kriech- und schwindinduzierten Krümmungen ermittelt werden. Hierfür wurde als Eingangsgröße zur Ermittlung der Biegesteifigkeit sowie der erforderlichen Endkriechzahl und Gesamtschwinddehnung eine Betondruckfestigkeitsklasse C20/25 zugrunde gelegt. Um nachfolgend die Durchbiegung möglichst genau zu erfassen, wurde die Krümmung an einer Vielzahl von Schnitten entlang der Stabachse ermittelt. Anschließend erfolgte durch numerische Integration nach Gl. (5.5) die Verformungsberechnung. In Hinblick auf die Integrationskonstanten gilt als Randbedingung für die Integration der Verdrehung φ , dass die Verformung am Endauflager – entspricht der Integrationsgrenze l – mit $w_l = 0$ erfüllt ist.

$$w = \int_{x=0}^l \varphi \, dx = \int_{x=0}^l \kappa \, dx \quad (5.5)$$

Hinsichtlich der numerischen Integration haben sich im Zuge tabellarischer Berechnungen insbesondere die *NEWTON-COTES*-Formeln – im vorliegenden Fall die *SIMPSONSCHE*-Formel – als zweckmäßig herausgestellt [Zilch et al. 2010]. Demzufolge werden, wie in Abbildung 5.2 dargestellt, die Funktionswerte der quadratischen Interpolationsfunktion nach der *SIMPSONSCHEN*-Formel an drei Stützstellen definiert.

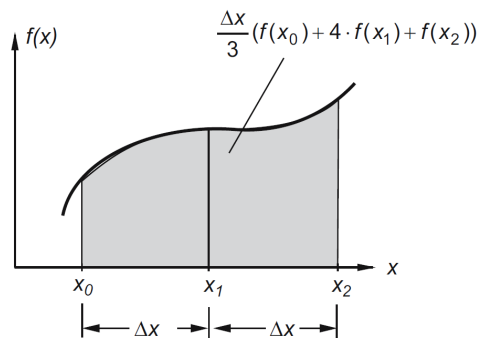


Abbildung 5.2: Numerische Integration mit *NEWTON-COTES*- bzw. *SIMPSONSCHER*-Formel – entnommen aus [Zilch et al. 2010]

Hierzu wird der Integrationsbereich in eine gerade Anzahl von Abschnitten der Länge Δx mit äquidistanten $n + 1$ Stützstellen x_i aufgeteilt und nach Gl. (5.6) integriert. Die darin enthaltenen Zahlenwerte 2 und 4 stellen die Gewichtung der Funktionswerte an den Endpunkten des Integrationsintervalls sowie den entsprechenden Mittelpunkt des Intervalls dar (siehe Abbildung 5.2).

$$\int_{x_0}^{x_n} f(x) \, dx = \frac{\Delta x}{3} [f(x_0) + 4f(x_1) + 2f(x_2) + \dots + 2f(x_{n-2}) + 4f(x_{n-1}) + f(x_n)] \quad (5.6)$$

Die Verformungsberechnung wurde dem numerischen Modell entsprechend an einem Einfeldträger sowohl mit beidseitig freidrehbarer Lagerung als auch mit einseitiger Einspannung durchgeführt. Der daraus resultierende Mittelwert der Deckenstärke – für eine Grenzdurchbiegung $< l/250$ – ist für beide Stützweiten $l_f = 4$ m und $l_f = 6$ m in Tabelle 5.1 enthalten.

Lastparameter

Die der Berechnung zugrunde liegenden Belastungen sind in Tabelle 5.2 als charakteristische Werte zusammengefasst und entsprechen den Einwirkungen des üblichen Hochbaus. Als ständig wirkende Beanspruchung wird neben dem Deckeneigengewicht $g_{k,1}$ mit 25 kN/m^3 eine Ausbaulast $g_{k,2}$ von $2,00 \text{ kN/m}^2$ sowie eine Nutzlast q_k von $3,00 \text{ kN/m}^2$ angesetzt. Für die charakteristische Wandnormalkraft N_{Ek} wird ein Wertebereich von $10 \text{ kN/m} \div 250 \text{ kN/m}$ bzw. $15 \text{ kN/m} \div 255 \text{ kN/m}$ mit einer Schrittweite von jeweils 10 kN/m vorgegeben. Auf diese Weise werden in der FE-Analyse neben dominierend normalkraftbeanspruchten Wänden auch die Belastungssituationen von Dachgeschosswänden abgedeckt. In Bezug auf die maßgebende Einwirkungskombination am Außenwand-Decken-Knoten haben Untersuchungen von [Graubner et al. 2009] gezeigt, dass bei geringer Biegebeanspruchung die bemessungsrelevante Lastkombination aus dominierender Normalkraftbeanspruchung $N_{Ed,max}$ resultiert. Da in der nachfolgenden FE-Analyse Windlasten nicht erfasst werden (vgl. Abschnitt 0), erfolgt die Berechnung auf Basis von Bemessungswerten entsprechend der Grundkombination nach [DIN EN 1990:2021-10] mit den Teilsicherheitsbeiwerten $\gamma_Q = 1,50$ für veränderliche und $\gamma_G = 1,35$ für ständige Einwirkungen.

Tabelle 5.2: Charakteristische Decken- und Wandaufasten für die FE-Berechnung am Rahmenerersatzsystem

Rahmenerersatzsystem I		Rahmenerersatzsystem II	
Deckenlast	Wandauflast	Deckenlast	Wandauflast
$g_{k,1} = 5,00 \text{ kN/m}^2$	$N_{Ek} = 10 \text{ kN/m}$	$g_{k,1} = 6,25 \text{ kN/m}^2$	$N_{Ek} = 15 \text{ kN/m}$
$g_{k,2} = 2,00 \text{ kN/m}^2$	↓ Schrittweite (10 kN/m)	$g_{k,2} = 2,00 \text{ kN/m}^2$	↓ Schrittweite (10 kN/m)
$q_k = 3,00 \text{ kN/m}^2$	$N_{Ek} = 250 \text{ kN/m}$	$q_k = 3,00 \text{ kN/m}^2$	$N_{Ek} = 255 \text{ kN/m}$

Bemessungswert des Tragwiderstands

Um neben den aus der FE-Analyse resultierenden bezogenen Lastausmitteln e/a bzw. e/t auch den zugehörigen Bemessungswert der aufnehmbaren Normalkraft N_{Rd} zu quantifizieren, ist u. a. zunächst der Bemessungswert der Mauerwerksdruckfestigkeit f_d zu bestimmen. Dazu wird in Anlehnung an [EN 1996-1-1:2022] von einem linearen Zusammenhang zwischen Elastizitätsmodul und der Kennzahl K_E mit $E = K_E \cdot f_k$ bzw. $f_k = E / K_E$ ausgegangen sowie ein Rechenwert für Mauerziegel von $K_E = 1100$ zugrunde gelegt. Die anschließende Umrechnung der charakteristischen Mauerwerksdruckfestigkeit f_k in den Bemessungswert erfolgt mit $f_d = \zeta \cdot f_k / \gamma_M$ unter Berücksichtigung des Dauerstandsfaktors $\zeta = 0,85$ und einem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_M = 1,5$. Für die Ermittlung des Bemessungswerts N_{Rd} auf Grundlage der bezogenen Lastausmitte e/a bzw. e/t aus der vereinfachten linear-elastischen Rahmenberechnung wird analog vorgegangen.

Durch den vorgegebenen Variationsbereich der einzelnen Parameter ergeben sich je Rahmenerersatzsystem 8.800 bzw. insgesamt 17.600 unterschiedliche Berechnungen sowie in Summe 704 unterschiedliche Rotationsteifigkeitsverhältnisse am Außenwand-Decken-Knoten. Durch die umfangreiche Parametervariation können hinsichtlich der Bemessung nachfolgend die maßgebenden Effekte detektiert und bewertet werden.

5.1.3 Auswertung

Die nachfolgende Auswertung der FE-Analyse erfolgt durch die Gegenüberstellung der bezogenen Lastausmitten nach Gl. (5.7) und Gl. (5.8). Dabei ist hinsichtlich der vereinfachten linear-elastischen Rahmenberechnung anzumerken, dass aufgrund gleicher Stielsteifigkeiten ($n_1 \cdot EI_1 / h_1 = n_2 \cdot EI_2 / h_2$) keine Differenzierung zwischen Wandkopf- und Wandfußmoment erforderlich ist. Für eine bessere Vergleichbarkeit wird zudem der vereinfachten Rahmenberechnung für die Ermittlung der bezogenen Lastausmitte am Wandkopf $(e_o/t)_{el}$ bzw. $(e_o/a)_{el}$ die aus der FE-Berechnung resultierende Wandnormalkraft $N_{Ed,o}$ zugrunde gelegt.

$$\frac{M_{Ed,FEM}}{N_{Ed} \cdot t} = \left(\frac{e}{t}\right)_{FEM} \quad \text{bzw.} \quad \frac{M_{Ed,FEM}}{N_{Ed} \cdot a} = \left(\frac{e}{a}\right)_{FEM} \quad (5.7)$$

$$\frac{M_{Ed,el}}{N_{Ed} \cdot t} = \left(\frac{e}{t}\right)_{el} \quad \text{bzw.} \quad \frac{M_{Ed,el}}{N_{Ed} \cdot a} = \left(\frac{e}{a}\right)_{el} \quad (5.8)$$

Mit:

- $N_{Ed,u}$ einwirkende Wandnormalkraft am Wandfuß
- $N_{Ed,o}$ einwirkende Wandnormalkraft inkl. Anteil aus Deckenauflast am Wandkopf gemäß FE-Berechnung
- $M_{Ed,FEM,u}$ Knotenmoment am Wandfuß gemäß FE-Berechnung
- $M_{Ed,FEM,o}$ Knotenmoment am Wandkopf gemäß FE-Berechnung
- $M_{Ed,el}$ Knotenmoment am Wandkopf und Wandfuß der linear-elastischen Berechnung am Rahmenausschnitt nach [EN 1996-1-1:2022] Anhang C.3

5.1.3.1 Vollaufgelagerte Decke

Die aus der FE-Analyse am Rahmenersatzsystem resultierenden Ergebnisse sind in Abbildung 5.3 graphisch aufbereitet. Für eine bessere Vergleichbarkeit der bezogenen Lastausmitten wird zusätzlich der Verhältniswert veranschaulicht, bei welchem die numerischen Ergebnisse mit $(e/t)_{FEM} = (e/t)_{el}$ der vereinfachten linear-elastischen Rahmenberechnung entsprechen. Demnach konnte bei hohen Auflastniveaus festgestellt werden, dass sich in der FE-Analyse im Vergleich zur vereinfachten Rahmenberechnung teilweise geringfügig größere Knotenmomente zeigten. Die Ursache hierfür ist die Vertikalstauchung (Stützensenkung) der unteren halbgeschosshohen Wand, wodurch sich aufgrund der vertikalen Festhaltung des vom Außenwand-Decken-Knoten abseitigen Deckenauftragers Lastumlagerungen ergeben. Der gleiche Effekt stellt sich auch im Zuge einer linear-elastischen Rahmenberechnung als Stabtragwerk ein, wirkt sich aber im normativen Ansatz aufgrund der vereinfachten Betrachtung nicht aus. Im vorliegenden Fall beträgt die prozentuale Überschreitung $< 3 \%$, sodass die geringfügige Anpassung der FE-Ergebnisse vernachlässigbar ist.

Durch die Ergebnisdarstellung wird insbesondere erkennbar, dass die Streubreite der numerischen Ergebnisse moderat ist und ein quasi stetiger Übergang vorliegt. Dies ist insofern von Bedeutung, da den numerischen Ergebnissen zwei geometrisch unterschiedliche Rahmenersatzsysteme mit verschiedenen Rotationsteifigkeitsverhältnissen zugrunde liegen. In Anbetracht dessen ist zu konstatieren, dass es auch bei der nichtlinearen Berechnung in Bezug

auf die bezogene Lastausmitte bei vollaufgelagerten Decken weniger auf den Absolutwert, sondern vielmehr auf den Verhältniswert der Rotationssteifigkeit sowie der einwirkenden Wandnormalkraft ankommt. Mittels beider Rahmenerersatzsysteme stellt sich demzufolge auf Basis der unterschiedlichen Wand- und Biegeschlankheit der Decke ein annähernd stetiger Übergang der bezogenen Lastausmitten ein. Des Weiteren ist festzustellen, dass sich mit zunehmendem Auflastniveau sowohl am Wandkopf als auch Wandfuß die Lage der auf Querschnittsebene resultierenden Kraft bzw. die Exzentrizitäten e_u und e_o asymptotisch der Systemachse $t/2$ annähern. Im Gegensatz dazu nehmen mit abnehmender Auflast die Exzentrizitäten zu, sodass diese nach der linear-elastischen Rahmenberechnung auch außerhalb des Querschnitts liegen. Dieser Sachverhalt bestätigt sich auch in den experimentellen Untersuchungen in [Baier 2007a], wonach mit abnehmender Einspannwirkung der Decke zugleich die Lastausmitten zunehmen.

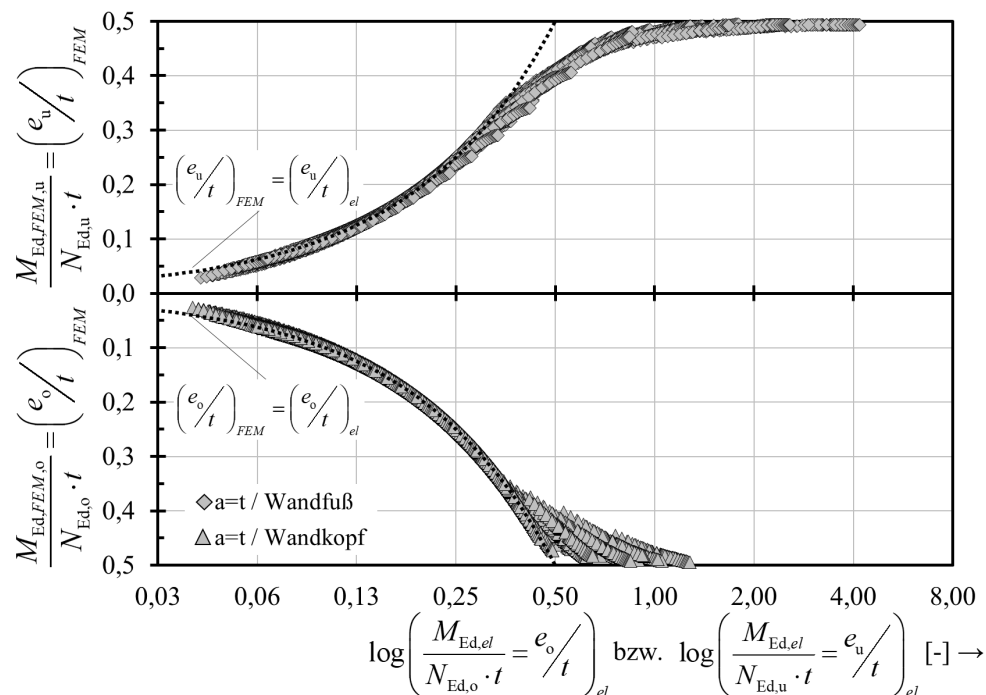


Abbildung 5.3: Gegenüberstellung der numerischen und linear-elastischen bezogenen Lastausmitten am Wandkopf und Wandfuß bei Vollauflagerung

Darüber hinaus wird deutlich, dass der nichtlineare Effekt bedingt durch das Klaffen der Lagerfugen bis zu einer bezogenen Lastausmitte von $e/t < 1/3$ vernachlässigbar ist. Eine Abminderung der Knotenmomente zur Berücksichtigung reduzierter Steifigkeiten, wie es nach [EN 1996-1-1:2022] mit dem Faktor η nach Gl. (1.3) zulässig ist, ist somit nicht erforderlich. Zur besseren Veranschaulichung ist dieser Sachverhalt durch die Gegenüberstellung der linear-elastischen und numerischen Ergebnisse in Abbildung 5.4 separat dargestellt.

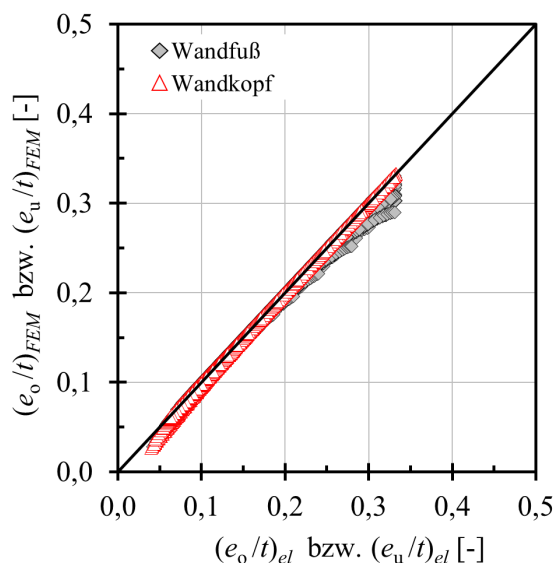


Abbildung 5.4: Vergleich der numerischen und linear-elastischen bezogenen Lastausmitten am Wandkopf und Wandfuß bei Vollauflagerung für $(e/t)_{el} < 1/3$

Hinsichtlich der Analyse für $(e/t)_{el} \geq 1/3$ wird zunächst unterschieden, ob für die Sicherstellung hinreichender Mauerwerkstragfähigkeit eine Reduzierung bzw. Anwendung der normativen Rücksetzregel gemäß [EN 1996-1-1:2022] erforderlich ist. Dies erfolgt über den Tragfähigkeitssachweis mit $N_{Ed} \leq N_{Rd,el} = \Phi \cdot t \cdot f_d$, in dem für den Traglastfaktor Φ die bezogene Lastausmitte $(e/t)_{el}$ zugrunde gelegt wird. Für den Fall, dass der Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft N_{Ed} größer ist als der Bemessungswert der aufnehmbaren Normalkraft $N_{Rd,el}$, erfolgt die Anwendung der Rücksetzregel. Somit können die nachfolgend dargestellten bezogenen Lastausmitten wie folgt definiert werden:

- $(e/t)_{el}$: bezogene Lastausmitte der vereinfachten linear-elastischen Rahmenberechnung ohne erforderliche Abminderung für $N_{Ed} \leq N_{Rd,el}$
- $(e/t_c)_{el}$: bezogene Lastausmitte der vereinfachten linear-elastischen Rahmenberechnung mit erforderlicher Anwendung der Rücksetzregel für $N_{Ed} > N_{Rd,el}$

Dabei liegt der bezogenen Lastausmitte $(e/t_c)_{el}$ die Wanddicke t_c zugrunde, bei der die resultierende Last über einen am Querschnittsrand angeordneten Spannungsblock mit der Ordinate f_d abgetragen werden kann. Die daraus resultierende bezogene Lastausmitte darf jedoch aus Verträglichkeitsgründen den Grenzwert von e/t bzw. $e/a > 0,333$ nicht unterschreiten. Die entsprechenden Ergebnisse sind separat in Abbildung 5.5 für den Wandkopf und Wandfuß dargestellt. Die jeweils darin enthaltene Winkelhalbierende stellt den Grenzzustand der Querschnittstragfähigkeit auf Grundlage des starr-plastischen Spannungsblocks dar.

Demnach zeigt sich mit $N_{Ed} > N_{Rd,FEM}$, dass sich durch die Anwendung der Rücksetzregel teilweise geringere Exzentrizitäten als im Zuge der FE-Analyse ergeben. In diesem Fall wird die Mauerwerkstragfähigkeit überschätzt, sodass die Rücksetzregel hier auf der unsicheren Seite liegt. Demgegenüber wird durch die Winkelhalbierende in Abbildung 5.5 aber auch deutlich, dass für die Sicherstellung hinreichender Tragfähigkeit teilweise erheblich weniger Querschnittsbreite t_c plastifizieren muss, als durch die FE-Analyse determiniert ist.

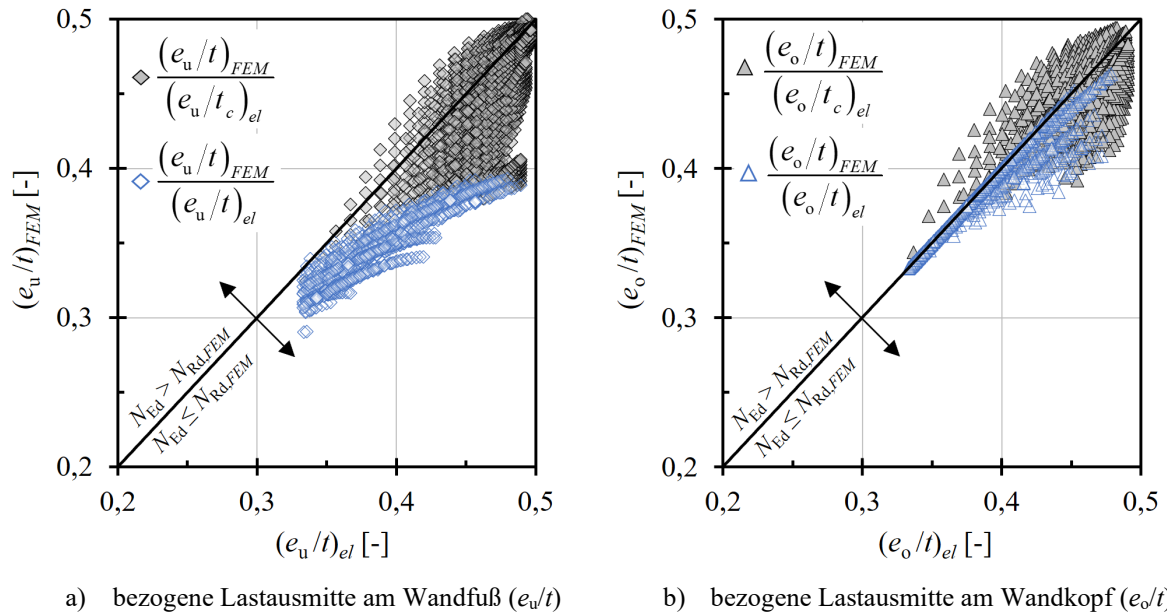


Abbildung 5.5: Vergleich der numerischen und linear-elastischen bezogenen Lastausmitten bei Vollauflagerung für $(e/t)_{el} \geq 1/3$ mit Kennzeichnung der um t_c rückgesetzten bezogenen Lastausmitten $(e/t_c)_{el}$

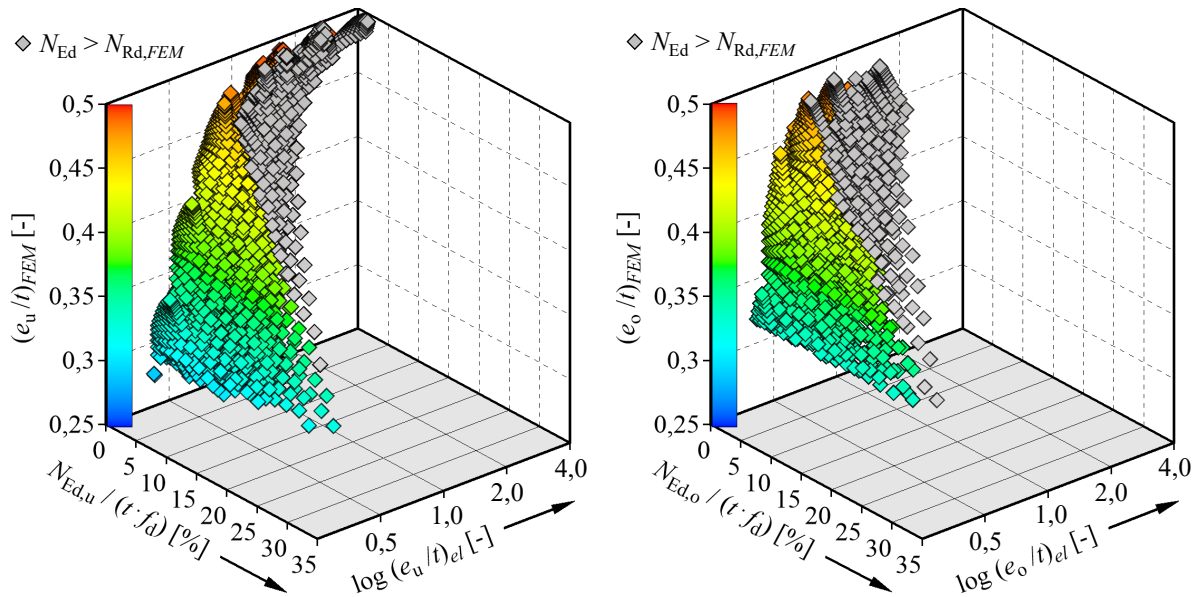
Um den Einfluss infolge der einwirkenden Wandnormalkraft zu veranschaulichen, wird nachfolgend das Auflastniveau am Wandkopf und Wandfuß gemäß Gl. (5.9) und Gl. (5.10) in die weiterführende Betrachtung einbezogen. Dabei wird der Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft N_{Ed} auf den Bemessungswert der Mauerwerksdruckfestigkeit f_d und die Wanddicke t bezogen.

$$\frac{N_{Ed,o}}{f_d \cdot t} = \frac{N_{Gd,o} + N_{Qd,o}}{f_d \cdot t} \quad \text{Auflastniveau am Wandkopf} \quad (5.9)$$

$$\frac{N_{Ed,u}}{f_d \cdot t} = \frac{N_{Gd,u} + N_{Qd,u}}{f_d \cdot t} \quad \text{Auflastniveau am Wandfuß} \quad (5.10)$$

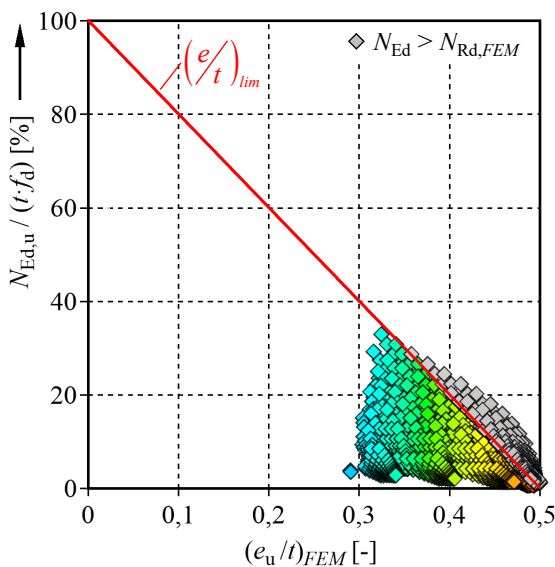
In Abbildung 5.6 sind die numerischen und linear-elastischen Ergebnisse in Abhängigkeit des Auflastniveaus getrennt für die Beanspruchungssituation am Wandkopf und -fuß zusammengefasst. Darin sind diejenigen linear-elastischen bezogenen Lastausmitten $(e/t)_{el}$ grau schattiert, bei denen die Anwendung der Rücksetzregel für den Tragfähigkeitsnachweis erforderlich ist, die aber mit $N_{Ed} > N_{Rd,FEM}$ auf der unsicheren Seite liegen (vgl. Abbildung 5.5). Dieser Zusammenhang wird auch durch die in Abbildung 5.6c und Abbildung 5.6d enthaltene lineare Funktion deutlich, welche den Grenzzustand der Querschnittstragfähigkeit als bezogene Lastausmitte $(e/t)_{lim}$ nach Gl. (5.11) auf Basis eines starr-plastischen Spannungsblocks widerspiegelt.

$$\left(\frac{e}{t}\right)_{lim} = 0,5 - 0,5 \cdot \frac{N_{Gd} + N_{Qd}}{f_d \cdot t} \quad (5.11)$$

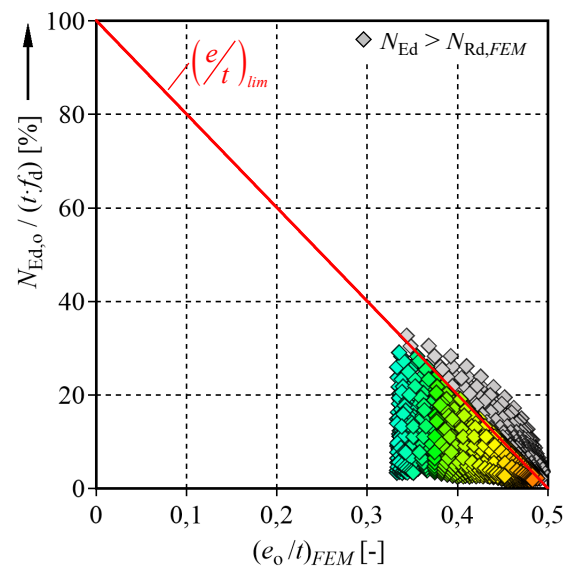


a) bezogene Lastausmitte am Wandfuß $(e_u/t)_{FEM}$ in Abhängigkeit des Auflastniveaus und $(e_u/t)_{el}$

b) bezogene Lastausmitte am Wandkopf $(e_o/t)_{FEM}$ in Abhängigkeit des Auflastniveaus und $(e_o/t)_{el}$



c) bezogene Lastausmitte am Wandfuß $(e_u/t)_{FEM}$ in Abhängigkeit des Auflastniveaus



d) bezogene Lastausmitte am Wandkopf $(e_o/t)_{FEM}$ in Abhängigkeit des Auflastniveaus

Abbildung 5.6: Vergleich der numerischen und linear-elastischen bezogenen Lastausmittenden bei Vollauflagerung für $(e/t)_{el} \geq 1/3$ in Abhängigkeit des Auflastniveaus

Um neben dem Auflastniveau auch den Einfluss unterschiedlicher Stiel- und Riegelsteifigkeiten aufzuzeigen, wird nach Gl. (5.12) der Verhältniswert der linear-elastischen Rotationssteifigkeit R_φ ($R_{\varphi,S} \triangleq$ Decke, $R_{\varphi,W} \triangleq$ Wand) sowie der Verhältniswert $\eta_{el,t}$ nach Gl. (5.13) in die weitere Betrachtung mit einbezogen. Hierbei kann $\eta_{el,t}$ als Korrekturfaktor interpretiert werden, mit welchem von der linear-elastischen auf die numerische bezogene Lastausmitte umgerechnet werden kann.

$$\frac{R_{\varphi,S}}{R_{\varphi,W}} = \frac{n_3 \frac{E_3 I_3}{l_3}}{n_1 \frac{E_1 I_1}{h_1}} \quad (5.12)$$

$$\eta_{e/t} = \frac{\left(\frac{e}{t}\right)_{FEM}}{\left(\frac{e}{t}\right)_{el}} \quad (5.13)$$

In Abbildung 5.7a und Abbildung 5.7b sind die Verhältniswerte in Abhängigkeit des Auflastniveaus dargestellt. Auch hier wird mit dem Korrekturfaktor $\eta_{e/t}$ der Sachverhalt deutlich, wonach mit abnehmendem Auflastniveau die vereinfachte linear-elastische Rahmenberechnung zunehmend von der FE-Berechnung abweicht.

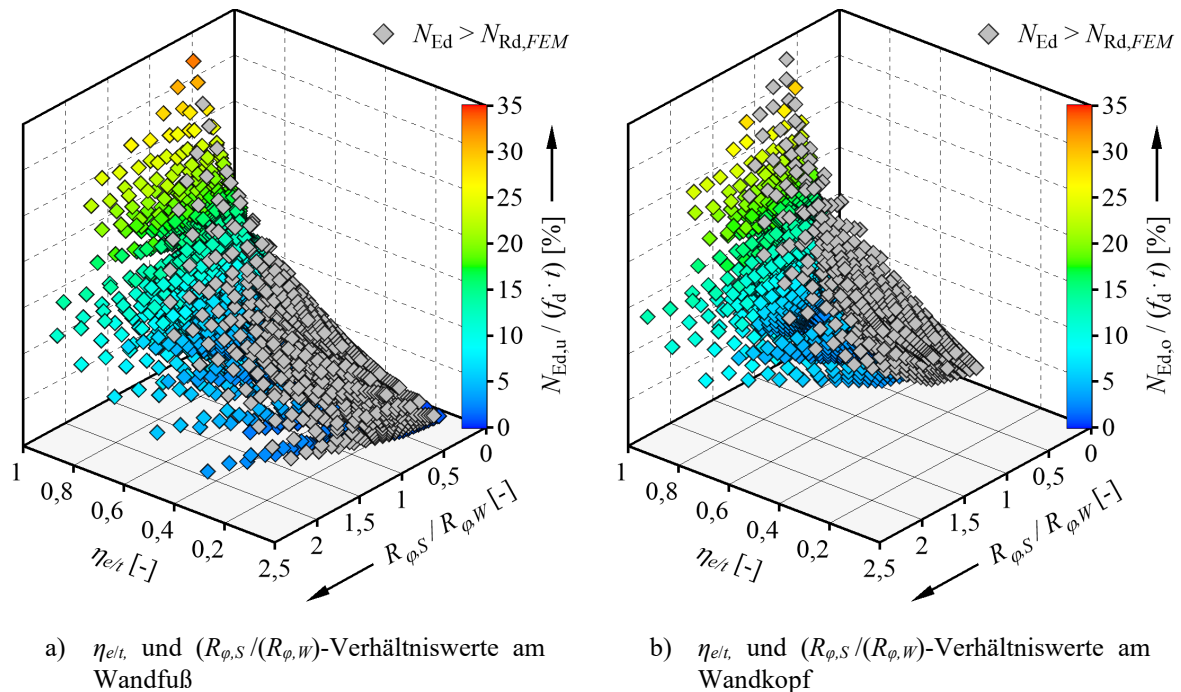


Abbildung 5.7: Gegenüberstellung der Verteilungsfaktoren $\eta_{e/t}$ sowie Steifigkeitsverhältnisse $(R_{\varphi,S} / R_{\varphi,W})$ in Abhängigkeit des Auflastniveaus bei Vollauflagerung für $(e/t)_{el} \geq 1/3$

Allerdings kann in Bezug auf die Nachweisführung mit $N_{Ed} > N_{Rd,FEM}$ keine eindeutige Abhängigkeit zwischen Korrekturfaktor $\eta_{e/t}$ sowie der zugehörigen linear-elastischen Riegel- und Stielsteifigkeit in Abhängigkeit des Auflastniveaus festgestellt werden. Eine explizite Zuweisung bestimmter $R_{\varphi,S} / R_{\varphi,W}$ -Kombinationen ist somit in Hinblick auf die Nachweisführung im Vorfeld nicht möglich. Die maßgebenden Eingangsgrößen für die in Abschnitt 5.2 durchgeführte Approximation stellt weiterhin das Auflastniveau sowie nach Gl. (5.14) der linear-elastische Verhältniswert der Rotationssteifigkeit des Außenwand-Decken-Knotens dar, welcher nachfolgend in Anlehnung an [Prenzlow 1963] als Verteilungsfaktor Ψ_M bezeichnet wird.

$$\Psi_M = \frac{n_1 \cdot \frac{E_1 I_1}{h_1}}{n_1 \cdot \frac{E_1 I_1}{h_1} + n_2 \cdot \frac{E_2 I_2}{h_2} + n_3 \cdot \frac{E_3 I_3}{l_3}} \quad (5.14)$$

5.1.3.2 Teilaufgelagerte Decke

Wie bereits die Teilflächenversuche in Abschnitt 3.4 sowie die Versuche am Gesamtsystem des Außenwand-Decken-Knotens in Abschnitt 3.5 gezeigt haben, kommt insbesondere der Beanspruchungssituation am Wandfuß eine besondere Bedeutung zu. Neben der un stetigen Spannungsverteilung konnte bedingt durch das Klaffen der Kontaktzone des Außenwand-Decken-Knotens eine zur Decke gegenläufige Wandfußrotation festgestellt werden. Wie auf Grundlage der Verifikationsrechnungen in Abschnitt 4.3.2 aufgezeigt, resultiert aus dem Rückstelleffekt der Horizontalkraft eine zunehmende partielle Spannungskonzentration am Wandfuß. Dieser Effekt spiegelt sich auch in den bezogenen Lastausmitten der FE-Analyse in Abbildung 5.8 wider. Bedingt durch die in der Kontaktzone gegenläufige Wandfußrotation ist auf Querschnittsebene die Lage der resultierenden Kraft bzw. die bezogene Lastausmitte $(e_w/a)_{FEM}$ trotz zunehmenden Auflastniveaus örtlich determiniert und nähert sich asymptotisch der Bruttoquerschnittsachse $t/2$ an. Dies hat zur Folge, dass sich die numerischen bezogenen Lastausmitten gegenüber der vereinfachten linear-elastischen Rahmenberechnung signifikant voneinander unterscheiden.

