



Ingenieur fakultät Bau Geo Umwelt

Lehrstuhl für Massivbau

# Einfluss des Wand-Decken-Knotens auf die Tragfähigkeit und Bemessung von monolithischen Ziegelaußenwänden

Claudia Reitmayer

Vollständiger Abdruck der von der Ingenieur fakultät Bau Geo Umwelt der Technischen Universität München zur Erlangung des akademischen Grades eines

Doktor-Ingenieurs

genehmigten Dissertation.

Vorsitzender:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Josef Zimmermann

Prüfer der Dissertation:

1. Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil., Dr.-Ing. E.h. Konrad Zilch (i.R.)
2. Univ.-Prof. Dr.-Ing. Carl-Alexander Graubner,  
Technische Universität Darmstadt
3. Univ.-Prof. Dr.-Ing. Oliver Fischer

Die Dissertation wurde am 10.07.2014 bei der Technischen Universität München eingereicht und durch die Ingenieur fakultät Bau Geo Umwelt am 02.12.2014 angenommen.

Kontakt (Hochschule):

Lehrstuhl für Massivbau  
Institut für Baustoffe und Konstruktion  
Technische Universität München  
Theresienstraße 90, Gebäude N6  
80333 München

Tel.: +49 (0) 89 289 23039

Fax: +49 (0) 89 289 23030

Kontakt (privat):

E-Mail: [claudia.reitmayer@web.de](mailto:claudia.reitmayer@web.de)

## **Kurzfassung**

Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit dem Einfluss des Wand-Decken-Knotens auf die Tragfähigkeit und Bemessung von monolithischen Ziegelaußenwänden. Im Fokus der Untersuchungen steht überwiegend vertikal beanspruchtes Mauerwerk aus hochwärmedämmenden Planhochlochziegeln. Bei dieser Ausführungsart können Wärmebrückenverluste infolge der fehlenden Außendämmung nur durch Anordnung einer Wärmedämmung im Deckenstirnbereich mit oder ohne vorgesetztem Abschlussziegel (auch: Vormauerstein) im geforderten Maße eingeschränkt werden. Die damit verbundene Teilauflagerung der Deckenplatte führt zu einer planmäßig partiellen Belastung der Wandenden, die darüber hinaus durch den Deckendrehwinkel am Auflager und die Einleitung des Deckeneinspannmomentes verstärkt wird. Gleichzeitig stellt sich im Vergleich zur vollflächigen Plattenauflagerung der Momentennulldurchgang nicht mehr in halber Wandhöhe ein. Als Folge der erhöhten Lastexzentrizität in Wandmitte liegen ungünstigere Randbedingungen bezugnehmend auf die Knickgefährdung des Mauerwerks vor. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wird diese Thematik sowohl experimentell als auch numerisch untersucht. Auf Grundlage der gewonnenen Erkenntnisse erfolgt die Formulierung eines Bemessungsansatzes für einschalige Ziegelaußenwände mit optionaler Einbeziehung des Vormauersteineinflusses.

## **Abstract**

This thesis deals with the structural detailing of the wall-slab joint and its effect on the load capacity and design of monolithic exterior brick walls. The investigations are focused on insulating precision brick masonry mainly loaded in compression. For this type of construction no thermal insulating layers must be fitted to the outer side of the wall. Consequently, the use of thermal insulation at the slab end with or without facing unit is required to avoid significant thermal losses. The non-fully supported slab leads to partial loading onto the wall ends. This effect is also intensified by slab deflections and the transfer of bending moments. Partially supported slabs also cause different distributions of bending moments in the wall compared to fully supported slabs. The point of zero moment will no longer be at the mid-height of the wall – the governing point for buckling. The thermal design of the slab bearing leads therefore to an increased risk of buckling. In this thesis experimental as well as numerical research was carried out regarding this issue. Based on the results a design approach for monolithic exterior brick walls is given by taking optional facing unit effects into account.

## **Vorwort**

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftliche Mitarbeiterin am Lehrstuhl für Massivbau. Grundlage der Arbeit war das über die AiF im Rahmen des Programms zur Förderung der Industriellen Gemeinschaftsforschung und -entwicklung (IGF) geförderte Vorhaben „Einfluss des Wand-Decken-Knotens auf die Tragfähigkeit und Bemessung von Ziegel-Außenwänden“. Für die fachlich wertvolle und auch zwischenmenschlich sehr angenehme Zusammenarbeit im Rahmen des Forschungsvorhabens möchte ich mich an dieser Stelle herzlich bei Herrn Dr.-Ing. Udo Meyer (Arge Mauerziegel) und Herrn Dipl.-Ing. Michael Ruppik (IZF) bedanken. Des Weiteren danke ich auch dem Bundesministerium für Wirtschaft und Technologie für die Förderung des Forschungsvorhabens.

Mein großer Dank gilt meinem Doktorvater Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil., Dr.-Ing. E.h. Konrad Zilch für sein entgegengebrachtes Vertrauen und seine fachlich und persönlich großartige Unterstützung, die der Grundstein für meine Arbeit war.

Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Carl-Alexander Graubner und Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Oliver Fischer danke ich sehr für ihr Interesse an meiner Arbeit und die Übernahme der Koreferate sowie Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Josef Zimmermann für die Übernahme des Prüfungsvorsitzes.

Ein besonderer Dank gilt der Zilch + Müller Ingenieure GmbH, insbesondere Herrn Dr.-Ing. André Müller und Herrn Dr.-Ing. Markus Hennecke, für die uneingeschränkte Unterstützung während meiner Forschungstätigkeit.

Auch Herr Prof. Dr.-Ing. Detleff Schermer hat mir mit seinem Fachwissen, Ideen und Anregungen über die Jahre hinweg zur Seite gestanden und war damit eine wertvolle Unterstützung für mich. Dafür möchte ich mich an dieser Stelle sehr herzlich bedanken. Des Weiteren danke ich Herrn Dipl.-Ing. Wolfgang Scheufler für seine stete Bereitschaft zu fachlichen Diskussionen.

Bei Frau Dipl.-Ing. Arc. Elke Hartmannsgruber möchte ich mich nicht nur für ihre Hilfe bei der zeichnerischen Aufbereitung meiner Arbeit sondern auch für ihre Freundschaft bedanken.

Von ganzem Herzen danke ich meinen Eltern Gertrud und Berthold Reitmayer für ihre bedingungslose Liebe, die Ermöglichung meines Bildungsweges, ihr Mitfeiern und den Stolz in ihren Augen beim Gelingen meiner Arbeit!

Mein abschließender Dank gilt meinem Verlobten Sebastian Unterbuchberger für seine wundervolle, einzigartige und unersetzbare Art mich zu motivieren und zu unterstützen! Lieber Basti, Dir widme ich meine Dissertation!

München, Januar 2015

Claudia Reitmayer

## Inhaltsverzeichnis

<b>Verwendete Zeichen und Abkürzungen</b> .....	<b>VII</b>
<b>1 Einleitung</b> .....	<b>1</b>
1.1 Ausgangssituation und Problemstellung.....	1
1.2 Normative Regelungen und Bemessungsansätze.....	2
1.2.1 Vereinfachtes Nachweisverfahren .....	2
1.2.2 Genaueres Nachweisverfahren.....	4
1.3 Forschungsziel.....	7
1.4 Lösungsweg.....	8
<b>2 Stand der Forschung</b> .....	<b>11</b>
2.1 Analyse der maßgebenden Einwirkungskombinationen.....	11
2.2 Modelle zur Bestimmung der Knotenmomente.....	17
2.2.1 Anhang C in [DIN EN 1996-1-1: 2013].....	17
2.2.2 Einknotiges Rahmensystem mit Federgelenken.....	18
2.3 Modifizierte Bemessungsansätze .....	21
2.3.1 Modifizierter Knicknachweis mit Berücksichtigung des Vormauersteins .....	21
2.3.2 Modifizierter Wandkopfnachweis mit Berücksichtigung des Vormauersteins.....	23
2.4 Zusammenfassung .....	28
<b>3 Experimentelle Untersuchungen</b> .....	<b>29</b>
3.1 Mauersteine: Materialprüfung .....	29
3.2 Mauersteine: Teilflächenbelastung .....	31
3.3 Mauerwerk: Dreisteinkörperdruckversuche .....	41
3.4 Mauerwerk: Wanddruckversuche .....	53
3.5 Mauerwerk: Biegezugfestigkeitsbestimmung .....	64
3.6 Außenwand-Decken-System .....	67
3.6.1 Versuchsaufbau .....	67
3.6.2 Messtechnik .....	69
3.6.3 Materialkennwerte .....	71
3.6.4 Lastprogramm .....	72
3.6.5 Ergebnisse .....	74
<b>4 Numerische Modellbildung</b> .....	<b>78</b>
4.1 Stahlbetondecke .....	79
4.1.1 Beton .....	80
4.1.2 Betonstahl .....	93
4.1.3 Verbund- und Bauteilverhalten.....	95
4.1.4 Verifizierung des numerischen Rechenmodells.....	103

---

4.2	Mauerwerkswände .....	115
4.2.1	Allgemeines zum Zweikomponentenbaustoff Mauerwerk.....	117
4.2.2	Werkstoff-, Verbund- und Bauteilverhalten .....	121
4.2.3	Verifizierung des numerischen Rechenmodells .....	153
4.3	Außenwand-Decken-System .....	166
4.3.1	Allgemeines .....	166
4.3.2	Verifizierung des numerischen Rechenmodells .....	167
<b>5</b>	<b>Parameterstudie .....</b>	<b>175</b>
5.1	Sicherheitskonzept.....	175
5.2	Einwirkungen.....	179
5.3	Statisches System.....	181
5.4	Einwirkungskombination .....	184
5.5	Parameter .....	185
5.6	Auswertung .....	187
<b>6</b>	<b>Bemessungsansatz.....</b>	<b>195</b>
<b>7</b>	<b>Ausblick .....</b>	<b>203</b>
<b>8</b>	<b>Zusammenfassung .....</b>	<b>205</b>
<b>9</b>	<b>Anlagen .....</b>	<b>206</b>
9.1	Brutto-Trockenrohdichte der Mauersteine [DIN EN 772-13: 2000].....	206
9.1.1	Planhochlochziegel Typ K.....	206
9.1.2	Planhochlochziegel Typ I .....	206
9.2	Mörtelkennwerte [DIN EN 1015: 2007] .....	207
9.2.1	Dünnbettmörtel.....	207
9.2.2	Normalmauermörtel.....	207
9.3	Erweiterte Angaben zu den untersuchten Parameterkombinationen .....	208
9.3.1	Planhochlochziegel Typ K.....	208
9.3.2	Planhochlochziegel Typ I .....	211
9.4	Ergänzende Parameterkombinationen für eine Wanddicke von $t = 42,5$ cm .....	214
<b>10</b>	<b>Literatur.....</b>	<b>215</b>
<b>11</b>	<b>Tabellenverzeichnis .....</b>	<b>220</b>
<b>12</b>	<b>Abbildungsverzeichnis.....</b>	<b>222</b>

## Verwendete Zeichen und Abkürzungen

Im Folgenden werden die wichtigsten in dieser Arbeit verwendeten Zeichen und Abkürzungen aufgeführt.

### Abkürzungen und Sonderzeichen

DM	Dünnbettmörtel
DD1	Dehnungsaufnehmer
EG	Eigengewicht
EWK	Einwirkungskombination
FE	Finite-Elemente
GZG	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
GZT	Grenzzustand der Tragfähigkeit
Hbl	Leichtbeton-Hohlblocksteine
HLz	Planhochlochziegel
KM	Kraftmessdose
KSV	Vollsteine
KSL	Lochsteine
LF	Lastfall; Laststufe
LHLz	Leichthochlochziegel
Mz	Vollziegel
NA	Nationales Anwendungsdokument
NM	Normalmauermörtel
PK	Prüfkörper; Probekörper
RH	Relative Humidity (dt.: relative Luftfeuchtigkeit)
SFK	Steindruckfestigkeitsklasse
TF	Teilflächenbelastung
Typ I	Planhochlochziegel mit HV-Lochung im Versuchsprogramm (Tabelle 3.1)
Typ K	Planhochlochziegel mit Großkammerlochung im Versuchsprogramm (Tabelle 3.1)
VM	Vormauerstein (auch: Abmauerstein, Abmauerziegel, Abschlussziegel)
WA	Wegaufnehmer; DD1-Dehnungsaufnehmer; Messuhr
WDK	Wand-Decken-Knoten
zug	zugehörig
Zustand I	ungerissener Beton
Zustand II	Beton ohne rechnerische Zugfestigkeit
∅	Durchmesser

### Große lateinische Buchstaben

A	Bruttoquerschnittsfläche der Wand; Querschnittsfläche
E	Elastizitätsmodul; Einwirkung
EI	Biegesteifigkeit
F	Prüflast
G	Schubmodul
I	Flächenträgheitsmoment
M	Biegemoment
N	Normalkraft
Q	Querkraft; veränderliche Einwirkung
S	Schwerpunkt; Flächenmoment 1. Grades
W	Widerstandsmoment

### Kleine lateinische Buchstaben

a	Deckenauflagertiefe; Abstand
b	Breite
c	Ansatzparameter zur Definition der Steifigkeitsvariation
d	Tage; statische Nutzhöhe
e	Lastexzentrizität
f	Festigkeit; Mittelwert der zentrischen Mauerwerksdruckfestigkeit
h	Höhe; lichte Geschosshöhe
l	Länge
n	Anzahl (Prüf- / Probekörper; Geschosse; Integrationspunkte); Steifigkeitsfaktor; Ansatzparameter zur Definition der Nichtlinearität; Inkrementnummer
t	Wanddicke; Zeitpunkt
u	der Trocknung ausgesetzter Umfang einer Betonquerschnittsfläche
x	Breitenrichtung im Finite-Elemente-Modell; Betondruckzonenhöhe
y	Höhenrichtung im Finite-Elemente-Modell
z	Längenrichtung im Finite-Elemente-Modell

### Griechische Buchstaben

$\gamma$	Teilsicherheitsbeiwert; Schubverzerrung
$\varepsilon$	Dehnung
$\lambda$	Schlankheit
$\mu$	Reibungskoeffizient
$\nu$	Querdehnzahl
$\rho$	Relaxationskennwert; geometrischer Bewehrungsgrad; Dichte
$\sigma$	Spannung
$\varphi$	lineare Kriechzahl des Betons
$\varphi(t, t_0)$	lineare Kriechzahl des Betons im Alter t
$\varphi(\infty, t_0)$	lineare Endkriechzahl des Betons
$\Delta$	Änderung; Differenz
$\phi$	Traglastminderungsbeiwert

**Indizes**

brutto	Bruttoquerschnittsfläche
c	druckbeanspruchter Beton
cm	Mittelwert des druckbeanspruchten Betons
cR	rechnerischer Mittelwert des druckbeanspruchten Betons
cr	Riss
ct	zugbeanspruchter Beton
ctm	Mittelwert des zugbeanspruchten Betons
cube	Würfel
ges	gesamt
max	maximal
min	minimal
mod	modifiziert
netto	Nettoquerschnittsfläche (Stegfläche)
o	oben; Wandkopf
prüf	experimentell
red	reduziert
s	Betonstahl
u	unten; Wandfuß
v	Vormauerstein
vorh	vorhanden
wk	charakteristischer Wert der Windeinwirkung
zul	zulässig
Ed	Bemessungswert der Einwirkung
Ek	charakteristischer Wert der Einwirkung
FE	Finite-Elemente-Berechnung
G	ständige Einwirkung
Gk	charakteristischer Wert der ständigen Einwirkungen
Gk,i	charakteristischer Wert der ständigen Einwirkungen der angrenzenden Decke am Wandkopf oder am Wandfuß
Gk,j	charakteristischer Wert einer ständigen Einwirkung j
Gk,o	charakteristischer Wert der ständigen Einwirkungen der angrenzenden Decke am Wandkopf
Gk,u	charakteristischer Wert der ständigen Einwirkungen der angrenzenden Decke am Wandfuß
Q	veränderliche Einwirkung
Qk	charakteristischer Wert der veränderlichen Einwirkungen
Qk,i	charakteristischer Wert einer veränderlichen Begleiteinwirkung i
Qk,1	charakteristischer Wert der veränderlichen Leiteinwirkung 1
Rd	Bemessungswert eines Widerstandes
Steg	Stegfläche
Trennlage	Bitumendachbahn
Zul	Wert entsprechend der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung
0	Kurzzeitwert
$\infty$	Langzeitwert
11	Wandhöhenrichtung
22	Wanddickenrichtung

## Große lateinische Buchstaben mit Indizes

$A_c$	Betonquerschnittsfläche
$A_{c,ef}$	effektive Wirkungsquerschnittsfläche des Betonstahls
$A_s$	Querschnittsfläche des Betonstahls
$E_{bt}$	Elastizitätsmodul bei einaxialer Zugbeanspruchung
$E_{bt,ax}$	Elastizitätsmodul bei einaxialer Zugbeanspruchung in Höhenrichtung
$E_{bt,ax,q}$	Elastizitätsmodul bei einaxialer Zugbeanspruchung in Breitenrichtung
$E_{btR}$	rechnerischer Mittelwert des Elastizitätsmoduls bei einaxialer Zugbeanspruchung
$E_c$	Tangentenmodul des druckbeanspruchten Betons
$E_{c,eff}$	effektiver Elastizitätsmodul des Betons
$E_{cm}$	Sekantenmodul des druckbeanspruchten Betons
$E_d$	Bemessungswert der Einwirkung
$E_m$	Elastizitätsmodul des Mörtels
$E_s$	Elastizitätsmodul des Betonstahls
$E_{u,bt,ax}$	Elastizitätsmodul bei einer Spannung entsprechend der einaxialen Zugfestigkeit in Höhenrichtung
$E_{u,bt,ax,l}$	Elastizitätsmodul bei einer Spannung entsprechend der einaxialen Zugfestigkeit in Längenrichtung
$E_{0,25,bt,ax,l}$	Elastizitätsmodul bei einer Spannung von 25 % der einaxialen Zugfestigkeit in Längenrichtung
$E_{0,50,bt,ax,l}$	Elastizitätsmodul bei einer Spannung von 50 % der einaxialen Zugfestigkeit in Längenrichtung
$E_{0,75,bt,ax,l}$	Elastizitätsmodul bei einer Spannung von 75 % der einaxialen Zugfestigkeit in Längenrichtung
$E_{1/3}$	Elastizitätsmodul bei einer Spannung von einem Drittel der einaxialen Druckfestigkeit
$E_{1/3,ax}$	Elastizitätsmodul bei einer Spannung von einem Drittel der einaxialen Druckfestigkeit in Höhenrichtung
$E_{1/4,ax}$	Elastizitätsmodul bei einer Spannung von einem Viertel der einaxialen Druckfestigkeit in Höhenrichtung
$E_{1/3,bt,ax}$	Elastizitätsmodul bei einer Spannung von einem Drittel der einaxialen Zugfestigkeit in Höhenrichtung
$E_{1/3,bt,ax,l}$	Elastizitätsmodul bei einer Spannung von einem Drittel der einaxialen Zugfestigkeit in Längenrichtung
$E_{1/3,bt,ax,q}$	Elastizitätsmodul bei einer Spannung von einem Drittel der einaxialen Zugfestigkeit in Breitenrichtung
$E_{2/3,bt,ax}$	Elastizitätsmodul bei einer Spannung von zwei Drittel der einaxialen Zugfestigkeit in Höhenrichtung
$E_{2/3,bt,ax,l}$	Elastizitätsmodul bei einer Spannung von zwei Drittel der einaxialen Zugfestigkeit in Längenrichtung
$G_k$	charakteristischer Wert der ständigen Einwirkungen
$G_R$	rechnerischer Mittelwert des Schubmoduls
$M_{id}$	Bemessungswert des Biegemomentes am Wandkopf oder am Wandfuß
$M_{md}$	Bemessungswert des Biegemomentes in halber Wandhöhe
$M_o$	abgemindertes Rahmenknotenmoment am Wandkopf
$M_{o,Rahmen}$	unabgemindertes Rahmenknotenmoment am Wandkopf
$M_u$	abgemindertes Rahmenknotenmoment am Wandfuß

$N_{Ed}$	Bemessungswert der Normalkraft
$N_{Ek}$	charakteristischer Wert der Normalkraft
$N_{id}$	Bemessungswert der Normalkraft am Wandkopf oder am Wandfuß
$N_{md}$	Bemessungswert der Normalkraft in halber Wandhöhe
$Q_k$	charakteristischer Wert der veränderlichen Einwirkungen
$R_d$	Bemessungswert des Widerstandes

### Kleine lateinische Buchstaben mit Indizes

$d_1$	Achsabstand der Zugbewehrung
$d_{1,o}$	Achsabstand der Stützbewehrung
$d_{1,u}$	Achsabstand der Feldbewehrung
$d_2$	Achsabstand der Druckbewehrung
$f_{bt}$	Mittelwert der einaxialen Zugfestigkeit
$f_{bt,ax}$	Mittelwert der einaxialen Steinzugfestigkeit in Höhenrichtung
$f_{bt,ax,l}$	Mittelwert der einaxialen Steinzugfestigkeit in Längenrichtung
$f_{bt,ax,q}$	Mittelwert der einaxialen Steinzugfestigkeit in Breitenrichtung
$f_{bt,cal}$	rechnerische Steinzugfestigkeit
$f_{bt,sp,l}$	Mittelwert der Steinspaltzugfestigkeit in Längenrichtung
$f_{bt,sp,q}$	Mittelwert der Steinspaltzugfestigkeit in Breitenrichtung
$f_{btR}$	rechnerischer Mittelwert der einaxialen Zugfestigkeit
$f_{ck}$	charakteristischer Wert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons
$f_{cm}$	Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons
$f_{cR}$	rechnerischer Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons
$f_{ctm}$	Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit des Betons
$f_{ctm,\fl}$	Mittelwert der Biegezugfestigkeit des Betons
$f_d$	Bemessungswert der zentrischen Mauerwerksdruckfestigkeit
$f_{i,m}$	kleinste experimentelle Einzelprüffestigkeit
$f_k$	charakteristischer Wert der zentrischen Mauerwerksdruckfestigkeit
$f_m$	rechnerische Druckfestigkeit des Mörtels
$f_R$	rechnerischer Mittelwert der zentrischen Mauerwerksdruckfestigkeit
$f_{st}$	Mittelwert der Steindruckfestigkeit mit Formfaktor
$f_{st,prüf}$	Mittelwert der experimentellen Steindruckfestigkeit ohne Formfaktor
$f_t$	Mittelwert der Zugfestigkeit des Betonstahls
$f_{tk}$	charakteristischer Wert der Zugfestigkeit des Betonstahls
$f_w$	Mittelwert der Verbundfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge
$f_{wR}$	rechnerischer Mittelwert der Verbundfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge
$f_x$	Mittelwert der Biegezugfestigkeit des Mauerwerks für eine parallel zu den Lagerfugen verlaufende Bruchebene
$f_{xk}$	charakteristischer Wert der Biegezugfestigkeit des Mauerwerks für eine parallel zu den Lagerfugen verlaufende Bruchebene
$f_y$	Mittelwert der Streckgrenze des Betonstahls
$f_{yk}$	charakteristischer Wert der Streckgrenze des Betonstahls
$f_{yR}$	rechnerischer Mittelwert der Streckgrenze des Betonstahls
$g_k$	charakteristischer Wert der ständigen Deckeneinwirkung
$h_{c,ef}$	effektive Wirkungshöhe des Betonstahls

$h_{d,Ersatz}$	Bemessungswert der Ersatzhorizontallast zur Berücksichtigung von Imperfektionen
$h_{ef}$	Knicklänge der Wand
$h_{k,Ersatz}$	charakteristischer Wert der Ersatzhorizontallast zur Berücksichtigung von Imperfektionen
$h_0$	wirksame Bauteildicke
$k_s$	Steifigkeit einer Wegfeder
$l_f$	Stützweite der (angrenzenden) Decke
$l_{f,ef}$	effektive Stützweite der (angrenzenden) Decke
$q_d$	Bemessungswert der Deckeneinwirkung
$q_k$	charakteristischer Wert der veränderlichen Deckeneinwirkung + Trennwandzuschlag
$t_{ef}$	wirksame Wanddicke (Dicke der tragenden Innenschale)
$t_v$	Breite des Vormauersteins
$t_0$	Zeitpunkt des Belastungsbeginns des Betons
$w_k$	charakteristischer Wert der Windeinwirkung

### Griechische Buchstaben mit Indizes

$\alpha_{cc}$	Dauerstandbeiwert des druckbeanspruchten Betons
$\beta_t$	Beiwert zur Berücksichtigung der Einwirkungsdauer oder einer Wechsellast
$\gamma_{G,j}$	Teilsicherheitsbeiwert für eine ständige Einwirkung $G_j$
$\gamma_M$	Teilsicherheitsbeiwert für das Material
$\gamma_{Q,i}$	Teilsicherheitsbeiwert für eine veränderliche Einwirkung $Q_i$
$\gamma_R$	Systemwiderstand
$\gamma_w$	globaler Sicherheitsbeiwert für Mauerwerkswände
$\delta_d$	Beiwert zur Berücksichtigung der Duktilitätsklasse des Betonstahls
$\varepsilon_{cs}(t)$	Schwindmaß des Betons im Alter $t$
$\varepsilon_{cs}(\infty)$	Endschwindmaß des Betons
$\varepsilon_f$	Dehnung unter Maximallast
$\varepsilon_s^{II}$	Betonstahldehnung im Zustand II
$\varepsilon_{sm}^{II}$	Betonstahldehnung unter Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons auf Zug
$\varepsilon_{sr}^I$	Betonstahldehnung im Zustand I unter Risschnittgrößen
$\varepsilon_1$	Hauptdehnung mit $\varepsilon_1 \geq \varepsilon_2$
$\varepsilon_2$	Hauptdehnung mit $\varepsilon_1 \geq \varepsilon_2$
$\max \varepsilon_1$	zulässiger Maximalwert der Hauptdehnungen
$\zeta$	Dauerstandbeiwert des Mauerwerks
$\nu_{0,75,bt,ax,l}$	Querdehnzahl in Höhenrichtung bei einer Spannung von 75 % der einaxialen Zugfestigkeit in Längenrichtung
$\nu_{1/3,xy}$	Querdehnzahl in Höhenrichtung bei einer Spannung von einem Drittel der einaxialen Zugfestigkeit in Breitenrichtung
$\nu_{1/3,yx}$	Querdehnzahl in Breitenrichtung bei einer Spannung von einem Drittel der einaxialen Druckfestigkeit in Höhenrichtung
$\rho_d$	Trockenrohdichte
$\sigma_{sr}$	Spannung in der Zugsbewehrung im Zustand II unter einer Einwirkungskombination, die zur Erstrissbildung führt
$\sigma_0$	Grundwert der zulässigen Mauerwerksdruckspannung (globales Sicherheitskonzept)
$\sigma_1$	Hauptspannung mit $\sigma_1 \geq \sigma_2$
$\sigma_2$	Hauptspannung mit $\sigma_1 \geq \sigma_2$

---

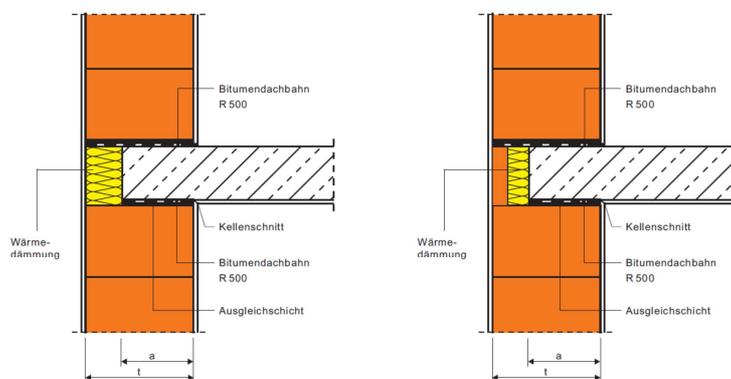
$\tau$	Schubspannung
$\tau_R$	rechnerischer Mittelwert der Schubspannung
$\varphi(t, t_0)_{\text{eff}}$	effektive Kriechzahl des Betons im Alter $t$
$\psi_0$	Kombinationsbeiwert für seltene Werte der veränderlichen Einwirkungen
$\psi_{0,i}$	Kombinationsbeiwert für den seltenen Wert einer veränderlichen Einwirkung $i$
$\psi_2$	Kombinationsbeiwert für quasi-ständige Werte der veränderlichen Einwirkungen
$\phi_i$	Traglastminderungsbeiwert am Wandkopf oder am Wandfuß im genaueren Nachweisverfahren
$\phi_m$	Traglastminderungsbeiwert in halber Wandhöhe im genaueren Nachweisverfahren
$\phi_s$	Traglastminderungsbeiwert zur Berücksichtigung der Schlankheit und der Lastausmitte im vereinfachten Nachweisverfahren
$\phi_1$	Traglastminderungsbeiwert zur Berücksichtigung der Lastausmitte an den Wandenden im vereinfachten Nachweisverfahren
$\phi_2$	Traglastminderungsbeiwert zur Berücksichtigung der Schlankheit im vereinfachten Nachweisverfahren



## 1 Einleitung

### 1.1 Ausgangssituation und Problemstellung

Um den hohen Anforderungen an den baulichen Wärmeschutz der Gebäudehülle auch mit einschaligen Wandkonstruktionen ohne Zusatzdämmung gerecht werden zu können, finden in Deutschland heute oftmals hochwärmedämmende Planhochlochziegel in Kombination mit Dünnbettmörteln Anwendung. Eben diese Ausführungsart steht im Rahmen der vorliegenden Arbeit im Fokus, da der Verzicht auf eine zusätzliche Wärmedämmung an der Wandaußenseite bei gleichzeitiger Erfordernis zur Reduktion von Wärmebrücken die hier betrachtete Fragestellung der nur teilaufgelagerten Deckenplatte nach sich zieht. Derzeit haben sich in der Praxis im Wesentlichen die in Abbildung 1.1 veranschaulichten beiden Ausführungsvarianten durchgesetzt. Die Schnittstelle zwischen Decke und den angrenzenden Wänden (Wand-Decken-Knoten) kann folglich sowohl mit alleiniger Anordnung einer Wärmedämmung im Deckenstirnbereich als auch in Kombination mit einem vorgesetzten Abschlussziegel (auch: Vormauerstein, Abmauerstein oder Abmauerziegel) ausgeführt werden.



**Abbildung 1.1: Ausführungsvarianten eines Außenwand-Decken-Knotens in monolithischem Ziegelmauerwerk ohne (links) und mit (rechts) Vormauerstein [Arge Mauerziegel e.V. 2012]**

Einschalige Ziegelaußenwände werden somit in Höhe der Geschosdecken planmäßig partiell belastet. Diese Teilflächenbeanspruchung wird zudem durch den Plattendrehwinkel am Auflager und die Einleitung des Deckeneinspannmomentes verstärkt. Gleichzeitig liegen im Vergleich zur vollflächigen Plattenauflagerung ungünstigere Randbedingungen bezugnehmend auf die Knickgefährdung des Mauerwerks vor. Der Momentennullpunkt wird aufgrund der veränderten Lastausmitteln an den Wandenden nicht mehr in halber Wandhöhe – der maßgebenden Stelle für das Ausknicken – erreicht. Es gilt somit unter Berücksichtigung der vorhandenen Lastexzentrizitäten nachzuweisen, dass die lokale Querschnittstragfähigkeit der an die Decke angrenzenden Ziegellagen nicht überschritten wird und zum anderen ein Knickversagen in Wandmitte ausgeschlossen werden kann. Bezüglich der Fragestellung inwieweit und unter welchen Voraussetzungen (u. a. Wandauflast-Deckenlast-Verhältnis) der Vormauerstein zur Lastweiterleitung im Knotenbereich aktiviert wird, besteht derzeit noch große Unsicherheit. Weitere Fragestellungen ergeben sich aus den Änderungen der neuen, auf dem semi-probabilistischen Sicherheitskonzept aufbauenden Normengeneration [DIN 1053-100: 2007] bzw. [DIN EN 1996-1-1: 2013] und [DIN EN 1996-3: 2010] einschließlich der Nationalen Anhänge gegenüber [DIN 1053-1: 1996], deren Basis der globale Sicherheitsbeiwert bildet. Als wesentliche Punkte sind die Vielzahl der möglichen Einwirkungskombinationen und der veränderte Bemessungsansatz unter Druck bei der nun etablierten Anwendung des Spannungsblocks (früher: Spannungsdreieck) zu nennen. Die vorgestellte Thematik wurde bislang nur in wenigen Forschungsarbeiten behandelt (s. a. Kapitel 2).

## 1.2 Normative Regelungen und Bemessungsansätze

Nachfolgend wird ein Überblick über die normativen Regelungen und Bemessungsansätze des Eurocodes 6 einschließlich der zugehörigen Nationalen Anwendungsdokumente bezüglich des Wand-Decken-Knotens gegeben. Diese Normen bilden den aktuellsten, in Deutschland anerkannten Wissensstand unter Einbeziehung des semiprobabilistischen Sicherheitskonzeptes ab. Bewusst wird daher im Weiteren auf die ebenfalls derzeit noch gültigen, jedoch vom aktuellen Stand der Technik abweichenden Bemessungsvorschriften [DIN 1053-1: 1996] und [DIN 1053-100: 2007] nicht näher eingegangen.

### 1.2.1 Vereinfachtes Nachweisverfahren

Der Nachweis der Standsicherheit darf für vertikal und durch Wind beanspruchte monolithische Ziegelaußenwände in ausgesteiften Gebäuden nach [DIN EN 1996-3: 2010] mit [DIN EN 1996-3/NA: 2012] unter den nachfolgenden und in Abbildung 1.2 dargestellten Voraussetzungen mit Hilfe des vereinfachten Verfahrens geführt werden:

- Gebäudehöhe über Gelände  $\leq 20$  m
- In halber Geschosshöhe der Wand treten nur Biegemomente aus Deckeneinspannung und Deckenauflagerung sowie infolge von Windlasten auf.
- Deckenaufлагertiefe bei Wanddicken  $t \geq 36,5$  cm:  $a \geq 0,45 \times t$  und in den anderen Fällen  $a \geq 0,5 \times t$  bzw. 100 mm

	Bauteil	Voraussetzungen				
		Wanddicke	lichte Wandhöhe	aufliegende Decke		
				Stützweite	Nutzlast <sup>a</sup>	
$t$ mm	$h$ m	$l_t$ m	$q_k$ kN/m <sup>2</sup>			
1	tragende Innenwände	$\geq 115$ $< 240$	$\leq 2,75$	$\leq 6,00$	$\leq 5$	
2		$\geq 240$	---			
3	tragende Außenwände und zweischalige Haustrennwände	$\geq 115^b$ $< 150^b$	$\leq 2,75$	$\leq 6,00$	$\leq 3$	
4		$\geq 150^c$ $< 175^c$				
5		$\geq 175$ $< 240$				$\leq 5$
6		$\geq 240$				$\leq 12 t$

<sup>a</sup> Einschließlich Zuschlag für nicht tragende innere Trennwände.  
<sup>b</sup> Als einschalige Außenwand nur bei eingeschossigen Garagen und vergleichbaren Bauwerken, die nicht zum dauernden Aufenthalt von Menschen vorgesehen sind.  
 Als Tragschale zweischaliger Außenwände und bei zweischaligen Haustrennwänden bis maximal zwei Vollgeschosse zuzüglich ausgebautes Dachgeschoss; aussteifende Querwände im Abstand  $\leq 4,50$  m bzw. Randabstand von einer Öffnung  $\leq 2,0$  m.  
<sup>c</sup> Bei charakteristischen Mauerwerksdruckfestigkeiten  $f_k < 1,8$  N/mm<sup>2</sup> gilt zusätzlich Fußnote b.

**Abbildung 1.2: Anwendungsvoraussetzungen für das vereinfachte Nachweisverfahren; Tabelle NA.2 in [DIN EN 1996-3/NA: 2012]**

Bei Anwendung der vereinfachten Nachweismethode kann auf die explizite rechnerische Berücksichtigung von Biegemomenten aus Deckeneinspannung oder -auflagerung, ungewollten Exzentrizitäten (Knicknachweis) und Wind auf tragende Außenwände verzichtet werden, da diese Einflüsse bereits im Sicherheitsabstand des Verfahrens enthalten sind. In gewöhnlichen Wohn- und Bürogebäuden ist hinsichtlich der Ermittlung des Bemessungswertes der einwirkenden Normalkraft  $N_{Ed}$  im Allgemeinen Gleichung (1.1) anzuwenden, wobei die veränderliche Last als gleichzeitig auf einer Decke wirkend angenommen werden darf. Feldweise variierende Deckenlasten sind folglich nicht zu berücksichtigen. Alternativ steht dem Anwender ergänzend Gleichung (1.2) in Hochbauten mit Stahlbetondecken und charakteristischen Nutzlasten von  $q_k \leq 3,0$  kN/m<sup>2</sup> (Trennwandzuschlag inbegriffen) zur Verfügung.

$$N_{Ed} = 1,35 \cdot N_{Gk} + 1,5 \cdot N_{Qk} \quad (1.1)$$

$$N_{Ed} = 1,4 \cdot (N_{Gk} + N_{Qk}) \quad (1.2)$$

Abschließend hat der Nachweis zu erfolgen, dass  $N_{Ed}$  den Bemessungswert des vertikalen Tragwiderstandes  $N_{Rd}$ , der basierend auf dem Spannungsblock-Modell nach Gleichung (1.3) berechnet wird, nicht überschreitet.

$$N_{Rd} = \phi_s \cdot f_d \cdot A \quad (1.3)$$

Dabei ist

$\phi_s$  der Abminderungsbeiwert zur Berücksichtigung der Schlankheit und der Lastausmitte nach Gleichung (1.4) bis (1.6)

$f_d$  der Bemessungswert der Druckfestigkeit des Mauerwerks

$A$  die Bruttoquerschnittsfläche der Wand

In den nachfolgenden Formeln bildet  $\phi_1$  die Traglastminderung am Wandkopf bzw. -fuß durch den Deckendrehwinkel bei Endauflagern ohne zusätzliche konstruktive Maßnahmen (z. B. Zentrierleisten) und  $\phi_2$  die Traglastminderung infolge Knickgefahr in Wandmitte ab. Maßgebend für die Bemessung ist der kleinere Wert von  $\phi_1$  und  $\phi_2$ . Von Seiten der Norm wird für zweiseitig gehaltene Wände mit Dicken  $t > 250$  mm eine rechnerische Berücksichtigung von Einspanneffekten im Rahmen des Knicknachweises ausgeschlossen und die Gleichsetzung der Knicklänge der zu bemessenden Wand  $h_{ef}$  mit der lichten Geschosshöhe  $h$  gefordert.

Für eine charakteristische Mauerwerksfestigkeit von  $f_k \geq 1,8$  N/mm<sup>2</sup> gilt:

$$\phi_s = \min \left\{ \begin{array}{l} \phi_1 = 1,6 - \frac{l_f}{6} \leq 0,9 \cdot \frac{a}{t} \\ \phi_2 = 0,85 \cdot \frac{a}{t} - 0,0011 \cdot \left( \frac{h_{ef}}{t} \right)^2 \end{array} \right. \quad (1.4)$$

Für eine charakteristische Mauerwerksfestigkeit von  $f_k < 1,8$  N/mm<sup>2</sup> gilt:

$$\phi_s = \min \left\{ \begin{array}{l} \phi_1 = 1,6 - \frac{l_f}{5} \leq 0,9 \cdot \frac{a}{t} \\ \phi_2 = 0,85 \cdot \frac{a}{t} - 0,0011 \cdot \left( \frac{h_{ef}}{t} \right)^2 \end{array} \right. \quad (1.5)$$

Für Decken über dem obersten Geschoss gilt infolge geringer Wandauflast:

$$\phi_s = \min \left\{ \begin{array}{l} \phi_1 = 0,333 \\ \phi_2 = 0,85 \cdot \frac{a}{t} - 0,0011 \cdot \left( \frac{h_{ef}}{t} \right)^2 \end{array} \right. \quad (1.6)$$

### 1.2.2 Genaueres Nachweisverfahren

Gegenüber dem im Vorhergehenden vorgestellten vereinfachten Verfahren wird im Zuge des genaueren Nachweisverfahrens nach [DIN EN 1996-1-1: 2013] mit [DIN EN 1996-1-1/NA: 2012] zur Führung des Tragfähigkeitsnachweises eine Ermittlung der Knotenmomente erforderlich.

Basis für das im Folgenden beschriebene theoretische Modell zur Ermittlung der am Wand-Decken-Knoten übertragenen Momente bildet ein Rahmensystem mit biegesteifer Ausbildung des Kreuzungspunktes der horizontalen und vertikalen Stäbe (s. z. B. [Jäger und Marzahn 2010]). Näherungsweise wird oftmals auf die Abbildung des gesamten tatsächlich vorhandenen, komplexen Rahmensystems, das im üblichen Hochbau infolge des Zusammenwirkens von Wänden und Decken innerhalb eines Bauwerks entsteht, verzichtet und ausschließlich die an einem Wand-Decken-Knoten angrenzenden Bauteile (maximal vier Stäbe) berücksichtigt. Bei Anwendung des vereinfachten Ersatzsystems bzw. Ein-Knoten-Systems ist die Länge der horizontalen Stäbe entsprechend der vorliegenden Deckenspannweite und die Lagerung am vom Wand-Decken-Knoten abseitig gelegenen Auflager im Fall eines Einfeldträgers gelenkig bzw. für durchlaufende Deckensysteme als feste Einspannung anzunehmen. Hinsichtlich der Abbildung der vertikalen Tragglieder wird die Lage des Momentennullpunktes in den Wänden im Regelfall in halber Geschosshöhe abgeschätzt. Ist das statische System definiert, kann die Berechnung der Knotenmomente vereinfacht unter Annahme eines linear-elastischen Materialverhaltens und eines im Zustand I (vollständig ungerissen) verbleibenden Wand-Decken-Systems mit üblichen Formeln der linearen Statik durchgeführt werden. Mit Hilfe des Deckeneinspannmomentes kann damit auf die übertragenen Wandmomente rückgerechnet werden, indem die jeweilige Biegesteifigkeit der Stäbe ins Verhältnis zur Gesamttrotationssteifigkeit des Knotens gesetzt wird. Das in Anhang NA.C von [DIN EN 1996-1-1/NA: 2012] geregelte Verfahren zur vereinfachten Berechnung der Lastausmitte bei Wänden spiegelt dieses Vorgehen wider (s. Abbildung 1.3 und Gleichung (1.7)).

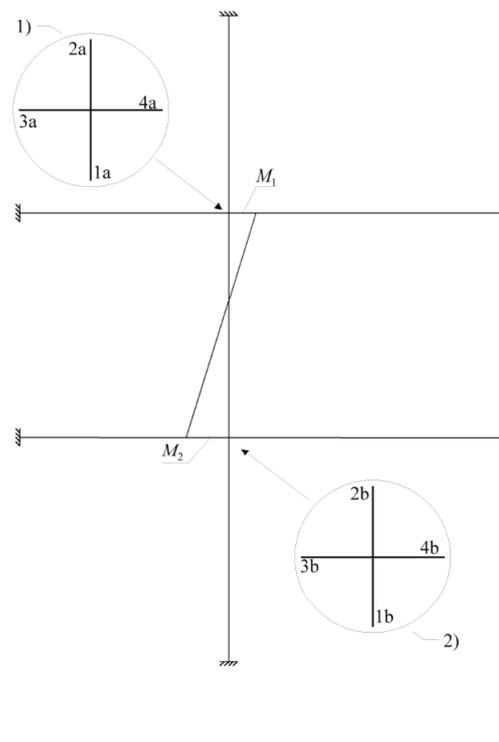


Abbildung 1.3: Vereinfachtes Rahmenmodell; Bild NA.C.1 in [DIN EN 1996-1-1/NA: 2012]

$$M_1 = \frac{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1}}{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1} + \frac{n_2 E_2 I_2}{h_2} + \frac{n_3 E_3 I_3}{l_3} + \frac{n_4 E_4 I_4}{l_4}} \cdot \left[ \frac{q_3 l_3^2}{4(n_3-1)} - \frac{q_4 l_4^2}{4(n_4-1)} \right] \quad (1.7)$$

Dabei ist

$n_i$	der Steifigkeitsfaktor des Stabes; er ist 4 bei beidseitig eingespannten Stäben und 3 in den anderen Fällen
$E_i$	der Elastizitätsmodul des Stabes $i$ , mit $i = 1, 2, 3$ oder $4$
$I_i$	das Trägheitsmoment des Stabes $i$ , mit $i = 1, 2, 3$ oder $4$
$h_i$	die lichte Höhe des Stabes $i$ , mit $i = 1$ oder $2$
$l_i$	die lichte Spannweite des Stabes $i$ , mit $i = 3$ oder $4$
$q_i$	die gleichmäßig verteilte Bemessungslast des Stabes $i$ , mit $i = 3$ oder $4$ bei Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte nach EN 1990 für ungünstige Einwirkung

Das Knotenmoment  $M_2$  am Wandfuß kann ebenfalls mit Gleichung (1.7) berechnet werden. Dafür ist lediglich der Ausdruck  $\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1}$  im Zähler durch  $\frac{n_2 E_2 I_2}{h_2}$  (Rotationssteifigkeit des Stabes 2) zu ersetzen.

Aufgrund der nicht berücksichtigten Rissbildung innerhalb der Bauteilquerschnitte und der Vernachlässigung von klaffenden Lagerfugen wird das Einspannmoment der Decke jedoch überschätzt. Um der verminderten Einspannwirkung Rechnung zu tragen, dürfen die unter Volleinspannung am Ein-Knoten-System ermittelten Momente gemäß [DIN EN 1996-1-1/NA: 2012] mit dem Faktor  $\eta$  reduziert werden. Der Abminderungsfaktor  $\eta$  kann mit  $(1 - k_m/4)$  angenommen werden, dabei gilt Gleichung (1.8).

$$k_m = \frac{\frac{n_3 E_3 I_3}{l_3} + \frac{n_4 E_4 I_4}{l_4}}{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1} + \frac{n_2 E_2 I_2}{h_2}} \leq 2 \quad (1.8)$$

Übersteigt die errechnete Ausmitte der resultierenden Last (Deckenlast + Wandauflast) infolge des Knotenmomentes am Wandkopf bzw. -fuß die 0,333-fache Wanddicke, darf die Vertikalbeanspruchung über einen am Querschnittsrand angeordneten Spannungsblock unter Ausnutzung des Bemessungswertes der Mauerwerksfestigkeit  $f_d$  abgetragen werden.

Für die teilaufgelagerte Deckenplatte wird in [DIN EN 1996-1-1/NA: 2012] ebenfalls die Anwendung des vorgestellten vereinfachten Vorgehens zur Bestimmung der Knotenmomente zugelassen. In diesem Fall ist jedoch für die Wanddicke  $t$  die Deckenauflagertiefe  $a$  anzusetzen. Der Knicknachweis in Wandmitte wird – im Gegensatz zum lokalen Querschnittsnachweis am Kopf bzw. Fuß der Wand – dennoch am Gesamtquerschnitt geführt. Die Ausmitte vergrößert sich dabei um  $(t - a)/2$ .

Vergleichbar zum vereinfachten Nachweisverfahren nach [DIN EN 1996-3: 2010] mit [DIN EN 1996-3/NA: 2012] kann im Anschluss an die Schnittgrößenermittlung die Traglastminderung infolge von Schlankheitseffekten und Lastexzentrizität über einen Abminderungsfaktor  $\phi$  erfasst werden.

Am Wandkopf und Wandfuß gilt:

$$\phi_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t} \quad (1.9)$$

Dabei ist

$e_i$  die Lastexzentrizität am Kopf bzw. Fuß der Wand mit

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + \underbrace{e_{he}}_{\text{Ausmitte infolge H-Lasten}} + \underbrace{e_{init}}_{\text{Imperfektion (NA: } e_{init}=0)} \geq 0,05 \cdot t$$

In Wandmitte gilt:

$$\phi_m = 1,14 \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_{mk}}{t_{ef}}\right) - 0,024 \cdot \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \leq 1 - 2 \cdot \frac{e_{mk}}{t_{ef}} \quad (1.10)$$

Dabei ist

$e_{mk}$  die Lastexzentrizität in halber Wandhöhe mit

$$e_{mk} = \frac{M_{md}}{N_{md}} + \underbrace{e_{hm}}_{\text{Ausmitte infolge H-Lasten}} + \underbrace{e_{init}}_{\text{Imperfektion (NA: } h_{ef}/450)} + e_k \geq 0,05 \cdot t$$

Entscheidend ist an dieser Stelle, dass einwirkende Biegemomente und zugehörige Normalkräfte innerhalb einer Einwirkungskombination zu betrachten sind. Bei der Berechnung des Wand-Decken-Knotens dürfen ständige Einwirkungen in allen Deckenfeldern und Geschossen mit dem gleichen Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_G$  multipliziert und die halbe Nutzlast als ständige Last betrachtet werden. Durch diese Bestimmung werden Auswirkungen von feld- und geschossweise variierenden Deckenlasten rechnerisch deutlich verringert. In Übereinstimmung mit [DIN EN 1996-3: 2010] und [DIN EN 1996-3/NA: 2012] wird dem Anwender normativ auch im genaueren Berechnungsverfahren für übliche Wohn- und Bürogebäude die Möglichkeit zur Anwendung vereinfachter Einwirkungskombinationen eingeräumt (s. Gleichung (1.1) und (1.2) in Kapitel 1.2.1). Im Fall größerer Momentenbeanspruchungen (z. B. Windscheiben oder Kellerwände mit Erddruckbeanspruchung) wird darüber hinaus der Interaktion zwischen minimaler Normalkraft nach Gleichung (1.11) und dem zugehörigen Maximalmoment eine mögliche Bemessungsrelevanz zugesprochen.

$$\min N_{Ed} = 1,0 \cdot N_{Gk} \quad (1.11)$$

Teileinspannungen von Mauerwerkswänden mit  $t > 125$  mm in flächig aufliegende Massivdecken mit Mindestauflagertiefen von  $a \geq 2/3 \times t$  finden über eine im Vergleich zur lichten Geschosshöhe  $h$  abgeminderte Knicklänge  $h_{ef}$  nach Gleichung (1.12) Eingang in den Knicknachweis des genaueren Nachweisverfahrens. Hierin bezeichnet  $e$  die planmäßige Ausmitte der Bemessungsnormalkraft am Wandkopf, wobei für Zwischenwerte geradlinig interpoliert werden darf.

$$h_{ef} = \rho_2 \cdot h \quad (1.12)$$

Dabei ist

$\rho_2$  der Abminderungsfaktor für zweiseitig gehaltene Wände mit

$$\rho_2 = 0,75 \quad \text{wenn } e \leq t/6$$

$$\rho_2 = 1,00 \quad \text{wenn } e \geq t/3$$

Weiterführende Angaben zum genaueren Nachweisformat sind [DIN EN 1996-1-1: 2013] mit [DIN EN 1996-1-1/NA: 2012] zu entnehmen.

### 1.3 Forschungsziel

In Hinblick auf die in den vorangegangenen Kapiteln erläuterte Thematik können derzeit aufgrund des noch bestehenden Forschungsbedarfs einerseits Bemessungsunsicherheiten nicht ausgeschlossen und andererseits gegebenenfalls vorliegende Tragreserven durch Mitwirkung des Vormauersteins am Lastabtrag nicht ausgeschöpft werden. Darüber hinaus gestaltet sich ein rechnerischer Nachweis unter Anwendung des genaueren Rechenverfahrens sehr aufwendig und ist damit für die praktische Anwendung im Wesentlichen als ungeeignet zu bewerten.

Ziel dieser Arbeit war daher aufbauend auf experimentellen und numerischen Untersuchungen für praxisrelevante Kombinationen (Materialien, Geometrien, Lastniveaus) eine zutreffende Beschreibung des Trag- und Verformungsverhaltens des Wand-Decken-Systems für die in der Praxis übliche Ausführungsvariante der teilweise eingebundenen Decke bei einschaligen Ziegelaußenwänden zu erarbeiten. Zudem stellte sich die Aufgabe, die gewonnenen Erkenntnisse nach der Identifizierung der maßgebenden Einflussgrößen für eine Bemessung zu vereinfachen, so dass diese im Rahmen der Normungsarbeit in zukünftige Nationale Anwendungsdokumente zum Eurocode 6 Eingang finden können. Das Hauptaugenmerk wurde somit innerhalb des Forschungsvorhabens auf die Erarbeitung eines neuen, durch entsprechende Bauteilversuche abgesicherten Bemessungsverfahren bei Einbeziehung der realen Versagensmechanismen von Ziegelmauerwerk unter teilflächiger und exzentrischer Belastung gelegt. Während sich durch die bisher existierenden Bemessungskonzepte die Verwendung von Ziegelmauerwerk unter bestimmten Randbedingungen unmöglich oder rechnerisch sehr aufwendig gestaltet, kann ein neues, realitätsnäheres und wirtschaftlicheres Nachweisverfahren auf Basis modifizierter Eingangsgrößen und Bemessungsgleichungen neue Nutzungsmöglichkeiten für das Ziegelmauerwerk erschließen.

## 1.4 Lösungsweg

Die Problemstellung der teilaufgelagerten Decke bei einschaligen Ziegelaußenwänden (mit oder ohne Vormauerstein) umfasst im Wesentlichen zwei Hauptschwerpunkte:

- Erfassung des lokalen Tragverhaltens der an die Decke angrenzenden Ziegellagen (Querschnittsversagen)
- Erfassung des Knick- bzw. mehraxialen Spannungsversagens nach Theorie II. Ordnung der Wände (Systemversagen)

Die nachfolgend erläuterten Bearbeitungsschritte bilden den Lösungsweg bezüglich dieser Aufgabenstellung ab.

Durch die Darstellung des aktuellen Forschungsstandes wurden in Kapitel 2 zunächst die wesentlichen Fragestellungen und Kernpunkte bezüglich der Thematik des Außenwand-Decken-Systems erarbeitet und somit die Grundlage für die eigenen Untersuchungen geschaffen.

Da das Trag- und Verformungsverhalten von monolithischen Ziegelaußenwänden in Kombination mit teilaufgelagerten Decken von einer Vielzahl von Werkstoffkenngrößen bestimmt wird, war die Erarbeitung eines Materialmodells für das Mauerwerk auf alleiniger Grundlage großformatiger Versuchsaufbauten nicht möglich. Dementsprechend wurden die charakteristischen Eingangsgrößen zunächst experimentell an Kleinprüfkörpern und Einzelwänden ermittelt. Auf Grundlage der gewonnenen Erkenntnisse konnte ein Finite-Elemente-Modell erstellt und die darin hinterlegten Werkstoffeigenschaften und Bruchmodelle ergänzend mit Hilfe eines Großversuchs verifiziert werden. Die Ergebnisse der im Anschluss durchgeführten Variantenstudie wurden letztlich zur Formulierung einer Näherungslösung genutzt.

Zu Beginn des experimentellen Bearbeitungsteils wurden zwei Planhochlochziegelarten mit Abmessungen von  $b \times h \times l = 365 \times 249 \times 247$  mm geprüft, die sich bezugnehmend auf die Festigkeitsklasse und das Lochbild deutlich voneinander unterscheiden und somit einen Großteil der praxisrelevanten Wärmedämmziegel repräsentieren. An den verwendeten Mauersteinen wurden die grundlegenden Normeigenschaften geprüft; im Wesentlichen die Maße, Rohdichte und Druckfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge. Neben den Versuchen zur Bestimmung der Eigenschaftskennwerte der verwendeten Mauersteine sind Kleinversuche zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Mauerziegeln unter Teilflächenbelastung durchgeführt worden. Untersucht wurde hierbei das Trag- und Verformungsverhalten von Einzelsteinen unter partieller gleichförmiger Druckbeanspruchung in Höhenrichtung. Die Erfordernis dieser Versuche ergab sich aus der Tatsache, dass die normativen Ansätze zur Teilflächenbeanspruchung von Mauerwerk hinsichtlich der Erfassung der Thematik der lokalen Querschnittstragfähigkeit von Hochlochziegeln nicht geeignet sind, da infolge der Linienauflagerung der Decke und der hohen Schlankheit der Einzelstege keine relevante Querdehnungsbehinderung zu erwarten ist. Von der im herkömmlichen Sinn verstandenen Teilflächenpressung kann unter diesen Randbedingungen nicht mehr gesprochen werden. Um Kenntnisse über die Ausführungsvariante mit Vormauerstein zu gewinnen, wurden zudem Prüfungen an Einzelsteinen unter beidseitiger Teilflächenbelastung (Deckenauflager- und Vormauersteinbereich) vorgenommen. Ergänzende Erkenntnisse über die reine Querschnittstragfähigkeit ohne Schlankheitseinflüsse lieferten an Dreisteinprüfkörpern durchgeführte zentrische und exzentrische Druckversuche. Des Weiteren umfassen die experimentellen Untersuchungen der vorliegenden Arbeit Versuche an Mauerwerkswänden mit einer Höhe von  $\approx 2,5$  m (10 Ziegellagen) und einer Länge von  $\approx 1,0$  m (4 Mauersteine). Die Lasteinleitung erfolgte wiederum sowohl zentrisch

als auch exzentrisch. Zur Bestimmung der Mauerwerksbiegezugfestigkeit für eine parallel zu den Lagerfugen verlaufende Bruchebene wurden Prüfkörper mit einer Höhe von  $\approx 1,75$  m (7 Ziegellagen) und einer Länge von  $\approx 0,75$  m (3 Mauersteine) in vertikaler Stellung unter seitlicher Vier-Punkt-Belastung zum Bruch geführt. Den Abschluss des versuchstechnischen Bearbeitungsteils bildet die experimentelle Untersuchung eines Außenwand-Decken-Systems. Der Versuchsaufbau simulierte dabei das Verhalten einer Ziegelaußenwand mit teilaufgelagerter Deckenplatte und Vormauerstein. Hierbei wurden sowohl die horizontale Deckenspannweite (ca. 6 m) als auch die vertikalen Geschossabmessungen (unter Berücksichtigung der Lage des Momentennullpunktes) im realen Maßstab erstellt. Durch diesen Versuchsaufbau konnten wichtige Erkenntnisse über die Traglast und das reale Versagensverhalten von monolithischen Ziegelaußenwänden bei teilaufgelagerter Decke sowie über die Mitwirkung des Vormauersteins gewonnen werden. Die Ergebnisse der im Rahmen dieser Forschungsarbeit durchgeführten experimentellen Untersuchungen beinhaltet Kapitel 3.

Im zweiten Schritt wurde ein numerisches Rechenmodell entwickelt und unter Anwendung der nichtlinearen Finite-Elemente-Methode für eine Vielzahl von praxisrelevanten Parameterkombinationen Tragwiderstände (auf Bemessungsniveau) unter Erfassung folgender Einflussgrößen ermittelt:

- physikalische Nichtlinearitäten → Die experimentellen Materialkennlinien des Mauerwerks wurden im Finite-Elemente-Modell hinterlegt und die Nichtlinearität der Betondruckzone sowie die Mitwirkung des Betons auf Zug unter Berücksichtigung der verschiedenen Rissbildungsphasen und expliziter Eingabe des Betonstahls abgebildet.
- strukturelle und geometrische Nichtlinearitäten → Klaffende Fugen wurden durch Definition einzelner Kontaktkörper (Mauersteine, Vormauerstein und Decke) erfasst und Schlankheitseffekte durch die Berechnung nach Theorie II. Ordnung berücksichtigt.
- Langzeitverhalten der Geschossdecken hinsichtlich Verkürzung, Verdrehung und Lasteintragung in die angrenzenden Mauerwerkswände → Das Kriech- und Schwindverhalten des Betons wurde in das numerische Rechenmodell eingearbeitet.
- Lastniveau → Die Untersuchungen umfassen verschiedenste Wandaufasten und unterschiedliche Deckennutzlasten. Gleichzeitig hat die Zunahme der Lastexzentrizität infolge Windbeanspruchung und ungewollter Ausmitte (Imperfektion) in das Finite-Elemente-Modell Eingang gefunden.
- Lokales Querschnittsversagen → Zur Beschreibung der lasteinleitungsnahen, lokalen Mauerwerkseigenschaften wurden der jeweils ersten Ziegellage ober- und unterhalb der Deckenplatte modifizierte, vom Wandregelbereich (Kontinuitätsbereich) abweichende Materialeigenschaften zugewiesen.
- Mehraxiale Spannungszustände → Im Kontinuitätsbereich des Mauerwerks wurde als Bruchkriterium die Hauptdehnungshypothese eingeführt. Die erforderlichen Materialkennwerte konnten auf Grundlage der eigenen Versuchsdurchführungen und einer ergänzend vorgenommenen Literaturlauswertung erarbeitet werden.

Die Eignung des numerischen Rechenmodells zur realitätsnahen Abbildung des Trag- und Verformungsverhaltens von Außenwand-Decken-Systemen konnte durch Simulation der im experimentellen Bearbeitungsschritt durchgeführten Versuche sowie durch Nachrechnung der Plattenversuche von [Jaccoud und Favre 1982] und [Eligehausen et al. 1995] erfolgreich überprüft werden. Weiterführende Angaben zur Entwicklung und Anwendung des Finite-Elemente-Modells beinhalten Kapitel 4 und Kapitel 5 dieser Arbeit.

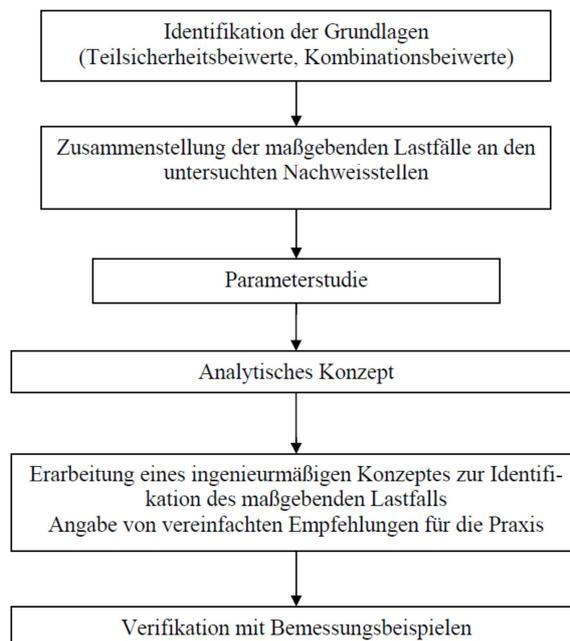
Abschließend wurden die numerischen Ergebnisse in Kapitel 6 in Form einer praxisgerechten Näherungslösung zusammengefasst. Durch den erarbeiteten Bemessungsansatz werden die in der aktuellen Normengeneration vorhandenen Bemessungsunsicherheiten behoben und gleichzeitig bisher nicht berücksichtigte Tragreserven für die Ausführungsvariante der teilaufgelagerten Decke mit Vormauerstein freigesetzt. Dieser Ansatz wurde auf Basis des Spannungsblocks entsprechend der neuen Normengeneration erstellt und deckt die praxisüblichen Material-Geometrie-Lastkombinationen bei monolithischen Ziegelaußenwänden ab. Eine zusätzliche Bestimmung der Knotenmomente kann bei Anwendung der formulierten Bemessungsgleichung entfallen, wodurch sich die Nachweisführung anwenderfreundlich und wirtschaftlich gestaltet.

## 2 Stand der Forschung

In diesem Kapitel wird ein kurzer Überblick über den Forschungsstand bezüglich der Tragfähigkeit und Bemessung von einschaligen Mauerwerksaußenwänden gegeben. Über die Darstellung verschiedener theoretischer und experimenteller Forschungstätigkeiten soll im Wesentlichen in die Thematik des Außenwand-Decken-Knotens eingeführt und grundlegende Fragestellungen offengelegt werden.

### 2.1 Analyse der maßgebenden Einwirkungskombinationen

Mit Einführung der [DIN 1053-100: 2007] stellte sich aufgrund der Umstellung des globalen auf das semiprobabilistische Sicherheitskonzept erstmals auch im Mauerwerksbau die Frage, inwieweit die Vielzahl der theoretisch möglichen Einwirkungskombinationen für die baupraktische Anwendung eingegrenzt werden kann. Entscheidend ist hierbei, dass im Gegensatz zum vereinfachten Verfahren unter Anwendung der genaueren Methode nicht zwangsläufig davon ausgegangen werden kann, dass diejenige Lastkombination, die zur maximalen Wandnormalkraftbeanspruchung führt auch bemessungsrelevant ist. Der Grund hierfür liegt in der geringen bzw. normativ vernachlässigten Verbundfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge und der damit einhergehenden erheblichen Interaktion zwischen der Gesamtlastausmitte ( $e = M/N$ ) und dem vertikalen Tragwiderstand  $N_{Rd}$ . Diese Thematik wurde von [Graubner und Brehm 2009] bezüglich des Biegedruck- und Knicknachweises von unbewehrten Außen- und Innenwänden des üblichen Hochbaus eingehend untersucht. Der hierbei beschrittene Lösungsweg kann Abbildung 2.1 entnommen werden.



**Abbildung 2.1:** Vorgehensweise zur Identifikation der maßgebenden Einwirkungskombinationen von [Graubner und Brehm 2009]

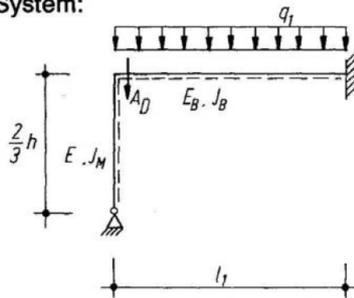
Sind die Voraussetzungen zur Anwendung der vereinfachten Lastkombinatorik nach Gleichung (1.1) bzw. (1.2) nicht erfüllt, ist der Bemessungswert der Einwirkung mit Hilfe der allgemeinen Grundkombination (2.1) zu bestimmen. Insbesondere im Fall der Außenwand ergibt sich dabei durch das Vorhandensein von mehr als einer veränderlichen Einwirkung (z. B. Deckennutzlast und Wind) eine große Anzahl von möglichen Lastfällen, da neben den Teilsicherheitsbeiwerten für ständige und veränderli-

che Einwirkungen auch der seltene Kombinationsbeiwert  $\psi_{0,i}$  für die jeweilige Nebenverkehrslast in die Berechnung miteinzubeziehen ist.

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot E_{Gk,j} + \gamma_{Q,1} \cdot E_{Qk,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot E_{Qk,i} \quad (2.1)$$

Im Zuge der genaueren Ermittlung der Knotenmomente differenzierten [Graubner und Brehm 2009] für den Betrachtungsfall der Außenwand die in Abbildung 2.2 und Abbildung 2.3 dargestellten beiden Knotentypen und wendeten das bereits in Kapitel 1.2.2 erläuterte ebene, einknotige Ersatzrahmensystem an.

Statisches System:



$$M_o = \frac{2}{3} \cdot M_{o,Rahmen} = -q_1 \cdot \frac{l_1^2}{18} \cdot \frac{1}{1 + \frac{4}{3} \cdot k_s}$$

mit

$$k_s = \frac{2}{3} \cdot \frac{E_B \cdot I_B}{E \cdot I_M} \cdot \frac{h}{l_1}$$

Momentenverlauf:

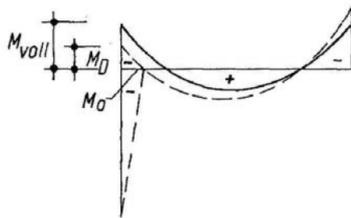
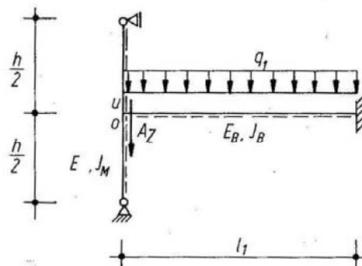


Abbildung 2.2: Momentenbestimmung am Außenwand-Decken-Knoten im Dachgeschoss nach [Graubner und Brehm 2009]

Statisches System:



$$M_o = \frac{2}{3} \cdot M_{o,Rahmen} = -q_1 \cdot \frac{l_1^2}{18} \cdot \frac{1}{2 + k_s}$$

$$M_u = -M_o$$

mit

$$k_s = \frac{2}{3} \cdot \frac{E_B \cdot I_B}{E \cdot I_M} \cdot \frac{h}{l_1}$$

Momentenverlauf:

$\Sigma M = 0$  am Knoten

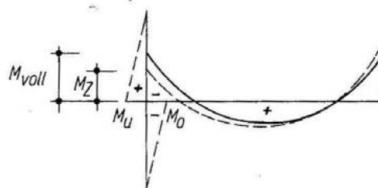
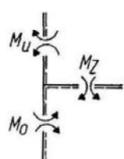


Abbildung 2.3: Momentenbestimmung am Außenwand-Decken-Knoten im Regelgeschoss nach [Graubner und Brehm 2009]

Um der verminderten Einspannwirkung infolge nichtlinearen Materialverhaltens und Rissbildung Rechnung zu tragen, wurden die am Rahmensystem ermittelten Knotenmomente pauschal auf 2/3 ihres Wertes gemäß des in [DIN 1053-100: 2007] definierten Vorschlages reduziert. Zur Festlegung des bemessungsrelevanten Lastfalls wurde der Ausnutzungsgrad  $v$  nach Gleichung (2.2) und damit das Verhältnis von einwirkender zu aufnehmbarer Normalkraft an der betrachteten Nachweisstelle eingeführt. Die Errechnung des jeweiligen Tragwiderstandes erfolgte auf Grundlage der Bemessungsgleichungen des genaueren Nachweisverfahrens.

$$v = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \quad (2.2)$$

Als weitere entscheidende Eingangsgröße der Parameterstudie ist der Wert  $\beta$  zu nennen, der das Verhältnis von veränderlichen und ständigen Einwirkungen widerspiegelt. Für die Untersuchungen an Außenwänden wurde von [Graubner und Brehm 2009] i. W. das mauerwerksübliche Lastverhältnis entsprechend Gleichung (2.3) vorausgesetzt. Eine darüber hinaus vorgenommene Modifikation bzw. Reduktion des Nutzlastanteils mit  $\beta_{mod} = 0,15/0,85$  hatte keinen wesentlichen Einfluss auf die Ergebnisse der Parameterstudie.

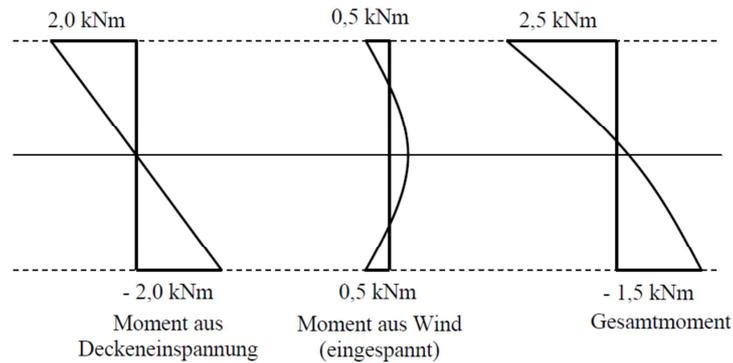
$$\beta = \frac{q_k}{g_k} = \frac{0,3}{0,7} = 0,43 \quad (2.3)$$

Mit Einführung des  $\beta$ -Faktors war es möglich, die Auswertung aller Lastkombinationen auf Basis des durch die ständige Last der am betrachteten Knotenpunkt anschließenden Decke erzeugten charakteristischen Momentes  $M_{Gk,o}$  und der entsprechenden charakteristischen Normalkraft  $N_{Gk,o}$  vorzunehmen. Der Bemessungswert der Gesamtnormalkraft am Wandkopf konnte demgemäß nach Gleichung (2.4) errechnet werden.

$$N_{Ed} = N_{Gk,o} \cdot (\gamma_G + \beta \cdot \gamma_{Q,oben} + \alpha_0 \cdot (\gamma_G + \beta \cdot \gamma_0)) \quad (2.4)$$

Dabei ist

$\gamma_{Q,oben}$	der Teilsicherheitsbeiwert für die veränderliche Last der anschließenden Decke inkl. des angesetzten Kombinationsbeiwertes, d. h. $\gamma_Q \cdot \psi_0 \rightarrow$ Nebenverkehrslast: $\psi_0 = 0,7$ und Hauptverkehrslast: $\psi_0 = 1,0$
$\alpha_0$	die Geschoszahl unter Vernachlässigung des Wandeigengewichtes mit $\alpha_0 = N_{0,Gk}/N_{Gk,o}$
$\gamma_0$	der Teilsicherheitsbeiwert für die veränderliche Last aus Geschossen oberhalb des betrachteten Knotenpunktes inkl. des angesetzten Kombinationsbeiwertes, d. h. $\gamma_Q \cdot \psi_0 \rightarrow$ Nebenverkehrslast: $\psi_0 = 0,7$ und Hauptverkehrslast: $\psi_0 = 1,0$



**Abbildung 2.4:** Beispiel für eine Biegemomentenüberlagerung nach [Graubner und Brehm 2009]

Die Aufgabenstellung, auch den Einfluss von Windlasten normenkonform in die Variantenstudie einzubeziehen, lösten [Graubner und Brehm 2009] mit Hilfe des Wind-Parameters  $\omega$ , der einen Grenzwertbereich von 0 bis 1 aufweist und den Windlastanteil des veränderlichen Momentes beschreibt. Entscheidend ist an dieser Stelle, dass normativ eine Umlagerung von Momenten infolge einer Windlast unter Einhaltung des Gleichgewichtes zwischen den beiden Grenzfällen Volleinspannung und gelenkige Lagerung an den Wandenden zugelassen ist. Ein Beispiel für eine Biegemomentenüberlagerung wird von [Graubner und Brehm 2009] für den Grenzfall des beidseitig volleingespannten Einfeldstabes in Form von Abbildung 2.4 gegeben. Normenkonform bedeutet somit in diesem Zusammenhang, dass verschiedenen Teileinspannungen bzw. statischen Systemen zum Abtrag von horizontalen Windkräften Rechnung getragen werden konnte. Der Bemessungswert des Gesamtbiegemomentes am Wandkopf ergibt sich nach Gleichung (2.5).

$$M_{Ed} = M_{Gk,o} \cdot (\gamma_G + (1 - \omega) \cdot \beta \cdot \gamma_{Q,oben} + \omega \cdot \beta \cdot \gamma_w) \quad (2.5)$$

Dabei ist

$\gamma_w$  der Teilsicherheitsbeiwert für Wind inkl. des angesetzten Kombinationsbeiwertes, d. h.  $\gamma_Q \cdot \psi_0 \rightarrow$  Nebenverkehrslast:  $\psi_0 = 0,6$  und Hauptverkehrslast:  $\psi_0 = 1,0$

Im Vergleich zu den Wandkopfuntersuchungen wurde im Zuge der Analyse des Wandfußes von [Graubner und Brehm 2009] eine Erweiterung der möglichen Lastfallkombinationen vorgenommen, indem voneinander abweichende Teilsicherheitsbeiwerte für die Nutzlast der Decke am Wandkopf  $\gamma_{Q,oben}$  und der Decke am Wandfuß  $\gamma_{Q,unten}$  zugelassen wurden. Die geschossweise Lastdifferenzierung wurde in Hinblick auf den ebenfalls zu führenden Knicknachweis in Wandmitte erforderlich, da unterschiedliche Biegebeanspruchungen an den Wandenden zur Verschiebung des Momentennullpunktes führen. Kommt der Momentennulldurchgang nicht mehr in halber Wandhöhe zum Liegen, ist von einer erhöhten Knickgefahr auszugehen. Die analysierten Einwirkungskombinationen können Abbildung 2.5 entnommen werden.

Zur Bestimmung des Gesamtbiegemomentes in Wandmitte wurde Gleichung (2.6) herangezogen, während hinsichtlich der Normalkraftbeanspruchung unter Vernachlässigung des Wandeigengewichtes Gleichung (2.4) Gültigkeit behält.

$$M_{Ed} = M_{Gk,o} \cdot \left[ \frac{1}{2} \cdot \left| (\gamma_G + \beta \cdot \gamma_{Q,oben}) - \alpha_1 \cdot (\gamma_G + \beta \cdot \gamma_{Q,unten}) \right| + \xi \cdot \gamma_w \right] \quad (2.6)$$

Dabei ist

$\alpha_1$  ein Faktor zur Berücksichtigung abweichender Randbedingungen in den Geschossen mit  $\alpha_1 = M_{Gk,u}/M_{Gk,o}$

$\xi$  ein Faktor zur Berücksichtigung des Windlastanteils mit  $\xi = M_{wk}/M_{Gk,o}$

	<b>LF1</b>	<b>LF2</b>	<b>LF3</b>	<b>LF4</b>	<b>LF5</b>	<b>LF6</b>	<b>LF7</b>	<b>LF8</b>	<b>LF9</b>	<b>LF10</b>	<b>LF11</b>	<b>LF12</b>	<b>LF13</b>	<b>LF14</b>	<b>LF15</b>	
$\gamma_G$	1,35	1,35	1	1	1,35	1,35	1	1	1,35	1	1,35	1	1,35	1,35	1	
$\gamma_0$	1,5	1,05	1,5	1,05	0	0	0	0	1,5	1,5	0	0	1,5	1,05	1,5	
$\gamma_{Q,oben}$	1,5	1,05	1,5	1,05	1,5	1,05	1,5	1,05	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,05	1,5	
$\gamma_{Q,unten}$	1,5	1,05	1,5	1,05	1,5	1,05	1,5	1,05	1,5	1,5	1,5	1,5	0	0	0	
$\gamma_w$	0,9	1,5	0,9	1,5	0,9	1,5	0,9	1,5	0	0	0	0	0,9	1,5	0,9	
	<b>LF16</b>	<b>LF17</b>	<b>LF18</b>	<b>LF19</b>	<b>LF20</b>	<b>LF21</b>	<b>LF22</b>	<b>LF23</b>	<b>LF24</b>	<b>LF25</b>	<b>LF26</b>	<b>LF27</b>	<b>LF28</b>	<b>LF29</b>	<b>LF30</b>	
$\gamma_G$	1	1,35	1,35	1	1	1,35	1	1,35	1	1,35	1,35	1	1	1,35	1,35	
$\gamma_0$	1,05	0	0	0	0	1,5	1,5	0	0	1,5	1,05	1,5	1,05	0	0	
$\gamma_{Q,oben}$	1,05	1,5	1,05	1,5	1,05	1,5	1,5	1,5	1,5	0	0	0	0	0	0	
$\gamma_{Q,unten}$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	1,05	1,5	1,05	1,5	1,05	
$\gamma_w$	1,5	0,9	1,5	0,9	1,5	0	0	0	0	0,9	1,5	0,9	1,5	0,9	1,5	
	<b>LF31</b>	<b>LF32</b>	<b>LF33</b>	<b>LF34</b>	<b>LF35</b>	<b>LF36</b>	<b>LF37</b>	<b>LF38</b>	<b>LF39</b>	<b>LF40</b>	<b>LF41</b>	<b>LF42</b>	<b>LF43</b>	<b>LF44</b>	<b>LF45</b>	<b>LF46</b>
$\gamma_G$	1	1	1,35	1	1,35	1	1,35	1,35	1	1	1,35	1	1,35	1	1,35	1
$\gamma_0$	0	0	1,5	1,5	0	0	1,5	1,05	1,5	1,05	0	0	1,5	1,5	0	0
$\gamma_{Q,oben}$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$\gamma_{Q,unten}$	1,5	1,05	1,5	1,5	1,5	1,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$\gamma_w$	0,9	1,5	0	0	0	0	0,9	1,5	0,9	1,5	1,5	1,5	0	0	0	0

**Abbildung 2.5: Analytierte Lastkombinationen für den Nachweis des Außenwandfußes und der Außenwandmitte von [Graubner und Brehm 2009]**

Die Auswertung der Parameterstudie zeigte, dass durchaus die Möglichkeit zur Einschränkung der zu betrachtenden Lastfälle für die Praxis besteht. Tendenziell konnte festgestellt werden, dass im Fall geringerer Biegebeanspruchungen maximale Normalkräfte zu erhöhten Mauerwerksausnutzungsgraden führen und damit die Lastfallgruppe „ $N_{max} + \text{zug } M$ “ Bemessungsrelevanz besitzt. Mit Zunahme des Biegemomentes setzte jedoch die tragwiderstandssteigernde Wirkung der vertikalen Drucklast und folglich ein Wechsel hin zu Kombinationen „ $N_{min} + \text{zug } M$ “ ein. Der Übergangsbereich zwischen den beiden Grenzlastfällen wurde von weiteren Einwirkungskombinationen geprägt. Eine Zusammenstellung der bemessungsrelevanten Lastkombinationen zeigt Abbildung 2.6.

Mit dem Ziel die Anwendungsgrenzen der bereits als bemessungsrelevant identifizierten Lastfälle klar definieren zu können, entwickelten [Graubner und Brehm 2009] ein analytisches Verfahren zur Bestimmung der maßgebenden Einwirkungskombination. Hierbei wurden insbesondere die Bestimmungsgleichungen der Traglastminderungsbeiwerte  $\Phi_i$  und  $\Phi_m$  des genaueren Rechenverfahrens modifiziert und um die innerhalb der Parameterstudie eingeführten wesentlichen Beiwerte, wie z. B.  $\alpha_0$  und  $\xi$ , erweitert. Gleichzeitig wurde mit dem Beiwert  $k_2$  nach Gleichung (2.7), der die Exzentrizität aus der ständig wirkenden Last der anschließenden Decke angibt, eine einheitliche Bezugsgröße für alle Lastkombinationen geschaffen. Eine ausführliche Beschreibung der Verfahrensentwicklung und -anwendung wird von [Graubner und Brehm 2009] gegeben.

$$k_2 = \frac{e_{Gk,i}}{t} = \frac{M_{Gk,i}}{N_{Gk,o} \cdot t} \quad (2.7)$$

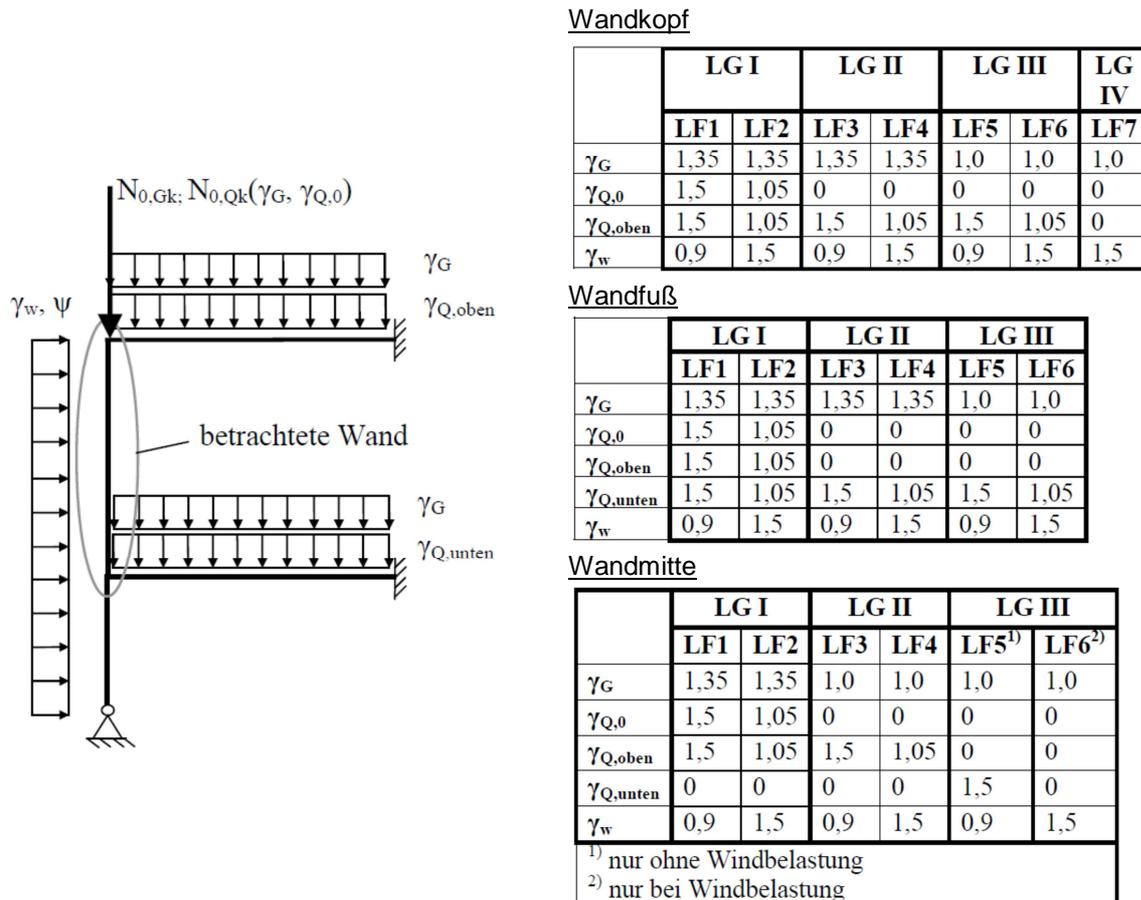


Abbildung 2.6: Bemessungsrelevante Lastfallkombinationen für den Nachweis von Außenwänden nach [Graubner und Brehm 2009]

Die erarbeiteten Erkenntnisse wurden abschließend in Form von Diagrammen aufbereitet, mit deren Hilfe die Bestimmung des maßgebenden Lastfalls in Abhängigkeit von der betrachteten Nachweisstelle der Wand erfolgen kann. Eine beispielhafte Vorstellung dieser Bemessungshilfen erfolgt in Abbildung 2.7.

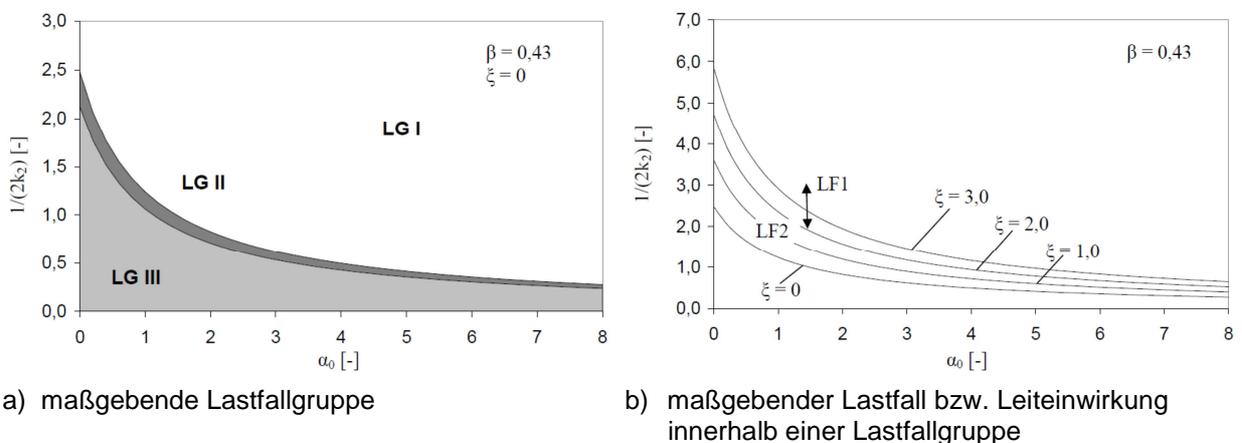


Abbildung 2.7: Diagramme zur Bestimmung des bemessungsrelevanten Lastfalls am Außenwandfuß [Graubner und Brehm 2009]

Mit dem Ziel die Anwenderfreundlichkeit des Lastfallbestimmungskonzeptes zu verbessern, wurden im Rahmen der Forschungsarbeit ergänzend zu den Diagrammen vereinfachte Regeln zur Einschränkung der potentiell bemessungsrelevanten Einwirkungskombinationen gemäß Abbildung 2.8 mit  $d$  als Wanddicke abgeleitet. Die von [Graubner und Brehm 2009] zugrunde gelegten Randbedingungen (u. a. Nutzung als Büro oder Wohnraum in allen Geschossen) sind hierbei zu beachten.

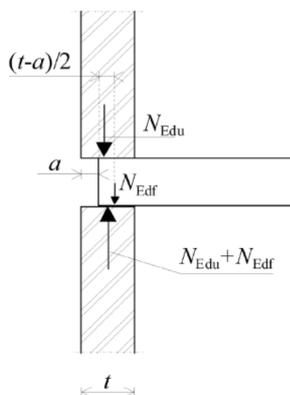
Nachweis am Wandkopf der Außenwand		
Exzentrizität	Geschoßanzahl $\alpha_0$	Einwirkungskombination
$e_{Gk,o}/d \leq 0,25$	$\alpha_0 = 0$	LG I
$e_{Gk,o}/d \leq 0,50$	$\alpha_0 \geq 1$	
Nachweis am Wandfuß der Außenwand		
Exzentrizität	Geschoßanzahl $\alpha_0$	Einwirkungskombination
$e_{Gk,u}/d \leq 0,20$	$\alpha_0 = 0$	LG I
$e_{Gk,u}/d \leq 0,40$	$\alpha_0 \geq 1$	
Nachweis in halber Höhe der Außenwand ( $k_1 \leq 0,66$ ) und für $\xi = 0$		
Exzentrizität	Geschoßanzahl $\alpha_0$	Einwirkungskombination
$e_{Gk,o}/d \leq 0,35$	$\alpha_0 = 0$	LG I

Abbildung 2.8: Vereinfachte Regeln zur Reduktion der Anzahl der bemessungsrelevanten Lastfälle für den Nachweis von Außenwänden von [Graubner und Brehm 2009]

## 2.2 Modelle zur Bestimmung der Knotenmomente

### 2.2.1 Anhang C in [DIN EN 1996-1-1: 2013]

Abweichend vom deutschen Nationalen Anwendungsdokument [DIN EN 1996-1-1/NA: 2012] wird die teilweise aufliegende Deckenplatte in der allgemeinen Fassung des Eurocodes 6 [DIN EN 1996-1-1: 2013] behandelt. Diese Norm sieht vor, dass zunächst vergleichbar zur nationalen Bemessungsvorschrift eine Bestimmung der Knotenmomente am vereinfachten Rahmensystem mit Berücksichtigung des Abminderungsfaktors  $\eta$  (s. Kapitel 1.2.2) jedoch unter Ansatz der gesamten Wanddicke  $t$  erfolgt. Der Teilauflagerung der Decke wird ergänzend mittels eines vereinfachten Kräfte Modells nach Abbildung 2.9 Rechnung getragen.



Biegemoment oberhalb der Decke

$$M_{Edu} = N_{Edu} \cdot \frac{(t - 3 \cdot a)}{4} \quad (2.8)$$

Biegemoment unterhalb der Decke

$$M_{Edf} = N_{Edf} \cdot \frac{a}{2} + N_{Edu} \cdot \frac{(t + a)}{4} \quad (2.9)$$

Abbildung 2.9: Knotenkräfte bei Teilauflagerung der Decke; Bild C.3 in [DIN EN 1996-1-1: 2013]

Diesem Modell liegt die Vorstellung zugrunde, dass der Bemessungswert der Vertikalkraft in der oberen Wand  $N_{\text{Edu}}$  jeweils am angrenzenden Wandkopf und -fuß über Spannungsblöcke der Länge  $(t - a)/2$  (halbe Deckenaufлагertiefe) abgetragen wird. Des Weiteren wird davon ausgegangen, dass der Eintrag der Bemessungsauflagerkraft der Decke  $N_{\text{Edf}}$  in halber Plattenaufлагertiefe erfolgt. Damit ergibt sich das auf die Wandmittellachse bezogene Biegemoment oberhalb der Decke nach Gleichung (2.8) und unterhalb der Decke nach Gleichung (2.9). Zu beachten ist, dass der Parameter  $a$  in diesem Fall nicht wie auf nationaler Ebene die Auflagertiefe sondern den Abstand zwischen der Wandaußen-seite und der Deckenstirnfläche beschreibt.

Für die Wandbemessung darf anschließend jeweils der kleinere Wert der ermittelten Kopf- bzw. Fuß-momente in Ansatz gebracht werden.

## 2.2.2 Einknotiges Rahmensystem mit Federgelenken

Auf Grundlage von numerischen und experimentellen Untersuchungen wurde von [Jäger und Baier 2006] bzw. [Baier 2007] ein theoretisches Modell zur Momentenbestimmung für Außenwand-Decken-Knoten erarbeitet. Dieses basiert auf dem bereits unter Kapitel 1.2.2 beschriebenen ebenen, einknotigen Rahmensystem. Im Vergleich zum normativen Vorgehen gemäß [DIN EN 1996-1-1/NA: 2012] entfällt jedoch die Abminderung der ermittelten Knotenmomente mit Hilfe eines Reduktionsfaktors, da der infolge Rissbildung reduzierte tatsächliche Einspanngrad der Decke über die Einführung von Federgelenken im Knotenbereich direkt im Zuge der Rahmenberechnung erfasst wird (s. Abbildung 2.10).

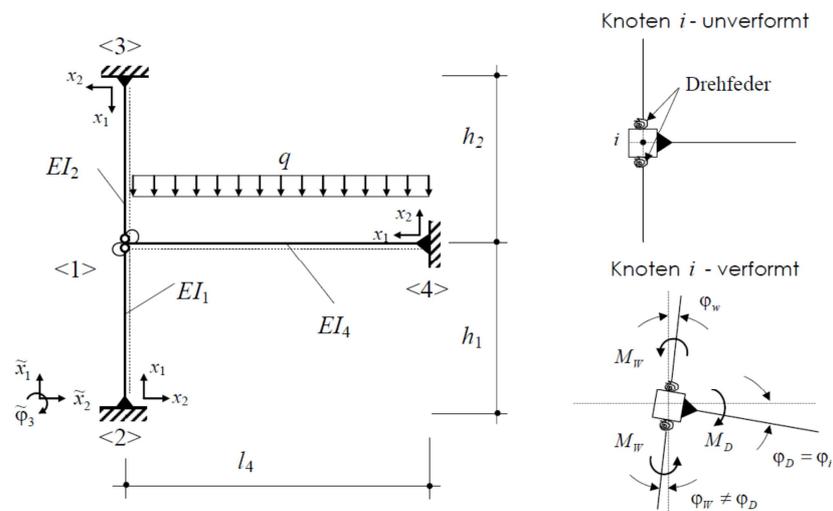
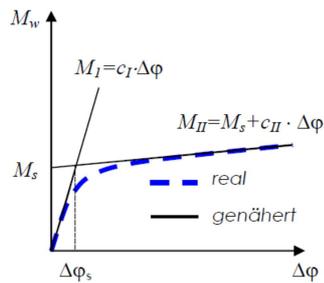


Abbildung 2.10: Statisches Außenwand-Decken-System mit Federgelenken nach [Jäger und Baier 2006]

In diesem theoretischen Modell stellt die Steifigkeit der beiden Drehfedern, über die der Anschluss der vertikalen Stäbe des Rahmensystems, d. h. der Mauerwerkswände, an den Wand-Decken-Knoten erfolgt, die unbekannte Größe dar. [Jäger und Baier 2006] und [Baier 2007] definieren die gesuchte Rotationssteifigkeit als Verhältnis von  $M_w$  (in die Wand eingetragenes Moment) und dem korrespondierenden Differenzdrehwinkel  $\Delta\varphi$  zwischen Deckenplatte und der betrachteten Wand entsprechend Gleichung (2.10). Die reale, nichtlineare  $M_w$ - $\Delta\varphi$ -Beziehung kann vereinfachend über abschnittsweise lineare Funktionsverläufe angenähert werden (s. Abbildung 2.11).



$$c(\Delta\varphi) = \frac{\Delta M_w(\Delta\varphi)}{\Delta(\Delta\varphi)} \quad (2.10)$$

Abbildung 2.11:  $M_w - \Delta\varphi$  – Beziehung nach [Jäger und Baier 2006]

Die Bestimmung der Knotenmomente wird abschließend unter Anwendung des vereinfachten allgemeinen Weggrößenverfahrens – dem sogenannten Drehwinkelverfahren [Petersen 1982] – und somit unter Annahme dehnstarrer Stäbe und alleiniger Berücksichtigung von Biegeverformungen durchgeführt. Verformungsanteile infolge von Längs- und Querkraftbeanspruchungen finden in diesem Näherungsverfahren keine Berücksichtigung. Wird das Ein-Knoten-System der Wand-Decken-Schnittstelle betrachtet, treten folglich ausschließlich Knotenverdrehungen als Freiheitsgrade auf, wodurch sich Gleichung (2.11) zu Gleichung (2.12) vereinfachen lässt.

$$\vec{F}(1) + K(1) \cdot \vec{v}(1) = 0 \quad (2.11)$$

Dabei ist

$$\vec{F}(1) = \begin{bmatrix} F_1(1) \\ F_2(1) \\ M_3(1) \end{bmatrix} \quad \text{der Vektor der äußeren Kräfte am Knoten (1)}$$

$$K(1) = \begin{bmatrix} A_1 & B_1 & C_1 \\ A_2 & B_2 & C_2 \\ A_3 & B_3 & C_3 \end{bmatrix} \quad \text{die Gesamtsteifigkeitsmatrix am Knoten (1)}$$

$$\vec{v}(1) = \begin{bmatrix} v_1(1) \\ v_2(1) \\ \varphi_3(1) \end{bmatrix} \quad \text{der Vektor der Knotendeformationen am Knoten (1)}$$

$$M_3(1) + C_3(1) \cdot \varphi_3(1) = 0 \quad (2.12)$$

Die Kopplung zwischen äußeren Kräften und daraus resultierenden Verformungsgrößen erfolgt über Steifigkeitsbeziehungen. Die Gesamtsteifigkeitsmatrix des Wand-Decken-Knotens  $K(1)$  setzt sich aus den Steifigkeitsmatrizen der drei angrenzenden Stäbe zusammen. Damit ergibt sich die benötigte Steifigkeit  $C_3(1)$  unter Beachtung der in Abbildung 2.10 dargestellten Auflagerbedingungen der Deckenplatte und der beiden Mauerwerkswände sowie unter Ansatz der Federnachgiebigkeit  $\delta \rightarrow 0$  (reziproker Wert der Federsteifigkeit) für den horizontalen Stab nach [Jäger und Baier 2006] zu:

$$C_3(1) = \frac{4EI_{12}}{l_{12}} \cdot \frac{1}{1 + \frac{4\delta EI_{12}}{l_{12}}} + \frac{4EI_{13}}{l_{13}} \cdot \frac{1}{1 + \frac{4\delta EI_{13}}{l_{13}}} + \frac{4EI_{14}}{l_{14}} \quad (2.13)$$

Zur Berechnung der noch unbekanntem Weggröße  $\varphi_3(1)$  mit Hilfe von Gleichung (2.12) stellt sich nun noch die Frage nach der am betrachteten Ein-Knoten-System vorliegenden äußeren Momentenbeanspruchung  $M_3(1)$ . [Jäger und Baier 2006] bzw. [Baier 2007] berücksichtigen an dieser Stelle neben dem vollen Einspannmoment der Decke das gegebenenfalls vorhandene Absolutglied  $M_s$  der  $M_w$ - $\Delta\varphi$ -Beziehung (s. Abbildung 2.11) durch einen zusätzlichen Belastungsanteil  $M_3^0(ki)$  je Wand.

$$M_3(1) = M_3^0(12) + M_3^0(13) + M_3^0(14) \quad (2.14)$$

Dabei ist

$$M_3^0(12) = M_s(12) \cdot \frac{4EI_{12}}{l_{12}} \cdot \frac{\delta}{1 + \frac{4\delta EI_{12}}{l_{12}}}$$

$$M_3^0(13) = M_s(13) \cdot \frac{4EI_{13}}{l_{13}} \cdot \frac{\delta}{1 + \frac{4\delta EI_{13}}{l_{13}}}$$

$$M_3^0(14) = -\frac{q_{14} \cdot l_{14}^2}{12}$$

Liegt der Knotendrehwinkel und damit gleichbedeutend der Plattenendrehwinkel  $\varphi_3(1)$  als bekannte Größe vor, können abschließend die übertragenen Knotenmomente unter Berücksichtigung der jeweiligen Stabsteifigkeit entsprechend Gleichung (2.15) und Gleichung (2.16) bestimmt werden.

$$M_3(12) = M_3^0(12) + C_3(12) \cdot \varphi_3(1) \quad (2.15)$$

$$M_3(13) = M_3^0(13) + C_3(13) \cdot \varphi_3(1) \quad (2.16)$$

Hinsichtlich der Herleitung der Gesamtsteifigkeitsmatrix und einer detaillierteren sowie für verschiedene Auflagerbedingungen der Stabenden (gelenkig und eingespannt) erweiterten Darstellung der Momentenbestimmungsgleichungen wird auf die Forschungsarbeiten von [Jäger und Baier 2006] bzw. [Baier 2007] verwiesen.

Derzeit stehen dem Anwender keine definierten, allgemeingültigen  $M_w$ - $\Delta\varphi$ -Funktionsverläufe für die Anwendung des vorgestellten Rahmenmodells zur Verfügung. Problematisch ist hierbei, dass die benötigten konstitutiven Beziehungen (s. Abbildung 2.11) infolge des nichtlinearen und komplexen Verhaltens des Wand-Decken-Knotens (u. a. Rissbildung in den Lagerfugen und der Deckenplatte) nicht auf rein theoretischem Wege hergeleitet werden können und somit experimentelle und numerische Untersuchungen erforderlich werden. [Baier 2007] empfiehlt für jede grundlegende Material-Geometriekombination das Verhalten des Wand-Decken-Knotens mindestens an einem im Originalmaßstab ausgeführten Versuchsaufbau experimentell zu bestimmen. Im Nachgang kann anhand der Versuchsergebnisse (Verformungen, übertragene Knotenmomente, Rissbildung, etc.) die Kalibrierung eines auf der Finite-Elemente-Methode basierenden Rechenmodells erfolgen. Liegt eine gute Übereinstimmung zwischen experimenteller Untersuchung und numerischer Simulation vor, können mit Hilfe des numerischen Modells bei gleicher Material-Geometriekombination Aussagen über den Wand-Decken-Knoten für variierende Lastkombinationen ohne ergänzende Versuche getroffen werden. Theoretisch können damit für alle hinsichtlich Material, Geometrie und Belastung baupraktisch relevanten Kombinationen konstitutive  $M_w$ - $\Delta\varphi$ -Beziehungen definiert und damit die Anwendung des Rahmenmodells mit eingeführten Federgelenken variabler Steifigkeit ermöglicht werden. Aufgrund der Wandauflastabhängigkeit der Knotenmomente und der teils für verschiedene Deckenlasten erforderli-

chen abschnittswisen Linearisierung der Funktionsverläufe müssten dem Anwender jedoch selbst innerhalb einer Material-Geometriekombination mehrere  $M_w$ - $\Delta\varphi$ -Beziehungen zur Verfügung gestellt werden.

Als Alternativ- bzw. Übergangslösung zum theoretischen Rahmenmodell mit Federgelenken wurden von [Jäger und Baier 2006] bzw. [Baier 2007] verschiedenste Belastungen, Wanddicken, Deckenspannweiten, Elastizitätsmoduln, Deckenauflagerbedingungen und konstruktive Knotenausbildungen (teil- und vollflächige Deckenauflagerung) kombiniert und die im Zuge der Mauerwerksbemessung benötigten Wandlastexzentrizitäten FE-gestützt berechnet. Diese wurden in einer Vielzahl von Tabellen dargestellt. Im Rahmen der Parameterstudie fand ein am Großversuch kalibriertes und anschließend vereinfachtes FE-Modell Anwendung. Vereinfachungen wurden dabei in erster Linie hinsichtlich der Baustoffeigenschaften getroffen, indem den Berechnungen linear-elastisches, homogenes Materialverhalten zugrunde gelegt wurde. Strukturelle Nichtlinearitäten wurden im numerischen Rechenmodell ausschließlich in Form der diskret modellierten Fugen im Bereich des Deckenaufagers abgebildet, wodurch die Erfassung eines Differenzdrehwinkels zwischen den Bauteilen gewährleistet war. Auf die numerische Simulation weiterer Lagerfugen, Steingeometrien, des Betonstahls, Rissbildungsprozessen sowie des gegebenenfalls vorhandenen Vormauersteins wurde verzichtet.

## 2.3 Modifizierte Bemessungsansätze

### 2.3.1 Modifizierter Knicknachweis mit Berücksichtigung des Vormauersteins

Positive Effekte aus einem möglichen Ansatz der lastabtragenden Wirkung des Vormauersteins ergeben sich zum einen lokal an den Wandenden aus der Entlastung des Mauerwerkquerschnitts im Bereich des Deckenaufagers (Vergrößerung der belasteten Querschnittsfläche) und zum anderen aus der Verlagerung der Gesamlastausmitte am Wandkopf und -fuß Richtung Wandaußenseite und der damit reduzierten Exzentrizität in Wandmitte (verminderte Knickgefahr).

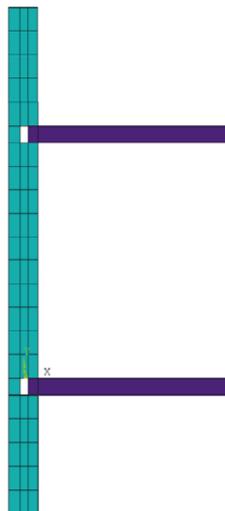


Abbildung 2.12: FE-Modell zur Untersuchung der Lastexzentrizität von [Jäger und Ortlepp 2009]

Mit dem Ziel dem Einfluss des Vormauersteins auf die Tragfähigkeit von überwiegend vertikalbeanspruchten Mauerwerkswänden im Knicknachweis des vereinfachten Nachweisverfahrens (Traglastminderungsbeiwert  $\phi_2$ ) Rechnung tragen zu können, wurden von [Jäger und Ortlepp 2009] entsprechende numerische Untersuchungen mit Hilfe der Finite-Elemente-Methode angestellt. Zur Anwendung kam im Wesentlichen das Modell eines gesamten, zweidimensional betrachteten Stockwerkrahmens einschließlich der Abbildung des jeweils unter- und oberhalb angrenzenden Geschosses unter Annahme des Momentennullpunktes in Wandmitte (s. Abbildung 2.12). Innerhalb der im Grenzzustand der Tragfähigkeit vorgenommenen Parameterstudie wurde die Steinhöhe mit 250 mm und die Dicke der Stahlbetondecken mit 18 cm als Konstanten festgelegt sowie die Verbundfestigkeit in Wandhöhenrichtung vernachlässigt. Die darüber hinaus in der Hälfte der Deckenspannweite eingeführten Symmetriebedingungen spiegeln die identisch vorausgesetzte Auflagerung der Plattenenden wider. Auf die Abbildung verschiedener Rissbildungsstadien entlang der Deckenplatten wurde verzichtet und ersatzweise zur Erfassung des Zustandes II vereinfachend ein gleichmäßiges Rissbild durch einen konstanten, jedoch abgeminderten Elastizitätsmodul von 20000 N/mm<sup>2</sup> (C25/30) simuliert. Anschließend kombinierten [Jäger und Ortlepp 2009] verschiedene Breiten des Vormauersteins (0,06 m und 0,115 m) mit unterschiedlichen Mauerwerkswichten, Mauerwerkssteifigkeiten, Wanddicken, Wandhöhen, Deckenstützweiten, Deckensteifigkeiten, Auflagertiefen und Wandauflasten. Mit dem Ziel die theoretisch größtmöglichen, stockwerkzahlabhängigen Wandmittensexzentrizitäten zu erhalten, wurde den durchgeführten Berechnungen eine erhebliche Lastspreizung zwischen den Geschossen zugrunde gelegt. Die Steigerung der Wandauflast erfolgte dabei geschossweise, wobei jeweils der Minimalwert für die Auflast (Teilsicherheitsbeiwert 1,0 für ständige Lasten und Vernachlässigung veränderlicher Einwirkungen) angesetzt wurde. Die im Rechenmodell abgebildeten Decken wurden hingegen mit dem Bemessungswert der Einwirkung (Teilsicherheitsbeiwert 1,35 für ständige Lasten und Teilsicherheitsbeiwert 1,5 für die Nutzlast  $q_k = 5 \text{ kN/m}^2$ ) belastet. Entscheidend für diese Vorgehensweise war der Effekt, dass sich im Fall geringerer Auflasten der Einspanngrad der Decke reduziert und mit der damit verbundenen Vergrößerung des Deckenauflegerdrehwinkels die Mitwirkung des Vormauersteins abnimmt bzw. gänzlich aussetzt (Vormauerstein wird ausgehebelt und steht frei).

Zur Erarbeitung eines verbesserten Knickbeiwertansatzes wurden von [Jäger und Ortlepp 2009] die zum damaligen Zeitpunkt im Entwurf befindlichen Normen [E DIN 1053-11: 2009] als Bemessungsvorschrift für das vereinfachte Verfahren und [E DIN 1053-13: 2009] mit vorgesehener Gültigkeit für das genauere Verfahren herangezogen. Diese Normenreihe, die ebenfalls [E DIN 1053-12: 2009] mit Konstruktions- und Ausführungsregeln für unbewehrtes Mauerwerk sowie [E DIN 1053-14: 2009] mit Bemessungs- und Ausführungsvorschriften für Natursteinmauerwerk umfasst, sollte als Ersatz für [DIN 1053-1: 1996] und [DIN 1053-100: 2007] dienen. Ziel war auf nationaler Ebene eine Norm mit einheitlichem, semiprobabilistischem Sicherheitskonzept zu entwickeln (s. a. [Jäger 2009]). Infolge der damals bereits absehbaren Relevanz der Eurocodes wurde die Normenreihe in Deutschland jedoch nicht mehr bauaufsichtlich eingeführt. Mit Ausnahme von Bezeichnungsänderungen einzelner Eingangsgrößen stimmt der Ansatz zur Ermittlung des Traglastminderungsbeiwertes  $\phi_m$  in Wandmitte des genaueren Nachweisverfahrens von [E DIN 1053-13: 2009] mit der aktuellen Eurocode-Gleichung (1.10) überein (s. a. [O. Fischer 2010]). Im ersten Schritt bestimmten [Jäger und Ortlepp 2009] für alle untersuchten Material-Geometrie-Einwirkungsvarianten die Lastexzentrizitäten an den Wandenden sowie in Wandmitte. Letztere wurden um die Lastausmitte hervorgerufen durch Windsog (Windlastzone 4 an Gebäudeecken) und die normativ geforderte Imperfektion von  $h_{ef}/450$  erhöht. Die damit vorliegenden Gesamlastexzentrizitäten in Wandmitte wurden in Gleichung (1.10) eingesetzt und der Traglastminderungsbeiwert  $\phi_m$  nach dem genaueren Verfahren berechnet. Durch Gleichsetzen von  $\phi_m$  mit dem modifizierten Knickbeiwert  $\phi_{2,mod}$  nach Gleichung (2.17) erfolgte abschließend die Festlegung des freien Parameters  $\kappa$ .

$$\phi_{2,\text{mod}} = 0,85 \cdot \left( \frac{a + \kappa \cdot t_v}{t} \right) - 0,0011 \cdot \left( \frac{h_{\text{ef}}}{t} \right)^2 \quad (2.17)$$

Dabei ist

$\kappa$	ein freier Parameter zur Berücksichtigung des Einflusses des Vormauersteins
$t_v$	die Dicke des Vormauersteins mit $\min t_v = 60 \text{ mm}$ und $f_k \geq$ Druckfestigkeit des Mauerwerks bei mindestens zwei darüberliegenden Vollgeschossen. Sofern diese Bedingungen nicht erfüllt sind oder kein Vormauerstein vorhanden ist, gilt $t_v = 0$

Durch den Beschreibungstext der Eingangsgröße  $t_v$  werden somit nicht nur konkrete Anforderungen an die Vormauersteindicke gestellt sondern auch definiert, dass der traglaststeigernde Einfluss des Abmauerziegels nur in Ansatz gebracht werden darf, falls eine Wandauflast aus zwei Vollgeschossen vorliegt und die Vormauersteinteifigkeit mindestens dem Elastizitätsmodul der Mauerwerkswand entspricht. Gleichartige Geometrie- und Einwirkungsbedingungen in allen Geschossen wurden vorausgesetzt.

Als Ergebnis der Untersuchungen wird von [Jäger und Ortlepp 2009] Ansatz (2.18) zur Ermittlung des freien Parameters vorgeschlagen (s. a. [Jäger 2009]).

$$0 \leq \kappa = \frac{N_{\text{od}}}{2,5 \cdot N_{\text{Dd}}} - 0,6 \leq 1 \quad (2.18)$$

Dabei ist

$N_{\text{od}}$	Bemessungswert der Normalkraft in der Wand aus den darüberliegenden Geschossen
$N_{\text{Dd}}$	Bemessungswert der Normalkraft aus der Auflagerung der Decke am betrachteten Knoten

Dieser Bemessungsvorschlag hat jedoch nicht in das deutsche Nationale Anwendungsdokument [DIN EN 1996-3/NA: 2012] zum vereinfachten Nachweisverfahren Eingang gefunden, was anhand von Gleichung (1.4) und (1.5) ersichtlich wird.

### 2.3.2 Modifizierter Wandkopfnachweis mit Berücksichtigung des Vormauersteins

Im Rahmen des K(Kooperations)-Projektes „Future Building“, das in erster Linie die Entwicklung nachhaltiger, energieeffizienter und damit auch zukunftsfähiger Gebäudekomponenten bzw. -systeme für den Wohn- und Bürobau zum Ziel hat [Treberspurg 2011], untersuchten [Jäger et al. 2013] das Tragverhalten eines hochwärmedämmenden Planhochlochziegels mit Abmessungen von  $b \times h \times l = 500 \times 199 \times 200 \text{ mm}$ . Der analysierte optimierte Mauerstein (Ederplan XP 50 TRIONIC) weist einen Wärmedurchgangskoeffizienten (U-Wert) von maximal  $0,15 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$  ohne das Vorhandensein einer zusätzlichen Außendämmung oder Putzschichten auf. Damit war der Einsatz für die Außenhülle von Passivhäusern prinzipiell möglich. Jedoch zeigten Untersuchungen zur Wärmeleitung, dass ohne eine Reduktion der in Österreich für Außenwand-Decken-Knoten herkömmlichen Deckenauflagertiefe ein passivhausgeeignetes wärmebrückenfreies Konstruieren mit einem Wärmebrückenverlustkoeffizient von maximal  $0,01 \text{ W}/\text{mK}$  nicht gewährleistet war. Die ursprüngliche Auflagertiefe der Stahlbetonplatte wurde daraufhin von  $25 \text{ cm}$  auf  $15 \text{ cm}$  reduziert. Im Wandaußenbereich kam ein  $11,5 \text{ cm}$  breiter Vormauerstein mit einer Steifigkeit von  $12 \text{ N}/\text{mm}^2$  zum Einsatz. Die Auswirkungen

des bauphysikalisch optimierten Ausführungsdetails auf die Tragfähigkeit und die Gebrauchstauglichkeit der Außenwand wurden im darauffolgenden Arbeitsschritt von [Jäger et al. 2013] numerisch und experimentell betrachtet. Das Hauptaugenmerk wurde hierbei auf den Wandkopf gelegt. Für die theoretischen Untersuchungen wurde das bereits in Kapitel 2.3.1 beschriebene Finite-Elemente-Modell angewendet. Unter Einbeziehung variierender Deckenabmessungen / Deckendicken (4,0 m / 0,20 m; 5,0 m / 0,22 m; 6,0 m / 0,23 m) sowie Wandaufasten aus bis zu vier Vollgeschossen ( $n = 4$ ) errechneten [Jäger et al. 2013] durch Integration der numerischen Normalspannungen die Schnittgrößen und Lastausmitten in verschiedenen Wandschnittebenen. Betrachtet wurden die Wandenden, der Bereich der ersten Lagerfuge am Wandkopf und -fuß sowie die Wandmitte. Entscheidend ist, dass in diesen Berechnungen das Materialverhalten des Zweikomponentenbaustoffs Mauerwerk vereinfacht bilinear, elastisch-plastisch abgebildet wurde. Bis zum Erreichen des Bemessungswertes der Mauerwerksdruckfestigkeit  $f_d$  bestand folglich ein linearer  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Zusammenhang, während für Dehnungen oberhalb der Plastizitätsgrenze  $\varepsilon_{pl} = 1,0 \text{ ‰}$  das idealisierte Fließverhalten einsetzte.

Für die Ausführungsvariante des Wand-Decken-Knotens mit Vormauerstein war die Anwendung des lokalen Traglastminderungsbeiwertes  $\Phi_o$  nach Gleichung (1.9) im Bereich des Wandkopfes jedoch nicht ohne Weiteres möglich. Als problematisch erwies sich in diesem Zusammenhang die Tatsache, dass insbesondere für geringe Deckenaufgartiefen bei gleichzeitiger Mitwirkung des Vormauersteins am Lastabtrag die Gesamlastresultierende in der Nähe zur Wandmittelachse zum Liegen kommt. Die damit geringe Lastausmitte würde theoretisch den Ansatz des Spannungsblocks über beinahe die gesamte Querschnittsbreite der Wand ermöglichen. Faktisch stehen jedoch selbst im optimalen Fall nur die Deckenaufgartiefe  $a$  und die Breite des Vormauersteins  $t_v$  für den Lastabtrag zur Verfügung. Der Höchstwert des Tragwiderstandes lässt sich folglich unter Anwendung von Gleichung (2.19) bestimmen.

$$N_{Rd,max} = (a + t_v) \cdot f_d \quad (2.19)$$

Liegt keine ideale Plastizierung des Mauerwerks über die gesamte Breite des Deckenaufgarters und des Vormauersteins vor, ergeben sich weitere Traglastminderungen. [Jäger et al. 2013] ermittelten aus diesem Grunde die übertragenen Normalkraftanteile und die korrespondierenden, auf die Wand-schwerachse bezogenen Lastexzentrizitäten getrennt für den Bereich des Vormauersteins ( $N_v, e_v$ ) und des Deckenaufgarters ( $N_D, e_D$ ). Mit Hilfe dieser Kennwerte erfolgte die Ermittlung der idealisierten Blockspannung nach Gleichung (2.20) und (2.21), wobei Druckspannungen oberhalb der Bemessungsdruckfestigkeit des Mauerwerks ausgeschlossen wurden.

$$\sigma_{vc} = \frac{N_v}{2 \cdot \left( e_v - \left( \frac{t}{2} - t_v \right) \right)} \leq f_d \quad (2.20)$$

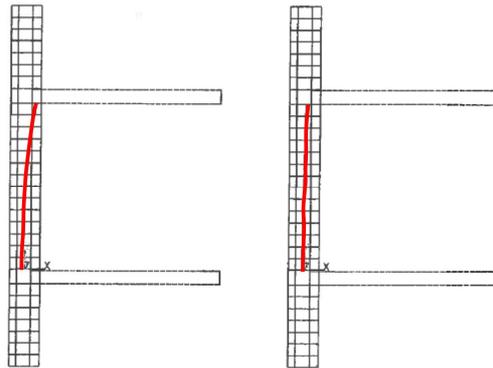
$$\sigma_{Dc} = \frac{N_D}{2 \cdot \left( \frac{t}{2} - e_D \right)} \leq f_d \quad (2.21)$$

Zur Bestimmung des gesuchten Traglastabminderungsbeiwertes am Wandkopf wurde die abgetragene, aus dem Lastanteil des Vormauersteins und des Deckenaufgarters zusammengesetzte Gesamtnormalkraft zur Tragfähigkeit des Bruttoquerschnitts entsprechend Gleichung (2.22) ins Verhältnis gesetzt. Die Errechnung des Widerstandes wurde hierbei durch Multiplikation der maximalen idealisierten Blockspannung mit der Wanddicke  $t$  vorgenommen.

$$\Phi_o = \frac{N_v + N_D}{\max(\sigma_{vc}, \sigma_{Dc}) \cdot t} \quad (2.22)$$

Der abschließende bruttoquerschnittsbezogene Nachweis des Wandkopfes erfolgte auf Basis von Gleichung (2.23).

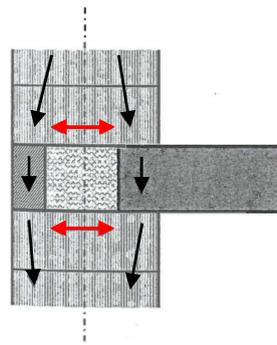
$$N_v + N_D = N_o \leq N_{Rd} = \Phi_o \cdot f_d \cdot t \quad (2.23)$$



**Abbildung 2.13: FE-Berechnung von [Jäger et al. 2013]; Verlauf der Normalkraftausmitte über die Wandhöhe für verschiedene Auflaststufen (links:  $n = 0$ ; rechts:  $n = 3$ )**

Darauf abzielend das grundlegende Tragverhalten des Wand-Decken-Knotens zu analysieren und entsprechende Versuchsdurchführungen zu konzipieren, wurden in der FE-gestützten Berechnung zunächst aus der bauaufsichtlichen Zulassung und den Bemessungsvorschriften entnommene Materialkennwerte, u. a.  $f_d = 1,05 \text{ N/mm}^2$  und  $E = 1000 \times f_d$ , hinterlegt. Folgende Erkenntnisse wurden hieraus von [Jäger et al. 2013] gewonnen:

- Die Gesamlastausmitte verläuft von der Wandinnenseite am Wandkopf Richtung Wandaußenseite am Wandfuß, woraus eine geringe Exzentrizität der Vertikalkraft in Wandmitte resultiert (s. Abbildung 2.13).
- Im Fall geringer Deckenaufлагertiefen tritt auch bei minimalen Wandauflasten keine Aushebelung des Vormauersteins ein (s. a. Kapitel 2.3.1). Die Mitwirkung des Abmauerziegels am Lastabtrag kann demzufolge für die untersuchte Knotenausbildung vorausgesetzt werden, wobei mit Zunahme der Vertikalkraft aus den oberen Geschossen eine Steigerung des Vormauerstein-Lastanteils bis hin zu ca. 50 % der Gesamtlast eintritt.
- Infolge des erheblichen horizontalen Abstandes von  $\approx 23 \text{ cm}$  zwischen Decke und Vormauerstein bei gleichzeitiger Plattenverdrehung finden deutliche Lastumlenkungen im Knotenbereich statt. Diese gehen mit hohen Querzugspannungen an den Wandenden einher (s. Abbildung 2.14), wodurch in diesen Bereichen eine erhöhte Riss- bzw. Bruchgefahr besteht.



**Abbildung 2.14: Schematische Lastdarstellung im Knotenbereich von [Jäger und Reichel 2013]**

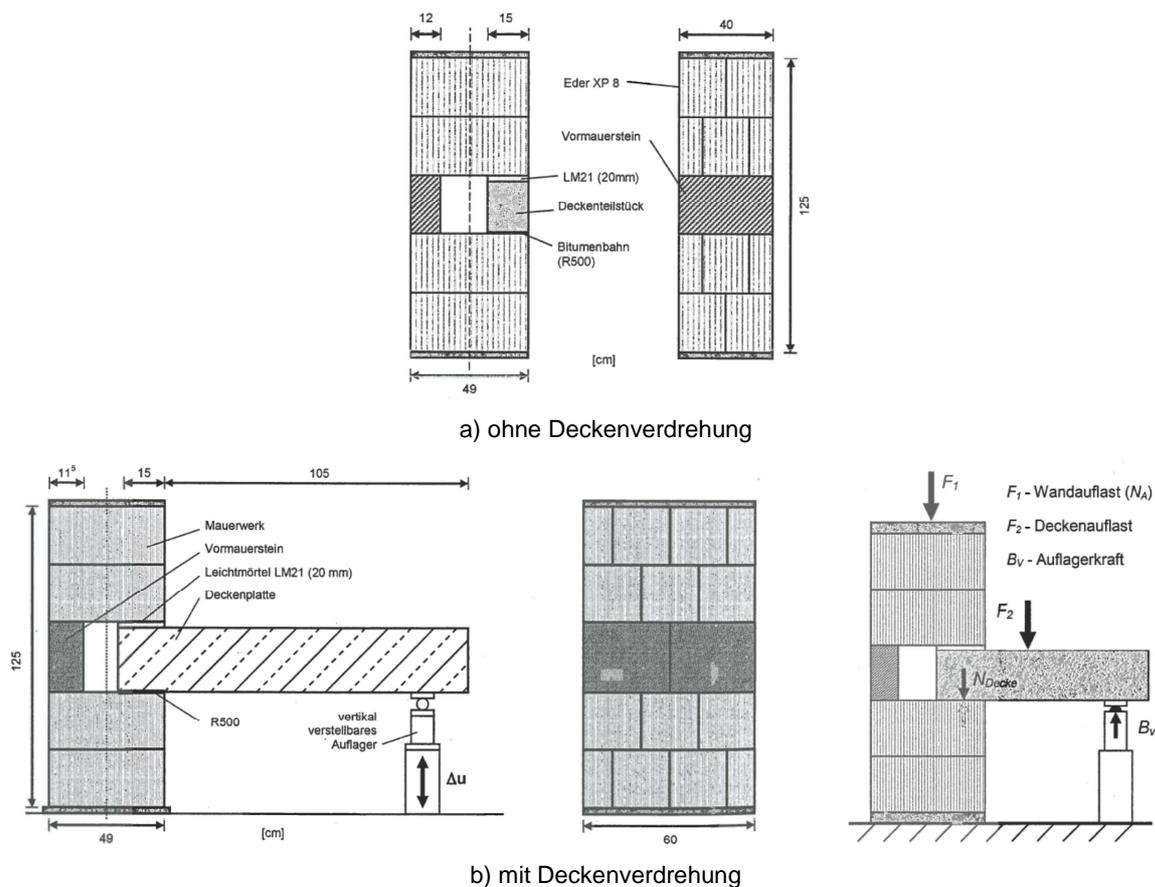
Im Anschluss an die numerischen Voruntersuchungen wurde die Thematik der optimierten Knotenausbildung auch experimentell untersucht. Dieser Arbeitsschritt umfasste neben der herkömmlichen Materialkennwertbestimmung an Einzelsteinen, Mörtelprismen und kleinen Mauerwerksprüfkörpern ebenfalls die versuchstechnische Untersuchung des Knotenbereichs mit und ohne Simulation der Deckenverdrehung. [Jäger et al. 2013] weisen darauf hin, dass sich der Ziegel „Ederplan XP 50“ zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung noch in der Entwicklungsphase befand und daher für den Großteil der Prüfungen der geometrisch und baustofftechnisch vergleichbare „Eder XP 8“ ( $b \times h \times l = 490 \times 249 \times 200 \text{ mm}$ , SFK 8 und  $\sigma_{0,Zul} = 0,7 \text{ N/mm}^2$  bzw.  $f_{k,Zul} = 1,9 \text{ N/mm}^2$ ) zum Einsatz kam.

Dieser Planhochlochziegel erreichte im Mittel eine experimentelle Steindruckfestigkeit von  $f_{st,prüf} = 10,63 \text{ N/mm}^2$ . An Kleinprüfkörpern mit  $l \times t \times h = 400 \times 490 \times 750 \text{ mm}$  wurde in Anlehnung an [DIN EN 1052-1: 1998] der Mittelwert der Mauerwerksdruckfestigkeit zu  $f_{prüf} = 5,44 \text{ N/mm}^2$  und die mittlere Steifigkeit zu  $E = 6200 \text{ N/mm}^2$  bestimmt. Ähnlich den eigenen Untersuchungen (s. Kapitel 6) legen auch die Prüfergebnisse von [Jäger et al. 2013] erhebliche Sicherheitsreserven des  $f_k$ -Zulassungswertes offen ( $f_{k,prüf} = f_{prüf}/1,2 = 4,53 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{k,Zul} = 1,9 \text{ N/mm}^2$ ).

Die Auswertung der drei Kleinversuche ohne Berücksichtigung eines Plattenenddrehwinkels (s. Abbildung 2.15a) wurde belastungsflächenbezogen durchgeführt. Entsprechend wurde die Bruchlast auf die lokal zum Lastabtrag zur Verfügung stehende Fläche (Vormauerstein + Deckenaufleger) bezogen. Die erzielte mittlere Festigkeit wird mit  $f_{a+t_v} = 4,78 \text{ N/mm}^2$  angegeben und entspricht damit rund 88 % der Wandfestigkeit nach [DIN EN 1052-1: 1998] und 45 % der Steinfestigkeit nach [DIN EN 772-1: 2011]. Das Druck- bzw. Querkzugversagen der Planhochlochziegel trat in allen Fällen auf der Seite auf, an der der Vormauerstein angeordnet war. Der Grund hierfür lag in der gewählten Ausführungsvariante des Knotenbereichs. Während im Bereich des Vormauersteins mit Dünnbettmörtel gearbeitet wurde, erfolgte die Ausbildung des Deckenbereichs oberhalb mit einer Leichtmörtelausgleichsschicht und unterhalb mit einer Bitumendachbahn R500. Bei gleichzeitig vollflächiger Lasteinleitung am Wandkopf mit nahezu vollständiger Verdrehungsbehinderung des oberen und unteren Mauerwerksabschnittes wurden infolge der weicheren Zwischenschichten im Deckenbereich letztendlich rund zwei Drittel der Last über den Vormauerstein abgetragen.

In einer ergänzenden Versuchsserie konnte mit Hilfe einer zusätzlich aufgebrachtene Deckenlast und einem vertikal verstellbaren Deckenaufleger der Einfluss verschiedener Plattendrehwinkel und der Plattenauflegerkraft analysiert werden (s. Abbildung 2.15b). Eine Verdrehbarkeit der Wandenden war nicht gegeben. Auch in diesen Versuchen trat der Planhochlochziegelbruch im Mauerwerksbereich mit Vormauerstein auf. Dem eigentlichen Bruch gingen jedoch bei in etwa der Hälfte der Maximallast Außenstegabplatzungen unterhalb des Deckenauflegerbereichs voraus. Zudem waren bereits für geringe Wandaufasten Vertikalrisse in der ersten Ziegellage unter- und oberhalb der Decke zu verzeichnen. Betroffen waren sowohl die Übergangspunkte zwischen belasteten und unbelasteten Querschnittsflächen (Abscherversagen) als auch die Außenschalen in Steinmitte als Folge der Biegebeanspruchung

der Ziegel im Bereich des Freiraums (Dämmung). Die Gesamtlast am Wandkopf des unteren Wandabschnittes, die sich aus der Auflast und der Deckenauflegerkraft zusammensetzt, wurde in dieser Versuchsvariante bis kurz vor Versagenseintritt beinahe zu gleichen Anteilen über den Vormauerstein und das Plattenaufleger abgetragen. Aus der geringeren Querschnittsfläche des Vormauersteins resultierten in diesem Bereich dennoch höhere Druckspannungen. Die mittlere belastungsflächenbezogene Festigkeit dieser Versuchsreihe liegt mit  $f_{a+t_v} = 4,60 \text{ N/mm}^2$  nur unwesentlich unterhalb der Knotentragfähigkeit ohne Einbeziehung des Plattendrehwinkels. [Jäger et al. 2013] folgern hieraus, dass sich die lokale Querschnittstragfähigkeit im Knotenbereich im Vergleich zur zentrischen, vollflächigen Festigkeit nach [DIN EN 1052-1: 1998] um in etwa 15 % reduziert.



**Abbildung 2.15:** Schematische Darstellung der Wand-Decken-Knotenversuche von [Jäger et al. 2013]

Ergänzende Berechnungen von [Jäger et al. 2013] belegen, dass unter Gebrauchslast für den geplanten Anwendungsbereich des optimierten Planhochlochziegels in üblichen Wohn- und Bürogebäuden mit keinerlei Rissentstehung zu rechnen ist. In diesem Zusammenhang wird auch auf den positiven Einfluss der Bitumenbahn hingewiesen. Entsprechende Messungen ergaben, dass sich die Ziegelstege unterhalb der Deckenplatte bis zu 1,5 mm tief in die Trennlage eindrückten und folglich dieser Zwischenschicht eine lastverteilende und spannungsspitzenabbauende Wirkung zugesprochen werden kann.

## 2.4 Zusammenfassung

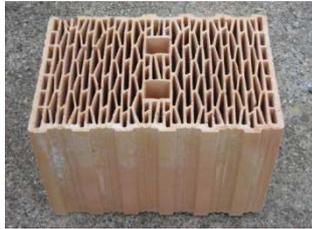
Wie die Untersuchungen von [Graubner und Brehm 2009] zeigen, führt die auflastunabhängige Bestimmung der Knotenmomente am vereinfachten Rahmensystem rechnerisch zu einer erheblichen Interaktion zwischen Wandnormalkraft und Lastausmitte ( $e = M/N$ ). Die Einschränkung der zu untersuchenden Einwirkungskombinationen auf einen einzelnen Lastfall war demgemäß nicht möglich. [Jäger und Baier 2006] bzw. [Baier 2007] führten hingegen die Bestimmung der Knotenmomente unter Anwendung eines Finite-Elemente-Modells durch, das die Erfassung des Differenzdrehwinkels zwischen Mauerwerk und Deckenplatte und somit die Abbildung klaffender Wand-Decken-Fugen im Knotenbereich ermöglichte. Aus diesen Untersuchungen ging hervor, dass die Wandendmomente in engem Zusammenhang mit der Wandauflast stehen. Wirken lediglich geringe Vertikallasten aus den oberen Geschossen ein, reduziert sich das Deckeneinspannmoment. Gleichzeitig führt die damit vorliegende Teileinspannung der Decke zu einer Zunahme des Plattenenddrehwinkels. Setzt infolgedessen ein Klaffen der Fugen zwischen Decke und den angrenzenden Mauerwerkswänden ein, steht für den Lastabtrag nicht mehr die volle Deckenaufлагertiefe zur Verfügung. Die in Anhang C [DIN EN 1996-1-1: 2013] getroffene Annahme, dass der Eintrag der Deckenaufлагerkraft  $N_{Edf}$  unabhängig von der Wandauflast stets in halber Plattenaufлагertiefe erfolgt (s. Abbildung 2.9), erscheint damit fragwürdig. Das Zusammenspiel zwischen vertikaler Auflast, Deckeneinspannmoment und exzentrischem Lasteintrag konnten [Jäger und Baier 2006] bzw. [Baier 2007] mit dem gewählten Rechenmodell erfassen. Die Auswertung der in einer Parameterstudie FE-gestützt ermittelten Lastausmitten wurde jedoch im Vergleich zu [Graubner und Brehm 2009] ohne Einbeziehung des Ausnutzungsgrades der Wände durchgeführt. Damit war keine Aussage über die Relevanz verschiedener Einwirkungskombinationen hinsichtlich des Biegedruck- und Knicknachweises möglich. Die unter Vernachlässigung eines ggf. vorhandenen Vormauersteins bestimmten Lastausmitten wurden in uneingeschränkter Anzahl in Tabellenform zur Verfügung gestellt. Von einer Anwendung des vereinfachten, auflastunabhängigen Rahmenmodells nach Anhang C in [DIN EN 1996-1-1/NA: 2012] wurde aufgrund von teils signifikanten und auf der unsicheren Seite liegenden Abweichungen zu den numerischen und experimentellen Ergebnissen von [Jäger und Baier 2006] abgeraten. [Jäger und Ortlepp 2009] und [Jäger et al. 2013] wendeten zur Analyse des Vormauersteineinflusses auf die Tragfähigkeit von einschaligen Außenwänden ebenfalls die Finite-Elemente-Methode an. Beide Forschungsarbeiten belegen, dass mit zunehmender Wandauflast eine Steigerung des Vormauerstein-Lastanteils einsetzt. Des Weiteren verdeutlicht das Vorgehen von [Jäger et al. 2013] zur Entwicklung einer modifizierten Bemessungsgleichung für den Wandkopf, dass für den lokalen Querschnittsnachweis an den Wandenden die Ausmitte der Gesamtlastresultierenden nicht ohne Weiteres auf die Wandmittelachse bezogen werden kann. In Abhängigkeit von der Deckenaufлагertiefe und der möglichen Mitwirkung des Vormauersteins können sich hieraus minimale Exzentrizitäten ergeben, wodurch theoretisch der Ansatz eines Spannungsblocks mit einer nahezu der gesamten Querschnittsbreite entsprechenden Länge möglich wäre. In diesem Kontext erscheint der nationale Beschluss, das in Abbildung 2.9 veranschaulichte Kräftemodell aus [DIN EN 1996-1-1: 2013] nicht zu übernehmen, gerechtfertigt. Dennoch ist auch das deutsche Vorgehen, den lokalen Nachweis vereinfacht unter Ansatz einer ideellen Wanddicke, die der Deckenaufлагertiefe entspricht, zu führen nicht nur infolge der Auflastunabhängigkeit des Rahmenmodells kritisch zu hinterfragen. Problematisch ist hierbei auch die fehlerbehaftete Abbildung der Wandbiegesteifigkeiten im einknotigen Rahmensystem unter Ansatz der modifizierten Wanddicke.

Die dargelegten Forschungsarbeiten verdeutlichen das komplexe Trag- und Verformungsverhalten des Außenwand-Decken-Systems bei einschaligem Mauerwerk. Eine Lösung dieser Problematik soll daher im Rahmen der eigenen Arbeit auf Basis der Finite-Elemente-Methode bei gleichzeitiger Einbeziehung realitätsnaher Material- und Bauteileigenschaften bis hin zur Erfassung des Bruchversagens erarbeitet werden.

### 3 Experimentelle Untersuchungen

Eine wesentliche Voraussetzung zur Überprüfung der derzeit gültigen Bemessungsansätze für überwiegend vertikal beanspruchte unbewehrte Mauerwerkswände ist die Kenntnis über deren Trag- und Verformungsverhalten sowohl unter zentrischer als auch unter ausmittiger sowie partieller Normalkraftbeanspruchung. In Hinblick auf den Außenwand-Decken-Knoten wurden daher im Rahmen der vorliegenden Arbeit in Kooperation mit dem Institut für Ziegelforschung Essen e. V. (IZF) zahlreiche experimentelle Untersuchungen an Einzelsteinen, Klein- und Wandprüfkörpern zur Bestimmung der Querschnitts- und Systemtragfähigkeit unter Berücksichtigung verschiedener Lastexzentrizitäten bzw. Teilflächenbelastungen durchgeführt. Den Abschluss des versuchstechnischen Bearbeitungsteils bildet die experimentelle Untersuchung eines im Originalmaßstab errichteten Außenwand-Decken-Systems. Dem Einfluss des Lochbildes und der Steifigkeitsklasse wurde im Zuge des Versuchsprogramms durch Prüfung der in Tabelle 3.1 aufgeführten Planhochlochziegel Rechnung getragen.

**Tabelle 3.1: Versuchsprogramm; Baustoffe**

<b>Mauerstein:</b>	<b>Typ K</b>	<b>Typ I</b>
Steinart:	Mauerziegel	Mauerziegel
Steinform:	Planhochlochziegel (HLz)	Planhochlochziegel (HLz)
Abmessungen b x h x l in mm:	365 x 249 x 247	365 x 249 x 247
Festigkeitsklasse SFK:	4	6
Rohdichteklasse:	0,5	0,65
Lochbild:		
Gesamtsteganteil in %:	≈ 38,5	≈ 51,3
<b>Mörtel:</b>	<b>Dünnbettmörtel DM</b> (ohne Stoßfugenvermörtelung)	<b>Dünnbettmörtel DM</b> (ohne Stoßfugenvermörtelung)

Die Versuchskörper wurden jeweils kraftgesteuert bis zum Bruchversagen geführt. Die einzelnen Versuche und die daraus gewonnenen Ergebnisse werden im Nachfolgenden beschrieben. Bezüglich der experimentellen Arbeitslinien ist zu beachten, dass in einigen Fällen während der Versuchsdurchführung örtlich Abplatzungen und Risse aufgetreten sind, die den Ausfall der an diesen Orten angebrachten Wegaufnehmer bzw. DD1-Dehnungsaufnehmer zur Folge hatten. Die Formänderungsverläufe können in diesen Fällen nicht bis zum Eintritt des Bruchversagens dargestellt werden.

#### 3.1 Mauersteine: Materialprüfung

Begleitend zu den Klein- und Wandprüfkörpern wurde eine Bestimmung der Druckfestigkeit der Mauersteine senkrecht zur Lagerfuge gemäß [DIN EN 772-1: 2011] durchgeführt. Während der Druckprüfung erfolgte ergänzend zur reinen Traglastbestimmung die Aufzeichnung der Last-Verformungs-Beziehung in Längs- und Querrichtung mit Hilfe von induktiven Wegaufnehmern über die gesamte Steinhöhe bzw. Steinbreite (s. Abbildung 3.1).

Eine Zusammenstellung der Prüfergebnisse erfolgt in Tabelle 3.2 und Tabelle 3.3.



Abbildung 3.1: Druckfestigkeitsprüfung am Einzelstein nach [DIN EN 772-1: 2011]

Tabelle 3.2: Druckfestigkeitsprüfung am Einzelstein [DIN EN 772-1: 2011]; HLz Typ K

Druckfestigkeitsprüfung am Einzelstein [DIN EN 772-1: 2011]; HLz Typ K	
Probekörperanzahl:	n = 3
Belastung:	senkrecht zur Lagerfuge (vollflächig)
Mittelwert der Belastungsgeschwindigkeit in (N/mm <sup>2</sup> )/s (Wertebereich):	0,04 (0,02 ... 0,05)
Mittelwert der Abmessungen b x h x l in mm nach [DIN EN 772-16: 2011]:	367 x 244 x 248
Mittelwert der Druckfestigkeit in N/mm <sup>2</sup> (Wertebereich):	5,0 (4,7 ... 5,4)
Mittelwert der Traglast in kN (Wertebereich):	457,4 (430,0 ... 492,6)
Herstellerangabe zum Mittelwert der Steindruckfestigkeit (ohne Formfaktor) in N/mm <sup>2</sup> :	≥ 5,0
Experimentelle Spannungs-Dehnungs-Beziehungen:	
<p>Spannung <math> \sigma </math> in N/mm<sup>2</sup></p> <p>Dehnung <math>\varepsilon</math> in ‰</p> <p>n=3 <math>E_{1/3,ax}=2463</math> N/mm<sup>2</sup></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>— Mittelwert_Längsdehnung</li> <li>- - - Mittelwert_Querdehnung</li> <li>⋯ PK 1 bis 3_Längsdehnung</li> </ul>	

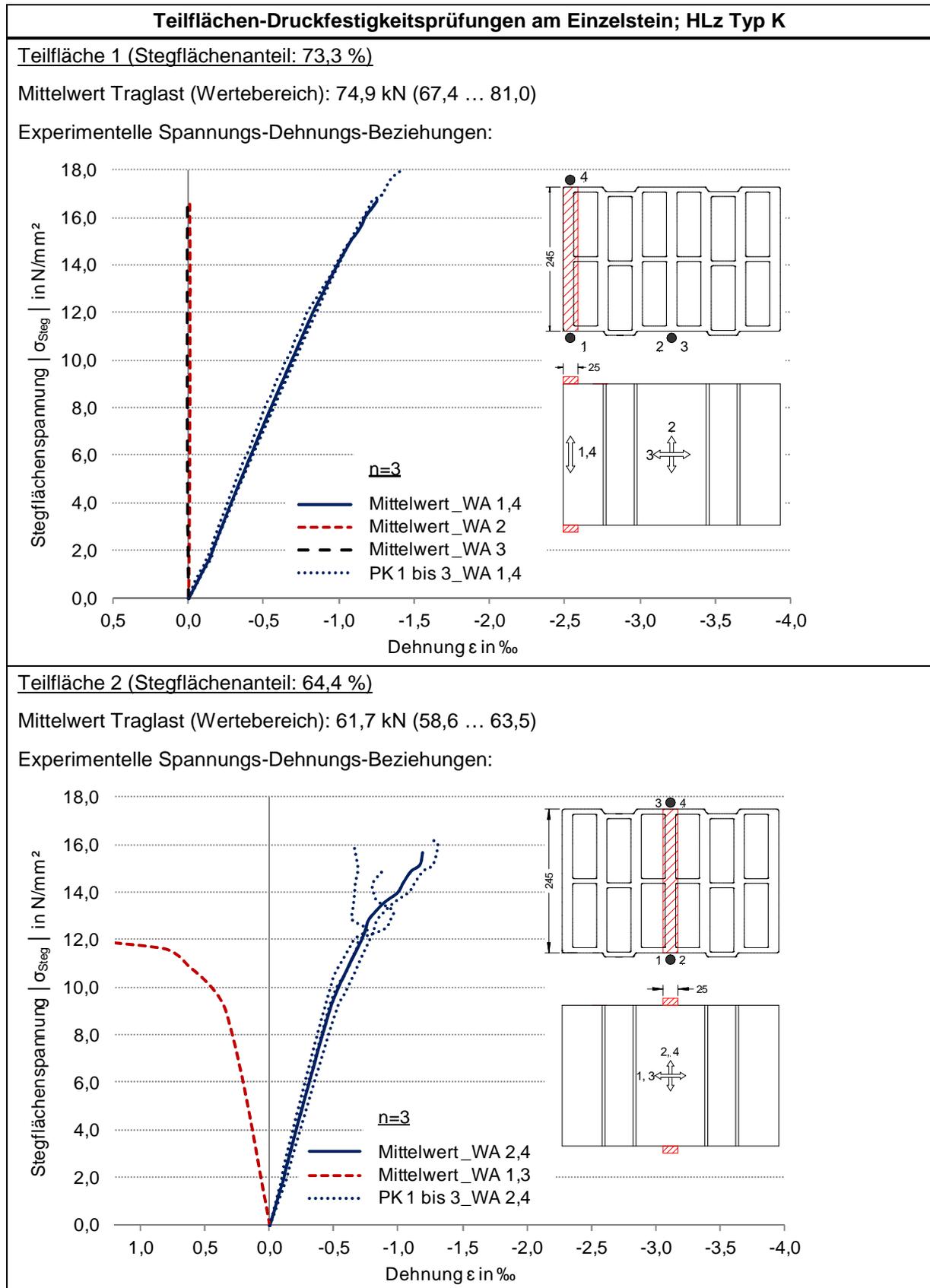
Tabelle 3.3: Druckfestigkeitsprüfung am Einzelstein [DIN EN 772-1: 2011]; HLz Typ I

Druckfestigkeitsprüfung am Einzelstein [DIN EN 772-1: 2011]; HLz Typ I	
Probekörperanzahl:	n = 3
Belastung:	senkrecht zur Lagerfuge (vollflächig)
Mittelwert der Belastungsgeschwindigkeit in (N/mm <sup>2</sup> )/s (Wertebereich):	≈ 0,11 (0,1 ... 0,12)
Mittelwert der Abmessungen b x h x l in mm nach [DIN EN 772-16: 2011]:	366 x 243 x 248
Mittelwert der Druckfestigkeit in N/mm <sup>2</sup> (Wertebereich):	10,7 (10,5 ... 11,2)
Mittelwert der Traglast in kN (Wertebereich):	971,7 (950,9 ... 1011,9)
Herstellerangabe zum Mittelwert der Steindruckfestigkeit (ohne Formfaktor) in N/mm <sup>2</sup> :	≥ 7,5
Experimentelle Spannungs-Dehnungs-Beziehungen:	

### 3.2 Mauersteine: Teilflächenbelastung

Mit dem Ziel, Kenntnisse über das Materialverhalten partiell beanspruchter Planhochlochziegel zu gewinnen, wurden Teilflächen-Druckversuche an Einzelsteinen durchgeführt. Dabei wurde sowohl die Ausführungsvariante des Wand-Decken-Knotens „teilaufgelagerte Decke ohne Vormauerstein“ durch einseitige Teilflächenbeanspruchung als auch die Variante „teilaufgelagerte Decke mit Vormauerstein“ durch eine beidseitige Beanspruchung der Mauerziegel simuliert. Neben der Bestimmung der Traglast erfolgte bei allen Probekörpern die Dokumentation der Längsverformung im Bereich der Teilflächen sowie der Quer- und Längsverformung in Steinmitte mittels Dehnungsaufnehmern (s. Abbildung 3.2). Die Konditionierung und Oberflächenbehandlung der Mauersteine wurde gemäß [DIN EN 772-1: 2011] durchgeführt. Die Belastungsgeschwindigkeit wurde entsprechend der im Vorfeld durchgeführten Einzelstein-Druckfestigkeitsprüfungen gewählt (s. Tabelle 3.2 und Tabelle 3.3) und wenn nötig, jeweils nach Prüfung des ersten Probekörpers angepasst, so dass der Eintritt des Bruchversagens nach annähernd der gleichen Prüfdauer erzielt werden konnte. Um die Vergleichbarkeit der Ergebnisse der einzelnen Teilflächen untereinander gewährleisten zu können, wird die Traglast im Weiteren in Beziehung zur Stegfläche der jeweilig belasteten Teilfläche (Nettoquerschnittsfläche) gesetzt.