Dies korreliert auch mit den Beobachtungen von [Baier 2007a], wonach bei teilaufgelagerten Decken mit $a/t = 1/2$ der Wandfuß nahezu gelenkig in Wandmittellachse bei $t/2$ gelagert ist (vgl. Abschnitt 2.2.2). Wird jedoch bei verkürzten Deckenauflagertiefen $a/t < 0,5$ zusätzlich ein Deckenabmauerungsstein angeordnet, zeigen numerische Untersuchungen von [Jäger et al. 2013] und [Jäger et al. 2015b] einen gegenläufigen Effekt. Die Ursache hierfür ist die mit der Verkürzung der Auflagertiefe einhergehende Spannungsumlagerung und die zunehmende Aktivierung des Deckenabmauerungssteins am Lastabtrag. Allerdings zeigen experimentelle Untersuchungen von [Jäger et al. 2013] und [Reichel 2017] auch, dass mit zunehmender Lastspreizung die Querkzugbeanspruchung zunimmt und dadurch das Versagen am Außenwand-Decken-Knoten maßgebend initiiert wird.

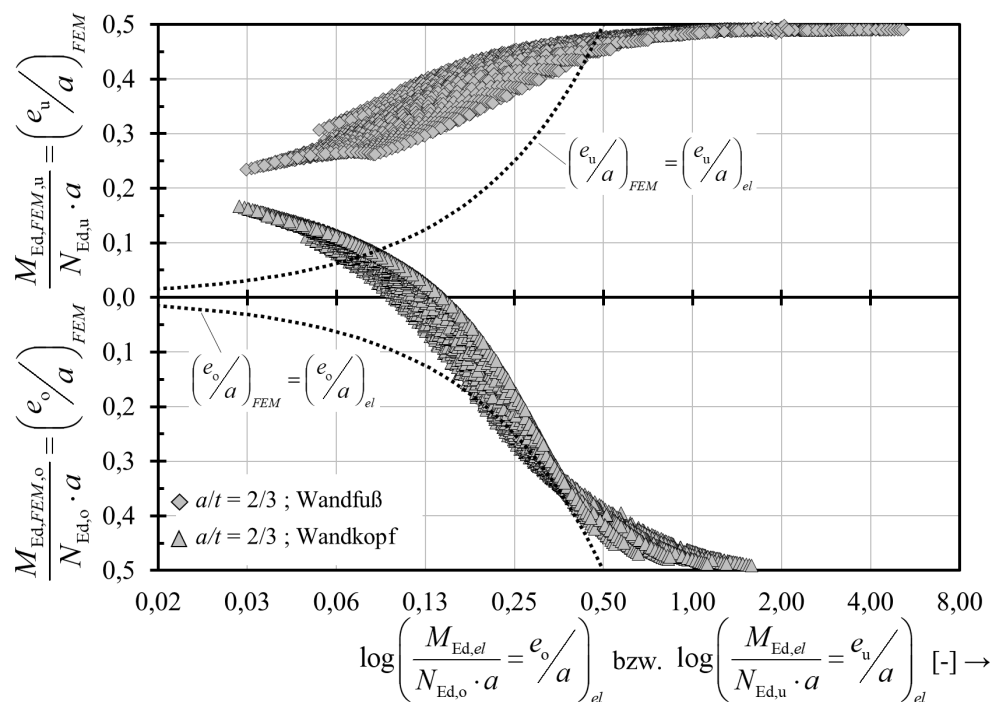


Abbildung 5.8: Gegenüberstellung der numerischen und linear-elastischen bezogenen Lastausmitten am Wandkopf und Wandfuß bei Teilauflagerung

Durch die in Abbildung 5.8 enthaltene Winkelhalbierende mit $(e_u/a)_{FEM} = (e_u/a)_{el}$ wird deutlich, dass sich im Vergleich zur linear-elastischen Rahmenberechnung in der FE-Analyse aufgrund der klaffenden Kontaktzone bei bezogenen Lastausmitten $e_u/a < 0,5$ stets größere Exzentrizitäten einstellen. Eine pauschale Abminderung mit dem Reduktionsfaktor η zur Berücksichtigung reduzierter Steifigkeiten würde die Abweichungen sowie die Streubreite gegenüber der FE-Analyse weiter erhöhen. Der Grund hierfür ist, dass mit dem Reduktionsfaktor bzw. dem darin enthaltenen Beiwert k_m nach Gl. (1.4) ausschließlich das Verhältnis der Riegel- zur Stielsteifigkeit, nicht aber das Auflastniveau berücksichtigt wird.

Analog zur Beanspruchung am Wandfuß nähert sich die Lage der Resultierenden auf Querschnittsebene am Wandkopf der Bruttoquerschnittsachse bei $t/2$ an. Folglich ist zu konstatieren, dass mit zunehmender Auflast mehr Querschnittsbreite am Lastabtrag aktiviert als durch die vereinfachte Rahmenberechnung mit der Auflagertiefe a in Rechnung gestellt wird. Da entsprechend [EN 1996-1-1:2022] Anhang C.3 das Biegemoment auf die Systemachse des Nettoquerschnitts bezogen wird, führt diese Betrachtung zu einem theoretischen Vorzeichenwechsel des Biegemoments. Des Weiteren wird durch die Winkelhalbierende mit $(e_o/a)_{FEM} = (e_o/a)_{el}$ anders als am Wandfuß deutlich, dass aus der FE-Analyse vorwiegend geringere bezogene Lastausmitten resultieren. Die geringsten Abweichungen gegenüber der linear-elastischen Berechnung stellen sich bei bezogenen Lastausmitten zwischen $0,15 < (e/a)_{el} < 0,35$ ein.

Die Abweichungen spiegeln sich auch in Abbildung 5.9 hinsichtlich der Betrachtung der Rücksetzregel wider. Hierbei wird analog zur Vollauflagerung der Tragfähigkeitsnachweis $N_{Ed} \leq N_{Rd,el}$ geführt, dem für den Traglastfaktor Φ die bezogene Lastausmitte $(e/a)_{el}$ zugrunde gelegt wird. Für den Fall, dass der Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft N_{Ed} größer ist als der Tragwiderstand $N_{Rd,el}$, erfolgt die Anwendung der Rücksetzregel (vgl. Abschnitt 5.1.3.1).

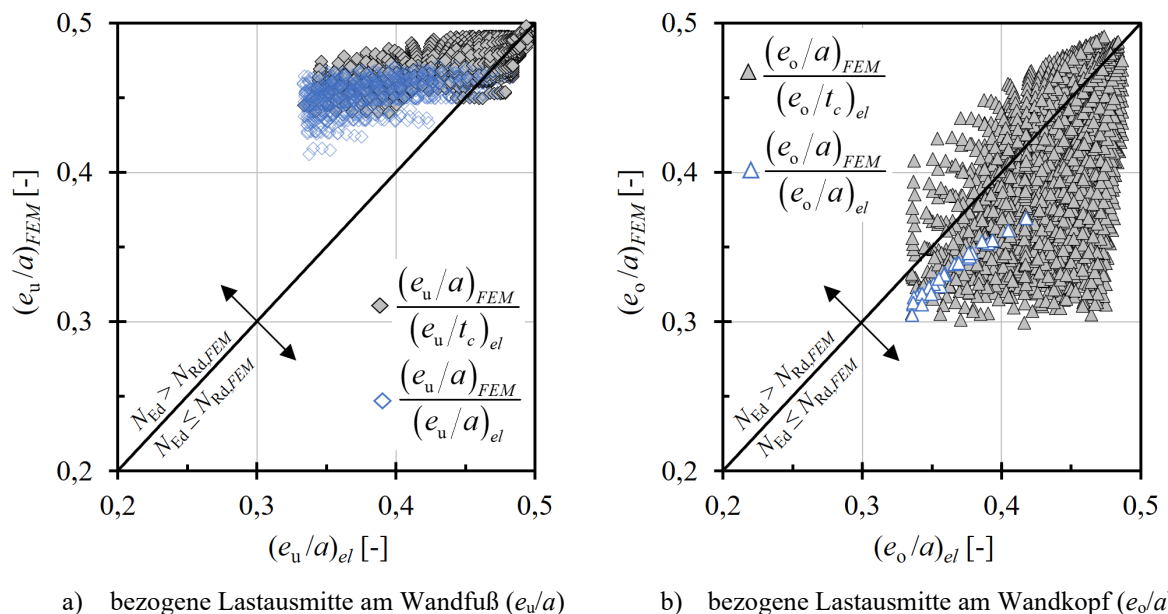
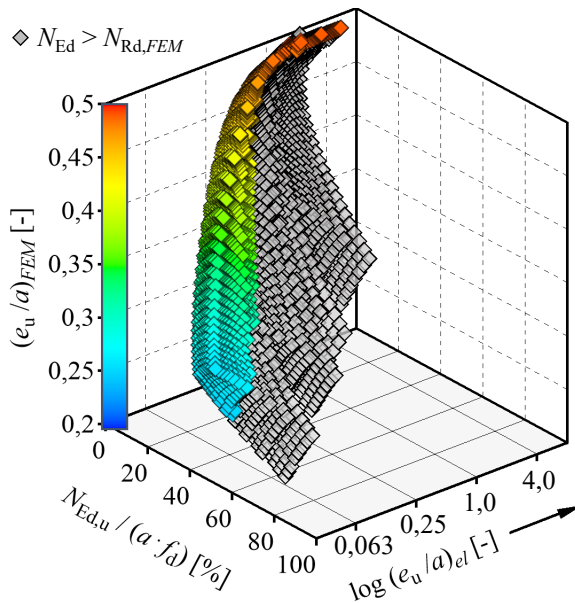


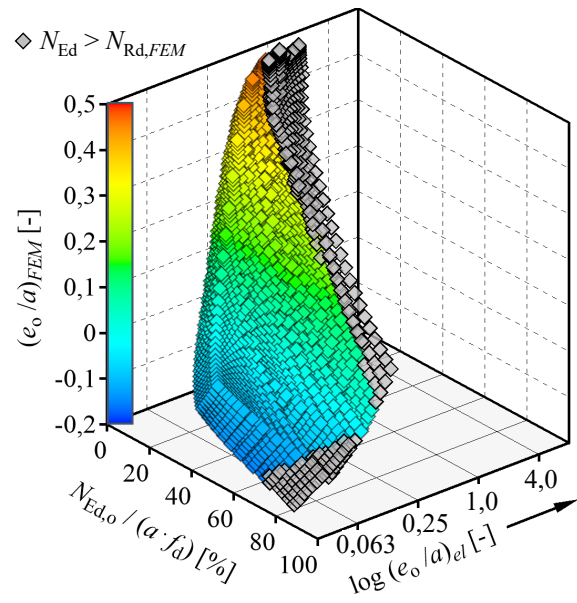
Abbildung 5.9: Vergleich der numerischen und linear-elastischen bezogenen Lastausmitten bei Teilauflagerung für $(e/a)_{el} \geq 1/3$ mit Kennzeichnung der um t_c rückgesetzten bezogenen Lastausmitten $(e/t_c)_{el}$

Demzufolge zeigt sich, dass insbesondere am Wandfuß die Anwendung der Rücksetzregel auf der unsicheren Seite liegt und die Tragfähigkeit des Mauerwerks deutlich überschätzt werden. In Bezug auf den Wandkopf werden im Vergleich zur FE-Analyse die aus der Rücksetzregel resultierenden Querschnittstragfähigkeiten deutlich geringfügiger überschritten.

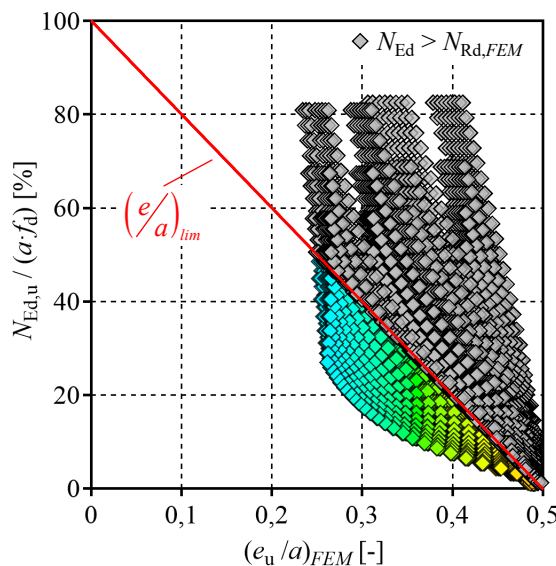
Analog zur Vollauflagerung wird nachfolgend der Einfluss des Auflastniveaus – bezogen auf die Auflagertiefe a und ohne Limitierung des Traglastfaktors auf $\Phi \leq 0,9$ – dargestellt. In Abbildung 5.10 werden hierzu, getrennt nach Wandkopf und -fuß, die bezogenen Lastausmitten in Abhängigkeit des Auflastniveaus veranschaulicht. Darin sind diejenigen bezogenen Lastausmitten (e/a) grau schattiert, bei denen mit $N_{Ed} > N_{Rd,FEM}$ der Nachweis hinreichender Mauerwerkstragfähigkeit auf Grundlage des entsprechenden Traglastfaktors mit $\Phi = 1 - 2 \cdot (e/a)_{FEM}$ nicht erfüllt ist. Ferner ist in Abbildung 5.10c und Abbildung 5.10d der Übergang bzw. Grenzzustand der Querschnittstragfähigkeit als bezogene Lastausmitte $(e/a)_{lim}$ nach Gl. (5.11) dargestellt.



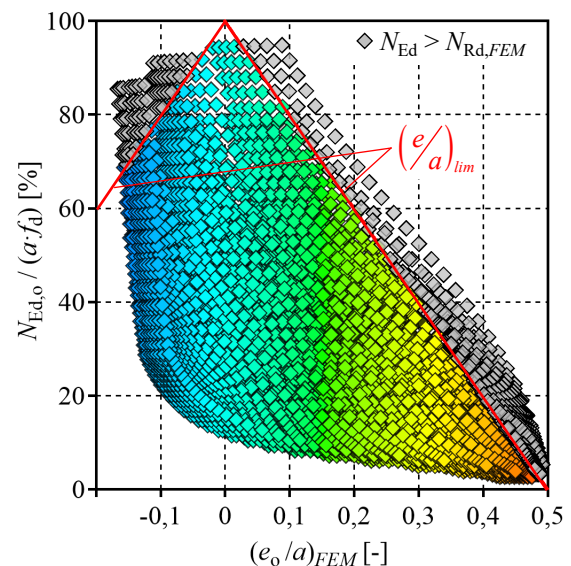
a) bezogene Lastausmitte am Wandfuß $(e_u/a)_{FEM}$ in Abhängigkeit des Auflastniveaus und $(e_u/a)_{el}$



b) bezogene Lastausmitte am Wandkopf $(e_o/a)_{FEM}$ in Abhängigkeit des Auflastniveaus und $(e_o/a)_{el}$



c) bezogene Lastausmitte am Wandfuß $(e_u/a)_{FEM}$ in Abhängigkeit des Auflastniveaus



d) bezogene Lastausmitte am Wandkopf $(e_o/a)_{FEM}$ in Abhängigkeit des Auflastniveaus

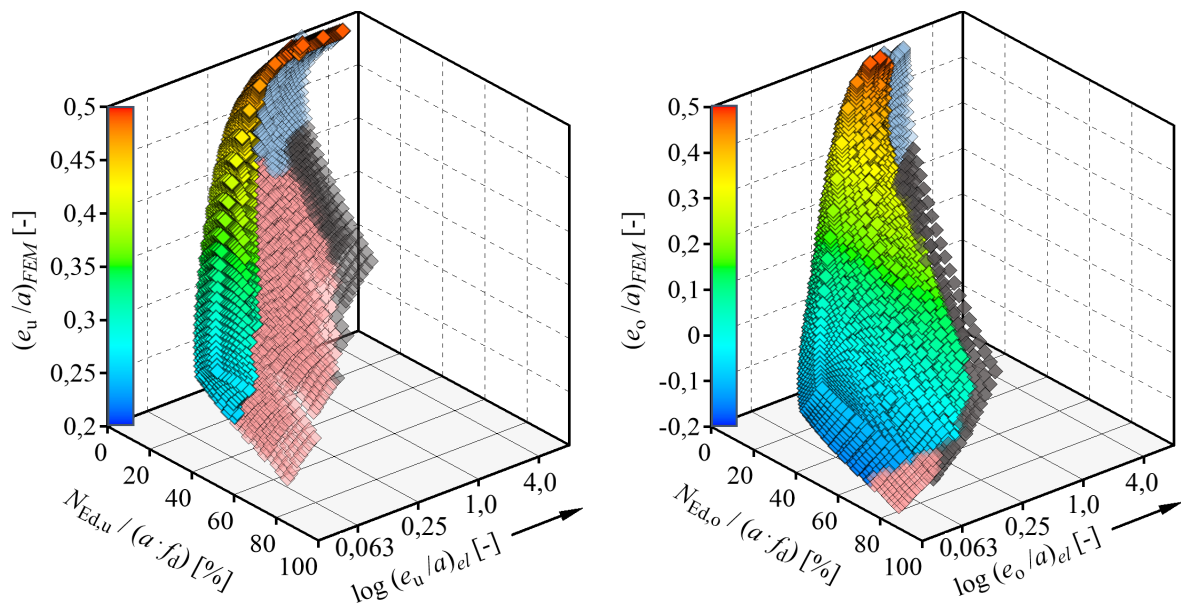
Abbildung 5.10: Vergleich der numerischen und linear-elastischen bezogenen Lastausmitten bei Teilauflagerung ohne Limitierung des Traglastfaktors auf $\Phi \leq 0,9$

Insbesondere in Abbildung 5.10c wird der Effekt infolge der Wandfußrotation und der damit einhergehenden örtlich begrenzten Lage der Resultierenden auf Querschnittsebene deutlich. Die Tatsache, dass am Wandkopf gemäß Abbildung 5.10b und Abbildung 5.10d bei hohen Auflastniveaus bzw. bezogenen Lastausmitten $(e_o/a)_{FEM} < 0$ der Tragfähigkeitsnachweis nicht erfüllt ist, ist der vereinfachten Nachweisführung geschuldet, wonach eine über die Auflager-tiefe a hinausgehende aktivierte Querschnittsbreite nicht in Rechnung gestellt wird.

Um die Effekte des nichtlinearen Kontaktverhaltens auch gegenüber der normativen Bemessung der Mauerwerktragfähigkeit zu verdeutlichen, werden in Abbildung 5.11 die bezogenen Lastausmitten mit Kennzeichnung des entsprechenden Tragfähigkeitsnachweises $N_{Ed} < N_{Rd}$ betrachtet. Für die Nachweisstelle des Wandkopfs ist anzumerken, dass für die nachfolgende Gegenüberstellung die normative Mindestausmitte von $(e/a) = 0,05$ berücksichtigt wurde. Die jeweiligen Bemessungswerte der Tragfähigkeit N_{Rd} sind wie folgt definiert:

- $N_{Rd,FEM} = \left[1 - 2 \cdot \left(\frac{e}{a} \right)_{FEM} \right] \cdot f_d \cdot a \quad \rightarrow N_{Rd} \text{ auf Basis von } (e/a)_{FEM}$
- $N_{Rd,el} = \left[1 - 2 \cdot \left(\frac{e}{a} \right)_{el} \right] \cdot f_d \cdot a \quad \rightarrow N_{Rd} \text{ auf Basis von } (e/a)_{el} \text{ (ohne Rücksetzregel)}$
- $N_{Rd,el,t_c} = \left[1 - 2 \cdot \left(\frac{e}{t_c} \right)_{el} \right] \cdot f_d \cdot a \quad \rightarrow N_{Rd} \text{ auf Basis von } (e/t_c)_{el} \text{ (mit Rücksetzregel)}$

Aufgrund der rotationsbedingten örtlichen Begrenzung der Lastausmitte zeigt sich in Abbildung 5.11a am Wandfuß, dass im Vergleich zur vereinfachten Rahmenberechnung nach [EN 1996-1-1:2022] Anhang C.3 der Nachweis hinreichender Mauerwerktragfähigkeit nur in erheblich eingeschränktem Maß möglich ist. Dabei resultiert dieser Effekt weniger aus den Steifigkeitsverhältnissen, sondern vielmehr aus der Teilauflagerung und dem damit einhergehenden Kraftfluss innerhalb der Wand.



$$\diamond N_{Ed} > N_{Rd,FEM}; N_{Ed} < N_{Rd,el,t_c} \quad / \quad \diamond N_{Ed} > N_{Rd,FEM}; N_{Ed} < N_{Rd,el} \quad / \quad \diamond N_{Ed} > N_{Rd,FEM}; N_{Ed} > N_{Rd,el}$$

- a) bezogene Lastausmitte am Wandfuß $(e_u/a)_{FEM}$ in Abhängigkeit des Auflastniveaus und $(e_u/a)_{el}$ b) bezogene Lastausmitte am Wandkopf $(e_o/a)_{FEM}$ in Abhängigkeit des Auflastniveaus und $(e_o/a)_{el}$

Abbildung 5.11: Vergleich der numerischen und linear-elastischen bezogenen Lastausmitten bei Teilauf-lagerung ($a/t = 2/3$) in Abhängigkeit des Auflastniveaus und Kennzeichnung hinreichender Mauerwerktragfähigkeit $N_{Ed} > N_{Rd}$ unter Berücksichtigung von $\Phi \leq 0,9$

In Bezug auf die Nachweisstelle am Wandkopf geht aus Abbildung 5.11b sichtlich hervor, dass diese bei hohem Auflastniveau für die normative Bemessung der Mauerwerkstragfähigkeit als nicht kritisch zu bewerten ist. Dies liegt darin begründet, dass mit zunehmendem Auflastniveau mehr Querschnittsbreite am Lastabtrag aktiviert wird als durch die rechnerische Auflagertiefe normativ angesetzt wird. Bei geringem Auflastniveau gilt dagegen in beiden Fällen, dass weiterhin ungeklärt ist, welche Umlagerungsmöglichkeiten sich auf Querschnittsebene einstellen können. Die aus dem numerischen Modell resultierenden Grenzwerte der bezogenen Lastausmitten stellen somit für die Approximation in Abschnitt 5.2 eine auf der sicheren Seite liegende Limitierung dar.

Abschließend ist festzuhalten, dass unabhängig des Auflastniveaus die maßgebende Nachweisstelle der Wandfuß darstellt. Diese Feststellung wird auch in Abschnitt 5.1.3.4 durch eine Gegenüberstellung der Spannungsverteilung auf Querschnittsebene verdeutlicht.

5.1.3.3 Vergleich mit DIN EN 1996-3 und prEN 1996-3

Die vereinfachten Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten nach [DIN EN 1996-3/NA:2019-12] sowie der aktuellen Entwurfsfassung [prEN 1996-3:2022] ermöglichen unter bestimmten Voraussetzungen eine rationalisierte Form der Nachweisführung auf Basis von Bemessungsschnittgrößen. Aufgrund des dem vereinfachten Verfahren zugrunde liegenden Sicherheitsabstands sowie der zu berücksichtigenden konstruktiven Regelungen müssen bestimmte Beanspruchungen (bspw. Biegemomente aus Deckeinspannung oder Deckenauflagerung, ungewollte Ausmitten beim Knicknachweis oder Wind auf tragende Wände) nicht nachgewiesen werden. Detaillierte Erläuterungen zu den Anwendungsgrenzen sowie zugehörigen Randbedingungen sind u. a. in [Graubner et al. 2020] und [Graubner et al. 2013] enthalten. Untersuchungen in Bezug auf die normativ einzuhaltenden Randbedingungen bei jedoch stetig steigenden Anforderungen in der Baupraxis machen deutlich, dass Erweiterungen der Anwendungsgrenzen mit gleichem Sicherheitsabstand möglich sind. So zeigen bspw. Vergleichsberechnungen von [Graubner et al. 2014] zu Ziegelmauerwerk mit weit gespannten teilaufgelagerten Decken, dass unter praxisüblichen Randbedingungen und Einspannparametern die Bemessung nach dem vereinfachten Verfahren auch bei Spannweiten größer als 6,0 m auf der sicheren Seite liegen. Auch in [Mazur et al. 2017] werden konservative Vorschläge zur Erweiterung der Anwendungsgrenzen bezüglich der Wandhöhe und der maximalen Deckenstützweite auf Basis von Vergleichsberechnungen aufgezeigt. Aufgrund der hier vorliegenden Randbedingungen (Lagerungsbedingungen, Windlastverteilungen etc.) ist jedoch keine Allgemeingültigkeit der in [Mazur et al. 2017] ausgearbeiteten Ansätze gegeben.

Bei Einhaltung der Anwendungsgrenzen nach [DIN EN 1996-3/NA:2019-12] darf bei geschosshohen Mauerwerkswänden des üblichen Hochbaus der Traglastfaktor Φ_1 bei Endauflagern auf Außen- und Innenwänden nach Gl. (5.15) und Gl. (5.16) in Abhängigkeit der Deckenstützweite l_f sowie der bezogenen Auflagertiefe a/t abgeschätzt werden. Im Falle von Wänden, die als Endauflager für die oberste Decke oder ein Dach wirken, ist aufgrund der größeren Deckenrotation und der damit einhergehenden größeren Lastausmitte nach [DIN EN 1996-3/NA:2019-12] Φ_1 mit $0,333 \cdot a/t$ anzunehmen. Bei zweiachsig gespannten Decken darf der Traglastfaktor mit $\Phi_1 = 0,4 \cdot a/t$ angesetzt werden.

$$\Phi_1 = \left(1,6 - \frac{l_f}{6}\right) \cdot \frac{a}{t} \leq 0,9 \cdot \frac{a}{t} \quad \text{für } f_k \geq 1,8 \text{ N/mm}^2 \quad (5.15)$$

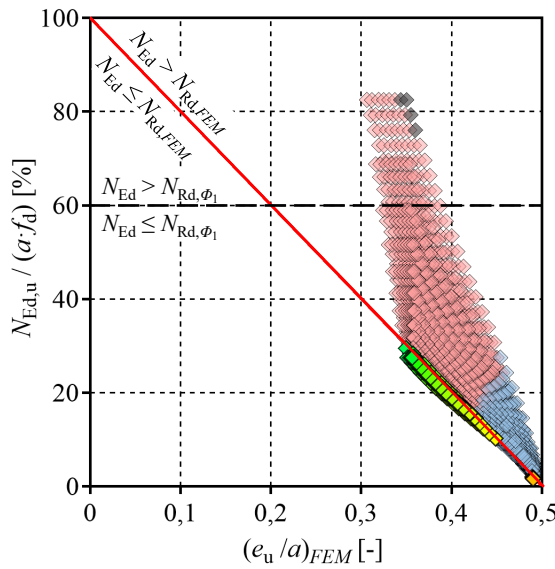
$$\Phi_1 = \left(1,6 - \frac{l_f}{5}\right) \cdot \frac{a}{t} \leq 0,9 \cdot \frac{a}{t} \quad \text{für } f_k < 1,8 \text{ N/mm}^2 \quad (5.16)$$

Etwaige Traglastminderungen infolge Knickgefahr werden mit Gl. (5.17) berücksichtigt. Dabei sind im Traglastfaktor Φ_2 bereits die Auswirkungen einer ungewollten Ausmitte entsprechend der Mindestausmitte von $e = 0,05 \cdot t$ als auch Imperfektionen sowie Schiefstellungen inkludiert. Der für die Bemessung maßgebende Traglastfaktor ergibt sich aus dem kleineren Wert von Φ_1 und Φ_2 .

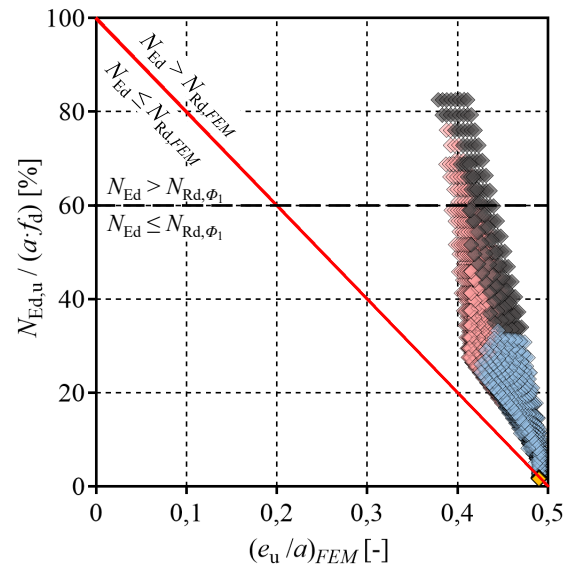
$$\Phi_2 = 0,85 \cdot \left(\frac{a}{t}\right) - 0,0011 \cdot \left(\frac{h_{ef}}{t}\right)^2 \quad (5.17)$$

Im vorherigen Abschnitt konnte der Wandfuß als maßgebende Nachweisstelle des Außenwand-Decken-Knotens detektiert werden. Entsprechend Abbildung 5.11b und der Definition der Tragwiderstände N_{Rd} nach Abschnitt 5.1.3.2 sind in Abbildung 5.12 die Ergebnisse der numerischen Berechnung getrennt für die unterschiedlichen Stützweiten und Steifigkeitsfaktoren am Wandfuß dargestellt. Darin sind auch die Grenzlinien der Querschnittstragfähigkeit auf Basis eines starr-plastischen Spannungsblocks und der vereinfachten Berechnungsmethode gemäß [DIN EN 1996-3/NA:2019-12] enthalten. Hierbei ist zu beachten, dass sich die Traglastfaktoren Φ_1 und Φ_2 auf den Bruttoquerschnitt bzw. auf die Wanddicke t bezieht und daher mit dem Faktor $t/a = 3/2$ auf den Nettoquerschnitt umzurechnen ist. Insofern ergibt sich bei einer Deckenstützweite von $l_f = 6$ m der maßgebende Traglastfaktor nach Gl. (5.15) zu $\Phi_{1,Netto} = 0,6$ und bei $l_f = 4$ m nach Gl. (5.17) zu $\Phi_{2,Netto} \sim 0,77$.

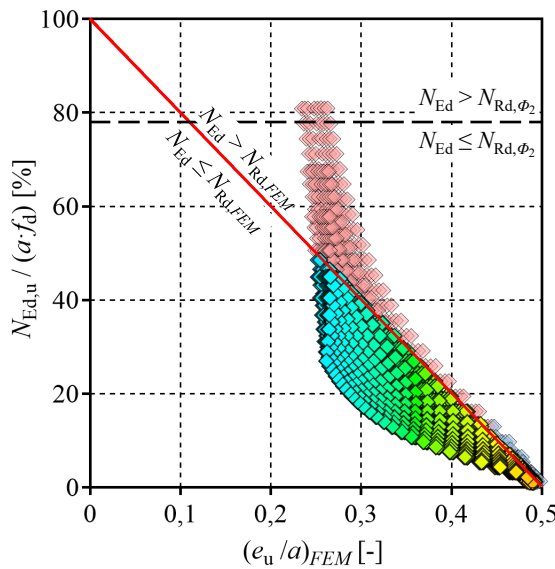
Die Gegenüberstellung in Abbildung 5.12 verdeutlicht die mit zunehmender Stützweite größer werdende Diskrepanz zwischen normativer Nachweisführung und numerischer Berechnung. Wird unabhängig der Deckenstützweite die Rotationssteifigkeit der Decke mit dem Steifigkeitsfaktor $n = 3$ weiter reduziert, geht deutlich der Effekt der durch die Deckenrotation bedingten Einschnürung der Spannungsverteilung am Wandfuß hervor. Demnach ergibt sich in Abbildung 5.12 b mit $l_f = 6$ m und $n = 3$ trotz erheblicher Auflaststeigerung eine minimale bezogene Lastausmitte von $(e/a)_{FEM} \approx 0,37$. Demgegenüber kann sich in Abbildung 5.12 c mit $l_f = 4$ m und $n = 4$ eine bezogene Lastausmitte von $(e/a)_{FEM} \approx 0,23$ einstellen. Darüber hinaus zeigt sich in Abbildung 5.12b auch, dass teilweise höhere Traglasten erreicht werden als im Vergleich zum genaueren Verfahren nach [EN 1996-1-1:2022]. Die Überschreitung ergibt sich im vorliegenden Fall ausschließlich in Kombination mit großen Stützweiten von $l_f = 6$ m sowie einem Steifigkeitsfaktor von $n = 3$ und einer charakteristischen Mauerwerksdruckfestigkeit von $f_k < 3,2 \text{ N/mm}^2$.