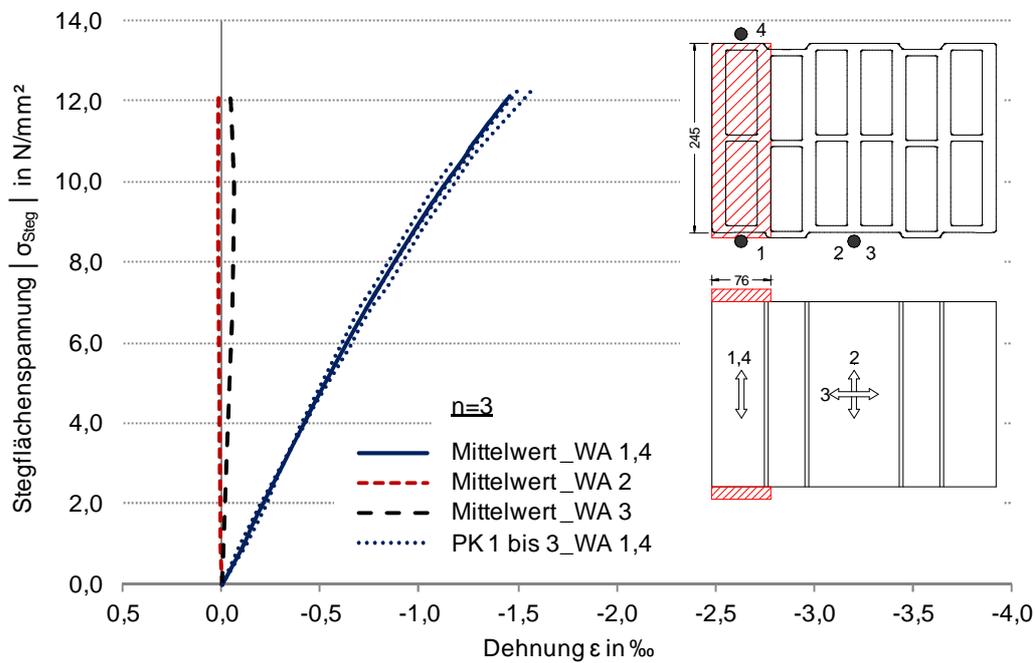
Tabelle 3.4: Teilflächen-Druckfestigkeitsprüfungen am Einzelstein; HLz Typ K



Teilfläche 3 (Stegflächenanteil: 50,8 %)

Mittelwert Traglast (Wertebereich): 114,0 kN (100,3 ... 122,5)

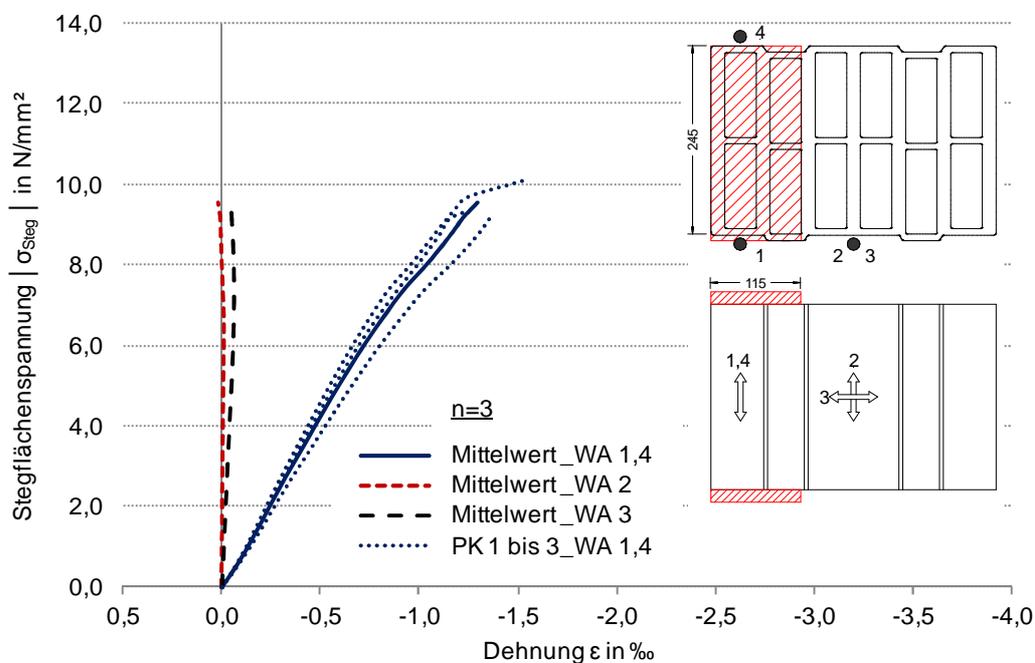
Experimentelle Spannungs-Dehnungs-Beziehungen:



Teilfläche 4 (Stegflächenanteil: 37,3 %)

Mittelwert Traglast (Wertebereich): 99,9 kN (96,0 ... 105,7)

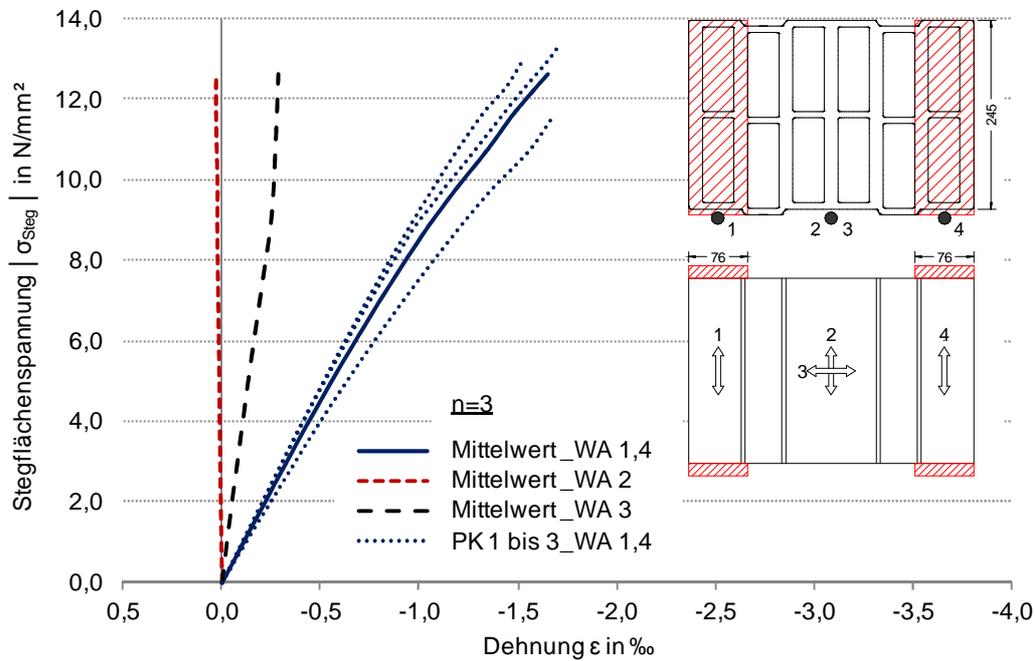
Experimentelle Spannungs-Dehnungs-Beziehungen:



Teilfläche 5 (Stegflächenanteil: 50,8 %)

Mittelwert Traglast (Wertebereich): 238,5 kN (218,4 ... 252,6)

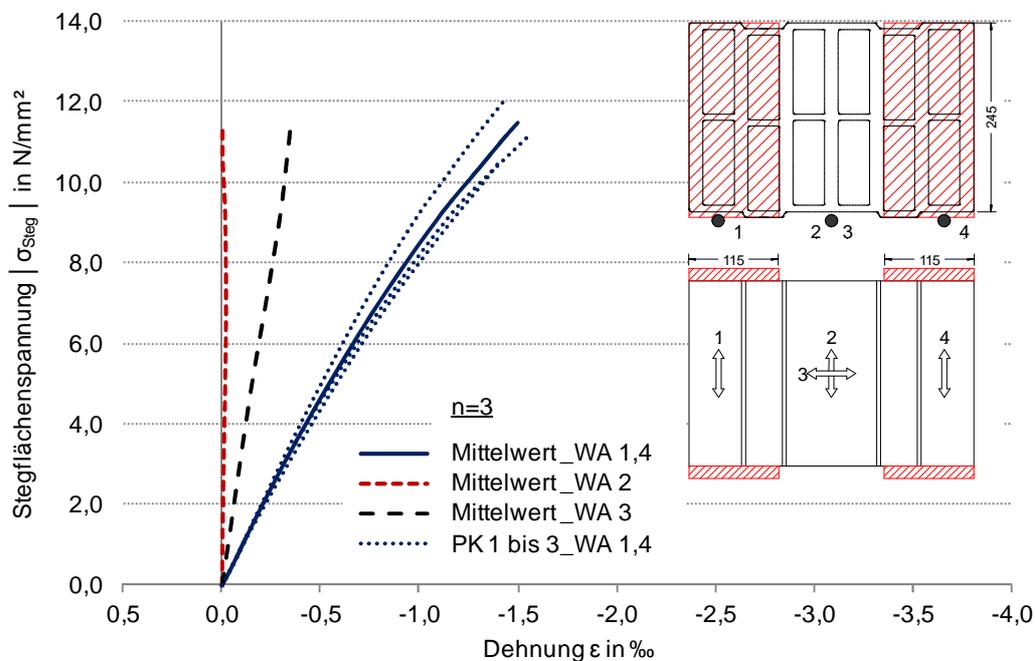
Experimentelle Spannungs-Dehnungs-Beziehungen:

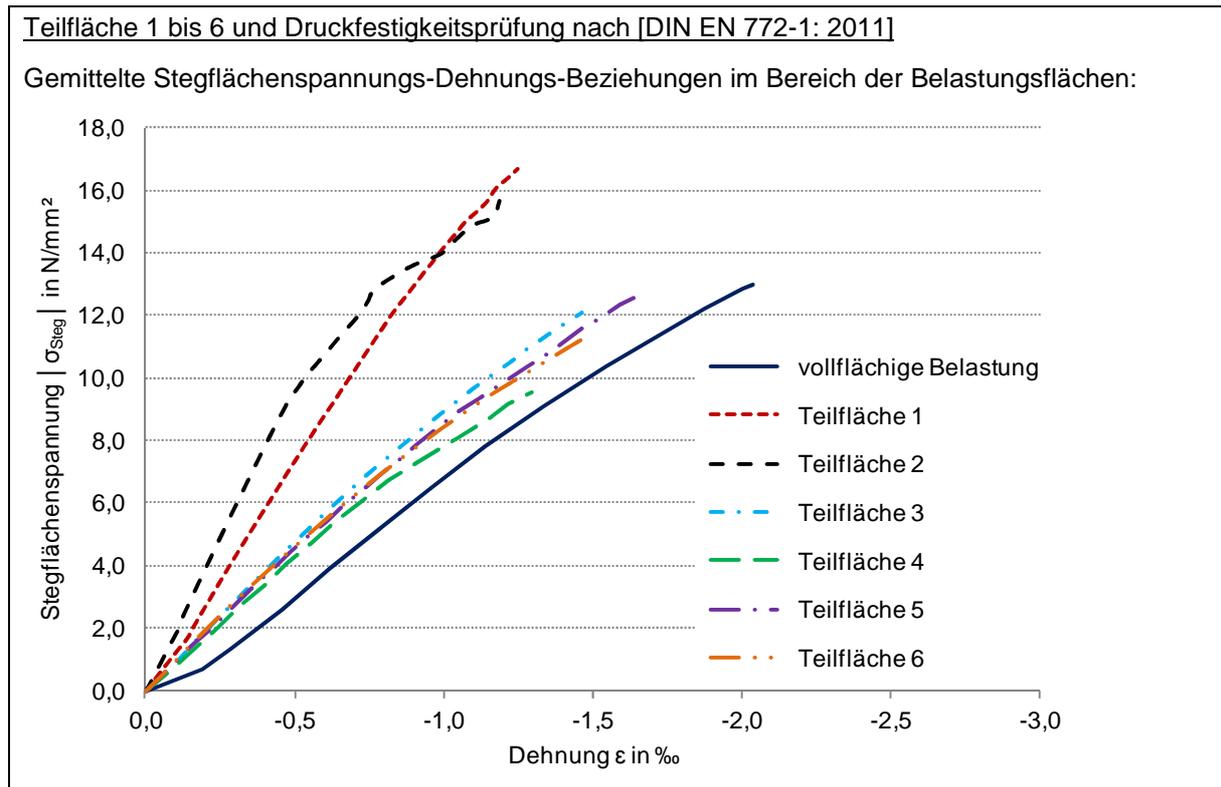


Teilfläche 6 (Stegflächenanteil: 37,3 %)

Mittelwert Traglast (Wertebereich): 240,6 kN (222,4 ... 265,5)

Experimentelle Spannungs-Dehnungs-Beziehungen:



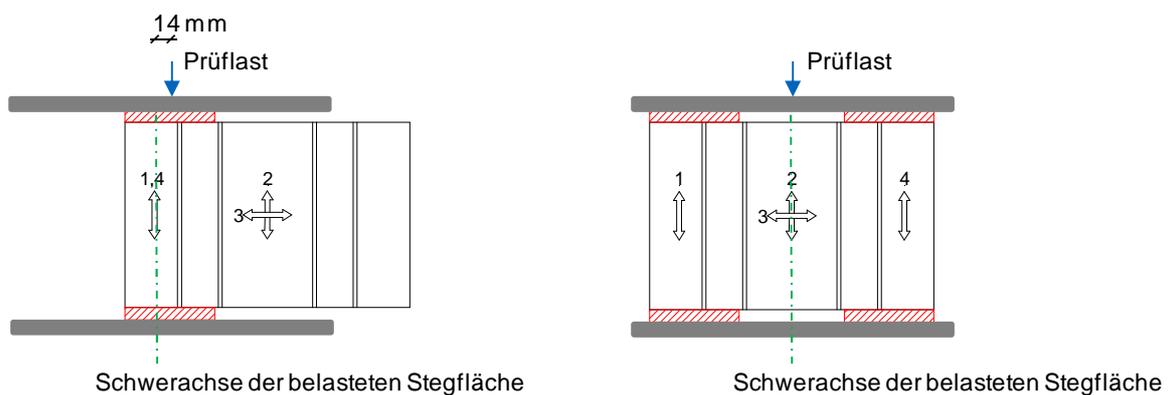


Eine Gegenüberstellung der  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Beziehung von Teilfläche 1 und 2 zeigt, dass die Längsinnen- und Längsaußenstege ein vergleichbares Trag- und Verformungsverhalten aufweisen. Das zunächst steifere Verhalten des Innensteiges resultiert aus der beidseitigen Lastausleitungsmöglichkeit bei Teilflächenbeanspruchung, wohingegen die Aktivierung der an die Teilfläche angrenzenden Querschnittsbereiche bei Belastung des Außensteiges nur einseitig stattfindet. Überschreitet die Längsstauchung der Teilflächen jedoch den Wert von  $\varepsilon \approx -0,5 \text{ ‰}$ , nimmt die Mitwirkung der angrenzenden Querschnittsbereiche kontinuierlich ab. Grund hierfür ist die zunehmende Differenzverformung zwischen den belasteten und unbelasteten Querschnittszonen, die zu Rissen in den Querstegverbindungen führt (s. Abbildung 3.2). Letztendlich tritt sowohl das Bruchversagen des Innen- als auch des Außensteiges bei einer Stegflächenspannung von  $\sigma_{\text{Steg}} \approx -16 \text{ N/mm}^2$  und einer Dehnung von  $\varepsilon \approx -1,2 \text{ ‰}$  ein.



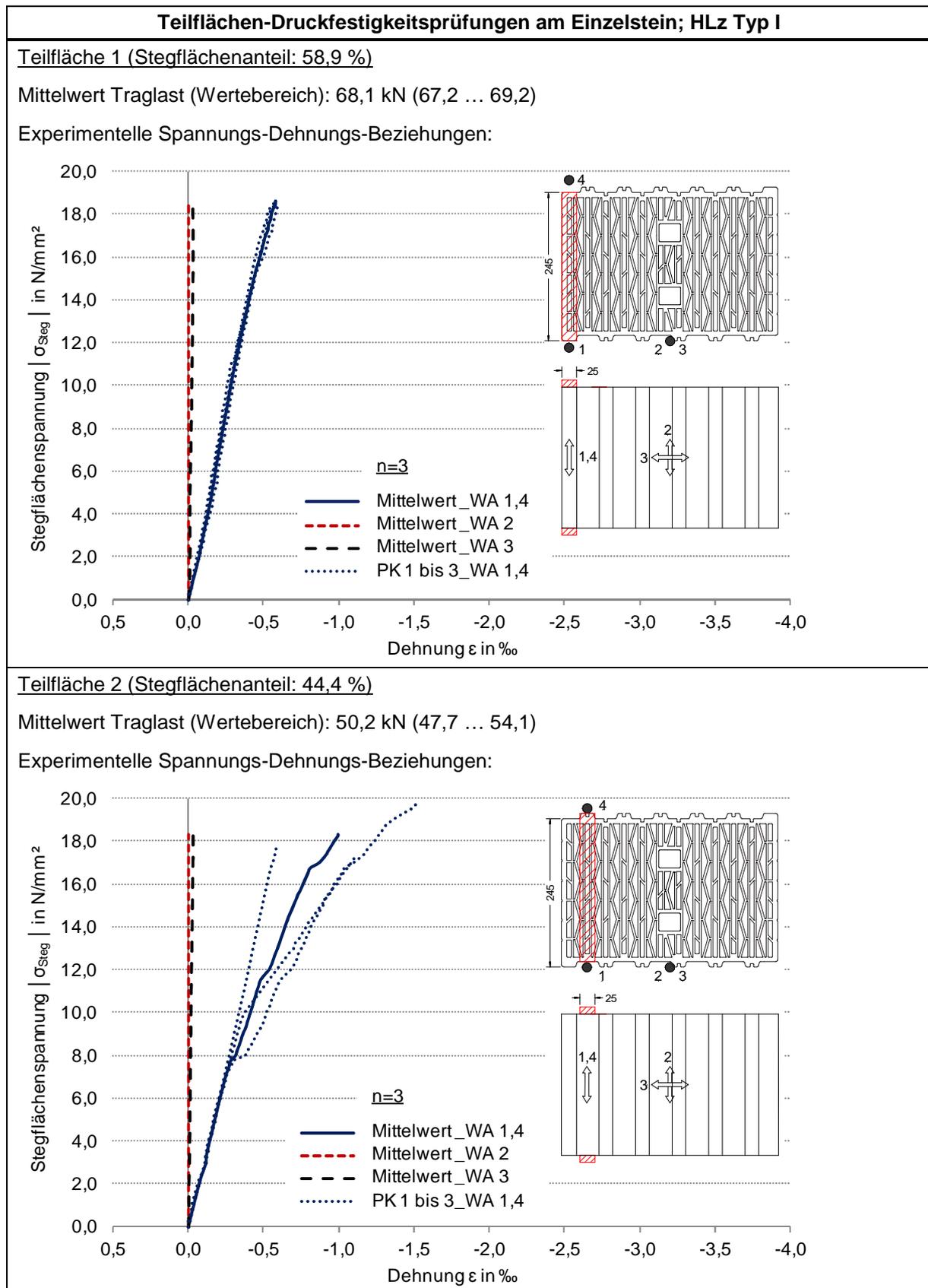
Abbildung 3.2: Teilflächen-Druckfestigkeitsprüfungen am Einzelstein

Probekörper mit zwei oder mehr belasteten Längsstegen (Teilfläche 3 bis 6) zeigen untereinander mit Ausnahme von Teilfläche 4 ein gut übereinstimmendes Trag- und Verformungsverhalten. Dies lässt auf eine hohe Zuverlässigkeit bzw. geringe Streubreiten der Materialeigenschaften der Längsstege schließen. Dennoch ziehen die, wenn auch nur begrenzt vorhandenen Steifigkeits- und Festigkeitsunterschiede innerhalb der belasteten Stegflächen gegenüber Einzelstegbeanspruchungen größere Verformungen und geringere Tragfähigkeiten nach sich. Unter Einbeziehung von Teilfläche 3 bis 6 erreicht die Stegfestigkeit der Hochlochziegel unter Teilflächenbeanspruchung im Durchschnitt rund 88 % der Nettofestigkeit, die unter vollflächiger Druckbelastung der Mauersteine durch die vorhandene, erhöhte Möglichkeit zur Lastumlagerung zwischen den einzelnen Stegen erzielt wird. Im Fall von Teilfläche 4 stimmt die Lage der Prüflastresultierenden in relevanter Weise nicht mit der Schwerachse der belasteten Stegfläche überein (s. Abbildung 3.3). Zur Einhaltung des Kräftegleichgewichtes ist folglich eine Verdrehung der Lasteinleitungsplatten (Kalottenlagerung) und dementsprechend eine ungleichmäßige Auslastung der Stegfläche erforderlich, wodurch im Vergleich zu den Teilflächen 3, 5 und 6 (kein oder minimaler Versatz) eine rechnerisch reduzierte Stegfestigkeit vorliegt. Dieses Ergebnis verdeutlicht die Notwendigkeit das Lochbild bzw. die ungleichmäßige Verteilung des Steganteils innerhalb des Steinquerschnitts in den eigenen numerischen Untersuchungen zu berücksichtigen (s. a. Tabelle 4.4).



**Abbildung 3.3:** Schematische Darstellung von Teilflächen-Druckfestigkeitsprüfungen am Einzelstein; Teilfläche 4 (links) und Teilfläche 6 (rechts) bei HLz Typ K

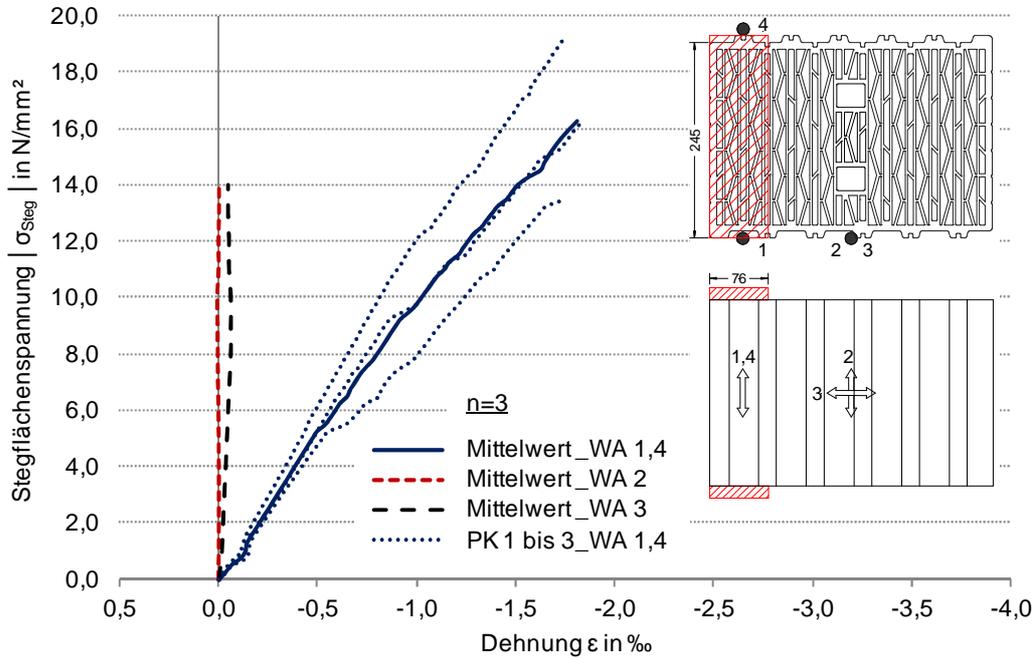
Tabelle 3.5: Teilflächen-Druckfestigkeitsprüfungen am Einzelstein; HLz Typ I



Teilfläche 3 (Stegflächenanteil: 56,4 %)

Mittelwert Traglast (Wertebereich): 173,4 kN (143,3 ... 204,1)

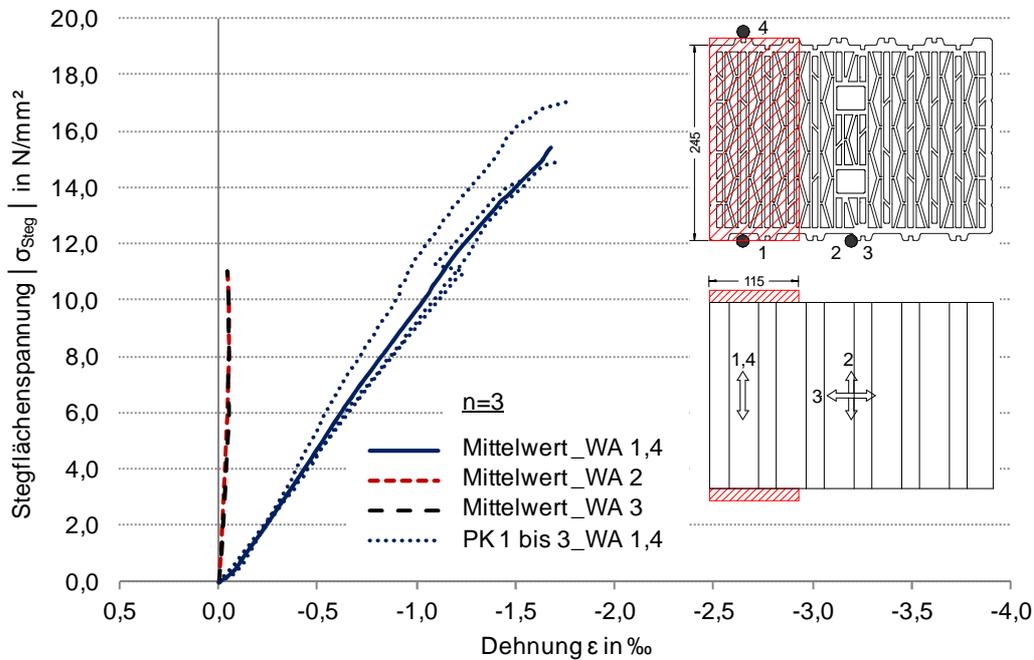
Experimentelle Spannungs-Dehnungs-Beziehungen:



Teilfläche 4 (Stegflächenanteil: 54,4 %)

Mittelwert Traglast (Wertebereich): 240,0 kN (222,2 ... 265,9)

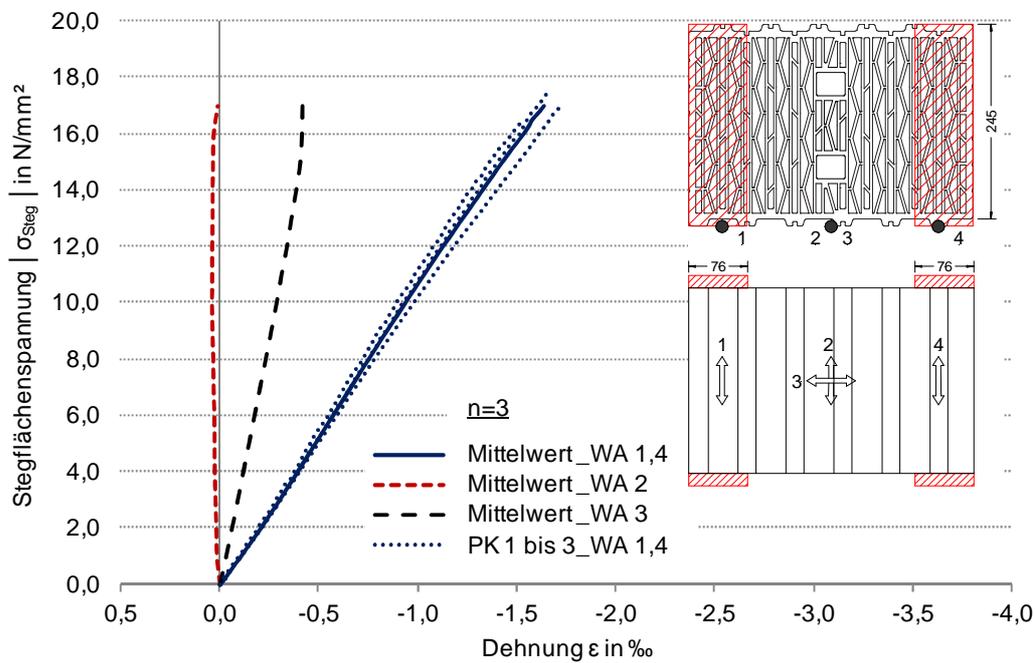
Experimentelle Spannungs-Dehnungs-Beziehungen:



Teilfläche 5 (Stegflächenanteil: 56,4 %)

Mittelwert Traglast (Wertebereich): 361,6 kN (349,2 ... 374,7)

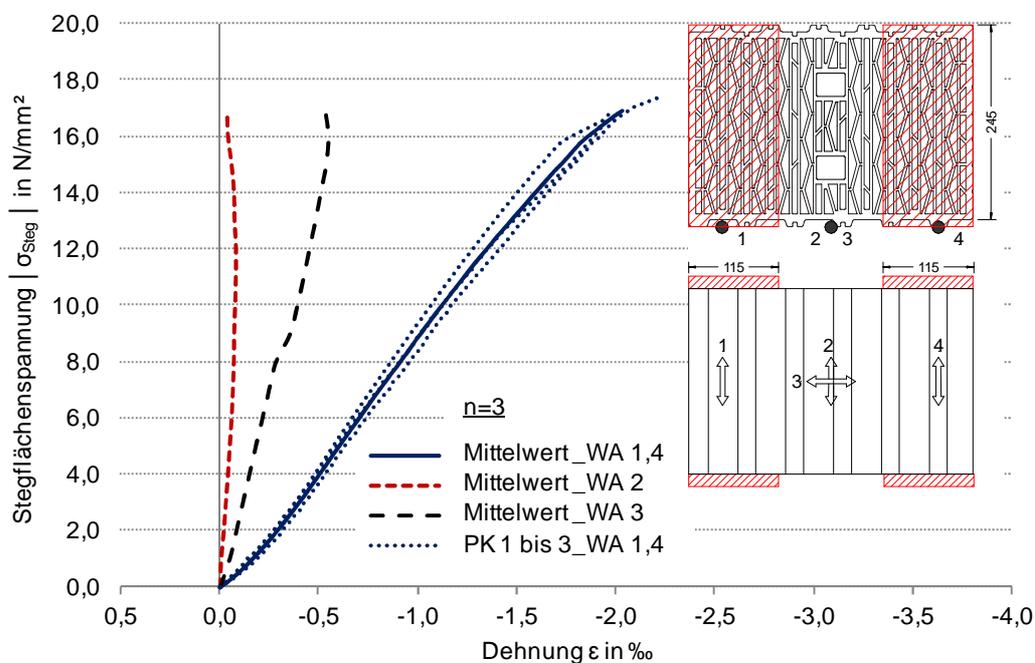
Experimentelle Spannungs-Dehnungs-Beziehungen:

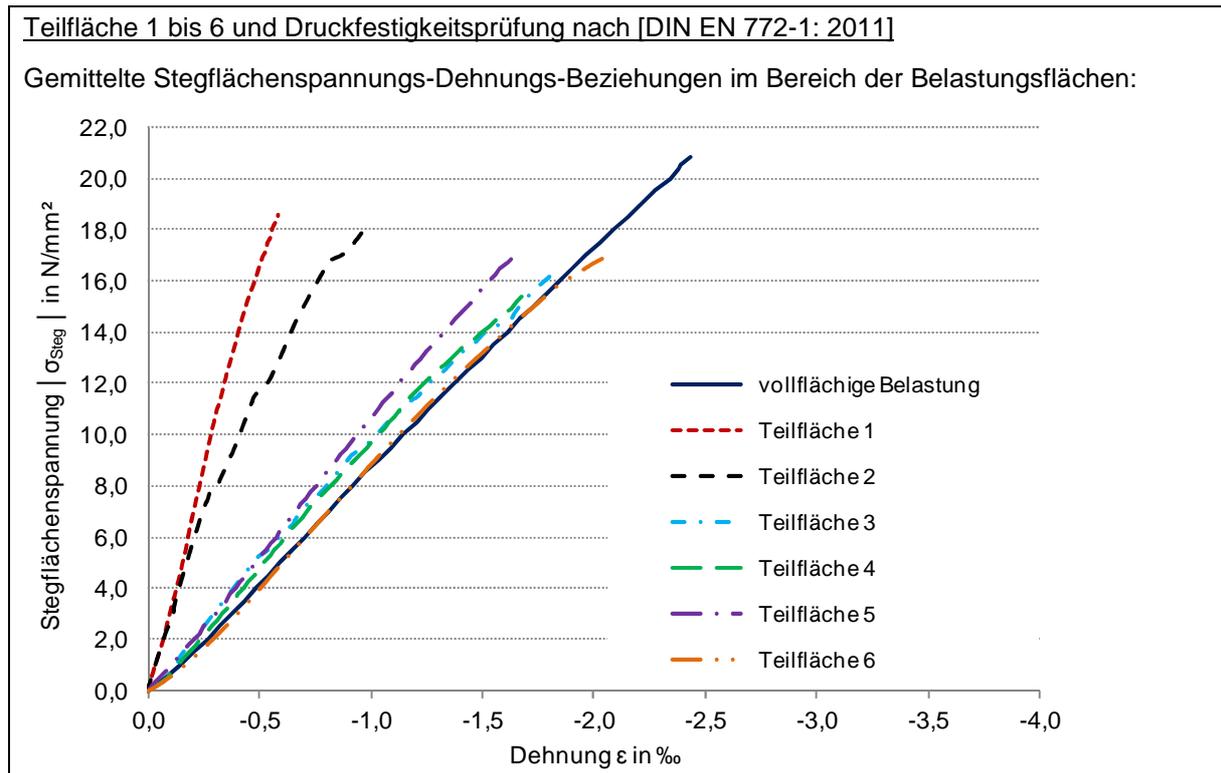


Teilfläche 6 (Stegflächenanteil: 54,4 %)

Mittelwert Traglast (Wertebereich): 524,5 kN (514,6 ... 539,6)

Experimentelle Spannungs-Dehnungs-Beziehungen:





Im Vergleich zu Steintyp K zeigt sich bei Gegenüberstellung der Spannungs-Dehnungs-Beziehungen von Teilfläche 1 und 2 des Typs I ein deutlicherer Unterschied zwischen Außensteg und innenliegendem Stegbereich. Im Gegensatz zu den filigranen Innenstegen belegen die Prüfergebnisse von Teilfläche 1, dass im Bereich des Außensteges lediglich mit minimalen Streuungen hinsichtlich des Trag- und Verformungsverhaltens zu rechnen ist. Entsprechend dem Großkammerstein Typ K war während den Teilflächenbelastungsversuchen eine Rissentstehung (Abscherversagen) im Übergangsbereich zwischen den belasteten und unbelasteten Querschnittsbereichen zu erkennen (s. Abbildung 3.2). Die fortschreitende Schädigung der Querverbindungen wird u. a. bei Teilfläche 6 durch die abnehmende vertikale Formänderung der Ziegel im Bereich der Messstelle WA 2 repräsentiert. Weiter kann festgestellt werden, dass die gemittelten Spannungs-Dehnungs-Linien von Teilfläche 3 bis 6 im Vergleich zueinander gut übereinstimmen. Im Durchschnitt liegt die erreichte Stegfestigkeit unter Teilflächenbeanspruchung (Teilfläche 3 bis 6) bei ca. 78 % der zentrischen Nettosteindruckfestigkeit nach [DIN EN 772-1: 2011].

Die im Vorhergehenden getroffenen Aussagen gelten für die idealisierte Annahme der konstant verteilten Teilflächenbeanspruchung. Zur Erfassung von ungleichförmigen Spannungsverteilungen wurden neben den beschriebenen experimentellen Untersuchungen Dreisteinkörper- und Wandversuche unter linienförmiger, exzentrischer Druckbelastung in das Versuchsprogramm aufgenommen (s. Kapitel 3.3 und Kapitel 3.4).

### 3.3 Mauerwerk: Dreisteinkörperdruckversuche

Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens wurden folgende experimentelle Untersuchungen an Dreisteinprüfkörpern durchgeführt:

- Versuch A:  
vermörtelte Dreisteinkörper unter zentrischer, vollflächiger Druckbeanspruchung ( $n = 3$ )
  
- Versuch B:  
unvermörtelte Dreisteinkörper unter zentrischer, vollflächiger Druckbeanspruchung ( $n = 3$ )
  
- vermörtelte Dreisteinkörper unter exzentrischer, linienförmiger Druckbeanspruchung
  - Versuch C1: Exzentrizität  $e = 0,3 \times t$  ( $n = 3$ )
  
  - Versuch C2: Exzentrizität  $e = 0,45 \times t$  ( $n = 2$ )

Ziel der Dreisteinkörperversuche war das Trag- und Verformungsverhalten von Planhochlochziegeln bzw. Mauerwerk unter zentrischer sowie mäßig bis stark ausmittiger Druckbeanspruchung zu untersuchen. Durch die geringe Schlankheit der Prüfkörper konnte sichergestellt werden, dass Aussagen über die reine Querschnittstragfähigkeit ohne Effekte aus Theorie II. Ordnung bei gleichzeitiger Berücksichtigung des Einflusses der Lagerfugen gewonnen werden. Ergänzend zu den Versuchen A und C an vermörtelten Prüfkörpern wurden Druckversuche an unvermörtelten Dreisteinkörpern durchgeführt (Versuch B). Dieser Versuchstyp sollte zum einen im Vergleich zur Einzelsteinprüfung nach [DIN EN 772-1: 2011] die Materialeigenschaften der Steine unter reduzierter Querdehnungsbehinderung (hervorgerufen durch die Lasteinleitungsplatten) klären und zum anderen durch Abgleich der Prüfergebnisse mit Versuchstyp A Kenntnisse über den Einfluss des Dünnbettmörtels auf die Querschnittstragfähigkeit liefern. Die Konditionierung der Mauersteine wurde gemäß [DIN EN 772-1: 2011] durchgeführt. Zudem wurden die Prüfflächen aller Prüfkörper abgeschliffen bis die Anforderungen an die Ebenheit und Parallelität gemäß [DIN EN 772-1: 2011] erfüllt waren. Gleiches gilt für die Lagerfugenflächen der unvermörtelten Dreisteinkörper, wobei für beide Mauersteintypen jeweils bei Herstellung des dritten Prüfkörpers ein erhöhter Schleifaufwand betrieben wurde, wodurch höhere Traglasten erzielt werden konnten (Tabelle 3.7 und Tabelle 3.11). Bei Herstellung und Lagerung der vermörtelten Prüfkörper wurden die jeweilige allgemeine bauaufsichtliche Zulassung und die für die Mauerwerksdruckfestigkeitsprüfung geltenden Forderungen nach [DIN EN 1052-1: 1998] beachtet.

Analog zu den in Kapitel 3.2 beschriebenen Teilflächenbelastungsversuchen konnte durch Anpassung der Belastungsgeschwindigkeit für alle Kleinprüfkörperversuche annähernd die Prüfdauer der Einzelstein-Druckfestigkeitsprüfungen erreicht werden. Die Prüfkörperanzahl der zentrischen Druckversuche wurde auf  $n = 3$ , die der exzentrischen Druckversuche auf  $n = 3$  für die Lastausmitte  $e = 0,3 \times t$  und auf  $n = 2$  für  $e = 0,45 \times t$  festgelegt.

Zur Bestimmung des Formänderungsverhaltens der Mauersteine wurden alle Prüfkörper mit induktiven Wegaufnehmern bzw. DD1-Dehnungsaufnehmern versehen. Weitere Angaben zu den Einzelversuchen inkl. der eingesetzten Messtechnik können Tabelle 3.6 bis Tabelle 3.13 entnommen werden.

Tabelle 3.6: Dreisteinkörperdruckversuch A; HLz Typ K

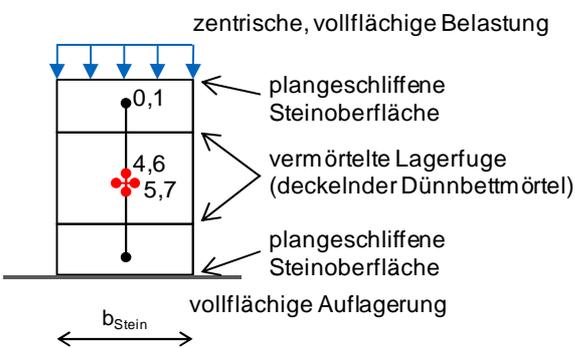
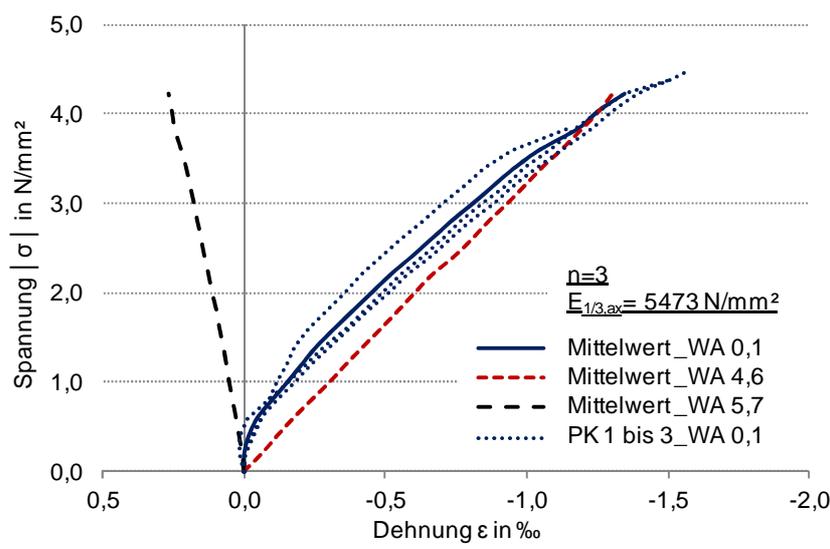
<b>Dreisteinkörperdruckversuch A; HLz Typ K</b>	
<p>Versuchsaufbau (schematische Darstellung):</p>  <p style="text-align: center;">zentrische, vollflächige Belastung</p> <p>← plangeschliffene Steinoberfläche</p> <p>← vermörtelte Lagerfuge (deckelnder Dünnbettmörtel)</p> <p>← plangeschliffene Steinoberfläche</p> <p style="text-align: center;">← vollflächige Auflagerung</p> <p style="text-align: center;"><math>b_{\text{Stein}}</math></p>	<p>Prüfstand:</p> 
Messtechnik:	<p>induktive Wegaufnehmer und DD1</p> <p>0,1: Längsverformung; Messstrecke = 420 mm</p> <p>4,6: Längsverformung; Messstrecke = 50 mm</p> <p>5,7: Querverformung; Messstrecke = 50 mm</p>
Prüfkörperanzahl:	n = 3
Belastung / Auflagerung:	<p>zentrisch, vollflächig</p> <p>e = 0</p>
Mittelwert der Belastungsgeschwindigkeit in (N/mm <sup>2</sup> )/s (Wertebereich):	<p>0,05</p> <p>(0,05 ... 0,05)</p>
Mittelwert der Abmessungen b x h x l in mm	367 x 502 x 248
Mittelwert der Druckfestigkeit in N/mm <sup>2</sup> (Wertebereich):	<p>4,2</p> <p>(3,8 ... 4,4)</p>
Mittelwert der Traglast in kN (Wertebereich):	<p>383,4</p> <p>(348,0 ... 405,1)</p>
<p>Experimentelle Spannungs-Dehnungs-Beziehungen:</p>  <p style="text-align: center;">n=3 <math>E_{1/3,ax} = 5473 \text{ N/mm}^2</math></p> <p>— Mittelwert_WA 0,1</p> <p>- - - Mittelwert_WA 4,6</p> <p>- - - Mittelwert_WA 5,7</p> <p>⋯ PK 1 bis 3_WA 0,1</p>	<p>Bruchzustand (PK 2):</p>  <p>Bruchzustand (PK 3):</p> 

Tabelle 3.7: Dreisteinkörperdruckversuch B; HLz Typ K

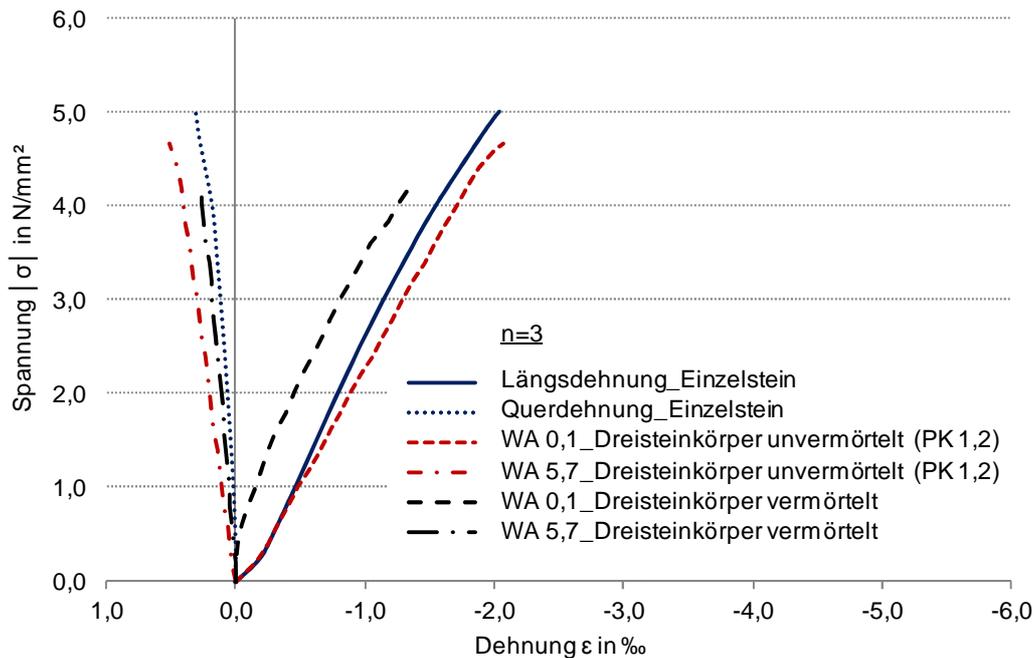
<b>Dreisteinkörperdruckversuch B; HLz Typ K</b>	
<p>Versuchsaufbau (schematische Darstellung):</p>	<p>Prüfstand:</p>
<p>Messtechnik:</p>	<p>induktive Wegaufnehmer und DD1                      0,1: Längsverformung; Messstrecke = 420 mm                      4,6: Längsverformung; Messstrecke = 50 mm                      5,7: Querverformung; Messstrecke = 50 mm</p>
<p>Prüfkörperanzahl:</p>	<p>n = 3</p>
<p>Belastung / Auflagerung:</p>	<p>zentrisch, vollflächig                      e = 0</p>
<p>Mittelwert der Belastungsgeschwindigkeit in (N/mm<sup>2</sup>)/s (Wertebereich):</p>	<p>0,05                      (0,05 ... 0,05)</p>
<p>Mittelwert der Abmessungen b x h x l in mm</p>	<p>367 x 503 x 248</p>
<p>Mittelwert der Druckfestigkeit in N/mm<sup>2</sup> (Wertebereich):</p>	<p>5,1                      (4,6 ... 5,9)</p>
<p>Mittelwert der Traglast in kN (Wertebereich):</p>	<p>459,2                      (417,5 ... 532,0)</p>
<p>Experimentelle Spannungs-Dehnungs-Beziehungen:</p>	<p>Bruchzustand (PK 1):</p> <p>Bruchzustand (PK 3):</p>

Tabelle 3.8: Dreisteinkörperdruckversuch C1; HLz Typ K

<b>Dreisteinkörperdruckversuch C1; HLz Typ K</b>	
<p>Versuchsaufbau (schematische Darstellung):</p>	<p>Prüfstand:</p>
<p>Messtechnik:</p>	<p>induktive Wegaufnehmer und DD1</p> <p>0,1: Längsverformung; Messstrecke = 420 mm  2,3: Längsverformung; Messstrecke = 420 mm  4,6: Längsverformung; Messstrecke = 50 mm  5,7: Querverformung; Messstrecke = 50 mm  8,10: Längsverformung; Messstrecke = 50 mm  9,11: Längsverformung; Messstrecke = 100 mm</p>
<p>Prüfkörperanzahl:</p>	<p><math>n = 3</math></p>
<p>Belastung / Auflagerung:</p>	<p>exzentrisch, linienförmig  <math>e = 0,3 \times t</math></p>
<p>Mittelwert der Abmessungen <math>b \times h \times l</math> in mm</p>	<p>367 x 503 x 248</p>
<p>Mittelwert der Druckfestigkeit mit <math>b = 220</math> mm in <math>N/mm^2</math>  (Wertebereich):</p>	<p>2,8  (2,3 ... 3,1)</p>
<p>Mittelwert der Traglast in kN  (Wertebereich):</p>	<p>153,5  (126,9 ... 170,4)</p>
<p>Experimentelle Last-Dehnungs-Beziehungen:</p>	<p>Bruchzustand (PK 1):</p> <p>Bruchzustand (PK 3):</p>

Tabelle 3.9: Dreisteinkörperdruckversuch C2; HLz Typ K

<b>Dreisteinkörperdruckversuch C2; HLz Typ K</b>	
<p>Versuchsaufbau (schematische Darstellung):</p> <p>220 mm (Auflagerbreite der Stahlplatten)</p> <p>164 mm (Lastausmitte <math>e = 0,45 \times t</math>)</p> <p>ausmittige, linienförmige Belastung (Stahlrolle <math>\varnothing 20</math> mm)</p> <p>plangeschliffene Steinoberfläche</p> <p>vermörtelte Lagerfuge (deckelnder Dünnbettmörtel)</p> <p>plangeschliffene Steinoberfläche</p> <p>ausmittige, linienförmige Auflagerung (Stahlrolle <math>\varnothing 20</math> mm)</p> <p><math>t = b_{\text{Stein}}</math></p>	<p>Prüfstand:</p>
<p>Messtechnik:</p>	<p>induktive Wegaufnehmer und DD1</p> <p>0,1: Längsverformung; Messstrecke = 420 mm</p> <p>2,3: Längsverformung; Messstrecke = 420 mm</p> <p>4,6: Längsverformung; Messstrecke = 50 mm</p> <p>5,7: Querverformung; Messstrecke = 50 mm</p> <p>8,10: Längsverformung; Messstrecke = 50 mm</p> <p>9,11: Längsverformung; Messstrecke = 100 mm</p>
<p>Prüfkörperanzahl:</p>	<p><math>n = 2</math></p>
<p>Belastung / Auflagerung:</p>	<p>exzentrisch, linienförmig</p> <p><math>e = 0,45 \times t</math></p>
<p>Mittelwert der Abmessungen <math>b \times h \times l</math> in mm</p>	<p>366 x 504 x 249</p>
<p>Mittelwert der Druckfestigkeit mit <math>b = 220</math> mm in <math>\text{N/mm}^2</math> (Wertebereich):</p>	<p>1,15</p> <p>(1,1 ... 1,2)</p>
<p>Mittelwert der Traglast in kN (Wertebereich):</p>	<p>62,2</p> <p>(59,5 ... 64,9)</p>
<p>Experimentelle Last-Dehnungs-Beziehungen:</p>	<p>Bruchzustand (PK 1):</p> <p>Bruchzustand (PK 2):</p>



**Abbildung 3.4:** Gegenüberstellung der experimentellen Spannungs-Dehnungs-Linien der zentrischen Einzelstein- und Dreisteinkörperdruckversuche; HLz Typ K

Die in Abbildung 3.4 dargestellte Gegenüberstellung der experimentellen Spannungs-Dehnungs-Linien der im Vorhergehenden beschriebenen Druckversuche am Einzelstein und unvermörtelten Dreisteinkörpern (ohne Einbeziehung von PK 3 mit höherer Schleifgenauigkeit) zeigt ein annähernd übereinstimmendes Trag- und Formänderungsverhalten der geprüften Mauersteine. Damit können relevante Einflüsse aus möglichen Querdehnungsbehinderungen des Probekörpers infolge der zwischen den Druckplatten und den Einzelsteinprüfflächen auftretenden Reibung auf die Materialeigenschaften ausgeschlossen werden. Diese Tatsache lässt sich durch die im Vergleich zu Vollsteinen deutlich höhere Schlankheit der lastabtragenden Längs- und Querstege des gelochten Querschnitts erklären, da mit zunehmendem Verhältnis von Probekörperhöhe zu Kantenlänge der Einfluss der Querdehnungsbehinderung abnimmt [Neroth und Vollenschaar 2011]. Im Gegensatz dazu weisen die gemessenen Längsdehnungen der vermörtelten und unvermörtelten Dreisteinkörper zueinander deutlichere Unterschiede auf. Zu beachten ist jedoch, dass der horizontale Versatz der beiden Spannungs-Längsdehnungs-Beziehungen in erster Linie zu Beginn der Lastaufbringung entsteht. Die geringeren Vertikalstauchungen der vermörtelten Fugenvariante sprechen folglich dafür, dass durch den Einsatz des Dünnbettmörtels Unebenheiten in den Kontaktflächen der Steine ausgeglichen werden und ein vollflächiger, kraftschlüssiger Verbund in den Lagerfugen gewährleistet ist. Anfängliche „Schlupfverformungen“, wie sie bei den unvermörtelten Dreisteinkörpern registriert wurden, können damit unterbunden werden. Die in etwa bei 9,0 % liegende Abweichung der Maximalspannung kann noch dem Streubereich der Hochlochziegel zugeordnet werden.

**Tabelle 3.10: Dreisteinkörperdruckversuch A; HLz Typ I**

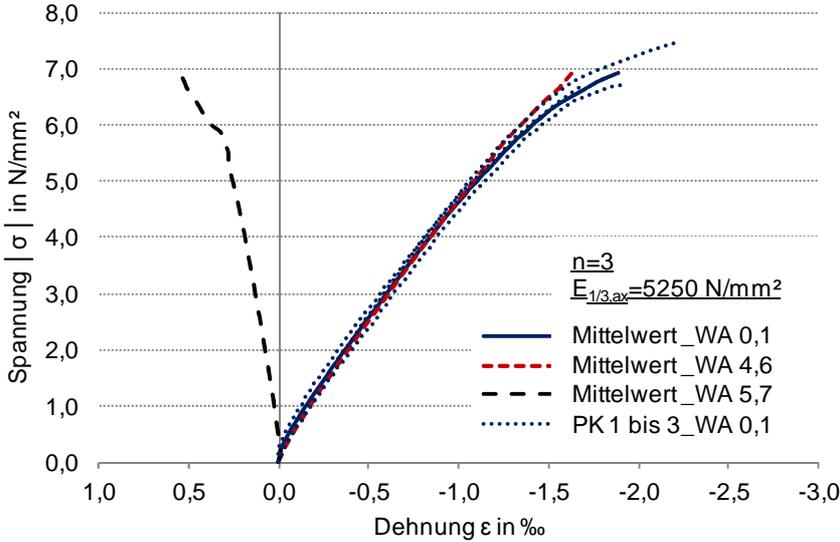
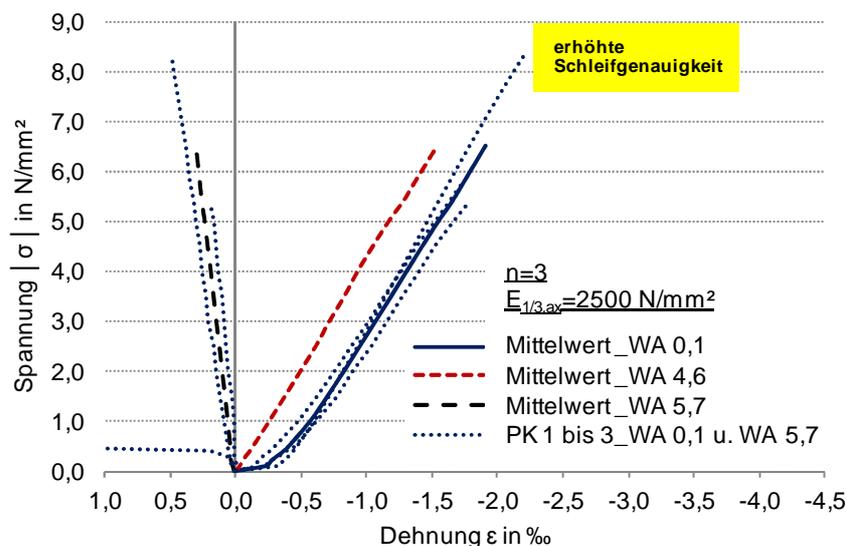
<b>Dreisteinkörperdruckversuch A; HLz Typ I</b>	
Versuchsaufbau (schematische Darstellung):	vgl. Tabelle 3.6
Prüfstand:	
Messtechnik:	
Prüfkörperanzahl:	n = 3
Belastung / Auflagerung:	zentrisch, vollflächig e = 0
Mittelwert der Belastungsgeschwindigkeit in (N/mm <sup>2</sup> )/s (Wertebereich):	0,1 (0,1 ... 0,1)
Mittelwert der Abmessungen b x h x l in mm	366 x 504 x 248
Mittelwert der Druckfestigkeit in N/mm <sup>2</sup> (Wertebereich):	6,9 (6,7 ... 7,4)
Mittelwert der Traglast in kN (Wertebereich):	628,3 (603,0 ... 674,0)
Bruchzustand (PK 2):	Bruchzustand (PK 3):
	
Experimentelle Spannungs-Dehnungs-Beziehungen: 	

Tabelle 3.11: Dreisteinkörperdruckversuch B; HLz Typ I

Dreisteinkörperdruckversuch B; HLz Typ I	
Versuchsaufbau (schematische Darstellung):	vgl. Tabelle 3.7
Prüfstand:	
Messtechnik:	
Prüfkörperanzahl:	n = 3
Belastung / Auflagerung:	zentrisch, vollflächig e = 0
Mittelwert der Belastungsgeschwindigkeit in (N/mm <sup>2</sup> )/s (Wertebereich):	0,09 (0,05 ... 0,1)
Mittelwert der Abmessungen b x h x l in mm	367 x 502 x 247
Mittelwert der Druckfestigkeit in N/mm <sup>2</sup> (Wertebereich):	6,5 (5,4 ... 8,3)
Mittelwert der Traglast in kN (Wertebereich):	590,0 (491,1 ... 750,6)
Bruchzustand (PK 1):	Bruchzustand (PK 3):
	

Experimentelle Spannungs-Dehnungs-Beziehungen:



**Tabelle 3.12: Dreisteinkörperdruckversuch C1; HLz Typ I**

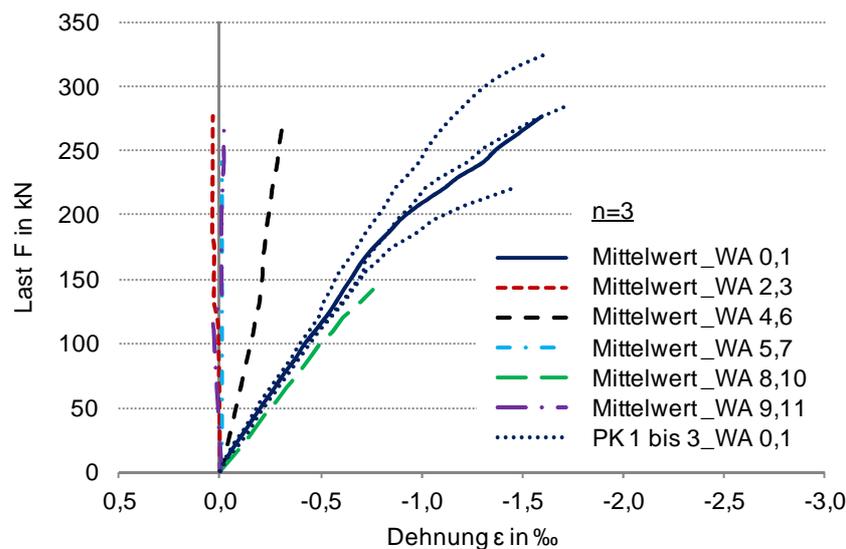
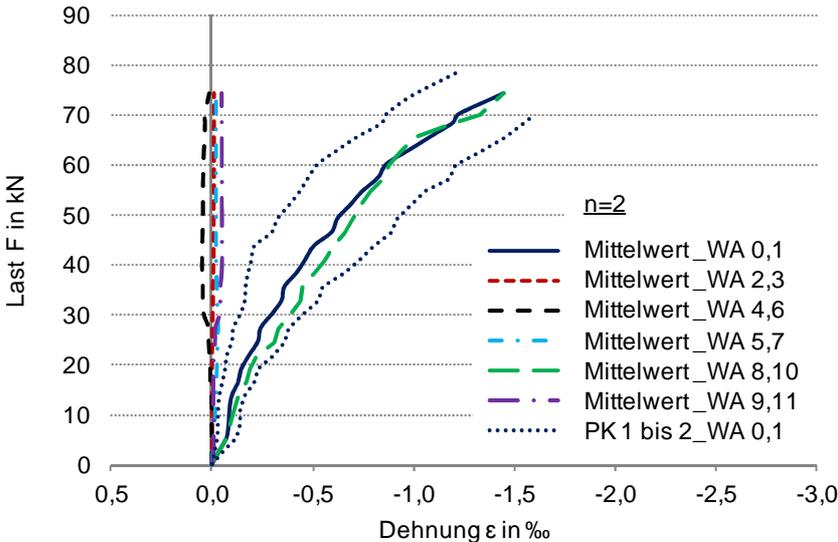
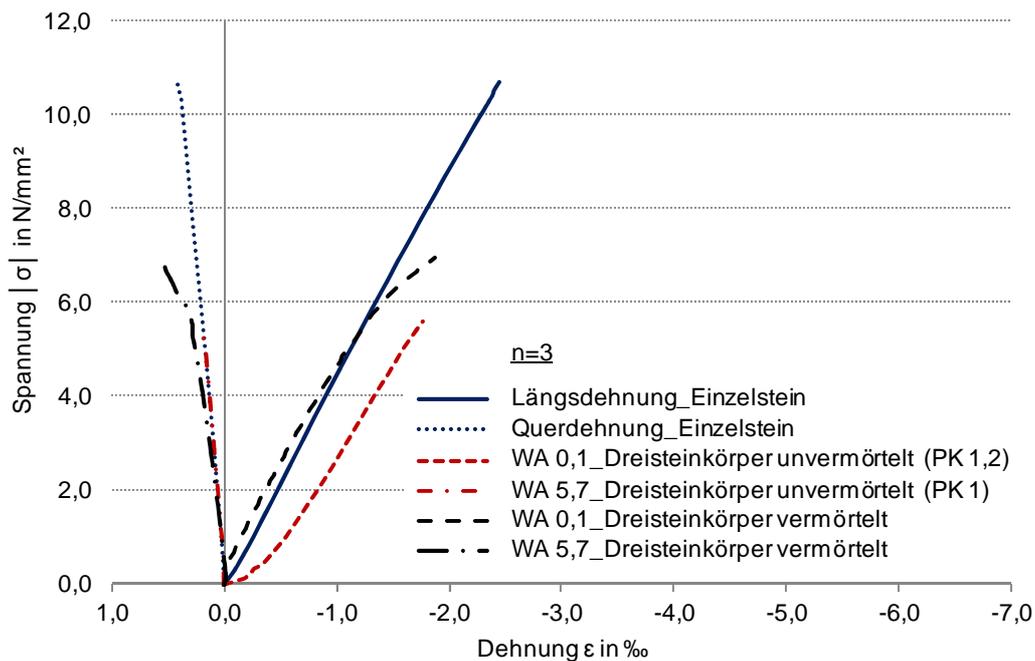
<b>Dreisteinkörperdruckversuch C1; HLz Typ I</b>	
Versuchsaufbau (schematische Darstellung):	vgl. Tabelle 3.8
Prüfstand:	
Messtechnik:	
Prüfkörperanzahl:	n = 3
Belastung / Auflagerung:	exzentrisch, linienförmig e = 0,3 x t
Mittelwert der Abmessungen b x h x l in mm	367 x 504 x 248
Mittelwert der Druckfestigkeit mit b = 220 mm in N/mm <sup>2</sup> (Wertebereich):	5,1 (4,0 ... 6,0)
Mittelwert der Traglast in kN (Wertebereich):	276,1 (220,1 ... 326,3)
Bruchzustand (PK 2): 	Bruchzustand (PK 3): 
Experimentelle Last-Dehnungs-Beziehungen:	
	

Tabelle 3.13: Dreisteinkörperdruckversuch C2; HLz Typ I

Dreisteinkörperdruckversuch C2; HLz Typ I	
Versuchsaufbau (schematische Darstellung):	vgl. Tabelle 3.9
Prüfstand:	
Messtechnik:	
Prüfkörperanzahl:	n = 2
Belastung / Auflagerung:	exzentrisch, linienförmig e = 0,45 x t
Mittelwert der Abmessungen b x h x l in mm	367 x 501 x 248
Mittelwert der Druckfestigkeit mit b = 220 mm in N/mm <sup>2</sup> (Wertebereich):	1,35 (1,3 ... 1,4)
Mittelwert der Traglast in kN (Wertebereich):	74,1 (70,0 ... 78,2)
Bruchzustand (PK 1):	Bruchzustand (PK 2):
	
Experimentelle Last-Dehnungs-Beziehungen:	
 <p>n=2</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>— Mittelwert_WA 0,1</li> <li>- - - Mittelwert_WA 2,3</li> <li>- - - Mittelwert_WA 4,6</li> <li>- - - Mittelwert_WA 5,7</li> <li>- - - Mittelwert_WA 8,10</li> <li>- - - Mittelwert_WA 9,11</li> <li>⋯ PK 1 bis 2_WA 0,1</li> </ul>	

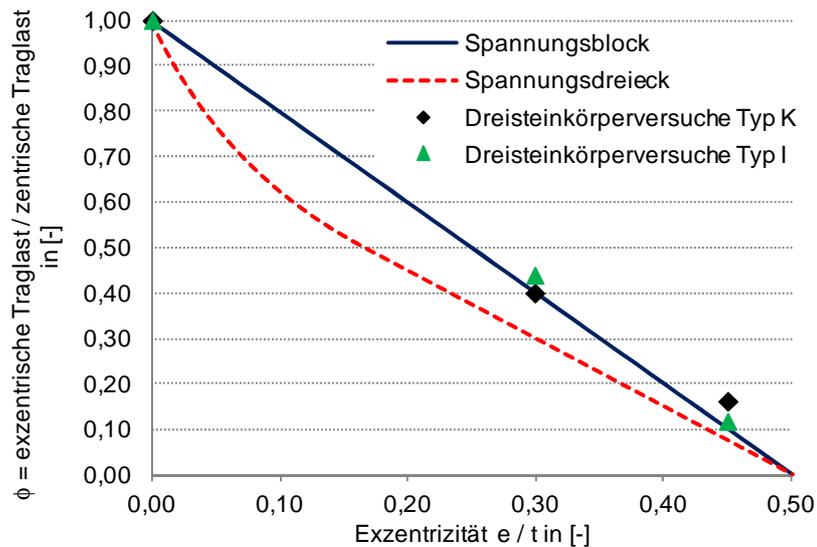


**Abbildung 3.5:** Gegenüberstellung der experimentellen Spannungs-Dehnungs-Linien der zentrischen Einzelstein- und Dreisteinkörperdruckversuche; HLz Typ I

Aus Abbildung 3.5 kann entnommen werden, dass die Bruchspannung der zentrisch belasteten, vermörtelten Dreisteinkörper deutlich unterhalb der erreichten Maximalspannung (ca. – 35 %) der Einzelsteine liegt. Gegenübergestellt mit dem Großkammerstein wirken sich damit Fugeneinflüsse und die Aufsummierung von Ziegelschwachstellen über die drei vorhandenen Steinlagen hinweg im Fall des filigran gelochten Ziegels Typ I stärker aus. Zudem zeigt die experimentelle Spannungs-Längsdehnungs-Beziehung der unvermörtelten Dreisteinkörper bei Belastungsbeginn wiederum eine deutliche Zunahme der Vertikalverformung als Folge von „Schlupfverformungen“ im Lagerfugenbereich. Im Vergleich zur vermörtelten Ausführungsvariante der Prüfkörper treten zusätzliche Tragverluste in Höhe von rund 19 % auf. Die Prüfergebnisse des mit höherer Schleifgenauigkeit ausgeführten unvermörtelten Dreisteinkörpers Nr. 3 (siehe Tabelle 3.11) bestätigen jedoch aufgrund der dabei erzielten Zunahme der Maximallast, dass das Tragvermögen von gelochten Mauersteinen in erster Linie von der Gleichmäßigkeit der Lastverteilung in den Lagerfugen bestimmt wird und querdehnungsbehindernde Einflüsse demgegenüber vernachlässigbar sind.

Eine erste Auswertung der unter exzentrischer Druckbelastung durchgeführten Dreisteinkörperversuche kann Abbildung 3.6 entnommen werden. Diese enthält neben den Verhältnissen zwischen den experimentell bestimmten zentrischen und exzentrischen Dreisteinkörper-Traglasten (angesetzt wurden dabei die Mittelwerte der Maximallasten) den theoretischen Verlauf des Traglastabminderungsbeiwertes  $\phi$  (ohne Schlankheitseinflüsse) zur Berücksichtigung der Lastausmitte unter Ansatz des Spannungsblocks und des Spannungsdreiecks. Dabei ist deutlich zu erkennen, dass sich der erhöhte Steganteil im Bereich des unter ausmittiger Belastung hochbeanspruchten Randbereichs des Querschnitts positiv hinsichtlich der aufnehmbaren Lasten auswirkt. Bereits ab einer Exzentrizität von  $e = 0,3 \times t$  werden für Ziegeltyp K Traglasten in Höhe des Spannungsblocks erreicht und überschreiten diesen um ca. 62 % bei  $e = 0,45 \times t$ . Auch bei Ziegeltyp I zeigt sich eine ähnliche Tendenz, hier liegt der Traglastgewinn im Vergleich zum Spannungsblock bei ca. + 10 % für  $e = 0,3 \times t$  und erhöht sich auf + 18 % bei  $e = 0,45 \times t$ .

Für beide Lastausmitten ist der Bruchmechanismus durch das Druckversagen des Außensteges gekennzeichnet.



**Abbildung 3.6:** Theoretisches und experimentelles Verhältnis zwischen zentrischer und exzentrischer Traglast unter Berücksichtigung verschiedener Lastausmitten

Zusammenfassend können für beide Planhochlochziegeltypen folgende Aussagen getroffen werden:

- Querdehnungsbehindernde Einflüsse haben keine relevanten Auswirkungen auf das Materialverhalten von gelochten Mauersteinen.
- Durch die Vermörtelung der Lagerfugen kann ein vollflächiger Kraftschluss in den Kontaktflächen der Mauersteine sichergestellt werden.
- Infolge des ungleichmäßig über den Ziegelquerschnitt verteilten Steganteils können bei exzentrischer Druckbelastung über dem Ansatz des Spannungsblocks liegende Traglasten erreicht werden.

Weiterführende Auswertungen der vorgestellten Kleinprüfkörperversuche können Kapitel 4.2.3 entnommen werden.

### 3.4 Mauerwerk: Wanddruckversuche

Ergänzend zu den Dreisteinkörperversuchen wurden folgende Druckprüfungen an Mauerwerkswänden mit einer Höhe von  $\approx 2,5$  m (10 Ziegellagen) und einer Länge von  $\approx 1,0$  m (4 Steine) durchgeführt:

- Versuch A:  
Mauerwerkswände unter zentrischer, vollflächiger Druckbeanspruchung  
(Typ K:  $n = 2$ ; Typ I:  $n = 2$ )
  
- Versuch B:  
Mauerwerkswände unter exzentrischer, linienförmiger Druckbeanspruchung
  - Exzentrizität:  $e = 0,4 \times t$  (Typ K:  $n = 2$  ; Typ I:  $n = 3$ )

Ziel dieser Versuchsdurchführungen war im Vergleich zu den Dreisteinkörperdruckversuchen Kenntnisse über die Systemtragfähigkeit von Mauerwerkswänden aus gelochten Steinen unter Berücksichtigung von Schlankheitseffekten (Theorie II. Ordnung) und des Einflusses des Mauerwerksverbandes zu erlangen. Nach Konditionierung der verwendeten Planhochlochziegel bis zum Erreichen des lufttrockenen Zustandes gemäß [DIN EN 772-1: 2011] erfolgte die Herstellung, Lagerung und Prüfung der Wände entsprechend den Anforderungen der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen und [DIN EN 1052-1: 1998]. Die Druckkraft wurde mit konstanter Geschwindigkeit bis zum Bruch gesteigert, wobei durch Anpassung der Belastungsgeschwindigkeit bei exzentrischer Lasteinleitung die in [DIN EN 1052-1: 1998] geforderte Prüfdauer in einer Größenordnung von ca. 15 min bis 30 min annähernd eingehalten werden konnte. Während den Druckprüfungen wurden die Wandverformungen unter Einsatz von induktiven Wegaufnehmern kontinuierlich ermittelt. Angaben zu den verwendeten Messvorrichtungen sind in Tabelle 3.14 bis Tabelle 3.17 enthalten.