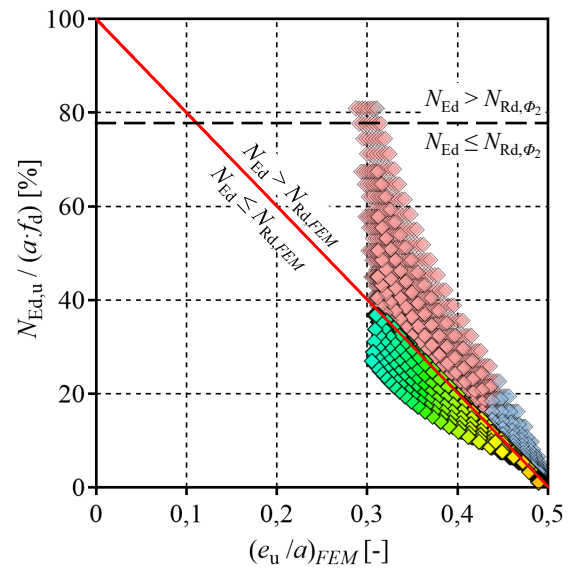
a) Stützweite $l_f = 6,0$ m; $h_{ef} = 3,0$ m; Steifigkeitsfaktoren $n_3 = 4$, n_1 und $n_2 = 4$



b) Stützweite $l_f = 6,0$ m; $h_{ef} = 3,0$ m; Steifigkeitsfaktoren $n_3 = 3$, n_1 und $n_2 = 4$



c) Stützweite $l_f = 4,0$ m; $h_{ef} = 2,5$ m; Steifigkeitsfaktoren $n_3 = 4$, n_1 und $n_2 = 4$



d) Stützweite $l_f = 4,0$ m; $h_{ef} = 2,5$ m; Steifigkeitsfaktoren $n_3 = 3$, n_1 und $n_2 = 4$

$$\diamond N_{Ed} > N_{Rd,FEM}; N_{Ed} < N_{Rd,el,tc} / \diamond N_{Ed} > N_{Rd,FEM}; N_{Ed} < N_{Rd,el} / \diamond N_{Ed} > N_{Rd,FEM}; N_{Ed} > N_{Rd,el}$$

Abbildung 5.12: Gegenüberstellung der bezogenen numerischen Lastausmitte $(e_u/a)_{FEM}$ am Wandfuß in Abhängigkeit des Auflastniveaus und Kennzeichnung der vereinfachten Berechnungsmethode nach [DIN EN 1996-3/NA:2019-12]

In der aktuellen Entwurfsfassung [prEN 1996-3:2022] wird der Traglastfaktor Φ_s durch einen modifizierten Ansatz nach Gl. (5.18) und Gl. (5.19) ermittelt. Der Traglastfaktor zur Berücksichtigung bei Knickgefahr bleibt nach Gl. (5.17) unverändert. Auch hier gilt für die für die weiterführende Bemessung, dass sich der maßgebende Traglastfaktor aus dem kleineren Wert von Φ_s und Φ_2 ergibt. Allerdings sollte Gl. (5.19) nur dann angewendet werden, wenn $f_k < 2,0$ N/mm² und $h/t < 2 \cdot (l_{f,ef} + 1) - f_k$ (mit f_k in N/mm² und $l_{f,ef}$ in m) ist. Angesichts der in den FE-Analysen zugrunde liegenden Parameter wird für die nachfolgenden Gegenüberstellungen Φ_s nach Gl. (5.18) maßgebend.

$$\Phi_S = \left(1,2 - \frac{l_{f,ef}}{l_{ref,c}}\right) \cdot \left(\frac{t_b}{t}\right) \geq 0,33 \cdot \left(\frac{t_b}{t}\right) \quad (5.18)$$

$$\Phi_S = \left(1,2 - \frac{l_{f,ef}}{l_{ref,t}}\right) \cdot \left(\frac{t_b}{t}\right)^2 + 0,09 \left(\frac{t_b}{t}\right) \cdot \left(\frac{h}{t}\right) \geq 0,33 \cdot \left(\frac{t_b}{t}\right) \quad (5.19)$$

Mit:

t_b Auflagertiefe der Decke auf der Wand (vorher auch als a bezeichnet)

Für Wände, die als Endauflager wirken, gilt für die effektive Stützweite:

$l_{f,ef} = 0,9 \cdot l_f$ Decken als Einfeldsysteme

$l_{f,ef} = 0,7 \cdot l_f$ einachsig gespannte Durchlauf- und zweiachsig gespannte Einfeldsysteme

$l_{f,ef} = 0,5 \cdot l_f$ zweiachsig gespannte Durchlaufsysteme

Die Referenzwerte $l_{ref,c}$ und $l_{ref,t}$ sind für Gl. (5.18) und Gl. (5.19) in Abhängigkeit der charakteristischen Mauerwerksdruckfestigkeit f_k und der Wanddicke t in Tabelle 5.3 zusammengefasst.

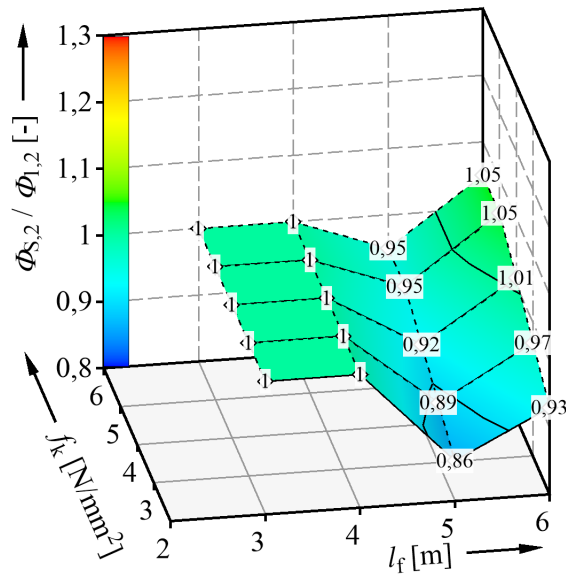
Tabelle 5.3: Referenzwerte von $l_{ref,c}$ und $l_{ref,t}$

f_k [N/mm ²]	$l_{ref,c}$ [m]	$l_{ref,t}$ [m]	
		$t \leq 0,3$ m	$t = 0,5$ m
$f_k = 1$	8,0	2,8	3,7
$f_k \geq 5$	9,5	4,4	8,1

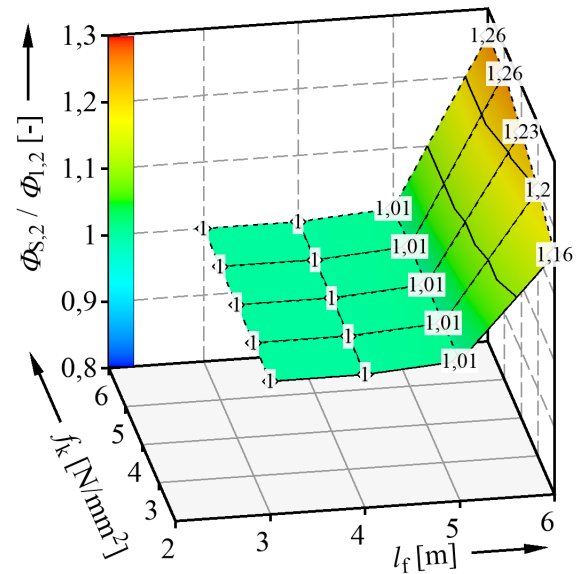
Zwischen $1 \text{ N/mm}^2 < f_k < 5 \text{ N/mm}^2$ sowie $0,3 \text{ m} < t < 0,5 \text{ m}$ darf linear interpoliert werden.

Analog zu [DIN EN 1996-3/NA:2019-12] ist nach [prEN 1996-3:2022] bei Wänden, die als Endauflager für die oberste Decke oder ein Dach wirken, aufgrund der größeren Deckenrotation und der damit einhergehenden größeren Lastausmitte Φ_S mit $0,333 \cdot a/t$ anzunehmen.

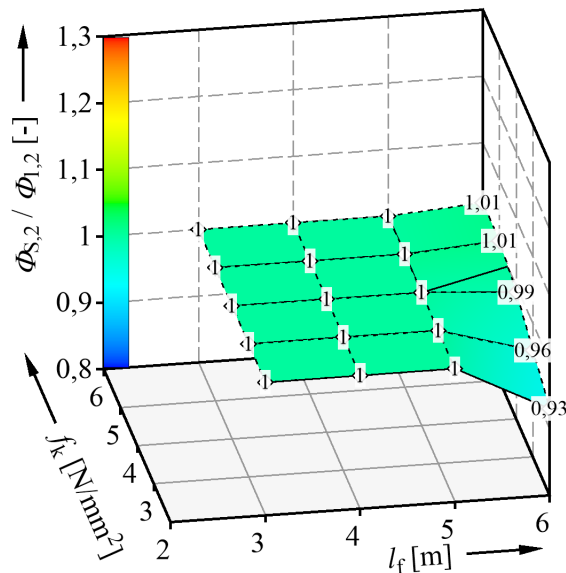
In Abbildung 5.13 werden für den Vergleich der vereinfachten Berechnungsmethoden exemplarisch für Deckenstützweiten l_f mit $3,0 \div 6,0$ m und $h_{ef} = 2,5$ m sowie in Abhängigkeit der charakteristischen Mauerwerksdruckfestigkeit f_k mit $2,0 \div 6,0 \text{ N/mm}^2$ die daraus resultierenden Verhältniswerte Φ_S / Φ_1 dargestellt. Aufgrund unterschiedlicher statischer Ersatzsysteme und der entsprechenden Abminderung der Deckenstützweite ergeben sich vier zu differenzierende Vergleichsfälle. Zudem wird für beide Berechnungsmethoden die nach [DIN EN 1996-3/NA:2019-12] geltende Limitierung des Traglastfaktors von $\Phi \leq 0,9 \cdot a/t$ zugrunde gelegt.



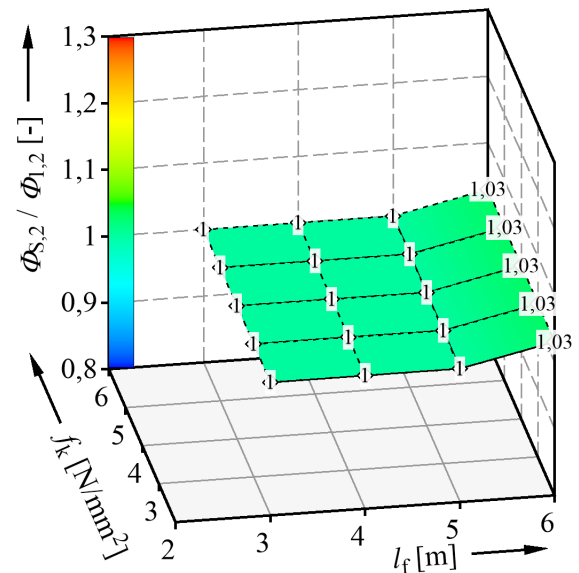
a) einachsrig gespanntes Einfeldsystem der Decke mit $0,9 \cdot l_f$ nach [prEN 1996-3:2022] und $1,0 \cdot l_f$ nach [DIN EN 1996-3/NA:2019-12]



b) einachsrig gespanntes Durchlaufsystem der Decke mit $0,7 \cdot l_f$ nach [prEN 1996-3:2022] und $1,0 \cdot l_f$ nach [DIN EN 1996-3/NA:2019-12]



c) zweiachsrig gespanntes Einfeldsystem der Decke mit $0,7 \cdot l_f$ nach [prEN 1996-3:2022] und $0,85 \cdot l_f$ nach [DIN EN 1996-3/NA:2019-12]



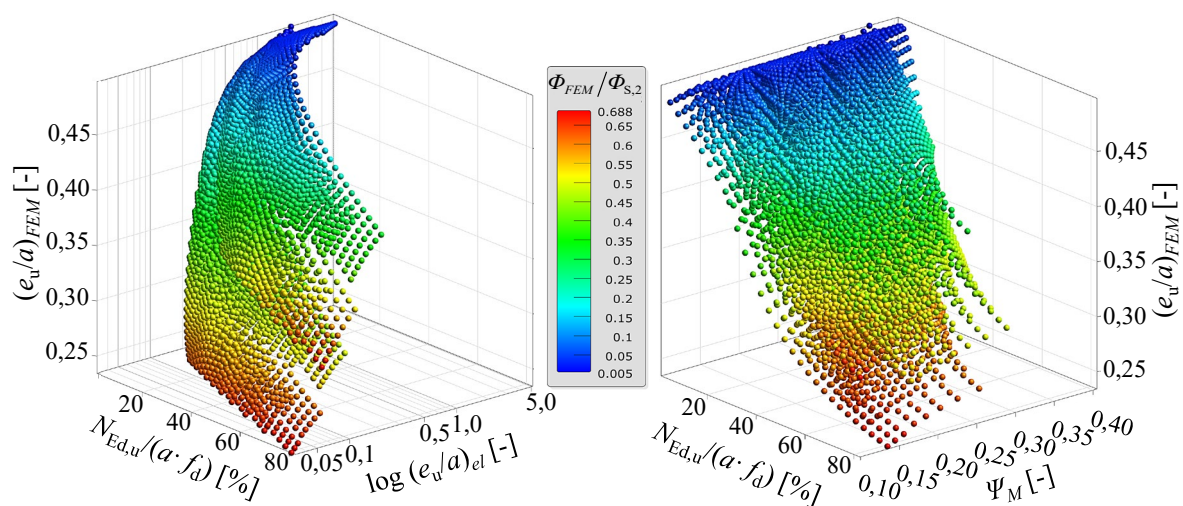
d) zweiachsrig gespanntes Durchlaufsystem der Decke mit $0,5 \cdot l_f$ nach [prEN 1996-3:2022] und $0,85 \cdot l_f$ nach [DIN EN 1996-3/NA:2019-12]

Abbildung 5.13: Vergleich der vereinfachten Berechnungsmethoden nach [DIN EN 1996-3/NA:2019-12] mit Φ_1 und [prEN 1996-3:2022] mit Φ_S für unterschiedliche statische Ersatzsysteme und einer Knicklänge der Wand von $h_{ef} = 2,5$ m sowie unter Berücksichtigung von Φ_2

Wesentliche Traglaststeigerungen gegenüber [DIN EN 1996-3/NA:2019-12] mit $\Phi_S / \Phi_1 > 1$ ergeben sich insbesondere bei einachsrig gespannten Durchlaufsystemen mit Stützweiten $l_f > 5$ m (siehe Abbildung 5.13b). Die Ursache hierfür ist die Reduktion der effektiven Stützweite, wonach sich $1,0 / 0,7 \sim 1,43$ -fach geringere effektive Stützweiten ergeben. Dagegen ist bei zweiachsrig gespannten Systemen festzustellen, dass sich trotz geringerer effektiver Stützweiten nach [prEN 1996-3:2022] keine nennenswerten Traglaststeigerungen gegenüber [DIN EN 1996-3/NA:2019-12] ergeben. Dies liegt darin begründet, dass nach beiden vereinfachten Berechnungsverfahren der Traglastfaktor Φ_2 maßgebend wird. Etwaige Traglaststeigerungen bedingt durch $\Phi_S / \Phi_1 > 1$ werden somit nicht in Rechnung gestellt.

Dieser Effekt wird mit steigender Knicklänge h_{ef} weiter verstärkt, sodass die in Abbildung 5.13c und Abbildung 5.13d vorhandenen Abweichungen $\Phi_S / \Phi_1 \neq 1$ bei $l_f > 5$ m sukzessive abnehmen. Dieser Zusammenhang zeigt sich auch in den in Anhang A.4 dargestellten Ergebnissen der Vergleichsberechnungen mit unterschiedlichen Knicklängen von $h_{ef} = 3,0$ m und 3,5 m.

Nachfolgend ist in Abbildung 5.14a zum Vergleich mit den numerischen Ergebnissen der Verhältniswert Φ_{FEM} / Φ_S in Abhängigkeit des Auflastniveaus und der bezogenen Lastausmitten $(e_w/a)_{FEM}$ bzw. $(e_w/a)_{el}$ dargestellt. Demzufolge wird mit dem Maximalwert von $(\Phi_{FEM} / \Phi_S)_{max} = 0,688$ deutlich, dass der Traglastfaktor mit der vereinfachten Berechnungsmethode auf der unsicheren Seite abgeschätzt wird. Mit zunehmender Einschnürung der Spannungsverteilung am Wandfuß – entspricht in Abbildung 5.14 einer ansteigenden bezogenen Lastausmitte $(e_w/a)_{FEM}$ – nehmen die Abweichungen überproportional zu. Eine Korrelation zum Auflastniveau $N_{Ed} / (a \cdot f_d)$ ist in diesem Fall nicht festzustellen. Dies wird durch die Darstellung in Abbildung 5.14b ersichtlich, wonach die Abweichung des Verhältniswerts Φ_{FEM} / Φ_S weder mit dem Auflastniveau noch mit dem Verteilungsfaktor Ψ_M nach Gl. (5.14) korreliert. Es ist lediglich eine Tendenz erkennbar, nach welcher die Differenz der Traglastfaktoren (Φ_{FEM} und Φ_S) mit steigendem Auflastniveau und geringem Verteilungsfaktor Ψ_M abnimmt.



- a) Φ_{FEM} / Φ_S bzw. Φ_{FEM} / Φ_2 in Abhängigkeit des Auflastniveaus und den bezogenen Lastausmitten $(e_w/a)_{FEM}$ bzw. $(e_w/a)_{el}$
- b) Φ_{FEM} / Φ_S bzw. Φ_{FEM} / Φ_2 in Abhängigkeit des Auflastniveaus, der bezogenen Lastausmitte $(e_w/a)_{FEM}$ und des Verteilungsfaktors Ψ_M

Abbildung 5.14: Gegenüberstellung der Verhältniswerte Φ_{FEM} / Φ_S bzw. Φ_{FEM} / Φ_2 am Wandfuß nach der vereinfachten Berechnungsmethode nach [prEN 1996-3:2022]

Abschließend ist hinsichtlich der vereinfachten Berechnungsmethoden zu konstatieren, dass weder nach [DIN EN 1996-3/NA:2019-12] noch [prEN 1996-3:2022] die Traglastfaktoren aufgrund der sich ergebenden Streubreite nicht pauschal auf der sicheren Seite liegen. Die in diesem Abschnitt gewonnenen Erkenntnisse bestätigen einmal mehr die Erforderlichkeit eines rechnerischen Ansatzes zur realitätsnahen Schnittgrößenermittlung für die wirtschaftliche Bemessung des Außenwand-Decken-Knotens.

5.1.3.4 Zusammenfassung

Die Gegenüberstellung der FE-Berechnungen mit der vereinfachten linear-elastischen Rahmenberechnung hat ergeben, dass bei vollaufgelagerten Decken das Klaffen der Kontaktzone im Außenwand-Decken-Knoten bis zu einer bezogenen Lastausmitte $(e/t)_{el} < 1/3$ vernachlässigbar und eine allgemeine Abminderung der entsprechenden Knotenmomente um den Faktor η nicht erforderlich ist. Erst mit $(e/t)_{el} \geq 1/3$ wirkt sich die strukturelle Nichtlinearität der Kontaktzone auf die Knotenmomente merklich aus. Um diesem Effekt Rechnung zu tragen, darf nach vorangegangener Reduzierung um den Faktor η gemäß [EN 1996-1-1:2022] die sog. Rücksetzregel angewendet werden. Durch den Vergleich mit den numerischen Ergebnissen konnte jedoch festgestellt werden, dass die Anwendung der Rücksetzregel nicht pauschal auf der sicheren Seite liegt. Demzufolge kann sowohl am Wandkopf als auch -fuß das Zurücksetzen der Exzentrizität nicht ausschließlich durch das nichtlineare Kontaktverhalten des Außenwand-Decken-Knotens widerspiegelt werden.

Im Vergleich zur Vollauflagerung zeigt die Analyse bei teilaufgelagerten Decken, dass sich die Knotenmomente infolge des nichtlinearen Kontaktbereichs erheblich voneinander unterscheiden. Durch die pauschale Anwendung des normativ zulässigen Reduktionsfaktors η wird die Abweichung und vor allem die Streubreite gegenüber den numerischen Lastausmitteln $(e/a)_{FEM}$ sogar vergrößert. Dies gilt auch in Bezug auf die Anwendung der Rücksetzregel, wodurch insbesondere am Wandfuß die Querschnittstragfähigkeit deutlich überschätzt wird. Dabei resultieren die Abweichungen gegenüber der vereinfachten Rahmenberechnung aus zwei wesentlichen Effekten:

- Zum einen ergibt sich aus der Interaktion zwischen einwirkender Wandnormalkraft und Knotenrotation des Außenwand-Decken-Knotens eine örtliche Spannungskonzentration am Wandfuß. In Kombination mit der teilaufgelagerten Decke ist die Lage der resultierenden Kraft auf Querschnittsebene lokal begrenzt. Eine Umlagerung der Exzentrizität in Richtung der Systemachse $a/2$ ist nur eingeschränkt möglich, da unabhängig des Beanspruchungsniveaus die Lagerfugen im unteren Drittel der Wand stets überdrückt sind. Demnach kann der unmittelbar am Außenwand-Decken-Knoten anschließende Wandfuß der Deckenrotation nicht nachgeben bei zugleich zunehmender Einschnürung des Kontaktbereichs. Bei geringem Auflastniveau verstärkt sich dieser Effekt, da sich der Wandkopf der Mitwirkung am Lastabtrag durch übermäßige Rotation entzieht.
- Zum anderen ist festzustellen, dass mit zunehmendem Auflastniveau am Wandkopf mehr Querschnittsbreite am Lastabtrag aktiviert als durch die linear-elastische Rahmenberechnung in Rechnung gestellt wird. Damit geht einher, dass sich auf Querschnittsebene die Exzentrizität der Bruttoquerschnittsachse $t/2$ annähert und somit außerhalb der theoretischen Systemachse zwischen $t/2$ und $a/2$ liegt. Da dieser Effekt in der vereinfachten Rahmenberechnung nicht auftreten kann, werden folglich die Knotenmomente teilweise deutlich zu konservativ ermittelt.

In Abbildung 5.15 werden die beiden aufgeführten Effekte in Form der Normalspannungsverteilung σ_y über die Wanddicke t unmittelbar in der Kontaktzone des Außenwand-Decken-Knotens exemplarisch dargestellt. Die Berechnung erfolgt an beiden Rahmenerersatzsystemen auf Basis gleicher Steifigkeitsverhältnisse sowie Auflastniveaus am Wandfuß. Die Abweichungen hinsichtlich des Auflastniveaus am Wandkopf resultieren aus den unterschiedlichen Deckenauflegerkräften bedingt durch die von der Teil- bzw. Vollauflagerung aktivierbare Querschnittsbreite.

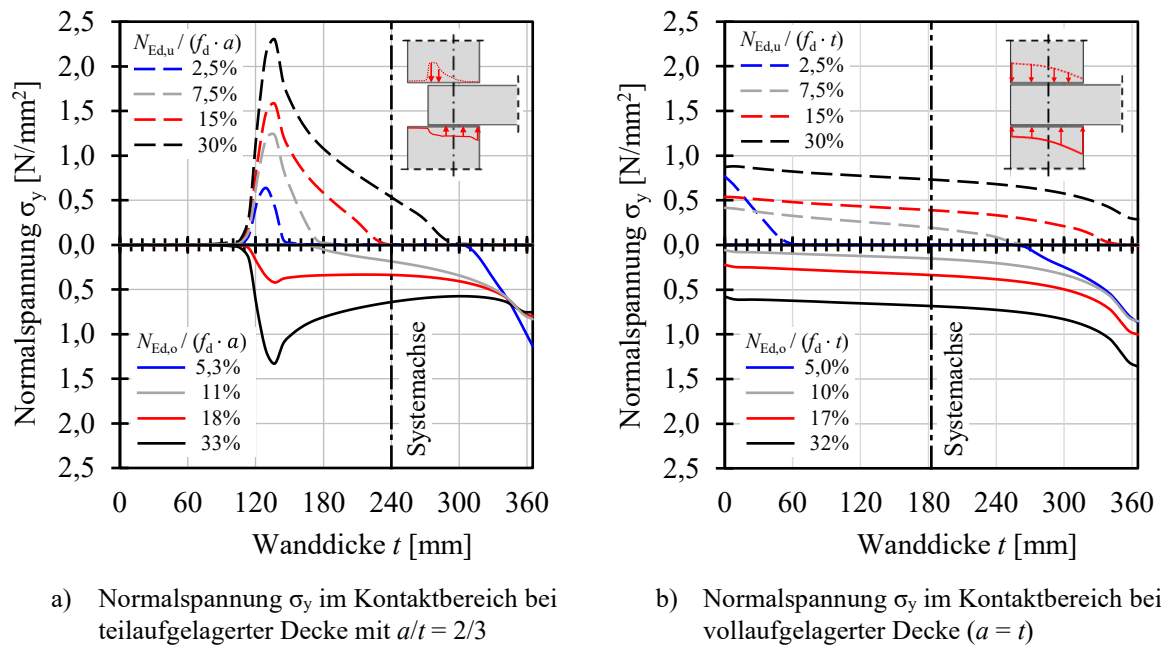


Abbildung 5.15: Vergleich der Normalspannungsverteilung σ_y am Wandkopf und -fuß des Außenwand-Decken-Knotens bei voll- und teilaufgelagerter Decke in Abhängigkeit des Auflastniveaus mit $n = 4$ / $l = 4 \text{ m} / h = 2,5 \text{ m} / h_{\text{Decke}} = 0,2 \text{ m} / q_d = 15,64 \text{ kN/m} / E_{cm} = 15.000 \text{ N/mm}^2 / E = 4.500 \text{ N/mm}^2$

Aus Abbildung 5.15a geht deutlich der Effekt der begrenzten Umlagerungsmöglichkeit der Spannungsergebnisse bedingt durch die Teilauflagerung am Wandfuß hervor. Durch die sukzessive Auflaststeigerung wird offensichtlich, dass eine volle Aktivierung der rechnerischen Querschnittsbreite mit $(e_w/a)_{FEM} = 0$, ohne dabei die Querschnittstragfähigkeit zu überschreiten, nicht möglich ist. Demgegenüber ist am Wandkopf festzustellen, dass mit steigendem Auflastniveau merkliche Spannungsumlagerungen einhergehen sowie die am Lastabtrag aktivierbare Querschnittsbreite stetig zunimmt.

Im Vergleich dazu stellt sich bei vollaufgelagerten Decken in Abbildung 5.15b eine wesentlich gleichmäßigere Spannungsverteilung ein. Bedingt durch die Vollauflagerung findet der Vorzeichenwechsel des Biegemoments – aufgrund konstanter Normalspannungsverteilung σ_y – ungefähr in Wandhöhenmitte statt. Demzufolge ist bei geringem Auflastniveau die Kontaktzone des Außenwand-Decken-Knotens nicht vollständig überdrückt, sodass gegenüber der Deckenrotation die sich einstellenden Relativrotationen am Wandfuß und -kopf nur unwesentlich unterscheiden.

Auch in Bezug auf die vereinfachten Berechnungsmethoden nach [DIN EN 1996-3/NA:2019-12] sowie der aktuellen Entwurfsfassung [prEN 1996-3:2022] erfolgte keine zufriedenstellende Abschätzung der numerischen Traglastfaktoren. Folglich reicht die alleinige Berücksichtigung der strukturellen Nichtlinearität nicht aus, um die vereinfachten Berechnungsmethoden auf der sicheren Seite liegend zu verifizieren.

Als maßgebende Eingangsgrößen für die nachfolgende Approximation konnten zum einen die bezogenen Lastausmitteln $(e/a)_{FEM}$ und $(e/a)_{el}$ bzw. $(e/t)_{FEM}$ und $(e/t)_{el}$ und zum anderen der zugehörige Verteilungsfaktor Ψ_M bestimmt werden. In Abbildung 5.16 sind diese mit Kennzeichnung des entsprechenden Korrekturfaktors $\eta_{e/a}$ bzw. $\eta_{e/t}$ nach Gl. (5.13) – Faktor zur Umrechnung der linear-elastischen zur numerischen bezogenen Lastausmitte – dargestellt (je Diagramm sind 8.800 Berechnungsergebnisse auf der Basis von 704 variierenden Verhältniswerten der linear-elastischen Rotationssteifigkeit $R_{\varphi,S} / R_{\varphi,W}$ enthalten). Dabei ist im Fall der Vollauflagerung anzumerken, dass die erkennbaren Abweichungen am Wandkopf und -fuß im

Bereich von $\eta_{el/t} < 1,0$ bei $(e/t)_{el} < 1/3$ aufgrund der normativen Mindestausmitte ($e/t = 0,05$) auf der sicheren Seite liegend vernachlässigbar sind. In Bezug auf die Teilauf Lagerung wird in Abbildung 5.16a und Abbildung 5.16b abermals deutlich, dass die maßgebende Nachweisstelle die Beanspruchungssituation am Wandfußquerschnitt darstellt. Aufbauend auf den in Abbildung 5.16 veranschaulichten Abhängigkeiten erfolgt im Weiteren die Beschreibung eines approximativen Ansatzes zur Quantifizierung der bezogenen numerischen Lastausmitte.

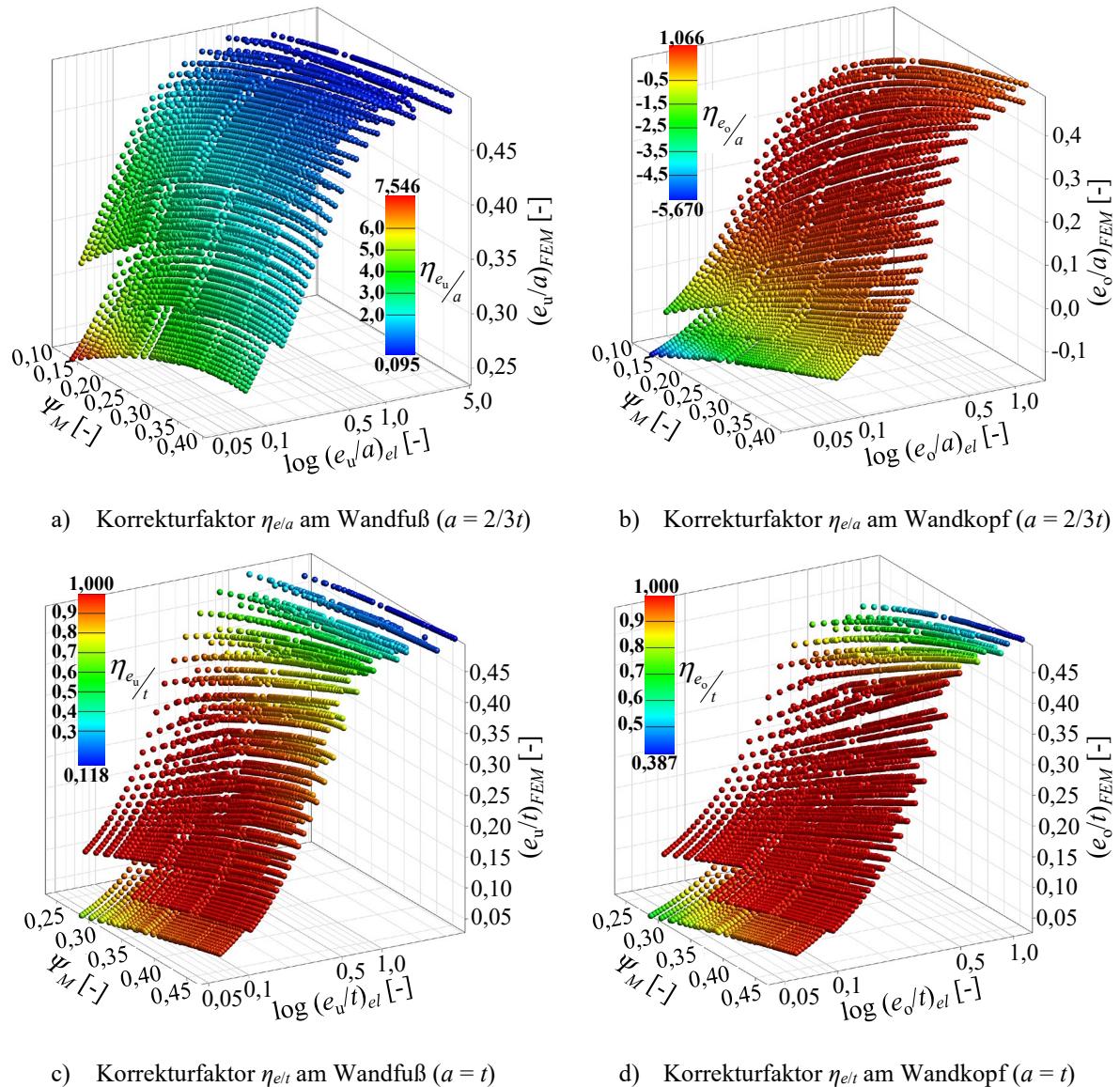


Abbildung 5.16: Gegenüberstellung des Korrekturfaktors η_{ela} bzw. $\eta_{el/t}$ in Abhängigkeit des Verteilungsfaktors Ψ_M und den bezogenen Lastausmitten $(e/a)_{FEM}$ und $(e/a)_{el}$ bzw. $(e/t)_{FEM}$ und $(e/t)_{el}$

5.2 Semiempirische Approximation der bezogenen Lastausmitte

Nachfolgend soll auf Basis der Eingangsgrößen, welche der vereinfachten linear-elastischen Rahmenberechnung zugrunde liegen, eine semiempirische Formulierung zur Approximation der numerischen bezogenen Lastausmitten $(e/a)_{FEM}$ bzw. $(e/t)_{FEM}$ entwickelt werden. Auf diese Weise sollen zunächst die wesentlichen nichtlinearen Effekte in Bezug auf die Knotenmomente wirklichkeitsnah abgeschätzt und anschließend in die weiterführende Bemessung überführt werden. Hierbei liegen den nachfolgenden approximativen Formulierungen die in Abschnitt 1.3 aufgeführten Randbedingungen zugrunde.

Neben den konstanten Faktoren sind in den Approximationsgleichungen als variable Parameter einzig die bezogene Lastausmitte $(e/a)_{el}$ bzw. $(e/t)_{el}$ sowie der Verteilungsfaktor Ψ_M nach Gl. (5.14) enthalten. Somit sind infolge der Parameter $(e/a)_{el}$ bzw. $(e/t)_{el}$ neben dem Steifigkeitsverhältnis auch maßgeblich die einwirkende Wandnormalkraft sowie die Deckenauflast inkludiert. Die entsprechenden Rotationssteifigkeiten werden in der Berechnung durch den zugehörigen Verteilungsfaktor Ψ_M erfasst. Die nachfolgend vorgestellten semiempirischen Approximationsgleichungen beinhalten demnach den Grundgedanken, wonach das Ergebnis der nichtlinearen FE-Analyse einer entsprechenden $(e/a)_{el}$ – bzw. $(e/t)_{el}$ – Ψ_M – Kombination zugeordnet werden kann. Hierbei liegt in Bezug auf die FE-Analyse die Feststellung aus Abschnitt 5.1.3.1 und 5.1.3.2 zugrunde, nach welcher es bei der numerischen bezogenen Lastausmitte weniger auf den Absolutwert, sondern vielmehr auf den Verhältniswert der Rotationssteifigkeit sowie der Lastausmitte zur Auflagertiefe ankommt.

Des Weiteren konnte bei vollaufgelagerten Decken festgestellt werden, dass bis zu einer bezogenen Lastausmitte $(e/t)_{el} < 1/3$ eine Approximation der numerischen Knotenmomente sowohl am Wandkopf als auch -fuß nicht erforderlich ist. Erst bei darüber hinaus liegenden Lastausmitten wirkt sich die strukturelle Nichtlinearität des Außenwand-Decken-Knotens auf die Knotenmomente aus. Außerdem ist auch eine approximative Formulierung der bezogenen Lastausmitten für $(e/a)_{el} \geq 1$ sowie $(e/t)_{el} \geq 1$ nicht zweckmäßig. In Abbildung 5.17 sind hierzu die entsprechenden Ergebnisse getrennt nach Voll- und Teilauflagerung gegenübergestellt.