**Tabelle 3.14: Wanddruckversuch A; HLz Typ K**

<b>Wanddruckversuch A; HLz Typ K</b>	
<p>Versuchsaufbau (schematische Darstellung):</p> <p> <math>h \approx 2,5</math> m (10 Ziegellagen)         </p> <p> <math>l \approx 1,0</math> m         </p> <p> <math>l_{\text{Stein}}</math> </p> <p> <math>b_{\text{Stein}}</math> </p> <p>           zentrische, vollflächige Belastung         </p> <p>           vollflächige Auflagerung         </p>	<p>Prüfstand:</p>

Messtechnik:	induktive Wegaufnehmer 1 - 4: Längsverformung; Messstrecke = 1435 mm
Prüfkörperanzahl:	n = 2
Belastung / Auflagerung:	zentrisch, vollflächig e = 0
Mittelwert der Belastungsgeschwindigkeit in (N/mm <sup>2</sup> )/s (Wertebereich):	0,0014 (0,0012 ... 0,0015)
Mittelwert der Abmessungen h x l x b in mm	2505 x 997 x 367
Mittelwert der Druckfestigkeit in N/mm <sup>2</sup> (Wertebereich):	2,7 (2,2 ... 3,2)
Mittelwert der Traglast in kN (Wertebereich):	979,8 (798,4 ... 1161,2)
Bruchzustand (PK 1):	Bruchzustand (PK 2):
	

Experimentelle Spannungs-Dehnungs-Beziehungen:

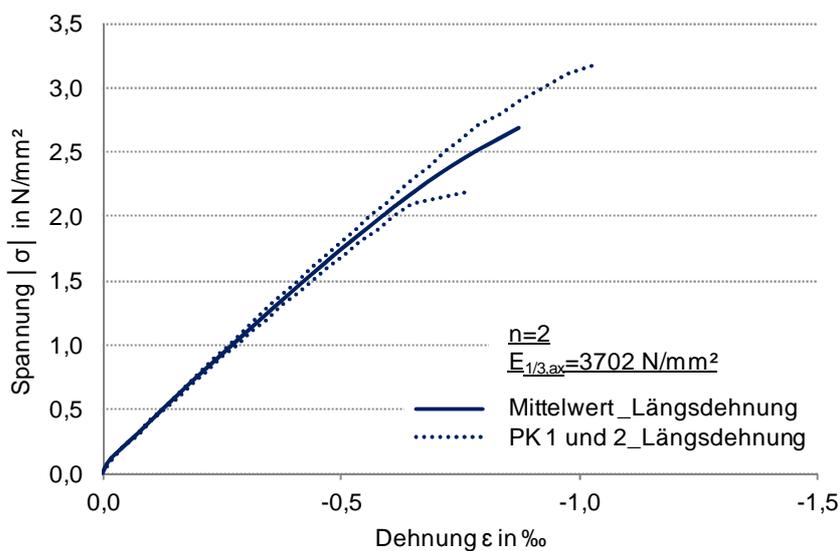
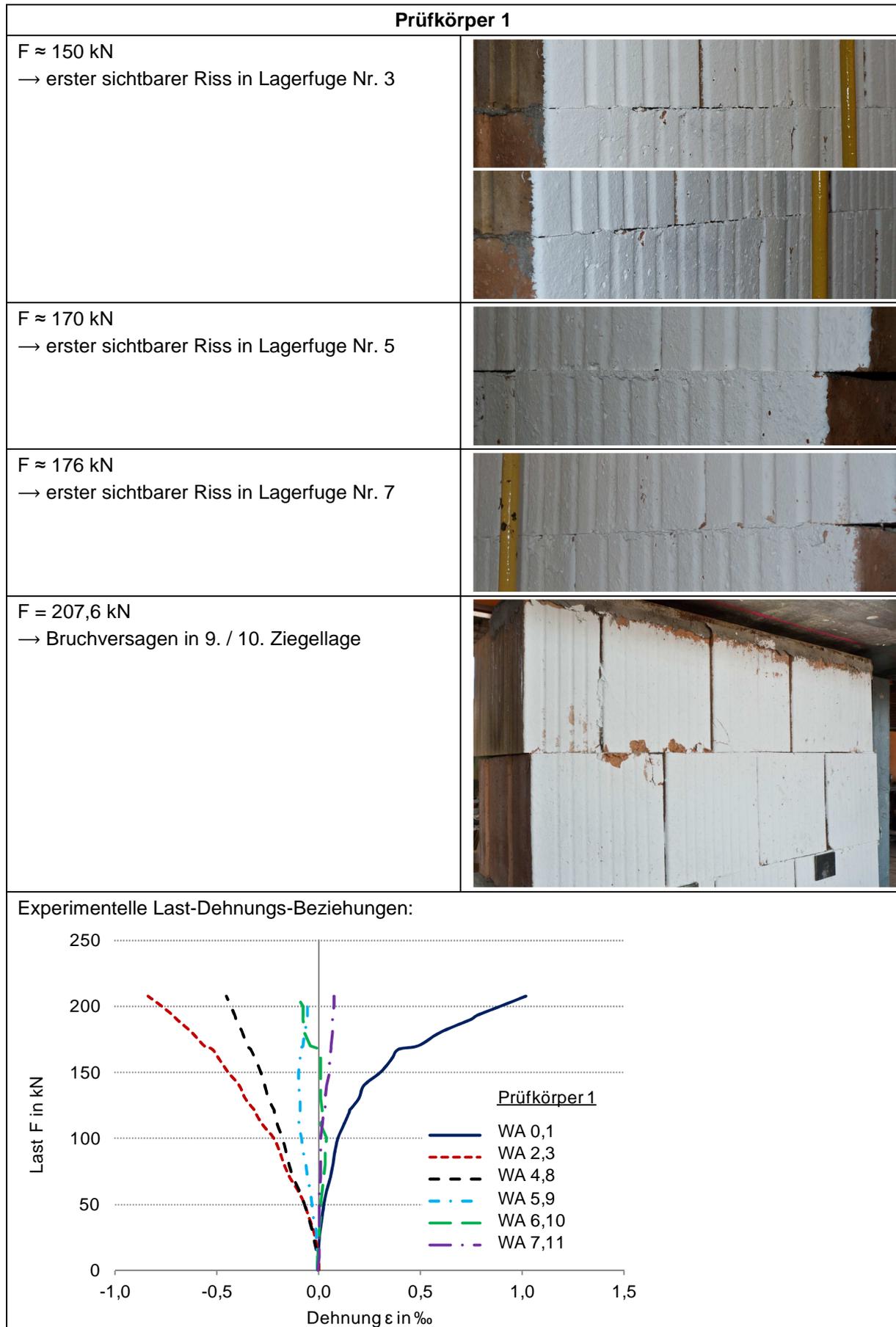


Tabelle 3.15: Wanddruckversuch B; HLz Typ K

<b>Wanddruckversuch B; HLz Typ K</b>	
<p>Versuchsaufbau (schematische Darstellung):</p>	<p>Prüfstand:</p>
<p>Messtechnik:</p>	<p>induktive Wegaufnehmer und DD1</p> <p>0 - 3: Längsverformung; Messstrecke = 1435 mm                      4 - 6; 8 - 10: Längsverformung; Messstrecke = 100 mm                      7, 11: Querverformung; Messstrecke = 100 mm                      12 - 14: Horizontalverformung</p>
<p>Prüfkörperanzahl:</p>	<p>n = 2</p>
<p>Belastung / Auflagerung:</p>	<p>exzentrisch, linienförmig                      e = 0,4 x t</p>
<p>Mittelwert der Abmessungen h x l x b in mm</p>	<p>2505 x 985 x 367</p>
<p>Mittelwert der Traglast in kN (Wertebereich):</p>	<p>216,5 (207,6 ... 225,3)</p>
<p>Experimentelle Last-Horizontalverformungs-Beziehungen:</p>	



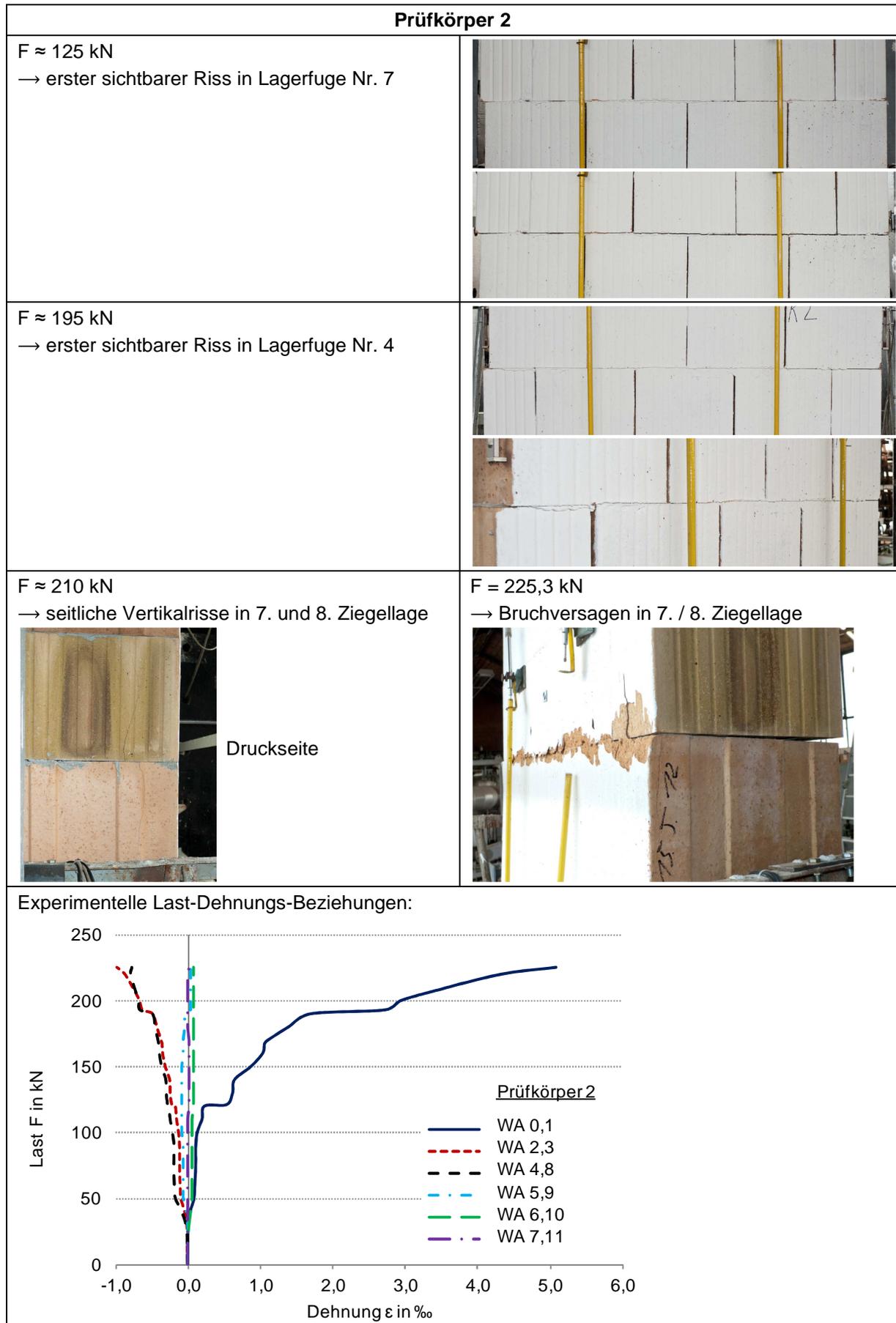
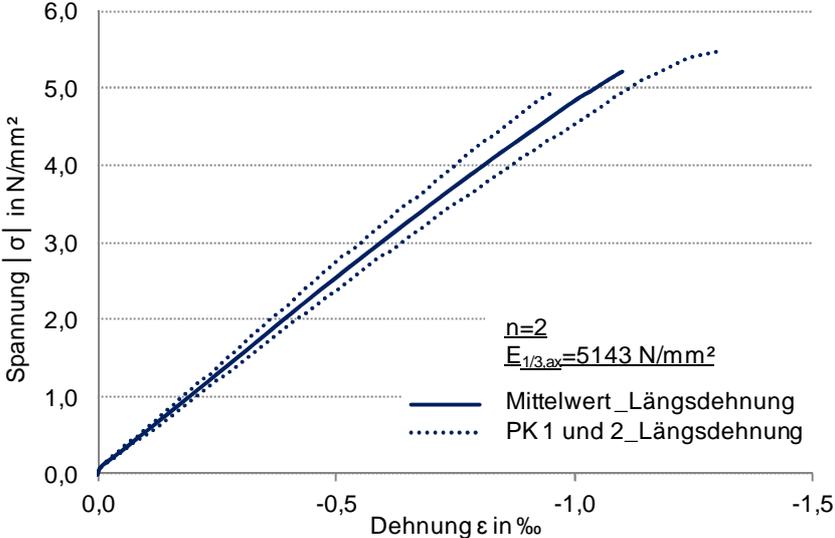
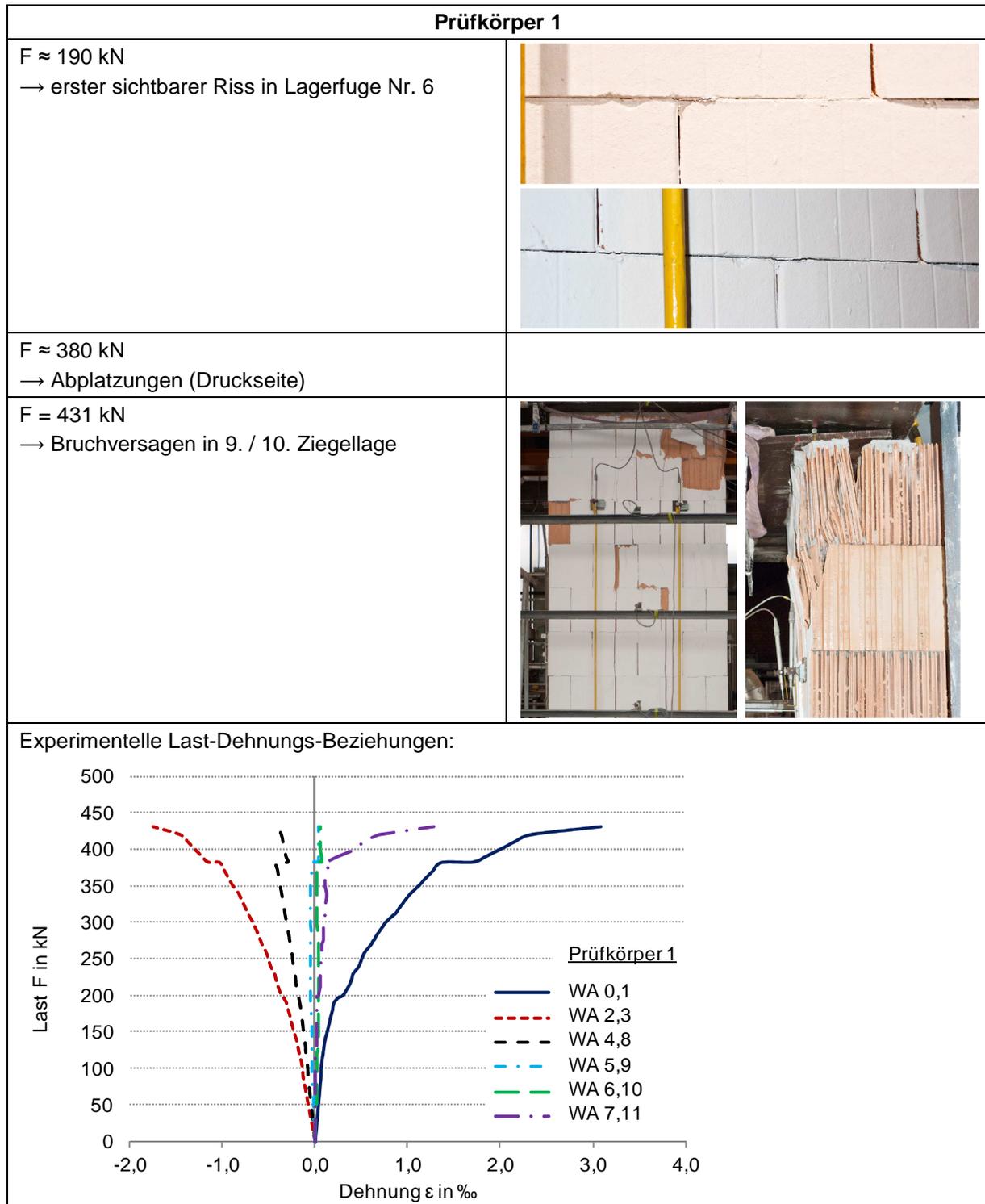


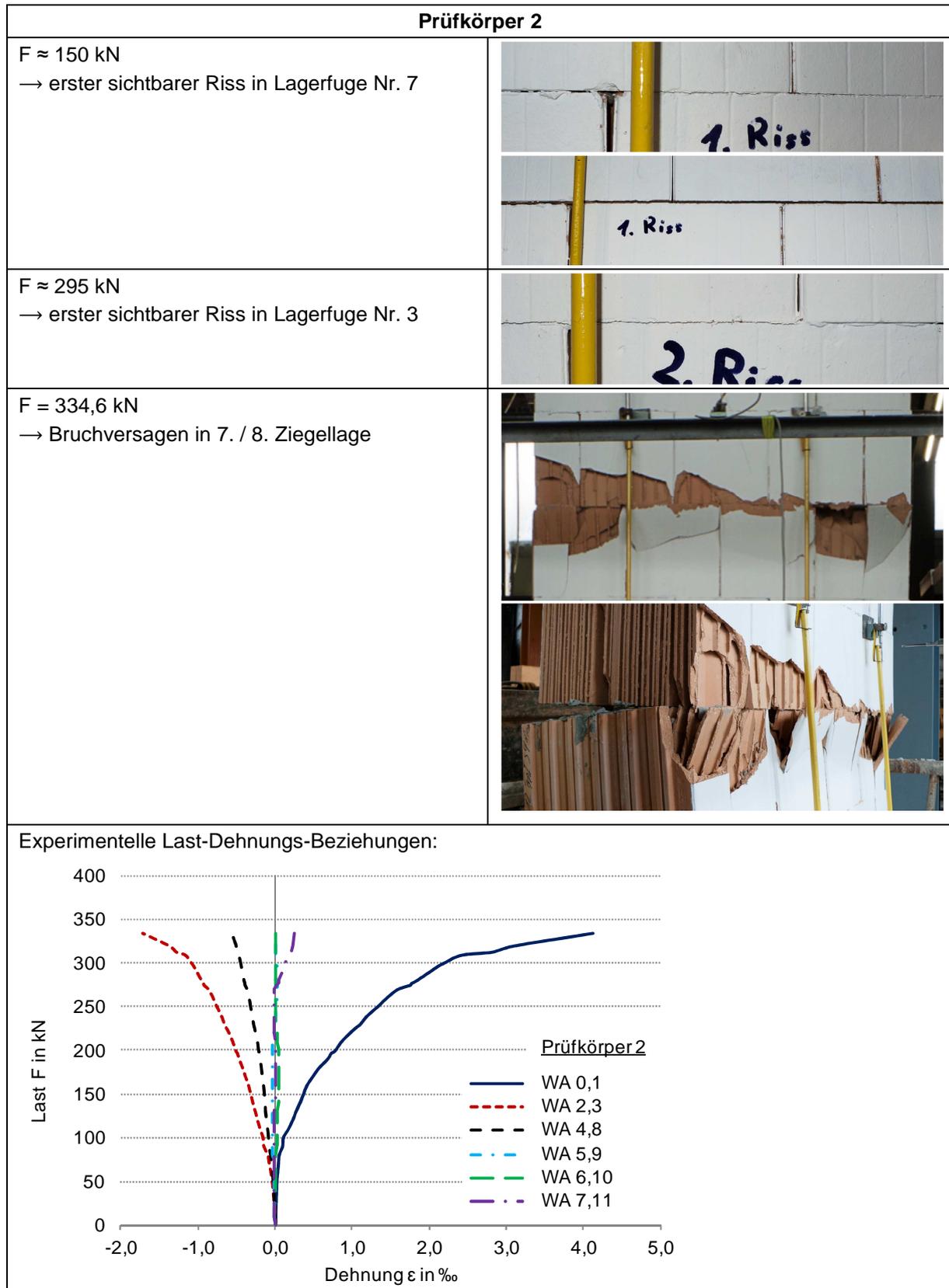
Tabelle 3.16: Wanddruckversuch A; HLz Typ I

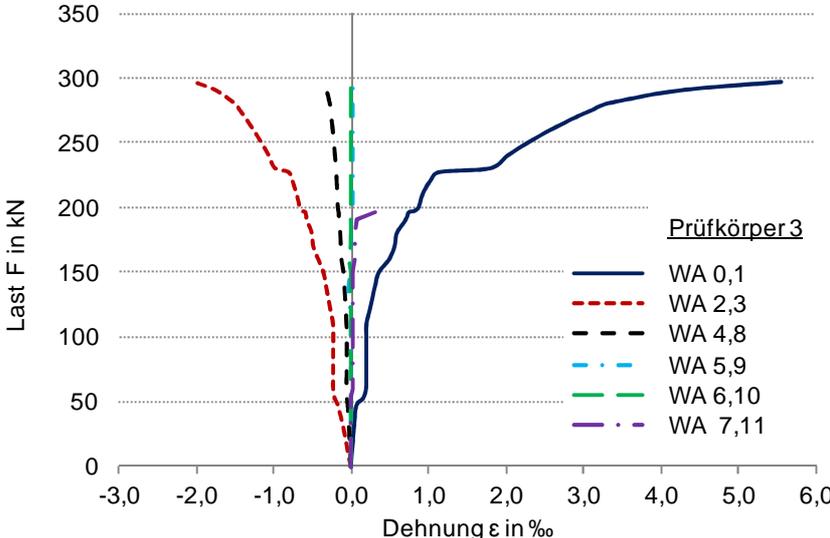
Wanddruckversuch A; HLz Typ I	
Versuchsaufbau (schematische Darstellung):	vgl. Tabelle 3.14
Prüfstand:	
Messtechnik:	
Prüfkörperanzahl:	n = 2
Belastung / Auflagerung:	zentrisch, vollflächig e = 0
Mittelwert der Belastungsgeschwindigkeit in (N/mm <sup>2</sup> )/s (Wertebereich):	0,0023 (0,0017 ... 0,0029)
Mittelwert der Abmessungen h x l x b in mm	2500 x 995 x 365
Mittelwert der Druckfestigkeit in N/mm <sup>2</sup> (Wertebereich):	5,2 (5,0 ... 5,5)
Mittelwert der Traglast in kN (Wertebereich):	1893,9 (1799,0 ... 1988,8)
Bruchzustand (PK 1):	Bruchzustand (PK 2):
	
Experimentelle Spannungs-Dehnungs-Beziehungen:	
 <p>Spannung <math> \sigma </math> in N/mm<sup>2</sup></p> <p>Dehnung <math>\epsilon</math> in ‰</p> <p>n=2 E<sub>1/3,ax</sub>=5143 N/mm<sup>2</sup></p> <p>— Mittelwert_Längsdehnung ..... PK 1 und 2_Längsdehnung</p>	

**Tabelle 3.17: Wanddruckversuch B; HLz Typ I**

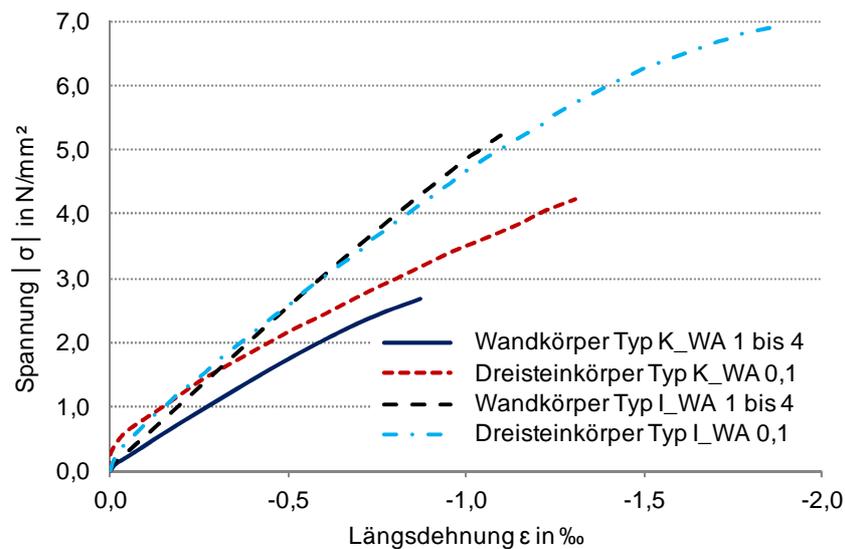
<b>Wanddruckversuch B; HLz Typ I</b>	
Versuchsaufbau (schematische Darstellung):	vgl. Tabelle 3.15
Prüfstand:	
Messtechnik:	
Prüfkörperanzahl:	n = 3
Belastung / Auflagerung:	exzentrisch, linienförmig e = 0,4 x t
Mittelwert der Abmessungen h x l x b in mm	2498 x 994 x 365
Mittelwert der Traglast in kN (Wertebereich):	354,0 (296,5 ... 431,0)
Experimentelle Last-Horizontalverformungs-Beziehungen:	





<b>Prüfkörper 3</b>	
<p><math>F \approx 110 \text{ kN}</math>            → erster sichtbarer Riss in Lagerfuge Nr. 5</p>	
<p><math>F \approx 185 \text{ kN}</math>            → erster sichtbarer Riss in Lagerfuge Nr. 2</p>	
<p><math>F \approx 230 \text{ kN}</math>            → erster sichtbarer Riss in Lagerfuge Nr. 7</p>	
<p><math>F = 296,5 \text{ kN}</math>            → Bruchversagen in 6. / 7. Ziegellage</p>	
<p>Experimentelle Last-Dehnungs-Beziehungen:</p>	
 <p style="text-align: center;"><b>Prüfkörper 3</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>— WA 0,1</li> <li>- - - WA 2,3</li> <li>- - - WA 4,8</li> <li>- · - WA 5,9</li> <li>- - - WA 6,10</li> <li>- · - WA 7,11</li> </ul>	

Die in Abbildung 3.7 dargestellte Gegenüberstellung der experimentellen Spannungs-Längsdehnungs-Kennlinien der zentrischen Dreisteinkörper- und Wanddruckversuche zeigt, dass die ungenauere Lage der Ziegel im Mauerwerksverband und Schlankheitseffekte zu reduzierten Traglasten führen. Unter Verwendung des Ziegeltyps K werden in etwa 64 %, im Fall des Ziegeltyps I ca. 75 % der Dreisteinkörperfestigkeit erreicht. Hinsichtlich des Wandtragverhaltens unter exzentrischer Belastung kann bei Abgleich der mittleren Maximallasten aus Tabelle 3.14 und Tabelle 3.15 bzw. Tabelle 3.16 und Tabelle 3.17 festgestellt werden, dass trotz der auftretenden Horizontalverformung der Wände Höchstlasten in der Größenordnung des Spannungsblocks erzielt werden. Die Finite-Elemente-Berechnung und eine weiterführende Auswertung der exzentrischen Wanddruckversuche erfolgt in Kapitel 4.2.3.



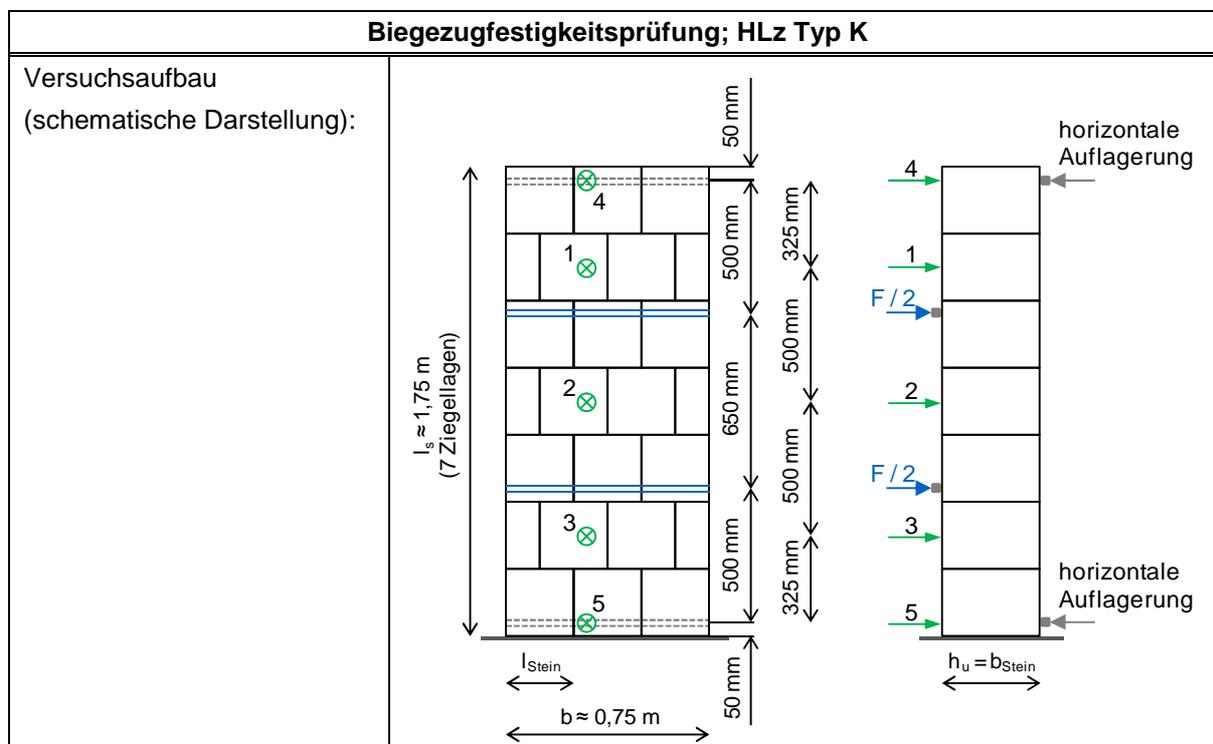
**Abbildung 3.7:** Gegenüberstellung der experimentellen Spannungs-Längsdehnungs-Linien der zentrischen Dreisteinkörper- und Wanddruckversuche

### 3.5 Mauerwerk: Biegezugfestigkeitsbestimmung

Zur Bestimmung der Mauerwerks-Biegezugfestigkeit für eine parallel zu den Lagerfugen verlaufende Bruchebene wurden Prüfkörper mit einer Höhe von  $\approx 1,75$  m (7 Ziegellagen) und einer Länge von  $\approx 0,75$  m (3 Steine) gemäß [DIN EN 1052-2: 1999] in vertikaler Stellung unter seitlicher Vier-Punkt-Belastung bis zum Bruch beansprucht. Dabei wurde neben der Dokumentation der erreichten Höchstlast die Aufzeichnung der horizontalen Wandverformung mit Hilfe von drei, über die Wandhöhe verteilten induktiven Wegaufnehmern (WA 1 bis 3) durchgeführt. Da der Prüfstand im Bereich der Auflager und folglich auch der Kopf und Fuß der Mauerwerksprüfkörper bei Aufbringung der Biegebeanspruchung eine Horizontalverformung erfährt, wurde an diesen Stellen die Horizontalverschiebung durch zwei zusätzliche Wegaufnehmer (WA 4 und 5) erfasst und die Messwerte von WA 1 bis 3 um das entsprechende Maß korrigiert, so dass die tatsächliche Durchbiegung der Wand in Tabelle 3.18 und Tabelle 3.19 dargestellt werden kann. Bei Mittelung der Last-Verformungs-Kennlinien und der erzielten Maximallasten wurde für beide Ziegeltypen auch Prüfkörper 2 (Eintritt des Bruchversagens außerhalb der Innenaullager) einbezogen, da im Vergleich zu den übrigen Mauerwerkskörpern keine relevanten Abweichungen hinsichtlich der Prüfergebnisse festgestellt werden konnten. Die aufgezeichneten Wanddurchbiegungen von Prüfkörper 1 Typ I wurden hingegen infolge des frühzeitigen Ausfalls des am Wandkopf angeordneten Wegaufnehmers und der unplausiblen Entwicklung der Verformungskennlinie bei der Bestimmung der mittleren Last-Durchbiegungs-Kurve vernachlässigt.

Die Nachrechnung der Versuche erfolgt unter Anwendung der Finite-Elemente-Methode in Kapitel 4.2.3 und gibt Aufschluss über die Schubsteifigkeit und Haftzugfestigkeit der Wandprüfkörper.

Tabelle 3.18: Biegezugfestigkeitsprüfung; HLz Typ K



Messtechnik:	induktive Wegaufnehmer 1 - 5: Horizontalverformung
Prüfkörperanzahl:	n = 3
Belastung / Auflagerung:	horizontale Vier-Punkt-Belastung
Mittelwert der Abmessungen $I_s \times b \times h_u$ in mm	1749 x 741 x 367
Mittelwert der Biegezugfestigkeit in N/mm <sup>2</sup> (Wertebereich):	0,34 (0,30 ... 0,40)
Mittelwert der Traglast in kN (Wertebereich):	22,8 (20,1 ... 26,6)
Mittelwert der maximalen Wandmittendurchbiegung WA 2 in mm (Wertebereich):	0,30 (0,26 ... 0,36)

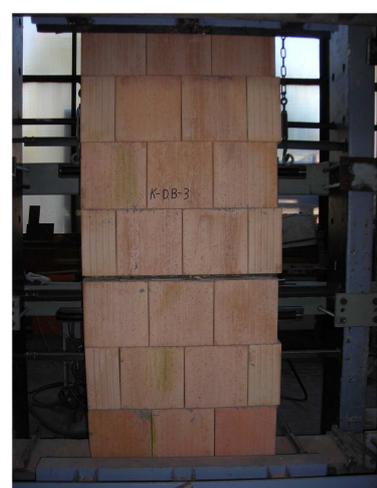
Bruchzustand (PK 1):  
(zwischen den Innenauflagern)



Bruchzustand (PK 2):  
(außerhalb der Innenauflager)



Bruchzustand (PK 3):  
(zwischen den Innenauflagern)



Experimentelle Last-Durchbiegungs-Beziehungen:

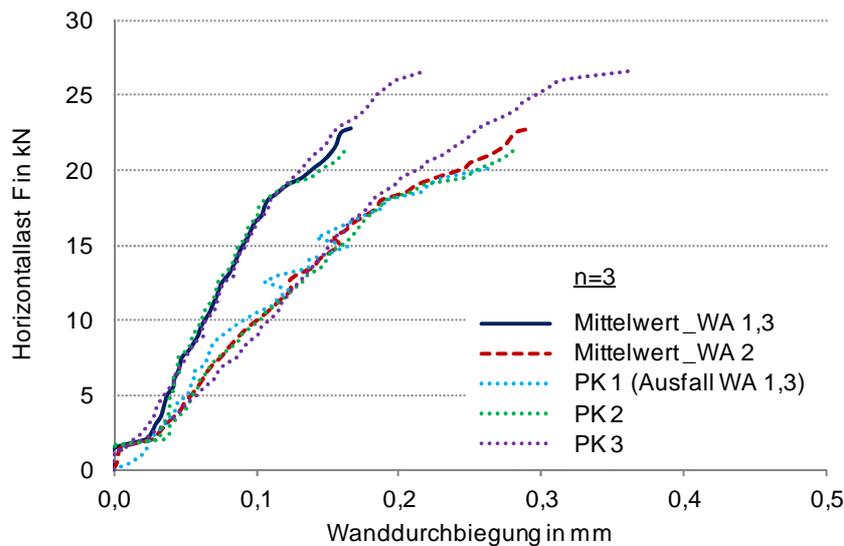


Tabelle 3.19: Biegezugfestigkeitsprüfung; HLz Typ I

Biegezugfestigkeitsprüfung; HLz Typ I	
Versuchsaufbau (schematische Darstellung):	vgl. Tabelle 3.18
Messtechnik:	
Prüfkörperanzahl:	n = 3
Belastung / Auflagerung:	horizontale Vier-Punkt-Belastung
Mittelwert der Abmessungen $l_s \times b \times h_u$ in mm	1750 x 743 x 366
Mittelwert der Biegezugfestigkeit in N/mm <sup>2</sup> (Wertebereich):	0,34 (0,23 ... 0,45)
Mittelwert der Traglast in kN (Wertebereich):	22,5 (15,0 ... 30,0)
Mittelwert der maximalen Wandmittendurchbiegung WA 2 in mm (Wertebereich):	0,20 (0,14 ... 0,26)

Bruchzustand (PK 1):  
(zwischen den Innenauflagern)



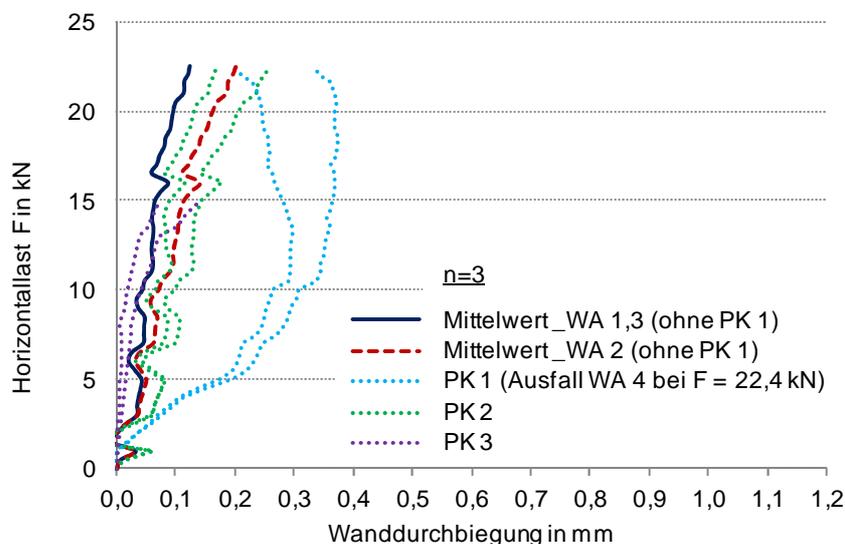
Bruchzustand (PK 2):  
(außerhalb der Innenauflager)



Bruchzustand (PK 3):  
(zwischen den Innenauflagern)



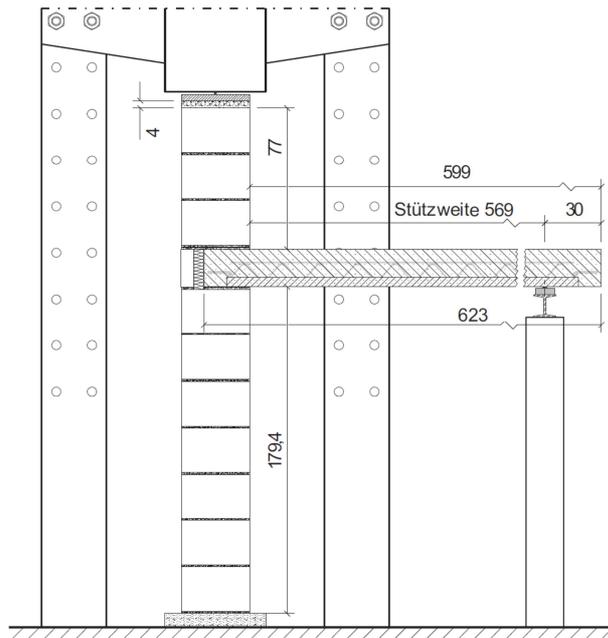
Experimentelle Last-Durchbiegungs-Beziehungen:



### 3.6 Außenwand-Decken-System

Die im Vorhergehenden vorgestellten Prüfungen von reinen Mauerwerksstrukturen wurden abschließend durch die experimentelle Untersuchung des Zusammenwirkens von Stahlbetondecke und den angrenzenden monolithischen Ziegelaußenwänden ergänzt. Zur Erfassung des wirklichkeitsnahen Trag- und Verformungsverhaltens eines typischen Außenwand-Decken-Systems wurde der in Abbildung 3.8 dargestellte großformatige Versuchsaufbau konzipiert.

#### 3.6.1 Versuchsaufbau

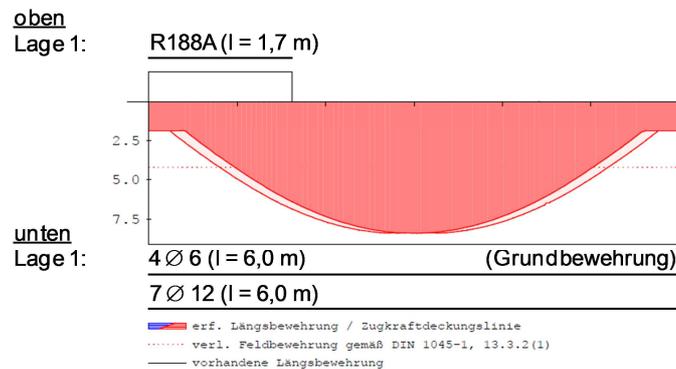


a) schematische Darstellung (Maße in cm)

b) Prüfstand

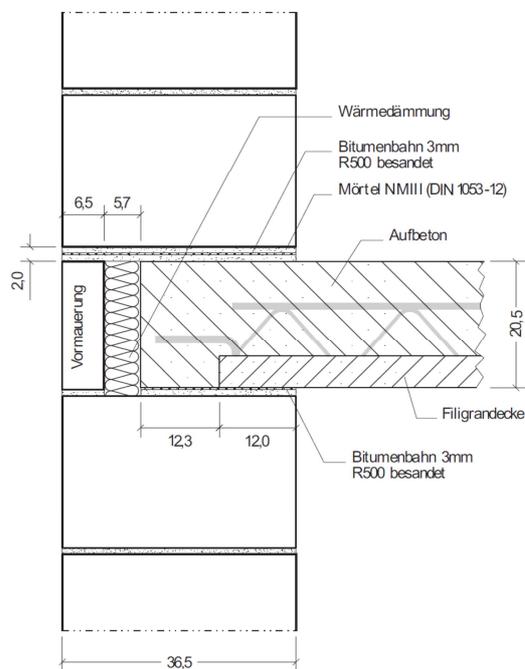
**Abbildung 3.8: Außenwand-Decken-System; Versuchsaufbau**

Ausgehend von einer lichten Gesamtwandhöhe von  $h = 2,50$  m (10 Ziegellagen) wurde der oberhalb der Decke befindliche Wandabschnitt mit drei Ziegellagen und der untere Wandbereich mit sieben Ziegellagen ausgeführt. Zusammen mit der zentrischen Lasteinleitung am Fuß der unteren Wand bzw. der zentrischen Lastausleitung im Widerlagerbereich der Druckprüfmaschine am Wandkopf des oberen Wandbereichs wurde damit der durch Voruntersuchungen bestimmten Lage des Momentennullpunktes (s. Kapitel 5.3) Rechnung getragen. Die Wandlänge wurde auf  $l \approx 1,0$  m festgelegt.



**Abbildung 3.9: Bewehrungsanordnung der Deckenplatte mit  $d_{1,u} = 2,8$  cm und  $d_{1,o} = 2,3$  cm**

Die Ausführung der Stahlbetondecke mit einer Gesamthöhe von  $h = 20,5$  cm, einer Breite von  $b = 1,23$  m und einer lichten Spannweite von  $l = 5,69$  m erfolgte als Elementdecke ( $h = 5,0$  cm) mit Ortbetongergänzung, die entsprechend Abbildung 3.9 mit Betonstahl BSt 500 M(A) / S(A) bewehrt wurde. Untersucht wurde die Ausführungsvariante der teilaufgelagerten Decke ( $a = 24,3$  cm  $\cong$   $2/3 \times t$ ) mit Vormauerstein ( $t_v = 6,5$  cm) bei Anordnung von Mörtelausgleichschichten und bituminösen Trennlagen gemäß Abbildung 3.10. Zur Gewährleistung der rechnerischen Nachvollziehbarkeit der experimentellen Wandmomente wurde die Lagerung der Decke am wandabseitigen Auflager gelenkig auf zwei Kraftmessdosen (KM 15 und 16) vorgenommen, wobei ein Abtrag von Horizontalkräften mit Hilfe von unterhalb der KM angeordneten plangeschliffenen Stahlplatten mit zwischenliegender Gleitfolie ausgeschlossen wurde (Abbildung 3.11). Mit dem Ziel, die Wirkung des Deckeneigengewichtes auf das Wand-Decken-System im Zuge der Versuchsdurchführung erfassen zu können, wurde darüber hinaus eine temporäre Lagerung der Decke bis zum Prüfbeginn auf in den Platten-Drittelpunkten errichteten Wänden umgesetzt.



a) schematische Darstellung (Maße in cm)



b) Ausführung

**Abbildung 3.10: Wandseitiger Deckenauflagerbereich**



**Abbildung 3.11: Wandabseitiger Deckenauflagerbereich**

### 3.6.2 Messtechnik

Während der gesamten Versuchsdurchführung wurde mit Hilfe zahlreicher induktiver Wegaufnehmer, DD1-Dehnungsaufnehmer und Messuhren die Dokumentation der sich einstellenden Formänderungen des Außenwand-Decken-Systems ermöglicht. Zudem erfolgte eine Aufzeichnung der wandabseitigen Deckenauflegerkraft mittels der im vorhergehenden Kapitel bereits genannten Kraftmessdosen. Eine Übersicht über die Lage und Bezeichnung der Messstellen wird in Abbildung 3.12 gegeben, hierbei kann unterschieden werden zwischen:

#### Messtechnik zur Erfassung horizontaler Wandauslenkungen

induktive Wegaufnehmer (0 – 4)

#### Messtechnik zur Erfassung der Deckendurchbiegung

induktive Wegaufnehmer (5 – 8)

#### Messtechnik zur Erfassung der horizontalen Deckenauslenkung

induktiver Wegaufnehmer (9)

#### Messtechnik zur Erfassung vertikaler und horizontaler Formänderungen im Wandbereich

*schwarz:*

induktive Wegaufnehmer mit Messstrecken von 1440 mm (10 – 13), 410 mm (20) und 100 mm (21, 22)

*rot:*

DD1-Dehnungsaufnehmer mit einer Messstrecke von 100 mm (14, 17 – 19, 23)

*blau:*

Messuhren mit Messstrecken von 410 mm (24) und 100 mm (25 – 30)

#### Messtechnik zur Erfassung der wandabseitigen Deckenauflegerkraft

Kraftmessdosen (15, 16)

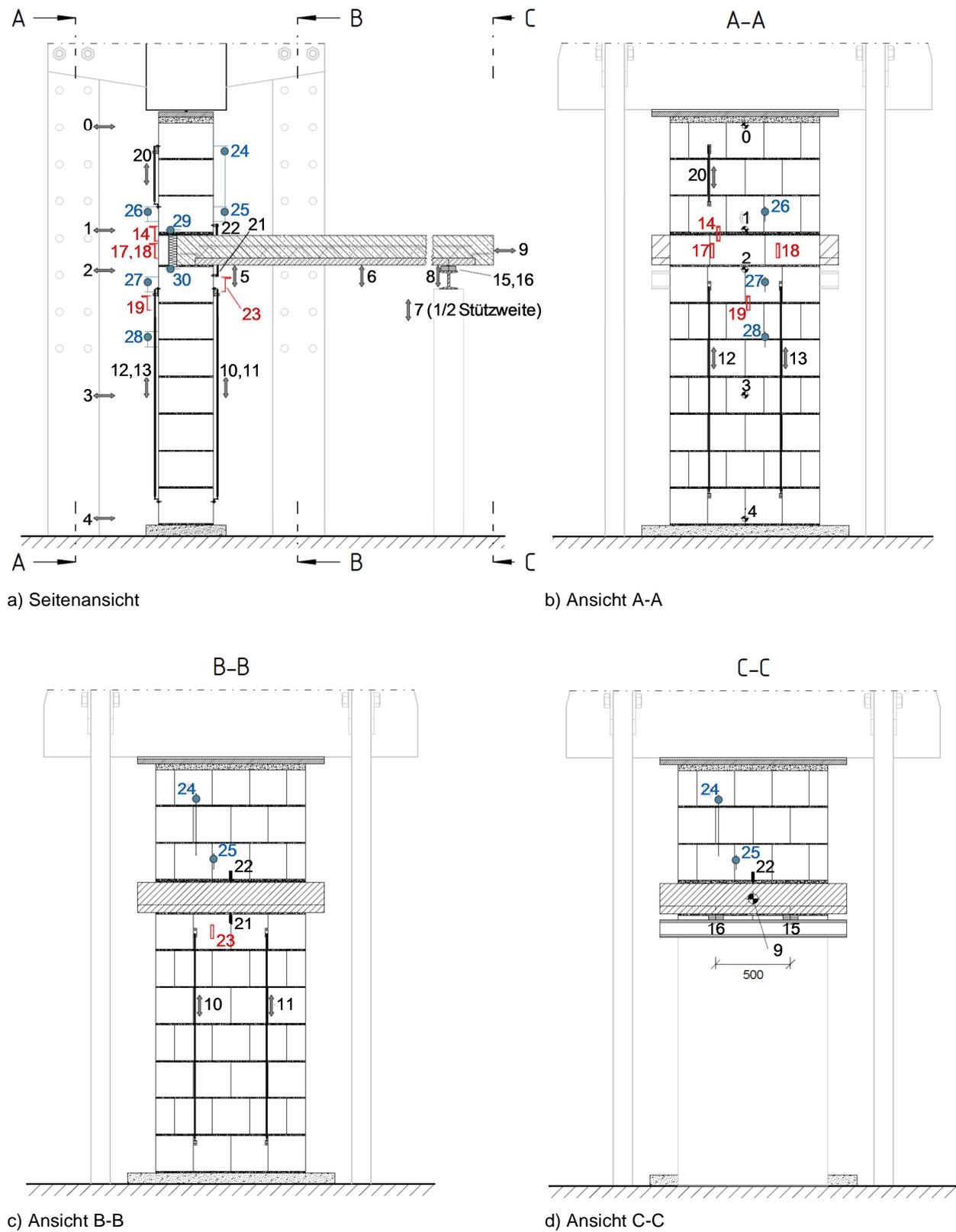


Abbildung 3.12: Messtechnik im Großversuch

### 3.6.3 Materialkennwerte

#### Mauerwerk

Zur Erstellung der Mauerwerkswände wurden Planhochlochziegel des Typs K (s. Tabelle 3.1) im Dünnbettverfahren mit gedeckelter Lagerfuge gemäß der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung vermörtelt. Ausführliche Angaben zum Materialverhalten der Mauersteine sowie des Mauerwerks wurden bereits in den vorangegangenen Kapiteln 3.1 bis 3.5 und insbesondere in Tabelle 3.2 (Mauersteine), Tabelle 3.6 (Dreisteinkörper), Tabelle 3.14 und Tabelle 3.18 (Mauerwerkswände) gegeben.

#### Vormauerstein

In Hinblick auf die realitätsnahe numerische Simulation des Lastabtrages über den Vormauerstein kommt der Steifigkeit des Abmauerziegels besondere Bedeutung zu. Infolgedessen wurde ergänzend zur Bestimmung der Maße nach [DIN EN 772-16: 2011], der Brutto-Trockenrohichte gemäß [DIN EN 772-13: 2000] und der Druckfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge nach [DIN EN 772-1: 2011] an drei Probekörpern mittels der ebenfalls im Großversuch verwendeten DD1-Dehnungsaufnehmer (s. Messstelle 17 und 18 in Abbildung 3.12) eine Bestimmung des Elastizitätsmoduls  $E_{1/4,ax}$  vorgenommen. Die genannten Materialkennwerte sind in Tabelle 3.20 aufgeführt.

**Tabelle 3.20: Materialkennwerte des Vormauersteins**

Probekörper	l in mm	b in mm	h in mm	Masse in kg	Rohdichte in kg/m <sup>3</sup>	Druckfestigkeit in N/mm <sup>2</sup>	$E_{1/4,ax}$ in N/mm <sup>2</sup>
Nr. 1	369	64	249	5,742	976	21,5	
Nr. 2	368	63	248	5,739	998	23,9	
Nr. 3	368	64	248	5,736	982	20,8	
Nr. 4	368	64	248	5,736	982	19,8	
Nr. 5	368	64	249	5,741	979	21,7	
Nr. 6	368	64	249	5,739	979	15,2	
Nr. 7	368	64					8140
Nr. 8	368	64					7950
Nr. 9	368	64					8120
<b>Mittelwert:</b>					<b>983</b>	<b>20,5</b>	<b>8070</b>

#### Beton

Zur Bestimmung der Materialkennwerte des Aufbetons wurden am IZF versuchsbegleitende Materialprüfungen an Betonwürfeln der Kantenlänge 150 mm durchgeführt, deren Herstellung und Lagerung identisch zur Deckenplatte erfolgte. Die Ergebnisse der zum Zeitpunkt des Großversuchs durchgeführten Rohdichtebestimmung und Druckfestigkeitsprüfung können Tabelle 3.21 entnommen werden.

**Tabelle 3.21: Festbetonkennwerte des Aufbetons nach 29 Tagen (13.08.2013)**

Probewürfel	l in mm	b in mm	h in mm	Masse in kg	Rohdichte in kg/dm <sup>3</sup>	Druckfestigkeit in N/mm <sup>2</sup>
Nr. 1	149,8	149,7	149,9	7,510	2,23	24,69
Nr. 2	149,8	149,7	149,6	7,508	2,24	27,11
Nr. 3	149,8	149,9	149,7	7,568	2,25	27,66
<b>Mittelwert:</b>					<b>2,24</b>	<b>26,49</b>

Hinsichtlich der Festbetoneigenschaften der Elementdecke liegt ein externes Prüfzeugnis vom 02.12.2010 vor. Eine Zusammenstellung der entsprechenden Betoneigenschaften beinhaltet Tabelle 3.22.

**Tabelle 3.22: Festbetonkennwerte der Elementdecke nach 28 Tagen (02.12.2010)**

Probewürfel	l in mm	b in mm	h in mm	Masse in kg	Rohdichte in kg/dm <sup>3</sup>	Druckfestigkeit in N/mm <sup>2</sup>
Nr. 1	150	150	150	7,650	<b>2,27</b>	<b>41,3</b>

### 3.6.4 Lastprogramm

Ziel des gewählten Lastprogramms war neben einer reinen Traglastbestimmung auch Kenntnisse über die Aktivierbarkeit des Vormauersteins zum Lastabtrag und die Auflastabhängigkeit des Deckeneinspanngrades zu gewinnen. Hierfür wurden bis zum Eintritt des Bruchversagens der Mauerwerkswände verschiedene Wandlast-Deckenlast-Kombinationen untersucht.

Die Aufbringung der Wandlast erfolgte mittels Hydraulikpressen am Fuß der unteren Wand. Die am Wandkopf der oberen Wand wirkende Normalkraft und die damit im eigentlichen Sinn zu verstehende Wandauflast errechnet sich infolgedessen aus der Pressenkraft abzüglich des Wandeigengewichtes und der in die untere Wand eingeleiteten Deckenauflegerkraft. In Tabelle 3.23 wird bei der Beschreibung des Lastprogramms auf die durch die Hydraulikpresse eingeleitete Vertikalkraft Bezug genommen.

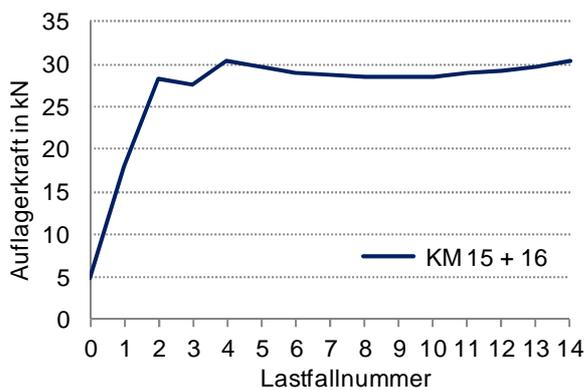
Nach Erreichen der ersten Wandlaststufe (LF 0) wurden zunächst die temporären Deckenunterstützungen entfernt, wodurch die Wirksamkeit der Deckeneigenlast mit ca. 23,0 kN/m<sup>3</sup> einsetzte (LF 1). Bei weiterhin konstant gehaltener Wandlast wurde im folgenden Schritt eine gleichmäßige Flächenbelastung der Decke mittels fünf durch Ziegel beschwerte Europaletten ( $b \times l = 0,80 \times 1,20$  m) vorgenommen. Wird die Gesamtlast der Paletten von 2000 kg auf die Deckenfläche von  $l \times b = 5,69$  m  $\times$  1,23 m = 7,0 m<sup>2</sup> bezogen, entspricht dies einer Deckenlast von 2,86 kN/m<sup>2</sup> (LF 2). Nach Steigerung der Wandlast (LF 3) wurde die Deckenbelastung mit Hilfe weiterer fünf Paletten um 0,77 kN/m<sup>2</sup> gesteigert (LF 4). Daran schloss die Erhöhung der vertikalen Beanspruchung der Wände in Lastschritten von ca. 50 kN bis zum Eintritt des Bruchversagens bei einer Pressenkraft von  $\approx$  660 kN an (LF 5 bis LF 14).

Tabelle 3.23: Lastprogramm im Großversuch

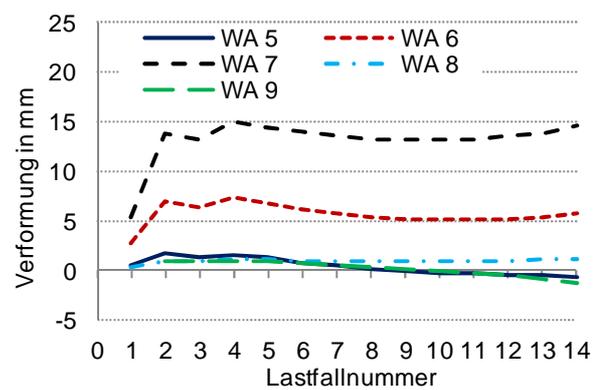
Lastfall	Wandlast (Pressenkraft) in kN	Deckeneigenlast in kN/m <sup>2</sup>	Deckenlast in kN/m <sup>2</sup>	
LF 0	80,9	0	0	
LF 1	80,9	4,72		
LF 2	80,9	4,72	2,86	
LF 3	142,7	4,72	2,86	
LF 4	142,7	4,72	3,63	
LF 5	194,5	4,72	3,63	
LF 6	246,5	4,72	3,63	
LF 7	298,1	4,72	3,63	
LF 8	350,1	4,72	3,63	
LF 9	401,6	4,72	3,63	
LF 10	453,4	4,72	3,63	
LF 11	505,2	4,72	3,63	
LF 12	556,8	4,72	3,63	
LF 13	609,0	4,72	3,63	
LF 14	660,4	4,72	3,63	

### 3.6.5 Ergebnisse

Nachfolgend werden die relevantesten, während der Versuchsdurchführung aufgezeichneten Formänderungen und die Plattenauflagerkraft des geprüften Außenwand-Decken-Systems in Diagrammform für alle in Tabelle 3.23 aufgeführten Wandlast-Deckenlast-Kombinationen lastfallweise dargestellt. Mit Ausnahme der Kraftmessdosen, für die bereits vor der Auflagerung der Elementdecke eine Nullstellung erfolgte, wurde die gesamte übrige Messtechnik vor Aufbringung der ersten Pressenkraft (LF 0) zu Null gesetzt. Im Zuge der weiteren Ergebnisdarstellung werden daher Durchbiegungsänderungen der Deckenplatte (Messstelle 5 bis 8) auf das Ende von LF 0 und somit auf den Zustand nach Erreichen des vertikalen Kraftschlusses im Widerlagerbereich der Druckprüfmaschine bezogen (Schlupfverformungen wurden durch den Einsatz von hochfestem Zementmörtel zwischen Wandkopf und Stahlplatte minimiert). Für die Nachverfolgung der Horizontalverformungsentwicklung wird hingegen auf die am Ende von LF 1 gemessenen Auslenkungen Bezug genommen, da erst ab diesem Zeitpunkt durch das Lösen der anfänglichen Zusatzunterstützungen eine freie Verformbarkeit des Systems in horizontaler Richtung gewährleistet war. Die übrigen Messwerte werden ab Beginn der Nullstellung nachvollzogen. Horizontalauslenkungen werden ausgehend von der Wandaußenseite in Richtung des wandabseitigen Deckenaufagers mit positivem Vorzeichen dargestellt (s. a. Seite 169).

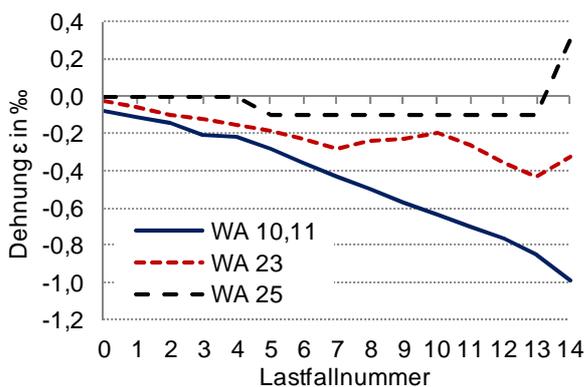


a) Auflagerkraft

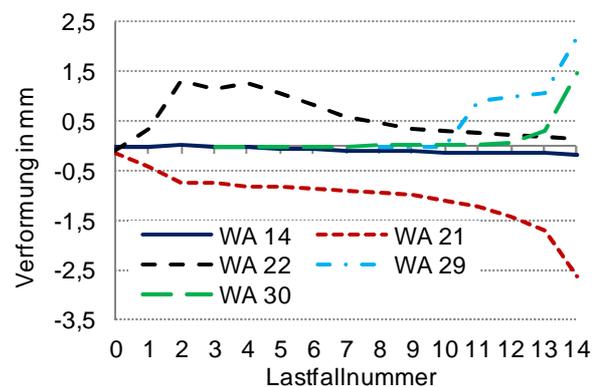


b) Durchbiegungen und Horizontalverformung

Abbildung 3.13: Messwerte im Bereich der Deckenplatte

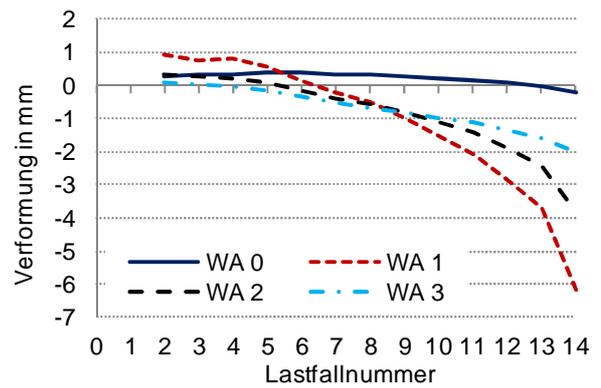
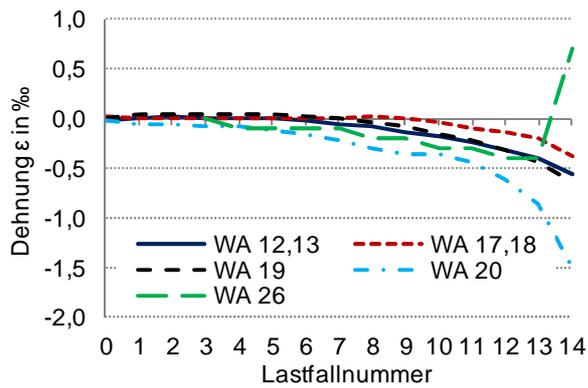


a) Dehnungen



b) Verformungen im Knotenbereich

Abbildung 3.14: Messwerte Wandinnenseiten und Knotenbereich



a) Dehnungen

b) Horizontalverformungen

**Abbildung 3.15: Messwerte Wandaußenseiten**

Neben den aufgezeichneten Formänderungen des Außenwand-Decken-Systems konnten die im Folgenden erläuterten Rissbildungen beobachtet werden.

**Tabelle 3.24: Rissbildung im Großversuch**

<b>LF 2</b>	
	
Rissbildung unterhalb des Vormauersteins	Rissbildung / Fugenklaffung zwischen Deckenoberkante und Wandfuß
<b>LF 4</b>	
	
Rissbildung Deckenunterseite (Feldbereich)	
	
anhaltende Rissbildung / Fugenklaffung im WDK-Bereich	

## LF 7



abnehmende Rissbildung / Fugenklaffung  
im WDK-Bereich



Rissbildung am Wandfuß im Bereich der  
Querstege

## LF 9 , LF 10



fortschreitende Rissbildung am Wandfuß



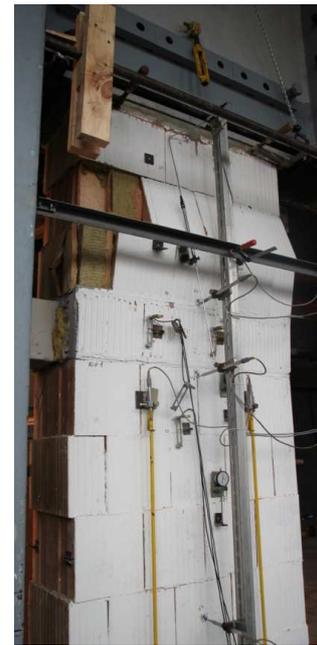
Rissbildung am Wandkopf (nur im Wan-  
deckbereich)

## LF 11 bis LF 13

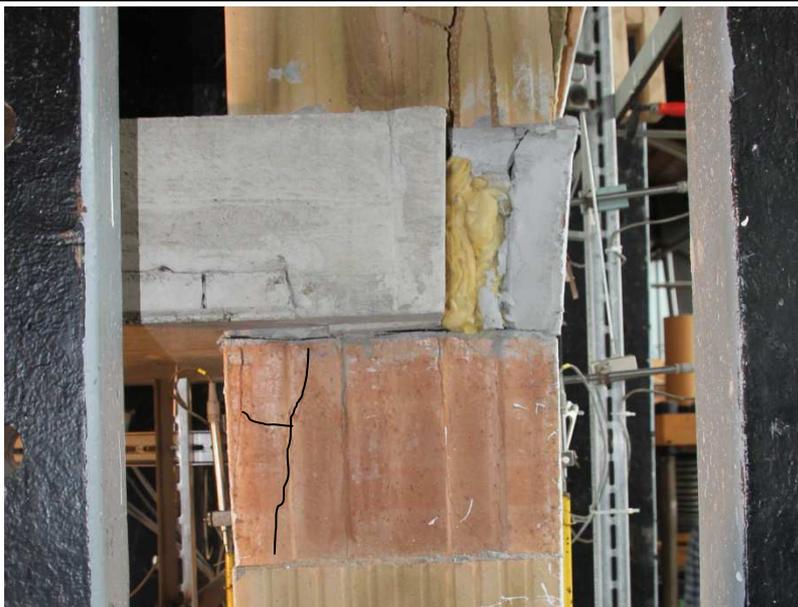


fortschreitende Rissbildung an beiden Stirnseiten der Wände

LF 14



Bruchversagen des Mauerwerks im Wandaußenseitenbereich



Fortschreitende Rissbildung am Wandkopf

Die numerische Simulation des Großversuchs erfolgt in Kapitel 4.3.

## 4 Numerische Modellbildung

Für die numerischen Berechnungen wird das Finite-Elemente-Programm MSC.Marc 2007 [MSC.Software Corporation 2007a] in Verbindung mit dem interaktiven Pre- und Postprozessor MSC.Mentat 2007 [MSC.Software Corporation 2007b] verwendet. Dieses Programmsystem bietet die Möglichkeit zur Lösung sowohl linearer als auch geometrisch, strukturell und physikalisch nichtlinearer Problemstellungen auf Grundlage der Finite-Elemente-Methode und stellt damit eine geeignete Basis zur Abbildung des Trag- und Verformungsverhaltens des Wand-Decken-Systems dar. Zur realitätsnahen Beschreibung des Materialverhaltens von Stahlbeton und Mauerwerk werden Subroutinen (Unterprogramme) in Fortran 90 programmiert und den numerischen Analysen zugrunde gelegt.

Nichtlineare Berechnungen erfordern in der Regel schrittweise Lösungsverfahren, wobei nicht selten je Last- bzw. Zeitschritt Iterationen zum Erreichen des Gleichgewichtszustandes erforderlich werden. Dafür stehen dem Anwender in MSC.Marc verschiedene, bereits implementierte Iterationsverfahren zur Verfügung, wobei im Rahmen dieser Arbeit das Full Newton-Raphson Verfahren (s. Abbildung 4.1) angewendet wird. Der numerische Algorithmus basiert damit im Wesentlichen auf Lösung von Gleichung (4.1) [MSC.Software Corporation 2007c].

$$K(u_{n+1}^{i-1}) \cdot \Delta u = F - R(u_{n+1}^{i-1}) \quad (4.1)$$

Dabei ist

$u$	der Vektor der Knotendeformationen
$\Delta u$	der Vektor der zusätzlichen Knotendeformationen
$F$	der Vektor der äußeren Knotenkräfte (Integration der äußeren Flächen- und Volumenlasten bzw. Addition der äußeren Knotenlasten)
$R$	der Vektor der inneren Knotenkräfte (Integration der inneren Spannungen)
$K$	die Tangenten-Steifigkeitsmatrix
$i$	die Iterationsnummer
$n$	die Inkrementnummer

Die Iteration innerhalb eines Inkrements endet, wenn das vom Anwender definierte Konvergenzkriterium erfüllt ist. MSC.Mentat bietet zur Überprüfung der erreichten Iterationsgenauigkeit Kräfte-, Deformations- sowie Energiekriterien an. Im Zuge der eigenen numerischen Berechnungen wird die Überprüfung bzw. Beurteilung des erreichten Gleichgewichtszustandes mit Hilfe einer zulässigen prozentualen Kräftetoleranz vorgenommen. Dabei wird die maximale Restkraft (Differenz zwischen äußeren und inneren Kräften) ins Verhältnis zur maximalen Reaktionskraft gesetzt und entsprechend Gleichung (4.2) begrenzt.

$$\frac{\|F_{\text{residual}}\|_{\infty}}{\|F_{\text{reaction}}\|_{\infty}} < 0,01 \quad (4.2)$$

Ziel des angewendeten Iterationsverfahrens ist inkrementweise die zur äußeren Kraft  $F$  gehörige Deformation  $u$  zu bestimmen. Zu Beginn eines neuen Inkrements  $n + 1$  wird im ersten Iterationsschritt die aus der äußeren Kraft  $F_{n+1}$  resultierende Verformung  $u_{n+1}^1 = u_n + \Delta u^1$  unter Ansatz der Tangentensteifigkeit des vorangegangenen Inkrements  $K(u_n)$  ermittelt. Im Anschluss daran wird unter Einbeziehung der definierten Materialgesetze auf die aus dieser Verformung tatsächlich resultierende innere Kraft  $R(u_{n+1}^1)$  rückgerechnet. Übersteigen die Restkräfte die zugelassene Toleranzgrenze gemäß Gleichung (4.2), wird ein weiterer Iterationsschritt erforderlich. Ausgangspunkt für diese Iteration ist

jetzt die innere Kraft  $R(u_{n+1}^1)$  und die zugehörige Verformung  $u_{n+1}^1$ . Die zusätzlich erforderliche Deformation  $\Delta u^2$  wird unter Ansatz der Tangentensteifigkeit des vorangegangenen Iterationsschrittes  $K(u_{n+1}^1)$  bestimmt und folglich um das Maß der veränderten Nichtlinearität korrigiert. Dieses Lösungsschema wird solange wiederholt bis die Restkräfte in ausreichender Form minimiert wurden und damit Konvergenz festgestellt werden kann.

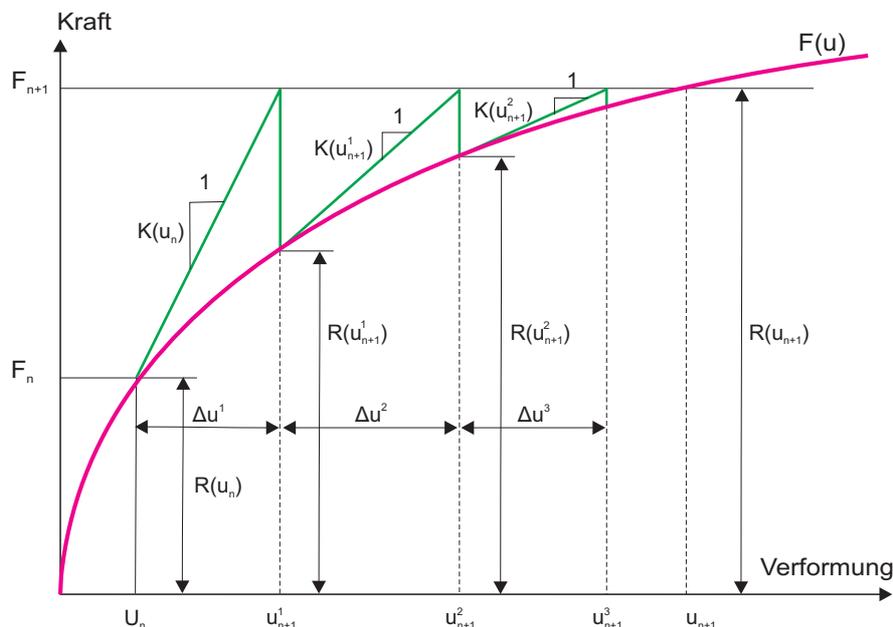


Abbildung 4.1: Full Newton-Raphson Verfahren

### 4.1 Stahlbetondecke

Die Modellierung der Stahlbetondecke wird unter Annahme eines ebenen Spannungszustandes mittels Quad 4-Elementen (Beton) gemäß Abbildung 4.2 und Truss-Elementen (Betonstahl) gemäß Abbildung 4.3 vorgenommen.

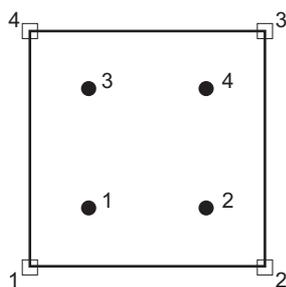


Abbildung 4.2: Vierknotiges 2D-Element mit bilinearer Ansatzfunktion

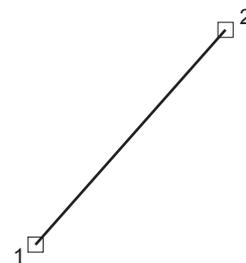


Abbildung 4.3: Zweiknotiges Stabelement mit linearer Ansatzfunktion

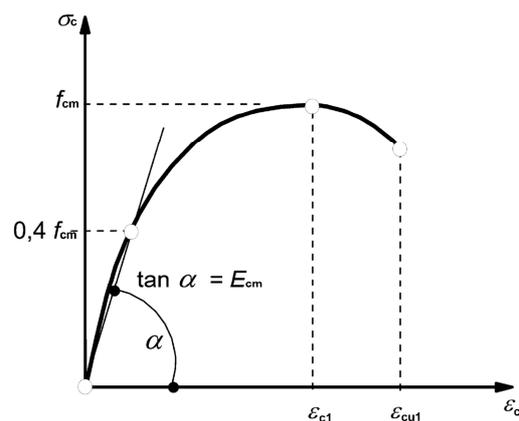
Die explizite Eingabe des Betonstahls ermöglicht dabei zusammen mit einem entsprechend modifizierten Materialgesetz die Erfassung des Steifigkeitsabfalls der Deckenplatte infolge Rissbildung sowie die Berücksichtigung der versteifenden Wirkung des Betons zwischen den Rissen (tension stiffening, Zugversteifung). Ziel der Modellierung ist die Biegesteifigkeit der Stahlbetondecke realitätsnah zu erfassen, um sowohl die am WDK übertragenen Knotenmomente als auch den zugehörigen Deckendrehwinkel aussagekräftig abbilden zu können. Im Folgenden werden die hierfür relevanten

Werkstoff- und Verbundeigenschaften von Stahlbeton-Biegebauteilen unter Berücksichtigung der Langzeiteffekte Betonkriechen und Betonschwinden und deren Umsetzung im numerischen Rechenmodell erläutert.

#### 4.1.1 Beton

##### Materialverhalten unter kurzzeitiger Druckbeanspruchung

Das Materialverhalten von Beton unter kurzzeitiger Druckbeanspruchung kann vereinfacht in drei Bereiche unterteilt werden. Bei Druckspannungen von bis zu  $0,4 f_{cm}$  verhält sich Beton annähernd linear-elastisch. Eine weitere Spannungserhöhung führt zur Bildung von Mikrorissen und damit zu einem überproportionalen Anstieg der Dehnungen. Nach Erreichen der Druckfestigkeit tritt eine fortschreitende Zerstörung des Betongefüges ein, wodurch es zu einer Dehnungszunahme bei gleichzeitiger Abnahme der Spannung kommt. [DIN EN 1992-1-1: 2011] beschreibt den Zusammenhang zwischen einwirkender einaxialer Betondruckspannung  $\sigma_c$  und der daraus resultierenden Betonstauchung  $\varepsilon_c$  durch Gleichung (4.3), deren graphische Darstellung in Abbildung 4.4 erfolgt. Dieser parabelförmige Ansatz der Spannungs-Dehnungs-Beziehung darf sowohl für Verformungsberechnungen als auch für nichtlineare Verfahren der Schnittgrößenermittlung mit daran gekoppelter Querschnittsbemessung herangezogen werden, wobei für Letztere anstelle der mittleren Druckfestigkeit  $f_{cm}$  der rechnerische Mittelwert der Betonfestigkeit  $f_{cR}$  zu verwenden ist (s. Kapitel 5.1).



**Abbildung 4.4:** Spannungs-Dehnungs-Linie für nichtlineare Schnittgrößenermittlungen und Verformungsberechnungen nach [DIN EN 1992-1-1: 2011]

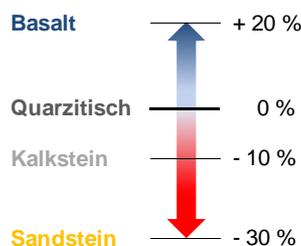
$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \quad (4.3)$$

Dabei ist

$\eta$	$= \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$
$\varepsilon_{c1}$	die Stauchung beim Höchstwert der Betondruckspannung
$k$	$= 1,05 \cdot E_{cm} \cdot  \varepsilon_{c1}  / f_{cm}$
$f_{cm}$	die mittlere Druckfestigkeit nach 28 Tagen
$E_{cm}$	der mittlere Elastizitätsmodul (Sekantenwert zwischen $\sigma_c = 0$ und $0,4 f_{cm}$ )

Die Verformungseigenschaften von Beton hängen in erster Linie von seiner Zusammensetzung ab, insbesondere von der verwendeten Gesteinskörnung [Schießl et al. 2003]. Richtwerte für die Festigkeits- und Formänderungskennwerte für Beton können Tabelle 3.1 in [DIN EN 1992-1-1: 2011] entnommen werden. Die in Abhängigkeit von der Betonfestigkeitsklasse tabellierten Elastizitätsmodul  $E_{cm}$  (Sekantenwert zwischen  $\sigma_c = 0$  und  $0,4 f_{cm}$ ) gelten hierbei für Betonsorten mit quarzithaltigen Gesteinskörnungen und einem Betonalter von 28 Tagen. Werden Betone mit Kalkstein- und Sandsteingesteinskörnungen verwendet, wird empfohlen, die Werte um 10 % bzw. 30 % abzumindern. Bei Basaltgesteinskörnungen sollten die E-Moduln um 20 % erhöht werden.

Die in Kapitel 5 beschriebene Parameterstudie wird unter Annahme von quarzithaltigen Betonzuschlägen durchgeführt, um die Anwendbarkeit der Biegeschlankheitsformeln nach [DIN EN 1992-1-1: 2011], die unter Kapitel 5.5 näher erläutert werden, zu gewährleisten. Damit kann die Bestimmung der normativ erforderlichen Mindestdeckendicken, die in der Parameterstudie Berücksichtigung finden sollen, ohne direkte Berechnung der Deckendurchbiegung erfolgen. Der Ansatz eines geringeren E-Moduls hätte gleichzeitig auch eine Erhöhung der erforderlichen Mindestdeckendicke zur Folge, wodurch der Abfall der Deckenbiegesteifigkeit infolge des geringeren Elastizitätsmoduls wieder relativiert wird.



**Abbildung 4.5:** Empfohlene Anpassung des Elastizitätsmoduls  $E_{cm}$  in Abhängigkeit von der Gesteinskörnung nach [DIN EN 1992-1-1: 2011]

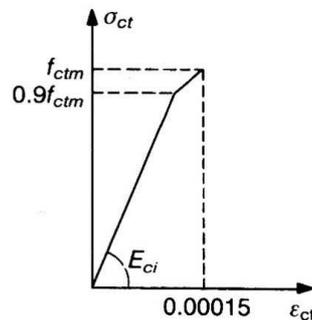
#### Materialverhalten unter kurzzeitiger Zugbeanspruchung

Im Vergleich zur Druckfestigkeit fällt die Festigkeit von Normalbeton unter Zugbeanspruchung gering aus; sie liegt lediglich in etwa bei 5 % bis maximal 15 % der einaxialen Festigkeit des druckbeanspruchten Betons. Wird auf eine experimentelle Bestimmung der vorhandenen Zugfestigkeit verzichtet, kann die Herleitung der mittleren zentrischen Zugfestigkeit  $f_{ctm}$  gemäß [DIN EN 1992-1-1: 2011] für Betonfestigkeitsklassen  $\leq C50/60$  nach Gleichung (4.4) in Abhängigkeit von der charakteristischen Betondruckfestigkeit  $f_{ck}$  erfolgen.

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (4.4)$$

[CEB-FIP 1993] beschreibt den linearen Zusammenhang zwischen Spannung und Dehnung für Betonzugspannungen von bis zu  $0,9 f_{ctm}$  mit Hilfe des Tangentenmoduls  $E_c$  des druckbeanspruchten Betons (s. Abbildung 4.6); die maximale Zugspannung  $f_{ctm}$  wird bei einer Dehnung von 0,15 ‰ erreicht. Die mit der Höchstzugspannung einhergehende Dehnung ist folglich gering, weshalb für die eigenen Untersuchungen physikalische Nichtlinearitäten bis zum Erreichen der maximalen Zugspannung vernachlässigt werden. Statt des Tangentenmoduls wird jedoch zur Beschreibung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens des ungerissenen Betons der „weichere“ Sekantenmodul  $E_{cm}$  nach Gleichung (4.5) gemäß [DIN EN 1992-1-1: 2011] in Ansatz gebracht.

$$E_{cm} = 2,2 \cdot 10^4 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3} \quad (4.5)$$



**Abbildung 4.6:** Spannungs-Dehnungs-Linie bei einaxialer Zugbeanspruchung nach [CEB-FIP 1993]

Liegen überwiegend auf Biegung beanspruchte Bauteile mit geringen Querschnittshöhen vor, wie es auch bei den im Rahmen dieser Arbeit zu untersuchenden Stahlbetondecken der Fall ist, kann die mittlere Biegezugfestigkeit  $f_{ctm,fl}$  die zentrische Zugfestigkeit deutlich übersteigen. Nach [DIN EN 1992-1-1: 2011] darf die ansetzbare Biegezugfestigkeit des Bauteils wie folgt berechnet werden:

$$f_{ctm,fl} = (1,6 - h [\text{mm}]/1000) \cdot f_{ctm} \geq f_{ctm} \quad (4.6)$$

Es ist hervorzuheben, dass sowohl das beschriebene Zugtragverhalten des ungerissenen Betons als auch seine zugversteifende Wirkung zwischen den Rissen (tension stiffening) durch die in Kapitel 4.1.3 erläuterte Modifikation der Betonstahlarbeitslinie Berücksichtigung findet. Dem Beton an sich wird hingegen im numerischen Rechenmodell keine Zugfestigkeit zugewiesen. Diese Vorgehensweise hat sich bei der Entwicklung des FE-Modells als vorteilhaft erwiesen, da Konvergenzschwierigkeiten als Folge des abfallenden Astes der Spannungs-Dehnungs-Beziehung im Nachbruchbereich vermieden werden.

#### Betonkriechen / Materialverhalten unter langzeitiger Druckbeanspruchung

Unter Kriechen wird die fortschreitende Zunahme der Betondehnung unter konstanter Spannung verstanden. Das Kriechverhalten des Betons wird überwiegend von folgenden Einflussgrößen bestimmt [DAfStb 2012]:

- Betonalter bei Belastungsbeginn
- Dauer und Größe der Beanspruchung
- Umgebungsbedingungen (relative Luftfeuchte)
- Bauteilabmessungen
- Betontechnologische Kennwerte (Wasserzementwert, Zementart, Zementgehalt, Art der Gesteinskörnung)

Der Kriechprozess setzt sich aus den beiden Komponenten Grundkriechen und Trocknungskriechen zusammen. Die graphische Darstellung der beiden Kriechverformungsanteile erfolgt in Abbildung 4.7. Dem Grundkriechen werden die Verformungsanteile zugerechnet, die ohne Feuchteaustausch des Bauteils mit seiner Umgebung entstehen. Dieser Zustand des Feuchtgleichgewichts kann u. a. bei sehr hohen Umgebungsfeuchten oder sehr massigen Bauteilen auftreten und ist experimentell durch einen versiegelten Prüfkörper simulierbar [Müller und Kvitsel 2002]. Generell sind die während des

Kriechens ablaufenden Prozesse komplex und noch nicht abschließend erforscht. Bekannt ist, dass der lastabhängige Langzeiteffekt u. a. durch Umlagerung von Wassermolekülen einhergehend mit Gleit- und Verdichtungsvorgängen in der Zementmatrix hervorgerufen wird [Müller et al. 2012]. Infolge von Austrocknungsprozessen während der Belastungsdauer treten zusätzliche Verformungen auf, die als Trocknungskriechen bezeichnet werden. Ungleichmäßig über den Querschnitt stattfindende Austrocknungsvorgänge dürfen bei Abbildung des mittleren Querschnittsverhaltens gemäß [DAfStb 2012] unberücksichtigt bleiben.

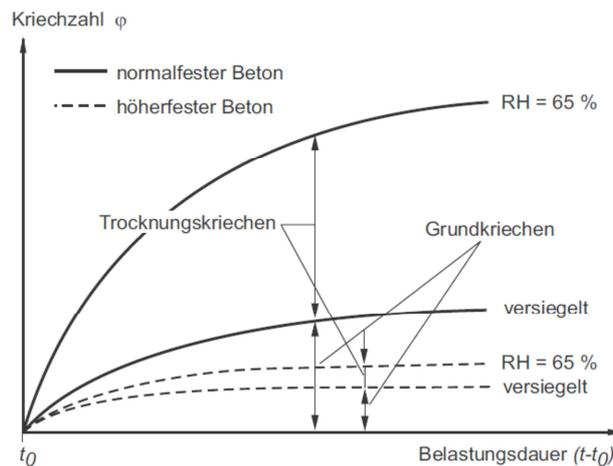


Abbildung 4.7: Zeitlicher Verlauf der Kriechverformung von Beton aus [Zilch und Zehetmaier 2010]

Hinsichtlich der analytischen Erfassung der Kriechprozesse können prinzipiell Summations- und Produktansätze voneinander unterschieden werden. Summationsansätze sind durch eine additive Verknüpfung der reversiblen und irreversiblen Anteile des Kriechens geprägt, wohingegen sich die Produktansätze durch einen multiplikativen Zusammenhang zwischen den Funktionen zur Berücksichtigung des Einflusses des Betonalters und der zeitabhängigen Kriechverformungsentwicklung auszeichnen. Weiterführende Erläuterungen können hierzu u. a. [Müller und Kvitsel 2002] und [Zilch und Zehetmaier 2010] entnommen werden.