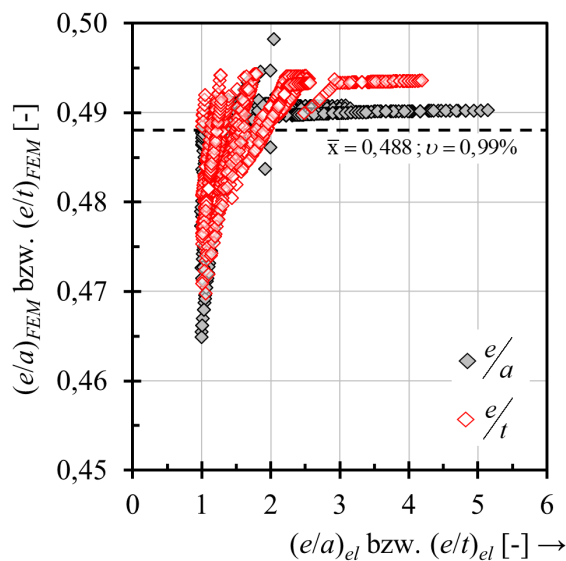


Abbildung 5.17: Vergleich der numerischen und linear-elastischen bezogenen Lastausmitten am Wandkopf und -fuß mit $(e/a)_{el} \geq 1,0$ bzw. $(e/t)_{el} \geq 1,0$

Unabhängig der Deckenaufлагersituation ergibt sich somit ein arithmetischer Mittelwert von $\bar{x} = 0,488$ sowie ein Variationskoeffizient von $\nu = 0,99\%$. Da jedoch der FE-Analyse linear-elastische Materialeigenschaften zugrunde liegen, ist fraglich, inwiefern sich diese Lastausmitten insbesondere bei teilaufgelagerten Decken am Wandfuß unter Berücksichtigung tatsächlicher Plastifizierungen des Mauerwerks einstellen können. Sowohl die eigens im Vorfeld dieser Arbeit als auch die in [Schermer et al. 2020] durchgeführten partiellen Teilflächenbelastungen haben gezeigt, dass sich die Umlagerungskapazität auf Basis herkömmlicher einaxialer Druckversuche mit streifenförmiger Lastanordnung nicht erfassen lässt. In Abschnitt 5.3 wird hierzu ein Prüfkonzept vorgestellt, mit welchem die Besonderheiten der un stetigen Spannungsverteilung am Wandfuß wirklichkeitsnah abgebildet und die vom Lochbild abhängige Umlagerungsmöglichkeit des Mauerwerks quantifiziert werden kann.

5.2.1 Approximation am Wandkopfquerschnitt

Die nachstehende Approximation am Wandkopf erfolgt getrennt von der bezogenen Deckenauflagertiefe mit $a/t = 2/3$ bzw. $a = t$. Bei den Berechnungen mit teilaufgelagerter Decke ergeben sich die Definitionsbereiche zu $(e_o/a)_{el} < 0,35$ und $0,35 \leq (e_o/a)_{el} < 1,0$ sowie im Fall einer vollaufgelagerten Decke zu $1/3 \leq (e_o/t)_{el} < 1,0$.

Bezogene Lastausmitte bei Teilauflagerung für $(e_o/a)_{el} < 0,35$

Die numerische Parameterstudie hat ergeben, dass am Wandkopf mit zunehmendem Auflastniveau mehr Querschnittsbreite am Lastabtrag aktiviert wird als normativ in Rechnung gestellt wird. Um diesen Effekt zu berücksichtigen, ist zuerst eine Fallunterscheidung nach Gl. (5.20) erforderlich. Hierin gehen als variable Parameter der Verteilungsfaktor Ψ_M als Exponential- bzw. die bezogene Lastausmitte $(e_o/a)_{el}$ als Potenzfunktion in die Berechnung ein.

$$\xi = 0,35 \cdot \Psi_M \left(\frac{e_o}{a} \right)_{el}^{+0,16} - 1,2 \cdot \left(\frac{e_o}{a} \right)_{el}^{0,78} \begin{cases} > 0 \\ \leq 0 \end{cases} \quad (5.20)$$

Dabei bedeutet

$\xi > 0$: am Lastabtrag aktivierte Querschnittsbreite $a_{\text{eff}} > a$

$\xi \leq 0$: am Lastabtrag aktivierte Querschnittsbreite $a_{\text{eff}} \leq a$

Mit Gl. (5.20) wird zunächst die Lage der Resultierenden auf Querschnittsebene ermittelt, wonach sich anschließend die am Lastabtrag aktivierte Querschnittsbreite bzw. bezogene Lastausmitte auf Grundlage des Faktors ξ quantifizieren lässt. Zum besseren Verständnis ist der ξ -Faktor in Abhängigkeit der numerischen bezogenen Lastausmitte $(e_o/a)_{FEM}$ in Abbildung 5.18 dargestellt. Mit einer mittleren prozentualen Abweichung gegenüber $(e_o/a)_{FEM}$ von 6,0 % wird die bereits gute Übereinstimmung der Approximationsgleichung deutlich.

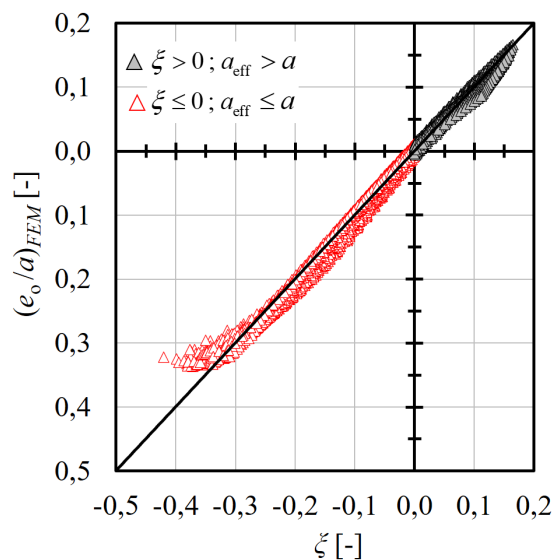


Abbildung 5.18: Gegenüberstellung der numerischen bezogenen Lastausmitteln am Wandkopf für $(e/a)_{el} < 0,35$ mit den zur Fallunterscheidung herangezogenen ξ -Faktoren

Anschließend erfolgt in Abhängigkeit der Abfrage mit $\xi > 0$ bzw. $\xi \leq 0$ die Berechnung der bezogenen Lastausmitte $(e_o/a)_{cal}$ nach Gl. (5.21) mit den multiplikativ verknüpften Exponen-

tialfunktionen des Verteilungsfaktors Ψ_M und des ξ -Faktors. Durch die darin enthaltenen variablen linear-elastischen Parameter und konstanten β -Beiwerte werden effektiv die betragsmäßigen Abweichungen des ξ -Faktors gegenüber $(e_o/a)_{FEM}$ weiter minimiert. Zusätzlich wird für bezogene Auflagertiefen $a/t > 2/3$ vereinfachend ein linearer Zusammenhang zwischen Auflagertiefe und bezogener numerischer Lastausmitte unterstellt. Die lineare Interpolation ist dabei auf einen Grenzbereich von $2/3 < a/t \leq 1,0$ limitiert. Mit $a = t$ ergibt sich somit in Gl. (5.21) die bezogene Lastausmitte zu $(e_o/a)_{cal} = (e_o/t)_{el}$. Dies entspricht der Feststellung, wonach sich die Schnittgrößen bei vollaufgelagerten Decken erst ab einer Lastausmitte von $(e_o/t)_{el} > 1/3$ wesentlich von der numerischen Berechnung unterscheiden. Bei teilaufgelagerten Decken ist zudem ein etwaiger Vorzeichenwechsel der bezogenen Lastausmitte zu beachten. Dies erfolgt in Gl. (5.21) durch den Ω -Faktor, der in Hinblick auf die lineare Interpolation die entsprechende Vorzeichendefinition berücksichtigt.

$$\left(\frac{e_o}{a}\right)_{cal} = \left| \Omega + \left[3 - \frac{3 \cdot a}{t} \right] \cdot \left[\beta_1 \cdot |\xi| \left(\frac{e_o}{a}\right)_{el}^{+\beta_2} \cdot \Psi_M^{\beta_3} \left(\frac{e_o}{a}\right)_{el}^{-\beta_4} \right] - \Omega \right| \quad (5.21)$$

Mit:

	$\xi > 0$	$\xi \leq 0$
β_1	0,41	2,77
β_2	0,60	1,24
β_3	1,53	1,80
β_4	0,18	0,28
Ω	$-\left(\frac{e_o}{a}\right)_{el}$	$\left(\frac{e_o}{a}\right)_{el}$

Da im Grenzfall mit $a/t = 2/3$ eine Interpolation nicht erforderlich ist, kann in diesem Fall Gl. (5.21) vereinfacht werden zu Gl. (5.22).

$$\left(\frac{e_o}{a}\right)_{cal} = \beta_1 \cdot |\xi| \left(\frac{e_o}{a}\right)_{el}^{+\beta_2} \cdot \Psi_M^{\beta_3} \left(\frac{e_o}{a}\right)_{el}^{-\beta_4} \quad \text{für } a/t = 2/3 \quad (5.22)$$

Die daraus resultierenden Ergebnisse sind getrennt für $\xi > 0$ und $\xi \leq 0$ mit Angabe des Variationskoeffizienten v in Abbildung 5.19 dargestellt. In Bezug auf die Abweichungen im Ursprungsbereich mit $|(e/a)| \leq 0,05$ ist anzumerken, dass diese aufgrund der normativen bezogenen Mindestlastausmitte nach [EN 1996-1-1:2022] zu vernachlässigen sind und demnach in der Ermittlung des Variationskoeffizienten nicht berücksichtigt wurden. Der Vergleich zeigt, dass sich mit geringfügiger Streubreite bzw. $v = 3,9\%$ für $\xi > 0$ und $v = 4,5\%$ für $\xi \leq 0$ die numerischen Ergebnisse mit Gl. (5.21) zufriedenstellend approximieren lassen.

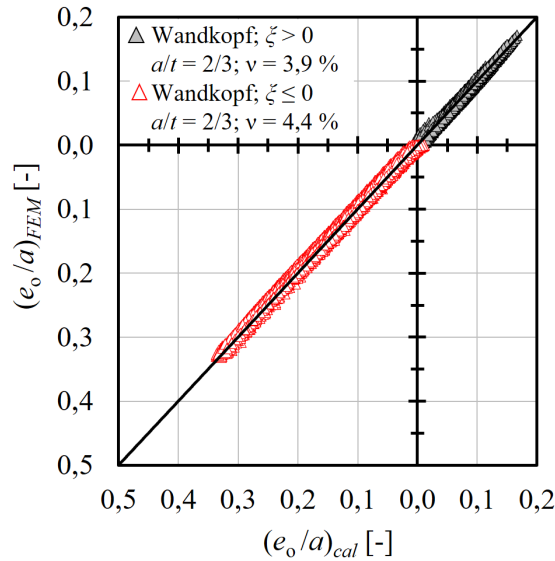


Abbildung 5.19: Vergleich der bezogenen numerischen $(e_o/a)_{FEM}$ und approximierten Lastausmitten $(e_o/a)_{cal}$ am Wandkopf für $(e_o/a)_{el} < 0,35$

Bezogene Lastausmitte für $0,35 \leq (e_o/a)_{el} < 1,0$ und $1/3 \leq (e_o/t)_{el} < 1,0$

Die approximative Formulierung muss den Anforderungen genügen, dass zum einen die Funktion sowohl für $0,35 \leq (e_o/a)_{el} < 1,0$ als auch $1/3 \leq (e_o/t)_{el} < 1,0$ gültig ist. Zum anderen ist insbesondere die Bedingung an die Stetigkeit zu erfüllen, wonach der Grenz- mit dem Funktionswert bei $(e_o/a)_{el} = 0,35$ bzw. $(e_o/t)_{el} = 1/3$ übereinstimmen muss.

Beide Anforderungen werden mit der nach Gl. (5.23) beschriebenen Approximation zufriedenstellend abgedeckt. Hinsichtlich der Deckenauflagertiefe erfolgt die Unterscheidung durch eine lineare Interpolation der Parameter β_5 und β_6 nach Gl. (5.24) bzw. Gl. (5.25). Im Falle einer vollaufgelagerten Decke ist in Gl. (5.23) für die Auflagertiefe a die entsprechende Wanddicke t einzusetzen. Die vorgegebene Limitierung auf einen Funktionswert von $(e_o/a)_{cal} \leq 0,48$ orientiert sich an dem in Abbildung 5.17 aufgezeigten Mittelwert bei $(e_o/a)_{el}$ und $(e_o/t)_{el} > 1,0$. Allerdings ist auch hier anzumerken, dass für die Verifizierung des definierten Grenzwerts weiterführende experimentelle Untersuchungen erforderlich sind. Aufgrund der physikalisch linear-elastischen FE-Analyse werden etwaige Plastifizierungen des Mauerwerks nicht berücksichtigt, sodass der hier angegebene Grenzwert $(e_o/a)_{cal} \leq 0,48$ auf der sicheren Seite liegt.

$$\left(\frac{e_o}{a}\right)_{cal} = 0,78 \cdot \left(\frac{e_o}{a}\right)_{el}^{0,71} - \beta_5 \cdot \left(\frac{e_o}{a}\right)_{el}^2 + \beta_6 \cdot \left(\frac{e_o}{a}\right)_{el} \cdot \Psi_M \leq 0,48 \quad (5.23)$$

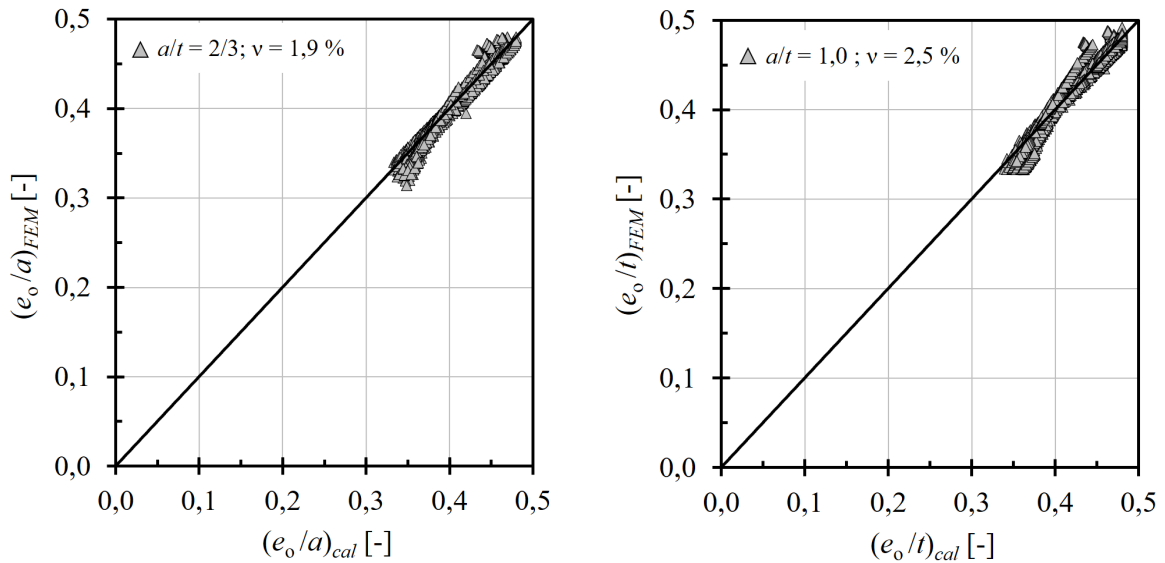
Mit:

$$\beta_5 = 0,27 \cdot \frac{a}{t} + 0,22 \quad (5.24)$$

$$\beta_6 = 0,51 \cdot \frac{a}{t} - 0,11 \quad (5.25)$$

Zur Bewertung der Güte der Approximationsfunktion werden in Abbildung 5.20a und Abbildung 5.20b die bezogenen Lastausmitten nach Gl. (5.23) mit den numerischen Ergebnissen verglichen. Die daraus resultierenden Variationskoeffizienten als Maß der Streubreite ergeben sich für die Teilauflagerung zu $\nu = 1,9 \%$ sowie für die Vollauflagerung zu $\nu = 2,5 \%$.

Demgemäß lassen sich die numerischen Ergebnisse für beide Deckenaufagersituationen zufriedenstellend mit Gl. (5.23) approximieren.



a) Approximation bei teilaufgelagerter Decke b) Approximation bei vollaufgelagerter Decke

Abbildung 5.20: Vergleich der bezogenen numerischen und approximierten Lastausmitten am Wandkopf für $0,35 \leq (e_o/a)_{el} < 1,0$ und $1/3 \leq (e_o/t)_{el} < 1,0$

Hinsichtlich eines stetigen Übergangs der Approximationsfunktion im Grenzwertbereich von $(e_o/a)_{el} = 0,35$ gilt die Bedingung nach Gl. (5.26), wonach der Funktionswert $f(x_0)$ sowohl mit Gl. (5.21) als auch Gl. (5.23) identisch mit dem Grenzwert sein muss. Für die entsprechende Fehlerberechnung der Approximationsfunktionen wird durch Variation des Verteilungsfaktors ($0,1 \leq \Psi_M \leq 0,4$) im Grenzwertbereich die zugehörige Abweichung bestimmt. Bei Vollauflagerung beträgt die hieraus resultierende prozentuale Abweichung der Funktionswerte im Mittel $\Delta_{el/t} = 1,23 \%$ und im Fall der Teilauflagerung $\Delta_{el/a} = 5,06 \%$. Entscheidender ist jedoch der Sachverhalt, dass im Grenzwertbereich mit beiden Approximationsfunktionen das Kriterium erfüllt ist, wonach im quasi-stetigen Übergangsbereich keine Überschneidung der Funktionswerte vorliegt.

$$\lim_{x \rightarrow x_0} f(x) = f(x_0) \tag{5.26}$$

In Abbildung 5.21a ist der Vergleich der approximierten mit den numerischen Ergebnissen für den gesamten Grenzwertbereich $(e_o/a)_{el} < 1,0$ mit Angabe des Variationskoeffizienten enthalten. Darüber hinaus wird abschließend zur Visualisierung des quasi-stetigen Übergangs in Abbildung 5.21a die Approximation mit den linear-elastischen bezogenen Lastausmitten $(e_o/a)_{el}$ gegenübergestellt.

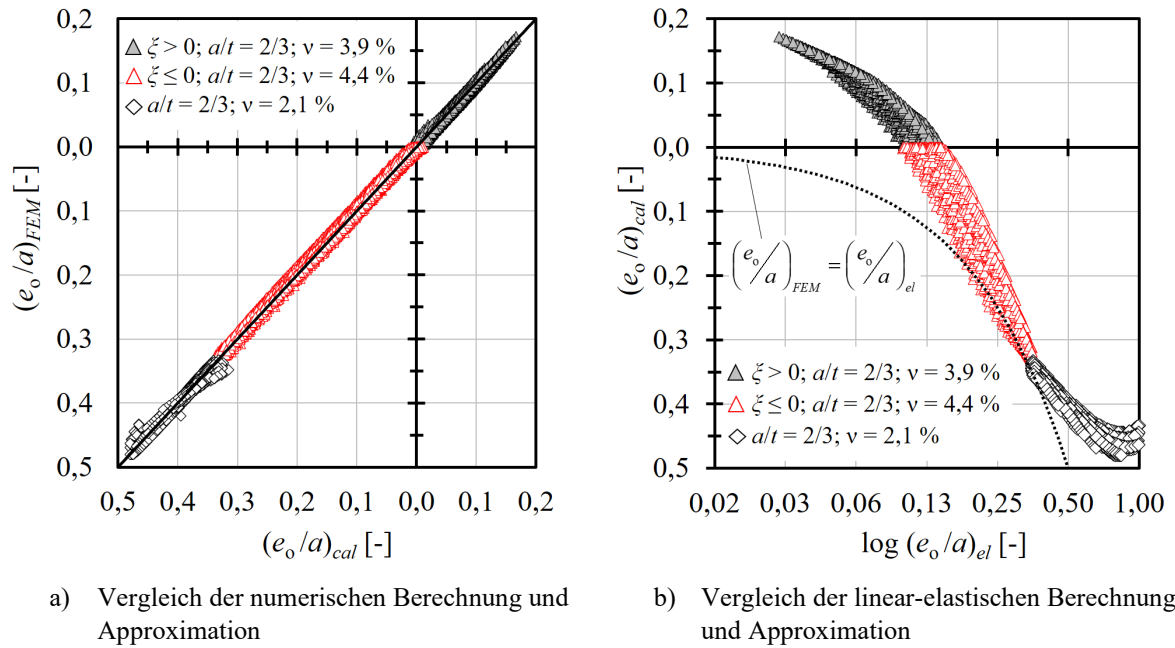


Abbildung 5.21: Vergleich der bezogenen Lastausmitten auf Basis numerischer $(e_o/a)_{FEM}$, linear-elastischer $(e_o/a)_{el}$ und approximativer $(e_o/a)_{cal}$ Berechnung

5.2.2 Approximation am Wandfußquerschnitt

Die Auswertung der FE-Analyse hat gezeigt, dass insbesondere die aus der Teilauflagerung resultierenden bezogenen Lastausmitten ohne weiterführende experimentelle Untersuchungen zunächst noch kritisch zu bewerten sind. Ohne gesonderte Betrachtung etwaiger Umlagerungskapazitäten der Lastausmitte würde die anschließende Bemessung stellenweise deutlich zu konservativ erfolgen. Ungeachtet dessen können dennoch auf Grundlage der numerischen Ergebnisse die Effekte des nichtlinearen Kontaktverhaltens im Außenwand-Decken-Knoten auf die Schnittgrößenermittlung zunächst durch einen approximativen Ansatz quantifiziert werden. Die Zweckmäßigkeit der Approximationsfunktion liegt somit weniger auf der Bemessung, sondern vielmehr auf der Bewertung und Analyse der Knotenmomente unter Beachtung des nichtlinearen Kontaktverhaltens am Außenwand-Decken-Knoten.

Entgegen der Beanspruchungssituation am Wandkopf kann für den Definitionsbereich $(e_w/a)_{el} < 1,0$ am Wandfuß die Approximation nach Gl. (5.27) mit einer Funktion formuliert werden. Die Differenzierung hinsichtlich der bezogenen Deckenaufлагertiefe erfolgt darin ebenfalls durch eine lineare Interpolation, wobei als Einhängewert für die Vollauflagerung $(e_w/t)_{el}$ mit $(e_w/a)_{el}$ gleichgesetzt wird. Aus diesem Grund ist in Gl. (5.27) der ζ -Faktor nach Gl. (5.28) enthalten, mit welchem zunächst die Unterscheidung hinsichtlich der bezogenen Lastausmitte mit $(e_w/a)_{el} < 1/3$ bzw. $(e_w/a)_{el} \geq 1/3$ erfolgt. Für den Fall $(e_w/a)_{el} < 1/3$ kann auf eine zusätzliche Berechnung des ζ -Beiwerts verzichtet werden, da sich die linear-elastischen Schnittgrößen nur unwesentlich von der numerischen Berechnung unterscheiden. Die Interpolation wird somit zwischen $\zeta = (e_w/a)_{el}$ und $(e_w/a)_{FEM}$ in Abhängigkeit der bezogenen Auflagertiefe a/t durchgeführt. Um diese Vorgehensweise auch bei Überschreiten des Grenzwerts von $(e_w/a)_{el} \geq 1/3$ beizubehalten, ist für den Grenzbereich $1/3 \leq (e_w/a)_{el} < 1,0$ eine rechnerische Charakterisierung der entsprechenden bezogenen numerischen Lastausmitte $(e_w/t)_{FEM}$ erforderlich. Diese Approximation erfolgt mit der in Gl. (5.28) enthaltenen Polynomfunktion des ζ -Beiwerts für $(e_w/t)_{el} \geq 1/3$ mit einem Bestimmtheitsmaß von $R^2 = 0,981$. Anschließend können auf gleiche Weise die bezogenen Lastausmitten $(e_w/a)_{FEM}$ durch lineare

Interpolation ermittelt werden. Die für $(e_u/a)_{cal}$ vorgegebene Limitierung mit $\leq 0,47$ wurde abweichend von Abbildung 5.17 durch Minimierung der Fehlerquadratsumme ermittelt. Ferner wird bei Vollauflagerung durch den in Gl. (5.27) geltenden Mindestwert von $(e_u/a)_{cal} > 0,33$ ein stetiger Übergang im Grenzwertbereich $(e_u/a)_{el} = 1/3$ sichergestellt.

$$\left(\frac{e_u}{a} \right)_{cal} = \zeta + \left[3 - \frac{3 \cdot a}{t} \right] \cdot \left[\left(0,72 \cdot \left(\frac{e_u}{a} \right)_{el}^{1/4} - \frac{\Psi_M}{3} \right) - \zeta \right] \begin{cases} \leq 0,47 \\ > 1/3 \text{ bei } \left(\frac{e_u}{a} \right)_{el} \geq 1/3 \end{cases} \quad (5.27)$$

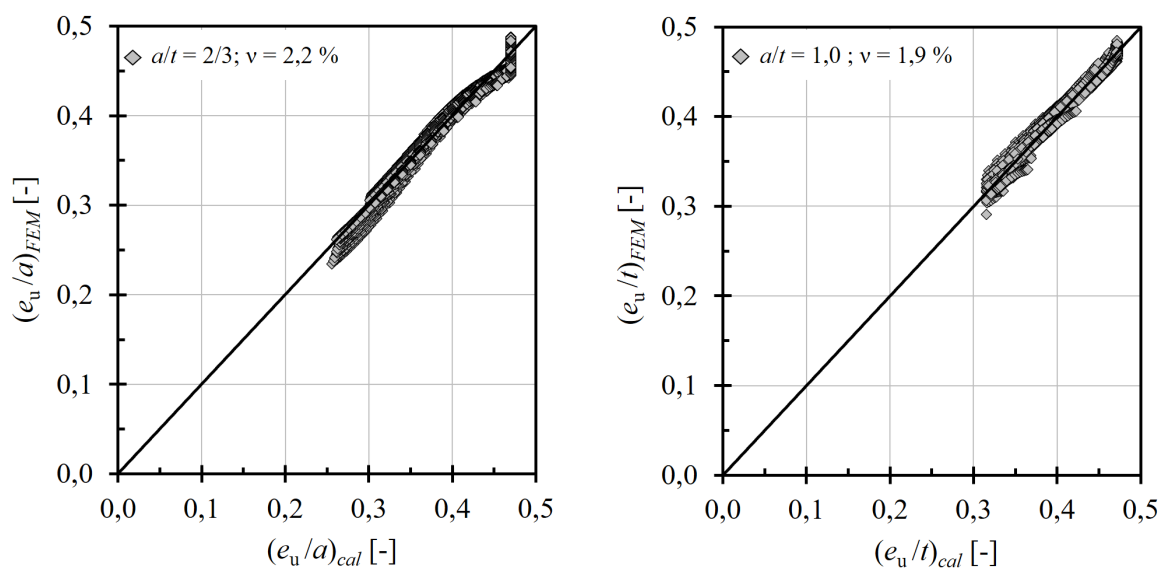
Mit:

$$\zeta = \begin{cases} \left(\frac{e_u}{a} \right)_{el} & \text{für } \left(\frac{e_u}{a} \right)_{el} < 1/3 \\ 0,29 \cdot \left(\frac{e_u}{a} \right)_{el}^3 - 1,1 \cdot \left(\frac{e_u}{a} \right)_{el}^2 + 1,28 \cdot \left(\frac{e_u}{a} \right)_{el} & \text{für } \left(\frac{e_u}{a} \right)_{el} \geq 1/3 \end{cases} \quad (5.28)$$

Für den Fall, dass eine bezogene Auflagertiefe von $a/t = 2/3$ vorliegt, entfällt die Interpolation und Gl. (5.27) kann vereinfacht werden zu:

$$\left(\frac{e_u}{a} \right)_{cal} = 0,72 \cdot \left(\frac{e_u}{a} \right)_{el}^{1/4} - \frac{\Psi_M}{3} \quad \text{für } a/t = 2/3 \quad (5.29)$$

Die daraus resultierenden Approximationen sind getrennt für die Voll- und Teilauflagerung in Abbildung 5.22 dargestellt. Durch die entsprechenden Variationskoeffizienten zeigt sich auch hier, dass die numerischen Ergebnisse auf Grundlage der entwickelten Approximationsfunktion zufriedenstellend beschrieben werden können.



a) Approximation bei teilaufgelagerter Decke

b) Approximation bei vollaufgelagerter Decke

Abbildung 5.22: Vergleich der bezogenen numerischen und approximierten Lastausmittungen am Wandfuß für $(e_u/a)_{el}$ bzw. $(e_u/t)_{el} < 1,0$

5.2.3 Ergebnisbewertung

Insbesondere bei teilaufgelagerten Decken hat sich in der vorangegangenen Auswertung der FE-Analyse in Abschnitt 5.1.3 die Notwendigkeit in Bezug auf eine realitätsnähere Schnittgrößenermittlung am Außenwand-Decken-Knoten herausgestellt. Bedingt durch unterschiedliche Effekte, sowohl auf System- als auch Querschnittsebene, ergeben sich am Wandkopf- und Wandfußquerschnitt verschiedene Besonderheiten, welche mit einer linear-elastischen Rahmenberechnung nicht berücksichtigt werden. Diese Effekte wurden im Zuge der FE-Analyse mit vereinfachten Randbedingungen erstmalig quantifiziert und mit normativen Berechnungsansätzen gegenübergestellt.

Hierfür konnte auf Grundlage linear-elastischer Parameter, welche der vereinfachten linear-elastischen Rahmenberechnung entsprechend dem genaueren Nachweisverfahren nach [EN 1996-1-1:2022] zugrunde liegen, ein semiempirischer Ansatz zur Approximation der bezogenen Lastausmitteln entwickelt werden. Die approximative Formulierung erfolgt dabei getrennt für den Wandkopf- und Wandfußquerschnitt. Darin enthalten sind lineare Interpolationsgleichungen, mit welchen den Besonderheiten hinsichtlich der bezogenen Auflagertiefe a/t Rechnung getragen wird. Die jeweilige Güte der Approximationsgleichungen konnte anhand der Vergleiche mit den numerischen Ergebnissen zufriedenstellend belegt werden.

In Bezug auf den Wandkopf wird in der approximativen Formulierung auch die Besonderheit des traglaststeigenden Effekts berücksichtigt. Ebenso können mittels der Approximationsgleichungen die entsprechenden Knotenmomente am Wandfuß unter Berücksichtigung der unstetigen Spannungsverteilung quantifiziert werden. Allerdings ist weiterhin ungeklärt, welche bezogenen Lastausmitteln sich bei geringem Auflastniveau unter Berücksichtigung tatsächlicher Plastifizierungen des Mauerwerks auf Querschnittsebene einstellen können. Somit richtet sich die Zweckmäßigkeit einer approximativen Formulierung der numerischen bezogenen Lastausmitte nach der tatsächlich vorhandenen Umlagerungskapazität. Da es sich hierbei jedoch um einen örtlichen Effekt handelt, ist dieser insbesondere von der Stegdicke und der Lochbildgeometrie des Mauersteins abhängig. Diesbezüglich existieren hingegen weder normative Prüfvorgaben noch entsprechende experimentelle oder numerische Forschungsergebnisse. Folglich ist die Formulierung eines allgemeingültigen Grenzwertes der bezogenen Lastausmitte ohne weiterführende Untersuchungen zunächst als kritisch zu bewerten. Der im Zuge dieser Arbeit definierte Grenzwert mit $(e/a)_{cal}$ bzw. $(e/t)_{cal} = 0,48$ bei $(e/a)_{el}$ und $(e/t)_{el} \geq 1$ entspricht somit einer auf der sicheren Seite liegenden Limitierung.

Abschließend kann konstatiert werden, dass mittels der entwickelten semiempirischen Approximationsgleichungen in Abschnitt 5.2.1 und 5.2.2 erstmalig eine Handrechnung zur Abschätzung der Knotenmomente unter Berücksichtigung der strukturellen Nichtlinearität des Außenwand-Decken-Knotens vorliegt. Für eine vollumfängliche Bemessung auf Basis nicht-linearer Schnittgrößen sind jedoch zunächst weiterführende experimentelle Untersuchungen in Hinblick auf die lochbildabhängige Umlagerungskapazität notwendig. Ebenso steht hinsichtlich einer praxistauglichen Anwendung noch die Entwicklung eines genaueren Berechnungsansatzes zur Schnittgrößenermittlung aus, der die im Zuge dieser Arbeit festgestellten Besonderheiten adäquat erfasst.

5.3 Weiterführende Betrachtungen

Um den Besonderheiten am Wandkopf und -fuß bedingt durch die teilaufgelagerte Decke Rechnung zu tragen, wird nachfolgend ein ingenieurmäßiger und normkonformer Ansatz zur rechnerischen Berücksichtigung der Lastumlagerung am Wandkopf entwickelt. Zudem wird für die am Wandfuß noch erforderlichen und weiterführenden experimentellen Untersuchungen ein Prüfkonzept vorgestellt, mit welchem die lochbildabhängige Lastumlagerungskapazität unter realitätsnahen Randbedingungen quantifiziert werden kann.

5.3.1 Analytischer Berechnungsansatz zur Querschnittstragfähigkeit am Wandkopf

Bei teilaufgelagerten Decken mit $a/t = 2/3$ konnte durch die numerische Parameterstudie aufgezeigt werden, dass sich mit zunehmendem Auflastniveau die Lastausmitte asymptotisch der Systemachse des Bruttoquerschnitts bei $t/2$ annähert. In Anlehnung an die Vorzeichen- definition hinsichtlich der am Lastabtrag aktivierten Querschnittsbreite mit $\xi > 0$ bzw. $\xi \leq 0$ aus Abschnitt 5.2.1 kann der hieraus resultierende Grenzwert der bezogenen Lastausmitte nach Gl. (5.30) ermittelt werden. Folglich entspricht $(e_o/a)_{\lim, \xi > 0}$ effektiv der maximal am Lastabtrag aktivierbaren Querschnittsbreite.

$$\left(\frac{e_o}{a}\right)_{\lim, \xi > 0} = \frac{t}{2 \cdot a} - \frac{1}{2} \quad \text{für } a/t \geq 2/3 \quad (5.30)$$

Dieser Effekt – in Bezug auf die am Lastabtrag aktivierte Querschnittsbreite mit $\xi > 0$ – wird im Wesentlichen durch die experimentellen Teilflächenbelastungen in Abschnitt 3.4.2 widerspiegelt. Dementsprechend ist festzustellen, dass sich trotz der Teilflächenbelastung experimentell höhere Tragfähigkeiten ergeben als unter Annahme eines starr-plastischen Spannungsblocks. Um diesen Sachverhalt im Zuge der Bemessung zu berücksichtigen, ist zunächst nach Gl. (5.31) die bezogene experimentelle Querschnittstragfähigkeit $\Phi f_{\lim, \xi > 0}$ zu bestimmen, wobei $f_{\lim, \xi > 0}$ die experimentelle Tragfähigkeit bei $(e_o/a)_{\lim, \xi > 0}$ entspricht.

$$\Phi f_{\lim, \xi > 0} = \frac{f_{\lim, \xi > 0}}{f_{(e/a)}} \quad (5.31)$$

Mit:

$f_{(e/a)}$ experimenteller Mittelwert der zentrischen Teilflächenbelastung mit $e/a = 0$

Anschließend kann mittels linearer Interpolation von $\Phi f_{\lim, \xi > 0}$ auf Basis eines Spannungsblocks die Ermittlung der Querschnittstragfähigkeit erfolgen. Hierbei liegt die Annahme zugrunde, dass sich das Materialverhalten im Bereich zwischen $(e_o/a)_{\lim, \xi > 0}$ und $(e_o/a) = 0$ durch einen starr-plastischen Spannungsblock beschreiben lässt. Dies scheint alsdann gerechtfertigt, wenn aus den experimentellen Teilflächenbelastungen bei bezogenen Lastausmitten von $(e_o/a) = 0$ und $(e_o/a)_{\lim, \xi > 0}$ höhere Querschnittstragfähigkeiten ΦN_R resultieren als normativ mittels Spannungsblock in Rechnung gestellt werden können. Der rechnerische Ansatz auf Basis eines starr-plastischen Materialverhaltens ergibt sich somit zu:

$$\Phi N_{k_0=\infty} = \Phi f_{(e/a)} - \left(\frac{\Phi f_{(e/a)} - \Phi f_{\lim, \xi > 0}}{\left(\frac{e_0}{a} \right)_{\lim, \xi > 0}} \right) \cdot \frac{e_0}{a} \quad \text{für } \xi > 0 \quad (5.32)$$

Mit:

$$\Phi f_{(e/a)} = \frac{f_{(e/a)}}{f_m} \quad (5.33)$$

Mit dem darin enthaltenen Term nach Gl. (5.33) geht auch das Verhältnis ein, inwiefern der experimentelle Spannungsblock $f_{(e/a)}$ auf Nettoquerschnittsebene der theoretischen Nettoquerschnittstragfähigkeit f_m entspricht. Der Verhältniswert $\Phi f_{(e/a)}$ kann somit auch als Einhängewert der experimentellen ΦN - ΦM -Interaktion auf der Ordinate interpretiert werden.

In Abbildung 5.23 sind die aus Gl. (5.32) resultierenden Querschnittstragfähigkeiten für $a/t = 2/3$, exemplarisch für verschiedene Verhältniswerte der bezogenen experimentellen Querschnittstragfähigkeit $\Phi f_{\lim, \xi > 0}$, dargestellt. Auf diese Weise können ohne Unterscheidung zwischen gerissenem und ungerissenem Querschnitt die Tragfähigkeitsreserven in der Bemessung berücksichtigt werden.

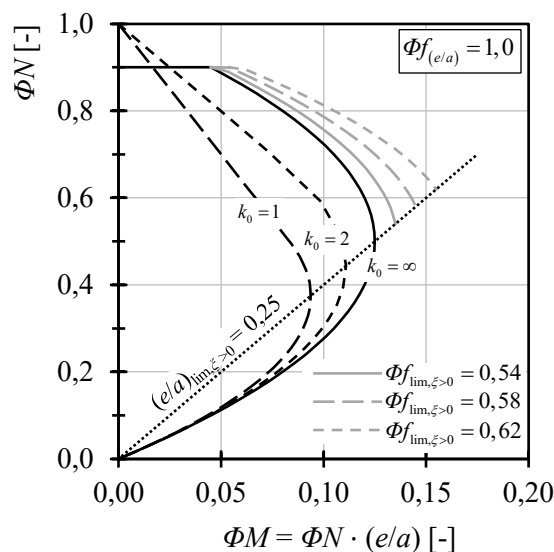


Abbildung 5.23: Exemplarischer Vergleich des analytischen Berechnungsansatzes zu Querschnittstragfähigkeiten am Wandkopf mit $a/t = 2/3$ auf Grundlage verschiedener Verhältniswerte der Überfestigkeit $\Phi f_{\lim, \xi > 0}$

Alternativ dazu kann die Querschnittstragfähigkeit auch unter Einbeziehung des tatsächlichen Werkstoffgesetzes erfolgen. Hierfür ist zunächst die bezogene Tragfähigkeitsreserve η_ϕ nach Gl. (5.34), welche als bezogener Verhältniswert der Überfestigkeit interpretiert werden kann, zu quantifizieren. Darin enthalten ist die theoretische Querschnittstragfähigkeit $\Phi N_{\lim, \xi > 0}$, die unter Berücksichtigung der Werkstoffparameter $\alpha_R (\lim, \xi > 0)$ und $k_a (\lim, \xi > 0)$ nach Gl. (5.35) zu ermitteln ist.

$$\eta_{\phi} = \frac{\Phi f_{\lim, \xi > 0}}{\Phi N_{\lim, \xi > 0}} \quad (5.34)$$

Mit:

$$\Phi N_{\lim, \xi > 0} = \frac{\alpha_R(\lim, \xi > 0)}{2 \cdot k_a(\lim, \xi > 0)} \cdot \left(1 - 2 \cdot \left(\frac{e_o}{a} \right)_{\lim, \xi > 0} \right) \cdot \Phi f_{(e/a)} \quad (5.35)$$

Unter Einbeziehung der allgemeingültigen Formulierung der Querschnittstragfähigkeit nach Gl. (3.8) kann darauf aufbauend die bezogene Tragfähigkeit $\Phi N_{(\xi > 0)}$ des Nettoquerschnitts ermittelt werden zu:

$$\Phi N_{(\xi > 0)} = \frac{\alpha_R \cdot \Phi f_{(e/a)}}{2 \cdot k_a} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_o}{a} \right) \cdot \left(1 + \frac{\eta_{\phi} - 1}{\left(\frac{e_o}{a} \right)_{\lim, \xi > 0}} \cdot \frac{e_o}{a} \right) \quad \text{für } \xi > 0 \quad (5.36)$$

Hierbei liegt die konservative Annahme zugrunde, dass der bezogene Verhältniswert der Überfestigkeit η_{ϕ} von $(e_o/a)_{\lim, \xi > 0}$ auf $(e_o/a) = 0$ entsprechend dem Materialverhalten nach Gl. (5.37) linear abnimmt.

$$\eta_{\phi_{cal}} = \left(1 + \frac{\eta_{\phi} - 1}{\left(\frac{e_o}{a} \right)_{\lim, \xi > 0}} \cdot \frac{e_o}{a} \right) \quad (5.37)$$

Dies kann jedoch zur Folge haben, dass sich bei geringen Lastausmitten trotz experimenteller Überfestigkeit kleinere Querschnittstragfähigkeiten als auf Grundlage des Spannungsblocks ergeben. Sofern sich bei den experimentellen Teilflächenbelastungen mit bezogenen Lastausmitten von $(e_o/a) = 0$ und $(e_o/a)_{\lim, \xi > 0}$ höhere Querschnittstragfähigkeiten als mittels starr-plastischem Materialverhalten ergeben, scheint die nachfolgende Festlegung eines unteren Grenzwertes der Querschnittstragfähigkeit mit $\Phi N_{(\xi > 0)} = 1 - 2 \cdot e_o/a$ als gerechtfertigt.

Hinzu kommt, dass mit dem Ansatz nach Gl. (5.36) genaue Kenntnisse hinsichtlich des Materialverhaltens und der Werkstoffkennwerte vorausgesetzt werden. Damit geht für die Ermittlung des Völligkeitsbeiwerts α_R einher, dass zu jeder bezogenen Lastausmitte zwischen $(e_o/a)_{\lim, \xi > 0}$ und $(e_o/a) = 0$ der Verhältniswert der Randdehnungen $\varepsilon/\varepsilon_f$ bekannt ist. Des Weiteren ist hinsichtlich der Werkstoffkennwerte zwischen einem gerissenen und ungerissenen Querschnitt zu differenzieren, da sich Gl. (5.36) auf die Querschnittstragfähigkeit des Nettoquerschnitts bezieht.

Eine geschlossene Lösung für den Ansatz nach Gl. (5.36) ist im Falle des Materialgesetzes nach Abschnitt 3.1.1 basierend auf [Jäger et al. 2002] nicht bzw. nur iterativ möglich. Für diese Problemstellung entwickelte [Glock 2004] auf Grundlage des Werkstoffgesetzes nach [DIN 1045-1:2001-07] und unter Einbeziehung des bezogenen Ursprungsmoduls k_0 sowohl einen approximativen als auch analytischen Berechnungsansatz (vgl. Abschnitt 2.1.2). Mithilfe der auf dem bezogenen Ursprungsmodul basierenden mathematischen Beziehung können sowohl linear-elastische ($k_0 = 1$) als auch starr-plastische Werkstoffgesetze ($k_0 = \infty$) abgebildet werden.

Bei Anwendung des analytischen Berechnungsverfahrens nach [Glock 2004] kann der Übergang vom ungerissenen zum gerissenen Querschnitt in Abhängigkeit des Werkstoffgesetzes nach Gl. (5.38) eindeutig bestimmt werden.

$$\frac{1}{2 \cdot k_0 + 4} \begin{cases} \geq e/a & \text{ungerissener Querschnitt} \\ < e/a & \text{gerissener Querschnitt} \end{cases} \quad (5.38)$$

Mittels dieser Differenzierung und aufbauend auf den analytischen Berechnungsgleichungen von [Glock 2004] kann Gl. (5.36) für den ungerissenen Querschnitt als geschlossene Lösung umformuliert werden zu Gl. (5.39). Die maßgebende Querschnittstragfähigkeit ΦN_{un} ergibt sich aus dem größeren Wert der beiden rechnerisch bezogenen Tragfähigkeiten.

$$\Phi N_{un} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{\Phi f_{(e/a)}}{\left(1 + \left(2 + \frac{4}{k_0}\right) \cdot \frac{e_0}{a}\right)} \cdot \left(1 + \frac{\eta_\phi - 1}{\left(\frac{e_0}{a}\right)_{\lim, \xi > 0}} \cdot \frac{e_0}{a}\right) \\ 1 - 2 \cdot \frac{e_0}{a} \end{array} \right. \quad (5.39)$$

für $\frac{e_0}{a} \leq \frac{1}{2 \cdot k_0 + 4}$

Für den gerissenen Querschnitt lässt sich die Querschnittstragfähigkeit ΦN_{cr} entsprechend mit Gl. (5.40) bestimmen. Analog zum ungerissenen Querschnitt ist die größere bezogene Tragfähigkeit maßgebend.

$$\Phi N_{cr} = \max \left\{ \begin{array}{l} \left(1 - 2 \cdot \frac{e_0}{a}\right) \cdot \left(1 - \frac{1}{(k_0 + 1)^2}\right) \cdot \left(1 + \frac{\eta_\phi - 1}{\left(\frac{e_0}{a}\right)_{\lim, \xi > 0}} \cdot \frac{e_0}{a}\right) \cdot \Phi f_{(e/a)} \\ 1 - 2 \cdot \frac{e_0}{a} \end{array} \right. \quad (5.40)$$

für $\frac{e_0}{a} > \frac{1}{2 \cdot k_0 + 4}$

In Abbildung 5.24 sind exemplarisch mit $\Phi f_{\lim, \xi > 0} = 0,55$ und $0,60$ die Grenzlinien der bezogenen Querschnittstragfähigkeit in Abhängigkeit der Arbeitslinie mit $k_0 = 1$ und $k_0 = 2$ dargestellt. Mit Vernachlässigung des in Gl. (5.39) und Gl. (5.40) zu berücksichtigenden Mindestwerts der bezogenen Tragfähigkeit $(1 - 2 \cdot e/a)$ wird der Effekt, wonach sich trotz experimenteller Überfestigkeit kleinere Querschnittstragfähigkeiten als auf Basis des Spannungsblocks einstellen, allzu deutlich. Demzufolge wird selbst bei einem quasi-duktilen Materialverhalten ($k_0 = 2$) und einer Überfestigkeit von 20 % ($\Phi f_{\lim, \xi > 0} = 0,60$) gegenüber $k_0 = \infty$ bei geringen Lastausmitten der Spannungsblock unterschritten. Selbst unter Berücksichtigung der Mindesttragfähigkeit von $(1 - 2 \cdot e/a)$ lassen sich keine nennenswerten Tragfähigkeitssteigerungen trotz experimenteller Überfestigkeit in Rechnung stellen. Aus

diesem Grund ist der Ansatz unter Einbeziehung der Arbeitslinie nach Gl. (5.39) und Gl. (5.40) als nicht praxistauglich zu bewerten. Hinzu kommt, dass im Vorfeld eine approximative Bestimmung der Werkstoffkennwerte sowie die zusätzliche Unterscheidung zwischen gerissenem und ungerissenem Querschnitt erforderlich ist. Für die Ermittlung der Querschnittstragfähigkeit auf Basis experimenteller Überfestigkeiten ist demzufolge der rechnerische Ansatz nach Gl. (5.32) klar vorzuziehen.

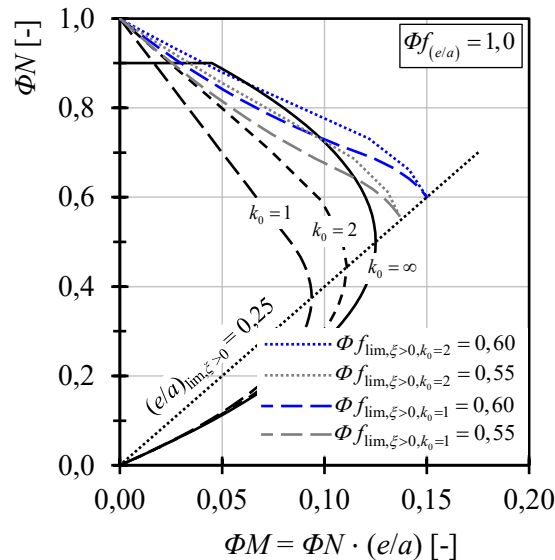


Abbildung 5.24: Exemplarischer Vergleich des analytischen Berechnungsansatzes zu Querschnittstragfähigkeiten am Wandkopf mit $a/t = 2/3$ auf Grundlage verschiedener Arbeitslinien und Verhältniswerte der Überfestigkeit $\Phi_{f_{\text{lim},\xi > 0}}$

5.3.2 Prüfkonzent zur Umlagerungskapazität und Querschnittstragfähigkeit

Durch die numerischen Untersuchungen bei teilaufgelagerten Decken konnte aufgezeigt werden, dass die Lage der Lastausmitte am Wandfuß bedingt durch die Deckenrotation örtlich begrenzt ist. Da der eigenen FE-Analyse ein linear-elastisches Materialverhalten zugrunde liegt, bleiben etwaige Umlagerungseffekte unberücksichtigt. Dies hat hinsichtlich der Bemessung zur Folge, dass die bezogene Lastausmitte zu konservativ ermittelt wird.

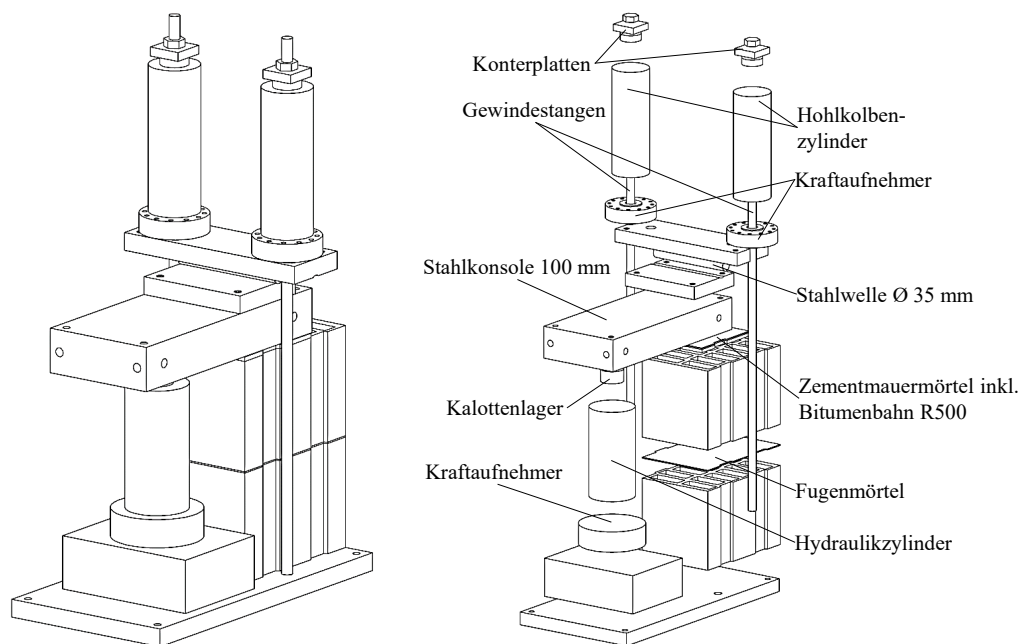
Darüber hinaus konnten die Umlagerungseffekte experimentell weder durch die partiellen Teilflächenversuche von [Reitmayer 2014], [Reitmayer et al. 2017] und [Schermer et al. 2020] noch durch die eigenen Teilflächenbelastungen am Einzelstein oder RILEM-Prüfkörper adäquat abgebildet werden. Insbesondere das örtliche Plastifizieren sowie die damit einhergehende Aktivierung angrenzender Längsstege wird bei keiner der aufgeführten Untersuchungen erfasst.

Um diesen Effekt experimentell abzubilden, wird nachfolgend ein Prüfkonzent vorgeschlagen, mit welchem zum einen die Umlagerungskapazität und zum anderen, aufbauend auf den eigenen Untersuchungen des Außenwand-Decken-Knotens, die tatsächliche Querschnittstragfähigkeit quantifiziert werden kann.

Experimentelle Untersuchung zur Umlagerungskapazität

Das Grundprinzip der in Abbildung 5.25a und Abbildung 5.25b dargestellten innovativen Prüfvorrichtung besteht darin, die sich auf Querschnittsebene einstellende Lastausmitte über definierte Hebelarme rechnerisch zu ermitteln. Hierfür wird zunächst ein Zweistein-Prüfkörper

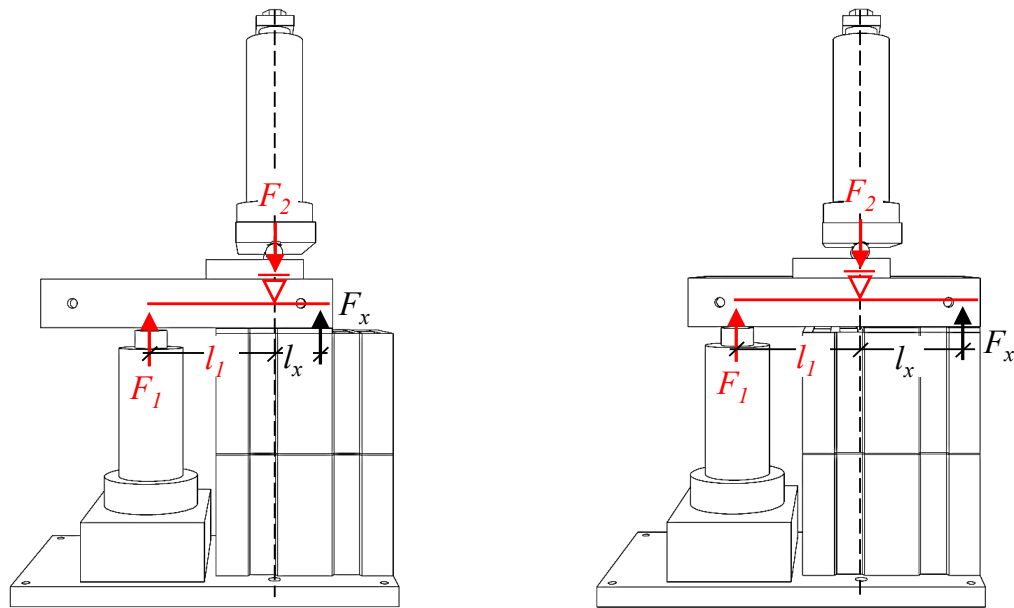
aufgebaut sowie im Bereich der Deckeneinbindung entsprechend der tatsächlichen Auflagerausbildung eine Mörtelschicht als Höhenausgleich aufgetragen und eine Bitumenbahn R500 als Trennschicht verlegt. Die anschließende Decke wird durch eine Stahlkonsole simuliert. Auf der Oberseite der Stahlkonsole befindet sich eine in der Lage zentrierte Stahlwelle, welche eine Rotation der Stahlkonsole analog einer Deckenrotation gewährleistet. Die Stahlwelle wird durch Gewindestangen rückverankert, wobei die Zugkräfte in den Stangen durch Kraftaufnehmer erfasst werden. Um eine Rotation der Stahlkonsole in Scheibenrichtung zu vermeiden, befindet sich unterhalb der Konterplatte jeweils ein Hohlkolbenzylinder, welche mit einem Hydraulikverteiler gekoppelt sind, sodass in beiden Zylindern stets der gleiche Öldruck vorliegt. Auf diese Weise wird bei Eintreten lokaler Plastifizierungen eine über die Wandlänge gleichmäßige Lasteinleitung während des Versuchs sichergestellt.



a) perspektivische Darstellung des Versuchsaufbaus b) Explosionsansicht des Versuchsaufbaus

Abbildung 5.25: Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus zur Bestimmung der lochbildabhängigen Lastumlagerungskapazität

Das Prinzip der experimentellen Versuchsdurchführung und -auswertung ist schematisch in Abbildung 5.26a sowie Abbildung 5.26b für den Wandfuß und -kopf veranschaulicht. Dabei erfolgt die Versuchsdurchführung zunächst über die sukzessive Lasteinleitung des Hydraulikzylinders F_1 an der Stahlkonsole. Mit einhergehender Konsolkraft werden zeitgleich die Spannstrangen F_2 auf Zug aktiviert. Da sowohl die Entfernung zur Stahlwelle l_1 als auch die in den Spannstrangen aktivierten Zugkräfte F_2 bekannt sind, kann über das Momentengleichgewicht nach Gl. (5.41) am statischen Ersatzsystem auf die Lage l_x der sich am Wandfuß oder -kopf einstellenden Kraftgröße F_x ($F_x = F_2 - F_1$) rückgerechnet werden.



a) Prinzip der Versuchsauswertung am Wandfuß b) Prinzip der Versuchsauswertung am Wandkopf

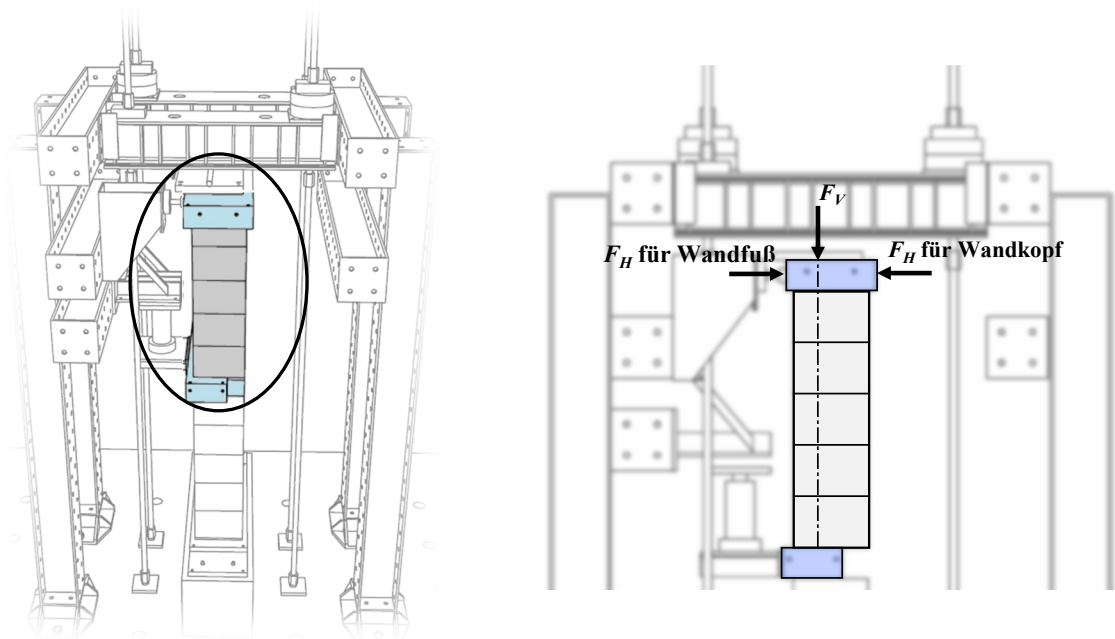
Abbildung 5.26: Schematische Darstellung der Versuchsdurchführung und Prinzip der Versuchsauswertung

$$\Sigma M_{F_2} = 0 \Rightarrow l_x = \frac{F_1 \cdot l_1}{F_2 - F_1} \quad (5.41)$$

Der entscheidende Vorteil dieser Prüfvorrichtung gegenüber den partiellen Teilflächenversuchen aus [Reitmayer 2014], [Reitmayer et al. 2017] und [Schermer et al. 2020] besteht darin, dass die produkt- bzw. lochbildabhängigen Umlagerungseffekte realitätsnah erfasst werden können. Hierbei ist anzumerken, dass die aus diesem Versuch resultierende bezogene Lastausmitte auch den maximal möglichen Grenzwert $(e/a)_{\max}$ darstellt. Auf gleiche Weise ist auch eine Validierung der in [EN 1996-1-1:2022] definierten Rücksetzregel denkbar.

Experimentelle Untersuchung der Querschnittstragfähigkeit

Nachdem der Grenzwert der lochbildabhängigen bezogenen Lastausmitte $(e/a)_{\max}$ am Zweistein-Prüfkörper quantifiziert ist, erfolgt die experimentelle Erfassung der Querschnittstragfähigkeit. Diese kann in Anlehnung an die experimentellen Untersuchungen am Außenwand-Decken-Knoten aus Abschnitt 3.5 nach Abbildung 5.27 erfolgen. Den Grundgedanken der Versuchsdurchführung stellt hierbei die variable Horizontal- und Vertikalkraft dar, mit welcher unterschiedliche N-M-Interaktionen gezielt abgeprüft werden können. Hierfür wird zunächst der Wandprüfkörper entsprechend der zu untersuchenden Auflagertiefe außermittig auf eine Stahlplatte aufgemauert. Die Lasteinleitung am Wandkopf erfolgt vollflächig, wobei die Lastresultierende zentrisch zur Nettoquerschnittsachse einzuleiten ist. Die zugehörige Horizontalkraft kann dabei entweder zeitsynchron – d. h. mit konstantem e/a -Verhältnis – oder in abgetreppter Form zur Vertikallast eingeleitet werden.



a) Beanspruchungssituation am Gesamtsystem des Außenwand-Decken-Knotens

b) Auszug zur experimentellen Untersuchung der Querschnittstragfähigkeit

Abbildung 5.27: Schematische Darstellung der Versuchsdurchführung zur Ermittlung der Querschnittstragfähigkeit

Einen wesentlichen Vorteil gegenüber den Untersuchungen am Gesamtsystem des Außenwand-Decken-Knotens stellt dabei der deutlich reduzierte Aufwand dar. Darüber hinaus lässt sich mit wenigen Versuchen die für die Bemessung relevante Querschnittstragfähigkeit bzw. die bezogenen Lastausmitteln $\langle e/a \rangle_{\max}$ gezielt feststellen. Ebenso können etwaige Tragfähigkeitsreserven zunächst quantifiziert und anschließend mittels analytischem Berechnungsansatz aus Abschnitt 5.3.2 in der Bemessung angesetzt werden.

5.4 Ergebnisbewertung

Aufbauend auf den numerischen Untersuchungen konnte ein FE-Modell entwickelt werden, mit welchem die Schnittgrößen am Außenwand-Decken-Knoten unter Berücksichtigung der strukturellen Nichtlinearität ermittelt werden können. Durch die anschließende Parameterstudie konnte aufgezeigt werden, dass insbesondere die Beanspruchungssituation der teilaufgelagerten Decke mit den normativen Berechnungsansätzen nicht adäquat abgebildet wird. Als maßgebende und kritische Nachweisstelle konnte hierbei der Wandfußquerschnitt identifiziert werden, dessen Tragfähigkeit durch die normativen Ansätze zu hoch beschrieben wird. Die Ursache hierfür ist die lokale Spannungskonzentration bedingt durch die Einschnürung der Druckzone infolge der Deckenrotation. Dieser Effekt verstärkt sich durch das Klaffen der Lagerfugen am Wandkopf, wonach sich die Steinlagen durch Starrkörperrotationen der Mitwirkung am Lastabtrag entziehen und somit zwangsläufig die Ausbildung einer örtlichen Spannungskonzentration am Wandfußquerschnitt begünstigen. Weiterführende Korrelationen bspw. zu Verteilungsfaktor, Steifigkeitsverhältnis oder Auflastniveau ließen sich aufgrund der hochgradig nichtlinearen Interaktion nicht eindeutig quantifizieren.

In Bezug auf die realistische Tragfähigkeit des Wandfußquerschnitts konnten durch eigene experimentelle Untersuchungen signifikante Tragfähigkeitsreserven von bis zu 44 % gegenüber

dem normativen starr-plastischen Spannungsblock festgestellt werden. Hierbei blieben jedoch Effekte resultierend aus der Deckenrotation unberücksichtigt. Aus diesem Grund werden weiterführende experimentelle Untersuchungen zur Erfassung etwaiger Umlagerungskapazitäten am Wandfußquerschnitt als erforderlich angesehen. Hierfür wurde ein Prüfkonzept vorgeschlagen, mit welchem die lochbildabhängigen Lastumlagerungseffekte realitätsnah erfasst werden können. Es ist davon auszugehen, dass die festgestellte Diskrepanz zwischen den numerischen Ergebnissen und der Bemessung deutlich reduziert wird. Neben der Ermittlung der tatsächlichen Querschnittstragfähigkeit wird hierzu vor allem die Quantifizierung der Umlagerungskapazität in Form der maximal möglichen bezogenen Lastausmitte $(e_u/a)_{\text{lim}}$ einen wesentlich Beitrag liefern.

Demgegenüber konnte hinsichtlich der Beanspruchungssituation am Wandkopf bei teilaufgelagerten Decken bereits auf Basis der eigenen experimentellen Untersuchungen ein Ansatz entwickelt werden, mit dem die festgestellten Tragfähigkeitsreserven in der Bemessung in Rechnung gestellt werden können. Im Vergleich zu der vereinfachten Rahmenberechnung nach [EN 1996-1-1:2022] Anhang C.3 konnte festgestellt werden, dass der daraus resultierende Traglastfaktor zu konservativ ermittelt wird. Analog zum Wandfuß ist auch hier festzuhalten, dass sich durch die experimentelle Ermittlung der Umlagerungskapazität $(e_o/a)_{\text{lim}}$ weitere Tragfähigkeitsreserven erzielen lassen.

In Hinblick auf die semiempirischen Approximationsgleichungen wurde erstmalig ein rechnerischer Ansatz zur Abschätzung der bezogenen Lastausmitten unter Berücksichtigung der strukturellen Nichtlinearität des Außenwand-Decken-Knotens entwickelt. Gleichwohl sind für die Bemessung auf Basis nichtlinearer Schnittgrößen die aufgeführten experimentellen Untersuchungen unabdingbar. Darüber hinaus ist bezüglich einer praxistauglichen Anwendung die Entwicklung eines genaueren und geschlossenen Berechnungsansatzes zur nichtlinearen Schnittgrößenermittlung erforderlich, welcher die im Rahmen dieser Arbeit festgestellten Besonderheiten abdeckt.

6 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

Zielsetzung der Arbeit war, die bei monolithischem Planziegelmauerwerk auftretenden Beanspruchungssituationen am Außenwand-Decken-Knoten realitätsnah zu untersuchen sowie die daraus resultierenden Besonderheiten zu charakterisieren. Vor dem Hintergrund, dass die Knotenmomente mit der vereinfachten Rahmenberechnung nach [EN 1996-1-1:2022] Anhang C.3 basierend auf der Elastizitätstheorie ermittelt werden, lag der Fokus insbesondere auf der Ermittlung und Quantifizierung von nichtlinearen Einflüssen auf die Knotenmomente am Wandkopf- und -fuß. Des Weiteren bestand auch Klärungsbedarf bezüglich eines Prüfverfahrens zur Festigkeitsermittlung, welches die maßgebenden Effekte und die im Zuge dieser Arbeit festgestellten Besonderheiten am Außenwand-Decken-Knoten bei monolithischem Planziegelmauerwerk adäquat abbildet.

Durch ein umfangreiches experimentelles Prüfprogramm konnten im Zuge dieser Arbeit sowohl auf Querschnitts- als auch Systemebene wesentliche Erkenntnisse in Hinblick auf die Beanspruchungssituation am Außenwand-Decken-Knoten mit teilaufgelagerten Decken gewonnen werden. Hervorzuheben sind die Tragfähigkeitsreserven der experimentellen Teilflächenversuche an den Einzelsteinen sowie RILEM-Prüfkörpern. Demnach ergeben sich bezogen auf den Nettoquerschnitt stets höhere Querschnittstragfähigkeiten als normativ mittels starrplastischem Materialverhalten in Rechnung gestellt werden können. Dies betrifft vor allem die Beanspruchungssituation am Wandkopf, wonach sich für den Lastabtrag mit zunehmendem Auflastniveau eine über die Auflagertiefe hinausgehende Querschnittsbreite aktivieren lässt. Die Plausibilität der aus Teilflächenversuchen resultierenden Ergebnisse konnte auf Grundlage der photogrammetrischen Dokumentation der sich einstellenden Umlagerungseffekte bestätigt werden. Auch in Bezug auf die aktuelle Prüfvorgabe der doppelt-exzentrischen Wanddruckversuche ist zu konstatieren, dass für die Charakterisierung der maßgebenden Festigkeit das Konzept einer Teilflächenbelastung vorzuziehen ist. Zudem konnte auf Grundlage der umfangreichen Datenerhebung und anschließenden Analyse zum Last-Verformungs-Verhalten zentrischer und doppelt-exzentrischer Druckversuche festgestellt werden, dass die Festigkeit bei doppelt-exzentrischer Lasteinleitung maßgeblich durch örtliche Effekte determiniert ist und im Mittel zu einer Reduktion der Tragfähigkeit von 41 % gegenüber den zentrischen Druckversuchen führt. Werden jedoch als Bezugsgröße die auf Querschnittsebene auftretenden Randspannungen im Lasteinleitungsbereich herangezogen, ergab sich gegenüber der zentrischen Randspannung im Mittel eine Spannungsüberschreitung von 110 %. Eine Korrelation zwischen Umlagerungskapazität und Materialarbeitslinie konnte hierbei nicht festgestellt werden.

Auf diesem Kenntnisstand aufbauend erfolgte die Konzipierung einer innovativen Prüfvorrichtung zur experimentellen Untersuchung des Außenwand-Decken-Knotens. Die maßgebende Weiterentwicklung stellt darin die horizontale Lasteinleitung am Wandkopf des oberen Wandabschnitts dar, mit welcher die Verteilung des Einspannmoments auf Querschnittsebene aktiv gesteuert werden kann. Auf diese Weise wurden mittels zweier Versuche zahlreiche Normalkraft-Momenten-Kombinationen am Außenwand-Decken-Knoten untersucht. Das Er-

gebnis dieser Versuche ist die Quantifizierung der normalkraftabhängigen Konsolrotation für verschiedene N-M-Beanspruchungen, welche u. a. der Validierung des numerischen Modells zugrunde gelegt werden. Dabei konnte im Versuch aufgezeigt werden, dass unabhängig des vorherigen nichtlinearen Systemverhaltens die Proportionalitätsgrenze zwischen Konsolmoment und Konsolrotation mit zunehmendem Auflastniveau sukzessive gesteigert werden kann. Der dominierende nichtlineare Effekt am Außenwand-Decken-Knoten resultiert demzufolge in Abhängigkeit des Auflastniveaus aus dem Klaffen der Lagerfugen. Ein übermäßiges plastisches Verformungsverhalten des Mauerwerks konnte dagegen nicht beobachtet werden.

Diese wesentlichen Erkenntnisse stellten die Grundlage der im numerischen Modell abzubildenden Effekte dar. Zunächst wurden auf Basis einer Literaturrecherche sowie rechnerischen Vergleichsanalyse die Vor- und Nachteile verschiedener Modellierungsstrategien in Hinblick auf die eigenen Anforderungen beleuchtet. Hieraus hat sich für die weiterführende Parameterstudie als Modellformulierung ein vereinfachtes 2D-Mikromodell als zielführend herausgestellt. Unter Verwendung von kontinuums- sowie diskontinuumsmechanischen Ansätzen konnten die am Außenwand-Decken-Knoten experimentell festgestellten nichtlinearen Effekte im Wesentlichen sehr gut wiedergespiegelt werden. Hierbei konnte insbesondere die Besonderheit der unstetigen Spannungsverteilung am Wandfuß näher dargelegt werden. Folglich resultiert aus der Deckenrotation eine Einschnürung der Spannungsverteilung am Wandfuß, welche durch systembedingte Effekte – u. a. die stetig überdrückten Lagerfugen im Wandfußbereich – und unabhängig des Auflastniveaus örtlich begrenzt ist. Aufbauend auf der Versuchsnachrechnung erfolgte die Weiterentwicklung zu einem vereinfachten Rahmenerersatzsystem unter Berücksichtigung der strukturellen Nichtlinearität, mit welchem sich die gleichen Schnittgrößen und Spannungsverteilungen ergeben wie jene am regelmäßigen Rahmensystem berechneten.