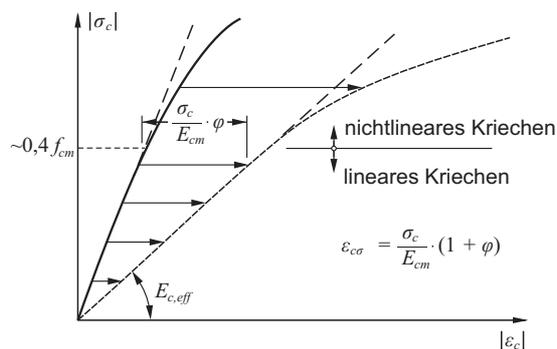


Abbildung 4.8: Kriechverhalten von Beton

Liegt die Betondruckspannung bei Belastungsbeginn  $t_0$  unterhalb von  $\approx 0,4 f_{cm}$  bzw. unterhalb von  $0,45 f_{ck}(t_0)$  nach [DIN EN 1992-1-1: 2011], hat es sich in der Praxis bewährt dem Beton vereinfacht lineares Kriechverhalten, d. h. Proportionalität zwischen Kriechdehnung und aufgebrachter Spannung zu unterstellen. Bei Stahlbetontragwerken darf folglich in der Regel im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit auf die Berücksichtigung einer Nichtlinearität des Kriechens verzichtet werden (s.

Abbildung 4.8). Die Bestimmung der Kriechverformung  $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$  kann unter dieser Voraussetzung vereinfacht durch Multiplikation der elastischen Kurzzeitverformung mit der linearen Kriechzahl  $\varphi(t, t_0)$  gemäß Gleichung (4.7) erfolgen. Liegen höhere Betondruckspannungen vor (z.B. bei Vorspannung mit sofortigem Verbund), ist die Nichtlinearität des Kriechens zu berücksichtigen. Die Ermittlung der nichtlinearen Endkriechzahl  $\varphi_{nl}(\infty, t_0)$  darf in diesen Fällen mit Hilfe von Gleichung (4.8) nach [DIN EN 1992-1-1: 2011] vorgenommen werden.

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_c / E_c \quad (4.7)$$

$$\varphi_{nl}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot e^{1,5 \cdot (k_\sigma - 0,45)} \quad (4.8)$$

Dabei ist

$\varphi(t, t_0)$	die lineare rechnerische Kriechzahl eines Betons im Alter $t$
$\varphi_{nl}(\infty, t_0)$	die nichtlineare rechnerische Kriechzahl, die $\varphi(\infty, t_0)$ ersetzt
$k_\sigma$	$= \sigma_c / f_{ck}(t_0)$

In der neuen Normengeneration [DIN EN 1992-1-1: 2011] wird dem Anwender die Ermittlung der linearen Kriechzahl  $\varphi(t, t_0)$  mit Hilfe eines Produktansatzes bei Verwendung des normativen Anhangs B.1 nach Gleichung (4.9) ermöglicht.

$$\varphi(t, t_0) = \underbrace{\varphi_0}_{\text{Grundkriechzahl}} \cdot \underbrace{\beta_c(t, t_0)}_{\text{Zeitfunktion der Kriechentwicklung}} \quad (4.9)$$

Bezüglich einer detaillierteren Beschreibung der einzelnen Formelbestandteile wird an dieser Stelle auf den genannten Normenanhang verwiesen, da für die zu bearbeitende Fragestellung die Abbildung der zeitlichen Entwicklung der Kriechverformung nicht erforderlich ist. Eine Betrachtung der Deckenbiegesteifigkeit zum Zeitpunkt  $t \rightarrow 0$  sowie  $t \rightarrow \infty$  liefert die zu erwartenden Grenzwerte hinsichtlich der infolge der Deckendurchbiegung und des Deckendrehwinkels am WDK übertragenen Biegemomente. Für die weiteren numerischen Untersuchungen wird dementsprechend die Festlegung einer linearen Endkriechzahl  $\varphi(\infty, t_0)$  erforderlich. Für solche Anwendungsfälle kann die Ermittlung von  $\varphi(\infty, t_0)$  mit Hilfe von Bild 3.1 in [DIN EN 1992-1-1: 2011] (für Innenräume: s. a. Abbildung 4.9) als ausreichend genau angesehen werden.

Wie bereits im Vorhergehenden erläutert, sind der in Kapitel 5 durchgeführten Variantenstudie die normativen Mindestdeckendicken zugrunde gelegt, die mit Hilfe der Biegeschlankheitsformeln nach [DIN EN 1992-1-1: 2011] errechnet werden. Die Herleitung dieser Gleichungen wurde auf Basis einer an Einfeldträgern (Platten und Balken mit Rechteckquerschnitten) durchgeführten Parameterstudie vorgenommen [European Concrete Platform ASBL 2008]. Im Wesentlichen wurden dabei folgende hinsichtlich des Betonkriechens relevanten Annahmen getroffen:

#### Lastgeschichte

- Zeitpunkt  $t_{0,1} = 10$  d: Aufbringen der Eigenlast  $G_{k,1}$
- Zeitpunkt  $t_{0,2} = 60$  d: Aufbringen der Ausbaulast  $G_{k,2}$
- Zeitpunkt  $t_{0,3} = 365$  d: quasi-ständige Einwirkungskombination  $G_{k,1} + G_{k,2} + \psi_2 \cdot Q_k$

Lastverhältnisse (einachsig gespannte Platten)

- $G_{k,1} = 0,45 \cdot (G_{k,1} + G_{k,2} + Q_k) = 0,45 \cdot E_k$  Anteil Eigenlast
- $G_{k,2} = 0,30 \cdot (G_{k,1} + G_{k,2} + Q_k) = 0,30 \cdot E_k$  Anteil Ausbaulast
- $\psi_2 \cdot Q_k = 0,3 \cdot 0,25 \cdot (G_{k,1} + G_{k,2} + Q_k) = 0,075 \cdot E_k$  Anteil Nutzlast

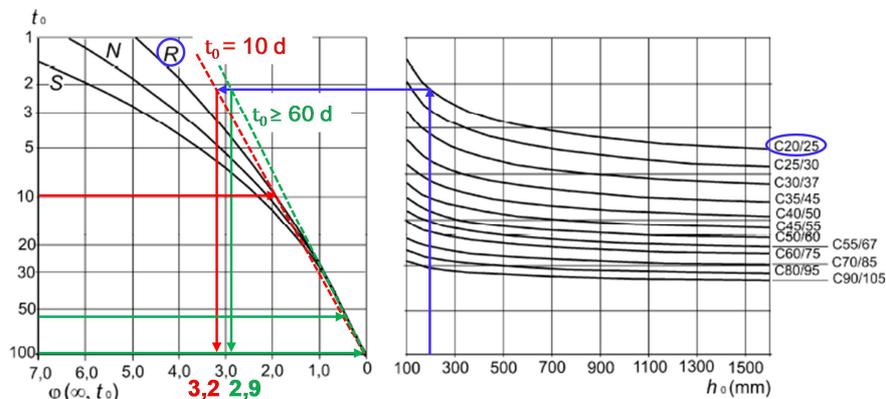
Relative Luftfeuchte

- 50 %: unterer Grenzwert für Kriech- und Schwindbeiwerte
- 80 %: oberer Grenzwert für Kriech- und Schwindbeiwerte

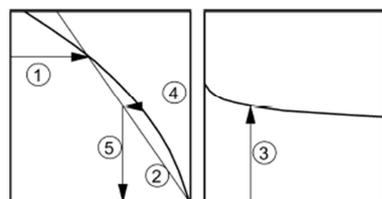
Auf Grundlage dieser Randbedingungen wird nachfolgend die Ermittlung der im numerischen Rechenmodell zu implementierenden Endkriechzahl nach Abbildung 4.9 und Gleichung (4.10) durchgeführt, wobei ergänzende Festlegungen getroffen werden:

- Betonfestigkeitsklasse C20/25
- wirksame Bauteildicke  $h_0 = 2 \cdot A_c / u = 2 \cdot 1000 \cdot 200 / 2000 = 200 \text{ mm}$
- Zementklasse R
- 50 % relative Luftfeuchte (trockene Innenräume)

$$\varphi(\infty, t_0) \approx \frac{G_{k,1} \cdot \varphi(\infty, t_{0,1}) + G_{k,2} \cdot \varphi(\infty, t_{0,2}) + \psi_2 \cdot Q_k \cdot \varphi(\infty, t_{0,3})}{G_{k,1} + G_{k,2} + \psi_2 \cdot Q_k} \tag{4.10}$$



a) trockene Innenräume, relative Luftfeuchte = 50%



ANMERKUNG  
 — der Schnittpunkt der Linien 4 und 5 kann auch über dem Punkt 1 liegen  
 — für  $t_0 > 100$  darf  $t_0 = 100$  angenommen werden (Tangentenlinie ist zu verwenden)

**Abbildung 4.9: Methode zur Bestimmung der Kriechzahl  $\varphi(\infty, t_0)$  für Beton bei einer relativen Luftfeuchte von 50 % nach [DIN EN 1992-1-1: 2011]**

$$\varphi(\infty, t_0) \approx \frac{0,45 \cdot 3,2 + 0,3 \cdot 2,9 + 0,075 \cdot 2,9}{0,45 + 0,3 + 0,075} \approx \underline{3,0}$$

Zu beachten ist, dass die bei Ermittlung von Kriechzahlen unterstellte konstante Spannung über die Belastungszeit eine Idealisierung gegenüber den realen Spannungsverhältnissen im Bauteil darstellt. Dabei finden weder im Laufe der Zeit auftretende Spannungsumlagerungen innerhalb des Verbundquerschnittes noch der Abbau von Eigenspannungen oder Schnittgrößenumlagerungen bei statisch unbestimmten Systemen Berücksichtigung. Ein Sonderfall des Kriechens unter veränderlicher Spannung stellt in diesem Zusammenhang die bei gleichzeitig abfallender Spannung konstant bleibende Dehnung dar. Dieser Effekt wird als Relaxation bezeichnet.

Dem zeitlichen Verlauf der Spannungen bei gleichzeitiger Berücksichtigung der verminderten Kriechfähigkeit des alternden Betons kann in der Regel durch Multiplikation der Kriechzahl mit einem Relaxationskennwert Rechnung getragen werden. Für den im Rahmen dieser Arbeit zu untersuchenden Betrachtungszeitpunkt  $t \rightarrow \infty$  wird der Relaxationskennwert in Anlehnung an [Müller et al. 2012] auf

$$\rho = 0,8$$

festgelegt. Weiterführende Erläuterungen zur analytischen Erfassung von Kriech- und Relaxationsprozessen können z. B. [Trost 1967] entnommen werden.

Zudem ist zu berücksichtigen, dass sich die nach [DIN EN 1992-1-1: 2011] ermittelten Kriechzahlen  $\varphi(t, t_0)$  auf den Tangentenmodul des druckbeanspruchten Betons  $E_c$  beziehen, der mit  $1,05 E_{cm}$  (Sekantenmodul) angenommen werden darf (siehe  $\alpha_i$  in Gleichung (4.11)).

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass das Druckverhalten des Betons im Gebrauchstauglichkeitszustand mit Hilfe eines effektiven Elastizitätsmoduls nach Gleichung (4.11) angenähert werden kann.

$$E_{c,eff} = E_{cm} / [1 + \alpha_i \cdot \rho \cdot \varphi(t, t_0)] \quad (4.11)$$

Dabei ist

$E_{cm}$	der mittlere Elastizitätsmodul (Sekantenwert zwischen $\sigma_{cm} = 0$ und $0,4 f_{cm}$ )
$\alpha_i$	das Verhältnis der E-Moduln mit $\alpha_i = E_{cm}/E_c = 0,95$
$\rho$	der Relaxationskennwert mit $\rho \approx 0,8$ für $t \rightarrow \infty$

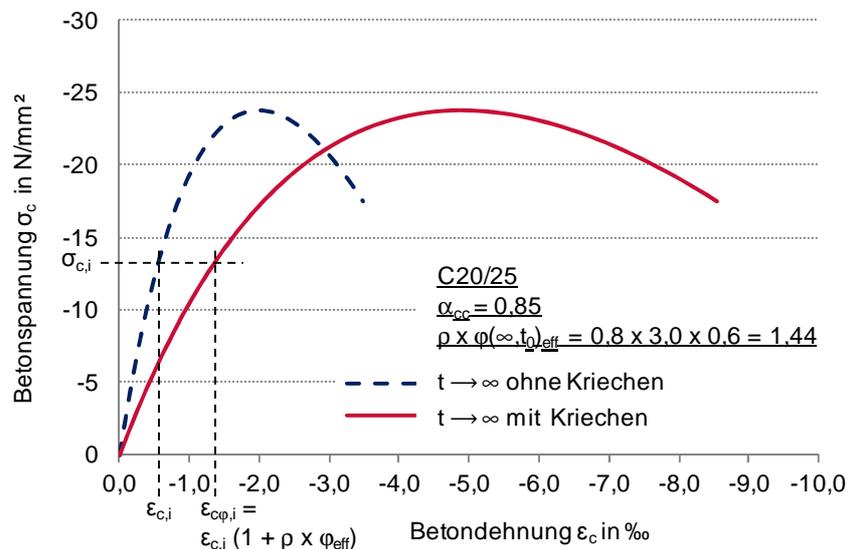
Die nichtlinearen Berechnungen in Kapitel 5 erfordern neben der Abbildung der Gebrauchstauglichkeitszustände jedoch auch die Betrachtung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit. Liegen Beanspruchungen über die kriecherzeugende, quasi-ständige Einwirkungskombination hinaus vor, wird dies im numerischen Rechenmodell über eine Abminderung der Kriechzahl nach Gleichung (4.12) abgebildet.

$$\varphi(t, t_0)_{eff} = \varphi(t, t_0) \cdot \frac{\text{kriecherzeugende Last}}{\text{einwirkende Last}} \approx \varphi(t, t_0) \cdot \frac{\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}}{\text{einwirkende Last}} \quad (4.12)$$

Numerische Analysen im Grenzzustand der Tragfähigkeit benötigen im Vergleich zu Gebrauchstauglichkeitsnachweisen neben der Kenntnis über die Steifigkeit auch den Wert der aufnehmbaren Maximalspannung des Werkstoffs. Werden Betonstrukturen über eine längere Dauer hohen Druckspannungen ausgesetzt, tritt ein der Nacherhärtung des Betons entgegenwirkender Effekt ein, das sogenannte Dauerstandversagen als Folge des fortschreitenden Mikrorisswachstums. Nur unter der Voraussetzung, dass der Festigkeitsgewinn des bei ausreichendem Feuchteangebots noch hydratisierenden Betons den Festigkeitsabfall durch erhöhte Strukturschädigung übersteigt, kann die maximale Kurzzeitdruckfestigkeit auch unter Dauerbeanspruchung erreicht werden. Der Dauerstandeffekt findet in [DIN EN 1992-1-1: 2011] über die Abminderung der Kurzzeitfestigkeit mit einem Dauerstandbeiwert

$\alpha_{cc}$  Berücksichtigung. Wird dabei auf die 28 Tage-Kurzzeitfestigkeit des Betons Bezug genommen, lässt [DIN EN 1992-1-1: 2011] den Ansatz von  $\alpha_{cc} = 1,0$  zu. Da in Deutschland in der Regel schnellerhärtende Zemente verwendet werden, deren Festigkeitszunahme bei einem Betonalter von mehr als 28 Tagen gering ausfällt [Zilch und Zehetmaier 2010], wird in [DIN EN 1992-1-1/NA: 2011] i. W. eine Abminderung der Kurzzeitdruckfestigkeit auf 85 % ( $\alpha_{cc} = 0,85$ ) gefordert. Dieser Dauerstandbeiwert wird in den eigenen Untersuchungen berücksichtigt.

Für die durchzuführenden nichtlinearen Berechnungen ist im Grenzzustand der Tragfähigkeit bzw. für Deckenbelastungen über die quasi-ständige Einwirkung hinaus die in Abbildung 4.4 dargestellte Spannungs-Dehnungs-Beziehung in ihrer Gesamtheit zu modifizieren. Mit alleiniger Anpassung des Sekantenmoduls nach Gleichung (4.11) ist eine Erfassung der physikalischen Nichtlinearitäten für höhere Spannungsniveaus nicht möglich. Im Zuge der eigenen Untersuchungen wird daher die in Abschnitt 5.8.6 (4) in [DIN EN 1992-1-1: 2011] erläuterte Methode zur Berücksichtigung des Kriechens angewendet, indem alle Dehnungswerte der Spannungs-Dehnungs-Linie des druckbeanspruchten Betons mit dem Faktor  $(1 + \rho \cdot \varphi(t, t_0)_{\text{eff}})$  multipliziert werden. In Abbildung 4.10 erfolgt die beispielhafte Darstellung einer entsprechend verzerrten Betonarbeitslinie. Es wird deutlich, dass mit Hilfe dieser Vorgehensweise das Verhalten bei mäßigen Betonausnutzungsgraden und damit für Betondruckspannungen innerhalb des nahezu linear-elastischen Bereichs der Arbeitslinie sehr gut erfasst wird. Die Näherung in Form des überschätzten nichtlinearen Dehnungszuwachses für Bauteile bzw. Bauteilbereiche mit höherer Beanspruchung kann für die Ausnutzungsgrade üblicher Stahlbetondecken als hinreichend genau bewertet werden, zumal sich der Steifigkeitsabfall infolge des Betonkriechens verstärkt bei geringen Beanspruchungsniveaus auswirkt. Befindet sich der Verbundquerschnitt im ungerissenen Zustand, tritt Betonkriechen sowohl in der Druck- als auch in der Zugzone auf. Geht der Querschnitt hingegen in den gerissenen Zustand über, liegen Kriechverformungen lediglich in der Druckzone vor und spielen damit bezogen auf die Gesamtverkrümmung des Querschnitts eine geringere Rolle.



**Abbildung 4.10:** Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für einen druckbeanspruchten Beton mit und ohne Berücksichtigung des Kriechens bei einem kriecherzeugenden Lastanteil von 60 %

### Betonkriechen / Materialverhalten unter langzeitiger Zugbeanspruchung

Im Vergleich zur experimentellen Erforschung des Kriechverhaltens von druckbeanspruchtem Beton liegen nur wenige Untersuchungen zum Kriechverhalten des Werkstoffs unter Zugbeanspruchung vor, u. a. sind dabei die Arbeiten von [Kordina et al. 2000] und [Reinhardt und Cornelissen 1985] zu nennen. Die Ergebnisse von [Kordina et al. 2000] zeigen, dass bei Betrachtung von Biegebauteilen im Zustand I (ungerissen) das Zugkriechverhalten annähernd mit Ansatz der linearen Druckkriechzahl erfasst werden kann. Dabei konnte für Zugspannungen bis zu 70 % der zentrischen Zugfestigkeit ein linearer Zusammenhang zwischen elastischer Dehnung und Kriechverformung festgestellt werden. Vergleichbar zum Betonverhalten unter Druckbeanspruchung haben die durchgeführten Zugversuche eine gegenüber Kurzzeitbeanspruchungen reduzierte Dauerstandfestigkeit geliefert; diese erreichte ca. 75 % der zentrischen Kurzzeitzugfestigkeit. Demgegenüber lassen die Untersuchungen von [Reinhardt und Cornelissen 1985] auf eine Dauerstandfestigkeit von nur 0,6 bis 0,7  $f_{ctm}$  schließen. Der Dauerstandbruch trat dabei nach sehr kurzer Belastungsdauer, teilweise nach nur einem Tag ein.

Bezugnehmend auf diese Versuchsergebnisse wird auf eine Berücksichtigung des zeitlichen Abfalls der Zugfestigkeit im Rahmen der numerischen Untersuchungen verzichtet. Für Betrachtungszeitpunkte  $t > 0$  wird die aufnehmbare Zugspannung des biegebeanspruchten Betons pauschal auf

$$f_{ctm,fl}(t > 0) = 0,7 \cdot f_{ctm,fl}$$

begrenzt, wobei bis zum Eintritt des Zugversagens von linear-elastischen Werkstoffbeziehungen ausgegangen wird. Die Spannungs-Dehnungs-Beziehung wird unter Berücksichtigung des kriecheerzeugenden Lastanteils mit Hilfe des effektiven Elastizitätsmoduls nach Gleichung (4.13) beschrieben.

$$E_{c,eff} = E_{cm} / [1 + \alpha_i \cdot \rho \cdot \varphi(t, t_0)_{eff}] \quad (4.13)$$

### Betonschwinden

Neben dem Kriechprozess ist im Zuge von Verformungsermittlungen und nichtlinearen Berechnungen ein weiterer Langzeiteffekt des Betons – das Schwinden – zu berücksichtigen. Unter Schwinden wird die zeitabhängige Längenänderung des unbelasteten Betons verstanden, die infolge eines veränderten Porenwassergehalts des frischen, des erhärtenden und des bereits erhärteten Werkstoffs auftritt. Die Schwinddehnungen werden dabei in erster Linie durch Volumenänderungen innerhalb des Zementsteins hervorgerufen. Steife und wenig poröse Gesteinskörnungen wirken dieser Verformung entgegen. [Grube 2003] unterscheidet die vier Schwindarten Frühschwinden, autogenes Schwinden, Trocknungsschwinden und Karbonatisierungsschwinden voneinander, die nachfolgend näher beschrieben werden.

#### **Frühschwinden**

Unter Frühschwinden wird die schnelle Volumenänderung der oberflächennahen Bereiche des Frischbetons infolge der Verdunstung von Zugabewasser verstanden. Werden die damit einhergehenden Verformungen durch weiter im Bauteilinneren liegende, weniger schwindende Bereiche behindert, kommt es zum Aufbau von Zugspannungen und damit letztendlich zur Ausbildung von netzartig strukturierten Oberflächenrissen. Im Gegensatz zu den übrigen Schwindarten kann das Frühschwinden jedoch durch geeignete Nachbehandlungsmaßnahmen minimiert werden. So kann dem schnellen Feuchtigkeitsverlust, der durch geringe Luftfeuchten, Wind, Sonneneinstrahlung und / oder hohe Temperaturen begünstigt wird [Bundesverband der Deutschen Zementindustrie e.V. 2003] z. B. durch den Einsatz von nassen Gewebematten in Verbindung mit einer Kunststoffolie, die die Verdunstung behindert, entgegengewirkt werden.

### Autogenes Schwinden

Die Ursache des autogenen Schwindens liegt in der Hydratation des Zementes während der Betonhärtung. Dieser Vorgang ist unabhängig von den klimatischen Umgebungsbedingungen des betrachteten Bauteils und kann als „Selbstaustrocknung“ bezeichnet werden. Das autogene Schwinden  $\varepsilon_{ca}$ , das sich im Wesentlichen bereits in den ersten Tagen nach der Betonage ausbildet (s. Abbildung 4.13), wird in [DIN EN 1992-1-1: 2011] über eine Funktion der Betonfestigkeit und der Zeit wie folgt beschrieben:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (4.14)$$

Dabei ist

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (4.15)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0,2 \cdot \sqrt{t}} \quad (4.16)$$

mit

t als Alter des Betons in Tagen zum betrachteten Zeitpunkt

### Trocknungsschwinden

Anders als beim autogenen Schwinden beschreibt das Trocknungsschwinden die sich langsam einem Endwert annähernde Verkürzung des erhärtenden bzw. des erhärteten Betons (s. Abbildung 4.13) infolge von Feuchtigkeitsabgabe an die Umgebung und geht damit mit einer Änderung des Gesamtwassergehaltes des Betons einher. Als weiterer Unterschied ist die entsprechend dem Austrocknungsgradienten auftretende ungleichmäßige Verteilung der Schwinddehnungen über den Querschnitt zu nennen. Im Vergleich zum autogenen Schwinden stellt sich folglich im unbewehrten Beton ein Eigenspannungszustand ein, der durch oberflächennahe Zugspannungen und Druckspannungen im Bauteilkern charakterisiert ist.

Die zeitliche Entwicklung der Trocknungsschwinddehnung wird in [DIN EN 1992-1-1: 2011] durch die Multiplikation eines Grundwertes  $\varepsilon_{cd,0}$  mit einer Zeitfunktion  $\beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h$  gemäß Gleichung (4.17) erfasst.

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (4.17)$$

Dabei ist

$k_h$  ein von der wirksamen Querschnittsdicke  $h_0$  abhängiger Koeffizient nach Abbildung 4.11

$h_0$ [mm]	$k_h$
100	1,0
200	0,85
300	0,75
$\geq 500$	0,70

Abbildung 4.11:  $k_h$ -Werte zur Ermittlung der Trocknungsschwinddehnung nach [DIN EN 1992-1-1: 2011]

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04\sqrt{h_0^3}} \quad (= 1,0 \text{ für } t \rightarrow \infty) \quad (4.18)$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot \left[ (220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \quad (4.19)$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \cdot \left[ 1 - \left(\frac{RH}{RH_0}\right)^3 \right] \quad (4.20)$$

mit

t	als Alter des Betons in Tagen zum betrachteten Zeitpunkt
t <sub>s</sub>	als Alter des Betons in Tagen zu Beginn des Trocknungsschwindens; in der Regel das Alter am Ende der Nachbehandlung
h <sub>0</sub>	als wirksame Bauteildicke in mm mit h <sub>0</sub> = 2 A <sub>c</sub> /u, wobei A <sub>c</sub> die Gesamtfläche des Betonquerschnitts und u der der Trocknung ausgesetzte Querschnittsumfang ist
f <sub>cm</sub>	als mittlere 28 Tage-Zylinderdruckfestigkeit des Betons in N/mm <sup>2</sup>
f <sub>cm0</sub>	= 10 N/mm <sup>2</sup>
α <sub>ds1</sub> , α <sub>ds2</sub>	als Beiwerte zur Berücksichtigung der Zementart
RH	als relative Luftfeuchte in %
RH <sub>0</sub>	= 100 %

Beton	Tabelle NA.B.1 – Zement CEM Klasse S						Tabelle NA.B.2 – Zement CEM Klasse N						Tabelle NA.B.3 – Zement CEM Klasse R					
	relative Luftfeuchte RH in %						relative Luftfeuchte RH in %						relative Luftfeuchte RH in %					
f <sub>ck</sub> / f <sub>ck,cube</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	40	50	60	70	80	90	40	50	60	70	80	90	40	50	60	70	80	90
C12/15	0,52	0,49	0,44	0,37	0,27	0,15	0,64	0,60	0,54	0,45	0,33	0,19	0,87	0,81	0,73	0,61	0,45	0,25
C16/20	0,50	0,46	0,42	0,35	0,26	0,14	0,61	0,57	0,51	0,43	0,32	0,18	0,83	0,78	0,70	0,58	0,43	0,24
C20/25	0,47	0,44	0,39	0,33	0,25	0,14	0,58	0,54	0,49	0,41	0,30	0,17	0,80	0,75	0,67	0,56	0,42	0,23
C25/30	0,44	0,41	0,37	0,31	0,23	0,13	0,55	0,51	0,46	0,38	0,29	0,16	0,75	0,71	0,63	0,53	0,39	0,22
C30/37	0,41	0,39	0,35	0,29	0,22	0,12	0,52	0,48	0,43	0,36	0,27	0,15	0,71	0,67	0,60	0,50	0,37	0,21
C35/45	0,39	0,36	0,32	0,27	0,20	0,11	0,49	0,45	0,41	0,34	0,25	0,14	0,68	0,63	0,57	0,47	0,35	0,20
C40/50	0,36	0,34	0,30	0,26	0,19	0,11	0,46	0,43	0,38	0,32	0,24	0,13	0,64	0,60	0,54	0,45	0,33	0,19
C45/55	0,34	0,32	0,29	0,24	0,18	0,10	0,43	0,40	0,36	0,30	0,22	0,12	0,61	0,57	0,51	0,43	0,32	0,18
C50/60	0,32	0,30	0,27	0,22	0,17	0,09	0,41	0,38	0,34	0,28	0,21	0,12	0,57	0,54	0,48	0,40	0,30	0,17
C55/67	0,30	0,28	0,25	0,21	0,16	0,09	0,38	0,36	0,32	0,27	0,20	0,11	0,54	0,51	0,45	0,38	0,28	0,16
C60/75	0,28	0,26	0,23	0,20	0,15	0,08	0,36	0,34	0,30	0,25	0,19	0,10	0,51	0,48	0,43	0,36	0,27	0,15
C70/85	0,25	0,23	0,21	0,17	0,13	0,07	0,32	0,30	0,27	0,22	0,17	0,09	0,46	0,43	0,39	0,32	0,24	0,13
C80/95	0,22	0,20	0,18	0,15	0,11	0,06	0,28	0,26	0,24	0,20	0,15	0,08	0,41	0,39	0,35	0,29	0,21	0,12
C90/105	0,19	0,18	0,16	0,13	0,10	0,05	0,25	0,23	0,21	0,18	0,13	0,07	0,37	0,35	0,31	0,26	0,19	0,11
C100/115	0,17	0,16	0,14	0,12	0,09	0,05	0,22	0,21	0,19	0,16	0,12	0,06	0,33	0,31	0,28	0,23	0,17	0,10

Abbildung 4.12: Auswertung von Gleichung (4.19) aus [DIN EN 1992-1-1/NA: 2011]; Grundwerte der Trocknungsschwinddehnung ε<sub>cd,0</sub> in ‰

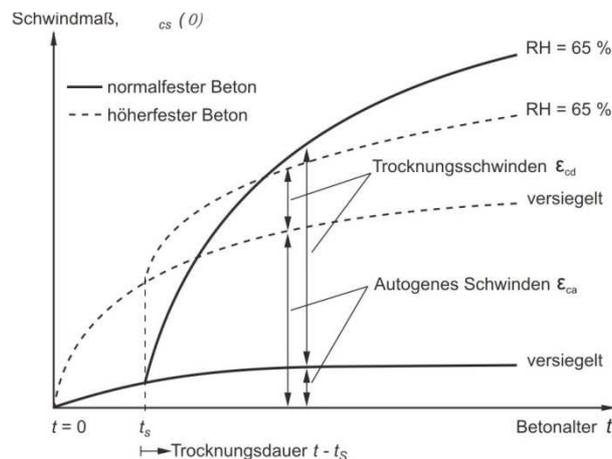
### Karbonatisierungsschwinden

Der Begriff Karbonatisierung bezeichnet die chemische Reaktion von Kohlendioxid und Calciumhydroxid zu Calciumkarbonat. Dieser Vorgang wird innerhalb der Zementsteinmatrix unter Freisetzung von Wasser ausgelöst, wenn Kohlendioxid aus der Bauteilumgebung in den Beton eindiffundiert. Die durch Umkristallisationsvorgänge und die Verdunstung des freigesetzten Wassers auftretende Volumenabnahme wird als Karbonatisierungsschwinden bezeichnet.

In [DIN EN 1992-1-1: 2011] findet diese Art des Schwindens keine Berücksichtigung, da nur oberflächennahe Betonbereiche von der Karbonatisierung betroffen sind und folglich von einem untergeordneten Einfluss auf die Rissbildung und Verformung von Betonbauteilen ausgegangen werden kann.

Die Gesamtschwinddehnung  $\epsilon_{cs}$  des Betons setzt sich somit im Wesentlichen aus zwei Anteilen zusammen, der Trocknungsschwinddehnung und der autogenen Schwinddehnung. Für beide Komponenten wurde die Ermittlung der entsprechenden Schwindmaße nach [DIN EN 1992-1-1: 2011] bereits aufgezeigt.

$$\epsilon_{cs} = \underbrace{\epsilon_{cd}}_{\text{Trocknungsschwinddehnung}} + \underbrace{\epsilon_{ca}}_{\text{autogene Schwinddehnung}} \quad (4.21)$$



**Abbildung 4.13: Zeitlicher Verlauf der Schwindverformung von Beton aus [Zilch und Zehetmaier 2010]**

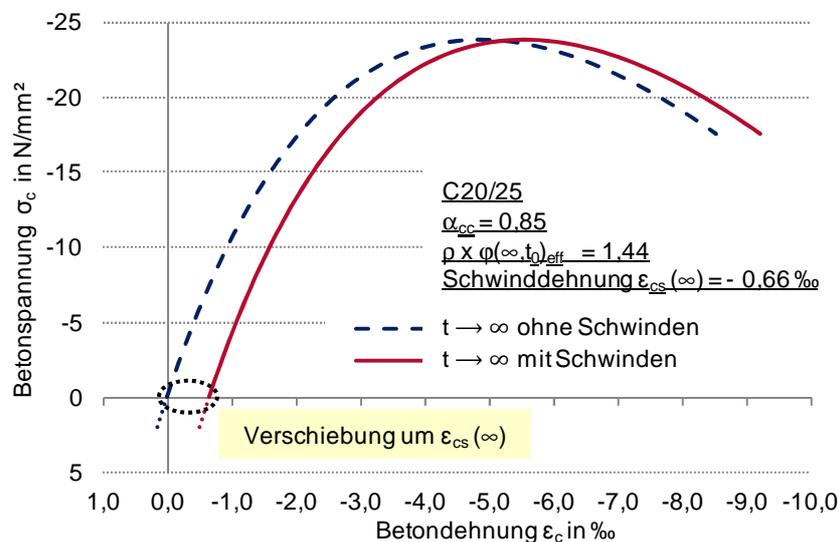
Für die weiteren numerischen Simulationen des Deckenbiegeverhaltens wird nachfolgend die Bestimmung eines einheitlichen Endschwindmaßes ( $t \rightarrow \infty$ ) durchgeführt, wobei die im Zuge der Endkriechzahlermittlung fixierten Randbedingungen (Betonfestigkeitsklasse, Luftfeuchte, etc.) zugrunde gelegt werden (s. Seite 85).

$$\epsilon_{cs}(\infty) = -2,5 \cdot (20 - 10) \cdot 10^{-3} - 1,0 \cdot 0,85 \cdot 0,75 \approx \underline{\underline{-0,66 \text{ ‰}}}$$

Das Schwinden des Betons hat zur Folge, dass der Werkstoff auch im unbelasteten Zustand nur dann spannungsfrei ist, wenn sich die Schwindverkürzung unbehindert über den Querschnitt bzw. über die Systemlänge einstellen kann. Auf Querschnittsebene ist dies allerdings bei Betrachtung von schlaff bewehrten, biegebeanspruchten Betonbauteilen auch unter Vernachlässigung des Austrocknungsgradienten (s. Trocknungsschwinden) nicht möglich, da die nichtschwindende Bewehrung der Verkürzung des Betons entgegenwirkt. Im Fall von symmetrisch bewehrten, ungerissenen Querschnitten stellt sich infolgedessen eine das Schwindmaß unterschreitende konstante Verkürzung des Querschnitts ein. Dabei stehen die Druckspannungen des Betonstahls mit den Zugspannungen des in seiner Verkürzung eingeschränkten Betons im Gleichgewicht. Liegen voneinander abweichende Bewehrungsgrade in der Druck- und Zugzone vor, tritt infolge der ungleichmäßig über die Querschnittshöhe auftretenden Schwindverkürzungen eine Verkrümmung des Querschnitts auf. Gleiches gilt für gerissene Querschnitte, die im Vergleich zum ungerissenen Zustand einer erhöhten Schwindkrümmung ausgesetzt sind. Auswirkungen des Schwindens treten hier nur in der Druckzone auf. Gleichzeitig können aber auch die sich in der Zugzone im Zustand I einstellenden Zwangszugspannungen im Beton zu einem frühzeitigen Aufreißen des Querschnitts unter äußerer Last führen. Darüber hinaus ist zu beachten, dass Eigenspannungen bzw. Zwangsschnittgrößen (statisch unbestimmte Systeme) im Laufe der Zeit durch Kriechprozesse abgebaut werden können (Relaxation). Die Biegesteifigkeit von Stahlbeton-

decken kann folglich nur unter der Berücksichtigung der gegenseitigen Beeinflussung von äußerer Einwirkung und der Langzeiteffekte Kriechen und Schwinden wirklichkeitsnah abgebildet werden. Zur Beurteilung des Trag- und Verformungsverhaltens des Wand-Decken-Systems ist in diesem Zusammenhang ausschließlich die Erfassung von Eigenspannungen erforderlich, da aufgrund der konstruktiven Ausbildung des Deckenauftragers (s. Abbildung 1.1) Zwangsschnittgrößen aus behinderten zeitabhängigen Verformungen bei statisch unbestimmter Lagerung keine relevante Rolle einnehmen.

Die Umsetzung des Schwindprozesses in der numerischen Simulation wird im verwendeten Finite-Elemente-Programm MSC.Marc 2007 [MSC.Software Corporation 2007a] mit Hilfe der Subroutine „CRPLAW“ [MSC.Software Corporation 2007d] durchgeführt. Dieses Unterprogramm ermöglicht dem Anwender die Festlegung eines selbstdefinierten „Kriech-Gesetzes“. Im Zuge der eigenen nichtlinearen Berechnungen wird die anzusetzende Schwinddehnung  $\varepsilon_{cs}(t)$  additiv berücksichtigt. Diese Vorgehensweise kommt einem Verschieben der Spannungs-Dehnungs-Linie des Betons um das Schwindmaß gleich. Eine beispielhafte Darstellung dieser Methode wird in Abbildung 4.14 gegeben. Der Werkstoff Beton bleibt folglich bei Dehnungen in Höhe des Schwindmaßes spannungsfrei. Die Mitwirkung des Betons auf Druck, die zum Abtrag von äußeren Lasten erforderlich ist, setzt erst bei einer weiteren Zunahme der Betonstauchung ein. Dehnungen oberhalb des Schwindmaßes mit  $\varepsilon_c > \varepsilon_{cs}(t)$  führen hingegen zum Aufbau von Betonzugspannungen. Wie bereits im Vorhergehenden erläutert, wird dem Beton im numerischen Rechenmodell jedoch keine Zugfestigkeit zugewiesen. Die Einbeziehung des Zugtragverhaltens des Werkstoffs erfolgt durch die in Kapitel 4.1.3 modifizierte Betonstahlarbeitslinie. Dies hat zur Folge, dass unter alleiniger Anwendung der „CRPLAW“-Subroutine Eigenspannungen in der Zugzone nicht erfasst werden können. Aus diesem Grund wird das im Unterprogramm definierte „Kriech-Gesetz“ durch eine erweiterte Modifikation der Stahlkennlinie in Kapitel 4.1.3 ergänzt.



**Abbildung 4.14:** Spannungs-Dehnungs-Beziehung für einen druckbeanspruchten, kriechenden Beton mit und ohne Berücksichtigung des Schwindens

#### 4.1.2 Betonstahl

Die für die Anwendung von [DIN EN 1992-1-1: 2011] erforderlichen Eigenschaften von Bewehrungsstähen können aktuell in Deutschland bei Verwendung von Betonstahl nach DIN 488 [DIN 488: 2009/2010] als erfüllt angesehen werden. Die Regelung der Stahlsorten und der entsprechenden Festigkeits- und Duktilitätseigenschaften erfolgt in Teil 1 dieser Normenreihe. Bei den genormten Stahlsorten handelt sich um den Betonstahl B500A und B500B, die sich hinsichtlich ihrer Duktilitätseigenschaften unterscheiden. Der Variationsbereich des Werkstoffs wird damit in Deutschland auf Betonstähle mit einer charakteristischen Streckgrenze von  $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$  und die Duktilitätsklassen A (normalduktil) und B (hochduktil) begrenzt. Ergänzende, das Werkstoffverhalten beschreibende Eigenschaften können Tabelle 2 in DIN 488-1 [DIN 488: 2009/2010] entnommen werden, u. a.:

- normalduktil (A):  $\epsilon_{uk} \geq 25 \text{ ‰}$  ;  $f_{tk}/f_{yk} \geq 1,05$
- hochduktil (B):  $\epsilon_{uk} \geq 50 \text{ ‰}$  ;  $f_{tk}/f_{yk} \geq 1,08$  ;  $f_{y,ist}/f_{yk} \leq 1,30$

Dabei ist

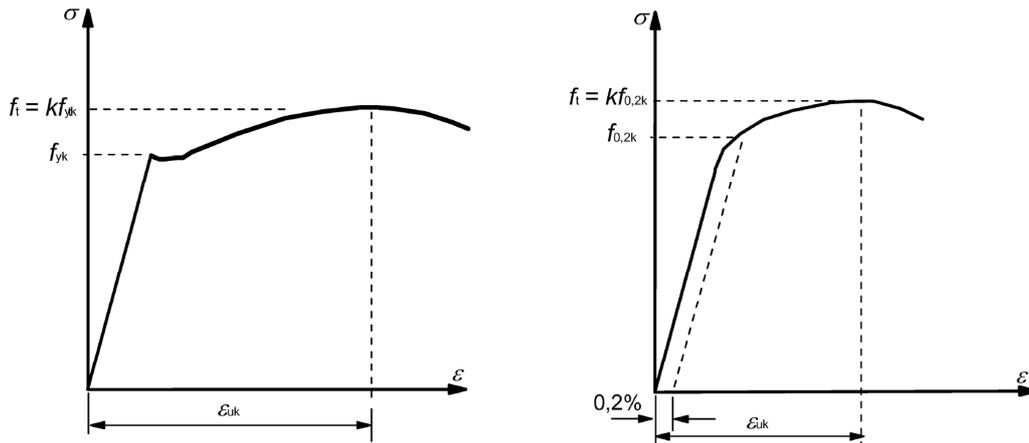
$\epsilon_{uk}$	die charakteristische Dehnung bei Höchstlast
$f_{tk}$	die charakteristische Zugfestigkeit
$f_{yk}$	die charakteristische Streckgrenze bzw. die 0,2 %-Dehngrenze, falls keine ausgeprägte Streckgrenze vorliegt (s. Abbildung 4.15)
$f_{y,ist}$	die im Zugversuch ermittelte Streckgrenze

Die Verwendung von Bewehrungsstahl mit abweichenden Eigenschaften erfordert die Zustimmung der Bauaufsicht oder weiterführende Zulassungen [Fingerloos et al. 2012].

Bis zum Erreichen der Streckgrenze  $f_{yk}$  bzw. der 0,2 %-Dehngrenze  $f_{0,2k}$  kann das Materialverhalten des Betonstahls annähernd als linear-elastisch bezeichnet werden. Unabhängig von der Art des Herstellungsverfahrens (warmgewalzt oder kaltverformt) liegt der Elastizitätsmodul im Allgemeinen zwischen  $195\,000 \text{ N/mm}^2$  und  $210\,000 \text{ N/mm}^2$ , wobei sowohl für Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit als auch im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit der Ansatz des mittleren E-Moduls von

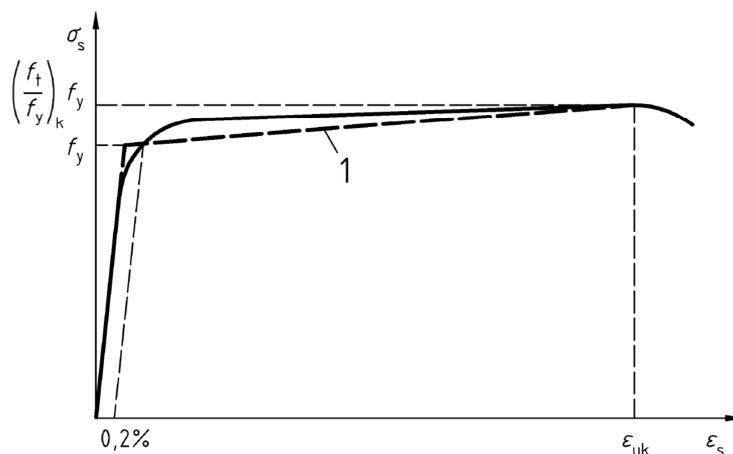
$$E_s = 200\,000 \text{ N/mm}^2$$

als ausreichend genau angesehen wird [Fingerloos et al. 2012].



**Abbildung 4.15: Spannungs-Dehnungs-Beziehung für typischen warmgewalzten (links) und kaltverformten (rechts) Betonstahl nach [DIN EN 1992-1-1: 2011]**

Erst bei Stahlspannungen über die Streckgrenze hinaus zeigt sich ein in deutlicher Abhängigkeit zur Herstellungsart stehendes Werkstoffverhalten (s. Abbildung 4.15). Im Vergleich zu kaltverformtem Bewehrungsstahl weist der Werkstoff bei Wärmebehandlung zunächst ein deutliches Fließplateau nach Erreichen der Streckgrenze  $f_{yk}$  auf. Diesem annähernd plastischen Verhalten schließt sich die Verfestigungsphase an, deren Ende über die maximal aufnehmbare Zugspannung  $f_t$  und die dabei auftretende Bruchdehnung  $\epsilon_{uk}$  definiert ist. In verformungsgesteuerten Belastungsversuchen führen Dehnungen oberhalb von  $\epsilon_{uk}$  zu einem abfallenden Ast der auf den Ausgangsquerschnitt bezogenen Spannungs-Dehnungs-Beziehung. Dieser Effekt wird durch die Brucheinschnürung des Querschnitts hervorgerufen [Zilch und Zehetmaier 2010]. Liegt Betonstahl hingegen in kaltverformter Ausführung vor, tritt ein kontinuierlicher Übergang zwischen dem linear-elastischen Bereich der Spannungs-Dehnungs-Beziehung und der Verfestigungsphase auf. Aufgrund des fehlenden Fließplateaus wird der Streckgrenze von kaltverformten Betonstählen diejenige Spannung zugewiesen, bei der sich eine plastische Dehnung von 0,2 % einstellt.



**Abbildung 4.16: Spannungs-Dehnungs-Beziehung für nichtlineare Schnittgrößenermittlungen nach [DIN EN 1992-1-1/NA: 2011] mit Linie „1“ als idealisierter Verlauf**

In [DIN EN 1992-1-1/NA: 2011] wird darauf hingewiesen, dass bei nichtlinearen Verfahren der Schnittgrößenermittlung ein der Wirklichkeit nahekommender Spannungs-Dehnungs-Zusammenhang nach Abbildung 4.16 anzusetzen ist. Gleichzeitig wird aber auch die Möglichkeit zur Anwendung des ebenfalls in Abbildung 4.16 dargestellten idealisierten bilinearen Verlaufs der Spannungs-Dehnungs-Beziehung (Linie „1“) eingeräumt.

Im Weiteren wird auf den bilinearen Ansatz zurückgegriffen, wobei die Parameteruntersuchungen in Kapitel 5 gemäß [DIN EN 1992-1-1/NA: 2011] auf Basis des rechnerischen Mittelwertes  $f_{yR}$  und der kritischen Stahldehnung von 25 ‰ durchgeführt werden (s. Kapitel 5.1). Der Ansatz unterschiedlicher Zugfestigkeiten für die beiden Duktilitätsklassen A und B gestaltet sich allerdings im Rahmen dieser Arbeit schwierig, da die Bewehrung von Stahlbetondecken des üblichen Hochbaus in der Praxis sowohl mit Betonstahl (meist Duktilitätsklasse B) als auch mit Betonstahlmatten (meist Duktilitätsklasse A) erfolgt [Fingerloos et al. 2012]. Im Zuge der reinen Querschnittsbemessung wurde dieser aufwendige und aus baupraktischer Sicht wenig sinnvolle Rechenansatz in Deutschland umgangen, indem in [DIN EN 1992-1-1/NA: 2011] unabhängig von der Stahlsorte der einheitliche Wert von  $f_{tk} = k \cdot f_{yk} = 1,05 \cdot 500 = 525 \text{ N/mm}^2$  für die Zugfestigkeit festgelegt wurde. Da in Kapitel 5 die nicht-lineare Schnittgrößenermittlung an die Querschnittsbemessung gekoppelt wird, erscheint es für diese Aufgabenstellung sinnvoll den Bezugswert

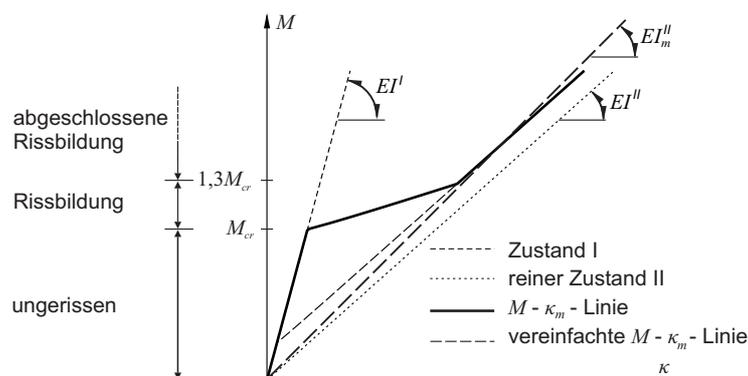
$$k = 1,05 \quad (\text{für B500A und B500B})$$

zur Beschreibung des Tragfähigkeitsgewinns in der Verfestigungsphase zu übernehmen.

Im Gegensatz zu Beton wird darüber hinaus keine Unterscheidung zwischen Kurzzeit- und Langzeitverhalten erforderlich.

#### 4.1.3 Verbund- und Bauteilverhalten

Das Verformungsverhalten von Stahlbeton-Biegebauteilen wird erheblich durch die Eigenschaften der Zugzone bestimmt. Demzufolge spielen für die realitätsnahe Erfassung von Deckenbiegesteifigkeiten neben dem Elastizitätsmodul des Betons auch die Betonzugfestigkeit und die Zugversteifung (tension stiffening), d. h. die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen eine wichtige Rolle.



**Abbildung 4.17: Momenten-Krümmungs-Linien biegebeanspruchter Bauteile**

In Abhängigkeit von der vorliegenden Beanspruchung des Bauteils stellen sich meist verschiedene Risszustände entlang der Bauteilachse ein. Zu unterscheiden sind in der Regel ungerissene Bereiche von Bauteilabschnitten in der Rissbildungsphase bzw. mit abgeschlossener Rissbildung. Die zugver-

steifende Wirkung des Betons führt dabei gegenüber dem reinen Zustand II zu einer verringerten mittleren Stahldehnung sowie mittleren Verkrümmung und damit zu einer erhöhten wirksamen Biegesteifigkeit des Bauteilquerschnitts (s. Abbildung 4.17). Die tatsächliche Verformung des Bauteils liegt somit zwischen dem unteren Grenzwert (Zustand I, ungerissener Beton) und dem oberen Grenzwert (Zustand II, Beton ohne rechnerische Zugfestigkeit).

Im Allgemeinen kann die Biegelinie eines Stabes durch zweifache Integration der Krümmung  $\kappa$  über die Bauteillänge unter Vernachlässigung der Schubverformungen nach Gleichung (4.22) bestimmt werden. Die Beziehung zwischen Krümmung und Verformung gilt dabei sowohl für ungerissene als auch für gerissene Querschnitte. Zu beachten ist dennoch, dass die Biegesteifigkeit von ungerissenen Bauteilen über die Bauteillänge (bei gleichbleibenden Geometrie- und Bewehrungsverhältnissen) konstant ist und damit ein durchgängig linearer Zusammenhang zwischen einwirkendem Moment und der Krümmung  $\kappa$  besteht.

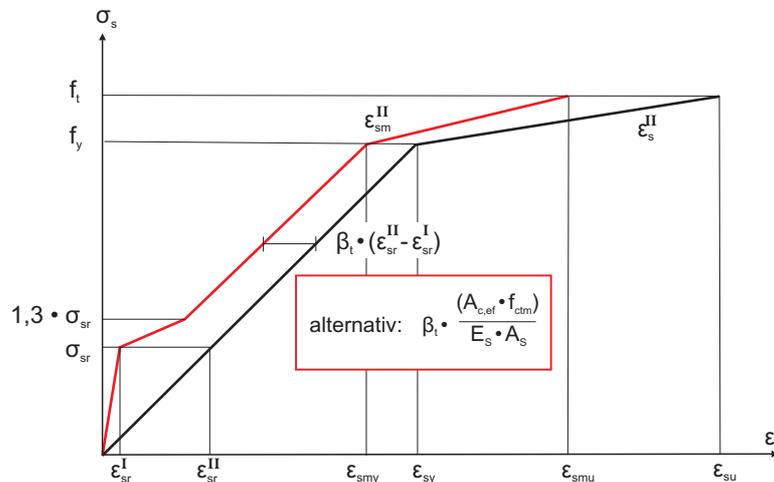
$$w(x) = - \int \left( \int \frac{M(x)}{EI(x)} dx \right) dx + C_1 x + C_2 \quad (4.22)$$

$$w''(x) = -\kappa(x) = - \frac{M(x)}{EI(x)} \quad (4.23)$$

Wird im Fall des gerissenen Querschnitts die zugversteifende Wirkung des Betons berücksichtigt, ist die Biegesteifigkeit des Querschnitts aufgrund der unterschiedlichen Rissbildungsphasen über die Länge des Bauteils veränderlich. Im Unterschied zu Zustand I kann infolge der beanspruchungsabhängigen Biegesteifigkeit somit nicht mehr von Proportionalität zwischen Beanspruchung und Krümmung entlang der gesamten Bauteilachse ausgegangen werden. Die Momenten-Krümmungs-Linie unterteilt sich in die vier Bereiche „Zustand I“, „Rissbildung“, „abgeschlossene Rissbildung“ und „Fließen der Bewehrung“, wobei die vierte Phase nur im Grenzzustand der Tragfähigkeit Relevanz hat (s. Abbildung 4.17). Damit gestaltet sich die zweifache Integration der Differentialgleichung (4.23) und die damit verbundene Bestimmung der Integrationskonstanten  $C_1$  und  $C_2$  mit Hilfe von Rand- und Übergangsbedingungen zwischen den Steifigkeitsbereichen im Vergleich zum ungerissenen Zustand I erheblich aufwendiger. Haben Verformungsberechnungen ausschließlich zum Ziel die Einhaltung von zulässigen Verformungsgrenzen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nachzuweisen, kann auf die Ermittlung der vollständigen Biegelinie verzichtet werden, da nur die maximale Durchbiegung des Bauteils bekannt sein muss. Die gesuchte Einzelverformung kann in diesem Fall mit Hilfe des Prinzips der virtuellen Kräfte bestimmt werden, wobei in der Regel Vereinfachungen hinsichtlich des Steifigkeitsverlaufs entlang der Bauteilachse getroffen werden. In diesem Zusammenhang kann das näherungsweise Rechenverfahren in [DIN EN 1992-1-1: 2011] mit durchgehend gleichbleibender Biegesteifigkeit bzw. das vereinfachte Verfahren von [Zilch und Reitmayer 2012], das den Ansatz von abschnittsweise konstanten Biegesteifigkeiten vorsieht, genannt werden.

Im Vergleich zu reinen Verformungsnachweisen erfordern die eigenen numerischen Berechnungen sowohl im Gebrauchszustand als auch im Grenzzustand der Tragfähigkeit eine möglichst genaue Erfassung der Steifigkeitsverhältnisse über die gesamte Systemlänge. Nur unter dieser Voraussetzung kann gewährleistet werden, dass die im Bereich des Deckenauflegers auftretenden Knotenmomente wirklichkeitsnah simuliert werden können. Von der Realität deutlich abweichende Deckenbiegesteifigkeiten bzw. unzutreffende Steifigkeitsverhältnisse zwischen Feld- und Auflagerbereich können hingegen zu einer fehlerbehafteten Berechnung des Deckeneinspannmomentes und des Deckendrehwinkels führen. Innerhalb des numerischen Rechenmodells wird daher die zugversteifende Wirkung des Betons über eine Modifizierung der Spannungs-Dehnungs-Linie des Betonstahls berücksichtigt, wodurch die verschiedenen Rissbildungsphasen und folglich das belastungsabhängige Verformungsverhalten der Deckenplatten Berücksichtigung finden.

Eine Möglichkeit zur Anpassung der Betonstahl-Arbeitslinie wird in [DAfStb 2012] beschrieben. Diese Vorgehensweise, die in Abbildung 4.18 graphisch dargestellt ist, beruht prinzipiell auf einer Abminderung der im reinen Zustand II auftretenden Stahldehnung  $\epsilon_s^{\text{II}}$ . Als Ergebnis liegt die reduzierte Stahldehnung  $\epsilon_{\text{sm}}^{\text{II}}$  vor.



**Abbildung 4.18: Modifizierte Spannungs-Dehnungs-Linie für Betonstahl zur Berücksichtigung der zugversteifenden Wirkung des Betons nach [DAfStb 2012]**

Gemäß Abbildung 4.18 sind vier Bereiche mit linearisierter Spannungs-Dehnungs-Beziehung voneinander zu unterscheiden:

- ungerissen:  $0 < \sigma_s \leq \sigma_{\text{sr}}$
- Rissbildung:  $\sigma_{\text{sr}} < \sigma_s \leq 1,3 \cdot \sigma_{\text{sr}}$
- abgeschlossene Rissbildung:  $1,3 \cdot \sigma_{\text{sr}} < \sigma_s \leq f_y$
- Fließen des Betonstahls:  $f_y < \sigma_s \leq f_t$

Folgende Eingangsgrößen sind zur Abgrenzung der verschiedenen Rissbildungsphasen untereinander bzw. zur Beschreibung der abschnittsweise linearen Funktionen erforderlich:

$\sigma_{\text{sr}}$	Spannung in der Zugbewehrung im Zustand II unter einer Einwirkungskombination, die zur Erstrissbildung führt
$\epsilon_{\text{sr}}^{\text{I}}$	Stahldehnung im Zustand I unter Risschnittgrößen
$\epsilon_{\text{sr}}^{\text{II}}$	Stahldehnung im Riss unter Risschnittgrößen
$\epsilon_{\text{smy}}$	mittlere Stahldehnung bei Erreichen der Streckgrenze $f_y$
$\epsilon_{\text{smu}}$	mittlere Stahldehnung bei Erreichen der Zugfestigkeit $f_t$

Dabei ist

$$\epsilon_{\text{smu}} = \epsilon_{\text{smy}} + \delta_d \cdot (1 - \sigma_{\text{sr}}/f_y) \cdot (\epsilon_{\text{su}} - \epsilon_{\text{sy}}) \quad (4.24)$$

mit

$\beta_t$	als Beiwert zur Berücksichtigung der Einwirkungsdauer oder einer wiederholten Belastung = 0,40 für eine einzelne kurzzeitige Belastung = 0,25 für eine andauernde Last oder für häufige Lastwechsel
$\delta_d$	als Beiwert zur Berücksichtigung der Duktilitätsklasse der Bewehrung = 0,80 für hochduktilen Stahl B500B = 0,60 für normalduktilen Stahl B500A

Im Rahmen dieser Arbeit wird im Wesentlichen der Modifikationsansatz aus [DAfStb 2012] übernommen, wobei jedoch stärker zwischen Erstriss- und abgeschlossener Rissbildung differenziert wird. Die gewählte Vorgehensweise wird im Nachfolgenden beschrieben.

#### Abbildung des ungerissenen Zustandes (Bereich a)

Zur Beschreibung der Querschnittssteifigkeit im Zustand I wird zunächst die Ermittlung der Spannung  $\sigma_{sr}$  sowie der Dehnung  $\varepsilon_{sr}^I$  vorgenommen. Vor Auftreten des Erstrisses weisen Beton und Bewehrung keine Dehnungsunterschiede auf. Unter Vernachlässigung der Schwindeigenspannungen stellt  $\varepsilon_{sr}^I$  folglich die Betonstahndehnung dar, die im ideellen Querschnitt bei Erreichen des Rissmomentes nach Gleichung (4.25) vorliegt.

$$M_{cr} = f_{ctm,fl} \cdot \underbrace{W_j}_{\text{ideelles Widerstandsmoment}} \quad (4.25)$$

Innerhalb des numerischen Rechenmodells wird dem Beton keine Zugfestigkeit zugewiesen. Ohne Anpassung der Betonstahl-Arbeitslinie würde folglich unabhängig von der Belastungshöhe lediglich die Steifigkeit des gerissenen Querschnitts  $EI^{II}$  abgebildet werden. Dieser Fehler wird in guter Näherung behoben, indem der Spannung  $\sigma_{sr}$ , die bei Erreichen der Risschnittgröße unter Annahme eines vollständig gerissenen Querschnitts (Zustand II) auftritt, die Dehnung  $\varepsilon_{sr}^I$  des tatsächlich vorliegenden ideellen, ungerissenen Querschnitts zugeordnet wird.

Treten aufgrund der behinderten Schwindverkürzung zusätzliche Betonzugspannungen auf, kommt es zum vorzeitigen Aufreißen des Querschnitts bei äußerer Belastung. Daraus resultiert im Zustand II eine gegenüber reiner äußerer Biegebeanspruchung abgeminderte Stahlzugspannung  $\sigma_{sr}$ . Gleichzeitig ist zu beachten, dass der Querschnitt aufgrund des Betonschwindens eine Vorstauchung erfährt, die für linear-elastisches Materialverhalten und bei Ebenbleiben des Querschnitts wie folgt bestimmbar ist:

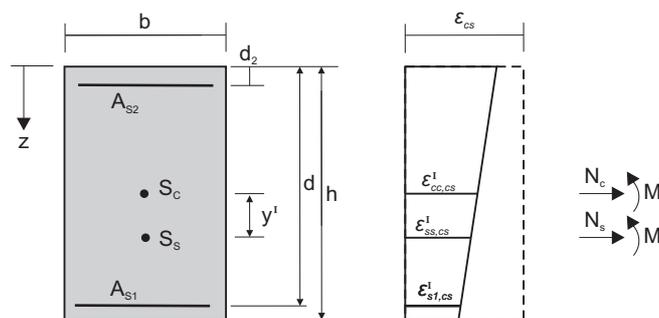


Abbildung 4.19: Querschnittsdehnungen infolge Schwindens im Zustand I

Geometrischer Bewehrungsgrad:

$$\rho_1 = \rho_{s1} + \rho_{s2} = \frac{A_{s1}}{b \cdot h} + \frac{A_{s2}}{b \cdot h} = \frac{A_s}{b \cdot h} \quad (4.26)$$

Abstand zwischen Betonschwerpunkt  $S_c$  und Betonstahlschwerpunkt  $S_s$ :

$$y^1 = \frac{A_{s1} \cdot d + A_{s2} \cdot d_2}{A_s} - \frac{h}{2} \quad (4.27)$$

Trägheitsmoment des Betons im Zustand I:

$$I_c^I = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (\approx I_i^I) \quad (4.28)$$

Dehnung im Betonschwerpunkt  $S_c$ :

$$\varepsilon_{cc,cs}^I = \varepsilon_{cs} - \frac{\varepsilon_{cs} \cdot (1 + \alpha_i \cdot \rho \cdot \varphi(t, t_0)_{\text{eff}}) \cdot \overbrace{E_s/E_{cm}}^{\alpha_e} \cdot \rho_1}{1 + \alpha_e \cdot (1 + \alpha_i \cdot \rho \cdot \varphi) \cdot (\rho_1 + (y^1)^2 \cdot A_s/I_c^I)} \quad (4.29)$$

Dehnung im Betonstahlschwerpunkt  $S_s$ :

$$\varepsilon_{ss,cs}^I = \frac{\varepsilon_{cs}}{1 + \alpha_e \cdot (1 + \alpha_i \cdot \rho \cdot \varphi) \cdot (\rho_1 + (y^1)^2 \cdot A_s/I_c^I)} \quad (4.30)$$

Sind die Dehnungen in den Schwerpunkten der beiden Werkstoffe Beton und Betonstahl bekannt, kann mit Hilfe der hieraus ermittelbaren Krümmung auf die gesuchte Dehnung in Höhe der Zugbewehrung  $\varepsilon_{s1,cs}^I$  mit Gleichung (4.31) rückgerechnet werden. Bei Auftreten dieser Dehnung ist die Zugzone in ihrer Gesamtheit betrachtet spannungsfrei, da die Druckspannungen des Betonstahls mit den Zugspannungen des in seiner Verkürzung eingeschränkten Betons im Gleichgewicht stehen. Dieser Zustand findet innerhalb des numerischen Rechenmodells Berücksichtigung, indem der „Gleichgewichtsdehnung“  $\varepsilon_{s1,cs}^I$  der Spannungsnulldpunkt der modifizierten Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betonstahls zugewiesen wird (s. a. Abbildung 4.22).

**Dehnung im Schwerpunkt der Zugbewehrung  $A_{s1}$ :**

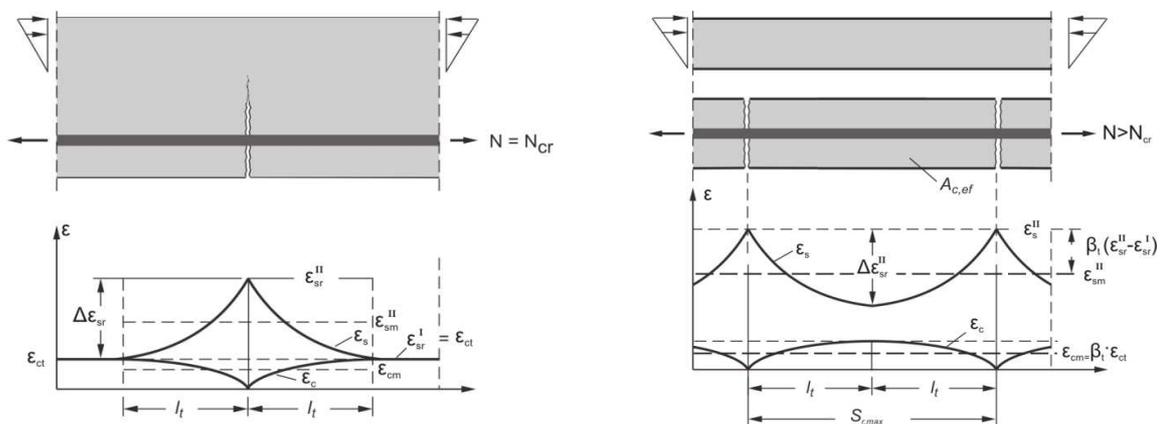
$$\varepsilon_{s1,cs}^I = \varepsilon_{cc,cs}^I + \kappa_{cs} \cdot (d - h/2) = \varepsilon_{cc,cs}^I + \frac{\varepsilon_{ss,cs}^I - \varepsilon_{cc,cs}^I}{y^1} \cdot (d - h/2) \quad (4.31)$$

Weitere Dehnungszuwächse mit  $\varepsilon_s > \varepsilon_{s1,cs}^I$  infolge äußerer Belastung führen hingegen zum Aufbau von Zugspannungen innerhalb der Zugzone. Dabei bleibt die Steifigkeit des ungerissenen Querschnitts solange erhalten, bis schließlich die Zugfestigkeit des Betons am Querschnittsrand erreicht wird. Die maximale Zugspannung setzt sich dabei aus den Schwindeigenspannungen und den zum Abtrag der äußeren Beanspruchung erforderlichen Betonzugspannungen zusammen. Zur Festlegung der Erstrissbildung (Beginn der Rissbildungsphase) werden für den jeweils zu untersuchenden Deckentyp (verschiedene Querschnittshöhen und Bewehrungsgrade) Finite-Elemente-Berechnungen angestellt. Untersucht wird im ersten Schritt das Verhalten des ungerissenen Querschnitts. Für diesen Betrachtungsfall wird dem Beton linear-elastisches Verhalten bis zum Erreichen der Zugfestigkeit gemäß Gleichung (4.13) unterstellt, wodurch das Schwindverhalten über die Subroutine „CRPLAW“

(s. Seite 92) erfasst werden kann. Die äußere Beanspruchung wird solange gesteigert, bis die Risschnittgröße erreicht wird. Die hierbei vorliegende Dehnung in der Zugbewehrung liefert den Wert für  $\varepsilon_{sr}^I$ . Im zweiten Schritt erfolgt die Bestimmung der unter dieser Risschnittgröße auftretenden Stahlspannung  $\sigma_{sr}$  unter Vernachlässigung der Zugfestigkeit des Betons (reiner Zustand II  $\rightarrow$  Spannung im Riss).

#### Abbildung der Rissbildungsphase (Bereich b)

Hat sich ein Erstriss an der Stelle der kleinsten Zugfestigkeit eingestellt, nimmt die Anzahl der Risse mit steigender Belastung deutlich zu, da auch Bereiche mit höherer Zugtragfähigkeit durch Risse erfasst werden. Am Ort des Einzelrisses entspricht die Stahldehnung dem gerissenen Zustand II, da die gesamte Zugkraft von Seiten des Stahls ohne Mitwirkung des Betons auf Zug abgetragen werden muss. Dies hat eine örtlich erhöhte Stahldehnung und den Abfall der Betondehnung auf  $\approx 0$  an den Rissufern zur Folge (s. Abbildung 4.20). Die Differenzdehnung der beiden Werkstoffe bewirkt eine Aktivierung des Verbundes, wodurch auf beiden Seiten des Risses wieder Zugkräfte in den Beton eingeleitet werden bis schließlich am Ende der sogenannten Einleitungslänge  $l_t$  wieder ideeller Verbund hergestellt ist. Die weitere Rissbildung wird entscheidend durch die Streuung der Zugfestigkeit beeinflusst. Zudem wirkt sich aber auch die Höhe des Bewehrungsgrades, die verwendeten Stabdurchmesser und die Qualität des Verbundes auf die vorhandene Steifigkeit während der Einzelrissbildung aus [König und Tue 1996]. Mit fortschreitender Belastung bilden sich zwischen den vorhandenen Einzelrissen erneut Risse aus. Die Zunahme der Rissanzahl ist beendet, wenn trotz der Verbundwirkung an keiner Stelle des Stabes mehr die Betonzugfestigkeit überschritten wird. Das Ende der Rissbildungsphase wird für weitere Untersuchungen in Anlehnung an [DAfStb 2012] unter Berücksichtigung der stochastischen Streuung der Zugfestigkeit über die 1,3-fache Spannung  $\sigma_{sr}$  (Erstrissbildung) charakterisiert.



**Abbildung 4.20: Dehnungen bei Einzelrissbildung (links) und abgeschlossener Rissbildung (rechts) aus [Zilch und Zehetmaier 2010]**

#### Abbildung der abgeschlossenen Rissbildung (Bereich c)

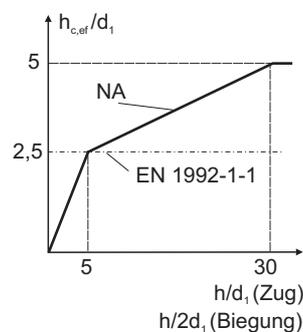
In der Phase der abgeschlossenen Rissbildung ist im Wesentlichen nicht mehr mit einer Zunahme der Rissanzahl zu rechnen. Laststeigerungen bewirken in diesem Zustand nur noch eine fortschreitende Öffnung der schon bestehenden Risse, da die zur Verfügung stehende Einleitungslänge  $l_t$  (halber Rissabstand) nicht mehr ausreichend ist, um über Verbund Zugspannungen in Höhe der Zugfestigkeit in den Beton einzuleiten (s. Abbildung 4.20). In diesem Zusammenhang spielt die Bewehrungsanordnung im Bauteil eine wesentliche Rolle, da jeder Bewehrungslage nur noch ein begrenzter Wirkungs-

bereich  $A_{c,ef}$  zur Einleitung von Zugkräften in den Beton zwischen den Rissen (tension stiffening) zur Verfügung steht. Im Modifikationsansatz nach [DAFStb 2012] wird vereinfacht davon ausgegangen, dass aus der Differenz der Stahldehnungen im ungerissenen und gerissenen Zustand unter Risschnittgrößen ( $\varepsilon_{sr}^{II} - \varepsilon_{sr}^I$ ) auf die zugversteifende Betonkraft in der effektiven Betonfläche  $A_{c,ef}$  geschlossen werden kann (s. Abbildung 4.18). Folglich müsste die über Verbund eintragbare Kraft  $F_{c,ef}$  im Einflussbereich der Bewehrung der Risskraft im Zustand I entsprechen. Untersuchungen von [Djouahra 2008] zeigen, dass diese Annahme insbesondere mit zunehmender Querschnittshöhe und unter Normalkraftbeanspruchung nicht mehr gerechtfertigt erscheint.

Im Rahmen der eigenen Untersuchungen ist die Zugzone der Stahlbetondecke nicht nur durch die äußere Biegebeanspruchung sondern auch durch die Schwindeigenspannungen geprägt. In die Dehnungsdifferenz ( $\varepsilon_{sr}^{II} - \varepsilon_{sr}^I$ ) geht infolgedessen neben dem veränderten Hebelarm zwischen Zustand I und Zustand II auch die im gerissenen Zustand freiwerdende Vorstauchung des Betonstahls ein. Die Modifikation der Spannungs-Dehnungs-Beziehung im Bereich der abgeschlossenen Rissbildung wird daher für die eigenen Untersuchungen auf Basis des Risskonzeptes nach [König und Tue 1996] vorgenommen. Bei dieser Modellvorstellung wird die Zugzone der abgeschlossenen Rissbildungsphase durch einen zentrischen Zugstab mit der Fläche  $A_{c,ef}$  und der Zugfestigkeit  $f_{ctm}$  idealisiert. In [DIN EN 1992-1-1: 2011] wird die Höhe der effektiven Wirkungszone  $h_{c,ef}$  im Zuge der Rissbreitenbegrenzung wie folgt definiert:

$$h_{c,ef} = \min \begin{cases} 2,5 \cdot (h - d) \\ (h - x^{II})/3 \\ h/2 \end{cases} \quad (4.32)$$

Ergänzend wird in [DIN EN 1992-1-1/NA: 2011] für den Fall, dass die Bewehrung nicht innerhalb des Grenzbereichs  $(h - x^I)/3$  angeordnet ist, eine Vergrößerung der effektiven Randzone auf  $(h - x^I)/2$  zugelassen. Beide Formeln berücksichtigen, dass die zur Öffnung eines Sekundärrisses (Risse verlaufen nur durch einen Teilbereich der Zugzone) erforderliche Zugkraft die bei Einzelrissbildung (Primärrisse) freigesetzte Risskraft nicht übersteigen kann. Demgegenüber steht die Begrenzung der wirksamen Höhe auf den 2,5-fachen Achsabstand der Bewehrung. Dieses Vorgehen wird u. a. durch Untersuchungen von [A. Fischer 1993] bestätigt, wohingegen [König und Tue 1996] empfehlen  $h_{c,ef}$  unter Einbeziehung der Querschnittshöhe festzulegen. Dieser Vorschlag hat in Deutschland über [DIN EN 1992-1-1/NA: 2011] Berücksichtigung gefunden (s. Abbildung 4.21).



**Abbildung 4.21:** Vergrößerung der effektiven Wirkungszone  $h_{c,ef}$  der Bewehrung bei zunehmender Querschnittshöhe nach [DIN EN 1992-1-1/NA: 2011]

Ist die effektive Wirkungshöhe bestimmt, kann die maximale zugversteifende Kraft am Ende der Einleitungslänge nach Gleichung (4.33) errechnet werden.

$$F_{c,ef} = \underbrace{A_{c,ef}}_{b \cdot h_{c,ef}} \cdot f_{ctm} \quad (4.33)$$

Zu beachten ist, dass die Zugbruchdehnung  $\varepsilon_{ct}$  nur am Ende der Einleitungslänge bei maximalem Rissabstand  $s_{r,max}$  erreicht wird. In der Regel kann das mittlere Dehnungsverhalten des Zugstabes unter Kurzzeitbeanspruchung mit Annahme eines mittleren Rissabstandes  $s_{r,m} \approx 2/3 \cdot s_{r,max}$  und eines Völligkeitsbeiwertes  $\beta_t = 0,6$  in guter Näherung erfasst werden (s. Gleichung (4.34)).

$$\varepsilon_{sm}^{II} = \varepsilon_s^{II} - \frac{2}{3} \cdot 0,6 \cdot \frac{A_{c,ef} \cdot f_{ctm}}{E_s \cdot A_s} = \varepsilon_s^{II} - \underbrace{0,4}_{\beta_t} \cdot \frac{A_{c,ef} \cdot f_{ctm}}{E_s \cdot A_s} \quad (4.34)$$

Unter langandauernder Belastung oder häufigen Lastwechseln ist jedoch mit einem Abfall der Verbundsteifigkeit zu rechnen. Dieser als Verbundkriechen bezeichnete Effekt hängt in erster Linie vom Belastungsniveau, der bezogenen Rippenfläche sowie der Betondeckung ab [König und Tue 1996] und wird im Weiteren gemäß [DAfStb 2012] mit Hilfe eines reduzierten Völligkeitsbeiwertes nach Gleichung (4.35) erfasst.

$$\beta_{t,\infty} = \frac{2}{3} \cdot \beta_t = \frac{2}{3} \cdot 0,4 \approx 0,25 \quad (4.35)$$

#### Abbildung des Stahlfließens (Bereich d)

Mit Überschreiten der Streckgrenze weist Betonstahl einen überproportionalen Dehnungszuwachs auf. Die hohen plastischen Verformungen ziehen im Bereich der Rissufer eine fortschreitende Zerstörung des Verbundes nach sich. Für die weiteren nichtlinearen Berechnungen wird der Abfall der Verbundspannung im Bereich des Stahlfließens bis zum Erreichen der Zugfestigkeit in Anlehnung an [DAfStb 2012] über Gleichung (4.36) beschrieben. Der in Gleichung (4.24) eingeführte Beiwert zur Berücksichtigung der vorliegenden Duktilitätsklasse des Betonstahls wird dabei einheitlich mit  $\delta_d = 0,6$  (normladuktiler Betonstahl) angenommen, um Konsistenz mit der im Vorhergehenden getroffenen Annahme eines 1,05-fachen Tragfähigkeitsgewinns in der Verfestigungsphase (vgl. Seite 95) zu gewährleisten.