Auf Grundlage dieses Rahmenerersatzsystems erfolgte eine eingehende Variantenberechnung und Gegenüberstellung mit den normativen Ansätzen gemäß [EN 1996-1-1:2022] Anhang C.3 sowie den vereinfachten Berechnungsmethoden nach [DIN EN 1996-3/NA:2019-12] und [prEN 1996-3:2022]. Hierbei hat sich herausgestellt, dass die aus der teilaufgelagerten Decke resultierenden Besonderheiten nur unzureichend abgebildet werden. Dies betrifft insbesondere die Feststellung, wonach sich in der FE-Berechnung am Wandkopf und -fuß mit zunehmendem Auflastniveau die Lastausmitte e asymptotisch der Bruttoquerschnittsachse $t/2$, normativ jedoch der Nettoquerschnittsachse $a/2$ annähert. Hinsichtlich der Beanspruchungssituation am Wandfuß resultiert aus dem normativen Ansatz bei zunehmendem Auflastniveau eine auf der unsicheren Seite liegende Momentenbeanspruchung. Dies zeigt sich auch im Vergleich mit den vereinfachten Berechnungsmethoden nach [DIN EN 1996-3/NA:2019-12] und [prEN 1996-3:2022], wonach sich keine zufriedenstellende Abschätzung des Traglastfaktors Φ ergab.

In Hinblick auf die normativen Regelungen zur rechnerischen Berücksichtigung etwaiger Nichtlinearitäten am Außenwand-Decken-Knoten konnte ein ähnlicher Sachverhalt festgestellt werden. Dementsprechend nimmt mit der pauschalen Abminderung der Knotenmomente um den Faktor η die Streubreite und Abweichung gegenüber den numerischen Knotenmomenten erheblich zu. Grund hierfür ist die auflastunabhängige und ausschließlich steifigkeitsorientierte Reduktion der Knotenmomente. Gleicher Umstand konnte auch bei der Anwendung der sog. Rücksetzregel beobachtet werden. Demzufolge werden durch das Zurücksetzen der Exzentrizität sowohl am Wandkopf als auch -fuß die Effekte bedingt durch die strukturelle Nichtlinearität des Mauerwerks – in Kombination mit linear-elastischem Materialverhalten – teilweise erheblich überschätzt. Gleichwohl ist zu konstatieren, dass sich die Überschreitung auf die numerische Variantenberechnung bezieht, derzeit jedoch kein experimentelles Prüf-

verfahren existiert, mit welchem sich die Plastizitätsreserven des Mauerwerks quantifizieren lassen.

In Hinblick auf die nichtlinearen Effekte erfolgte die Entwicklung semiempirischer Approximationsgleichungen, mit welchen die numerisch ermittelten bezogenen Lastausmitteln abgeschätzt werden können. Demnach ist zunächst die linear-elastische bezogene Lastausmitte nach [EN 1996-1-1:2022] Anhang C.3 ohne entsprechende Abminderung zu ermitteln. Anschließend lassen sich die bezogenen Lastausmitteln getrennt für den Wandkopf- und -fuß mittels einfacher handhabbarer Gleichungen und auf Basis linear-elastischer Eingangsparameter bestimmen. Die entsprechende Güte der approximativen Berechnungsansätze konnte anhand der Gegenüberstellung mit den numerischen Ergebnissen zufriedenstellend belegt werden. In Bezug auf die Beanspruchungssituation am Wandkopf wurde zudem ein analytischer Berechnungsansatz vorgestellt, mit welchem die experimentell festgestellten Tragfähigkeitsreserven im Zuge der Bemessung angesetzt werden können.

Abschließend ist anzumerken, dass hinsichtlich einer normativen Anwendung noch weiterführende Untersuchungen sowie die Weiterentwicklung nichtlinearer Berechnungsansätze zur Schnittgrößenermittlung erforderlich sind. Diesbezüglich liefern die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten experimentellen sowie numerischen Untersuchungen einen wesentlichen und wertvollen Beitrag zum aktuellen Kenntnisstand.

Des Weiteren besteht noch weiterer Klärungsbedarf hinsichtlich tatsächlicher Umlagerungskapazitäten insbesondere auf Querschnittsebene am Wandfuß. Eine pauschale Annahme, wie derzeit mittels Rücksetzregel in Anwendung, ist ohne experimentelle Verifizierung als kritisch zu bewerten. Hierzu wurde im Rahmen dieser Arbeit ein Prüfkonzept ausgearbeitet, mit welchem die lochbildabhängigen Effekte und vor allem die daraus resultierende Umlagerungskapazität quantifiziert werden können. Eine lochbildabhängige Verifizierung der normativen Rücksetzregel wäre auf diese Weise denkbar.

7 LITERATURVERZEICHNIS

- ANSYS, Inc.** (2022): *Element Reference*. Release 2022 R2 (2022).
- BAIER, GUNAR** (2007a): *Der Wand-Decken-Knoten im Mauerwerksbau - Verfahren zur realistischen Bestimmung der Lastexzentrizität in den Wänden*. Dissertation. Technischen Universität Dresden (2007).
- BAIER, GUNAR** (2007b): *Modellierung des Wand-Decken-Knotens*. Mauerwerk-Kalender 32. Ernst & Sohn, Berlin (2007).
- BAKEER, TAMMAM; CHRISTIANSEN, POUL DUPONT** (2017): *Knicken von Mauerwerk – Kritische Anmerkungen zum empirischen Verfahren und neuer Vorschlag für den EC 6*. Mauerwerk-Kalender 42. Ernst & Sohn, Berlin (2017).
- BARRAZA, JAIME A. C.** (2012): *Numerical model for nonlinear analysis of masonry walls*. Dissertation. Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen (2012).
- BAZANT, ZDENEK P; OH, B. H.** (1983): *Crack band theory for fracture of concrete*. Material and Structures, Rilem, Volume 16, (1983).
- BRAMESHUBER, WOLFGANG; GRAUBOHM, MARKUS** (2009): *Druckfestigkeit Ziegelmauerwerk mit Normalmauermörtel*. RWTH Aachen: Intstitut für Bauforschung, Forschungsbericht Nr. F7077 (2009).
- BRAMESHUBER, WOLFGANG; GRAUBOHM, MARKUS** (2011): *Auswertung Druckfestigkeit von Mauerwerk aus Planziegel nach DIN 105-6*. RWTH Aachen: Intstitut für Bauforschung, Forschungsbericht Nr. F7092 (2011).
- BRAMESHUBER, WOLFGANG; GRAUBOHM, MARKUS** (2014): *Formfaktoren für Mauersteine*. Mauerwerk 18, Heft 1. Ernst & Sohn (2014).
- BRAMESHUBER, WOLFGANG; GRAUBOHM, MARKUS; MEYER, UDO** (2012): *Druckfestigkeit von Ziegelmauerwerk - aktuelle Auswertungen zur Festlegung von charakteristischen Mauerwerkdruckfestigkeiten in DIN EN 1996*. Mauerwerk 16, Heft 1. Ernst & Sohn (2012).
- BRETSCHNEIDER, NICK; FRANCK, STEPHANIE; SLOWIK, VOLKER; MARX, STEFFEN** (2018): *Belastungsversuche an einer Mauerwerksbrücke: Nachrechnung der Belastungsversuche mittels nichtlinearer Finite-Elemente-Simulationen*. Mauerwerk-Kalender 43. Ernst & Sohn, Berlin (2018).
- CADFEM GmbH** (2020): *Simulation geomechanischer Materialien und Beton*. Seminarunterlagen (2020).

- DIN 1045-1:2001-07:** *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion* (2001):
- DIN 105-6:2013-06:** *Mauerziegel - Teil 6: Planziegel* (2013):
- DIN EN 1015-3:2007-05:** *Prüfverfahren für Mörtel für Mauerwerk - Teil 3: Bestimmung der Konsistenz von Frischmörtel (mit Ausbreittisch)* (2007):
- DIN EN 1015-6:2007-05:** *Prüfverfahren für Mörtel für Mauerwerk - Teil 6: Bestimmung der Rohdichte von Frischmörtel* (2007):
- DIN EN 1052-1:1998-12:** *Prüfverfahren für Mauerwerk - Teil 1: Bestimmung der Druckfestigkeit* (1998):
- DIN EN 1990:2021-10:** *Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung* (2021):
- DIN EN 1992-1-1:2011-01:** *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau* (2011):
- DIN EN 1996-1-1/NA:2019-12:** *Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk* (2019):
- DIN EN 1996-1-1:2013-02:** *Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk* (2013):
- DIN EN 1996-3/NA:2019-12:** *Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten* (2019):
- DIN EN 772-1:2016-05:** *Prüfverfahren für Mauersteine - Teil 1: Bestimmung der Druckfestigkeit* (2016):
- DIN EN 772-13:2000-09:** *Prüfverfahren für Mauersteine - Teil 13: Bestimmung der Netto- und Brutto-Trockenrohddichte von Mauersteinen (außer Natursteinen)* (2000):
- DIN EN 772-16:2011-07:** *Prüfverfahren für Mauersteine - Teil 16: Bestimmung der Maße* (2011):
- DIN EN 772-20:2005-05:** *Prüfverfahren für Mauersteine - Teil 20: Bestimmung der Ebenheit von Mauersteinen* (2005):
- DIN EN 772-3:1998-10:** *Prüfverfahren für Mauersteine - Teil 3: Bestimmung des Nettovolumens und des prozentualen Lochanteils von Mauerziegeln mittels hydrostatischer Wägung (Unterwasserwägung)* (1998):
- DMITRIEV, ANDREY; NOVOZHILOV, IURII; MIKHALUK, DMITRIY; LALIN, VLADIMIR** (2020): *Calibration and Validation of the Menetrey-Willam Constitutive Model for Concrete. Construction of Unique Buildings and Structures, Volume 88* (2020).
- DROBIEC, LUKASZ; JASINSKI, RADOSLAW; MAZUR, WOJCIECH; RYBRACZYK, TOMASZ** (2020): *Numerical Verification of Interaction between Masonry with Precast Reinforced*

- Lintel Made of AAC and Reinforced Concrete Confining Elements*. Applied Sciences, Volume 16 (2020).
- DYNARDO** (2014): *multiPlas - Elasto-plastic material models for ANSYS / General multisurface plasticity*. DYNARDO GmbH, Release 5.1.0 for ANSYS 14.5.7 and 15.0 (2014).
- ELSCHE, BJÖRN** (2008): *Zur rechnerischen Modellierung der Beanspruchungen und der Tragfähigkeit von aussteifenden Mauerwerkswänden*. Dissertation. Technische Universität Dortmund (2008).
- EN 1996-1-1:2022**: *Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk* (2022):
- FÖRSTER, VALENTIN** (2017): *Tragfähigkeit schlanker unbewehrter Mauerwerksdruckglieder unter schiefer Biegebeanspruchung*. Mauerwerk 21, Heft 5. Ernst & Sohn (2017).
- FÖRSTER, VALENTIN** (2018): *Tragfähigkeit unbewehrter Beton- und Mauerwerksdruckglieder bei zweiachsig exzentrischer Beanspruchung*. Dissertation. Technische Universität Darmstadt (2018).
- FRANKE, E. A; WENZEL, D. J; DAVIDSON, D. L.** (1991): *Measurement of microdisplacements by machine vision photogrammetry (DISMAP)* 62, Heft 5. (1991).
- GEBHARDT, CHRISTOF** (2014): *Praxisbuch FEM mit ANSYS Workbench Einführung in die lineare und nichtlineare Mechanik*. Hanser, Carl, München (2014).
- GLOCK, CHRISTIAN** (2004): *Traglast unbewehrter Beton- und Mauerwerkswände - Nichtlineares Berechnungsmodell und konsistentes Bemessungskonzept für schlanke Wände unter Druckbeanspruchung*. Dissertation. Technische Universität Darmstadt (2004).
- GORNY, BERNHARD** (2013): *Einsatzmöglichkeiten und Anwendungsgrenzen der digitalen Bildkorrelation zur Frühdetektion struktureller und funktioneller Schädigungen und Versagensvorhersage in metallischen Werkstoffen, Werkstoffverbunden und Verbundwerkstoffen*. Dissertation. Universität Paderborn (2013).
- GRAUBNER, CARL-ALEXANDER; BREHM, ERIC** (2009): *Analyse der maßgebenden Einwirkungskombinationen zur rationellen Bemessung von unbewehrten Bauteilen im üblichen Hochbau*. Abschlussbericht F06-7-2009, TU Darmstadt Fachgebiet Massivbau (2009).
- GRAUBNER, CARL-ALEXANDER; BREHM, ERIC; FÖRSTER, VALENTIN; OSTENDORF, DAVID; PURKERT, BENJAMIN; SCHERMER, DETLEFF; SCHMIDT, ULF; SCHELLER, ECKEHARD** (2020): *Eurocode 6 - DIN EN 1996 mit Nationalen Anhängen: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Kommentierte Fassung*. Deutscher Ausschuss für Mauerwerk (DAfM). Beuth, Berlin (2020).
- GRAUBNER, CARL-ALEXANDER; FÖRSTER, VALENTIN** (2015a): *Vereinfachter Stabilitätsnachweis knickgefährdeter Mauerwerkswände / Simplified design concept for slender masonry walls*. Mauerwerk 19, Heft 6. Ernst & Sohn (2015).

- GRAUBNER, CARL-ALEXANDER; RICHTER, LARS** (2007): *Diskrete FE-Modellierung von Mauerwerk zur Bestimmung der Druckfestigkeit*. Mauerwerk 11, Heft 6. Ernst & Sohn (2007).
- GRAUBNER, CARL-ALEXANDER; SCHMITT, MICHAEL; FÖRSTER, VALENTIN** (2013): *Bemessung von Mauerwerk nach EC6 - einfach und praxisnah*. Mauerwerk 17, Heft 5. Ernst & Sohn (2013).
- GRAUBNER, CARL-ALEXANDER; SCHMITT, MICHAEL; FÖRSTER, VALENTIN** (2014): *Erweiterte Anwendungsgrenzen von DIN EN 1996-3/NA für Ziegelmauerwerk bei weit gespannten, teilaufliegenden Decken*. Mauerwerk 18, Heft 6. Ernst & Sohn (2014).
- GRAUBNER, CARL-ALEXANDER; SCHMITT, MICHEL** (2015b): *Kalksandstein - Statikhandbuch Berechnung, Bemessung, Beispiele; ein Fachbuch für Architekten, Bauingenieure und Studierende*. Hrsg. Bundesverband Kalksandsteinindustrie e.V. Bau+Technik GmbH, Düsseldorf (2015).
- GRAUBOHM, MARKUS** (2019): *Einfluss des Kontakts zwischen Mauerstein und Mauermörtel auf das Drucktragverhalten von Mauerwerk*. Dissertation. Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen (2019).
- GRAUBOHM, MARKUS; BRAMESHUBER, WOLFGANG** (2016): *Bestimmung der Druckfestigkeit von Mauerwerk*. Mauerwerk 20, Heft 5. Ernst & Sohn (2016).
- GRÜN, ARMIN** (1985): *Adaptive Least Squares Correlation: A powerful image matching technique*. Vol. 14, Institute of Geodesy and Photogrammetry, Swiss Federal Institute of Technology, Zurich (1985).
- HÄUSSLER-COMBE, ULRICH** (2015): *Computational methods for reinforced concrete structures*. Ernst & Sohn, Berlin (2015).
- HENDRY, ARNOLD W.** (1998): *Structural Masonry*. Macmillan, Houndmills, Basingstoke (1998).
- HIRSCH, ROLAND** (1995): *Zur Tragfähigkeit gemauerter Wände mit Rechteck- und T-förmigem Querschnitt*. Dissertation. Universität Hannover (1995).
- HIRSCH, ROLAND** (1998): *Zur Tragfähigkeit gemauerter Wände mit rechteck- und T-förmigem Querschnitt*. Mauerwerk-Kalender 23. Ernst & Sohn, Berlin (1998).
- HOKES, FILIP; KALA, JIRI; HUSEK, MARTIN; KRAL, PETR** (2016a): *Parameter Identification for a Multivariable Nonlinear Constitutive Model inside ANSYS Workbench*. Procedia Engineering, Volume 161. Elsevier (2016).
- HOKES, FILIP; KALA, JIRI; KRNAVEK, ONDREJ** (2016b): *Nonlinear numerical simulation of a fracture test with use of optimization for identification of material parameters*. International Journal of Mechanics, Volume 10. North Atlantic University Union (2016).
- JÄGER, WOLFRAM; BAIER, GUNAR** (2005a): *Der Wand-Decken-Knoten im Mauerwerksbau - Teil 1: Theoretische und experimentelle Untersuchungen zur Tragfähigkeit*. Mauerwerk 9, Heft 1. Ernst & Sohn (2005).

- JÄGER, WOLFRAM; BAIER, GUNAR (2005b):** *Der Wand-Decken-Knoten im Mauerwerksbau - Teil 2: Vorschlag für ein realistischeres Berechnungsmodell auf Basis neuer Erkenntnisse.* Mauerwerk 9, Heft 2. Ernst & Sohn (2005).
- JÄGER, WOLFRAM; BAIER, GUNAR (2007):** *Außenwand-Decken-Knoten im einschaligen Mauerwerk mit nur teilweise eingebundener Decke nach EC 6.* Abschlussbericht. Bauforschung T 3137. Fraunhofer-IRB-Verl., Stuttgart (2007).
- JÄGER, WOLFRAM; PECH, ANTON (2014a):** *Hintergrund der Druckfestigkeitswerte für Mauerwerk im Eurocode 6 - Datenauswertung.* Mauerwerk 18, Heft 3. Ernst & Sohn (2014).
- JÄGER, WOLFRAM; PECH, ANTON (2015a):** *Druckfestigkeit von Mauerwerk - zur statistischen Auswertung von Versuchsdaten mithilfe von Potenzfunktionen als Grundlage für den Eurocode 6.* Mauerwerk-Kalender 40. Ernst & Sohn, Berlin (2015).
- JÄGER, WOLFRAM; PFLÜCKE, TORSTEN (2005c):** *Einfluss der Schlankheit auf die Druckfestigkeit von Mauerwerksprüfkörpern nach EC 6.* Abschlussbericht Forschungsprojekt TU Dresden (2005).
- JÄGER, WOLFRAM; REICHEL, STEPHAN; BAKEER, TAMMAM (2014b):** *Einführung des Eurocode 6, Nachweis von Wänden mit teilweise aufliegender Deckenplatte nach DIN EN 1996-1-1: Algorithmen, Erläuterungen und Anwendungsbeispiele.* Mauerwerk-Kalender 39. Ernst & Sohn, Berlin (2014).
- JÄGER, WOLFRAM; REICHEL, STEPHAN; HAMMER, RENATE (2013):** *Analyse des Tragverhaltens von bauphysikalisch optimierten Anschlussdetails einschaliger Wandkonstruktionen - Entwicklung eines passivhaustauglichen monolithischen Ziegelsystems für Österreich.* Mauerwerk-Kalender 38. Ernst & Sohn, Berlin (2013).
- JÄGER, WOLFRAM; REICHEL, STEPHAN; ORTLEPP, SEBASTIAN (2015b):** *Energetische und mechanische Optimierung des Anschlusses der Decke an monolithische Außenwände aus Mauerwerk mit Passivhausstandard.* Abschlussbericht. Bauforschung F 2967. Fraunhofer-IRB-Verl., Stuttgart (2015).
- JÄGER, WOLFRAM; VASSILEV, TODOR; BAIER, GUNAR; PFLÜCKE, TORSTEN; MORLACK, FALK (2002):** *Knicksicherheit von Mauerwerk nach EC 6. Untersuchungen zur Knicksicherheit von Mauerwerksbauteilen mit Berücksichtigung großer Exzentrizitäten und nichtlinearer Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach ENV 1996-1-1.* Abschlussbericht Forschungsprojekt TU Dresden (2002).
- JÄGER, WOLFRAM; VASSILEV, TODOR; PFLÜCKE, TORSTEN (2004):** *Ein neues Materialgesetz zur wirklichkeitsnahen Beschreibung des Baustoffverhaltens von Mauerwerk.* Mauerwerk 8, Heft 4. Ernst & Sohn (2004).
- JASINSKI, RADOSLAW (2020):** *Numerical Verification of the Elastic-Plastic Menétrey-William Model (M-W-3) for Masonry Shear Walls Made of Calcium Silicate Masonry Units.* Materials Science and Engineering, Volume 960. IOP Publishing (2020).
- JORDAN, JOSEPH (2012):** *Effiziente Simulation großer Mauerwerksstrukturen mit diskreten Rissmodellen.* Dissertation. Technische Universität München (2012).

- KRANZLER, THOMAS** (2014): *Zur Planung, Ausführung und Leistungsfähigkeit des Außenwand-Decken-Knotens von monolithischem Ziegelmauerwerk*. Mauerwerk 18, Heft 2. Ernst & Sohn (2014).
- KRITSCHIG, KURT; KASTEN, DIETER** (1981): *Formfaktoren für die Prüfung von Mauersteinen*. Mauerwerk-Kalender 6. Ernst & Sohn, Berlin (1981).
- KRITSCHIG, KURT; METJE, WOLF-RÜDIGER** (1979): *Leichtzuschläge für Mauermörtel*. Forschungsbericht. Institut für Baustoffkunde und Materialprüfungen der Universität Hannover (1979).
- KUPFER, HELMUT** (1973): *Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) Heft 229. Ernst & Sohn, Berlin (1973).
- LEWICKI, BOHDAN; LECHMAN, MAREK; SZCZYGIELSKI, ALFRED** (2005): *A Method of Testing of Floor-Wall Joints*. In: CIB W023 - Wall Structures. Proceedings of the 42nd Commission Meeting, Prague (2005).
- LINSE, TOBIAS** (2012): *Materialmodelle für Mörtel und Ziegel für die diskrete Modellierung von Mauerwerk unter dynamischen Einwirkungen*. Dissertation. Universität der Bundeswehr München (2012).
- MANN, WALTER** (1983): *Eine statistische Auswertung von Versuchsergebnissen in geschlossener Darstellung mit Hilfe von Potenzfunktionen*. Mauerwerk-Kalender 8. Ernst & Sohn, Berlin (1983).
- MANN, WILHELM; SCHNEIDER, HELMUT** (1982): *Einfluss der doppelt exzentrischen Belastung von Hohlblockstein-Mauerwerk auf die Wandtragfähigkeit*. Forschungsbericht Nr. I.3-23252. MPA Baden-Württemberg, Otto-Graf-Institut Stuttgart (1982).
- MAZUR, RENÉ; GRAUBNER, CARL-ALEXANDER** (2018): *Plattenbiegemomente in Mauerwerkswänden - Analyse verschiedener Berechnungsansätze*. Mauerwerk 22, Heft 3. Ernst & Sohn (2018).
- MAZUR, RENÉ; PURKERT, BENJAMIN** (2017): *Erweiterung der Anwendungsgrenzen der vereinfachten Berechnungsmethoden nach DIN EN 1996-3/NA zur Bemessung unbewehrter Mauerwerkswände*. Mauerwerk 21, Heft 5. Ernst & Sohn (2017).
- MENETREY, PHILIPPE** (1994): *Numerical Analysis of Punching Failure in Reinforced Concrete Structures*. Dissertation. École polytechnique fédérale de Lausanne EPFL (1994).
- MENETREY, PHILIPPE; WILLAM, KASPAR J.** (1995): *A Triaxial Failure Criterion for Concrete and its Generalization*. ACI Structures Journal, Volume 92. North Atlantic University Union (1995).
- MOHAMMEDA, A; HUGHES, T. G; MUSTAPHA, A.** (2011): *The effect of scale on the structural behaviour of masonry under compression*. Construction and Building Materials 25, Elsevier, Amsterdam, (2011).
- NISSE, JULIANE; MEYER, UDO; NAUMANN, KAI** (2021): *Wand-Decken-Knoten in monolithischem Ziegelmauerwerk*. Mauerwerk 21, Heft 2. Ernst & Sohn (2021).

- PAN, BING; QIAN, KEMAO; XIE, HUIMIN; ASUNDI, ANAND** (2009): *Two-dimensional digital image correlation for in-plane displacement and strain measurement: a review* Measurement Science and Technology 20 Heft 6 (2009).
- PECH, ANTON** (2015): *Ziegel im Hochbau, Theorie und Praxis*. Baukonstruktionen v. SB. Birkhäuser (2015).
- PETERSEN, CHRISTIAN** (1982): *Statik und Stabilität der Baukonstruktionen*. Vieweg, Braunschweig (1982).
- PETERSSON, PER-ERIK** (1980): *Fracture energie of concrete: practical performance and experimental results*. Concrete and concrete research, Volume 10 (1980).
- PETERSSON, PER-ERIK** (1981): *Crack growth and development of fracture zones in plain concrete and similar materials*. Dissertation. Lund Instit. Of Techn., Sweden (1981).
- PFEIFFER, UWE** (2004): *Die nichtlineare Berechnung ebener Rahmen aus Stahl- oder Spannbeton mit Berücksichtigung der durch das Aufreißen bedingten Achsendehnung*. Dissertation. Technischen Universität Hamburg-Harburg (2004).
- PFEIFFER, UWE** (2006): *INCA2. Berechnung beliebiger Massivbauquerschnitte*. Technische Universität Hamburg-Harburg (2006).
- PFLÜCKE, TORSTEN** (2006): *Traglastbestimmung druckbeanspruchter Mauerwerkswände am Ersatzmodell unter wirklichkeitsnaher Berücksichtigung des Materialverhaltens*. Dissertation. Technischen Universität Dresden (2006).
- PFLÜCKE, TORSTEN; JÄGER, WOLFRAM** (2004): *Zur Ermittlung der Tragfähigkeit an zentrisch und exzentrisch gedrückten Mauerwerksquerschnitten* Mauerwerk 8 Heft 5. Ernst & Sohn (2004).
- prEN 1996-3:2022**: *Eurocode 6: Design of Masonry structures - Part 3: Simplified calculation methods for unreinforced masonry structures* (2022):
- PRENZLOW, CURT** (1963): *Tragwerksberechnung nach Cross - Durchlaufträger, Stockwerksrahmen usw. Einflusslinien, Erweiterung auf Trägerroste, Platten u. räuml. Rahmengebilde, Berücksichtigung von Vouten*. Werner Verlag, Düsseldorf (1963).
- PURTAK, FRANK** (2001): *Tragfähigkeit von schlankem Quadermauerwerk aus Naturstein*. Dissertation. Technischen Universität Dresden (2001).
- RAUPACH, MICHAEL; SAENGER, DOROTHEA; WINKELS, BERND** (2023): *Eigenschaften und Eigenschaftswerte von Mauersteinen, Mauermörtel und Mauerwerk*. Mauerwerk-Kalender 48. Ernst & Sohn, Berlin (2023).
- REICHEL, STEPHAN** (2017): *Untersuchungen zum Tragverhalten des thermisch optimierten Anschlusses der teilweise aufliegenden Deckenplatten an monolithische Wandkonstruktionen*. Dissertation. Technische Universität Dresden (2017).
- REITMAYER, CLAUDIA** (2014): *Einfluss des Wand-Decken-Knotens auf die Tragfähigkeit und Bemessung von monolithischen Ziegelaußenwänden*. Dissertation. Technische Universität München (2014).

- REITMAYER, CLAUDIA; HENNECKE, MARKUS** (2017): *Teilflächendruckversuche an Planhochlochziegeln*. Versuchsauswertung - Zilch + Müller Ingenieure GmbH, nicht veröffentlicht (2017).
- RUPPIK, MICHAEL; GRAUBOHM, MARKUS** (2012): *Biegezugfestigkeit von tragendem Ziegelmauerwerk*. Schlussbericht zu IGF-Vorhaben Nr. 15998 N (2012).
- SCHELLBACH, GERHARD** (1979): *Einfluß des Formates auf die Festigkeit des Ziegels und die Tragfähigkeit der Wand (Formfaktor)*. Die Ziegelindustrie 32, Heft 4. (1979).
- SCHELLBACH, GERHARD; JUNG, EGDAR** (1983): *Verformungsverhalten und Tragfähigkeit von Mauerwerk mit Leichtmauermörtel*. Forschungsbericht. Institut für Ziegelforschung Essen (1983).
- SCHERMER, DETLEFF** (2012): *Bemessung von Mauerwerk*. In: Zilch, K; Diederichs, C.-J; Katzenbach, R; Beckmann, K. J. (Hrsg.), *Handbuch für Bauingenieure*, 2. aktualisierte Ausgabe. Springer (2012).
- SCHERMER, DETLEFF** (2015): *Das vereinfachte Bemessungsverfahren von DIN EN 1996-3 in der Praxis*. Mauerwerk 19, Heft 6. Ernst & Sohn (2015).
- SCHERMER, DETLEFF** (2016): *Schnittgrößenermittlung*. In: Rast, Ronald; Graubner, Carl-Alexander (Hrsg.), *Mauerwerksbau für Tragwerksplaner: Praxishandbuch*. Beuth Verlag GmbH (2016).
- SCHERMER, DETLEFF; SCHMALZ, JONATHAN; RUPPIK, MICHAEL** (2020): *Planziegelmauerwerk – Bestimmung der Eingangswerte für die Bemessung auf Basis von Versuchen: Druckfestigkeitsprüfung an Wandprüfkörpern und Ersatzprüfverfahren*. Schlussbericht zu IGF-Vorhaben Nr. 19408 N (2020).
- SCHLEGEL, ROGER** (2004): *Numerische Berechnung von Mauerwerkstrukturen in homogenen und diskreten Modellierungsstrategien*. Dissertation. Bauhaus-Universität Weimar (2004).
- SCHLEGEL, ROGER** (2005): *Nichtlineare Berechnung von Beton und Stahlbetonstrukturen nach DIN 1045-1 mit ANSYS*. CADFEM Users Meeting, DYNARDO GmbH (2005).
- SCHMIDT, ULF** (2015): *Bruchmechanischer Beitrag zur Biegezugfestigkeit von Mauerwerk*. Dissertation. Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen (2015).
- SCHUBERT, PETER** (2004): *Eigenschaftswerte von Mauerwerk, Mauersteinen und Mauermörtel*. Mauerwerk-Kalender 29. Ernst & Sohn, Berlin (2004).
- SCHUBERT, PETER; BEER, INGO; GRAUBOHM, MARKUS** (2004): *Druckfestigkeit und E-Modul von Dünnbettmauerwerk - Teil 1: Dünnbettmauerwerk aus Porenbeton-Plansteinen*. Mauerwerk 8 Heft 5. Ernst & Sohn (2004).
- SCHUBERT, PETER; MEYER, UDO** (1990): *Harmonisierung europäischer Baubestimmungen – Eurocode 6 Mauerwerksbau, Ermittlung von charakteristischen Spannungs-Dehnungs-Linien von Mauerwerk*. Forschungsbericht Nr. F 330. Aachen: Institut für Bauforschung (1990).

- SCHUBERT, PETER; MEYER, UDO** (1991): *Verbesserung der Druckfestigkeit von Naturbimsbetonmauerwerk durch Optimierung der Mörtleigenschaften*. Forschungsbericht Nr. F 308. Aachen: Institut für Bauforschung (1991).
- SCHUBERT, PETER; MEYER, UDO** (1992): *Spannungs-Dehnungs-Linien von Mauerwerk*. Mauerwerk-Kalender 17. Ernst & Sohn, Berlin (1992).
- SCHUTH, MICHAEL; BUERAKOV, WASSILI** (2017): *Handbuch optische Messtechnik Praktische Anwendungen für Entwicklung, Versuch, Fertigung und Qualitätssicherung*. Hanser, München (2017).
- SKOTAREK, CHRISTOPH** (2020): *Optische Verformungsmessung an heterogenen Werkstoffsystemen*. Dissertation. Universität Kassel (2020).
- STEGMAIER, MICHAEL** (2020): *Untersuchungen zum Tragverhalten von Ziegelmauerwerk bei doppelt exzentrischer Druckbeanspruchung*. Abschlussbericht 8435000001/DIBt-20/FB/Sgm, Materialprüfanstalt Universität Stuttgart (2020).
- SUTTON, MICHAEL A; MCNEILL, STEPHEN R; HELM, JEFFREY D; CHAO, YUH J.** (2000): *Advances in two-dimensional and three-dimensional computer vision*. Topics in Applied Physics vol. 77. Springer, Berlin, Heidelberg (2000).
- VINDHYASHREE, H. S; RAHAMATH, ALFA; KUMAR, PREMA W. P; KUMAR, PRATHAP M. T.** (2015): *Numerical Simulation of Masonry Prism Test using ANSYS and ABAQUS*. International Journal of Engineering Research & Technology, Volume 4, Issue 07 (2015).
- WALLISCH, WOLFGANG; SCHLEGEL, ROGER** (2012): *FE-Simulation zur Untersuchung exzentrisch beanspruchter Mauerwerkswände*. Technischer Bericht - DYNARDO GmbH, nicht veröffentlicht (2012).
- WEBER, MARIUS** (2019): *Last-Verformungsverhalten von Mauerwerk im ebenen Spannungszustand*. Dissertation. Universität Stuttgart (2019).
- WU, LIANG; LI, ZE; HUANG, SHANG** (2012): *A comparison of cohesive crack model and crack band model in concrete fracture*. Applied Mechanics and Materials, Volume 170–173. Trans Tech Publications (2012).
- ZILCH, KONRAD; GRABOWSKI, STEFANIE; SCHERMER, DETLEFF; SCHEUFLER, WOLFGANG** (2007): *Vermeidung von Risschäden an Außenwänden aus Mauerwerk infolge von Deckenverformungen*. Forschungsbericht F 2490. Technische Universität München (2007).
- ZILCH, KONRAD; ZEHETMAIER, GERHARD** (2010): *Bemessung im konstruktiven Betonbau : Nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2)*. Springer-Verlag, Berlin Heidelberg (2010).

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1.1:	Vorschlag für die konstruktive Ausbildung des Außenwand-Decken-Knotens von monolithischem Ziegelmauerwerk – entnommen aus [Kranzler 2014].....	1
Abbildung 1.2:	Vereinfachtes Rahmenmodell für die Schnittgrößenermittlung gemäß [DIN EN 1996-1-1/NA: 2019-12] Anhang C.....	3
Abbildung 2.1:	Schematische Darstellung des einfach-exzentrischen Druckversuchs – in Anlehnung an [Hirsch 1995].....	8
Abbildung 2.2:	Gegenüberstellung der experimentellen und rechnerischen Querschnittstragfähigkeiten als bezogene Werte mit Hochlochziegeln HLz 6 – 0,9 aus [Hirsch 1995].....	9
Abbildung 2.3:	Exemplarische Darstellung bezogener Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für verschiedene Werkstoffgesetze – entnommen aus [Glock 2004].....	10
Abbildung 2.4:	Gegenüberstellung der experimentellen und rechnerischen Querschnittstragfähigkeiten als bezogene Werte mit Hochlochziegeln HLz-12-1,0 aus [Pflücke 2006].....	13
Abbildung 2.5:	Exemplarische Darstellung der einfach-exzentrischen Teilflächenbelastung aus [Reitmayer 2014].....	14
Abbildung 2.6:	Gegenüberstellung der experimentellen und rechnerischen Querschnittstragfähigkeiten als bezogene Werte aus [Reitmayer 2014].....	15
Abbildung 2.7:	Schematische Darstellung der Teilflächenversuche am Dreistein-Prüfkörper – entnommen aus [Reitmayer et al. 2017].....	17
Abbildung 2.8:	Nichtlineare Spannungs-Dehnungs-Verteilung auf Querschnittsebene im gerissenen Zustand unter Vernachlässigung der Biegezugfestigkeit – entnommen aus [Förster 2018].....	18
Abbildung 2.9:	Darstellung des Versuchsaufbaus für zweiachsig exzentrische Druckversuche am Einzelstein – entnommen aus [Förster 2018].....	18
Abbildung 2.10:	Vergleich der Versuchsergebnisse der Großkammerziegel mit den theoretisch ermittelten Querschnittstragfähigkeiten – entnommen aus [Förster 2018].....	19

Abbildung 2.11: Ausrichtung eines doppelt-exzentrischen Druckversuchs in der Prüfvorrichtung mit Angabe der Last- und Systemachse – entnommen aus [Stegmaier 2020].....21

Abbildung 2.12: Gegenüberstellung der zentrischen f und doppelt-exzentrischen Druckversuche $f_{\text{dopp.-exz.}}$ auf Basis verschiedener Überbindemaße – Ergebnisse aus [Stegmaier 2020]22

Abbildung 2.13: Gegenüberstellung der zentrischen f und zugehörigen doppelt-exzentrischen Druckversuche $f_{\text{dopp.-exz.}}$ auf Basis gleicher Überbindemaße – Ergebnisse aus [Stegmaier 2020].....23

Abbildung 2.14: Versuchsanordnung zur experimentellen Untersuchung des Außenwand-Decken-Knotens – a) und b) in Anlehnung an und c) entnommen aus [Lewicki et al. 2005].....26

Abbildung 2.15: Vorgehensweise nach [Lewicki et al. 2005] zur Ermittlung des im Außenwand-Decken-Knoten übertragenen Einspannmoments $M_{\text{eff,d}}$ auf Basis experimenteller Untersuchungen26

Abbildung 2.16: Experimentelle $M-(\Theta_{\text{pl}})_{\text{w}}$ -Beziehungen inkl. Versuchsauswertung des linearisierten Deckeneinspannmoments $M_{\text{eff,d}}$ – entnommen aus [Lewicki et al. 2005]27

Abbildung 2.17: Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus von [Baier 2007a] zur experimentellen Untersuchung des Außenwand-Decken-Knotens28

Abbildung 2.18: Gegenüberstellung der experimentell M_{Exp} bestimmten und auf Basis einer biegesteifen Knotenverbindung M_{EC6} berechneten Biegemomente aus [Baier 2007a].....29

Abbildung 2.19: Statisches System für einen Außenwand-Decken-Knoten mit Feder gelenken im Knotenbereich – entnommen aus [Jäger et al. 2007]29

Abbildung 2.20: Qualitative Darstellung der konstitutiven Beziehung der semi-starren Verbindung ($M-\Delta\varphi$ -Beziehung) – entnommen aus [Jäger et al. 2007])30

Abbildung 2.21: Schematischer Versuchsaufbau der experimentellen Untersuchungen am Außenwand-Decken-Knoten in [Jäger et al. 2013]32

Abbildung 2.22: Bruchbilder des Prüfkörpers W2 (mit Holzverkeilung im Auflagerzwischenraum zur temporären Sicherung) – entnommen aus [Jäger et al. 2013]33

Abbildung 2.23: Versuchsaufbau und Prüfstand zur experimentellen Untersuchung des Außenwand-Decken-Knotens – entnommen aus [Reitmayer 2014]34

Abbildung 2.24: Verlauf der aufgezeichneten vertikalen Deckenauflegerkraft N_{Decke} in Abhängigkeit der Lastfallnummer – entnommen aus [Reitmayer 2014] ..35

Abbildung 2.25: Minimal aufnehmbares Deckeneinspannmoment auf Basis eines starrplastischen Spannungsblocks und einer Wandhöhe von 2,5 m – entnommen aus [Reitmayer 2014].....36

Abbildung 2.26:	Schematische Darstellung der im Zuge der experimentellen Untersuchungen analysierten Ausführungsvarianten des Außenwand-Decken-Knotens – entnommen aus [Jäger et al. 2015b]	37
Abbildung 2.27:	Schematische Darstellung der Prüfvorrichtung zur experimentellen Untersuchung des Außenwand-Decken-Knotens – entnommen aus [Jäger et al. 2015b].....	38
Abbildung 2.28:	Idealisierte Darstellung des abschnittsweise aufgebrauchten Lastniveaus am Außenwand-Decken-Knoten – entnommen aus [Jäger et al. 2015b] ..	38
Abbildung 2.29:	Deckeneinspannmoment in Abhängigkeit der Wandauflast und Deckenaufлагertiefe – entnommen aus [Jäger et al. 2015b]	39
Abbildung 2.30:	Zusammenfassung der in Abschnitt 2.1 dargelegten Gegenüberstellungen der experimentellen und rechnerischen Querschnittstragfähigkeiten als bezogene Werte	40
Abbildung 3.1:	Schematisch dargestellte Belastungssituationen am Außenwand-Decken-Knoten infolge teilauf liegender Decke und daraus abgeleitete Teilflächenbelastungen auf System- und Einzelsteinebene.....	43
Abbildung 3.2:	Qualitative Spannungsverteilung auf Querschnittsebene bei exzentrischer Lasteinleitung für unterschiedliche Materialgesetze	48
Abbildung 3.3:	Bezogene Darstellung der Querschnittstragfähigkeit für starr-plastisches, linear-elastisches und quasi-duktiler Materialverhalten	49
Abbildung 3.4:	Spannungs-Dehnungs-Beziehungen der Druckfestigkeitsprüfung am Einzelstein.....	51
Abbildung 3.5:	Schematische Darstellung der Teilflächenbelastungen am Einzelstein mit zentrischer Lasteinleitung bezogen auf den Nettoquerschnitt	53
Abbildung 3.6:	Schematische Darstellung der verschiedenen Belastungssituationen am Einzelstein.....	53
Abbildung 3.7:	Gegenüberstellung verschiedener Grenzlinien der Querschnittstragfähigkeit mit den experimentellen Versuchsergebnissen (PHLz-Fz).....	54
Abbildung 3.8:	Auswertung der experimentellen Querschnittsstauchungen bei unterschiedlichen Belastungsniveaus – zentrische Beanspruchung.....	55
Abbildung 3.9:	Gegenüberstellung verschiedener Grenzlinien der Querschnittstragfähigkeit mit den experimentellen Versuchsergebnissen (PHLz-Fz und PHLz-Ff)	56
Abbildung 3.10:	Auswertung von experimentellen Querschnittsstauchungen und Rissbildung mit einhergehender Umlagerung – Beanspruchungssituation am Wandfuß.....	57

Abbildung 3.11:	Gegenüberstellung verschiedener Grenzlinien der Querschnittstragfähigkeit mit den experimentellen Versuchsergebnissen (PHLz-F _Z , PHLz-F _F und PHLz-F _K)	59
Abbildung 3.12:	Auswertung der experimentellen Querschnittsstauchungen – Beanspruchungssituation am Wandkopf.....	59
Abbildung 3.13:	Vergleich experimenteller Tragfähigkeiten bezogen auf die Netto- (N-PHLz) und Bruttoquerschnittsebene (B-PHLz) mit rechnerischen Querschnittstragfähigkeiten	60
Abbildung 3.14:	Prinzipskizze der Prüfvorrichtung für zentrische und doppelt-exzentrische Druckversuche.....	63
Abbildung 3.15:	Schematische Darstellung der Positionierung der induktiven Wegaufnehmer zur Messung der Längsverformung am RILEM-Prüfkörper gemäß [DIN EN 1052-1:1998-12].....	64
Abbildung 3.16:	Experimentelle Spannungs-Dehnungs-Linien der zentrischen Druckversuche an RILEM-Prüfkörpern	64
Abbildung 3.17:	Schematische Darstellung der Positionierung der induktiven Wegaufnehmer zur Messung der Längsverformung am Wandprüfkörper.....	66
Abbildung 3.18:	Experimentelle und approximierte einaxiale Spannungs-Dehnungs-Linie der geschosshohen Wanddruckversuche	66
Abbildung 3.19:	Schematische Darstellung der Wandneigung eines doppelt-exzentrischen Wanddruckversuchs.....	68
Abbildung 3.20:	Vergleich der doppelt-exzentrischen Versuchsergebnisse (PHLz-W-DE) mit der theoretischen und rechnerischen ΦN - ΦM -Interaktion	69
Abbildung 3.21:	Bruchbild des doppelt-exzentrischen Wanddruckversuchs (PHLz-W-DE3) mit Kennzeichnung der charakteristischen Rissentwicklung.....	70
Abbildung 3.22:	Gegenüberstellung der auf Schlankheit $\lambda = 7$ skalierten Traglastfaktoren $\Phi_{\eta\lambda}$ unterschiedlicher Normierungsansätze	74
Abbildung 3.23:	Mittelwert und Streubreite der zentrischen f_m und doppelt-exzentrischen $f_{m,de}$ Druckversuche zur mittleren Steindruckfestigkeit f_{st} mit zugehöriger Regressionsfunktion	75
Abbildung 3.24:	Gegenüberstellung verschiedener Regressionsfunktionen mit den experimentellen Mittelwerten der auf $\lambda = 5$ normierten zentrischen Druckversuche f_m	77
Abbildung 3.25:	Verhältniswerte der doppelt-exzentrischen und zentrischen Druckversuche zur Steindruckfestigkeit bzw. zum Plastizitätsfaktor	77
Abbildung 3.26:	Gegenüberstellung der zentrischen f_m und doppelt-exzentrischen $f_{m,de}$ Druckversuche mit zugehöriger Regressionsfunktion.....	78

Abbildung 3.27:	Einfluss der Prüfkörperschlankheit λ und des Lastneigungswinkels ξ bei einfach- und doppelt-exzentrischer Beanspruchung mit $e/t = 1/6$	79
Abbildung 3.28:	Bezogene ΦN_R - ΦM_R -Interaktionslinien der rechnerischen Querschnittstragfähigkeiten und Versuchsergebnisse der doppelt-exzentrischen Druckversuche	80
Abbildung 3.29:	Gegenüberstellung der Randspannungsverhältnisse zum dopp.-exz./zentr. Verhältniswert und zum Plastizitätsfaktor	81
Abbildung 3.30:	Beanspruchungssituationen am Außenwand-Decken-Knoten als Teilflächenbelastungen an RILEM-Prüfkörpern	84
Abbildung 3.31:	Gegenüberstellung verschiedener Grenzlinien der Querschnittstragfähigkeit mit den experimentellen Versuchsergebnissen (PHLZ-R-F _Z)	86
Abbildung 3.32:	Auswertung und Vergleich der experimentellen Querschnittsstauchungen der RILEM-Prüfkörper – zentrische Beanspruchung	87
Abbildung 3.33:	Photogrammetrisch ermittelte Vertikalverformungen am RILEM-Prüfkörper PHLZ-R-F _Z -1 bei unterschiedlichen Belastungsniveaus	88
Abbildung 3.34:	Gegenüberstellung verschiedener Grenzlinien der Querschnittstragfähigkeit mit den experimentellen Versuchsergebnissen (PHLZ-R-F _F und PHLZ-R-F _Z)	89
Abbildung 3.35:	Darstellung der experimentellen Querschnittsstauchungen vor und nach der Entkopplung infolge von Rissbildung am RILEM-Prüfkörper – Beanspruchungssituation am Wandfuß	90
Abbildung 3.36:	Photogrammetrisch ermittelte Vertikalverformungen als Flächenkomponente und Hauptformänderung als Trajektorien am RILEM-Prüfkörper R-F _F -2	91
Abbildung 3.37:	Gegenüberstellung verschiedener Grenzlinien der Querschnittstragfähigkeit mit den experimentellen Versuchsergebnissen (PHLZ-R-F _F , PHLZ-R-F _Z und PHLZ-R-F _K)	92
Abbildung 3.38:	Auswertung der experimentellen Querschnittsstauchungen der RILEM-Prüfkörper – Wandfuß	93
Abbildung 3.39:	Photogrammetrisch ermittelte Vertikalverformungen und schematische Darstellung der Rissbildung der RILEM-Prüfkörper	94
Abbildung 3.40:	Experimentelle ΦM - κ -Beziehung der zentrischen Teilflächenbelastung bezogen auf die Bruttoquerschnittsebene	96
Abbildung 3.41:	Experimentelle ΦM - κ -Beziehung der Beanspruchungssituation am Wandkopf bezogen auf die Bruttoquerschnittsebene	96
Abbildung 3.42:	Vergleich der analytischen und experimentellen ΦM - κ -Beziehung bezogen auf die Bruttoquerschnittsebene	98

Abbildung 3.43:	Vergleich zwischen experimentellen und rechnerischen Querschnittstragfähigkeiten	100
Abbildung 3.44:	Schematische Darstellung der Prüfvorrichtung für den Außenwand-Decken-Knoten	102
Abbildung 3.45:	Ausführungsdetails beider Außenwand-Decken-Knoten (AWDK-1 und AWDK-2)	103
Abbildung 3.46:	Ablaufschema der Lastaufbringung beider Lastschritte mit Auszug der Nettoquerschnittstragfähigkeit als Momenten-Normalkraft-Interaktion .	104
Abbildung 3.47:	Messprinzip mittels digitaler Bildkorrelation sowie schematische Darstellung der Konsolrotation inkl. zugehörigem statischem Ersatzsystem mit qualitativen Momentenverläufen.....	105
Abbildung 3.48:	Lastprogramm beider Prüfkörper (AWDK-1 und AWDK-2) als bezogene Lastausmitte e/a am Außenwand-Decken-Knoten	107
Abbildung 3.49:	Experimentelle Moment-Rotations-Diagramme des AWDK-1 in Abhängigkeit der Laststufen 1 ÷ 4 bei einer Momentenverteilung von 25 % in Wandfuß- und 75 % in Wandkopfquerschnitt.....	108
Abbildung 3.50:	Experimentelle Moment-Rotations-Diagramme des AWDK-1 in Abhängigkeit der Laststufen 5 ÷ 9 bei einer Momentenverteilung von jeweils 50 % in Wandfuß- und Wandkopfquerschnitt.....	109
Abbildung 3.51:	Experimentelle Moment-Rotations-Diagramme des AWDK-2 in Abhängigkeit der Laststufen 1 ÷ 9 bei einer Momentenverteilung von jeweils 50 % in Wandfuß- und Wandkopfquerschnitt.....	111
Abbildung 3.52:	Auf die Konsolrotation φ_K bezogene Wandkopffrotation φ_{WK} und Wandfußrotation φ_{WF} des AWDK-1 und AWDK-2	112
Abbildung 4.1:	Fließfläche nach Menetrey-Willam – entnommen aus [Bretschneider et al. 2018]	117
Abbildung 4.2:	Fließfläche nach <i>MENETREY-WILLAM</i> in Abhängigkeit der Funktion $0,5 \geq r(\theta, e) \geq 1$ – entnommen aus [Menetrey 1994].....	119
Abbildung 4.3:	Ver- und Entfestigungsfunktion im Druckbereich mit exponentiellem Entfestigungsverlauf	119
Abbildung 4.4:	Exponentieller Verlauf der Entfestigungsfunktion infolge von Zugbeanspruchung.....	121
Abbildung 4.5:	Exemplarischer Aufbau der FEM-Modelle mit unterschiedlichen Modellierungsstrategien für Mauerwerk als Auszug aus einem Mauerwerksverband – a) Makromodell, b) vereinfachtes Mikromodell, c) detailliertes Mikromodell, d) detailliertes Mikromodell mit diskreter Fugenausbildung.....	122

Abbildung 4.6:	Lochbild des experimentell untersuchten Planhochlochziegels und FE-Modells	126
Abbildung 4.7:	Schematische Darstellung der Durchdringung des Kontakt- und Zielkörpers – entnommen aus [Gebhardt 2014]	127
Abbildung 4.8:	3D-Volumenelement (SOLID185) – entnommen aus [ANSYS, Inc. 2022]	128
Abbildung 4.9:	Detaillierte 3D-Mikromodelle beider Versuchsnachrechnung mit Angabe der Lagerungsbedingungen und Freiheitsgrade	129
Abbildung 4.10:	Vergleich der experimentellen und mittels detaillierter 3D-Mikromodelle berechneten Last-Verformungs-Beziehungen	129
Abbildung 4.11:	Vergleich der plastischen Hauptdehnungen $\varepsilon_{pl,1}$ bei unterschiedlichen Normalspannungen σ_y	130
Abbildung 4.12:	2D-Scheibenelement (PLANE183) – entnommen aus [ANSYS, Inc. 2022]	131
Abbildung 4.13:	Vereinfachte 2D-Mikromodelle beider Versuchsnachrechnungen mit Angabe der Lagerungsbedingungen und Freiheitsgrade	132
Abbildung 4.14:	Vergleich der experimentellen und mittels vereinfachter 2D-Mikromodelle berechneten Last-Verformungs-Beziehungen	133
Abbildung 4.15:	Abweichung zwischen rechnerischem und approximiertem Sekantenmodul beider Versuchsnachrechnungen (mit: PHLZ = Steindruckversuch, PHLZ-W-Z = Wanddruckversuch)	134
Abbildung 4.16:	Vergleich der numerischen mit der rechnerischen $(\Phi M-\kappa)_{cal}$ - und experimentellen $\Phi M-\kappa$ -Beziehung bezogen auf Bruttoquerschnittsebene – zentrische Beanspruchungssituation	135
Abbildung 4.17:	Vergleich der numerischen mit der rechnerischen $(\Phi M-\kappa)_{cal}$ - und experimentellen $\Phi M-\kappa$ -Beziehung bezogen auf Bruttoquerschnittsebene – Beanspruchungssituation am Wandkopf	136
Abbildung 4.18:	Vereinfachtes 2D-Mikromodell der Versuchsnachrechnungen sowie exemplarische Ergebnisdarstellung der resultierenden Spannungs- und Dehnungszustände	138
Abbildung 4.19:	Gegenüberstellung der berechneten und experimentellen Moment-Rotations-Diagramme des AWDK-1 und AWDK-2 in Abhängigkeit des Auflastniveaus und der Momentenverteilung	139
Abbildung 4.20:	Ergebnisvergleich der Normalspannung σ_y am Außenwand-Decken-Knoten bei unterschiedlichen M_{WF} / M_{WK} -Verhältnissen und Auflastniveaus	140
Abbildung 5.1:	Rahmenersatzsystem der Parameterstudie als vereinfachtes 2D-Mikromodell mit Angabe der Lagerungsbedingungen und Freiheitsgrade	144

Abbildung 5.2: Numerische Integration mit *NEWTON-COTES-* bzw. *SIMPSONSCHER-* Formel – entnommen aus [Zilch et al. 2010]..... 147

Abbildung 5.3: Gegenüberstellung der numerischen und linear-elastischen bezogenen Lastausmitten am Wandkopf und Wandfuß bei Vollauflagerung 150

Abbildung 5.4: Vergleich der numerischen und linear-elastischen bezogenen Lastausmitten am Wandkopf und Wandfuß bei Vollauflagerung für $(e/t)_{el} < 1/3$ 151

Abbildung 5.5: Vergleich der numerischen und linear-elastischen bezogenen Lastausmitten bei Vollauflagerung für $(e/t)_{el} \geq 1/3$ mit Kennzeichnung der um t_c rückgesetzten bezogenen Lastausmitten $(e/t_c)_{el}$ 152

Abbildung 5.6: Vergleich der numerischen und linear-elastischen bezogenen Lastausmitten bei Vollauflagerung für $(e/t)_{el} \geq 1/3$ in Abhängigkeit des Auflastniveaus 153

Abbildung 5.7: Gegenüberstellung der Verteilungsfaktoren $\eta_{e/t}$ sowie Steifigkeitsverhältnisse $(R_{\phi,S} / R_{\phi,W})$ in Abhängigkeit des Auflastniveaus bei Vollauflagerung für $(e/t)_{el} \geq 1/3$ 154

Abbildung 5.8: Gegenüberstellung der numerischen und linear-elastischen bezogenen Lastausmitten am Wandkopf und Wandfuß bei Teilauflagerung 155

Abbildung 5.9: Vergleich der numerischen und linear-elastischen bezogenen Lastausmitten bei Teilauflagerung für $(e/a)_{el} \geq 1/3$ mit Kennzeichnung der um t_c rückgesetzten bezogenen Lastausmitten $(e/t_c)_{el}$ 156

Abbildung 5.10: Vergleich der numerischen und linear-elastischen bezogenen Lastausmitten bei Teilauflagerung ohne Limitierung des Traglastfaktors auf $\Phi \leq 0,9$ 157

Abbildung 5.11: Vergleich der numerischen und linear-elastischen bezogenen Lastausmitten bei Teilauflagerung ($a/t = 2/3$) in Abhängigkeit des Auflastniveaus und Kennzeichnung hinreichender Mauerwerkstragfähigkeit $N_{Ed} > N_{Rd}$ unter Berücksichtigung von $\Phi \leq 0,9$ 158

Abbildung 5.12: Gegenüberstellung der bezogenen numerischen Lastausmitte $(e_u/a)_{FEM}$ am Wandfuß in Abhängigkeit des Auflastniveaus und Kennzeichnung der vereinfachten Berechnungsmethode nach [DIN EN 1996-3/NA:2019-12]..... 161

Abbildung 5.13: Vergleich der vereinfachten Berechnungsmethoden nach [DIN EN 1996-3/NA:2019-12] mit Φ_1 und [prEN 1996-3:2022] mit Φ_s für unterschiedliche statische Ersatzsysteme und einer Knicklänge der Wand von $h_{ef} = 2,5$ m sowie unter Berücksichtigung von Φ_2 163

Abbildung 5.14: Gegenüberstellung der Verhältnismerte Φ_{FEM} / Φ_s bzw. Φ_{FEM} / Φ_2 am Wandfuß nach der vereinfachten Berechnungsmethode nach [prEN 1996-3:2022]..... 164

Abbildung 5.15: Vergleich der Normalspannungsverteilung σ_y am Wandkopf und -fuß des Außenwand-Decken-Knotens bei voll- und teilaufgelagerter Decke in Abhängigkeit des Auflastniveaus mit $n = 4$ / $l = 4$ m / $h = 2,5$ m / $h_{Decke} = 0,2$ m / $q_d = 15,64$ kN/m / $E_{cm} = 15.000$ N/mm² / $E = 4.500$ N/mm² 166

Abbildung 5.16: Gegenüberstellung des Korrekturfaktors $\eta_{e/a}$ bzw. $\eta_{e/t}$ in Abhängigkeit des Verteilungsfaktors Ψ_M und den bezogenen Lastausmitten $(e/a)_{FEM}$ und $(e/a)_{el}$ bzw. $(e/t)_{FEM}$ und $(e/t)_{el}$ 167

Abbildung 5.17: Vergleich der numerischen und linear-elastischen bezogenen Lastausmitten am Wandkopf und -fuß mit $(e/a)_{el} \geq 1,0$ bzw. $(e/t)_{el} \geq 1,0$ 168

Abbildung 5.18: Gegenüberstellung der numerischen bezogenen Lastausmitten am Wandkopf für $(e/a)_{el} < 0,35$ mit den zur Fallunterscheidung herangezogenen ξ -Faktoren 169

Abbildung 5.19: Vergleich der bezogenen numerischen $(e_o/a)_{FEM}$ und approximierten Lastausmitten $(e_o/a)_{cal}$ am Wandkopf für $(e_o/a)_{el} < 0,35$ 171

Abbildung 5.20: Vergleich der bezogenen numerischen und approximierten Lastausmitten am Wandkopf für $0,35 \leq (e_o/a)_{el} < 1,0$ und $1/3 \leq (e_o/t)_{el} < 1,0$ 172

Abbildung 5.21: Vergleich der bezogenen Lastausmitten auf Basis numerischer $(e_o/a)_{FEM}$, linear-elastischer $(e_o/a)_{el}$ und approximativer $(e_o/a)_{cal}$ Berechnung 173

Abbildung 5.22: Vergleich der bezogenen numerischen und approximierten Lastausmitten am Wandfuß für $(e_w/a)_{el}$ bzw. $(e_w/t)_{el} < 1,0$ 174

Abbildung 5.23: Exemplarischer Vergleich des analytischen Berechnungsansatzes zu Querschnittstragfähigkeiten am Wandkopf mit $a/t = 2/3$ auf Grundlage verschiedener Verhältniswerte der Überfestigkeit $\Phi f_{lim,\zeta} > 0$ 177

Abbildung 5.24: Exemplarischer Vergleich des analytischen Berechnungsansatzes zu Querschnittstragfähigkeiten am Wandkopf mit $a/t = 2/3$ auf Grundlage verschiedener Arbeitslinien und Verhältniswerte der Überfestigkeit $\Phi f_{lim,\zeta} > 0$ 180

Abbildung 5.25: Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus zur Bestimmung der lochbildabhängigen Lastumlagerungskapazität..... 181

Abbildung 5.26: Schematische Darstellung der Versuchsdurchführung und Prinzip der Versuchsauswertung 182

Abbildung 5.27: Schematische Darstellung der Versuchsdurchführung zur Ermittlung der Querschnittstragfähigkeit..... 183

TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 2.1:	Ergebnisse der zentrischen und einfach-exzentrischen Druckversuche von [Hirsch 1995]	8
Tabelle 2.2:	Versuchsprogramm und Ergebnisse der in [Pflücke 2006] durchgeführten zentrischen und einfach-exzentrischen Druckversuche an Kleinprüfkörpern aus Hochlochziegeln (HLz-12-1,0).....	12
Tabelle 2.3:	Versuchsprogramm und Ergebnisse der in [Reitmayer 2014] durchgeführten zentrischen und einfach-exzentrischen Druckversuche (PHLz-Gk = Planhochlochziegel mit Großkammerlochung / PHLz-Kl = Kleinlochung)	15
Tabelle 2.4:	Zusammenfassung der experimentellen Teilflächen-Druckversuche aus [Reitmayer 2014] mit Angabe der mittleren Bruchlast \bar{F} in kN	16
Tabelle 2.5:	Lochbilder, mittlere experimentelle Steindruckfestigkeit f_{st} und geometrische Abmessungen der in [Förster 2018] untersuchten Planziegeltypen	19
Tabelle 2.6:	Lochbilder, mittlere experimentelle Steindruckfestigkeit f_{st} und geometrische Abmessungen der in [Stegmaier 2020] untersuchten Planziegeltypen.....	21
Tabelle 2.7:	Zusammenstellung der mittleren zentrischen \bar{f} und doppelt-exzentrischen $\bar{f}_{dopp.exz.}$ Druckfestigkeiten in $[N/mm^2]$ mit Angabe des Überbindemaßes als Index – Ergebnisse aus [Stegmaier 2020]	22
Tabelle 2.8:	Lochbilder, mittlere experimentelle Steindruckfestigkeit f_{st} und geometrische Abmessungen der in [Schermer et al. 2020] untersuchten Planziegeltypen für die partiellen Teilflächenbelastungen	24
Tabelle 2.9:	Zusammenfassung der experimentellen einseitigen Teilflächenbelastungen aus [Schermer et al. 2020] mit Angabe der mittleren Bruchlast \bar{F} in kN	24
Tabelle 2.10:	Konstitutive Beziehungen für verschiedene Auflasten aus [Baier 2007a]	31
Tabelle 2.11:	Lochbild, mittlere experimentelle Steindruckfestigkeit f_{st} , Mittelwert der zentrischen Dreistein-Druckfestigkeit f_m und geometrische Abmessungen des in [Jäger et al. 2013] untersuchten Planziegels	31

Tabelle 2.12:	Lochbilder, mittlere experimentelle Steindruckfestigkeit f_{st} und geometrische Abmessungen der in [Jäger et al. 2015b] und [Reichel 2017] untersuchten Steine	37
Tabelle 3.1:	Lochbild des Planziegels und Mittelwerte der wesentlichen normativen Einzelsteinuntersuchungen	50
Tabelle 3.2:	Mittlere Steindruckfestigkeit f_{st} (ohne Formfaktor) und zugehöriger Variationskoeffizient	50
Tabelle 3.3:	Experimenteller Mittelwert der Verformungskennwerte des Planziegels .	51
Tabelle 3.4:	Versuchsergebnisse der Teilflächenbelastung am Einzelstein – zentrische Beanspruchung (Index B für Bruttoquerschnitt: $e/t = 1/6$; Index N für Nettoquerschnitt: $e/a = 0,0$).....	54
Tabelle 3.5:	Versuchsergebnisse der Teilflächenbelastung am Einzelstein – Beanspruchungssituation am Wandfuß (Index B für Bruttoquerschnitt: $e/t = 0,06$; Index N für Nettoquerschnitt: $e/a = 1/3$)	56
Tabelle 3.6:	Versuchsergebnisse der Teilflächenbelastung am Einzelstein – Beanspruchungssituation am Wandkopf (Index B für Bruttoquerschnitt: $e/t = 0,39$; Index N für Nettoquerschnitt: $e/a = 1/6$)	58
Tabelle 3.7:	Gegenüberstellung der auf die Nettoquerschnittsebene bezogenen experimentellen Mittelwerte ΦN der Teilflächenbelastungen am Einzelstein mit verschiedenen rechnerischen Querschnittstragfähigkeiten	60
Tabelle 3.8:	Geometrische Abmessungen der halb- und geschosshohen Wandprüfkörper (Z = zentrische Beanspruchung, DE = doppelt-exzentrische Beanspruchung)	62
Tabelle 3.9:	Ergebnisse der zentrischen RILEM-Druckversuche.....	65
Tabelle 3.10:	Ergebnisse der zentrischen Wanddruckversuche.....	67
Tabelle 3.11:	Ergebnisse der doppelt-exzentrischen Wanddruckversuche.....	69
Tabelle 3.12:	Lochbilder, mittlere Steindruckfestigkeit f_{st} mit Formfaktor 1,0, Mittelwert der zentrischen Druckversuche f_m , Prüfkörperschlankheit λ und Mittelwert der doppelt-exzentrischen Druckversuche $f_{m,de}$ der Planhochlochziegel mit Kleinlochung (PHLZ-Kl).....	71
Tabelle 3.13:	Lochbilder, mittlere Steindruckfestigkeit f_{st} mit Formfaktor 1,0, Mittelwert der zentrischen Druckversuche f_m , Prüfkörperschlankheit λ und Mittelwert der doppelt-exzentrischen Druckversuche $f_{m,de}$ der Planhochlochziegel mit Großkammerlochung (PHLZ-Gk)	72
Tabelle 3.14:	Geometrische Abmessungen der RILEM-Prüfkörper für die Teilflächenbelastungen	84

Tabelle 3.15:	Versuchsergebnisse der Teilflächenbelastung am RILEM-Prüfkörper – zentrische Beanspruchungssituation (Index B für Bruttoquerschnitt: $e/t = 1/6$; Index N für Nettoquerschnitt: $e/a = 0,0$) 85
Tabelle 3.16:	Versuchsergebnisse der Teilflächenbelastung am RILEM-Prüfkörper – Beanspruchungssituation am Wandfuß (Index B für Bruttoquerschnitt: $e/t = 0,06$; Index N für Nettoquerschnitt: $e/a = 0,33$) 88
Tabelle 3.17:	Versuchsergebnisse der Teilflächenbelastung am RILEM-Prüfkörper – Beanspruchungssituation am Wandkopf (Index B für Bruttoquerschnitt: $e/t = 0,39$; Index N für Nettoquerschnitt: $e/a = 1/3$) 91
Tabelle 3.18:	Gegenüberstellung der auf die Nettoquerschnittsebene bezogenen experimentellen Mittelwerte ΦN der Teilflächenbelastungen am RILEM-Prüfkörper mit verschiedenen rechnerischen Querschnittstragfähigkeiten 99
Tabelle 3.19:	Hebelarme zur Ermittlung der Knotenmomente am Außenwand-Decken-Knoten beider Prüfkörper (AWDK-1 und AWDK-2) 105
Tabelle 3.20:	Lastprogramm der einwirkenden Wandnormalkraft N und Momentenverteilung am Außenwand-Decken-Knoten beider Versuchsdurchführungen (mit $M_K =$ Konsolmoment, $M_{WF} =$ Wandfußmoment, $M_{WK} =$ Wandkopfmoment)..... 106
Tabelle 4.1:	Materialkennwerte sowie Ver- und Entfestigungsparameter der FEM-Berechnungen der detaillierten 3D-Mikromodelle (mit: zentrischer Steindruckversuch = PHLZ, einaxialer Wanddruckversuch = Wand) 128
Tabelle 4.2:	Materialkennwerte sowie Ver- und Entfestigungsparameter der FEM-Berechnungen der vereinfachten 2D-Mikromodelle (mit: zentrischer Steindruckversuch = PHLZ, einaxialer Wanddruckversuch = Wand) 131
Tabelle 5.1:	Variationsbereich der Parameter für die FE-Berechnung am Rahmenersatzsystem 146
Tabelle 5.2:	Charakteristische Decken- und Wandauflasten für die FE-Berechnung am Rahmenersatzsystem 148
Tabelle 5.3:	Referenzwerte von $l_{ref,c}$ und $l_{ref,t}$ 162

ANHANG A.1

Nachfolgend sind die Ergebnisse der wesentlichen Einzelsteinuntersuchungen des verwendeten Planziegels zusammengefasst. Diese erfolgten nach Konditionierung der Planziegel auf Grundlage der nachstehenden normativen Vorgaben:

- geometrische Abmessungen [DIN EN 772-16:2011-07]
- Ebenheit der Lagerflächen [DIN EN 772-20:2005-05]
- Nettovolumen und prozentualer Lochanteil [DIN EN 772-3:1998-10] sowie
- Netto- und Brutto-Trockenrohichte [DIN EN 772-13:2000-09]
- Steindruckfestigkeit [DIN EN 772-1:2016-05]

Tabelle A-1: Geometrische Abmessungen des verwendeten Planziegels nach [DIN EN 772-16:2011-07] Absatz 7.1

Einzelsteinnr.:	Länge [mm]	Breite [mm]	Höhe [mm]
1	241,5	358,0	249,2
2	241,2	358,1	249,1
3	241,6	358,2	249,1
4	241,2	358,2	249,1
5	241,4	357,4	249,1
6	241,1	357,1	249,0
Mittelwert:	241,3	357,8	249,1

Tabelle A-2: Dicke der Außenwandungen und Stege des verwendeten Planziegels nach [DIN EN 772-16:2011-07] Absatz 7.2

Einzelsteinnr.:	Außenstegdicke [mm]		Innenstegdicke [mm]	
	quer	längs	quer	längs
1	12,1	18,8	16,2	20,4
2	11,3	18,4	15,9	19,9
3	11,6	18,5	16,2	19,7
4	11,3	18,6	15,8	19,8
5	11,2	18,7	16,0	20,1
6	11,7	18,7	16,4	19,6
Mittelwert:	11,5	18,6	16,1	19,9

Tabelle A-3: Planparallelität der Lagerflächen des verwendeten Planziegels nach [DIN EN 772-16:2011-07] Absatz 7.4

Einzelsteinnr.:	Abstand zw. ebener Flächen und Oberseite Lagerfläche in [mm]			
	1	2	3	4
1	25,0	25,0	25,0	25,0
2	25,0	25,0	25,0	25,0
3	25,0	25,0	25,0	25,0
4	25,0	25,0	25,1	24,9
5	25,0	24,9	25,0	25,0
6	25,0	25,0	25,0	25,0

Tabelle A-4: Bestimmung der Ebenheit des verwendeten Planziegels nach [DIN EN 772-20:2005-05]

Einzelsteinnr.:	Oben		Unten		Länge diagonal [mm]	
	Abweichung	kk / kv	Abweichung	kk / kv	Oben	Unten
	Δ_m [mm]		Δ_m [mm]			
1	0,2	kk	0,0	kk	430,71	430,71
2	0,2	kk	0,1	kv	431,09	431,09
3	0,2	kk	0,1	kk	431,63	431,63
4	0,2	kk	0,1	kk	431,35	431,35
5	0,2	kk	0,1	kk	432,14	432,14
6	0,2	kk	0,1	kv	431,44	431,44

Tabelle A-5: Bestimmung des Nettovolumens und des prozentualen Lochanteils des verwendeten Planziegels mittels hydrostatischer Wägung nach [DIN EN 772-3:1998-10]

Einzelsteinnr.:	Nettovolumen $V_{n,u}$ [mm ³]	Bruttovolumen $V_{g,u}$ [mm ³]	Volumen Lochanteil $V_{v,u}$ [mm ³]	Lochanteil [%]
1	10051100	21539268	11488168	53
2	10021200	21514510	11493310	53
3	10053900	21554184	11500284	53
4	10054000	21518453	11464453	53
5	10049700	21490289	11440589	53
6	10073400	21437601	11364201	53
Mittelwert:	10050550	21509051	11458501	53

Tabelle A-6: Bestimmung der Netto- und Brutto-Trockenrohddichte des verwendeten Planziegels nach [DIN EN 772-13:2000-09]

Einzelsteinnr.:	Netto-Trockenrohddichte $\rho_{n,u}$ [kg/m ³]	Brutto-Trockenrohddichte $\rho_{g,u}$ [kg/m ³]
1	1455	679
2	1449	675
3	1451	677
4	1459	682
5	1457	681
6	1452	682
Mittelwert:	1454	679

Tabelle A-7: Bestimmung der Druckfestigkeit des verwendeten Planziegels nach [DIN EN 772-1:2016-05] ohne Formfaktor

Einzelsteinnr.:	Bruchlast [kN]	Druckfestigkeit [N/mm ²]	Mittelwert der Steindruckfestigkeit f_{st} [N/mm ²]	Varianz s^2 [-]	Variations- koeffizient $v = s^{0,5} / f_{st}$
1	1218,97	13,8			
2	1291,29	14,7			
3	1448,45	16,6			
4	1314,12	15,0			
5	1205,51	13,6	14,4	0,770	6,10
6	1233,52	14,1			
7	1264,08	14,4			
8	1229,79	13,9			
9	1234,84	14,0			
10	1215,73	13,8			

ANHANG A.2

Nachfolgend sind die Ergebnisse der maßgebenden Frisch- und Festmörteluntersuchungen der jeweiligen Prüfserien zusammengefasst. Die Untersuchung der Festmörteleigenschaften erfolgte jeweils am Tag der Erstprüfung der entsprechenden Prüfserie.