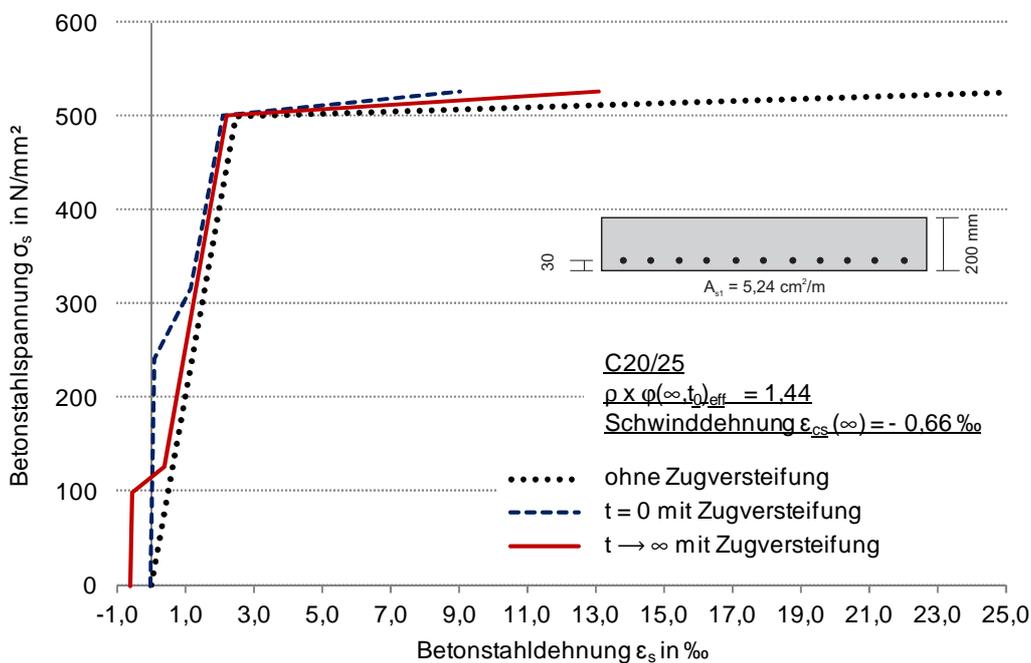
$$\varepsilon_{sm}^{II} = \varepsilon_{sy} - \beta_t \cdot \frac{A_{c,ef} \cdot f_{ctm}}{E_s \cdot A_s} + 0,6 \cdot (1 - \sigma_{sr}/f_y) \cdot (\varepsilon_s^{II} - \varepsilon_{sy}) \quad (4.36)$$

Nachfolgend wird eine Zusammenfassung der erarbeiteten Festlegungen bezüglich des Betonzugtragverhaltens gegeben. Eine beispielhaft für die Betrachtungszeitpunkte  $t \rightarrow 0$  und  $t \rightarrow \infty$  vorgenommene Modifizierung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betonstahls kann zur Veranschaulichung Abbildung 4.22 entnommen werden.

Ungerissener Zustand:  $t \rightarrow 0$ :  $f_{ctm,fl}; E_{cm}$   
 $t \rightarrow \infty$ :  $0,7 \cdot f_{ctm,fl}; E_{c,eff}; \varepsilon_{cs}(\infty)$

abgeschlossene Rissbildung:  $\varepsilon_s^{II} - \varepsilon_{sm}^{II} = \beta_t \cdot A_{c,ef} \cdot f_{ctm} / E_s \cdot A_s$   
 $h_{c,ef}$  nach [DIN EN 1992-1-1: 2011] mit [DIN EN 1992-1-1/NA: 2011]  
 $t \rightarrow 0$ :  $f_{ctm}; \beta_t = 0,4$   
 $t \rightarrow \infty$ :  $f_{ctm}; \beta_t = 0,25$

Stahlfließen:  $\delta_d = 0,6$  (Duktilitätsklasse A)



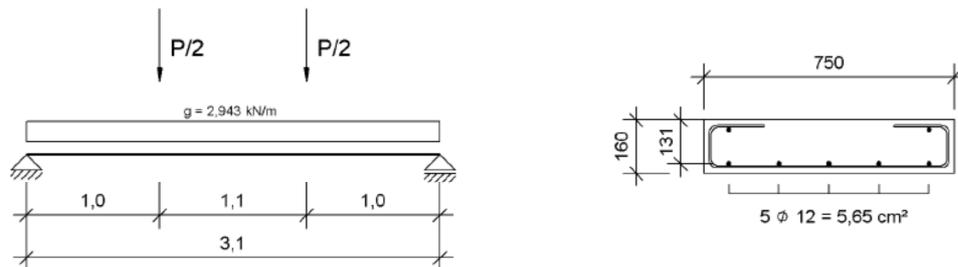
**Abbildung 4.22: Modifizierte Spannungs-Dehnungs-Linien für einen zugbeanspruchten Betonstahl mit und ohne Berücksichtigung der Langzeiteffekte Kriechen und Schwinden**

#### 4.1.4 Verifizierung des numerischen Rechenmodells

Die Verifizierung des numerischen Rechenmodells erfolgt durch die Nachrechnung der Plattenversuche von [Eligehausen et al. 1995] und [Jaccoud und Favre 1982]. Mit Hilfe dieser Versuche werden die Grenzfälle der denkbaren statischen Plattensysteme im Außenwand-Decken-System erfasst. Liegen betragsmäßig kleine Wandaufasten vor, spannt sich die Stahlbetondecke voraussichtlich nur geringfügig in die Ziegelaußenwände ein. Hieraus ergibt sich der Grenzfall des Einfeldträgers bzw. für Durchlaufsysteme der Grenzfall der einseitig gelenkig gelagerten Platte. Demgegenüber steht der dritte zu betrachtende Fall – die beidseitig eingespannte Decke. Die Überprüfung der numerischen Simulationengenauigkeit für statisch bestimmte Systeme unter Kurzzeit- und Langzeitbeanspruchung wird im Nachfolgenden auf Basis der Versuche von [Jaccoud und Favre 1982] vorgenommen, wohingegen die Wirklichkeitsnähe des numerisch abgebildeten Verformungsverhaltens statisch unbestimmt gelagerter Platten anhand der Versuche von [Eligehausen et al. 1995] beurteilt wird.

### Versuche von [Jaccoud und Favre 1982]

Die von [Jaccoud und Favre 1982] an einachsig gespannten Einfeldplatten durchgeführten Versuche der Serie C umfassen drei Kurzzeituntersuchungen (Platte C1 bis C3) sowie sieben Dauerstandversuche unter fünf verschiedenen Belastungsniveaus (Platte C11 bis C15, C22 und C24). Alle Versuchskörper wurden mit einem Querschnitt von  $b \times h = 750 \times 160 \text{ mm}$  ausgebildet und identisch bewehrt (s. Abbildung 4.23). Ebenfalls einheitlich festgelegt wurden für die gesamte Serie C die Betonzusammensetzung, die Nachbehandlungszeit von sieben Tagen und die Plattenspannweite von 3,1 m. Ergänzend zur Eigenlast von  $g = 2,943 \text{ kN/m}$  der Platten erfolgte eine Beanspruchung der Prüfkörper nach 28 Tagen durch zwei Einzellasten gemäß Tabelle 4.1 im Abstand von 1,0 m zu den Auflagern.



**Abbildung 4.23: Statisches System und Querschnitt der Plattenversuchsserie C von [Jaccoud und Favre 1982]**

Ziel der experimentellen Kurzzeituntersuchungen war es, Aussagen über den Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit zu gewinnen. Hierfür wurde die Beanspruchung der Versuchskörper innerhalb von 12 sec (C1) bzw. 10 min (C2) und 12 h (C3) bis ca. 60 % der Traglast gesteigert und anschließend eine zehnmalige Ent- und Belastung vorgenommen. Die Langzeitversuche sollten hingegen das Verformungsverhalten von statisch bestimmt gelagerten Platten unter Berücksichtigung der Dauerstandeffekte Kriechen und Schwinden für verschiedene Beanspruchungsniveaus (20 % bis 60 % der Bruchlast) klären. Zu diesem Zweck wurden die Plattendurchbiegungen über einen Zeitraum von 500 d gemessen.

Begleitend zu den Großversuchen wurden sowohl die wesentlichen Materialkennwerte des Betons (Druckfestigkeit, Zugfestigkeit und Elastizitätsmodul) nach 28 d als auch der zeitliche Verlauf der Kriech- und Schwindbeiwerte mit Hilfe von prismatischen ( $120 \text{ mm} \times 120 \text{ mm} \times 360 \text{ mm}$ ) Kleinprüfkörpern bestimmt. Ergänzend erfolgten darüber hinaus Druckfestigkeitsprüfungen an Würfeln mit einer Kantenlänge von 120 mm bzw. 200 mm und Zylindern mit Abmessungen von  $150 \text{ mm} \times 300 \text{ mm}$ .

Zur Verifikation des Rechenmodells wird im Weiteren die Finite-Elemente-Simulation der Versuche C2 und C11 bis C15 durchgeführt. Hierbei wird die jeweilige Biegezugfestigkeit  $f_{ctm,fl}$  der Platten gemäß Gleichung (4.6) in Ansatz gebracht, wobei für Belastungsdauern von  $t > 0 \text{ d}$  zur Berücksichtigung der reduzierten Dauerstandfestigkeit eine pauschale Abminderung der Zugfestigkeit auf 70 % erfolgt. Für  $t \geq 365 \text{ d}$  wird ein Relaxationsbeiwert von  $\rho = 0,8$  berücksichtigt (s. a. Kapitel 4.1.1). Der Elastizitätsmodul des Betonstahls – verwendet wurde Betonstahl der Gruppe IIIa gemäß der Schweizer Norm [SIA 162: 1968] mit einer 0,2 % - Dehngrenze von  $f_{0,2} \approx 580 \text{ N/mm}^2$  – wird im Weiteren einheitlich zu  $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$  angenommen.

**Tabelle 4.1: Belastung und Betonkennwerte der Plattenversuchsserie C von [Jaccoud und Favre 1982]**

Versuch	Belastung		Beton		
	F bzw. P in kN	M/M <sub>u</sub>	$f_{cm} \approx 0,875 f_{cm,cube}$ in N/mm <sup>2</sup>	$f_{ctm}$ in N/mm <sup>2</sup>	$E_{cm} \times 10^3$ in N/mm <sup>2</sup>
Kurzzeitbelastungsversuche					
C1	29,74	0,6	31,97	2,56	30,9
C2			29,29	2,90	28,7
C3			32,89	2,89	30,8
Langzeitbelastungsversuche					
C11	5,77	0,2	28,82	2,56	29,0
C12	12,19	0,3	29,40	3,06	28,3
C22			32,89	2,89	30,8
C13	18,61	0,4	30,93	2,82	29,2
C14	25,04	0,5	29,40	3,06	28,3
C24			31,97	2,56	30,9
C15	31,45	0,6	29,29	2,90	28,7

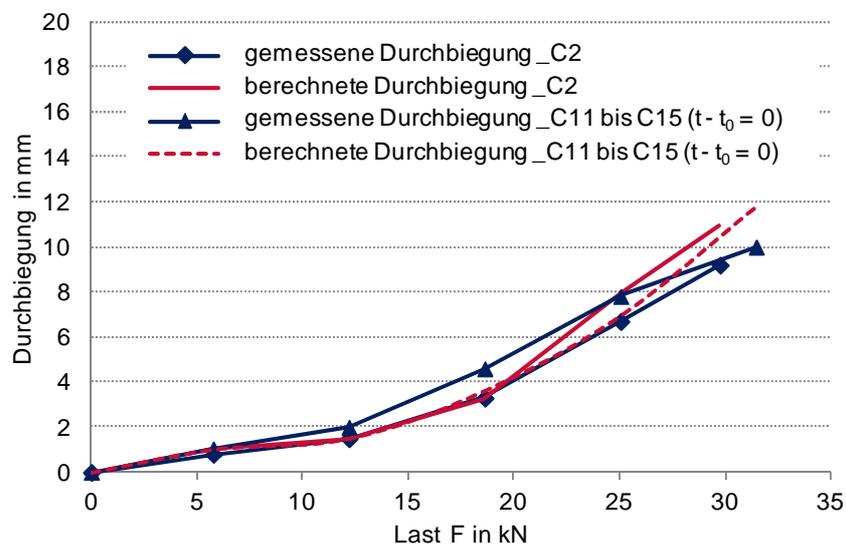
Um dem Maßstabeffekt zwischen den prismatischen Kleinprüfkörpern und den Plattenstreifen Rechnung zu tragen, werden hinsichtlich der Kriech- und Schwindmaße für die Versuchsnachrechnungen 85 % der experimentell ermittelten Werte angesetzt. Liegen keine Versuchswerte vor (Versuche C11 und C13), wird auf die Mittelwerte der von [Jaccoud und Favre 1982] dokumentierten Kriech- und Schwindbeiwerte zurückgegriffen. Eine weitere Anpassung wird im Fall der Schwindbeiwerte erforderlich, da die Aufzeichnung dieses Materialkennwertes erst ab Belastungsbeginn ( $t_0 = 28$  d) vorgenommen wurde. Um die bereits zum Zeitpunkt des Prüfbeginns vorliegenden Eigenspannungen und die damit abgeminderte Betonzugfestigkeit in die Versuchssimulation einbeziehen zu können, wurde mit Hilfe von [DIN EN 1992-1-1: 2011] das Schwindmaß für  $t = 28$  d zu  $\varepsilon_{cs}(28d) = -0,136$  ‰ abgeschätzt und die experimentellen Schwindbeiwerte um dieses Maß beaufschlagt. Die damit im ungerissenen Zustand I vorliegende Überschätzung der Durchbiegung nimmt keinen relevanten Stellenwert ein ( $\approx 0,1$  mm). Eine Zusammenstellung der angesetzten Kriech- und Schwindbeiwerte kann Tabelle 4.2 entnommen werden.

**Tabelle 4.2: Angesetzte Kriech- und Schwindbeiwerte für die Nachrechnung der Plattenversuchsserie C von [Jaccoud und Favre 1982]**

Belastungsdauer / Betonalter t in d	Versuch					
	C11 + C13		C12 + C14		C15	
	$-\varepsilon_{cs}(t) \times 10^{-6}$	$\varphi(t,28d)$	$-\varepsilon_{cs}(t) \times 10^{-6}$	$\varphi(t,28d)$	$-\varepsilon_{cs}(t) \times 10^{-6}$	$\varphi(t,28d)$
<b>0 / 28</b>	136	0	136	0	136	0
<b>1 / 29</b>	141	0,32	141	0,37	141	0,27
<b>5 / 33</b>	163	0,55	173	0,57	155	0,52
<b>28 / 56</b>	227	1,01	244	1,05	215	0,94
<b>183 / 211</b>	398	1,75	449	1,84	346	1,62
<b>365 / 393</b>	454	1,99	499	2,06	410	1,83
<b>500 / 528</b>	485	2,05	559	2,13	426	1,88

### Kurzzeitbelastungsversuche

Abbildung 4.24 zeigt die berechneten und gemessenen Last-Durchbiegungs-Kurven der Kurzzeit-Plattenversuche im Vergleich. Die Gegenüberstellung umfasst sowohl den Versuch C2 als auch die zum Zeitpunkt  $t - t_0 = 0$  gemessenen Durchbiegungen der Langzeitbelastungsversuche C11 bis C15. Während sich die Unterschiede in den Betonkennwerten der geprüften Platten innerhalb der numerischen Simulation nur geringfügig auf die Plattendurchbiegungen auswirken, zeigen die experimentellen Versuchsergebnisse insbesondere bei mäßigen Belastungen (35 % bis 50 % der Bruchlast) größere Abweichungen zueinander. Diese Tatsache verdeutlicht den Einfluss der tatsächlich vorliegenden Biegezugfestigkeit, der sich überwiegend im Bereich der Rissbildungsphase auf das Verformungsverhalten der Platten deutlich auswirkt. Unter Berücksichtigung der Festigkeitsstreuungen liefert die FE-Berechnung eine wirklichkeitsnahe Abbildung der experimentellen Last-Durchbiegungs-Beziehungen.

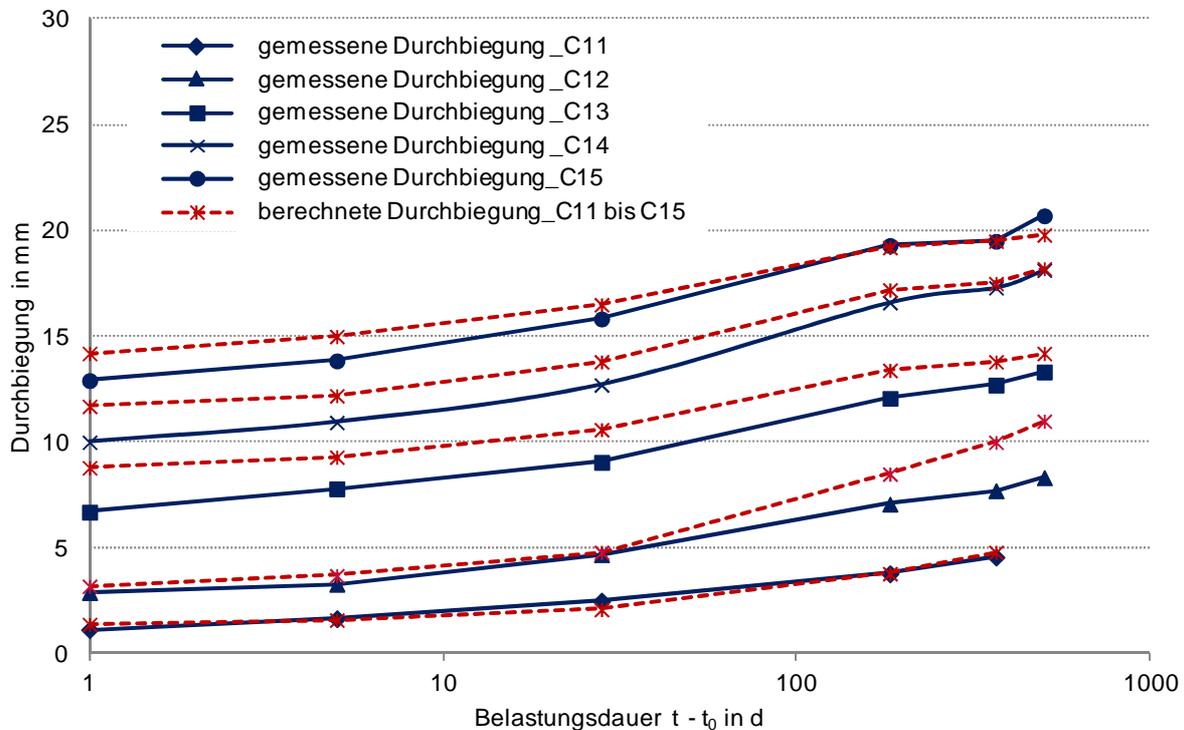


**Abbildung 4.24:** Gegenüberstellung der gemessenen und berechneten Last-Durchbiegungs-Kurven für die Kurzzeit-Plattenversuche von [Jaccoud und Favre 1982]

### Langzeitbelastungsversuche

Der in Abbildung 4.25 vorgenommene Vergleich der gemessenen und berechneten Plattendurchbiegungen der Langzeitbelastungsversuche zeigt eine ausreichende bis sehr gute Übereinstimmung zwischen numerischer Simulation und den realen Versuchsergebnissen. Die geringsten Abweichungen liefert die Nachrechnung des Versuchs C11, die größte prozentuale Überschätzung der Durchbiegung liegt hingegen am Ende des Versuchs C12 bzw. zu Beginn des Versuchs C13 vor. Im Fall von C12 geht ab einer Belastungsdauer von ca. einem Jahr ein Großteil der Platte innerhalb der numerischen Simulation in die Rissbildungsphase über. In diesem Stadium wirken sich Zugfestigkeitsstreuungen aufgrund des durch die Rissentstehung hervorgerufenen schnellen Steifigkeitsabfalls am stärksten aus. Hierdurch lässt sich die rechnerisch überschätzte Durchbiegungszunahme für C12 gegen Versuchsende erklären. Wie in Kapitel 4.1.1 beschrieben wurde, wird für die Berechnungen auf eine Abbildung des zeitlichen Abfalls der Betonzugfestigkeit verzichtet. Der Ansatz des Dauerstandwertes für Belastungsdauern  $\geq 1$  d stellt eine auf der sicheren Seite liegende Annahme dar und hat für die Nachrechnung des Versuchs C13 zur Folge, dass Teilbereiche der Platte bereits nach einem Tag rechnerisch in die abgeschlossene Rissbildungsphase übergehen. Im Vergleich zu den experimentellen Ergebnissen liegt damit zu Belastungsbeginn eine Überschätzung des Steifigkeitsabfalls vor. Mit

zunehmender Belastungsdauer gleichen sich die gemessenen und berechneten Durchbiegungen jedoch sehr gut aneinander an. Auch im Fall der Versuchsnachrechnung C14 und C15 kann mit steigender Belastungsdauer eine sehr gute Übereinstimmung erzielt werden, da zum einen auch unter realen Bedingungen im Laufe der Zeit die Dauerstandfestigkeit erreicht wird und sich zum anderen Streuungen der Betonkennwerte in der abgeschlossenen Rissbildungsphase infolge der reduzierten zugversteifenden Wirkung des Betons geringfügiger auf die Plattensteifigkeit auswirken.



**Abbildung 4.25: Gegenüberstellung der gemessenen und berechneten Last-Durchbiegungs-Kurven für die Langzeit-Plattenversuche von [Jaccoud und Favre 1982]**

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass mit Ausnahme von C12 für alle Versuchskörper die rechnerisch ermittelten Durchbiegungen am Versuchsende im Vergleich zur experimentellen Versuchsdurchführung lediglich Abweichungen zwischen 1,1 % und 8,6 % aufweisen. Die Eignung des Finite-Elemente-Modells zur Abbildung des Verformungsverhaltens von Deckenplatten unter Berücksichtigung der Langzeiteffekte Kriechen und Schwinden kann damit insbesondere für den Betrachtungszeitpunkt  $t \rightarrow \infty$  als sehr gut bewertet werden.

#### Versuche von [Eligehausen et al. 1995]

Die in Stuttgart am Institut für Werkstoffe im Bauwesen (IWB) durchgeführten Versuche hatten zum Ziel, das Momentenumlagerungsvermögen und die Rotationsfähigkeit von einachsig gespannten Deckenplatten zu erforschen. Hierbei wurden neben dem Einfluss unterschiedlicher Duktilitätsklassen und Überfestigkeiten der verwendeten Betonstahlmatten auch Auswirkungen von Stützensenkungen untersucht. Da das Momentenumlagerungsvermögen entscheidend durch das statische System des betrachteten Bauteils beeinflusst wird, haben [Eligehausen et al. 1995] ihren Untersuchungen zwei unterschiedliche Versuchsaufbauten zugrunde gelegt:

- Versuche DMR1 und DMR2: zweifeldrige Durchlaufplatte
- Versuch DMR3: beidseitig eingespannte Einfeldplatte

Die Plattengeometrie wurde mit Ausnahme der mit einer Querschnittshöhe von 400 mm ausgebildeten Plattenenden bei DMR3 für alle Versuche auf einen Rechteckquerschnitt  $b \times h = 550 \times 180$  mm mit einer statischen Nutzhöhe von 161 mm festgelegt. Während jedoch für die Versuche DMR1 und DMR2 ein identischer geometrischer Bewehrungsgrad von  $\rho = 0,30\%$  im Feld- und Stützbereich gewählt wurde, weist der Feldbereich in Versuch DMR3 einen erhöhten Bewehrungsgrad von  $\rho = 0,55\%$  auf. Die statischen Systeme und Plattenquerschnitte inklusive der Bewehrungsanordnung können Abbildung 4.26 entnommen werden.

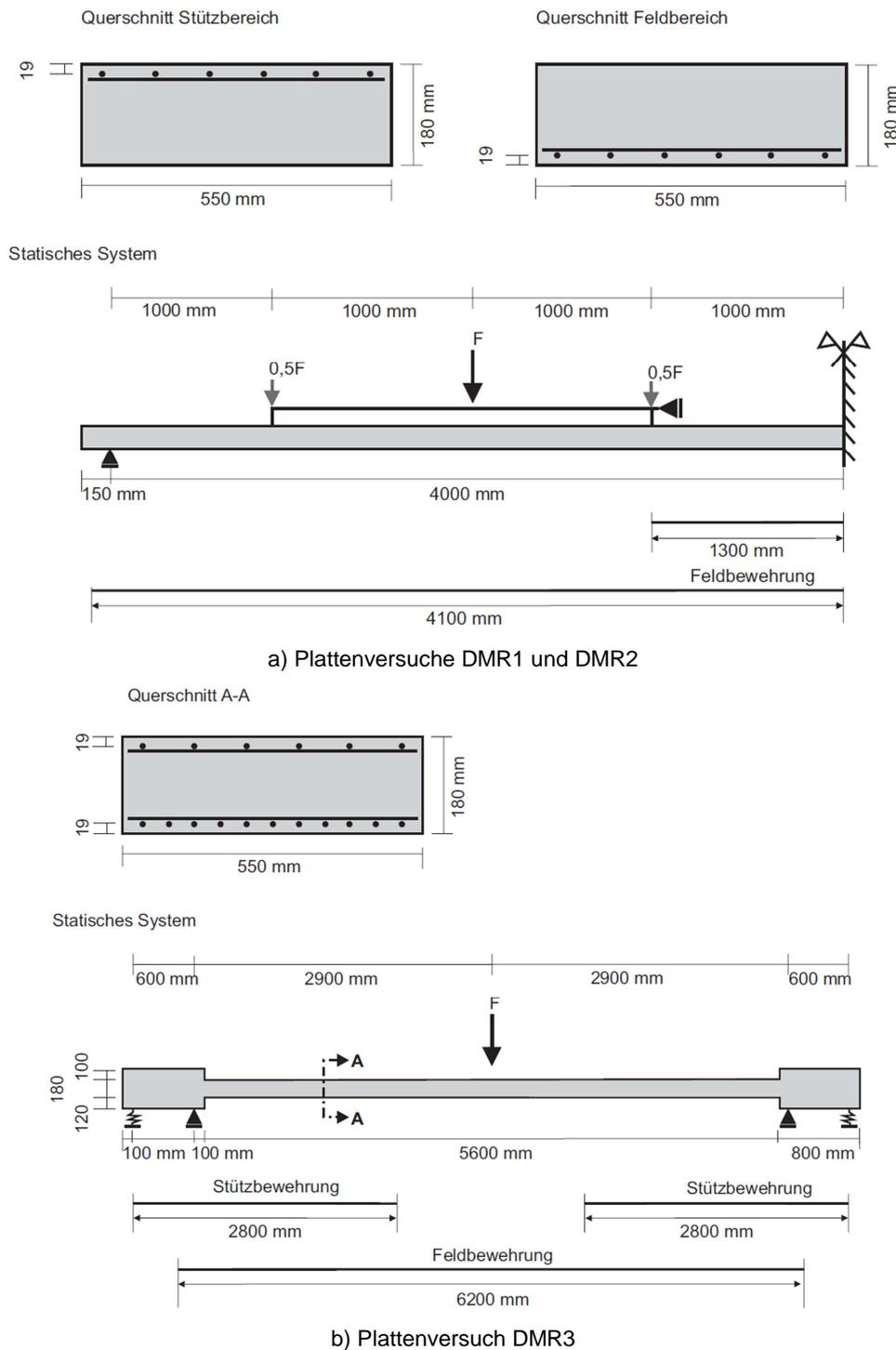


Abbildung 4.26: Statisches System und Querschnitte der Plattenversuche von [Eligehausen et al. 1995]

Zur Bestimmung der in Tabelle 4.3 zusammengestellten Werkstoffeigenschaften wurden von [Eligehausen et al. 1995] versuchsbegleitende Materialprüfungen durchgeführt. Die Betondruckfestigkeit wurde dabei an Betonwürfeln mit einer Kantenlänge von 200 mm bestimmt, deren Herstellung und Lagerung identisch zu den Deckenplatten erfolgte. Dafür wurden die Betonkörper nach einer dreiwöchigen Nachbehandlungszeit, in der einer frühzeitigen Austrocknung mit Kunststofffolien entgegengewirkt wurde, in die Prüfhalle transportiert und dort bis zur Prüfung gelagert.

**Tabelle 4.3: Materialkennwerte der Plattenversuche DMR1, DMR2 und DMR3 nach [Eligehausen et al. 1995]**

Versuch	Bereich	Betonstahl					Beton	
		$f_y$ in N/mm <sup>2</sup>	$f_t$ in N/mm <sup>2</sup>	$f_t/f_y$	$E_s \times 10^3$ in N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{su}$ in %	$f_{cm} = 0,85 f_{cm,cube}$ in N/mm <sup>2</sup>	Alter in d
<b>DMR1</b>	Feld (Mittelwert)	610	628	1,03	194	23,0	59,5	105
	Stütze	601	620		193	25,2		
<b>DMR2</b>	Feld (Mittelwert)	607	627		191	24,1	62,2	111
	Stütze	599	620		191	28,4		
<b>DMR3</b>	Feld	607	626		195	28,7	62,6	119
	Stütze (Mittelwert)	603	624		190	33,5		

#### Versuch DMR1

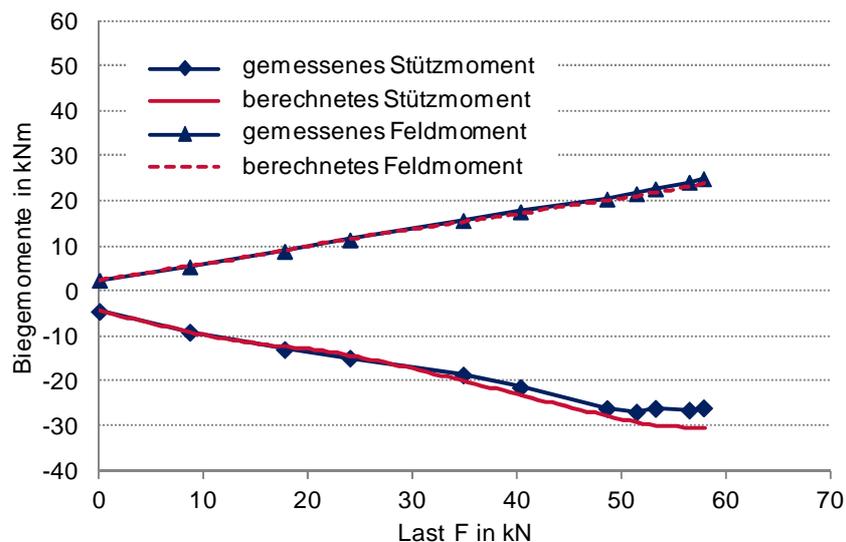
Wie in Tabelle 4.3 zu erkennen ist, unterscheiden sich die Materialkennwerte der Plattenversuche DMR1 und DMR2 nur unwesentlich, weshalb im Folgenden repräsentativ für beide Versuche die Nachrechnung von DMR1 vorgenommen wird.

Die Zwei-Punkt-Beanspruchung wurde während des Plattenversuches DMR1 zunächst in beiden Feldern bis zum Erreichen der Gebrauchslast  $F_{GZG} = 22,6$  kN kraftgesteuert gesteigert. Nach einem dreimaligen Wechsel zwischen der Gebrauchslast und dem Eigengewicht erfolgte eine verformungsgesteuerte Laststeigerung bis zum Maximalwert des aufnehmbaren Stützmomentes. Nach anschließender Entlastung sollte die Platte letztendlich unter Kraftsteuerung bis zum Bruch geführt werden. Dieses Vorhaben konnte allerdings aufgrund der Schwierigkeiten in der Regeltechnik ausgelassenen vorzeitigen Versagens des Versuchskörpers nicht erreicht werden. Die endgültige Traglast des Plattenstreifens DMR1 konnte somit von [Eligehausen et al. 1995] lediglich angenähert werden.

Unter Berücksichtigung der Nacherhärtung des Betons kann die verwendete Betonmischung in etwa der Betonfestigkeitsklasse C45/55 zugeordnet werden. Da von [Eligehausen et al. 1995] keine Kennwerte bezüglich der vorhandenen Betonzugfestigkeit und des Elastizitätsmoduls vorliegen, werden im Zuge der Versuchsnachrechnung die gemäß Tabelle 3.1 in [DIN EN 1992-1-1: 2011] für die Festigkeitsklasse C45/55 geltenden Richtwerte in Ansatz gebracht. Eine gegebenenfalls zum Prüfzeitpunkt vorliegende Festigkeits- bzw. Steifigkeitszunahme wird für beide Bezugswerte vernachlässigt. Zudem ist davon auszugehen, dass der Versuchskörper sowohl infolge der beschriebenen Wechselbeanspruchung auf Gebrauchstauglichkeitsniveau als auch durch den Transport der Platten vom Herstellungs- zum Prüfzeitpunkt und durch die vorhandenen Schwindeigenspannungen zum Prüfzeitpunkt eine Vorschädigung bzw. Vorbelastung aufweist. Dies wird im numerischen Rechenmodell durch den An-

satz der Dauerstandbiegezugfestigkeit  $0,7 \cdot f_{ctm,fl}$  und den Langzeitbeiwert  $\beta_t = 0,25$  zur Abbildung der zugversteifenden Wirkung des Betons zwischen den Rissen berücksichtigt.

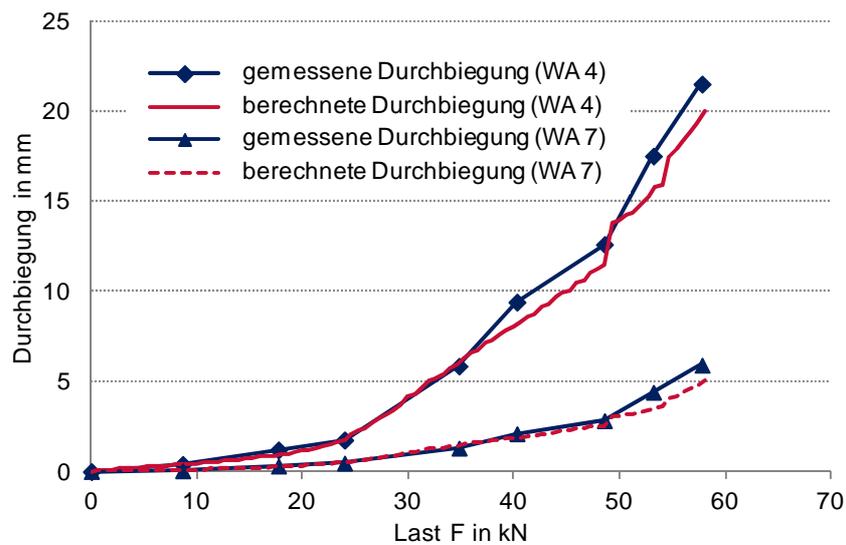
Abbildung 4.27 zeigt eine Gegenüberstellung der gemessenen und der berechneten Biegemomente im Stütz- und Feldbereich des Plattenstreifens DMR1. Der experimentelle Verlauf des Stützmomentes weist hierbei nach Erreichen des Maximalwertes von 26,8 kNm mit einer zugehörigen Last von 51,4 kN ein nahezu plastisches Verhalten auf bis letztendlich die oben beschriebene Entlastung der Platte, kurz vor Eintreten des Bruchversagens, bei einer Last von 57,8 kN eingeleitet wurde. Im Vergleich dazu liefert die nichtlineare Finite-Elemente-Berechnung eine kontinuierliche Zunahme des Stützmomentes. Darüber hinaus ist zu erkennen, dass bis zu einer Belastung in Höhe von etwa 28 kN die experimentellen und rechnerischen Stützmomente nahezu übereinstimmen. Bei diesem Belastungsniveau geht der Stützbereich des Finite-Elemente-Modells von der Rissbildungsphase in die abgeschlossene Rissbildung über. Die mit zunehmender Belastung auftretende rechnerische Überschätzung der Stützmomente lässt daher auf eine herabgesetzte Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen während des Versuchs schließen. Diese Tatsache kann u. a. mäßigen Verbundbedingungen im oberen Plattenbereich geschuldet sein. Bis zum Erreichen der Fließgrenze bei  $F \approx 48$  kN stimmen Rechen- und Versuchsergebnis hinsichtlich des Stützmomentes bis auf 6,6 % überein. Am Ende der Verfestigungsphase beträgt die Abweichung des Maximalmomentes 14 %, wohingegen die experimentell angenäherte Höchstlast fehlerfrei abgebildet wird.



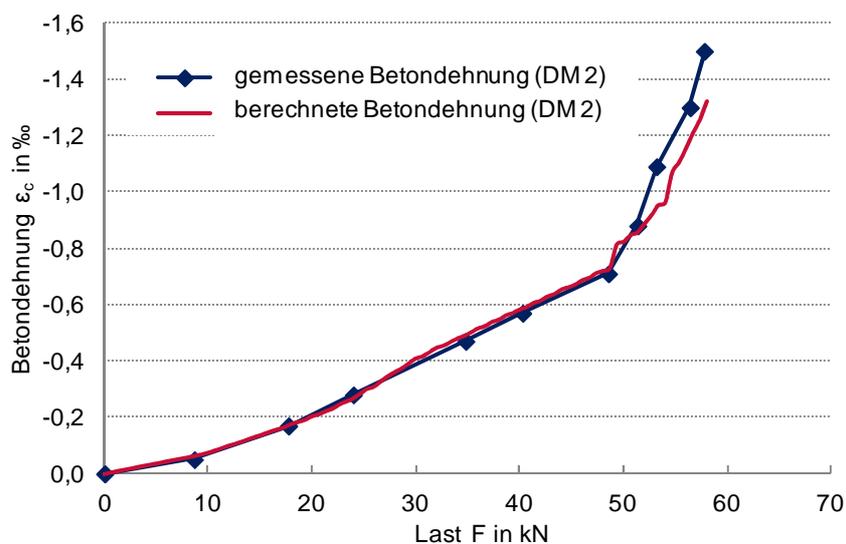
**Abbildung 4.27:** Gegenüberstellung der gemessenen und berechneten Last-Momenten-Kurven für den Plattenversuch DMR1 von [Eligehausen et al. 1995]

Gering fällt auch die Differenz der gemessenen und numerisch ermittelten Durchbiegungen aus, deren Darstellung in Abbildung 4.28 erfolgt. Die Aufzeichnung der Felddurchbiegung wurde von [Eligehausen et al. 1995] mit Hilfe des Wegaufnehmers WA 4 in 1,5 m Entfernung vom Randaufleger vorgenommen. Die vertikalen Verformungen des stütznahen Bereiches wurden mit Wegaufnehmer WA 7 registriert, der in einem Abstand von 0,6 m vom Mittelaufleger angeordnet war.

Unter Berücksichtigung von Abbildung 4.27 spiegelt die Stauchung der Plattenunterseite am Mittelaufleger (DM 2) in Abbildung 4.29 die überschätzte Steifigkeit des Stützbereichs wider. So zeigt ein Vergleich mit den experimentellen Ergebnissen, dass trotz der erhöhten rechnerischen Stützmomente geringere Betonstauchungen im Zuge der nichtlinearen Berechnung auftreten.



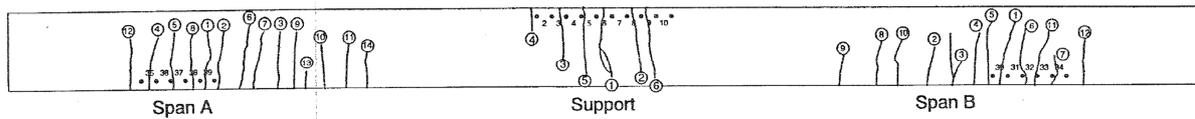
**Abbildung 4.28:** Gegenüberstellung der gemessenen und berechneten Last-Durchbiegungs-Kurven für den Plattenversuch DMR1 von [Eligehausen et al. 1995]



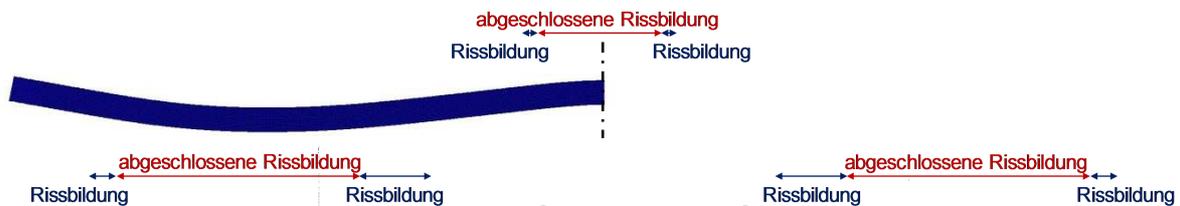
**Abbildung 4.29:** Gegenüberstellung der gemessenen und berechneten Last-Dehnungs-Kurve am Mittelaufleger (Plattenunterseite) für den Versuch DMR1 von [Eligehausen et al. 1995]

Die abschließende Gegenüberstellung in Abbildung 4.30 zwischen dem von [Eligehausen et al. 1995] dokumentierten Rissbild und der Längen sowie Lage der rechnerischen Rissbildungsphasen im Finite-Elemente-Modell liefert eine gute Übereinstimmung. Der Bereich der abgeschlossenen Rissbildung (Stahlfließen eingeschlossen) deckt nahezu die gesamte Risszone des Plattenstreifens ab, wohingegen innerhalb der Länge der theoretischen Rissbildungsphase nur vereinzelt Risse dokumentiert wurden. Tendenziell scheint damit die reale Betonzugfestigkeit die angenommene Festigkeit nur geringfügig zu übersteigen.

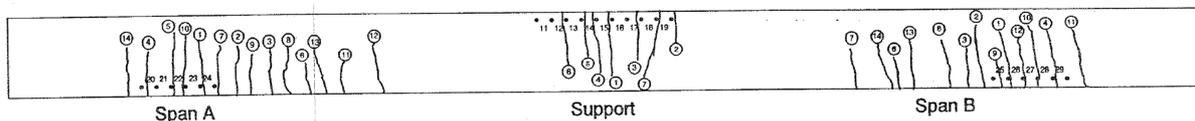
### Seitenansicht 1 [Eligehausen et al. 1995]



### Längen und Art der Rissbildungsphasen im FE-Modell



### Seitenansicht 2 [Eligehausen et al. 1995]



**Abbildung 4.30:** Vergleich zwischen dem realen Rissbild und den berechneten Rissbildungsstadien für den Plattenversuch DMR1 von [Eligehausen et al. 1995]

### Versuch DMR3

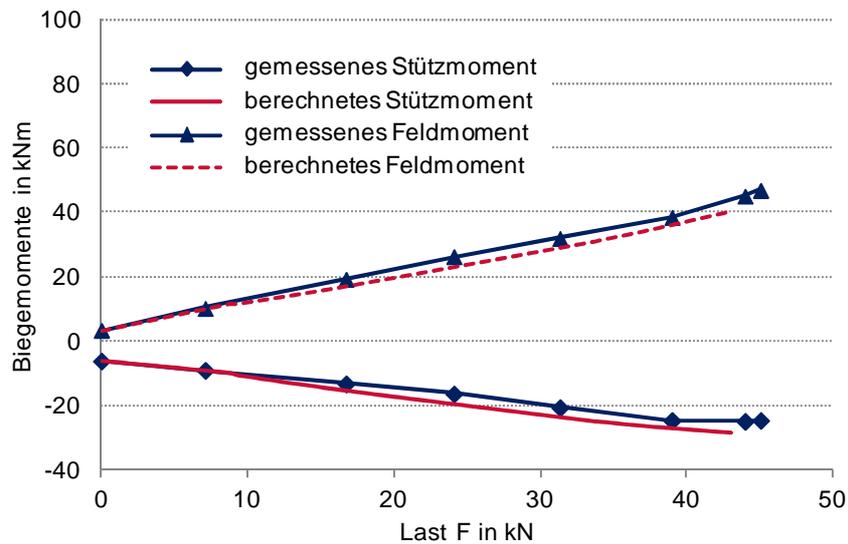
Zu Beginn des Versuches DMR3 wurden beide Plattenenden durch Verschraubungen fixiert, so dass unter Eigenlast eine beidseitige Volleinspannung vorhanden war. Anschließend wurde die Belastung des Plattenstreifens DMR3 durch Aufbringung einer Einzellast in Feldmitte vorgenommen. Nach Erreichen der Gebrauchslast von  $F_{GZG} = 16,3 \text{ kN}$  folgten drei Lastwechsel zwischen dieser Last und dem Platteneigengewicht bevor der Versuchskörper letztendlich verformungsgesteuert bis zum Bruch geführt wurde. Das Versagen trat dabei ausgehend vom rechten Stützbereich ein.

Im Zuge der Versuchsauswertung zeigte sich, dass die Plattenenden nur unter alleiniger Wirkung des Eigengewichtes vollständig fixiert waren. Mit zunehmender Belastung registrierten die Wegaufnehmer eine nach oben gerichtete vertikale Verformung der Plattenenden. Das statische System des Versuchsaufbaus entspricht damit einer dreifeldrigen Durchlaufplatte mit vertikalen Federn als Randauflager bzw. einem beidseitig teileingespannten Einfeldträger. In Anlehnung an [Eligehausen et al. 1995] wird für die eigene Versuchsnachrechnung das Modell der Federlagerung unter Ansatz einer vertikalen Steifigkeit von  $k_s = 18846 \text{ kN/m}$  gewählt (s. Abbildung 4.26). In Hinblick auf die Betonzugfestigkeit, den Elastizitätsmodul und die Berücksichtigung der zugversteifenden Wirkung des Betons werden die für die Versuchsnachrechnung von DMR1 getroffenen Annahmen übernommen.

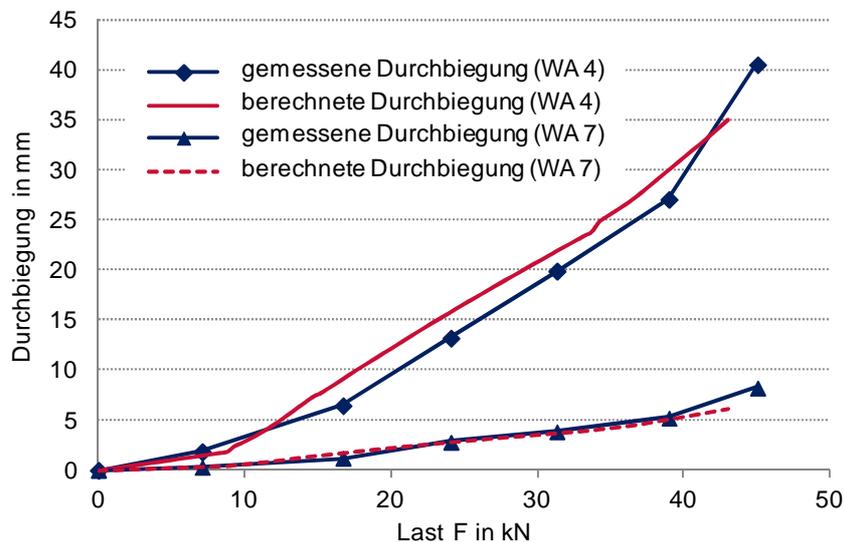
Ähnlich den Ergebnissen des Versuches DMR1 weist der gemessene Stützmomentenverlauf des Plattenstreifens DMR3 ebenfalls einen nahezu horizontalen Ast nach Erreichen der Streckgrenze der Stützbewehrung auf (s. Abbildung 4.31). Das berechnete und gemessene Maximalmoment stimmt hierbei im Feld mit einer Abweichung von 14,3 % und im Stützbereich von 14,7 % überein. Der prozentuale Traglastunterschied liegt hingegen lediglich bei 4,4 %. Die dem Höchstwert des experimentellen Stützmomentes von 24,9 kNm zuzuordnende Last beträgt 44 kN und liegt damit nur geringfügig unterhalb der Traglast  $F_{\max} = 45 \text{ kN}$  des Systems.

Zudem ist in Abbildung 4.31 zu erkennen, dass die festgestellte rechnerische Überschätzung des Stützmomentes bei gleichzeitiger Unterschätzung des Feldmomentes für Belastungen über 8 kN hin-

aus auftritt. Der Vergleich zwischen den realen und numerischen Durchbiegungen in Abbildung 4.32 zeigt, dass bei diesem Belastungsniveau der Feldbereich im Zuge der Finite-Elemente-Berechnung in den gerissenen Zustand übergeht und einen deutlichen Steifigkeitsabfall erfährt, wodurch eine Momentenumlagerung auf die Stützbereiche erfolgt. Die Tatsache, dass trotz der geringeren numerischen Feldmomente ab diesem Zeitpunkt die experimentellen Durchbiegungen im Feld WA 4 überschätzt werden, lässt auf eine erhöhte reale Betonzugfestigkeit des Plattenstreifens schließen.



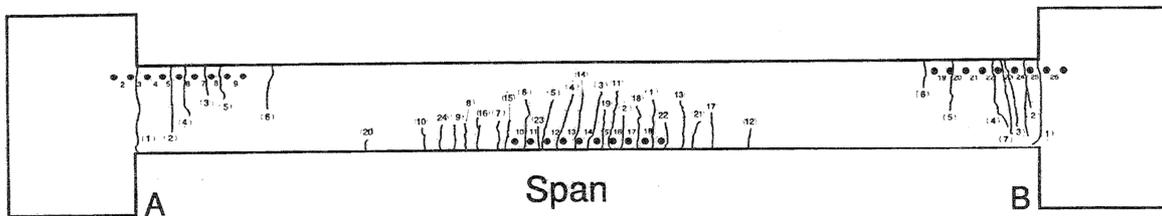
**Abbildung 4.31:** Gegenüberstellung der gemessenen und berechneten Last-Momenten-Kurven für den Plattenversuch DMR3 von [Eligehausen et al. 1995]



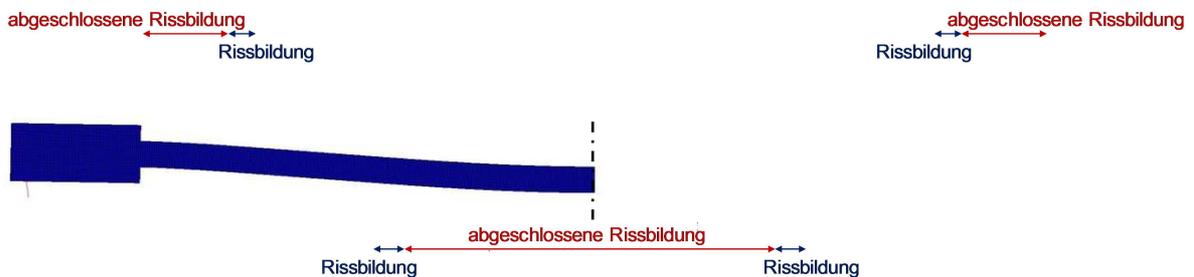
**Abbildung 4.32:** Gegenüberstellung der gemessenen und berechneten Last-Durchbiegungs-Kurven für den Plattenversuch DMR3 von [Eligehausen et al. 1995]

Diese Annahme kann durch einen Abgleich des von [Eligehausen et al. 1995] registrierten Rissbildes mit den analytischen Rissbildungsstadien bestätigt werden, da bereits die Länge der abgeschlossenen Rissbildungsphase die reale Risszone des Feldbereiches überschätzt (s. Abbildung 4.33).

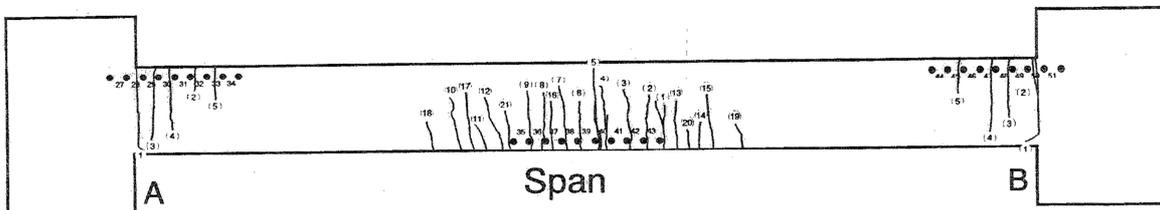
#### Seitenansicht 1 [Eligehausen et al. 1995]



#### Längen und Art der Rissbildungsphasen im FE-Modell



#### Seitenansicht 2 [Eligehausen et al. 1995]



**Abbildung 4.33: Vergleich zwischen dem realen Rissbild und den berechneten Rissbildungsstadien für den Plattenversuch DMR3 von [Eligehausen et al. 1995]**

Zusammenfassend können die numerischen Ergebnisse der Plattensimulation DMR1 und DMR3 als wirklichkeitsnah bewertet werden. Die aufgezeigte Überschätzung der Traglast und Steifigkeit des Stützbereichs kann unter Berücksichtigung der teils von Bauteil zu Bauteil stark streuenden Betonzugfestigkeit und Verbundqualität toleriert werden, zumal durch eine erhöhte Tragfähigkeit der Einspannstelle in Hinblick auf die weiterführenden Untersuchungen eine rechnerische Unterschätzung der im Bereich des Deckenaufagers auftretenden Knotenmomente vermieden wird.

## 4.2 Mauerwerkswände

Hinsichtlich der numerischen Simulation von Mauerwerksstrukturen können verschiedene Modellierungsstrategien verfolgt werden. Ausführliche Erläuterungen finden sich u. a. in [Schlegel 2004]. Differenziert werden hierbei im Wesentlichen Makro- und Mikromodelle. Während bei Anwendung von Makromodellen der Mauerwerksverband als verschmiertes, homogenes Ersatzkontinuum idealisiert wird, erlaubt die Mikromodellierung die diskrete Abbildung von Mauerstein und Fuge. Eine weitere Unterteilung kann in detaillierte und vereinfachte Mikromodelle vorgenommen werden. Im Zuge der detaillierten Mikromodellierung werden sowohl die Materialeigenschaften als auch die Geometrie der Mauersteine und des Mörtels getrennt voneinander erfasst. Werden die Verbundeigenschaften im Rahmen dieser Modellierungsstrategie durch Festigkeits- und Entfestigungsformulierungen innerhalb der vermörtelten Fuge abgebildet, ist das Rechenmodell der Kontinuumsmechanik zuzuordnen und folglich durch den Zusammenhalt der Gesamtstruktur geprägt. Im Vergleich dazu wird bei vereinfachten Mikromodellen die Fugendicke vernachlässigt. Die Mauersteine sind dabei um das Maß der Mörtelfuge zu vergrößern und mit verschmierten Materialeigenschaften zu hinterlegen, die Abbildung der Verbundeigenschaften wird in der Regel über Kontakt- oder Interfacelemente vorgenommen. Diese Modellierungsform ist der Diskontinuumsmechanik zuzuordnen, da Unstetigkeiten im Mauerwerksverband (z. B. klaffende Fugen) explizit erfasst werden. Wie [Graubner und Richter 2007] anhand der numerischen Modellierung eines Vierstein-Ziegelkörpers mit Normalmörtelfugen zeigen, ist die beschriebene Form der Diskontinuumsmechanik auch auf detaillierte Mikromodelle anwendbar. Die Kontakt- bzw. Interfacelemente sind hierfür zwischen den beiden diskret modellierten Komponenten Stein und Mörtel anzuordnen. Eine Weiterentwicklung des reinen Makromodells stellt die sogenannte Einheitszelle von [Jordan und Bletzinger 2011] dar, die das Trag- und Verformungsverhalten eines Mauerwerkausschnittes unter Einbeziehung von Fugeneinflüssen repräsentiert. Innerhalb dieser Einheitszelle werden Dreieckselemente in einer definierten Form zueinander angeordnet und mittels zwischenliegender horizontal, vertikal und diagonal verlaufender Kontaktelemente eine diskrete Rissmodellierung ermöglicht. Das Berechnungsmodell wurde für Mauerwerk unter Scheibenbelastung erstellt. Mit Hilfe eines von [Zilch und Scheufler 2012] neuentwickelten mehraxialen Prüfaufbaus können die Eingangsgrößen für das makroskopische Strukturmodell experimentell bestimmt werden.

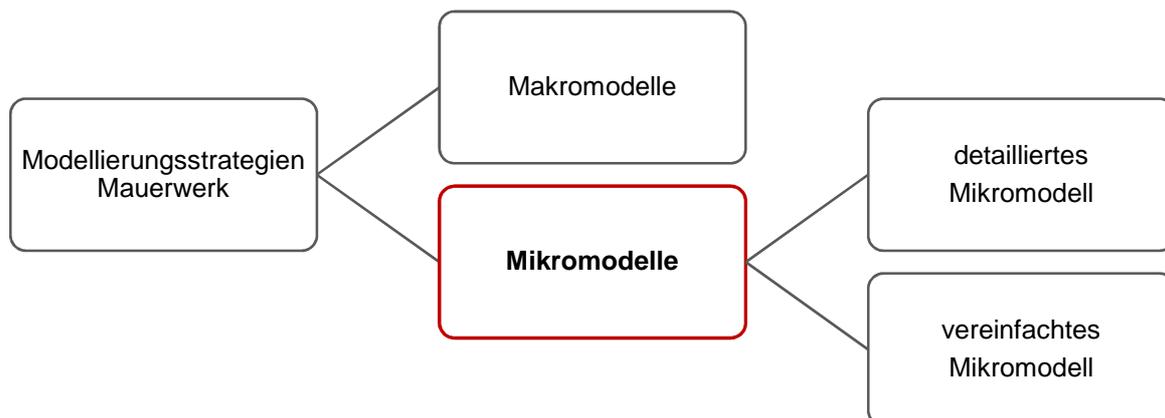


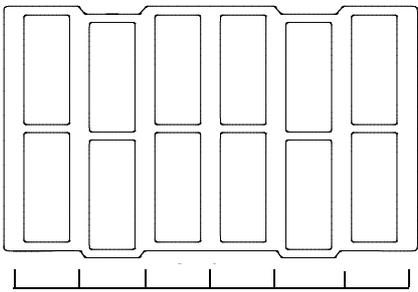
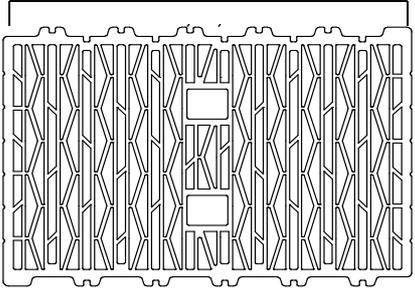
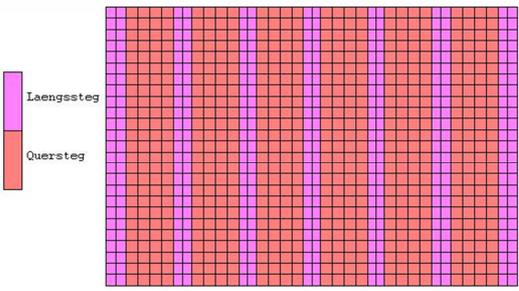
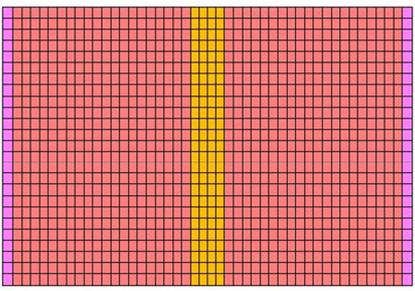
Abbildung 4.34: Modellierungsstrategien für Mauerwerk

Im Rahmen der eigenen Finite-Elemente-Berechnungen wird zur numerischen Abbildung des Trag- und Verformungsverhaltens der überwiegend vertikal beanspruchten Mauerwerkswände die Mikromodellierung angewendet. Eine Differenzierung zwischen detailliertem und vereinfachtem Mikromodell wird aufgrund der in dieser Arbeit zu untersuchenden Dünnbettvermörtelung nicht erforderlich, da bei

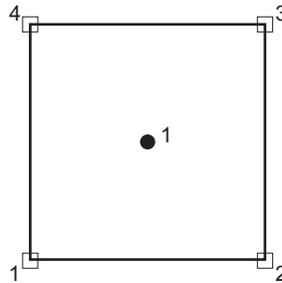
dünn ausgebildeten Fugen eine gegenseitige Beeinflussung zwischen Mauerstein und Mörtel entfällt (s. a. 4.2.1) und demzufolge kein relevanter Unterschied zwischen diesen beiden Modellierungsstrategien vorliegt [Schlegel 2004].

Das verwendete Finite-Elemente-Programm MSC.Marc 2007 [MSC.Software Corporation 2007a] bietet in Verbindung mit dem interaktiven Pre- und Postprozessor MSC.Mentat 2007 [MSC.Software Corporation 2007b] die Möglichkeit zur Definition einzelner Kontaktkörper, deren Verbundeigenschaften (Spannungsübertragung senkrecht und parallel zur Fuge) untereinander ohne die Erfordernis zusätzlicher Kontaktelemente durch den Anwender festgelegt werden können. Eine diskrete Modellierung des Dünnbettmörtels ist, wie bereits erläutert, aufgrund der geringen Fugendicke nicht erforderlich. Die Modellierung der Mauersteine wird unter Annahme eines ebenen Spannungszustandes mittels Quad 4-Elementen gemäß Abbildung 4.35 vorgenommen. Im Rahmen des gewählten 2D-Modells wird das Lochbild durch Definition unterschiedlicher Elementdicken senkrecht zur Berechnungsebene entsprechend der Steganteile in Wandlängenrichtung erfasst. Hierüber findet die ungleichmäßige Stegflächenverteilung entlang der Steinbreite bzw. Wanddicke Berücksichtigung. Eine Darstellung der differenzierten Geometriebereiche und der zugehörigen Stegflächenanteile beinhaltet Tabelle 4.4.

**Tabelle 4.4: Differenzierte Geometriebereiche der Planhochlochziegel**

Differenzierte Geometriebereiche	
HLz Typ K	HLz Typ I
Ziegeldraufsicht (Lochbild)	
<p>Querstege Steganteil: 10,9 %</p> <p>↔</p>  <p>Längsstege Steganteil: 100 %</p>	<p>Außenstege Steganteil: 100 %</p>  <p>HV-Lochung Steganteil: 51 %</p> <p>HV-Lochung Steganteil: 51 %</p> <p>↔</p> <p>Grifflöcher Steganteil: 25,4 %</p>
Berechnungsebene im numerischen 2D-Modell	
 <p>Längsstege</p> <p>Querstege</p> <p><math>b_{\text{Stein}}</math></p> <p><math>h_{\text{Stein}}</math></p>	 <p>Außenstege</p> <p>HV-Lochung</p> <p>Grifflocher</p> <p><math>b_{\text{Stein}}</math></p> <p><math>h_{\text{Stein}}</math></p>

Durchgeführte Vergleichsrechnungen haben gezeigt, dass die Anwendung der reduzierten Integration gegenüber Quad 4-Elementen mit einer erhöhten Anzahl an Integrationspunkten ( $n = 4$ ) aufgrund der für die numerischen Berechnungen klein gewählten Elementgrößen (s. Tabelle 4.4) keinen wesentlichen Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten der Mauerwerkskörper hat. Gleichzeitig konnte jedoch die Rechenzeit deutlich reduziert und die Integration der Gaußpunkt-Spannungen über die Wanddicke für weiterführende Auswertungen erleichtert werden.



**Abbildung 4.35: Vierknotiges 2D-Element mit linearer Ansatzfunktion**

Nachfolgend werden die Grundlagen des Zweikomponentenbaustoffs Mauerwerk sowie wesentliche Material-, Verbund- und Bauteileigenschaften von Außenwänden aus wärmedämmenden Planhochlochziegeln einschließlich ihrer Einbeziehung in das Finite-Elemente-Modell beschrieben. Ziel ist die Identifikation und Erfassung der grundlegenden Trag- und Verformungsmechanismen der genannten Ziegelaußenwände.

#### 4.2.1 Allgemeines zum Zweikomponentenbaustoff Mauerwerk

Für die Errichtung, Änderung und Instandhaltung von baulichen Anlagen dürfen alle Bauprodukte eingesetzt werden, deren Eignung für den jeweiligen Verwendungszweck gemäß § 17 der [ARGEBAU 2002] bzw. der entsprechenden Regelung in den Landesbauordnungen nachgewiesen werden kann. Zur Festlegung des erforderlichen Verwendbarkeitsnachweises werden i. W. geregelte und nicht geregelte Bauprodukte differenziert. Stimmen Bauprodukte gänzlich oder im Wesentlichen mit den in Teil 1 der Bauregelliste A durch das Deutsche Institut für Bautechnik (DIBt) in Einvernehmen mit der obersten Bauaufsichtsbehörde veröffentlichten technischen Regeln [DIBt 2013] überein, handelt es sich um geregelte Bauprodukte. Der Verwendbarkeitsnachweis ergibt sich in diesen Fällen aus der Übereinstimmung mit den bekannt gemachten technischen Regeln. Nicht geregelte Bauprodukte sind hingegen Bauprodukte, die erheblich von den Anforderungen der Bauregelliste A Teil 1 abweichen oder für die keine Technischen Baubestimmungen oder allgemein anerkannte Regeln der Technik vorliegen. Derartige Bauprodukte erfordern zur Erbringung des Verwendbarkeitsnachweises die Übereinstimmung mit der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung bzw. dem allgemeinen bauaufsichtlichen Prüfzeugnis (Bauregelliste A Teil 2) oder der Zustimmung im Einzelfall. Nach Erbringung des jeweilig erforderlichen Übereinstimmungsnachweises werden sowohl geregelte als auch nicht geregelte Bauprodukte mit dem Übereinstimmungszeichen (Ü-Zeichen) gekennzeichnet und sind damit für die Verwendung zugelassen. Bauregelliste B gibt die Bauprodukte bekannt, die nach Vorschriften der Mitgliedstaaten der Europäischen Union (einschließlich deutscher Vorschriften) und der Vertragsstaaten des Abkommens über den Europäischen Wirtschaftsraum zur Umsetzung von Richtlinien der Europäischen Gemeinschaften in den Verkehr gebracht und gehandelt werden dürfen und die die CE-Kennzeichnung (Zeichen der Europäischen Gemeinschaften) tragen.

Infolge der unterschiedlichen Möglichkeiten zur Erbringung des Verwendbarkeitsnachweises ist auf dem deutschen Markt eine große Bandbreite verschiedener Mauerstein- und Mörtelarten vertreten,

wodurch eine flexible Anpassung des Zweikomponentenbaustoffs Mauerwerk an die gegebenen Anforderungen hinsichtlich statischer sowie bauphysikalischer (u. a. Wärmedämmvermögen und Schallschutz) Belange gewährleistet wird. Je nach Betrachtungskriterium können Mauersteine und -mörtel prinzipiell in verschiedene Gruppen eingestuft werden (s. Abbildung 4.36). Unter Einbeziehung der verwendeten Ausgangsstoffe zählen Mauerziegel wie auch Kalksandsteine, Poren-, Normal- und Leichtbetonsteine sowie Hüttensteine zu der Gruppe der künstlich hergestellten Steine. Alle in der Natur vertretenen Gesteinsarten werden hingegen unter dem Begriff „Natursteine“ zusammengefasst und spielen überwiegend im Instandsetzungsbereich, Fassadenbau sowie in der Landschaftsarchitektur eine Rolle. Für Neubauten wird im Vergleich dazu die Verwendung von künstlichen Steinen bevorzugt, um die relevanten Baustoffeigenschaften gezielt durch das Ausgangsmaterial, die Größe, den Lochanteil und das Lochbild der Mauersteine steuern zu können. Schwierigkeiten bei der Steinwahl können dennoch aus der Kompromissfindung zwischen statischen und bauphysikalischen Kriterien entstehen. Während sich beispielsweise eine hohe Stein-Trockenrohdichte in der Regel positiv auf die Festigkeit und die Schallschutzeigenschaften auswirkt, wird ein gutes Wärmedämmvermögen mit Steinen geringer Trockenrohdichte infolge der niedrigen Wärmeleitfähigkeit des Luftporenbereichs erreicht. Eine Verbesserung des Wärmeschutzes kann folglich auch durch die Erhöhung des Luftanteils mit Hilfe von kreis-, rechteck-, kammer- und schlitzförmigen Lochungen senkrecht zu den Lagerflächen bewirkt werden. Liegt der Lochanteil senkrecht zur Lagerfläche über 15 % wird nicht mehr von Vollsteinen sondern von sogenannten Lochsteinen gesprochen. Je nachdem in welcher Richtung die vorhandenen Löcher den Mauerstein bezogen auf die Lagerflächen ganz durchdringen, kann eine weitere Untergliederung in Hochlochsteine (vertikale Lochausrichtung) und Langlochsteine (parallele Lochausrichtung) vorgenommen werden. Unter Einbeziehung der im Bereich der Lagerfugen eingesetzten Vermörtelungsart werden künstliche Steine des Weiteren in Dünn-, Mittel- und Dickbettmauerwerk untergliedert. In Kombination mit Dünnbettmörteln sind ausschließlich Steine mit erhöhter Maßhaltigkeit und Ebenheit – sogenannte Plansteine bzw. Planziegel – zugelassen. Normativ werden Planziegel in [DIN 105-6: 2013] geregelt. Da diese Norm jedoch noch nicht bauaufsichtlich eingeführt wurde, ist für die Verwendung der Ziegel eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung erforderlich. Die zulässige Dicke der Lagerfuge beträgt bei Dünnbettmörtel 1 bis 3 mm und liegt damit deutlich unterhalb der üblichen Lagerfugendicke (Mörtelbettdicke: 12 mm) von Dickbettmauerwerk mit Normal- oder Leichtmörteln. Über die strenge Begrenzung der maximalen Maßungengenauigkeit bei Plansteinen bzw. Planziegeln wird trotz der geringen Dünnbettmörtelschicht ein vollflächiger Verbund in den Kontaktflächen der Steine sichergestellt. Besonderes Augenmerk ist bei Verwendung von Dünnbettmörteln auf die maßgenaue Verlegung der ersten Lage der Mauersteine im Mörtelbett zu legen, da Unebenheiten (z. B. auf Decken- oder Fundamentebene) in den nachfolgenden Steinlagen aufgrund der geringen Lagerfugendicke nicht mehr ausgeglichen werden können. Der Auftrag des Dünnbettmörtels erfolgt je nach Steinart durch Tauchen der Steine in Dünnbettmörtel oder mit Hilfe eines speziellen Mörtelaustragerrätes (z. B. Mörtelschlitten oder Zahnkelle), womit die Mörtelschichtdicke mit hoher Genauigkeit erstellt werden kann. Bei Planhochlochziegelmauerwerk, das im Vergleich zu Kalksandstein- oder Porenbetonmauerwerk keine geschlossene Steinoberfläche aufweist, wird in der Regel ein vollflächiges Mörtelband durch Einsatz eines deckelbildenden Dünnbettmörtels oder regional auch durch eine Gewebeeinlage erzeugt. Mittelbettmörtel ist, wie die Bezeichnung bereits vermuten lässt, hinsichtlich der Lagerfugenausbildung zwischen den beiden bereits genannten Vermörtelungsarten einzuordnen. Die Fugensolldicke ist für das Vermörteln im Mittelbettverfahren auf 6 mm festgelegt. Da Mittelbettmörtel in Deutschland aktuell noch nicht genormt sind, ist der Verwendbarkeitsnachweis durch allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen zu erbringen. Stoßfugen in tragendem Mauerwerk werden heutzutage in Hinblick auf die Vereinfachung des Bauablaufs und der bauphysikalischen Optimierung überwiegend unvermörtelt durch „knirsches“ Aneinandersetzen der Steine ausgeführt. Hierfür eignen sich insbesondere Steine mit Nut- und Federsystem. Optional kann der Kontaktschluss der vertikalen Steinflächen untereinander durch vollflächige oder teilweise (Verfüllung von Mörteltaschen)

Vermörtelung im Dickbett- oder Dünnbettverfahren hergestellt werden. Bezüglich ihrer Herstellung und Lieferform werden Mauermörtel in Baustellen- und Werkmörtel unterschieden. Erfolgt die Mörtelherstellung unter werksmäßigen Bedingungen, kann eine gleichbleibende und zielorientierte Baustoffqualität sichergestellt werden. Dementsprechend kommen heute Baustellenmörtel in Deutschland nur noch selten zum Einsatz. Mauermörtel werden fast ausschließlich als Werk-Trockenmörtel (Zugabe von Wasser auf der Baustelle) oder Werk-Frischmörtel (gebrauchsfertig) geliefert.

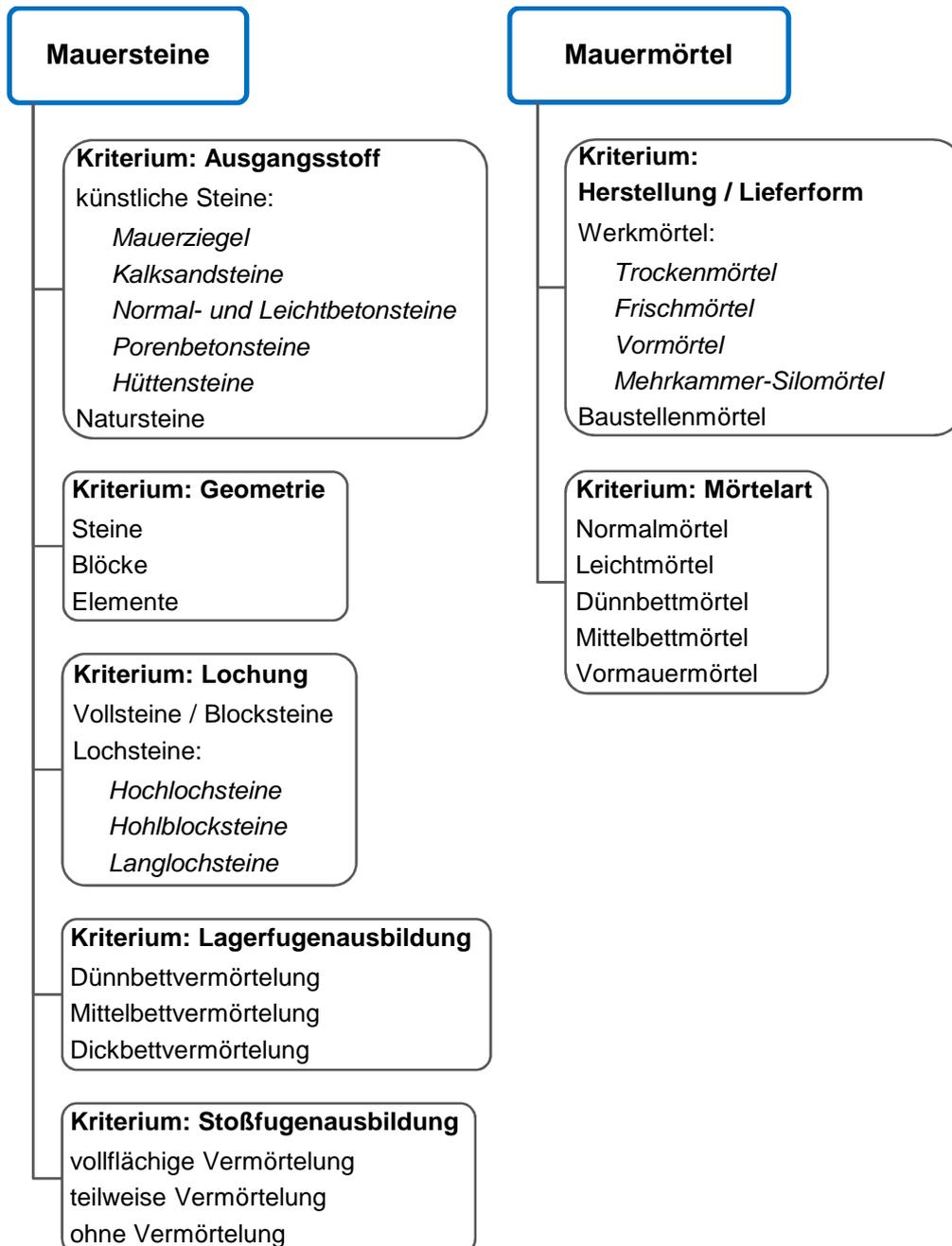


Abbildung 4.36: Unterteilung von Mauersteinen und Mauermörteln nach verschiedenen Kriterien

Die primäre Aufgabe von Mauermörteln liegt bei unbewehrten Mauerwerkswänden unter vorwiegend vertikaler Belastung im Ausgleich von Steinunebenheiten und damit in der Vermeidung von

Druckspannungsspitzen durch ungleichmäßigen Kontaktschluss in den Lagerfugenflächen. Damit wird deutlich, dass die Solldicke der Lagerfuge in starker Abhängigkeit zur Maßtoleranz der Mauersteine steht. Während die Vermörtelung im Dickbettverfahren Steinhöhentoleranzen von bis zu  $\pm 5$  mm ermöglicht, sind für Mittelbettmörtel  $\pm 2$  mm bzw. im Dünnbettverfahren nur noch  $\pm 1$  mm zugelassen. Letztgenannte Maßgenauigkeiten können für Mauerziegel nur durch Planschleifen der Steinlagerflächen erzielt werden. Dem damit verbundenen wirtschaftlichen Aufwand stehen jedoch die reduzierten Herstellkosten infolge des geringeren Materialbedarfs sowie der Arbeitszeiterparnis (wirtschaftliche und schnelle Verarbeitung) bei Verwendung von Dünnbettmörteln gegenüber. Darüber hinaus bewirkt die geringe Mörtelschichtdicke und die damit nahezu fugenlose Bauweise auch verbesserte bauphysikalische Eigenschaften, da weniger Feuchteintrag durch den Mörtel in das Mauerwerk stattfindet, das Wärmedämmvermögen nur geringfügig durch die Mörtel Eigenschaften beeinflusst wird und die Schalldämmung durch das deckelnde Mörtelband (bei Hochlochsteinen) optimiert wird. Als weiterer entscheidender Vorteil ist die erhöhte statische Belastbarkeit von in Dünnbettverfahren gemauerten Wandstrukturen zu nennen. Mit zunehmender Dicke der Mörtelfugen rufen voneinander abweichende Querdehnzahlen von Mauerstein und Mörtel auch bei vertikaler, einaxialer Druckbeanspruchung einen dreiaxialen Spannungszustand in beiden Komponenten hervor. Da sich Mauermörtel in der Regel „weicher“ verhält als die Mauersteine selbst, wird die Querverformung des Mörtels durch Reibung im Mauerwerksverband behindert (Festigkeitssteigerung durch dreiaxialen Druckspannungszustand), wohingegen die Steine zur Erreichung des inneren Kräftegleichgewichts auf Querkraft beansprucht werden. Die zentrische Mauerwerksdruckfestigkeit hängt folglich nicht nur von den Festigkeiten der beiden Einzelbaustoffe ab, sondern wird mit zunehmendem Mörtel einfluss bzw. mit zunehmender Mörteldicke durch die Steinquerkraftfestigkeit geprägt. Dieses Versagenskriterium nimmt bei Dünnbettmörteln durch die geringe Querverformung der Fuge jedoch keinen relevanten Stellenwert ein. In diesem Fall wird die zentrische Mauerwerksdruckfestigkeit überwiegend durch die einaxiale zentrische Druckfestigkeit der Mauersteine bestimmt. Dies führt letztendlich dazu, dass im Dünnbettverfahren vermörteltes Mauerwerk meist eine deutlich größere Druckfestigkeit als Mauerwerk mit Normalmörtel der Gruppe III erreicht, obwohl Dünnbettmörtel festigkeitsbezogen dieser Mörtelgruppe zuzuordnen ist (s. Tabelle 4.5). Auch hinsichtlich der Verbundeigenschaften ist der Einsatz von Dünnbettmörteln aufgrund der vorhandenen hohen Adhäsion gegenüber Normal- und Leichtmörteln positiv zu bewerten.