Prüfserie I – R-Z (zentrische RILEM-Prüfkörper)

Tabelle A-8: Frisch- und Festmörteleigenschaften des verwendeten Dünnbettmörtels (M10) der Prüfserie I

Frischmörteleigenschaften		
Ausbreitmaß nach DIN EN 1015-3	185 [mm]	
Frishrohddichte nach DIN EN 1015-6	1160 [kg/m ³]	
Festmörteleigenschaften		
Trockenrohddichte nach DIN EN 1015-10	795 [kg/m ³]	nach 7 Tagen
Biegezugfestigkeit nach DIN EN 1015-11	1,95 [N/mm ²]	
Druckfestigkeit nach DIN EN 1015-11	8,57 [N/mm ²]	

Prüfserie II – W-Z (zentrische Wandprüfkörper) und Prüfserie III – W-DE (doppelt-exzentrische Wandprüfkörper)

Tabelle A-9: Frisch- und Festmörteleigenschaften des verwendeten Dünnbettmörtels (M10) der Prüfserie II und Prüfserie III

Frischmörteleigenschaften		
Ausbreitmaß nach DIN EN 1015-3	164 [mm]	
Frishrohddichte nach DIN EN 1015-6	1054 [kg/m ³]	
Festmörteleigenschaften		
Trockenrohddichte nach DIN EN 1015-10	732 [kg/m ³]	nach 14 Tagen
Biegezugfestigkeit nach DIN EN 1015-11	2,11 [N/mm ²]	
Druckfestigkeit nach DIN EN 1015-11	8,23 [N/mm ²]	

Prüfserie IV – R-Fz (zentrische Teilflächenbeanspruchung)**Tabelle A-10:** Frisch- und Festmörteleigenschaften des verwendeten Dünnbettmörtels (M10) der Prüfserie IV

Frischmörteleigenschaften		
Ausbreitmaß nach DIN EN 1015-3	172 [mm]	
Frischrohddichte nach DIN EN 1015-6	1124 [kg/m ³]	
Festmörteleigenschaften		
Trockenrohddichte nach DIN EN 1015-10	789 [kg/m ³]	
Biegezugfestigkeit nach DIN EN 1015-11	1,80 [N/mm ²]	nach 56 Tagen
Druckfestigkeit nach DIN EN 1015-11	10,83 [N/mm ²]	

Tabelle A-11: Frisch- und Festmörteleigenschaften des verwendeten Anlegemörtels (M10) der Prüfserie IV

Frischmörteleigenschaften		
Ausbreitmaß nach DIN EN 1015-3	142 [mm]	
Frischrohddichte nach DIN EN 1015-6	2071 [kg/m ³]	
Festmörteleigenschaften		
Trockenrohddichte nach DIN EN 1015-10	1780 [kg/m ³]	
Biegezugfestigkeit nach DIN EN 1015-11	3,98 [N/mm ²]	nach 56 Tagen
Druckfestigkeit nach DIN EN 1015-11	20,77 [N/mm ²]	

Prüfserie V – R-F_F (Beanspruchungssituation am Wandfuß)**Tabelle A-12:** Frisch- und Festmörteleigenschaften des verwendeten Dünnbettmörtels (M10) der Prüfserie V

Frischmörteleigenschaften		
Ausbreitmaß nach DIN EN 1015-3	176 [mm]	
Frischrohddichte nach DIN EN 1015-6	1122 [kg/m ³]	
Festmörteleigenschaften		
Trockenrohddichte nach DIN EN 1015-10	776 [kg/m ³]	
Biegezugfestigkeit nach DIN EN 1015-11	2,50 [N/mm ²]	nach 101 Tagen
Druckfestigkeit nach DIN EN 1015-11	10,97 [N/mm ²]	

Tabelle A-13: Frisch- und Festmörteleigenschaften des verwendeten Anlegemörtels (M10) der Prüfserie V

Frischmörteleigenschaften		
Ausbreitmaß nach DIN EN 1015-3	166 [mm]	
Frischrohddichte nach DIN EN 1015-6	2025 [kg/m ³]	
Festmörteleigenschaften		
Trockenrohddichte nach DIN EN 1015-10	1745 [kg/m ³]	
Biegezugfestigkeit nach DIN EN 1015-11	3,67 [N/mm ²]	nach 101 Tagen
Druckfestigkeit nach DIN EN 1015-11	18,58 [N/mm ²]	

Prüfserie VI – R-F_K (Beanspruchungssituation am Wandkopf)**Tabelle A-14:** Frisch- und Festmörteleigenschaften des verwendeten Dünnbettmörtels (M10) der Prüfserie VI

Frischmörteleigenschaften		
Ausbreitmaß nach DIN EN 1015-3	169 [mm]	
Frischrohddichte nach DIN EN 1015-6	1081 [kg/m ³]	
Festmörteleigenschaften		
Trockenrohddichte nach DIN EN 1015-10	751 [kg/m ³]	
Biegezugfestigkeit nach DIN EN 1015-11	2,42 [N/mm ²]	nach 70 Tagen
Druckfestigkeit nach DIN EN 1015-11	11,09 [N/mm ²]	

Tabelle A-15: Frisch- und Festmörteleigenschaften des verwendeten Anlegemörtels (M10) der Prüfserie VI

Frischmörteleigenschaften		
Ausbreitmaß nach DIN EN 1015-3	142 [mm]	
Frischrohddichte nach DIN EN 1015-6	2068 [kg/m ³]	
Festmörteleigenschaften		
Trockenrohddichte nach DIN EN 1015-10	1795 [kg/m ³]	
Biegezugfestigkeit nach DIN EN 1015-11	4,30 [N/mm ²]	nach 70 Tagen
Druckfestigkeit nach DIN EN 1015-11	22,22 [N/mm ²]	

AWDK-1 (Außenwand-Decken-Knoten – Prüfkörper-1)**Tabelle A-16:** Frisch- und Festmörteleigenschaften des verwendeten Dünnbettmörtels (M10) des AWDK-1

Frischmörteleigenschaften		
Ausbreitmaß nach DIN EN 1015-3	168 [mm]	
Frischrohddichte nach DIN EN 1015-6	1246 [kg/m ³]	
Festmörteleigenschaften		
Trockenrohddichte nach DIN EN 1015-10	885 [kg/m ³]	
Biegezugfestigkeit nach DIN EN 1015-11	3,20 [N/mm ²]	nach 83 Tagen
Druckfestigkeit nach DIN EN 1015-11	14,19 [N/mm ²]	

Tabelle A-17: Festmörteleigenschaften des verwendeten Anlegemörtels (M10) des AWDK-1

Festmörteleigenschaften		
Trockenrohddichte nach DIN EN 1015-10	1813 [kg/m ³]	
Biegezugfestigkeit nach DIN EN 1015-11	2,81 [N/mm ²]	nach 83 Tagen
Druckfestigkeit nach DIN EN 1015-11	13,58 [N/mm ²]	

AWDK-2 (Außenwand-Decken-Knoten – Prüfkörper-2)**Tabelle A-18:** Frisch- und Festmörteleigenschaften des verwendeten Dünnbettmörtels (M10) des AWDK-2

Frischmörteleigenschaften		
Ausbreitmaß nach DIN EN 1015-3	181 [mm]	
Frischrohddichte nach DIN EN 1015-6	1188 [kg/m ³]	
Festmörteleigenschaften		
Trockenrohddichte nach DIN EN 1015-10	817 [kg/m ³]	
Biegezugfestigkeit nach DIN EN 1015-11	2,11 [N/mm ²]	nach 15 Tagen
Druckfestigkeit nach DIN EN 1015-11	10,65 [N/mm ²]	

Tabelle A-19: Festmörteleigenschaften des verwendeten Anlegemörtels (M10) des AWDK-2

Festmörteleigenschaften		
Trockenrohddichte nach DIN EN 1015-10	1789 [kg/m ³]	
Biegezugfestigkeit nach DIN EN 1015-11	2,58 [N/mm ²]	nach 15 Tagen
Druckfestigkeit nach DIN EN 1015-11	10,67 [N/mm ²]	

ANHANG A.3

Nachfolgend werden die numerischen und experimentellen Moment-Rotations-Diagramme des AWDK-1 und AWDK-2 in Abhängigkeit des Auflastniveaus für $N > 200$ kN dargelegt. Die unterschiedlichen M_K - φ_K -Interaktionen des AWDK-1 und AWDK-2 resultieren dabei aus der im Versuch dokumentierten Neigung der Systemachse, welche in der Versuchsnachrechnung ebenfalls berücksichtigt wurde. Die entsprechende Momentenverteilung des Konsolmoments erfolgte zu jeweils 50 % in den Wandkopf- und Wandfußquerschnitt ($M_{WF} = M_{WK} = \frac{1}{2} \cdot M_K$).

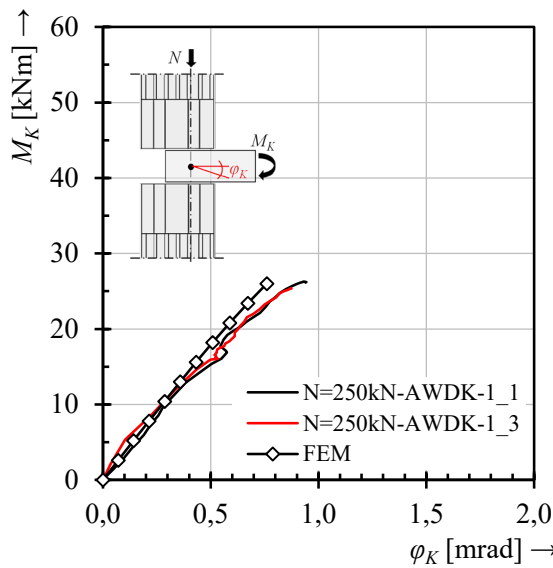


Abbildung A-1: M_K - φ_K -Interaktion mit $N = 250$ kN und $M_{WF} = M_{WK} - AWDK-1$

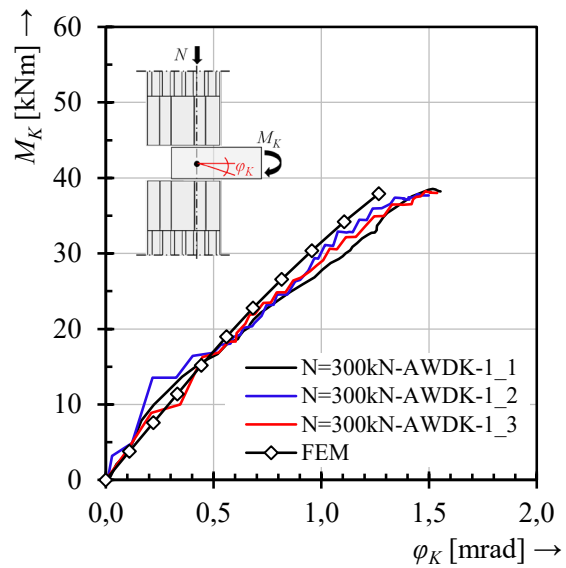


Abbildung A-2: M_K - φ_K -Interaktion mit $N = 300$ kN und $M_{WF} = M_{WK} - AWDK-1$

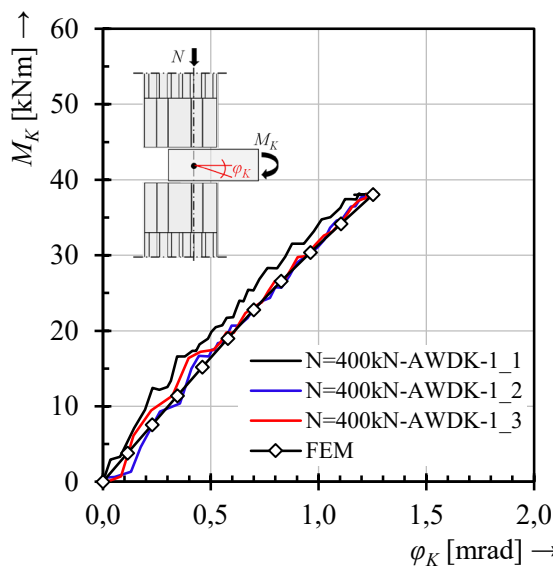


Abbildung A-3: M_K - φ_K -Interaktion mit $N = 400$ kN und $M_{WF} = M_{WK} - AWDK-1$

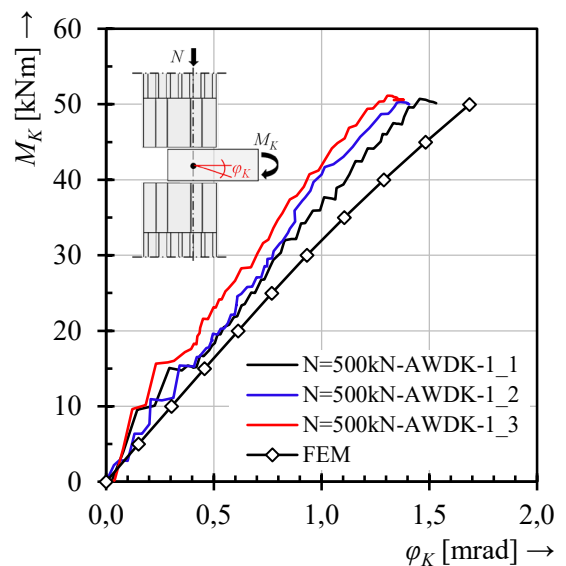


Abbildung A-4: M_K - φ_K -Interaktion mit $N = 500$ kN und $M_{WF} = M_{WK} - AWDK-1$

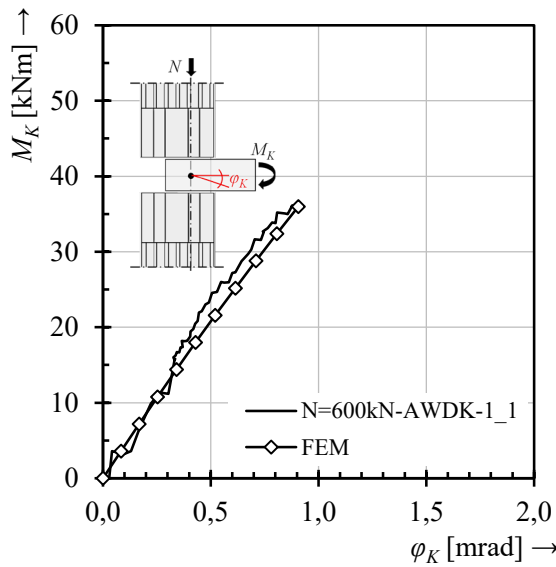


Abbildung A-5: M_K - φ_K -Interaktion mit $N = 600$ kN und $M_{WF} = M_{WK} - \text{AWDK-1}$

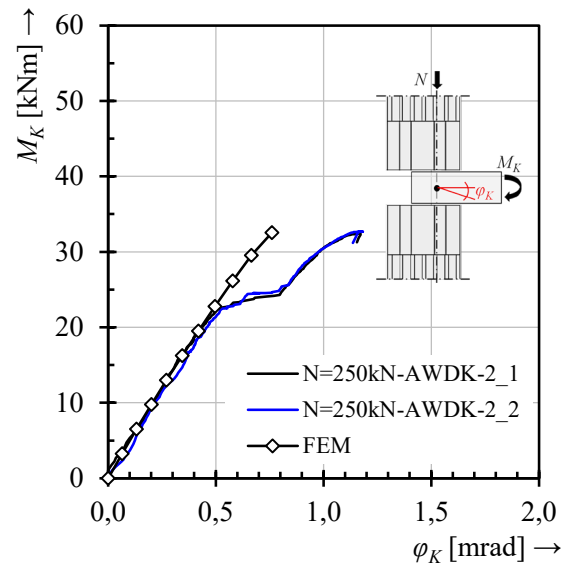


Abbildung A-6: M_K - φ_K -Interaktion mit $N = 250$ kN und $M_{WF} = M_{WK} - \text{AWDK-2}$

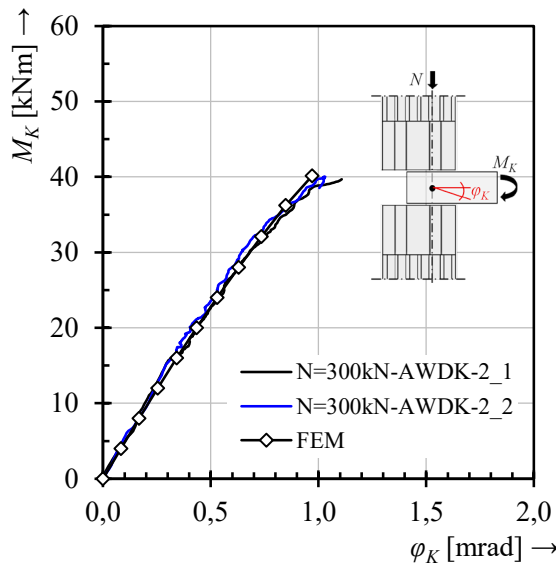


Abbildung A-7: M_K - φ_K -Interaktion mit $N = 300$ kN und $M_{WF} = M_{WK} - \text{AWDK-2}$

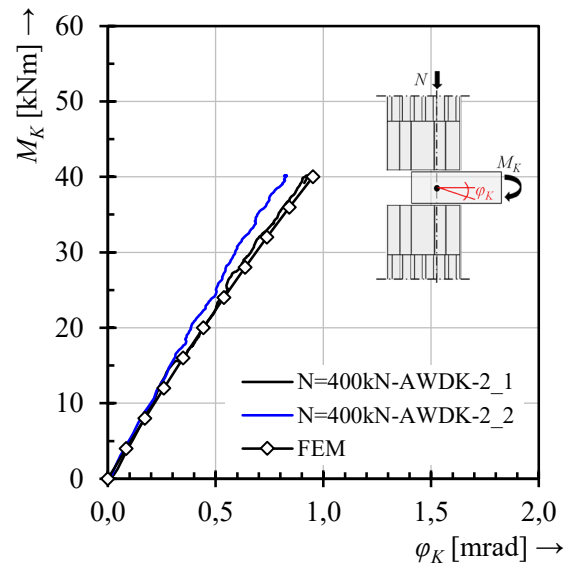


Abbildung A-8: M_K - φ_K -Interaktion mit $N = 400$ kN und $M_{WF} = M_{WK} - \text{AWDK-2}$

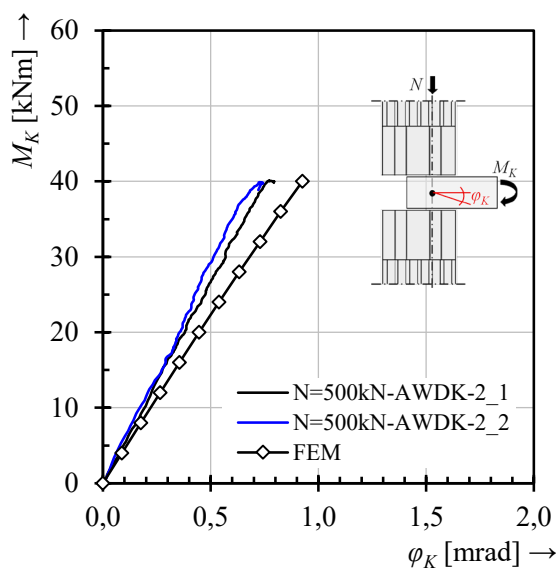


Abbildung A-9: M_K - φ_K -Interaktion mit $N = 500$ kN und $M_{WF} = M_{WK} - \text{AWDK-2}$

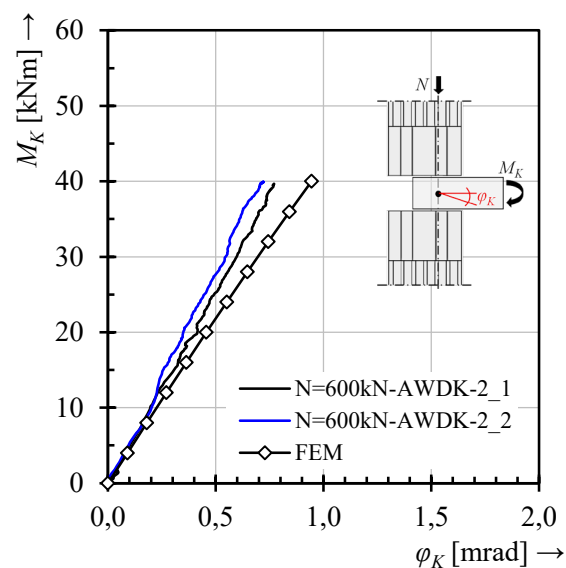
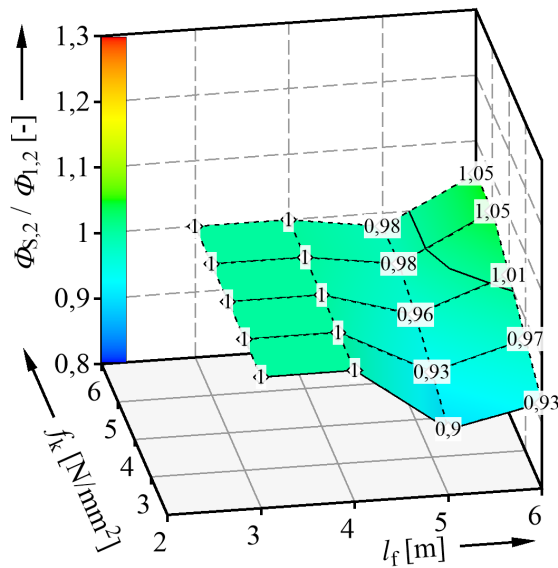


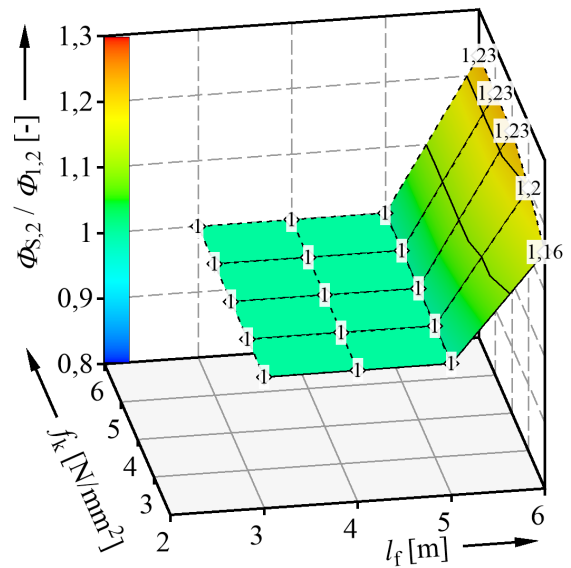
Abbildung A-10: M_K - φ_K -Interaktion mit $N = 600$ kN und $M_{WF} = M_{WK} - \text{AWDK-2}$

ANHANG A.4

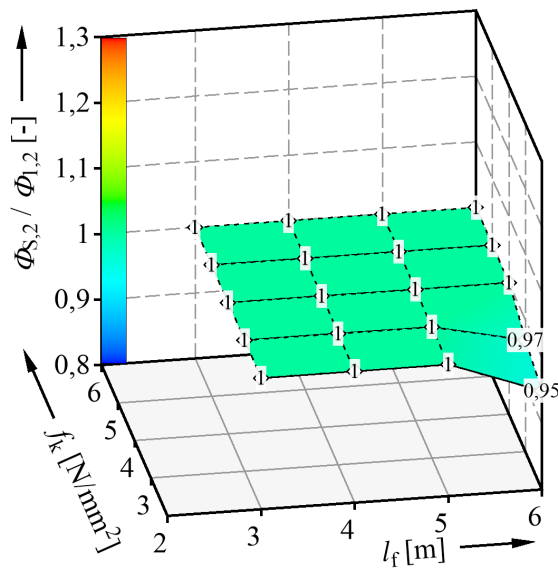
Nachfolgend werden die Ergebnisse der vereinfachten Berechnungsmethode nach [DIN EN 1996-3/NA:2019-12] sowie der aktuellen Entwurfsfassung [prEN 1996-3:2022] als Verhältniswerte Φ_S/Φ_1 gegenübergestellt. Als Eingangsgröße der Vergleichsrechnungen geht neben der charakteristischen Mauerwerksdruckfestigkeit f_k und Deckenstützweite l_f auch die Knicklänge h_{ef} in die Berechnung ein. In Bezug auf die Knicklänge ist anzumerken, dass diese aufgrund der in dieser Arbeit zugrunde liegenden Wandstärke von $t = 0,365$ m und eines Abminderungsfaktors ρ_2 von 1,0 der Wandlänge h entspricht.



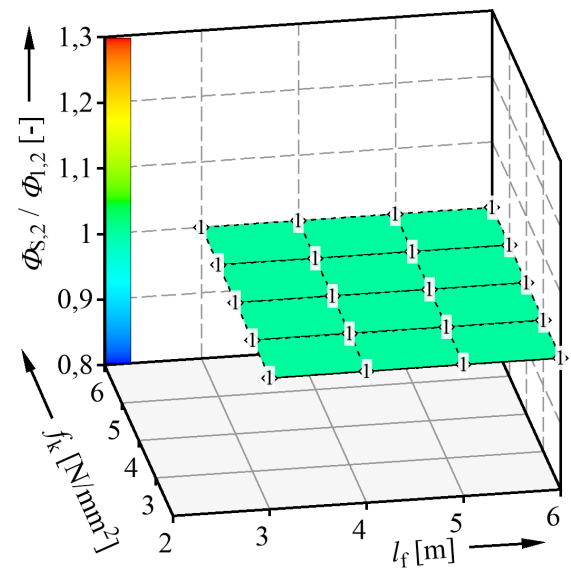
a) einachsig gespanntes Einfeldsystem der Decke mit $0,9 \cdot l_f$ nach [prEN 1996-3:2022] und $1,0 \cdot l_f$ nach [DIN EN 1996-3/NA:2019-12]



b) einachsig gespanntes Durchlaufsystem der Decke mit $0,7 \cdot l_f$ nach [prEN 1996-3:2022] und $1,0 \cdot l_f$ nach [DIN EN 1996-3/NA:2019-12]

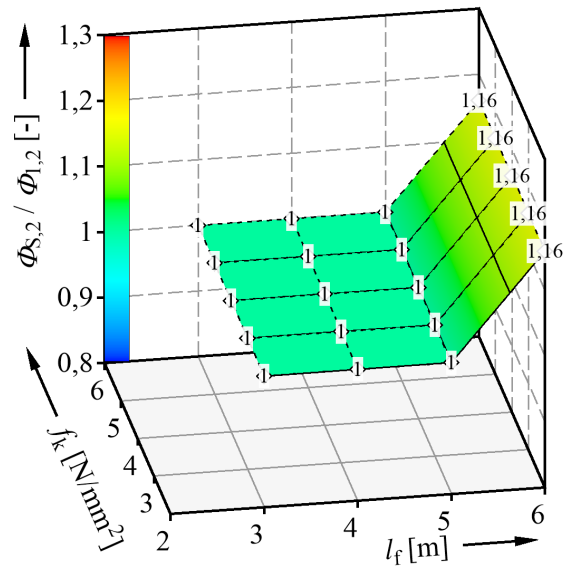
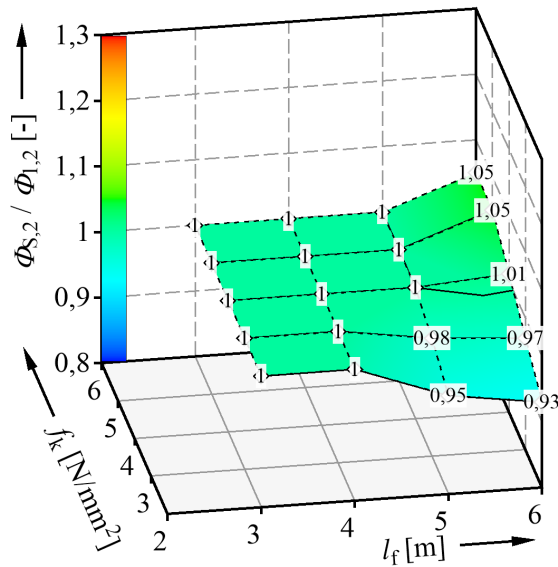


c) zweiachsig gespanntes Einfeldsystem der Decke mit $0,7 \cdot l_f$ nach [prEN 1996-3:2022] und $0,85 \cdot l_f$ nach [DIN EN 1996-3/NA:2019-12]



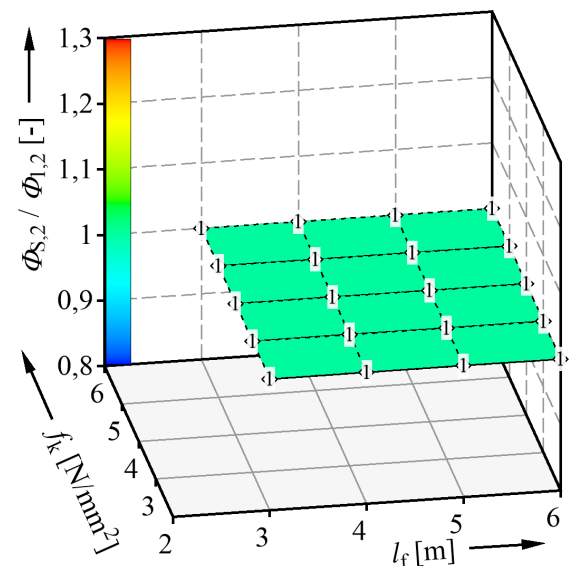
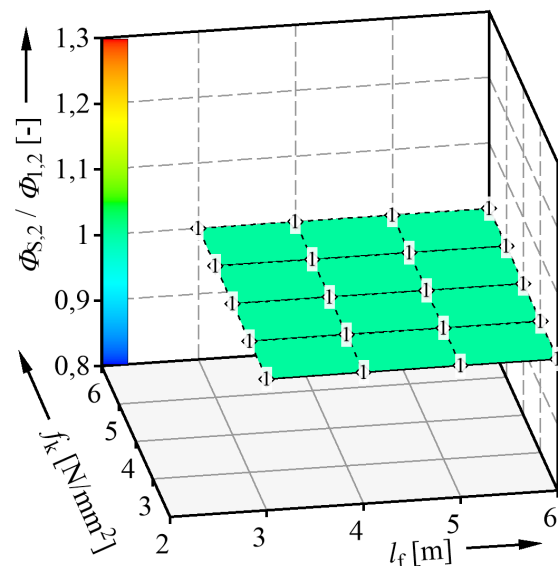
d) zweiachsig gespanntes Durchlaufsystem der Decke mit $0,5 \cdot l_f$ nach [prEN 1996-3:2022] und $0,85 \cdot l_f$ nach [DIN EN 1996-3/NA:2019-12]

Abbildung A-11: Vergleich der vereinfachten Berechnungsmethoden nach [DIN EN 1996-3/NA:2019-12] mit Φ_1 und [prEN 1996-3:2022] mit Φ_S für unterschiedliche statische Ersatzsysteme und einer Knicklänge der Wand von $h_{ef} = 3,0$ m sowie unter Berücksichtigung von Φ_2



a) einachsig gespanntes Einfeldsystem der Decke mit $0,9 \cdot l_f$ nach [prEN 1996-3:2022] und $1,0 \cdot l_f$ nach [DIN EN 1996-3/NA:2019-12]

b) einachsig gespanntes Durchlaufsystem der Decke mit $0,7 \cdot l_f$ nach [prEN 1996-3:2022] und $1,0 \cdot l_f$ nach [DIN EN 1996-3/NA:2019-12]



c) zweiachsig gespanntes Einfeldsystem der Decke mit $0,7 \cdot l_f$ nach [prEN 1996-3:2022] und $0,85 \cdot l_f$ nach [DIN EN 1996-3/NA:2019-12]

d) zweiachsig gespanntes Durchlaufsystem der Decke mit $0,5 \cdot l_f$ nach [prEN 1996-3:2022] und $0,85 \cdot l_f$ nach [DIN EN 1996-3/NA:2019-12]

Abbildung A-12: Vergleich der vereinfachten Berechnungsmethoden nach [DIN EN 1996-3/NA:2019-12] mit Φ_1 und [prEN 1996-3:2022] mit Φ_S für unterschiedliche statische Ersatzsysteme und einer Knicklänge der Wand von $h_{ef} = 3,5$ m sowie unter Berücksichtigung von Φ_2