**Tabelle 4.5: Zuordnung europäischer Mörtel für Mauerwerk nach [DIN 1053-1: 1996] unter Beachtung der deutschen Restnorm**

Mörtelart	Mörtelgruppe	Mörtelklasse
	nach [DIN 1053-1: 1996]	nach [DIN EN 998-2: 2010] + Restnorm [DIN V 18580: 2007]
Normalmauermörtel	I	M 1
	II	M 2,5
	IIa	M 5
	III	M 10
	IIIa	M 20
Leichtmauermörtel	LM 21	M 5
	LM 36	M 5
Dünnbettmörtel	DM	M 10

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass mit Abnahme der Fugendicke ungünstige bauphysikalische und statische Einflüsse des Mörtels auf das Mauerwerk minimiert und damit verbesserte Mauerwerkeigenschaften erzielt werden können.



$$f_k = K \cdot f_{st}^\alpha \cdot f_m^\beta \quad (4.37)$$

Dabei ist

$f_k$	die charakteristische Mauerwerksdruckfestigkeit in N/mm <sup>2</sup>
$f_{st}$	die umgerechnete mittlere Steindruckfestigkeit inkl. Formfaktor in Lastrichtung in N/mm <sup>2</sup>
$f_m$	die Druckfestigkeit des Mauer Mörtels in N/mm <sup>2</sup>
$K, \alpha, \beta$	Parameter nach [DIN EN 1996-1-1/NA: 2012] abhängig von der Mauerwerksart

Zu beachten ist, dass in Verbindung mit dem Bemessungskonzept für überwiegend druckbeanspruchte Wände des Eurocodes 6 die versuchstechnische Mauerwerksdruckfestigkeit  $f$  auf den charakteristischen Wert  $f_k$  umzurechnen ist. Dieser gibt das 5 %-Quantil der Festigkeit des Prüfkörpers für eine theoretische Schlankheit  $h_{ef}/t = 0$  unter Kurzzeitbelastung wieder. Schlankheits- und Dauerstandeffekte werden im Vergleich zur früheren Normengeneration separat in den Bemessungsgleichungen des Eurocodes 6 erfasst. Zur Festlegung der freien Gleichungskonstanten wurden die zur Auswertung herangezogenen, experimentellen Mauerwerksdruckfestigkeiten zunächst auf die einheitliche Prüfkörperschlankheit  $h_{ef}/t = 5$  umgerechnet. Auf eine weitere, rechnerische Erhöhung der Tragfähigkeitswerte zur Berücksichtigung der theoretischen Schlankheit Null wurde dagegen auf der sicheren Seite liegend verzichtet [Alfes et al. 2013]. Alternativ zu Gleichung (4.37) in Kombination mit [DIN EN 1996-1-1/NA: 2012] können auch für das genauere Rechenverfahren die in tabellarischer Form vorliegenden  $f_k$ -Werte aus [DIN EN 1996-3: 2010] verwendet werden. Diese Werte stimmen abgesehen von minimalen Rundungsdifferenzen mit Gleichung (4.37) des genaueren Verfahrens überein. Gegenübergestellt mit dem Vorgängerdokument [DIN 1053-100: 2007] stehen damit bei Anwendung des Eurocodes 6 durch die detailliertere Differenzierung verschiedener Mauersteinarten verbesserte Angaben zur charakteristischen Mauerwerksdruckfestigkeit zur Verfügung. Als weiterer Unterschied der beiden Normen ist zu nennen, dass für die Erarbeitung der normativen  $f_k$ -Werte von [DIN 1053-100: 2007] keine erneute Versuchsauswertung vorgenommen wurde. Die Herleitung der Festigkeitswerte erfolgte durch Umstellung der in [DIN 1053-1: 1996] zur Verfügung gestellten Grundwerte  $\sigma_0$  der zulässigen Druckspannungen auf das semiprobabilistische Sicherheitskonzept unter Anwendung von Gleichung (4.38) [Jäger und Marzahn 2010].

$$f_k = c_1 \cdot c_2 \cdot c_3 \cdot \gamma_w \cdot \sigma_0 \approx 3,14 \cdot \sigma_0 \quad (4.38)$$

Dabei ist

$c_1$	der Einfluss der Langzeiteinwirkung mit $c_1 = 1/0,85 = 1,18$
$c_2$	der querdehnungsbehindernder Einfluss der Druckplatten im Versuch mit $c_2 = 1,0$
$c_3$	der Einfluss von Wandprüfkörperschlankheiten $h_{ef}/t = 10$ mit $c_3 = 1,33$
$\gamma_w$	der globale Sicherheitsfaktor mit $\gamma_w = 2,0$ für Wände

Um die  $\sigma_0$ -Spannungen um den prüfbedingten Schlankheitseinfluss bereinigen zu können, wurde die Festigkeitsabnahme von Wänden mit  $h_{ef}/t \leq 10$  gegenüber der theoretischen Prüfkörperschlankheit Null mit Hilfe von Gleichung 11 in [DIN 1053-1: 1996] errechnet. Im Rahmen dieses näherungsweise Berechnungsverfahrens wird unter Berücksichtigung des Kriecheinflusses von einer Zusatzexzentrizität  $f$  – bestehend aus ungewollter Ausmitte und des Verformungszuwachses nach Theorie II. Ordnung – nach Gleichung (4.39) ausgegangen. Hierin beschreibt  $\bar{\lambda}$  die Schlankheit der Wand,  $e$  die planmäßige Exzentrizität in halber Geschoßhöhe und  $d$  die Wanddicke.

$$\frac{f}{d} = \bar{\lambda}^2 \cdot \frac{1 + 6 \cdot e/d}{1800} \quad (4.39)$$

Werden dieser Gleichung die versuchstechnischen Randbedingungen, d. h. die ungünstigste Wand-schlankheit  $\bar{\lambda} = 10$  sowie die planmäßige Ausmitte  $e = 0$  zugrunde gelegt, ergibt sich unter Annahme einer linearen Spannungs-Dehnungs-Beziehung bei überdrücktem Querschnitt der gesuchte Festigkeitszusammenhang nach Gleichung (4.40).

$$\sigma_{\lambda=0} = c_3 \cdot \sigma_{\lambda=10} = c_3 \cdot \sigma_0 = \left(1 + 6 \cdot \frac{f}{d}\right) \cdot \sigma_0 = \left(1 + 6 \cdot 10^2 \cdot \frac{1}{1800}\right) \cdot \sigma_0 = 1,33 \cdot \sigma_0 \quad (4.40)$$

Im Zuge des genauen Verfahrens nach Eurocode 6 erfolgt die Beschreibung des Kurzzeitelastizitätsmoduls  $E$  des Mauerwerks als ein Vielfaches der charakteristischen Mauerwerksdruckfestigkeit  $f_k$  in Abhängigkeit von der Mauersteinart nach Gleichung (4.41). In Deutschland wird in [DIN EN 1996-1-1/NA: 2012] für Mauerziegel die Kennzahl  $K_E = 1100$  vorgeschlagen, wobei ein Wertebereich von 950 bis 1250 genannt wird. Zu beachten ist, dass dieser Wert ausschließlich für Verformungs- und Schnittgrößenermittlungen heranzuziehen ist. Der Nachweis der Knicksicherheit ist hingegen mit der geringeren Steifigkeit von  $E = 700 \cdot f_k$  zu führen. Eine steinbezogene Differenzierung erfolgt hierbei nicht mehr.

$$E = K_E \cdot f_k \quad (4.41)$$

Hinsichtlich des Langzeitverhaltens wird derzeit auch im Mauerwerksbau nach [DIN EN 1996-1-1: 2013] – ähnlich wie bei herkömmlichen Stahlbetonbauteilen (s. a. Kapitel 4.1.1) – vereinfacht von einem linearen Zusammenhang zwischen Kurzzeit- und lastabhängiger Langzeitverformung ausgegangen. Kriecheffekte sind dementsprechend über eine Abminderung des Kurzzeitelastizitätsmoduls gemäß Gleichung (4.42) beschreibbar.

$$E_\infty = \frac{E}{1 + \Phi_\infty} \quad (4.42)$$

Dabei ist

$\Phi_\infty$  die Endkriechzahl

Die in [DIN EN 1996-1-1/NA: 2012] vorgeschlagenen Endkriechzahlen nehmen je nach Mauerwerksart Werte zwischen 0,5 und 2,0 an. Über den Steifemodul hinaus kann das Verformungsverhalten von Mauerwerk auch durch lastunabhängige Verformungseigenschaften (Schwinden bzw. Quellen und Wärmedehnung) sowie durch den Schubmodul beeinflusst werden. Während in Deutschland für herkömmliches Mauerwerk hinsichtlich der Feuchtedehnung und des Wärmeausdehnungskoeffizienten mauerwerksartbezogene Kennwerte normativ in [DIN EN 1996-1-1/NA: 2012] zur Verfügung gestellt werden, wird der Schubmodul pauschal auf 40 % des Elastizitätsmoduls  $E$  festgelegt.

Wird Mauerwerk aus unregelmäßigen Bauprodukten (wie z. B. Planziegel) und / oder in unregelmäßiger Bauart errichtet, wird im Allgemeinen ein bauaufsichtlicher Verwendbarkeitsnachweis erforderlich (s. a. Kapitel 4.2.1). Allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen haben gegenüber Zustimmungen im Einzelfall den Vorteil, dass sie eine bundesweite Geltung besitzen und somit nicht auf ein spezielles Bauvorhaben begrenzt sind. Innovative Bauprodukte oder Bauarten können folglich nur dann längerfristig auf dem deutschen Markt etabliert werden, wenn sie Gegenstand einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung sind. Diese wird vom Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt) auf Antrag des Herstellers meist für eine Geltungsdauer von fünf Jahren erteilt, sofern die Eignung des Zulassungsgegenstandes für den definierten Verwendungszweck nachgewiesen werden kann. Hierfür sind in der Regel Versuchsdurchführungen neutraler Prüfinstitute, die gegebenenfalls durch rechnerische Untersuchungen und gutachterliche Stellungnahmen zu ergänzen sind, erforderlich. Auch Mauerwerk aus wärmedämmenden Planhochlochziegeln, das im Dünnbettverfahren mit deckelnder Lagerfuge erstellt wird, ist zu den "Neuentwicklungen" des Marktes zu zählen und somit in den entsprechenden allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen geregelt. Der Inhalt dieser Zulassungen definiert im Wesentlichen neben dem Zulassungsgegenstand an sich und seinem Anwendungsbereich auch die Bestimmungen für die Bauprodukte (Planhochlochziegel, deckelnder Dünnbettmörtel) sowie für Entwurf, Bemessung und Ausführung des aus diesen Bauprodukten errichteten Mauerwerks. Die Regelungen umfassen dabei nicht nur statische sondern auch bauphysikalische Aspekte (Brand-, Schall-, Wärme- und Witterungsschutz). Werden in allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen nicht nur Einzelprodukte sondern auch wie im genannten Fall definierte Baustoffkombinationen aus Mauersteinen und eigens hierfür einzusetzenden Mörteln festgelegt, können Reserven für die gewählte Stein-Mörtel-Variante ausgeschöpft und damit die Errichtung leistungsstarker Wände gewährleistet werden. Im Vergleich dazu müssen allgemeingültigere Mauerwerkskennwerte stets die ungünstigste Baustoffkombination abdecken. Ziegelwerke liefern daher Planhochlochziegel direkt mit dem zugehörigen Dünnbettmörtel auf die Baustelle.

Das allgemeine Prüfverfahren zur experimentellen Bestimmung der Mauerwerksdruckfestigkeit wird derzeit in [DIN EN 1052-1: 1998] beschrieben. Dabei werden kleine Mauerwerksprüfkörper (ca. zwei Steine in Längsrichtung und drei bis fünf Steinlagen in Höhenrichtung) unter gleichmäßiger, senkrecht zu den Lagerfugen aufgebrachter Druckbeanspruchung in 15 min bis 30 min zum Bruch geführt. Die erreichte Höchstlast wird für jeden Prüfkörper aufgezeichnet und auf seine belastete Querschnittsfläche bezogen. Der gesuchte charakteristische Wert der Mauerwerksdruckfestigkeit ergibt sich für Prüfkörperanzahlen  $3 \leq n < 5$  aus der um den Faktor  $1 / 1,2$  reduzierten mittleren Druckfestigkeit des Mauerwerks  $f$  bzw. aus der minimal erreichten Druckfestigkeit eines Einzelprüfkörpers  $f_{i,min}$  (maßgebend ist der kleinere Wert). Liegen mindestens fünf Einzelprüfresultate vor, kann auch der 5 %-Quantilwert basierend auf einem Vertrauensniveau von 95 % in die Festigkeitsbestimmung miteinbezogen werden. Mit geeigneten Messstrecken bzw. Messvorrichtungen kann parallel zur Druckfestigkeitsprüfung die Ermittlung des Elastizitätsmoduls vorgenommen werden. In der Regel wird hierbei der Sekantenmodul und damit die Steifigkeit des Mauerwerks bei einem Drittel der Höchstbeanspruchung unter einmaliger Belastung bestimmt. Dieser Verformungseigenschaftswert unterliegt im Allgemeinen geringeren Streuungen als der Maximalwert der Festigkeit. Die Umrechnung des mittleren Elastizitätsmoduls auf den charakteristischen Wert kann damit in guter Näherung entfallen. Abschließend können die nach [DIN EN 1052-1: 1998] gewonnenen Prüfergebnisse ohne ergänzende Rechenschritte auf die real zu bemessende Wand angewendet werden, da infolge der Prüfkörpergeometrie sowohl Lager- als auch Stoßfugeneinflüsse erfasst werden sowie Effekte aus Theorie II. Ordnung für die üblichen experimentellen Schlankheiten von  $h_{ef}/t < 5$  vernachlässigbare Größenordnungen annehmen (s. a. Seite 122).

Im Vergleich zur vereinfachten Beschreibung des Materialverhaltens bietet insbesondere die rechnergestützte Lösung numerischer Fragestellungen im Mauerwerksbau die Möglichkeit wirklichkeitsnahe Werkstoffgesetze anzuwenden. Zur Beschreibung des realen, in der Regel nichtlinear verlaufenden Druckspannungs-Dehnungs-Zusammenhangs ist jedoch neben der Maximalfestigkeit und der Anfangssteifigkeit (Tangentenmodul) auch die Kenntnis über die Bruchdehnung und den Grad der Nichtlinearität der Arbeitslinie erforderlich. Im Rahmen dieser Forschungsarbeit können die gesuchten Eingangsgrößen durch Auswertung der in Kapitel 3 dargestellten experimentellen Versuchsdurchführungen bestimmt und die realen Materialkennlinien wirklichkeitsnah im numerischen Rechenmodell hinterlegt werden. Für die Definition der Arbeitslinien innerhalb der Subroutinen wird das von [Jäger et al. 2004] beschriebene Materialgesetz gemäß Gleichung (4.43) angewendet. Diese Ansatzfunktion zeichnet sich durch eine hohe Anpassungsfähigkeit an die realen, im Versuchsverlauf aufgezeichneten Materialkennlinien aus. Während die Mauerwerksdruckfestigkeit  $f$  und die zugehörige Dehnung  $\varepsilon_f$  aus den experimentellen Druckprüfungen bekannt sind, kann das Steifigkeitsspektrum (Verhältnis Anfangsmodul zu  $f/\varepsilon_f$ ) über den Parameter  $c$  sowie der Grad der Nichtlinearität über den Parameter  $n$  berücksichtigt werden. Durch eine geeignete Wahl dieser beiden Ansatzparameter kann die theoretische Arbeitslinie flexibel an die realen Spannungs-Dehnungs-Verläufe angepasst werden und ist dabei geschlossen lösbar. Damit gewährleistet das Materialgesetz neben der numerischen Simulation des Verformungsverhaltens auch die Möglichkeit zur Traglastbestimmung. Hinsichtlich der ausführlichen Beschreibung und Bewertung weiterer möglicher mathematischer Formulierungen des einaxialen Spannungs-Dehnungs-Zusammenhangs wird auf [Glock 2004] verwiesen.

$$\sigma = f \cdot \left( c \cdot \frac{\varepsilon}{\varepsilon_f} - (c - 1) \cdot \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_f} \right)^n \right) \quad (4.43)$$

Dabei ist

$f$	die Mauerwerksdruckfestigkeit
$\varepsilon_f$	die Dehnung bei Höchstlast
$c$	ein Ansatzparameter zur Definition der Steifigkeitsvariation mit $c \geq 1$
$n$	ein Ansatzparameter zur Definition der Nichtlinearität mit $n \leq c/(c - 1)$

Zur Erfassung der gegenüber dem Mauerwerksverband im Lasteinleitungsbereich der Deckenplatte vorliegenden erhöhten lokalen Querschnittstragfähigkeit wird in aufbauenden Untersuchungen am WDK der jeweils ersten Ziegellage ober- und unterhalb der Decke das Werkstoffverhalten der Dreisteinkörper zugewiesen (für ergänzende Erläuterungen s. Abschnitt *Mehraxiale Beanspruchungen* ab Seite 140), während die numerische Beschreibung des Materialverhaltens der übrigen Ziegellagen mit Hilfe der Mauerwerkseigenschaften erfolgt. Da infolge der hohen Schlankheit der Einzelstege bei gelochten Steinen und der geringen Mörtelfugendicke keine relevanten Einflüsse aus Querdehnungsbehinderungen bzw. auftretenden Querkzugbeanspruchungen – hervorgerufen durch Steifigkeitsunterschiede zwischen Mörtel und Stein – bei den zentrischen Druckversuchen an Dreisteinkörpern und geschosshohen Wänden zu erkennen waren, bilden die aufgezeichneten Spannungs-Dehnungs-Zusammenhänge im Wesentlichen das Baustoffverhalten unter einaxialer Druckbeanspruchung senkrecht zu den Lagerfugen ab. Eine jeweils optimale Anpassung zwischen theoretischer Arbeitslinie und experimentellem Verlauf wird dabei unter Anwendung der Methode der kleinsten Fehlerquadrate erreicht. Die Darstellung der angenäherten, implementierten Kennlinien erfolgt in Tabelle 4.6 und Tabelle 4.7. Zu beachten ist, dass sich alle Spannungs-Dehnungs-Verläufe auf die beanspruchte Nettoquerschnittsfläche beziehen und damit das Verhalten der modellierten Ziegelstege widerspiegeln (s.a. Tabelle 3.1 und Tabelle 4.4).

Tabelle 4.6: Experimentelle und angenäherte Materialkennlinien; zentrische Dreisteindruckversuche

Mauerstein	Materialkennlinie für einaxiale vertikale Druckbeanspruchungen
Typ K	<p> <math>c = 138</math>  <math>n = 1,003</math>  <math>f = -11,0 \text{ N/mm}^2</math>  <math>\varepsilon_f = -1,35 \text{ ‰}</math> </p> <p> <math>E_{1/3,ax} = 14216 \text{ N/mm}^2</math> </p> <p> — gemessene Kennlinie  - - - angenäherte Kennlinie </p>
Typ I	<p> <math>c = 1,6</math>  <math>n = 1,9</math>  <math>f = -13,5 \text{ N/mm}^2</math>  <math>\varepsilon_f = -1,88 \text{ ‰}</math> </p> <p> <math>E_{1/3,ax} = 10234 \text{ N/mm}^2</math> </p> <p> — gemessene Kennlinie  - - - angenäherte Kennlinie </p>

Tabelle 4.7: Experimentelle und angenäherte Materialkennlinien; zentrische Wanddruckversuche

Mauerstein	Materialkennlinie für einaxiale vertikale Druckbeanspruchungen
Typ K	<p> <math>c = 1,3</math>  <math>n = 2,0</math>  <math>f = -7,0 \text{ N/mm}^2</math>  <math>\varepsilon_f = -0,874 \text{ ‰}</math> </p> <p> <math>E_{1/3,ax} = 9615 \text{ N/mm}^2</math> </p> <p> — gemessene Kennlinie  - - - angenäherte Kennlinie </p>
Typ I	<p> <math>c = 1,1</math>  <math>n = 2,8</math>  <math>f = -10,2 \text{ N/mm}^2</math>  <math>\varepsilon_f = -1,1 \text{ ‰}</math> </p> <p> <math>E_{1/3,ax} = 10025 \text{ N/mm}^2</math> </p> <p> — gemessene Kennlinie  - - - angenäherte Kennlinie </p>

### Einaxiale Zugbeanspruchung

Die experimentelle Bestimmung der einaxialen Steinzugfestigkeit ist derzeit nicht genormt, wodurch die Übertragbarkeit und Reproduzierbarkeit von Versuchsergebnissen erschwert ist. Grundsätzlich ist je nach Belastungsart zwischen Biegezugfestigkeit, zentrischer Zugfestigkeit und Spaltzugfestigkeit zu unterscheiden [Marzahn 2000].

Werden überwiegend druckbeanspruchte Mauerwerksaußenwände betrachtet, sind Zugspannungen senkrecht zur Lagerfuge im Wesentlichen die Folge von horizontalen Beanspruchungen (Wind, Erddruck) sowie ausmittig angreifenden Vertikallasten. Hierbei kann theoretisch im Falle eines guten Haftverbundes in den Lagerfugenflächen die Biegezugfestigkeit der Steine in Höhenrichtung von Bedeutung sein. Maßgebend für das Auftreten der parallel zu den Lagerfugen verlaufenden Bruchebene ist der kleinere der beiden Werte und damit in der Regel die Haftzugfestigkeit. In der Bemessungspraxis ist derzeit die rechnerische Berücksichtigung einer Mauerwerkszugfestigkeit senkrecht zu den Lagerfugen für tragende Wände normativ nicht zugelassen. Als zu unsicher wird das tatsächlich auf der Baustelle erzielte Haftvermögen zwischen Stein und Mörtel bewertet. Gerade die Kombination aus Planziegeln und deckelndem Dünnbettmörtelband lässt auch in der Baupraxis infolge der hohen Ausführungsgenauigkeit der Mörtelfuge (s. a. Kapitel 4.2.1) und des im Allgemeinen gegenüber bindemittelgebundenen Steinen erhöhten Haftverbundes bei Ziegeln [Peters 2004] eine gute Verbundqualität erwarten. Da eine deutsche Prüfnorm nicht zur Verfügung steht, wird die experimentelle Ermittlung dieses Wertes in der Regel auf Basis der europäischen Norm [DIN EN 1052-2: 1999] mittels Prüfung wandartiger Mauerwerkskörper durchgeführt. Für die Umrechnung des Mittelwertes auf den charakteristischen Wert gilt Gleichung (4.44), wenn fünf Prüfkörper erfolgreich zum Bruch geführt werden konnten. Wird dieser mathematische Zusammenhang vereinfachend trotz der geringeren Prüfkörperanzahl ( $n = 3$  und zwei gültige Versuche je Steinart) auf die eigenen durchgeführten Biegezugprüfungen (s. Kapitel 3.5) angewendet, ergibt sich für beide Ziegeltypen  $f_{xk} = 0,34/1,5 = 0,23 \text{ N/mm}^2$ . In [Arge Mauerziegel e.V. 9/1998] wird über durchgeführte Untersuchungen zur Biegezugfestigkeit von Planziegelmauerwerk HLz – 8 – 0,8 – 12 DF senkrecht zur Lagerfuge berichtet. Das Versuchsprogramm umfasste drei unterschiedliche Lochbilder und verschiedene Feuchtezustände der Steine (lufttrocken und vorgeätzt). Die Variation dieser Einflussgrößen hat sich allerdings nur unwesentlich auf die ermittelten Biegezugfestigkeiten senkrecht zur Lagerfuge ausgewirkt. Die charakteristischen Werte betragen minimal  $0,15 \text{ N/mm}^2$  und maximal  $0,20 \text{ N/mm}^2$ . Von [Ruppik und Graubohm 2012] werden in aktuellen Biegezugprüfungen für Planhochlochziegel desselben Steinformates bezugnehmend auf Gleichung (4.44) charakteristische Verbundfestigkeiten in Wandhöhenrichtung zwischen  $0,10 \text{ N/mm}^2$  und  $0,37 \text{ N/mm}^2$  erreicht. Nach [Schubert 2013] wird derzeit für Mauerwerk mit im Dünnbettverfahren vermörtelten Lagerfugen ein charakteristischer Biegezugfestigkeitswert von  $0,2 \text{ N/mm}^2$  diskutiert. Die eigenen Untersuchungen bestätigen diesen Wert.

$$f_{xk} = \frac{f_x}{1,5} \quad (4.44)$$

Dabei ist

$f_{xk}$	die charakteristische Biegezugfestigkeit des Mauerwerks
$f_x$	die mittlere Biegezugfestigkeit der Mauerwerksprüfkörper

Im Fall von gelochten Steinen stellt der unter Annahme eines homogenen Querschnitts errechnete Wert allerdings eine starke Vereinfachung dar. Insbesondere bei Hochlochziegeln mit Großkammerlochung wird der Hauptanteil der Zugkraft senkrecht zur Lagerfuge im Bereich der Längsstegflächen übertragen. Der reale Maximalwert der aufnehmbaren Biegezugfestigkeit muss aus dieser Überlegung heraus den nach [DIN EN 1052-2: 1999] ermittelten Wert übersteigen. Gegenüber der Annahme eines

Vollsteins ergeben sich damit abweichende Spannungswerte entlang der Querschnittsbreite. Der Einfluss der Loch- bzw. Steganordnung soll im Zuge der eigenen Untersuchungen berücksichtigt werden. Unter Anwendung der Finite-Elemente-Methode wird hierfür in Kapitel 4.2.3 unter Einbeziehung der Steingeometrie und der Schubverformungen auf die Haftzugfestigkeit der Wandprüfkörper rückgerechnet. Diese numerische Versuchssimulation liefert für beide untersuchten Hochlochziegelarten eine vergleichbare und im Mittel bei  $0,525 \text{ N/mm}^2$  liegende Verbundfestigkeit senkrecht zu den Lagerfugen. Da während der Versuchsdurchführung keine Rissentstehung in den Steinen verzeichnet wurde, kann die Biegezugfestigkeit beider Ziegeltypen oberhalb des numerisch ermittelten Biegehaftzugwertes eingestuft werden.

Das Zugtragverhalten der Mauersteine kann dennoch in Hinblick auf mehraxiale Spannungszustände, die Inhalt des nächsten Abschnittes sind, von Interesse sein. Druck-Zug-Spannungszustände lassen sich experimentell nur schwer simulieren, da die starren Endplatten herkömmlicher Prüfvorrichtungen keinen zwängungsfreien Lasteintrag ermöglichen. Um den mehraxialen Beanspruchungszustand numerisch erfassen zu können, sind Kenntnisse über die einaxiale Druck- und Zugfestigkeit erforderlich [Marzahn 2000]. Vor allem die versuchstechnische Bestimmung der einaxialen zentrischen Steinzugfestigkeit wirft allerdings nicht nur infolge einer fehlenden Prüfnorm oder –richtlinie Schwierigkeiten auf. Erste Zuguntersuchungen an Hochlochziegeln wurden von [Schubert und Glitza 1979] durchgeführt, indem die Mauersteine über aufgeklebte Lasteinleitungsplatten einer zentrischen Zugspannung in Steinlängsrichtung ausgesetzt wurden. Mit dem Ziel einen Einfluss von Spannungsspitzen im Lasteinleitungsbereich auf das Prüfergebn ausschließen zu können, wurden die Steine in halber Prüfkörperhöhe durch Ausbohren mit einer Bohrkronen des Durchmessers 100 mm geschwächt. Der Bruch sollte mit Hilfe dieser Querschnittsverjüngung im ungestörten Spannungsbereich der Steine erzeugt werden, weshalb die Dehnungen dieser Zone während der Prüfung bis zum Eintritt des Bruchversagens nach ca. 1 min dokumentiert wurden. Trotz der getroffenen Maßnahmen trat das Zugversagen oft außerhalb des geschwächten Querschnitts auf. Der Grund hierfür kann in der von [Schubert und Glitza 1979] erwähnten hohen Rissigkeit der Ziegelrandbereiche liegen. Sofern der Bruch durch Spannungsspitzen infolge von Zwängungen oder ungewollten Lastausmitten im Krafteinleitungsbereich ausgelöst wurde, liegen die unter Annahme einer gleichmäßigen Spannungsverteilung errechneten Zugtragfähigkeiten auf der sicheren Seite. Die Auswertung der Ergebnisse erfolgte unter Vernachlässigung möglicher Spannungsspitzen in der Art, dass die Zugfestigkeit aus der maximal eingeleiteten Last bezogen auf den Bruchquerschnitt ermittelt wurde. Das Verformungsverhalten wurde dagegen auf Grundlage der Spannungen im künstlich verkleinerten Querschnittsbereich und den dort gemessenen Längenänderungen analysiert. Parallel zu den Zugprüfungen wurde auch die standardisierte Druckfestigkeitsbestimmung der Steine durchgeführt. Die Mittelwert-Gegenüberstellung der Kenngrößen  $f_{bt,ax,l}$  und  $f_{st,prüf}$  führt bezogen auf die belasteten Nettoquerschnittsflächen zu einem Festigkeitsverhältnis in den Grenzen von 0,008 bis 0,03. Im Mittel erreicht die zentrische Netto-Zugfestigkeit in Steinlängsrichtung der geprüften LHLz 1,9 % und der HLz 1,6 % der zentrischen Steindruckfestigkeit (s. Tabelle 4.8). Ein relevanter Einfluss der Steinrohddichte bzw. Steinfestigkeit ist damit nicht erkennbar.

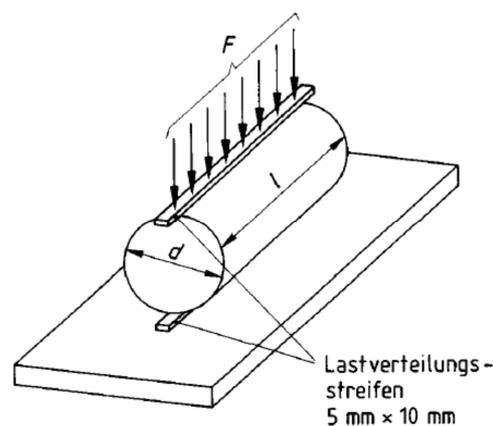
**Tabelle 4.8: Steinversuche von [Schubert und Glitza 1979]; Mittlere Festigkeitskenngrößen**

Prüfgröße	Querschnitt	Mauerstein		Anzahl Versuchswerte
	B = Brutto N = Netto	LHLz A – 12 – 0,8 – 2 DF	HLz A – 28 – 1,4 – 2 DF HLz A – 66 – 1,6 – 2 DF	
$f_{st,prüf}$ in N/mm <sup>2</sup>	B	23,5	59,9	5 je Kennwert
	N	41,2	93,0	
$\frac{f_{bt,ax,l}}{f_{st,prüf}}$	B	0,015	0,012	
	N	0,019	0,016	
$\frac{f_{bt,sp,l}}{f_{st,prüf}}$	B	0,040	0,044	
	N	0,049	0,055	
$\frac{f_{bt,sp,q}}{f_{st,prüf}}$	B	0,035	0,041	
	N	0,050	0,057	
$\frac{f_{bt,sp,l}}{f_{bt,sp,q}}$	B	1,146	1,029	
	N	0,978	0,995	
$\frac{f_{bt,sp,l}}{f_{bt,ax,l}}$	B / N	2,677	3,540	

Inwieweit dieser Wert als reine Materialkenngröße bewertet werden kann, ist kritisch zu hinterfragen. Aus prüftechnischer Sicht kann der querdehnungsbehindernde Einfluss der Lasteinleitungsplatten eine Erhöhung der experimentellen Druckfestigkeit bewirken. Geprüft wird also ein mehraxialer Druckspannungszustand, der in Abhängigkeit zur Prüfkörperschlankheit steht. [Schubert und Glitza 1979] nennen in grober Näherung den Abminderungsfaktor 0,6 für die Umrechnung des Prüfwertes auf die gesuchte einaxiale Druckfestigkeit. Heute werden die Zugfestigkeiten aus Gründen der Vergleichbarkeit in der Regel auf die normierte Steindruckfestigkeit bezogen. Nach [DIN EN 772-1: 2011] ist dafür die geprüfte mittlere Steindruckfestigkeit zunächst auf den lufttrockenen Zustand umzurechnen und anschließend mit einem Formfaktor zu multiplizieren, der die querverformungsbehindernden Einflüsse der stählernen Druckplatten in Abhängigkeit von der Prüfkörpergeometrie erfasst. Die in [DIN EN 772-1: 2011] Anhang A genannten Formfaktoren nehmen auf einen Mauerstein mit einer Breite und einer Höhe von 100 mm Bezug. Liegen vom Referenzstein abweichende Schlankheiten vor, sind Formfaktoren mit einem Wertebereich von 0,65 bis 1,55 in die Berechnung der Normdruckfestigkeit miteinzubeziehen. Insbesondere im Fall sehr schlanker Mauersteine wurden die europäischen Formfaktoren auf nationaler Ebene in Deutschland als zu günstig bewertet [Alfes et al. 2013]. Um einer Überschätzung der Steindruckfestigkeit entgegenzuwirken, wurden daher für Mauerziegel sowohl in der Restnorm [DIN 105-100: 2012] als auch in der Anwendungsnorm [DIN 20000-401: 2012] abweichende und lediglich vom Sollmaß der Ziegelhöhe abhängige Formfaktoren aufgenommen. Diese bewegen sich für das zugrunde gelegte Bezugsformat 2 DF in den Grenzen von 0,6 bis 1,2 und gehen über die deutsche Normdruckfestigkeit  $f_{st}$  in die Mauerwerksbemessung nach [DIN EN 1996-1-1/NA: 2012] bzw. [DIN EN 1996-3/NA: 2012] ein. Eine Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit mit Hilfe der eingeführten Formfaktoren ist jedoch nicht möglich, da diese Hilfwerte nur die Vergleichbarkeit verschiedener Steinformate gewährleisten, die Prüfergebnisse allerdings nicht um die gesamte Endflächenreibung bereinigen. Auch lassen sich Kenntnisse aus Betonuntersuchungen an Zylindern, Würfeln oder prismatischen Prüfkörpern, die u. a. [Schickert 1981] näher ausführt, nicht bedenkenlos auf Hochlochziegel übertragen. Hier spielt in erster Linie das Lochbild und die damit verbundene Schlankheit der Längs- und Querstege sowie deren Anordnung bzw. Aussteifung untereinander eine entscheidende Rolle. Die eigenen experimentellen Untersuchungen an druckbelasteten Einzelsteinen und unvermörtelten Dreisteinprüfkörpern (s. Kapitel 3.3) ließen keinen nennenswerten festigkeitsstei-

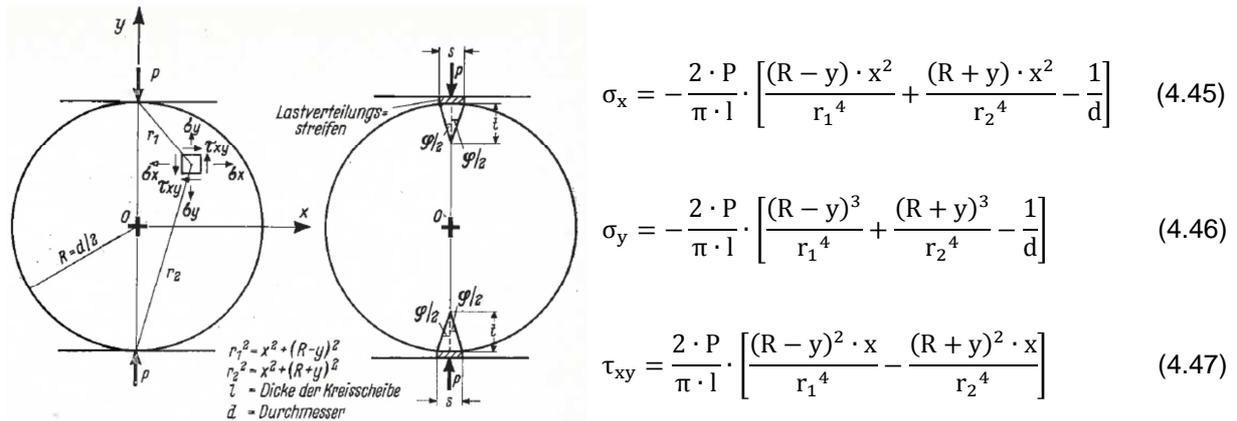
gernden Einfluss der Stahlplatten erkennen. Inwiefern die von [Schubert und Glitza 1979] genannten Druckfestigkeiten von der einaxialen Tragfähigkeit abweichen, ist aufgrund des unterschiedlichen Steinformates und Lochbildes aber nicht in abgesicherter Form möglich. Werden die genannten Gestaltsabweichungen vernachlässigt und in grober Näherung ausschließlich die Steinhöhe als maßgebender Einflussparameter betrachtet, könnten die von [Schubert und Glitza 1979] genannten Zugfestigkeit-Druckfestigkeit-Verhältnisse für eine direkte Übertragbarkeit auf das im Zuge dieser Arbeit betrachtete Hochlochziegelformat mit einer Sollhöhe von 249 mm um 20 % erhöht werden.

Alternativ zur einaxialen Zugprüfung werden desöfteren Kenntnisse aus der Betonprüfung übertragen und eine Bestimmung der Spaltzugfestigkeit vorgenommen. Als grundlegende Vorteile dieses Prüfverfahrens gegenüber einer zentrischen Zugfestigkeitsbestimmung am Mauerstein werden die geringeren versuchstechnischen Schwierigkeiten bei gleichzeitig reduziertem Arbeitsaufwand genannt. Von der ersatzweisen Bestimmung der Stein-Biegezugfestigkeit wird hingegen durch [Schubert und Friede 1980] abgeraten, da sowohl Schwindspannungen und Fehlstellen im Randbereich als auch zu geringe Biegeschlankheiten der Steine zu einer Verfälschung der gesuchten Kenngröße führen können.



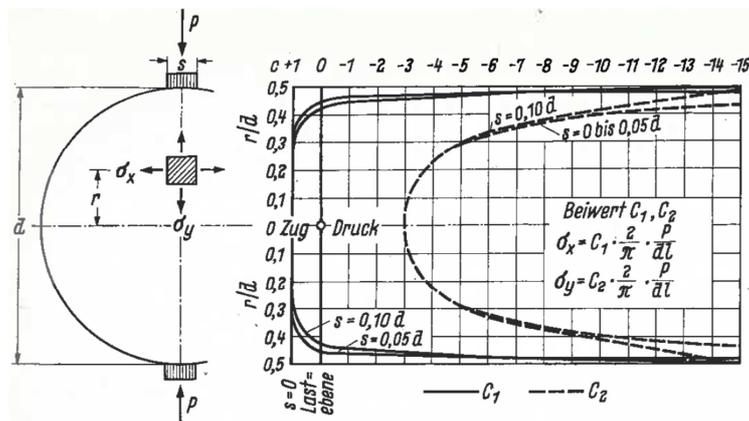
**Abbildung 4.38: Spaltzugfestigkeitsprüfung an Zylindern aus [DIN 1048-5: 1991]**

Das Grundprinzip der Spaltzugprüfung beruht auf einer Druckbeanspruchung von Betonzylindern mit 150 mm Durchmesser und 300 mm Länge, die entlang zweier gegenüberliegender gerader Mantellinien eingetragen wird (s. Abbildung 4.38). Die Anordnung von Lastverteilungstreifen zwischen den Druckplatten und dem Prüfkörper gewährleistet während der Versuchsdurchführung eine gleichmäßige Lastverteilung und verhindert damit ein unbeabsichtigtes Druckversagen im Kräfteinleitungsreich. Bewährt haben sich für diesen Zweck Hartfaserplatten und Hartfilz, wobei die Streifenbreite 1/10 des Zylinderdurchmessers nicht überschreiten sollte [Bonzel 1964]. Anders als eine vollflächig zentrische Zugkräfteinleitung erzeugt die linienförmige Kräfteaufbringung einen zwei axialen Spannungszustand im Prüfkörper. Dieser setzt sich in Lastwirkungsebene aus Druckspannungen in Richtung der Linienbelastung und rechtwinklig dazu wirkenden Zugspannungen zusammen. Wird von einem ebenen Spannungszustand und einer sehr dünnen Kreisscheibe ausgegangen, können die Kreisscheibenspannungen mit Gleichung (4.45) bis (4.47) beschrieben werden.



**Abbildung 4.39:** Theoretische Kreisscheibenspannungen bei diametral angreifenden und sich gegenüberliegenden Einzellasten aus [Bonzel 1964]

Hieraus geht hervor, dass die quergerichteten Zugspannungen entlang der gesamten Lastebene (y-Achse) ihren Maximalwert erreichen. Dieser Wert entspricht der nach Gleichung (4.48) aus der experimentell erreichten Höchstlast  $F_{\max}$  (nach [Bonzel 1964] bezeichnet P die Prüflast) definierten Spaltzugfestigkeit, mit deren Überschreitung der Prüfkörper in der Regel in Lastwirkungsrichtung aufgespalten wird. In dieser Bruchebene erreichen die vertikalen Druckspannungen ihr Minimum im Scheibenmittelpunkt und wachsen theoretisch auf  $\sigma_y \rightarrow \infty$  mit Annäherung an die Lasteinleitungspunkte an. Diesem enormen Spannungszuwachs wird mittels der bereits erwähnten Lastverteilungstreifen entgegengewirkt. Durch die Begrenzung der Streifenbreite auf ca. 0,1 d stimmt die in Abbildung 4.40 gezeigte Spannungsverteilung im Spaltzugversuch annähernd mit den theoretischen Werten der durch Einzellasten beanspruchten Kreisscheibe überein.



**Abbildung 4.40:** Theoretische Spannungsverteilung im Spaltzugversuch nach [Bonzel 1964]

Beträgt die Zugfestigkeit des geprüften Baustoffs – wie im Fall von Beton und Mauerziegeln – nur einen geringen Prozentsatz der Druckfestigkeit, nähert sich der Bruch im Spaltzugversuch dem reinen Zugversagen und damit auch der einaxialen Zugtragfähigkeit an. [Müller et al. 2012] geben für übliche Betone Spaltzugfestigkeiten zwischen 2 und 6 N/mm<sup>2</sup> an, die damit nur geringfügig die zentrischen Zugfestigkeiten überschreiten. Hieraus kann geschlossen werden, dass im Fall von Beton die Festigkeitsabnahme bei zweiaxialen Spannungszuständen durch festigkeitssteigernde Einflüsse infolge der Prüfung des störungsfreien Querschnittsinneren im Spaltzugversuch nahezu ausgeglichen werden. Für Mauersteine existieren allerdings aktuell keine einheitlichen Umrechnungsfaktoren bezüglich der

beiden Zugfestigkeiten. [Schubert 2013] nennt näherungsweise ein zwischen 1,1 und 1,3 liegendes Verhältnis zwischen Spaltzugfestigkeit und zentrischer Zugfestigkeit.

$$f_{bt,sp} = \frac{2 \cdot F_{max}}{\pi \cdot d \cdot l} \quad (4.48)$$

Abweichend vom „Standard“-Prüfzylinder können Spaltzugversuche auch an Probekörpern mit rechteckigem Querschnitt durchgeführt werden, falls die Querschnittshöhe  $h$  gleich oder geringer als die Querschnittsbreite  $b$  ausfällt. [Bonzel 1964] gibt an, dass durch spannungsoptische Untersuchungen eine annähernd gleiche Spannungsverteilung für diametral belastete Kreisscheiben und umschriebene Quadratscheiben nachgewiesen werden konnte, wodurch die Änderung der ursprünglichen Prüfkörpergeometrie gerechtfertigt wird. Eine weitere Geometrieforderung wird in der deutschen Beton-Prüfnorm [DIN 1048-5: 1991] definiert. Hierin wird festgelegt, dass die Lastverteilungstreifen mindestens in einem Abstand entsprechend der halben Prüfkörperhöhe vom Probekörperende entfernt anzuordnen sind. Für ungelochte Steine stellen diese Bedingungen meist keine Einschränkung dar. Auch [Schubert und Friede 1980] bewerten die Spaltzugfestigkeit als geeignet für die ersatzweise Beschreibung der Vollsteinzugfestigkeit. Im Gegensatz dazu kann die Spaltzugfestigkeitsbestimmung gelochter Steine Schwierigkeiten aufwerfen, da derartige Steine in der Regel an der Stelle des größten Lochquerschnittes geprüft werden. Diese Bereiche liegen nicht immer im geforderten Abstand  $0,5 h$  vom Steinrand entfernt und haben teilweise nur eine geringe Scherbenfläche senkrecht zur Lastebene zur Verfügung [Schubert und Friede 1980].

Die Versuchsauswertung der von [Schubert und Glitza 1979] ergänzend zur zentrischen Zugprüfung durchgeführten Spaltzugfestigkeitsuntersuchungen zeigt Tabelle 4.8. Verwendet wurden 11 mm breite und 5 mm dicke Filzstreifen, um die Last etwa in halber Steinlänge bzw. in halber Steinbreite im Bereich des größten Lochquerschnittes einzuleiten. Die Höchstspannung wurde durch Anpassung der Belastungsgeschwindigkeit auch in diesen Versuchen nach ca. 1 min erreicht. Eine nettoflächenbezogene Auswertung der Versuche ergab ein Verhältnis von mittlerer Spaltzugfestigkeit zur Normdruckfestigkeit für LHLz in Längsrichtung von 0,049 und in Querrichtung von 0,050. Die Mittelwerte der Festigkeitsverhältnisse für HLz lagen mit 0,055 in Längsrichtung und 0,057 in Querrichtung nur geringfügig höher. Im Vergleich zum zentrischen Zugversuch bewirkte lediglich die Änderung der Prüfmethode eine erhebliche Steigerung der experimentellen Zugfestigkeiten in etwa um den Faktor 2,7 (LHLz) bzw. 3,5 (HLz). Ein relevanter Festigkeitsunterschied zwischen den beiden Prüfrichtungen des Spaltzugversuchs war nicht erkennbar.

Aktuell gilt nach [DIN EN 1996-1-1/NA: 2012] ein Verhältnisswert zwischen rechnerischer Steinzugfestigkeit und normierter Steindruckfestigkeit (mit Formfaktor) von 0,026 für Hochlochsteine sowie 0,032 für Vollsteine ohne Grifflöcher oder Griffaschen. Detailliertere Werte liefert die von [Schubert 2013] und [Schubert 2008] vorgenommene Zusammenstellung des heutigen Wissenstandes, die auszugsweise in Tabelle 4.9 übernommen wurde. Auf Grundlage dieser umfassenden Versuchsauswertung kann im Vergleich zu den von [Schubert und Glitza 1979] durchgeführten Steinprüfungen mit einem deutlich niedrigeren Einfluss der Prüfmethode gerechnet werden. Für HLz gilt nunmehr im Mittel, dass die Spaltzugfestigkeit die axiale Zugtragfähigkeit um 33 % übersteigt, falls Formfaktoren außer Acht gelassen werden.

Tabelle 4.9: Mauersteine; Festigkeitskenngrößen aus [Schubert 2013] und [Schubert 2008]

Steinart	$f_{bt,cal}/f_{st}$	Mauerstein	$f_{bt,ax,l}/f_{st,prüf}$ (ohne Formfaktor)		
	EC 6-1-1/NA		Mittelwert	Wertebereich	Anzahl Versuchswerte
Hochlochsteine	0,026	<b>HLz</b>	<b>0,03</b>	<b>0,013... 0,041</b>	<b>20</b>
		<b>LHLz</b>	<b>0,01</b>	<b>0,002...0,019</b>	<b>54</b>
		KS L	0,035	0,026...0,055	19
Vollsteine ohne Grifflöcher oder Griffaschen	0,032	KS	0,063	0,039...0,081	18
		<b>Mz</b>	<b>0,04</b>	<b>0,01...0,08</b>	<b>9</b>
		V, Vbl	0,08	0,04...0,21	23
		V2, Vbl2	0,11	0,06...0,18	16
		V, Vbl $\geq 4$	0,07	0,05...0,09	7
			$f_{bt,sp,l}/f_{st,prüf}$ (ohne Formfaktor)		
			Mittelwert	Wertebereich	Anzahl Versuchswerte
<b>HLz</b>			<b>0,04</b>	<b>0,02...0,09</b>	<b>29</b>
<b>Mz</b>			<b>0,07</b>	<b>0,05...0,08</b>	<b>9</b>
			$f_{bt,ax,q}/f_{st}$ (mit Formfaktor)		
			Mittelwert	Wertebereich	Anzahl Versuchswerte
<b>HLz</b>			<b>0,009</b>	<b>0,003...0,026</b>	<b>8</b>

[Schubert 2013] weist darauf hin, dass eine direkte Vergleichbarkeit der normativen und experimentellen Zugfestigkeiten nur approximativ gegeben ist, da die Prüfdruckfestigkeit noch mit einem Formfaktor multipliziert werden müsste, um die Einflussgröße „Steinformat“ aus den Versuchsergebnissen herauszurechnen. Auf Basis der von [Alfes et al. 2013] gegebenen Hintergrundinformationen zur Festlegung der rechnerischen Zugfestigkeit von Porenbetonplansteinen, kann zudem davon ausgegangen werden, dass es sich bei den normativen Kenngrößen  $f_{bt,cal}$  um 5 %-Quantilwerte handelt. Wird der Faktor 1,5 aus Gleichung (4.44) vereinfachend zur Umrechnung der charakteristischen Größe auf den Mittelwert herangezogen, kann die Vergleichbarkeit mit den experimentellen Mittelwerten erhöht werden.

Im Weiteren soll überprüft werden, inwieweit der versuchstechnisch bestimmte Mittelwert des Festigkeitsverhältnisses von 0,01 für LHLz bzw. 0,03 für HLz auf die zentrische Zugtragfähigkeit von bauaufsichtlich zugelassenen Planhochlochziegeln des Steinformates 12 DF übertragen werden kann. Ergänzend wird in dieser Auswertung auch auf die belastete Nettoquerschnittsfläche der Hochlochziegel Bezug genommen, um Aussagen über die Scherbenzugfestigkeit zu gewinnen und eine mögliche Anwendbarkeit des für Vollsteine geltenden Verhältnswertes von 0,04 zu klären. Da in den eigenen weiterführenden Untersuchungen die gelochten Steine nicht als homogenes Ersatzkontinuum betrachtet werden (s. a. Tabelle 4.4), kann die Mz-Kenngröße von Bedeutung sein.

Tabelle 4.10: Steinversuche von [Ruppik und Graubohm 2012]; Festigkeitskenngrößen

HLz Typ	Maße	Quer- schnitt	Prüfgröße				
	l b h in mm		B = Brutto N = Netto	$\rho_d$ in kg/dm <sup>3</sup>	$f_{st,prüf}$ in N/mm <sup>2</sup>	$\frac{f_{bt,ax}}{f_{st,prüf}}$	$\frac{f_{bt,ax,l}}{f_{st,prüf}}$
E	241 364 249	B	0,62	11,6 (11,1...12,4)	0,071 (0,063...0,075)	0,018 (0,016...0,022)	0,256
		N	1,13	21,1 (20,2...22,6)		0,027 (0,025...0,033)	0,388
F	245 360 249	B	0,71	13,1 (12,6...13,6)	0,053 (0,047...0,060)	0,020 (0,014...0,023)	0,371
		N	1,37	25,2 (24,2...26,2)		0,028 (0,019...0,032)	0,514
G	247 362 249	B	0,55	9,0 (8,4...9,3)	n. b.	0,026 (0,023...0,027)	-
		N	1,31	21,4 (20,0...22,1)		0,035 (0,032...0,036)	-
H	244 368 249	B	0,8	16,8 (15,0...19,3)	0,039 (0,034...0,047)	0,020 (0,012...0,027)	0,500
		N	1,48	31,1 (27,8...35,7)		0,037 (0,022...0,050)	0,930
<b>Mittelwerte:</b>		B	0,67	12,6	<b>0,054</b> (0,034...0,075)	<b>0,021</b> (0,012...0,027)	0,376
		N	<b>1,32</b> (1,13...1,48)	<b>24,7</b> (20,0...35,7)		<b>0,032</b> (0,019...0,050)	<b>0,611</b>

In aktueller Form liegen Prüfergebnisse von axialen Steinzugbelastungsversuchen von [Ruppik und Graubohm 2012] vor. In das Versuchsprogramm wurden sieben unterschiedliche Ziegeltypen aufgenommen, die infolge ihrer abweichenden Abmessungen, Lochanteile und Lochbilder repräsentativ für die baurelevanten Hintermauerziegelarten stehen. Vier der Ziegeltypen (Typ E, F, G und H) weisen das Steinformat 12 DF mit einer Wanddicke von ca. 365 mm auf und sind daher für die eigenen Auswertungen von Interesse. An den Planhochlochziegeln wurden neben den Maßen (Lochanteil und Stegabmessungen eingeschlossen), der Trockenrohdichte  $\rho_d$  und der Druckfestigkeit in Steinhöhenrichtung  $f_{st,prüf}$  (ohne Formfaktor) u. a. auch die zentrische Zugfestigkeit in Richtung Steinhöhe  $f_{bt,ax}$  und Steinlänge  $f_{bt,ax,l}$  an ganzen Mauerziegeln bestimmt. Die Belastungsgeschwindigkeit wurde in der Art gewählt, dass die Höchstlast in etwa nach 60 bis 90 Sekunden erreicht wurde. Die Darstellung der experimentell gewonnenen Festigkeitskenngrößen enthält Tabelle 4.10, wobei die Klammerwerte den jeweiligen Wertebereich von fünf (Zugfestigkeit in Höhenrichtung) bzw. sechs (übrige Kennwerte) Prüfkörpern angeben. Für die eigene nettoflächenbezogene Analyse der Zuguntersuchungen wurden die im Forschungsbericht genannten Lochanteile und Stegmaße herangezogen. Dieses Vorgehen erscheint in Hinblick auf die erzielbare prüftechnische Genauigkeit zentrischer Zugversuche gerechtfertigt. Mit einem Bruttoverhältnis zwischen zentrischer Zugtragfähigkeit in Längsrichtung und der Druckfestigkeit von 0,021 ordnen sich die von [Ruppik und Graubohm 2012] geprüften HLz mit einem Steinformat von 12 DF zwischen dem von [Schubert 2013] genannten LHLz- und HLz-Mittelwert ein

(s. Tabelle 4.9). Werden die erreichten Prüflasten jeweils auf die um den Lochanteil reduzierte Querschnittsfläche bezogen, liegt näherungsweise die Scherbenzugfestigkeit als Ergebnis vor. Diese erreicht 3,2 % der Netto-Druckfestigkeit und liegt damit 20 % unterhalb des Vollstein-Festigkeitsverhältnisses ( $M_z$ : 0,04 in Tabelle 4.9). Gegenüber ungelochten Steinen sind Tragverluste dieser Größenordnung durchaus als Folge von Lastumlagerungen durch verspringende oder schräggerichtete Stege, der geringeren Umlagerungsmöglichkeiten oder auch aufgrund der künstlich mit Hilfe von Ausbrennstoffen bewirkten Porosierung der Scherben denkbar. Es ist davon auszugehen, dass der reale Festigkeitsunterschied zwischen den Mauersteinarten HLz und  $M_z$  die errechneten 20 % übertrifft, da der erhöhte querdehnungsbehindernde Einfluss der Druckplatten bei Vollsteinen eine Zunahme der Prüfdruckfestigkeit  $f_{st,prüf}$  (ohne Formfaktor) gegenüber gelochten Steinen und damit eine Abnahme des rechnerischen Zugfestigkeitsanteils erwarten lässt. Eine exakte Aussage über das Festigkeitsverhältnis wäre damit nur nach vollständiger Bereinigung der experimentellen Druckfestigkeiten um den Reibungseinfluss der Endplatten möglich. Diese Tatsache ist jedoch für die eigenen Untersuchungen nicht von entscheidender Bedeutung, da die Gegenüberstellung der HLz-Festigkeitskenngrößen nach [Ruppik und Graubohm 2012] mit den Kennwerten genormter Steine aus Tabelle 4.9 in erster Linie zur Plausibilitätskontrolle dient, die zum derzeitigen Stand der Auswertung als bestanden bewertet werden kann.

Von Relevanz ist jedoch auch die Richtungsabhängigkeit der axialen Ziegelzugfestigkeit, die durch den nettoflächenbezogenen Vergleich der experimentellen Tragfähigkeit in Richtung Steinlänge ( $f_{bt,ax,l}$ ) und Steinhöhe ( $f_{bt,ax}$ ) in Tabelle 4.10 deutlich wird. Der Verhältniswert zeigt, dass in Steinlängsrichtung im Mittel lediglich 61,1 % der Zugfestigkeit in Steinhöhenrichtung erreicht wird. Dieses Ergebnis lässt sich zwar zum einen durch die voneinander abweichenden Stegverläufe und -flächenanteile aber insbesondere auch durch den Herstellprozess der Ziegel begründen. Entscheidend ist dabei, dass das aufbereitete Tongemisch mit hohem Druck eine sogenannte Strangpresse durchläuft, an deren Ende sich ein auswechselbares Stahl-Mundstück zur Erstellung des gewünschten Lochbildes befindet [Pfeifer et al. 2001]. Als Ergebnis dieses Fertigungsschrittes liegt ein geformter endloser Ziegelstrang vor, der mit Hilfe von Stahldrähten in einzelne Steinrohlinge zerteilt wird. Nach einem anschließenden Trocknungsprozess werden die Ziegel gebrannt und erhalten damit ihre endgültigen Eigenschaften. Beim Strangpressen wird die Tonmasse einer Druckbeanspruchung orthogonal zur Fließrichtung ausgesetzt. Bei diesem Verdichtungs Vorgang richten sich die plättchenförmigen Bestandteile der Tonstruktur mit ihrer längsten Achse quer zur Richtung des maximalen Drucks aus. Die damit verbundene Richtungsabhängigkeit der Materialeigenschaften wird zudem entscheidend durch die gleichzeitige Entstehung einer gerichteten Porentextur und ggf. durch die richtungsorientierte Lage von Gefügestörungen verstärkt [P. Fischer et al. 1986]. Diese Richtungseffekte haben selbstverständlich nicht nur Auswirkungen auf die Materialfestigkeit sondern auch auf das Verformungsvermögen der Ziegelscherben. In welchem Maße sich die Elastizitätsmoduln in Richtung Steinhöhe und Steinlänge unterscheiden, soll erneut anhand der bereits erläuterten axialen Zugprüfungen von [Ruppik und Graubohm 2012] geklärt werden. Hierfür werden die Formänderungen in Zugrichtung, die im Verlauf der Steinversuche Typ E, F und H an den vier Außenflächen der Prüfkörper mittels induktiver Wegaufnehmer aufgezeichnet wurden, nettoflächenbezogen ausgewertet. Eine Zusammenstellung der wichtigsten Steifigkeitskennwerte beinhaltet Tabelle 4.11. Hieraus wird ersichtlich, dass die Gegenüberstellung der Sekantenmoduln bei einem Drittel der Maximallast in Längsrichtung ( $E_{1/3,bt,ax,l}$ ) und in Höhenrichtung ( $E_{1/3,bt,ax}$ ) mit 65,9 % als Resultat nahezu denselben Verhältniswert wie der entsprechende Zugfestigkeitsvergleich aus Tabelle 4.10 (61,1 %) liefert. Des Weiteren gilt für alle geprüften Ziegeltypen, dass bis zu zwei Drittel der aufnehmbaren Höchstlast ein nahezu linearer Zugspannungs-Dehnungs-Zusammenhang besteht und erst im bruchnahen Spannungsbereich mit einer überproportionalen Zunahme der Verformungen zu rechnen ist.

**Tabelle 4.11: Steinversuche von [Ruppik und Graubohm 2012]; Nettoflächenbezogene Mittelwerte der Steifigkeitskenngrößen**

HLz Typ	Maße	Prüfgröße					
	l	$f_{st,prüf}$ in N/mm <sup>2</sup>	$\frac{E_{1/3,bt,ax}}{f_{st,prüf}}$	$\frac{E_{2/3,bt,ax}}{E_{1/3,bt,ax}}$	$\frac{E_{1/3,bt,ax,l}}{f_{st,prüf}}$	$\frac{E_{2/3,bt,ax,l}}{E_{1/3,bt,ax,l}}$	$\frac{E_{1/3,bt,ax,l}}{E_{1/3,bt,ax}}$
	b			$\frac{E_{u,bt,ax}}{E_{1/3,bt,ax}}$		$\frac{E_{u,bt,ax,l}}{E_{1/3,bt,ax,l}}$	
h	in mm						
E	241	21,1	313	0,97	150	0,89	0,478
	364			0,91		0,38	
F	245	25,2	403	0,85	276	0,98	0,685
	360			0,67		0,77	
H	244	31,1	189	0,73	154	0,84	0,815
	368			0,54		0,59	
<b>Mittelwerte:</b>	249	25,8	<b>302</b>	<b>0,85</b>	<b>193</b>	<b>0,90</b>	<b>0,659</b>
	249			<b>0,71</b>		<b>0,58</b>	

Auch [Hannawald und Brameshuber 2007] weisen im Zuge ihrer Arbeit zur Ermittlung effektiver Elastizitätseigenschaften von Hochlochziegeln auf unterschiedliche Scherben-Elastizitätsmoduln in Längs- und Höhenrichtung hin, wobei Steifigkeitsmoduln für drei praxisübliche Hochlochziegel mit deutlich voneinander abweichendem Lochbild aufgeführt werden. Das von [Hannawald und Brameshuber 2007] je Steintyp angegebene Steifigkeitsverhältnis bewegt sich in den Grenzen von 64 % bis 84 % und erreicht im Mittel für alle drei Ziegelarten 73 % mit der Vorzugsrichtung in Steinhöhe, wodurch die Prüfergebnisse von [Ruppik und Graubohm 2012] mit sehr guter Übereinstimmung bestätigt werden.

Eine abschließende Verifizierung des Verformungsverhaltens unter Zuglängsbeanspruchung soll auf Grundlage der zentrischen Zugversuche von [Schubert und Glitza 1979] vorgenommen werden. Die entsprechenden Festigkeitskenngrößen wurden bereits in Tabelle 4.8 dargestellt und werden jetzt durch Tabelle 4.12 um die bei 25 %, 50 % und 75 % der Höchstspannung gemessenen Verformungsmoduln und die während der Prüfung dokumentierten Querdehnzahlen bei Zugbeanspruchung in Steinlängsrichtung ergänzt. Da in den bisherigen Auswertungen der Versuche von [Schubert und Glitza 1979] kein relevanter Unterschied zwischen den geprüften LHLz und HLz festgestellt werden konnte, wird bei der Mittelung der Steifigkeitskenngrößen von einer Differenzierung dieser beiden Ziegeltypen abgesehen. Auch diese experimentellen Untersuchungen unterstreichen, dass der Steifigkeitsverlust bis ca. 75 % der Höchstspannung gegenüber dem Elastizitätsmodul bei 25-prozentiger Auslastung gering ausfällt. Dieser liegt lediglich bei 14 %. Infolge dieser Versuchsergebnisse bestätigen auch [Schubert und Glitza 1979], dass bei Zugbeanspruchung bis zum Eintritt des Bruchversagens ohne relevante Genauigkeitsverluste von einem linearen Spannungs-Dehnungs-Verlauf ausgegangen werden kann. Die beiden von [Schubert und Glitza 1979] und [Ruppik und Graubohm 2012] bestimmten Sekantenmoduln ( $E_{1/3,bt,ax,l}$  und  $E_{0,25,bt,ax,l}$ ) liefern ausgedrückt als ein Vielfaches der jeweiligen Prüfdruckfestigkeit  $f_{st,prüf}$  einen nahezu identischen Wert ( $193 \leftrightarrow 187$ ). Die in Tabelle 4.12 aufgeführte mittlere Querdehnzahl kann als Anhaltswert dienen. [Schubert und Glitza 1979] weisen

jedoch auf die schwere Realisierbarkeit der messtechnischen Dokumentation und die dabei auftretenden Streuungen der betragsmäßig sehr klein ausfallenden Kenngröße hin.

**Tabelle 4.12: Steinversuche von [Schubert und Glitza 1979]; Nettoflächenbezogene Mittelwerte der Steifigkeitskenngrößen**

Prüfgröße	Mauerstein		Anzahl Versuchswerte
	LHLz A – 12 – 0,8 – 2 DF	HLz A – 28 – 1,4 – 2 DF HLz A – 66 – 1,6 – 2 DF	
$f_{st,prüf}$ in N/mm <sup>2</sup>	41,2	93,0	5 je Kennwert
$\frac{E_{0,25,bt,ax,l}}{f_{st,prüf}}$	187		
$\frac{E_{0,50,bt,ax,l}}{E_{0,25,bt,ax,l}}$	0,97		
$\frac{E_{0,75,bt,ax,l}}{E_{0,25,bt,ax,l}}$	0,86		
$v_{0,75,bt,ax,l}$	0,07		3

Wie auch die durchgeführte Literaturlauswertung zeigt, werden Zugprüfungen von Mauersteinen meist in Richtung Steinlänge durchgeführt. Die Spaltzugprüfungen von [Schubert und Glitza 1979] deuten jedoch darauf hin, dass keine erheblichen Eigenschaftsunterschiede zwischen Breitenrichtung und Längenrichtung zu erwarten sind (s. Tabelle 4.8). Die von [Ruppik und Graubohm 2012] geprüften HLz-Typen E, F, G und H weisen gemäß dem vorliegenden Forschungsbericht Querstegdickensummen von minimal 9,7 % bis maximal 23 % der Steinlängsabmessung auf. Unter Anwendung der zentrischen Netto-Längszugfestigkeit aus Tabelle 4.10 kann das Bruttoverhältnis von zentrischer Zugfestigkeit in Steinbreite  $f_{bt,ax,q}$  zur Normdruckfestigkeit  $f_{st}$  mit Formfaktor je Steinart nach Gleichung (4.49) errechnet werden. Wie in Tabelle 4.13 dargestellt wird, nimmt das Festigkeitsverhältnis in dieser Berechnung Werte zwischen 0,0062 und 0,0114 an. Der Mittelwert der vier Planhochlochziegelarten ergibt sich zu 0,0084. Mit der Größenordnung von durchschnittlich 0,009 und einem Grenzbereich von 0,003 bis 0,026 unterstreicht das in Tabelle 4.9 von [Schubert 2013] genannte Festigkeitsverhältnis  $f_{bt,ax,q}/f_{st}$  die Plausibilität der theoretisch bestimmten Werte.

$$\frac{f_{bt,ax,q}}{f_{st}(\text{mit Formfaktor})} = \frac{0,032 \cdot f_{st,prüf,netto} \cdot \sum \text{Querstegdicken}[-]}{f_{st,prüf,brutto} \cdot 1,2} \quad (4.49)$$

**Tabelle 4.13: Steinversuche von [Ruppik und Graubohm 2012]; Theoretische Bestimmung der einaxialen Zugfestigkeit in Steinbreitenrichtung**

HLz Typ	Maße	Querschnitt	$\sum$ Querstegdicken in %	$f_{st,prüf}$ in N/mm <sup>2</sup>	$\frac{f_{bt,ax,q}}{f_{st} \text{ (mit Formfaktor)}}$ nach Gleichung (4.49)
	l b h in mm	B = Brutto N = Netto			
E	241 364 249	B	13,7	11,6	0,0066
		N	-	21,1	-
F	245 360 249	B	18,0	13,1	0,0092
		N	-	25,2	-
G	247 362 249	B	9,7	9,0	0,0062
		N	-	21,4	-
H	244 368 249	B	23,0	16,8	0,0114
		N	-	31,1	-
<b>Mittelwerte:</b>		B	16,1	12,6	<b>0,0084</b>
		N	-	24,7	-

Die wesentlichen Erkenntnisse, die aus der durchgeführten Literaturanalyse über das mittlere Zugverhalten wärmedämmender Planhochlochziegel des Steinformates 12 DF gewonnen wurden, werden nachfolgend zusammengefasst. Alle Kenngrößen bzw. Verhältniszahlen werden bezogen auf die jeweilig belastete Nettoquerschnittsfläche angegeben und spiegeln damit annähernd die Scherbeneigenschaften wider.

- Maßgebend für die Mauerwerkszugfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge ist der Haftverbund zwischen Mauerstein und Mörtel. Das Zugtragverhalten der Mauersteine ist damit in erster Linie in Hinblick auf die schräggerichteten Hauptspannungen von Bedeutung.
- Das Strangpressen bei der Ziegelfertigung bewirkt eine Richtungsabhängigkeit der Materialeigenschaften. In Steinhöhenrichtung kann der Sekantenmodul unter Zugbeanspruchung in etwa durch die 300-fache und die Zugfestigkeit durch 0,054-fache Normprüfdruckfestigkeit  $f_{st,prüf}$  (ohne Formfaktor) ausgedrückt werden. Beide Verhältniszahlen erreichen hingegen in Steinlängsrichtung nur in etwa 60 % bis 65 % ihrer Größe.
- Der Abfall des Elastizitätsmoduls ist sowohl in Richtung Steinhöhe als auch in Richtung Steinlänge bis 75 % der aufnehmbaren Höchstspannung sehr gering. Der Verlust liegt bei etwa 10 % bis 15 % der Sekantensteifigkeit. In Anbetracht dieser Tatsache kann bis zum Eintritt des Bruchversagens in guter Näherung mit einer linearen Spannungs-Dehnungs-Beziehung gerechnet werden.
- Eine Gleichheit der Scherbeneigenschaften in Längs- und Querrichtung kann vorausgesetzt werden.

Die Beschreibung des Materialverhaltens erfolgt im numerischen Rechenmodell bezogen auf die orthotropen Symmetrieachsen. Im vorangegangenen Abschnitt wurde bereits die Implementierung der experimentellen Spannungs-Dehnungs-Verläufe für vertikale Druckbeanspruchungen dargelegt. Auf Basis der in diesem Abschnitt erarbeiteten Grundlagen kann das Materialmodell um das Trag- und Verformungsverhalten unter einaxialer Zugbeanspruchung senkrecht und parallel zu den Lagerfugen ergänzt werden. Infolge der betragsmäßig gering ausfallenden Zugfestigkeiten und des im Wesentlichen erst im bruchnahen Bereich auftretenden Steifigkeitsverlustes wird hierbei sowohl in Richtung Steinhöhe als auch in Richtung Steinbreite von einem linear-elastischen Zugspannungs-Dehnungs-Zusammenhang ausgegangen. Die zu untersuchenden PHLz Typ K und Typ I weisen unter einaxialer Normdruckbeanspruchung im Mittel einen Sekantenmodul  $E_{1/3,ax}$  auf, der die Steifigkeit  $f_{st,prüf}$  (ohne Formfaktor) um das 454-fache übersteigt (s. Tabelle 3.2 und Tabelle 3.3). Hieraus können die benötigten richtungsabhängigen Steifigkeiten wie folgt berechnet werden:

Steinhöhenrichtung:

$$E_{bt,ax} = E_{1/3,bt,ax} = \frac{300}{454} \cdot E_{1/3,ax} = 0,66 \cdot E_{1/3,ax} \approx \mathbf{0,7} \cdot E_{1/3,ax}$$

Steinbreitenrichtung:

$$E_{bt,ax,q} = E_{1/3,bt,ax,q} = \frac{300 \cdot 0,65}{454} \cdot E_{1/3,ax} = 0,43 \cdot E_{1/3,ax} \approx \mathbf{0,4} \cdot E_{1/3,ax}$$

Der Zug-Elastizitätsmodul wird im Weiteren in Steinhöhenrichtung mit 70 % und in Steinbreitenrichtung mit 40 % der Drucksteifigkeit  $E_{1/3,ax}$  angesetzt.

Zur weiteren Vervollständigung der orthotropen Materialbeschreibung wird die mit 33 % der Höchstspannung korrespondierenden Querdehnzahl  $v_{1/3,yx}$  auf Grundlage der an vermörtelten Dreisteinkörpern durchgeführten Druckfestigkeitsuntersuchungen (s. Kapitel 3.3) bestimmt. Aus der Gegenüberstellung der lokal am Mittelstein registrierten relativen Längenänderungen in Querrichtung (WA 5 und WA 7) und in Höhenrichtung (WA 4 und WA 6) ergibt sich die mittlere Querdehnzahl  $v_{1/3,yx}$  für Mauerstein Typ K zu 0,17 (s. Tabelle 3.6) und für Mauerstein Typ I zu 0,20 (s. Tabelle 3.10). Mit Hilfe des bereits definierten Steifigkeitsverhältnisses der beiden Orthotropierichtungen kann die Querdehnzahl  $v_{1/3,xy}$  des in Breitenrichtung zugbeanspruchten transversal isotropen Scherbenmaterials wie folgt bestimmt werden:

$$v_{1/3,xy} = \frac{v_{1/3,yx}}{E_y} \cdot E_x = \frac{v_{1/3,yx}}{E_{1/3,ax}} \cdot E_{bt,ax,q} = \frac{0,5 \cdot (0,17 + 0,20)}{E_{1/3,ax}} \cdot 0,4 \cdot E_{1/3,ax} = \mathbf{0,074}$$

Dieses Ergebnis wird durch die experimentelle Querdehnzahl von [Schubert und Glitza 1979] aus Tabelle 4.12 mit sehr guter Übereinstimmung bestätigt.

Das Verbundversagen senkrecht zur Lagerfuge wird innerhalb des FE-Modells durch das Erreichen der Haftzugfestigkeit in den Kontaktflächen der einzelnen Mauersteine beschrieben. Wird die Verbundfestigkeit erreicht, öffnet sich die Fuge. Im Bereich der Fugenklaffung wird damit ein Kraftübertrag zwischen den angrenzenden Kontaktkörpern ausgeschlossen. Die Festlegung der ansetzbaren Haftzugfestigkeit wird bezogen auf den Stegflächenanteil auf Basis der Biegezugfestigkeitsprüfungen (s. Kapitel 3.5) unter 4.2.3 vorgenommen. Das Steinzugversagen in Höhenrichtung nimmt infolge der begrenzten Verbundfestigkeit keinen relevanten Stellenwert ein. Die numerische Erfassung des Steinzugversagens unter mehraxialen Spannungszuständen wird im folgenden Abschnitt erarbeitet.

### Mehraxiale Beanspruchungen

Wie im Vorhergehenden bereits beschrieben, kann für Planhochlochziegel infolge der geringen Fugendicke und der hohen Ausführungsqualität bzw. Gleichmäßigkeit der deckelnden Dünnbettmörtelfuge davon ausgegangen werden, dass bei einaxialer Druckbeanspruchung senkrecht zur Lagerfuge keine relevanten Querspannungen im Stein entstehen. Dennoch können andere Einwirkungsarten Zugbeanspruchungen bzw. mehraxiale Spannungszustände im Ziegel hervorrufen. In diesen Fällen kann die Tragfähigkeit des Mauerwerks insbesondere bei hohen Verbundfestigkeiten im Bereich der Lagerfugen durch die Steinzugfestigkeit dominiert werden. Für die zu untersuchende Problematik des Wand-Decken-Knotens sind in diesem Zusammenhang die beiden folgenden Beanspruchungsarten von entscheidender Bedeutung.

### **Teilflächige Druckbeanspruchung senkrecht zur Lagerfuge (Diskontinuitätsbereich)**

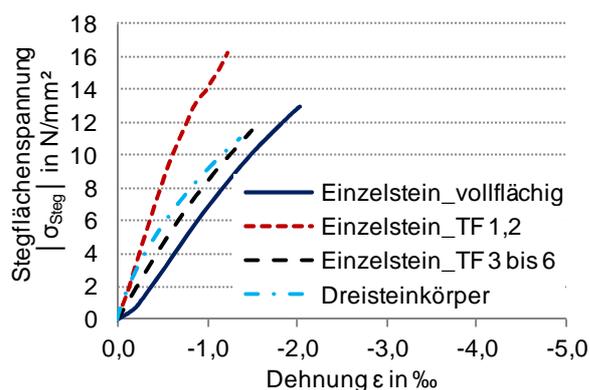
Werden Wandquerschnitte nur partiell auf Druck beansprucht, ist im Allgemeinen von einer Teilflächenbeanspruchung die Rede. Im unmittelbaren Belastungsbereich werden Querverformungen oftmals durch die Reibung zwischen einleitendem Bauteil und dem Mauerwerk sowie durch die umliegenden unbelasteten Bereiche behindert, wodurch gegenüber einaxialen Druckspannungszuständen erhöhte Tragfähigkeiten erzielt werden. Demgegenüber steht jedoch die Festigkeitsminderung in entfernteren Mauerwerksbereichen, die durch die Ausbreitung der Last hervorgerufen wird. Ursache hierfür sind Kraftumlenkungen und die dabei senkrecht zu den Druckspannungstrajektorien verlaufenden Querspannungen. Normativ wird der Nachweis von Wänden unter Teilflächenbelastung in [DIN EN 1996-1-1: 2013] mit [DIN EN 1996-1-1/NA: 2012] Absatz 6.1.3 geregelt. Hierbei wird für Lochsteine eine Erhöhung der Bemessungsdruckspannung um bis zu 50 % zugelassen, wenn folgende Bedingungen erfüllt sind:

- Die Größe der belasteten Teilfläche  $A_b$  übersteigt das Zweifache des Quadrates der Wanddicke ( $2 \cdot t^2$ ) nicht.
- Die Ausmitte  $e$  des Schwerpunktes der Teilfläche  $A_b$  ist kleiner als  $1/6$  der Wanddicke  $t$ .

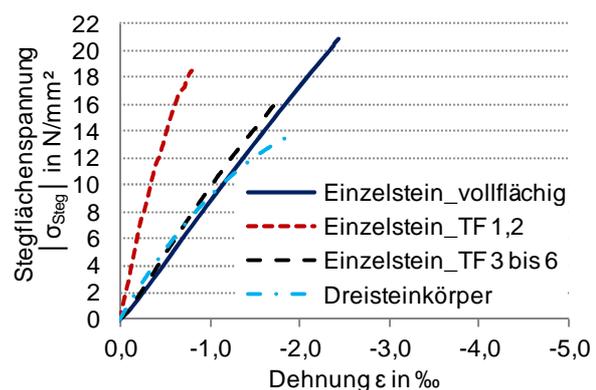
Da für die linienhafte Auflagerung von Decken auf Außenwänden die Teilfläche nie die Größenordnung von  $2 \cdot t^2$  erreichen kann, ist ein Erhöhungsfaktor  $\beta$  normativ nicht herleitbar. Ebenfalls ist der Querschnitt nicht zwangsläufig überdrückt und damit die Ausmitte der angreifenden Beanspruchung größer als  $t/6$ . Eingehend untersucht wurde die Thematik des teilflächenbelasteten Mauerwerks von [Kirtschig und Kasten 1980]. Das Versuchsprogramm umfasste dabei u. a. Untersuchungen an Mauerwerkskörpern von 1,0 m Länge, 1,0 m Höhe und 24 cm Dicke. Erprobt wurden vier unterschiedliche Mauersteinarten (KSV, KSL, HLz und Hbl) bei Verwendung von Mörteln der Gruppen II und III. Ziel der Versuchsdurchführungen war durch Variation von Größe und Lage der belasteten Teilfläche Kenntnisse über das Tragverhalten von partiell beanspruchten Mauerwerksstrukturen zu gewinnen. Beansprucht wurde hierbei in allen Versuchsvarianten ein Teilbereich der Prüfkörperlänge, während in Dickenrichtung teilweise vollflächig und in anderen Fällen nur eine Randfläche (halbe Wanddicke) belastet wurde. Unabhängig von Steinart und Mörtelgruppe zeigte die Auswertung der experimentellen Untersuchungen, dass mit abnehmender Belastungslänge eine deutliche Tragfähigkeitssteigerung gegenüber vollflächig druckbeanspruchtem Mauerwerk erzielt werden konnte. Ausnahme hiervon bildeten ausschließlich Belastungsfälle, in denen die Teilfläche am Wandende bei gleichzeitiger Vollbeanspruchung der Wanddicke angeordnet wurde. Bei dieser Beanspruchungsart trat nach vertikaler Rissbildung unterhalb der Lasteinleitungsfläche teilweise ein keilförmiges Abscheren der direkt belasteten Mauerwerksbereiche auf. [Kirtschig und Kasten 1980] geben an, dass infolge der fehlenden

Lastausbreitung bei Randbeanspruchungen mit einem bis zu ca. 10-prozentigen Tragverlust gegenüber Vollbelastung zu rechnen ist.

Der Effekt eines Festigkeitsabfalls unter partieller Druckbeanspruchung konnte überwiegend auch in den eigenen an Einzelsteinen durchgeführten Teilflächenbelastungsversuchen (s. Kapitel 3.2) festgestellt werden, in denen die geringeren Umlagerungsmöglichkeiten verkleinerter Belastungsflächen nicht durch positive Einflüsse aus Querdehnungsbehinderungen oder durch die Einbeziehung angrenzender Bereiche zum Lastabtrag kompensiert werden konnten. Entscheidend ist hierbei, dass die einzelnen Scherben innerhalb der belasteten Querschnittsfläche untereinander sowohl Festigkeits- als auch Steifigkeitsstreuungen aufweisen. Im Fall kleiner Belastungsflächen mit einem Querschnittsbreitenanteil von 7 % spielen die genannten Streubreiten keine entscheidende Rolle. Die Hochlochziegel zeigen unter diesen Beanspruchungsbedingungen ein verformungsarmes und tragfähiges Materialverhalten (s. TF 1 und 2 in Abbildung 4.41). Im Fall vergrößerter Teilflächen mit Belastungsbreiten zwischen ca. 20 % bis 65 % der Querschnittsdicke (TF 3 bis 6) führen die streuenden Materialeigenschaften zu einer ungleichmäßigen Auslastung der Stege, woraus zusammen mit der eingeschränkten Umlagerungsmöglichkeit innerhalb der Teilfläche relevante Tragfähigkeitseinbußen resultieren. Gegenübergestellt mit TF 1 und 2 liegt der Festigkeitsverlust im Fall des Großkammersteins Typ K bei rund 30 % und für Typ I bei ca. 12 %. Der geringere Abfall bei Typ I lässt auf eine erhöhte Lastumlagerungsmöglichkeit bei filigranen Lochbildern schließen. Vergleichbar zu Einzelziegeln unter Teilflächenlast entsprechend TF 3 bis 6 stellt sich das Verhalten zentrisch druckbelasteter Dreisteinkörper dar (s. Kapitel 3.3 und Abbildung 4.41). In diesem Fall wird die Tragfähigkeit durch die Summation von Ziegelschwachstellen über die drei Steinschichten hinweg eingeschränkt. Zudem können Verbandsinflüsse, wie z. B. Abweichungen innerhalb des Lochbildes der einzelnen Steine und der daraus resultierende Versatz der Stege im Lagerfugenbereich, zu einem weiteren Abfall der Vertikaltragfähigkeit führen. Gleichzeitig lässt aber die Übereinanderreihung mehrerer Steinlagen auch eine Vergleichmäßigung der Materialeigenschaften innerhalb des Querschnitts und folglich eine gleichmäßigere Auslastung der Stegfläche erwarten. Werden die experimentellen Stegfestigkeiten des zentrischen Dreisteinkörpersversuchs mit der Tragfähigkeit der Belastungsflächen TF 1 und 2 verglichen, ergibt sich für beide Ziegeltypen ein annähernd identischer Verhältniswert. Der Kleinprüfkörper erreicht mit HLz des Typs K 68 % und mit HLz des Typs I 73 % der Kleinflächenfestigkeit des Einzelsteins.



a) HLz Typ K



b) HLz Typ I

**Abbildung 4.41: Materialverhalten von zentrisch druckbeanspruchten Dreisteinkörpern sowie von Einzelsteinen unter voll- und teilflächiger Druckbeanspruchung**

Im Gegensatz zu den experimentell auch über größere Teilflächen konstant aufgetragenen Druckbeanspruchungen nähern sich die realen Spannungsverteilungen des spröden Ziegelmaterials als Folge des Deckendrehwinkels und des eingeleiteten Platteneinspannmomentes an den Wandenden (Diskontinuitätsbereich) erwartungsgemäß der Dreiecksform an. Im Fall geringer Wandaufasten stehen zudem aufgrund klaffender Wand-Decken-Fugen (Differenzdrehwinkel im Knotenbereich) nur kleine Bereiche des Querschnitts zum Lastabtrag zur Verfügung. Die Maximalwerte der auftretenden Vertikaldruckspannungen sind damit im Lasteinleitungsbereich sowohl für geringe als auch für erhöhte Deckeneinspanngrade auf eine kleine Querschnittszone ähnlich den Teilflächen 1 und 2 beschränkt. Deutlich vor Eintritt des Druckversagens waren jedoch während den Versuchsdurchführungen relevante Rissbildungen in der Übergangszone zwischen dem belasteten und unbelasteten Querschnittsbereich zu verzeichnen (s. Abbildung 3.2). Diese Art der Rissbildung konnte auch von [Jäger et al. 2013], wie in Kapitel 2.3.2 dargelegt wurde, beobachtet werden. Am Gesamtsystem des Wand-Decken-Knotens hätte eine derartige Rissentstehung den Verlust des Zusammenwirkens des Querschnitts zur Folge. Verformungsunterschiede und Kerbwirkungen im Bereich lokal erhöhter Beanspruchungen können folglich zu Abrissen und aufgrund des sich anschließenden „Reißverschlusseffekts“ zu einem Versagen der Mauerwerkswand führen.

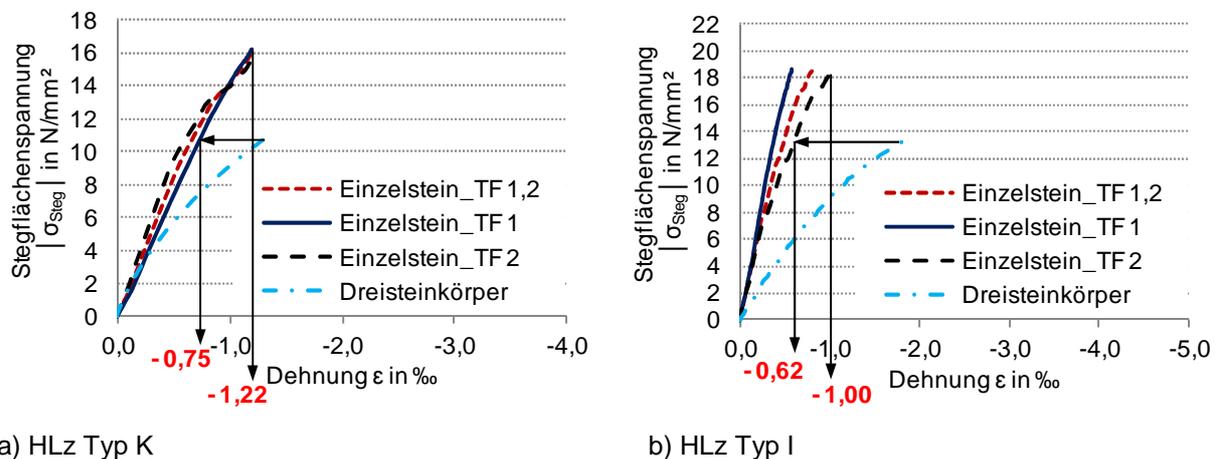
Die getroffenen Aussagen werden durch Abbildung 4.42 bestätigt. Gezeigt werden Rissbildungen im Querstegbereich, die im Verlauf des Großversuchs als Folge lokaler Differenzverformungen am Wandfuß aufgetreten sind (s. a. Kapitel 3.6). Die vom Abscherversagen betroffenen Querstegzonen grenzen beidseitig an den Längssteg an, der durch das Plattenende belastet wird. Die maßgebende vertikale Höchstspannung war demnach trotz der unterhalb der Bemessungslast liegenden Plattenbeanspruchung und des damit reduzierten Deckendrehwinkels im Großversuch auf eine kleine Teilfläche vergleichbar zu TF 1 und 2 begrenzt.



**Abbildung 4.42:** Rissbildung im Querstegbereich am Wandfuß als Folge lokaler Differenzverformungen im Großversuch (s. a. Kapitel 3.6)

Die beschriebene lokale Versagensart im numerischen Rechenmodell zu erfassen, würde die Einbeziehung der Materialentfestigung zur Abbildung des fortschreitenden Abscherversagens erfordern. Gerade im Diskontinuitäts- bzw. Lasteinleitungsbereich können detaillierte Bruchkriterien sensibel auf numerische Spannungsspitzen reagieren und damit fehlerbehaftete Ergebnisse liefern. Darüber hinaus ist eine wesentliche Zunahme der Rechenintensität nicht zu vermeiden und damit die Durchfüh-

rung einer umfassenden Parameterstudie nur erschwert möglich. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wird daher für den Diskontinuitätsbereich der Ziegelwände ein auf Vertikalspannungen basierendes Versagenskriterium eingeführt. Ziel ist es durch die Begrenzung der realen Vertikaltragfähigkeit kleiner Belastungsflächen (s. TF 1 und 2 in Abbildung 4.41) übermäßige Differenzverformungen zu verhindern und hierüber den Zusammenhalt des Querschnitts im Bereich der Wandenden sicherzustellen. Zu diesem Zweck wird für die jeweils erste Ziegellage ober- und unterhalb der Decke im FE-Modell die Materialkennlinie der zentrisch druckbeanspruchten Dreisteinkörper hinterlegt (s. Tabelle 4.6). Für beide geprüften Hochlochziegelarten kann mit Hilfe der zentrischen Dreisteinkörperfestigkeit die vertikale Bruchdehnung kleiner Belastungsflächen auf in etwa zwei Drittel ihres Wertes begrenzt werden (s. Abbildung 4.43). Wie die eigenen Teilflächenbelastungsversuche zeigen, liegen bei Vertikalstauungen in dieser Größenordnung bereits erste Querstegschädigungen als Folge von Differenzverformungen vor. Die Dreisteinkörperarbeitslinie kann demzufolge im numerischen Rechenmodell zur Beschreibung der lasteinleitungsnahen Mauerwerkseigenschaften hinterlegt werden, wobei das Überschreiten der vertikalen Druckfestigkeit in diesem Fall das Abscherversagen kennzeichnet. Hierdurch wird sowohl ein numerisch stabiles Versagenskriterium für den Diskontinuitätsbereich der Wandenden als auch für künftige Untersuchungen eine mit geringem Prüfaufwand bestimmbare Mauerwerkskenngröße eingeführt. Die dabei unterschätzte Steifigkeit des Lasteinleitungsbereichs spielt für den lokalen Tragfähigkeitsnachweis eine untergeordnete Rolle und kann aufgrund der im Vorfeld zum Bruchversagen stattfindenden Rissbildung und der rechnerisch nicht berücksichtigten plastischen Verformungen der Trenn- und Ausgleichschichten toleriert werden. Die numerische Simulation des Großversuchs in Kapitel 4.3 bestätigt diese Aussage. Im Gegensatz dazu würde der Ansatz der Einzelsteinfestigkeit insbesondere im Fall des Ziegels Typ I eine deutliche Überschätzung der lokalen Mauerwerkstragfähigkeit bewirken (s. Abbildung 4.41). Die Wandfestigkeit, die für Typ K bei rund 64 % und für Typ I bei ca. 75 % der Dreisteinkörpertragfähigkeit liegt (s. Tabelle 4.6 und Tabelle 4.7), stellt hingegen eine zu ungünstige Annahme dar.



**Abbildung 4.43: Materialverhalten von Einzelsteinen unter kleinflächiger Druckbeanspruchung einschließlich der theoretischen Umsetzung im FE-Modell (Dreisteinkörperarbeitslinie)**

Im nachfolgenden Abschnitt erfolgt die Entwicklung des numerischen Bruchkriteriums für den Kontinuitätsbereich der Ziegelaußenwände.

### Kombinierte Beanspruchung aus Druck und Querkraft (Kontinuitätsbereich)

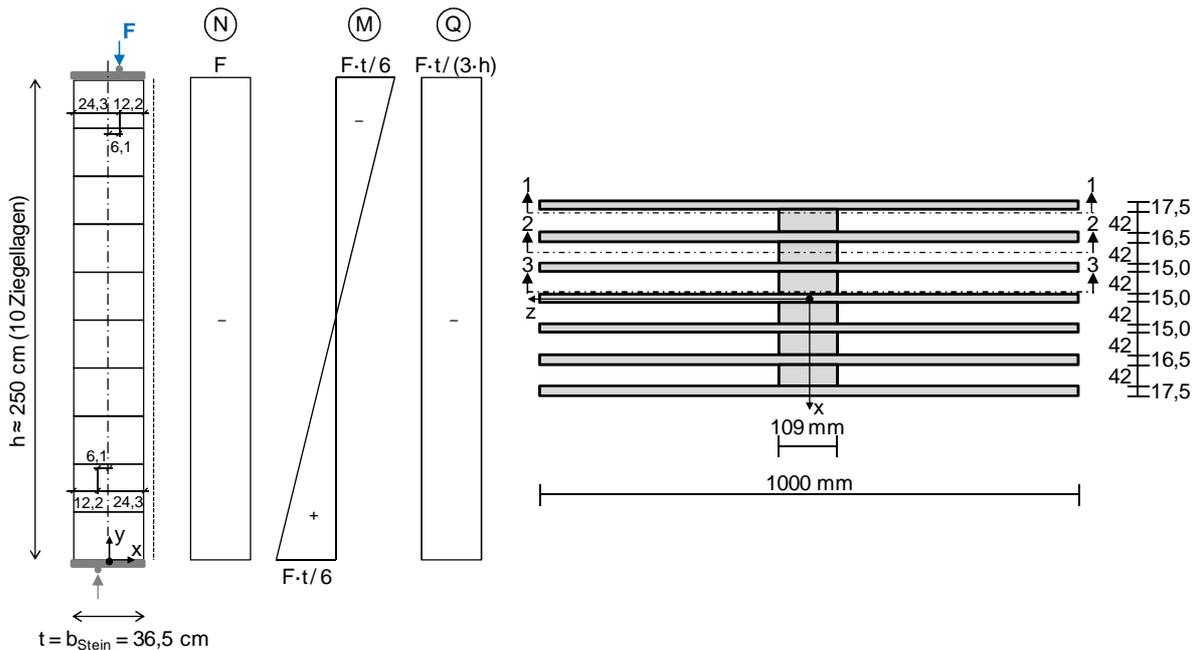
Abweichend von der bereits erläuterten Regelprüfung nach [DIN EN 1052-1: 1998] werden nach aktuellem Stand der Technik für Mauerwerk aus wärmedämmenden Planhochlochziegeln (mit Großkammerlochung) im Dünnbettverfahren allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen auf Basis doppelt exzentrischer Mauerwerksversuche erteilt wie sie in ähnlicher Form bereits [Manns und Schneider 1982] beschreiben. Geprüft werden hierfür im Läuferverband gemauerte, geschosshohe Wände ca. 2,50 m Höhe und 1,25 m Länge. Unter konstanter Belastungsgeschwindigkeit werden die Prüfwände entsprechend [DIN EN 1052-1: 1998] unter doppelt exzentrischer Druckbeanspruchung senkrecht zu den Lagerfugen zum Bruch geführt. Die Ein- bzw. Ausleitung der Druckkraft erfolgt bezogen auf die Prüfkörper-Schwerachse bei 1/6 der Wanddicke, wobei die beiden Resultierenden in unterschiedlichen Wandhälften zum Liegen kommen (s. Abbildung 4.44a). Aufgrund der diagonal verlaufenden Wirkungslinie der ausmittig angreifenden Linienlasten fällt die Lastexzentrizität von den Wandenden zur Wandmitte hin auf Null ab. Diese Versuche haben zum Ziel das Tragverhalten von Außenwänden zwischen biegeweichen Decken bzw. die daraus resultierende kombinierte Beanspruchung aus Druck und Querkraft zu simulieren. Als maßgebende Versagensstelle wird in dieser Versuchsart die Wandmittelachse postuliert. Hintergrund dieser Annahme ist die Tatsache, dass sich an dieser Stelle der Wand hohe vertikale Druckspannungen mit dem Maximalwert der Schubspannung überlagern. Am Wandkopf bzw. -fuß treten im Vergleich zur Wandmitte infolge der exzentrischen Belastung höhere maximale Druckspannungen im Bereich des Außensteges auf. Mit Annäherung an die Schwerachse der Wand nehmen diese jedoch ab und sind folglich nicht mit dem Höchstwert der Schubspannung zu kombinieren. Darüber hinaus werden gewisse Tragfähigkeitssteigerungen durch die querdehnungsbehindernde Wirkung der Lasteinleitungsplatten an der Ober- und Unterseite der Wand vorausgesetzt. Die doppelt exzentrische Druckfestigkeit wird im Rahmen der Zulassungsversuche auf Basis dieser Überlegungen der zentrischen Mauerwerkstragfähigkeit gleichgestellt.

Sind Biegemomente wie im Fall der doppelt exzentrischen Prüfung entlang einer Bauteilachse nicht konstant, treten zur Herstellung des Gleichgewichtes Querkräfte im System auf. Diese Kräfte sind erforderlich, um Größenänderungen der Zug- und Druckgurkräfte in Abschnitten mit veränderlicher Biegebeanspruchung auszugleichen und können rechnerisch über Schubspannungen  $\tau$  erfasst werden. Diese Spannungen dürfen nicht als real vorhanden angesehen werden, sondern stellen ein Maß für die Abweichung der Hauptspannungsrichtungen vom festgelegten Koordinatensystem dar [Zilch und Zehetmaier 2010]. Bezogen auf diese Hauptspannungsachsen wirken letztendlich auf das Bauteil ausschließlich Druck- und Zugspannungen ( $\sigma_1$  und  $\sigma_2$  mit  $\sigma_1 \geq \sigma_2$ ) ein. Für den ebenen Spannungszustand können diese Hauptspannungen nach Gleichung (4.50) und der zugehörige Verschwengungswinkel bezüglich des gewählten Koordinatensystems nach Gleichung (4.51) ermittelt werden.

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_y + \sigma_x}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_y - \sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{yx}^2} \quad (4.50)$$

$$\varphi = \frac{1}{2} \cdot \arctan\left(\frac{2 \cdot \tau_{yx}}{\sigma_y - \sigma_x}\right) \quad (4.51)$$

Nachfolgend soll im ersten Schritt mittels einer vereinfachten Handrechnung beurteilt werden, welche Tragfähigkeitseinbußen die Zulassungsdruckversuche gegenüber der zentrischen Regelprüfung gemäß [DIN EN 1052-1: 1998] nach sich ziehen. Betrachtet wird der Großkammerziegel Typ K. Die Berechnung erfolgt für einen Wandabschnitt der Länge 1,0 m unter Berücksichtigung der in Tabelle 4.4 definierten Geometriebereiche. Die Untersuchungen umfassen neben der Wandmitte als Nachweisstelle auch Druck-Schub-Spannungszustände im Bereich der ersten Lagerfuge am Wandfuß. Relevante Festigkeitssteigerungen als Folge der Endplattenreibung oder reduzierter Fugeneinflüsse sind nach der ersten Steinlage nicht mehr zu erwarten.



a) Belastungsanordnung und Schnittgrößenverläufe

b) vereinfachte Stegflächenverteilung innerhalb des Wandquerschnitts

Abbildung 4.44: Doppelt exzentrischer Wanddruckversuch; HLz Typ K

Fläche des vereinfachten Querschnitts:

$$A = 1,0 \cdot 0,365 \cdot \frac{0,385}{\text{Steganteil}} = 0,1405 \text{ m}^2$$

Flächenträgheitsmoment:

$$I_z = \frac{1,0 \cdot (2 \cdot 0,0175^3 + 2 \cdot 0,0165^3 + 3 \cdot 0,015^3)}{12} + \frac{0,109 \cdot 6 \cdot 0,042^3}{12} + 2 \cdot 1,0 \cdot (0,0175 \cdot 0,1738^2 + 0,0165 \cdot 0,1148^2 + 0,015 \cdot 0,057^2) + 2 \cdot 0,109 \cdot 0,042 \cdot (0,144^2 + 0,0855^2 + 0,0285^2) = 0,001864 \text{ m}^4$$

Flächenmomente 1. Grades im Bereich der Querstege:

Schnitt 1-1:

$$S(x = -0,165\text{m}) = 1,0 \cdot 0,0175 \cdot 0,1738 = \mathbf{0,00304 \text{ m}^3}$$

Schnitt 2-2:

$$S(x = -0,0855\text{m}) = 1,0 \cdot (0,0175 \cdot 0,1738 + 0,0165 \cdot 0,1148) + \\ + 0,109 \cdot (0,042 \cdot 0,144 + 0,021 \cdot 0,096) = \mathbf{0,00582 \text{ m}^3}$$

Schnitt 3-3:

$$S(x = -0,0075\text{m}) = 1,0 \cdot (0,0175 \cdot 0,1738 + 0,0165 \cdot 0,1148 + 0,015 \cdot 0,057) + \\ + 0,109 \cdot 0,042 \cdot (0,144 + 0,0855 + 0,0285) = \mathbf{0,00697 \text{ m}^3}$$

Schubspannungen im Bereich der Querstege:

Schnitt 1-1:

$$|\tau_{yx}(x = -0,165\text{m})| = \left| \frac{Q \cdot S(x = -0,165\text{m})}{I_z \cdot b} \right| = \frac{0,048 \cdot F \cdot 0,00304}{0,001864 \cdot 0,109} \approx \frac{\mathbf{0,72 \cdot F}}{\text{m}^2}$$

Schnitt 2-2:

$$|\tau_{yx}(x = -0,0855\text{m})| = \left| \frac{Q \cdot S(x = -0,0855\text{m})}{I_z \cdot b} \right| = \frac{0,048 \cdot F \cdot 0,00582}{0,001864 \cdot 0,109} \approx \frac{\mathbf{1,37 \cdot F}}{\text{m}^2}$$

Schnitt 3-3:

$$|\tau_{yx}(x = -0,0075\text{m})| = \left| \frac{Q \cdot S(x = -0,0075\text{m})}{I_z \cdot b} \right| = \frac{0,048 \cdot F \cdot 0,00697}{0,001864 \cdot 0,109} \approx \frac{\mathbf{1,64 \cdot F}}{\text{m}^2}$$

Spannungen im Bereich der Querstege:

Schnitt 1-1 in Höhe der ersten Lagerfuge am Wandfuß:

$$\sigma_y = \frac{N}{A} + \frac{M_z}{I_z} \cdot x = \frac{-F}{0,1405} + \frac{0,048 \cdot F}{0,001864} \cdot (-0,165) = \frac{\mathbf{-11,36 \cdot F}}{\text{m}^2}$$

Schnitt 2-2 in Höhe der ersten Lagerfuge am Wandfuß:

$$\sigma_y = \frac{N}{A} + \frac{M_z}{I_z} \cdot x = \frac{-F}{0,1405} + \frac{0,048 \cdot F}{0,001864} \cdot (-0,0855) = \frac{\mathbf{-9,31 \cdot F}}{\text{m}^2}$$

Schnitt 3-3 in Wandmitte:

$$\sigma_y = \frac{N}{A} + \frac{M_z}{I_z} \cdot x = \frac{-F}{0,1405} + \frac{0}{0,001864} \cdot (-0,0075) = \frac{\mathbf{-7,12 \cdot F}}{\text{m}^2}$$

Hauptspannungen im Bereich der Querstege mit  $\sigma_x = 0$ :

Schnitt 1-1 in Höhe der ersten Lagerfuge am Wandfuß:

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{yx}^2} = \frac{-11,36 \cdot F}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{-11,36 \cdot F}{2}\right)^2 + (0,72 \cdot F)^2}$$

$$\sigma_1 = \frac{0,045 \cdot F}{m^2}; \sigma_2 = \frac{-11,41 \cdot F}{m^2}$$

Schnitt 2-2 in Höhe der ersten Lagerfuge am Wandfuß:

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{yx}^2} = \frac{-9,31 \cdot F}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{-9,31 \cdot F}{2}\right)^2 + (1,37 \cdot F)^2}$$

$$\sigma_1 = \frac{0,197 \cdot F}{m^2}; \sigma_2 = \frac{-9,51 \cdot F}{m^2}$$

Schnitt 3-3 in Wandmitte:

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{yx}^2} = \frac{-7,12 \cdot F}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{-7,12 \cdot F}{2}\right)^2 + (1,64 \cdot F)^2}$$

$$\sigma_1 = \frac{0,360 \cdot F}{m^2}; \sigma_2 = \frac{-7,48 \cdot F}{m^2}$$

Wie die vorangegangene Hauptspannungsberechnung zeigt, resultiert aus dem veränderlichen Verlauf des Biegemomentes entlang der Wandachse ein zweiachsialer Druck-Zug-Spannungszustand im Mauerziegel. Für die mathematische Beschreibung des Zusammenhangs zwischen den beiden Spannungsgrößen schlägt bereits [Hilsdorf 1965] eine linear verlaufende Bruchkurve zwischen einaxialer Druck- und Zugfestigkeit vor. Als Mittel zur Formulierung dieser Annahme dient die Hauptdehnungshypothese (4.52). Diese drückt aus, dass der Bruch und somit das Versagen mit Überschreiten der maximalen Hauptdehnung  $\max \varepsilon_1$  eintritt.

$$\frac{1}{E} \cdot (\sigma_1 - \nu \cdot \sigma_2) = \frac{f_{bt}}{E} = \max \varepsilon_1 \quad (4.52)$$

In Gleichung (4.52) beschreibt  $f_{bt}$  die einaxiale Zugfestigkeit des Ziegels. Wird vereinfacht ein isotropes und linear-elastisches Materialverhalten zugrunde gelegt, können die Höchstwerte der Hauptdehnungen demnach für die verschiedenen Nachweisschnitte mit Hilfe der bereits berechneten Hauptspannungen bestimmt werden.

Maximale Hauptdehnungen:

Schnitt 1-1 in Höhe der ersten Lagerfuge am Wandfuß:

$$\max \varepsilon_1 = \frac{1}{E} \cdot \left( \frac{0,045 \cdot F}{\text{m}^2} - 0,17 \cdot \frac{-11,41 \cdot F}{\text{m}^2} \right) = \frac{1}{E} \cdot \frac{\mathbf{1,98} \cdot F}{\text{m}^2}$$

Schnitt 2-2 in Höhe der ersten Lagerfuge am Wandfuß:

$$\max \varepsilon_1 = \frac{1}{E} \cdot \left( \frac{0,197 \cdot F}{\text{m}^2} - 0,17 \cdot \frac{-9,51 \cdot F}{\text{m}^2} \right) = \frac{1}{E} \cdot \frac{\mathbf{1,81} \cdot F}{\text{m}^2}$$

Schnitt 3-3 in Wandmitte:

$$\max \varepsilon_1 = \frac{1}{E} \cdot \left( \frac{0,360 \cdot F}{\text{m}^2} - 0,17 \cdot \frac{-7,48 \cdot F}{\text{m}^2} \right) = \frac{1}{E} \cdot \frac{\mathbf{1,63} \cdot F}{\text{m}^2}$$

Zentrischer Wanddruckversuch:

$$\max \varepsilon_1 = \frac{1}{E} \cdot \left( 0 - 0,17 \cdot \frac{-7,12 \cdot F}{\text{m}^2} \right) = \frac{1}{E} \cdot \frac{\mathbf{1,21} \cdot F}{\text{m}^2}$$

Aus der vereinfachten Handrechnung geht hervor, dass obwohl in Wandmitte bei Prüfung mit doppelter Exzentrizität eine gleichmäßige Druckspannungsverteilung entsprechend der regulären zentrischen Druckprüfung vorliegt, dennoch infolge der gleichzeitig auftretenden Schubspannungen eine erhöhte maximale Hauptdehnung auftritt. Wird das Überschreiten der maximalen Hauptdehnung als Bruchkriterium eingeführt, können gemäß der vereinfachten Berechnung in Wandmitte in etwa 75 % und in Höhe der ersten Lagerfuge 61 % der zentrischen Mauerwerkstraglast aufgenommen werden. Maßgebend wird damit rechnerisch der Ort der maximalen vertikalen Druckspannung.

Bei orthotropen Materialeigenschaften können die vorliegenden Hauptdehnungen jedoch nicht ausschließlich auf Basis der Hauptspannungen bestimmt werden. Zu beachten ist für diese Baustoffe neben den unterschiedlichen Elastizitätsmoduln der Orthotropiehaupttrichtungen auch die Tatsache, dass der Schubmodul eine unabhängige Größe darstellt und im Vergleich zu isotropen Materialien nicht aus Querdehnzahl und Steifigkeitsmodul hergeleitet werden kann.

Die Festlegung des Schubmoduls wird daher in dieser Arbeit im ersten Schritt unter Anwendung von Gleichung (4.53) vorgenommen. Eine weitere Anpassung wird, falls erforderlich, im Zuge der numerischen Nachstellung der Biegezugversuche unter 4.2.3 durchgeführt.

$$G_{xy} \approx \frac{\overbrace{E_{1/3,ax}}^{E_{1/3,ax}} + \overbrace{E_{bt,ax,q}}^{E_{bt,ax,q}}}{4 \cdot (1 + \nu_{1/3,yx})} = \frac{1,4 \cdot E_{1/3,y}}{4 \cdot (1 + \nu_{1/3,yx})} \quad (4.53)$$

Mit  $G_{xy}$  liegt die letzte der vier unabhängigen Eingangsgrößen ( $E_x$ ,  $E_y$ ,  $\nu_{xy}$  und  $G_{xy}$ ) für die Definition des zweidimensionalen Spannungs-Dehnungs-Verhältnisses eines linear-elastischen, orthotropen Materials nach (4.54) vor.

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{E_x}{1 - \nu_{xy} \cdot \nu_{yx}} & \frac{\nu_{yx} \cdot E_x}{1 - \nu_{xy} \cdot \nu_{yx}} & 0 \\ \frac{\nu_{xy} \cdot E_y}{1 - \nu_{xy} \cdot \nu_{yx}} & \frac{E_y}{1 - \nu_{xy} \cdot \nu_{yx}} & 0 \\ 0 & 0 & G_{xy} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (4.54)$$

Im numerischen Rechenmodell bezeichnet die  $y$ -Achse die Wandhöhenrichtung, deren Materialverhalten unter einaxialer vertikaler Druckbeanspruchung abweichend zu (4.54) nichtlinear beschrieben wird (s. Tabelle 4.7). Theoretisch gelten die genannten Arbeitslinien nur für den Fall der spannungsfreien Querrichtung. Wird die hierfür notwendige Querverformung behindert oder durch Querkzugkräfte verstärkt, treten zudem Spannungen in  $x$ -Richtung auf, die wiederum über die Querdehnzahl  $\nu_{xy}$  Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten der Vertikalrichtung haben. Aufgrund der geringen Quertragfähigkeit und der betragsmäßig sehr kleinen Querdehnzahl  $\nu_{xy}$  wird jedoch auf die genannte Kopplung zwischen  $x$ - und  $y$ -Richtung rechnerisch verzichtet. Hieraus ergeben sich die Spannungen in Wanddickenrichtung nach Gleichung (4.55).

$$\sigma_x = E_x \cdot \varepsilon_x + \nu_{yx} \cdot E_x \cdot \varepsilon_y \quad (4.55)$$

Da die Abbildung des Zugtragverhaltens linear-elastisch unter Ansatz des Zug-Sekantenmoduls erfolgt, hätte die Festlegung des Maximalwertes der zulässigen Hauptdehnung auf Basis der Querverbruchdehnung des Mauerwerks ohne die Berücksichtigung des Steifigkeitsabfalls im versagensnahen Bereich eine Überschätzung der Quertragfähigkeit zur Folge. Die Hauptdehnungsgrenze wird daher gemäß Gleichung (4.56) auf Basis des Druck-Sekantenmoduls  $E_{1/3,y}$ , der vertikalen einaxialen Druckfestigkeit  $f$  und der Querdehnzahl bei 33 % der Höchstdruckspannung  $\nu_{1/3,yx}$  festgelegt.

$$\max \varepsilon_1 = -\nu_{1/3,yx} \cdot \frac{f}{E_{1/3,y}} \quad (4.56)$$

Um die Kompatibilität dieser Dehnungsgrenze mit der entsprechenden nichtlinearen  $\sigma_y$ - $\varepsilon_y$ -Beziehung und der darüber definierten Vertikalbruchdehnung  $\varepsilon_f$  zu gewährleisten, geht im Weiteren für versagensnahe Druckspannungszustände mit  $\varepsilon_y \leq 0,75 \cdot \varepsilon_f$  die modifizierte Querdehnzahl gemäß Gleichung (4.57) in das numerische Rechenmodell ein. Querdehnungen unterhalb dieser Dehnungsgrenze werden hingegen auf der sicheren Seite liegend über die Querdehnzahl  $\nu_{1/3,yx}$  numerisch erfasst.

$$\nu_{yx,mod} = \nu_{1/3,yx} \cdot \frac{f}{E_{1/3,y}} \cdot \frac{1}{\varepsilon_f} = -\frac{\max \varepsilon_1}{\varepsilon_f} \quad (4.57)$$

Eine Zusammenstellung der relevanten orthotropen und für den Wandkontinuitätsbereich geltenden Materialkennwerte beider Hochlochziegeltypen erfolgt in Tabelle 4.14 einschließlich der Angabe der über die Hauptdehnungsformel (4.58) bestimmten einaxialen Zug- und Schubtragfähigkeiten.

$$\varepsilon_{1,2} = \frac{1}{2} \cdot \left( \varepsilon_x + \varepsilon_y \pm \sqrt{(\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + \gamma_{xy}^2} \right) \quad (4.58)$$

**Tabelle 4.14: Numerische Simulation; orthotrope stegflächenbezogene Materialkennwerte für den Wandkontinuitätsbereich (erste Ziegellage am Wandkopf und -fuß ausgenommen)**

		Mauerstein	
		Typ K	Typ I
<b>Druck senkrecht zur Lagerfuge (Wandhöhenrichtung)</b>			
Materialkennlinie	Nichtlinear (Tabelle 4.7)		
$E_{1/3,y}$ in N/mm <sup>2</sup>	9615	10025	
$f$ in N/mm <sup>2</sup>	-7,0	-10,2	
$\varepsilon_f$ in -	-0,000874	-0,0011	
$\nu_{1/3,yx}$ in -	0,17	0,20	
$\nu_{yx,mod}$ in -	$0,17 \times 7/9615 \times 1/0,000874 = \mathbf{0,14}$	$0,20 \times 10,2/10025 \times 1/0,0011 = \mathbf{0,18}$	
$\max \varepsilon_1$ in -	$0,14 \times 0,000874 = \mathbf{0,000122}$	$0,18 \times 0,0011 = \mathbf{0,0002}$	
<b>Zug senkrecht zur Lagerfuge (Wandhöhenrichtung)</b>			
Materialkennlinie	linear		
$E_{bt,y}$ in N/mm <sup>2</sup>	$0,7 \times 9615 = \mathbf{6730}$	$0,7 \times 10025 = \mathbf{7018}$	
$f_{bt,y}$ in N/mm <sup>2</sup>	$6730 \times 0,000122 = \mathbf{0,82}$	$7018 \times 0,0002 = \mathbf{1,40}$	
$f_w$ in N/mm <sup>2</sup>	$\mathbf{0,52}$ (Kapitel 4.2.3)	$\mathbf{0,53}$ (Kapitel 4.2.3)	
<b>Zug parallel zur Lagerfuge (Wanddickenrichtung)</b>			
Materialkennlinie	linear		
$E_{bt,x}$ in N/mm <sup>2</sup>	$0,4 \times 9615 = \mathbf{3846}$	$0,4 \times 10025 = \mathbf{4010}$	
$f_{bt,x}$ in N/mm <sup>2</sup>	$3846 \times 0,000122 = \mathbf{0,47}$	$4010 \times 0,0002 = \mathbf{0,80}$	
<b>Plattenschub</b>			
Materialkennlinie	linear		
$G_{xy}$ in N/mm <sup>2</sup>	$\mathbf{2876}$ (Kapitel 4.2.3)	$\mathbf{550 / 1100}$ (Kapitel 4.2.3)	
$ \tau_{xy,zul} $ in N/mm <sup>2</sup>	$2 \times 0,000122 \times 2876 = \mathbf{0,70}$	HV-Bereich: $2 \times 0,0002 \times 550 = \mathbf{0,22}$  Griffloch-Bereich: $2 \times 0,0002 \times 1100 = \mathbf{0,44}$	

Durch Einführung der Hauptdehnungshypothese als Bruchkriterium für den Regelbereich der Mauerwerkswände erreicht die Scherbenzugfestigkeit in Querrichtung rechnerisch für Typ K 3,6 % ( $f_{st,prüf,netto} = 13,0 \text{ N/mm}^2$ ) und im Fall Typ I 3,8 % ( $f_{st,prüf,netto} = 20,9 \text{ N/mm}^2$ ) der mittleren Netto-Steindruckfestigkeit. Beide Festigkeitsverhältnisse liegen ca. 30 % unterhalb der von [Schubert und Glitza 1979] experimentell bestimmten nettoflächenbezogenen Spaltzugfestigkeit (s. Tabelle 4.8) von Hochlochziegeln (**ohne Formfaktor**) und übersteigen die zentrische Steinzugfestigkeit in Längsrichtung nach [Ruppik und Graubohm 2012] im Mittel um rund 15 % (s. Tabelle 4.10). Gleichzeitig überschreitet für beide Steintypen die Scherbenzugfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge deutlich die Verbundfestigkeit  $f_w$ . Dieses Ergebnis wird durch die eigenen Mauerwerks-Biegezuguntersuchungen aus Kapitel 3.5, die zu keinerlei sichtbarer Rissbildung innerhalb des Steinmaterials geführt haben, bestätigt.

Neben der numerischen Erfassung der einaxialen Zugfestigkeiten ist jedoch im Kontinuitätsbereich der Ziegelaußenwände das Schubtragverhalten von entscheidender Bedeutung. Entsprechend dem Spannungs-Dehnungs-Zusammenhang (4.54) eines linear-elastischen, orthotropen Materials werden

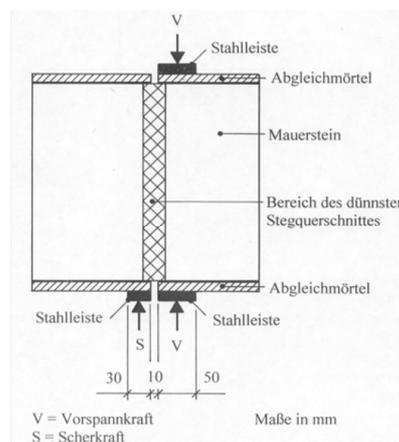
Schubspannungen im Rahmen der Finite-Elemente-Berechnung auf Grundlage von Gleichung (4.59) ermittelt.

$$\tau_{xy} = G_{xy} \cdot \gamma_{xy} \quad (4.59)$$

Eine reine Scherbeanspruchung hat die maximale Hauptdehnung  $\varepsilon_1 = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{xy}$  zur Folge, wodurch die Scherfestigkeit des Materials wiederum auf Basis der Hauptdehnungshypothese mit

$$\tau_{xy,zul} = 2 \cdot \max \varepsilon_1 \cdot G_{xy} = \tau_{yx,zul} \quad (4.60)$$

errechnet werden kann. Hieraus ergibt sich für den Mauerstein Typ K im Wandregelbereich eine zulässige Schubspannung von 0,70 N/mm<sup>2</sup>. Für Hochlochziegel mit Großkammerlochung werden im Rahmen der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung Anforderungen an die Scherbruchkraft der Mauersteine definiert, die im einschnittigen Scherversuch (s. Abbildung 4.45) an zehn Ziegeln innerhalb der schwächsten Querschnittsstelle zu bestimmen ist.



**Abbildung 4.45: Belastungsanordnung im einschnittigen Ziegelscherversuch aus [Arge Mauerziegel e.V. 2002]**

Die Mindestanforderungen an den Planhochlochziegel Typ K in Kombination mit der vorliegenden Festigkeitsklasse 4 setzen sich gemäß der entsprechenden Zulassung aus dem Mittelwert von 30 kN/m und der Begrenzung des kleinsten Einzelwertes auf 25 kN/m zusammen. Wird der geforderte Mittelwert der nachfolgend berechneten mittleren numerischen Maximal-Schubkraft gegenübergestellt, zeigt sich, dass außerhalb der Lasteinleitungsbereiche rechnerisch im Fall des Großkammersteins Typ K in etwa 63 % der Ziegelscherbruchkraft erreicht wird. Dieser Verhältniswert erscheint zutreffend, da hierdurch vergleichbar zum Abfall der vertikalen Steindruckfestigkeit auf die vertikale Mauerwerksfestigkeit Verbändeinflüsse erfasst werden. Gleiches gilt sinngemäß auch für die bereits erläuterte numerische Querkzugtragfähigkeit des Wandregelbereichs, die unterhalb der Steinspaltzugfestigkeit eingeordnet werden muss. Darüber hinaus ist davon auszugehen, dass die einaxiale Steinzugfestigkeit einen zu geringen Wert liefert, da im Gegensatz zur zentrischen Zugprüfung bei mehraxial beanspruchten Mauerwerkswänden der Ort der Maximalbelastung nicht zwangsläufig mit der schwächsten Stelle des Querschnitts zusammenfällt. Die Anwendung der Hauptdehnungshypothese ist somit möglich.

$$\tau_{xy,zul} \cdot h_{\text{Stein}} \cdot \underbrace{\sum \text{Querstegdicken}}_{\text{Tabelle 4.4}} = 0,70 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 250 \text{ mm} \cdot 109 \frac{\text{mm}}{\text{m}} \cdot 10^{-3} = 19,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

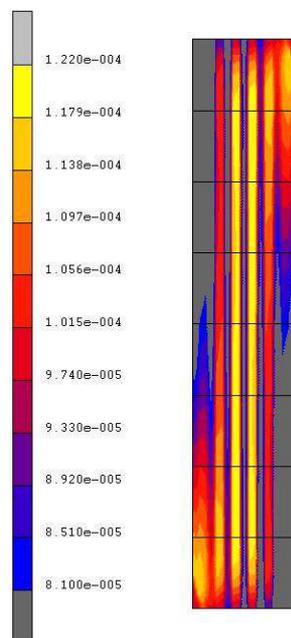
Im Fall des filigraner gelochten Hochlochziegels Typ I beinhaltet die allgemeine bauaufsichtliche Zulassung keine Anforderung an die zu erreichende Steinscherbruchkraft. Im Bereich der HV-Lochung gilt numerisch

$$\tau_{xy,zul} \cdot h_{\text{Stein}} \cdot \underbrace{\sum \text{Quersteddicken}}_{\text{Tabelle 4.4}} = 0,22 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 250 \text{ mm} \cdot 510 \frac{\text{mm}}{\text{m}} \cdot 10^{-3} = 28,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

und im Bereich der Grifflöcher entsprechend

$$\tau_{xy,zul} \cdot h_{\text{Stein}} \cdot \underbrace{\sum \text{Quersteddicken}}_{\text{Tabelle 4.4}} = 0,44 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 250 \text{ mm} \cdot 254 \frac{\text{mm}}{\text{m}} \cdot 10^{-3} = 28,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

In den Lagerfugenflächen ermöglicht die Haftung und / oder Reibung zwischen Stein und Mörtel die Aufnahme bzw. Weiterleitung von Horizontalkräften. Das Fugen-Schubversagen in Wanddickenrichtung spielt aufgrund der zu betrachtenden überwiegend vertikal beanspruchten Mauerwerkswände mit verhältnismäßig geringer Querkraftbeanspruchung und der begrenzten Steinschubtragfähigkeit eine untergeordnete Rolle. Als Versagensmodell wird das lineare Reibungsgesetz nach Coulomb unter Ansatz eines Reibungskoeffizienten zwischen Mörtel und Stein von  $\mu = 0,6$  entsprechend [DIN EN 1996-1-1/NA: 2012] Abschnitt 3.6.4 gewählt. Damit besteht an jeder Stelle des Mauerwerkkörpers ein proportionaler Zusammenhang zwischen der aufnehmbaren Schubspannung und der senkrecht zur Lagerfuge einwirkenden Druckbeanspruchung. Auf den Ansatz der günstig wirkenden Haftscherfestigkeit wird auf der sicheren Seite liegend verzichtet.



**Abbildung 4.46:** Maximale Hauptdehnungen im Wandregelbereich beim doppelt exzentrischen Wanddruckversuch; HLz Typ K

Gegenüber isotropen Werkstoffen ist hinsichtlich des Tragvermögens des orthotropen Ziegelmaterials mit Vorzugsrichtung in Steinhöhe ein erhöhter Einfluss zweiaxialer Druck-Zug-Spannungszustände zu erwarten, da die reduzierte Festigkeit in Querrichtung zum Tragen kommt. So zeigt auch die nichtlineare numerische Nachstellung des doppelt exzentrischen Zulassungs-Druckversuchs für HLz Typ K unter Zugrundelegung der orthotropen Werkstoffeigenschaften aus Tabelle 4.14 im Vergleich zur vereinfachten Handrechnung eine Zunahme der maximalen Hauptdehnung im Bereich der Wandschwerachse. Infolge der richtungsabhängigen Steineigenschaften und des damit verbundenen reduzierten Schubmoduls erreichen jetzt die Hauptdehnungen am Ort der maximalen Schubbeanspruchungen (Wandmittelachse) und im Bereich der größten vertikalen Druckspannungen (Querschnittsrandbereiche an den Wandenden) annähernd die gleiche Größenordnung (s. Abbildung 4.46), wobei die maximal zulässige Hauptdehnung ( $\max \varepsilon_1 = 0,000122$ ) über größere Teilflächen und folglich ohne weitere Umlagerungsmöglichkeiten bei einer Vertikallast von 543 kN überschritten wird. Die Traglast erreicht damit im Regelbereich der Wand numerisch rund 55 % der zentrischen Mauerwerksfestigkeit. Die jeweils erste Ziegellage an den Wandenden besitzt infolge der erhöhten Festigkeiten in dieser Versuchsanordnung theoretisch keine Relevanz und wird daher in Abbildung 4.46 nicht dargestellt. Im vorangegangenen Abschnitt *Einaxiale Zugbeanspruchung* wurde dargelegt, dass bei ca. zwei Drittel der Bruchhauptdehnung bzw. der Zugfestigkeit mit ersten Rissbildungen zu rechnen ist. Die hiervon theoretisch betroffenen Wandbereiche (diagonaler Rissbildungsverlauf) zeigt Abbildung 4.46.

In der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung des Planhochlochziegels Typ K wird für die vorliegende Druckfestigkeitsklasse SFK 4 der Grundwert  $\sigma_0$  der zulässigen Druckspannung mit 0,5 N/mm<sup>2</sup> angegeben. Wird dieser Wert mittels Gleichung (4.38) und (4.40) unter Berücksichtigung der Prüfkörperschlankheit auf die charakteristische Mauerwerksdruckfestigkeit  $f_{k,Zul}$  umgerechnet und dem experimentellen Ergebnis der zentrischen Wandprüfung aus Tabelle 3.14 gegenübergestellt, kann die Größenordnung des errechneten Tragfähigkeitsunterschieds der beiden Prüfverfahren bestätigt werden.

$$\frac{f_{k,Zul}}{f_{k,prüf}} = \frac{\frac{1}{0,85} \cdot \frac{1 + 6 \cdot 10^2 \cdot \frac{1}{1800}}{1 + 6 \cdot \left(\frac{2,5}{0,365}\right)^2 \cdot \frac{1}{1800}} \cdot 2,0 \cdot \sigma_{0,Zul}}{f_{k,prüf}} = \frac{\frac{1}{0,85} \cdot 1,153 \cdot 2,0 \cdot 0,5}{2,2} = 0,62$$

#### 4.2.3 Verifizierung des numerischen Rechenmodells

Die Eignung des numerischen Rechenmodells zur realitätsnahen Nachstellung des Trag- und Verformungsverhaltens der im Rahmen dieses Forschungsvorhabens zu untersuchenden Ziegelwände wird nachfolgend durch Simulation der in Kapitel 3 dargestellten Biegezugfestigkeitsuntersuchungen und der an Dreisteinprüfkörpern und Wänden durchgeführten exzentrischen Druckversuche überprüft. Mit Ausnahme der Dreisteinkörperdruckversuche werden alle im Weiteren dargestellten Finite-Elemente-Berechnungen nach Theorie II. Ordnung durchgeführt. Die Versuchsnachrechnung erfolgt auf Basis von Mittelwerten.

##### Bauteilverhalten unter Horizontalbeanspruchung

Zur Verifikation des numerisch simulierten Bauteilverhaltens unter Horizontalbeanspruchung erfolgt die Nachrechnung der Biegezugfestigkeitsprüfungen für eine parallel zu den Lagerfugen verlaufende Bruchebene. Angaben zur Versuchsdurchführung können Kapitel 3.5 entnommen werden. Die Ergebnisse der FE-Berechnung werden anhand einer Gegenüberstellung der gemessenen und berechneten Last-Durchbiegungs-Verläufe bewertet. Die Nachrechnung wird unter Einbeziehung der experimentel-

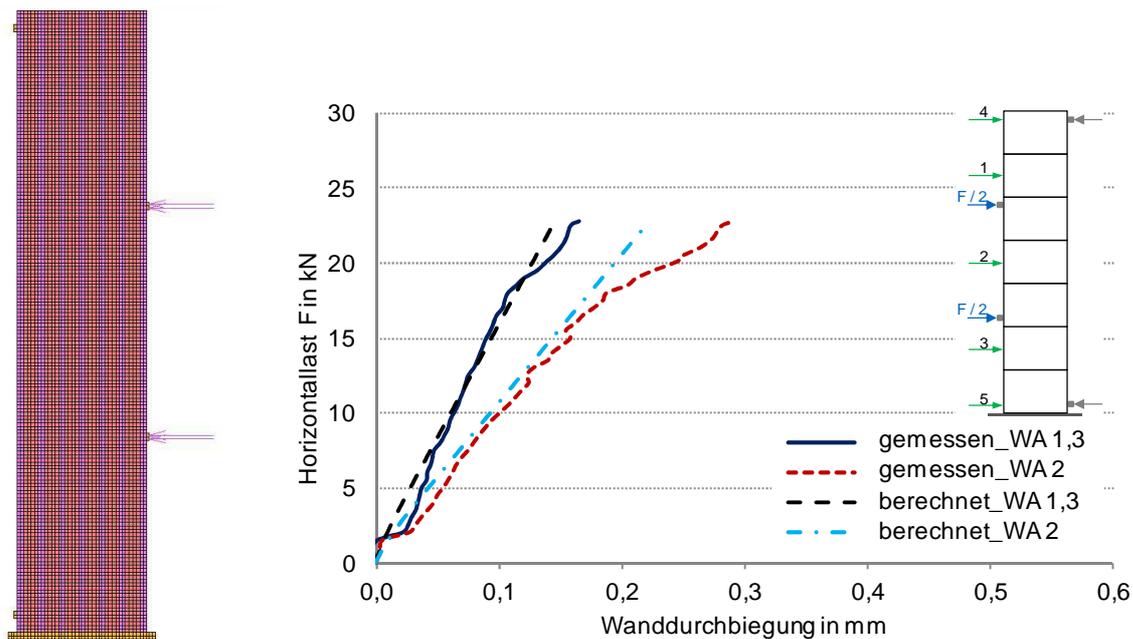
len einaxialen Materialkennlinie des druckbeanspruchten Mauerwerks (s. Tabelle 4.7) und der in Tabelle 4.15 aufgeführten Materialkennwerte durchgeführt.

**Tabelle 4.15: Numerische Simulation der Biegezugfestigkeitsversuche; angesetzte Materialkennwerte**

Mauerstein	$E_{bt,y}$ in N/mm <sup>2</sup>	$E_x$ in N/mm <sup>2</sup>	$\nu_{1/3,yx}$ in -	$\nu_{yx,mod}$ in -	$G_{xy}$ in N/mm <sup>2</sup>
<b>Typ K</b>	6730	3846	0,17	0,14	2876
<b>Typ I</b>	7018	4010	0,20	0,18	2924
					550 (HV-Bereich) 1100 (Griffloch-Bereich)

### Mauerstein Typ K

Abbildung 4.47a zeigt das für die numerische Simulation der Wandprüfkörper verwendete FE-Modell. Die farblichen Abstufungen repräsentieren dabei die verschiedenen Geometriebereiche entsprechend Tabelle 4.4. Die Lagerung des Wandfußes wurde in Anlehnung an die experimentellen Bedingungen reibungsfrei und damit ausschließlich zum Abtrag der Vertikalkräfte (Wandeigenlast) modelliert.



a) FE-Modell

b) Vergleich der gemessenen und berechneten Last-Durchbiegungs-Kurven

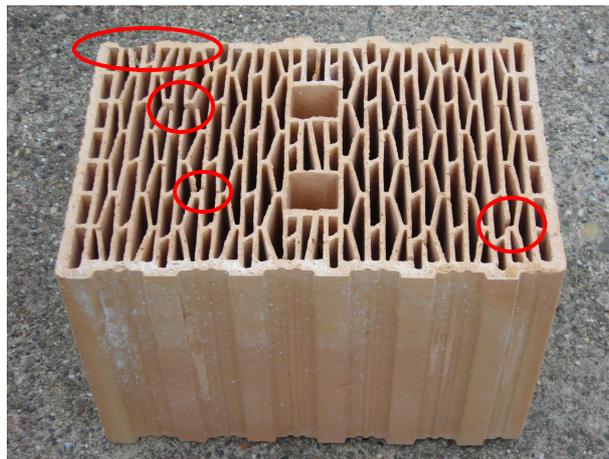
**Abbildung 4.47: Numerische Simulation des Biegezugfestigkeitsversuchs (Kapitel 3.5); HLz Typ K**

Der Vergleich der gemessenen und numerisch simulierten Last-Durchbiegungs-Beziehungen in Abbildung 4.47b zeigt bis zu einer Horizontallast von  $F \approx 18$  kN eine sehr gute Übereinstimmung. Mit weiterer Laststeigerung wird die horizontale Wandverformung insbesondere in Wandmitte unterschätzt. Dies legt nahe, dass ab ca. 80 % der Maximallast erste Rissbildungen im Bereich der Lagerfugen zu einer überproportionalen Abnahme der Wandsteifigkeit führen bis letztendlich durch das vollständige Aufreißen einer Lagerfuge das Bruchversagen des Prüfkörpers eingeleitet wird.

Für die weiteren Berechnungen wird infolgedessen das Klaffen der Fugen und somit die ansetzbare Haftzugfestigkeit auf Basis der vorliegenden FE-Kontaktspannung orthogonal zur Fuge für  $F \approx 18 \text{ kN}$  festgelegt. Der berechnete Maximalwert am Zugrand liegt bezogen auf den Stegflächenanteil bei **0,52 N/mm<sup>2</sup>**. Die übrigen Materialkennwerte können aufgrund der geringen Abweichungen zwischen Experiment und Berechnung übernommen werden.

### Mauerstein Typ I

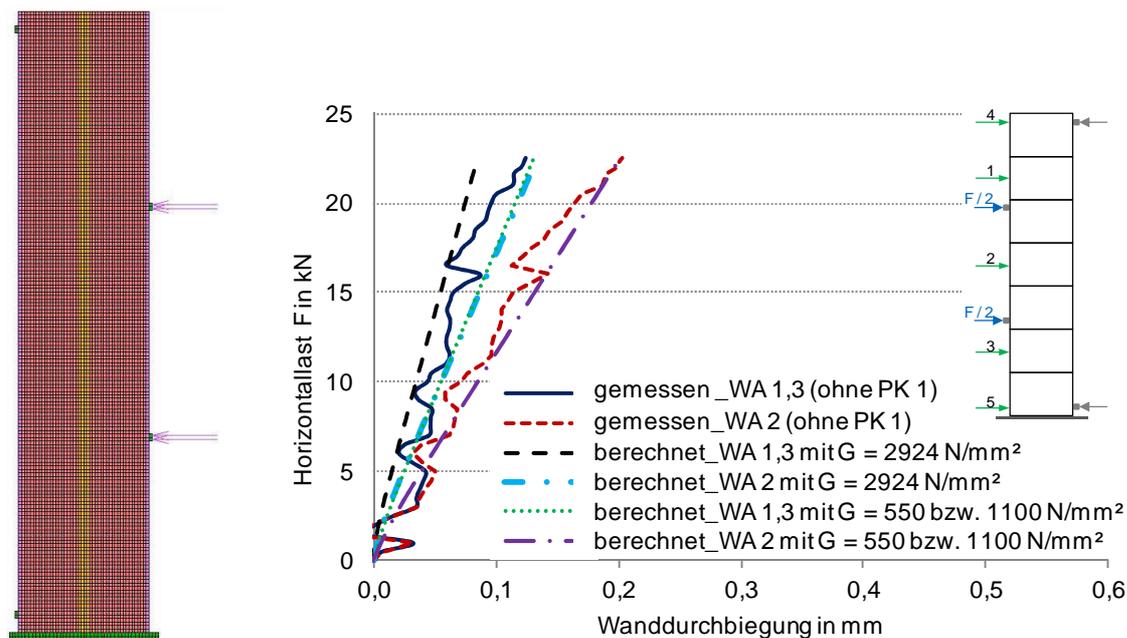
Im Fall des Planhochlochziegels Typ I führt der Ansatz des Schubmoduls  $G_{xy}$  nach Gleichung (4.53) zu einer Überschätzung der Wandsteifigkeit. Die theoretische Durchbiegung des Prüfkörpers liegt für alle Laststufen unterhalb der experimentellen Ergebnisse (s. Abbildung 4.49). Im Zuge der numerischen Modellierung des Mauersteins wurden gemäß Tabelle 4.4 drei Geometriebereiche voneinander unterschieden. Eine explizite detaillierte Abbildung der Lochung wurde folglich nicht vorgenommen. Im Vergleich zur verschmierten Modellierung der Steggeometrie sind die Innenstege des Mauersteins nur punktuell miteinander verbunden, wobei die Summe der Querstegdicken gemäß der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung bei minimal 100 mm/m liegt. Der Mindestwert des realen Querstegquerschnitts erreicht somit lediglich 19,6 % (HV-Bereich) bzw. 39,4 % (Griffloch-Bereich) der numerisch verschmierten Stegfläche. Darüber hinaus können Entfestigungen dieser Verbindungsstellen durch Schwindrisse, Fehlstellen, etc. (s. Abbildung 4.48) zu einer weiteren Herabsetzung der Schubsteifigkeit führen.



**Abbildung 4.48:** Beispiele für vorgeschädigte Querstegverbindungen; HLZ Typ I

Im Rahmen der weiteren Anwendung des FE-Modells wird daher auf den Mindestquersteganteil von 10 % Bezug genommen und der reduzierte Schubmodul  $G_{xy} = 550 \text{ N/mm}^2$  im Bereich der HV-Lochung mit einem numerischen Steganteil von 51 % zugrunde gelegt. Innerhalb der Grifflochfläche mit einem im Vergleich zur HV-Geometrie numerisch bereits um die Hälfte reduzierten Steganteil von 25,4 % gilt  $G_{xy} = 1100 \text{ N/mm}^2$ . Die rechnerischen und experimentellen Last-Verformungs-Kurven zeigen unter Ansatz der verminderten Schubsteifigkeit eine gute Übereinstimmung.

Hinsichtlich der ansetzbaren Haftzugfestigkeit (bezogen auf den Stegflächenanteil) liefert die FE-Berechnung einen Wert von **0,53 N/mm<sup>2</sup>**. Beide Ziegeltypen weisen damit eine annähernd identische Verbundfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge auf. Risse im Steinmaterial konnten weder während den Versuchsdurchführungen beobachtet werden noch übersteigen die Hauptdehnungen im numerischen Rechenmodell zwei Drittel der jeweils zulässigen Bruchdehnung der Hochlochziegel nach Tabelle 4.14.



a) FE-Modell

b) Vergleich der gemessenen und berechneten Last-Durchbiegungs-Kurven

**Abbildung 4.49: Numerische Simulation des Biegezugfestigkeitsversuchs (Kapitel 3.5); HLz Typ I**

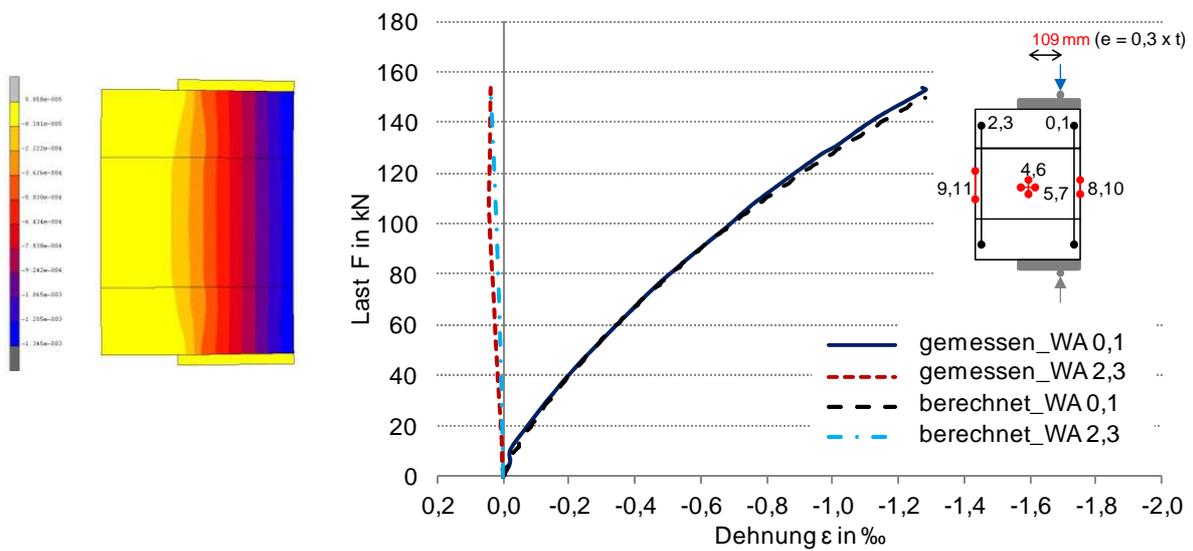
#### Querschnittsverhalten unter Vertikalbeanspruchung ohne Schlankheitseinfluss

Im Folgenden wird die Eignung des FE-Modells zur Abbildung des reinen Querschnittsverhaltens ohne Einflüsse aus Theorie II. Ordnung unter exzentrischer Vertikalbelastung durchgeführt. Die Bewertung der theoretischen Material- und Verbundgesetze erfolgt durch Nachrechnung der exzentrischen Dreisteinkörperdruckversuche. Über die Versuchsdurchführung wurde bereits in Kapitel 3.3 berichtet. Überprüft wird die Fähigkeit zur Traglastbestimmung sowie zur Verformungsabbildung. Zur Beschreibung des einaxialen Mauerwerkverhaltens unter Druckbeanspruchung in Steinhöhenrichtung wird für beide Steintypen die angenäherte experimentelle Materialkennlinie der zentrisch belasteten Dreisteinkörper gemäß Tabelle 4.6 implementiert. Ergänzende Materialkennwerte enthält Tabelle 4.16. Der Eintritt des rechnerischen Bruchversagens ist innerhalb dieser Versuchssimulationen durch das Erreichen der vertikalen Bruchdehnung  $\varepsilon_f$  gekennzeichnet.

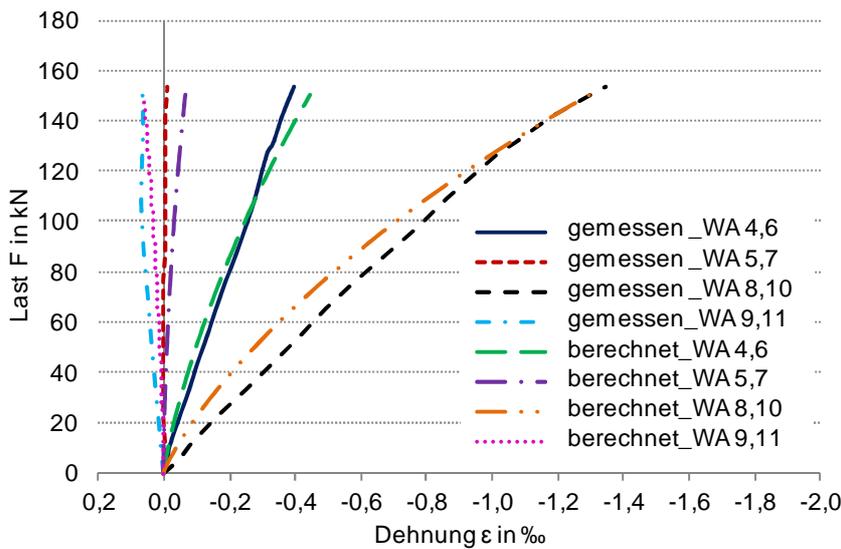
**Tabelle 4.16: Numerische Simulation der exzentrischen Dreisteinkörperdruckversuche; angesetzte Materialkennwerte**

Mauerstein	$E_{bt,y}$ in N/mm <sup>2</sup>	$E_x$ in N/mm <sup>2</sup>	$\nu_{yx}$ in -	$G_{xy}$ in N/mm <sup>2</sup>	$f_w$ in N/mm <sup>2</sup>
<b>Typ K</b>	9951	5686	0,17	2876	0,52
<b>Typ I</b>	7164	4094	0,20	550 (HV-Bereich) 1100 (Griffloch-Bereich)	0,53

Mauerstein Typ K

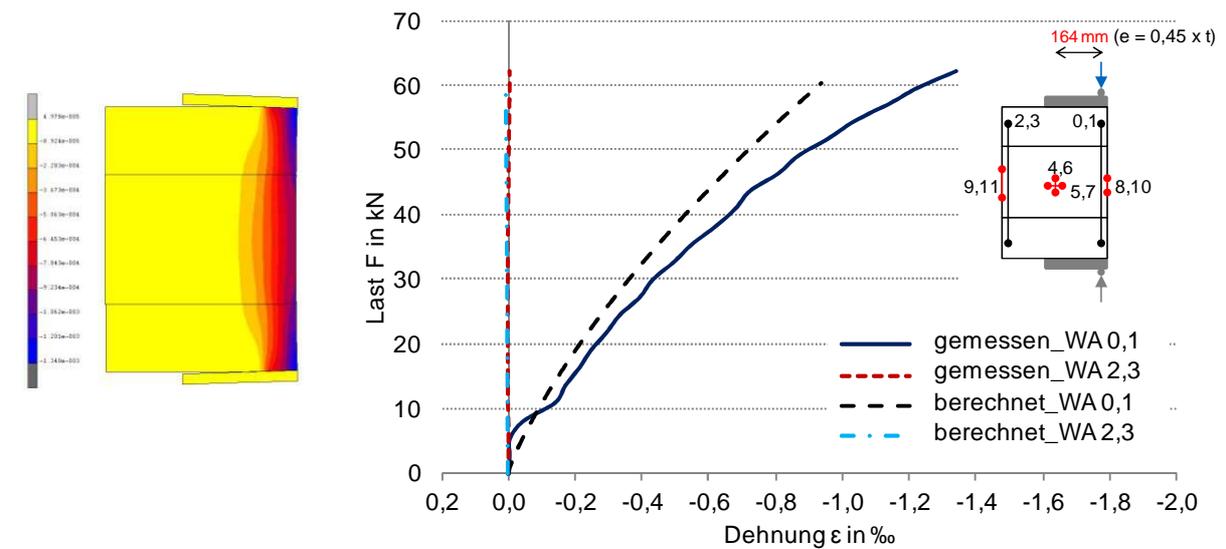


a) verformtes FE-Modell und farbiger  $\epsilon_y$ -Verlauf      b) Vergleich der gemessenen und berechneten Last-Dehnungs-Kurven

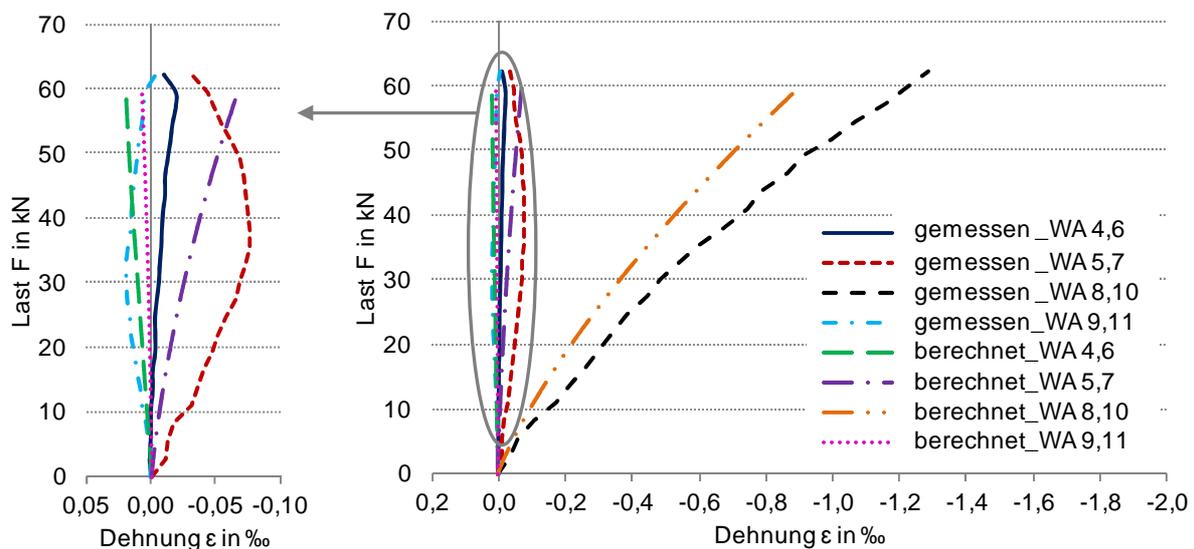


c) Vergleich der am Einzelstein gemessenen und berechneten Last-Dehnungs-Kurven

Abbildung 4.50: Numerische Simulation des Dreisteinkörperdruckversuchs C1 (Kapitel 3.3); HLZ Typ K

a) verformtes FE-Modell und farbiger  $\varepsilon_y$ -Verlauf

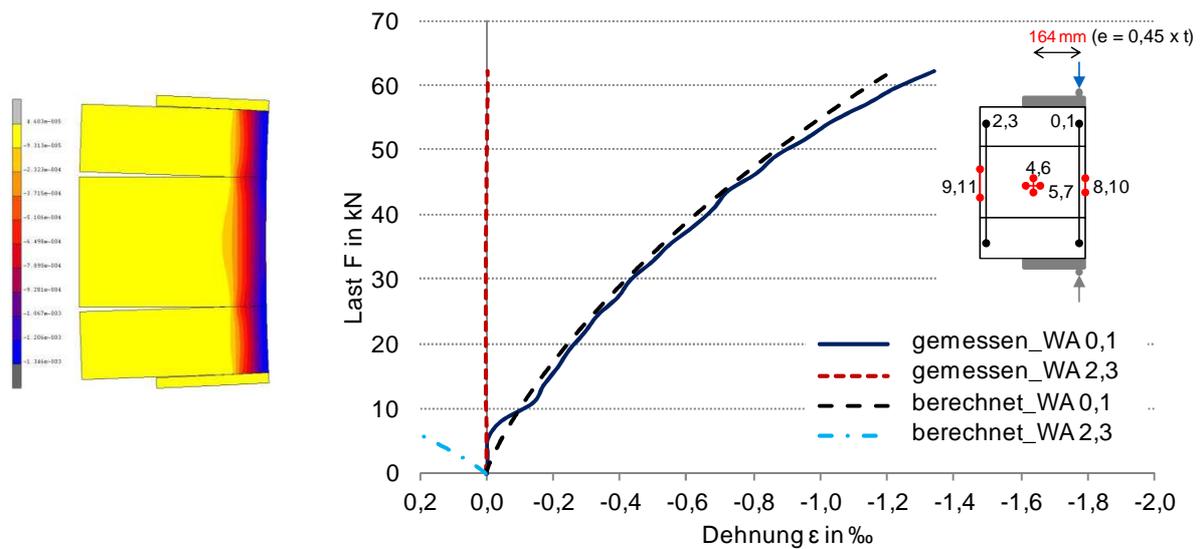
b) Vergleich der gemessenen und berechneten Last-Dehnungs-Kurven



c) Vergleich der am Einzelstein gemessenen und berechneten Last-Dehnungs-Kurven

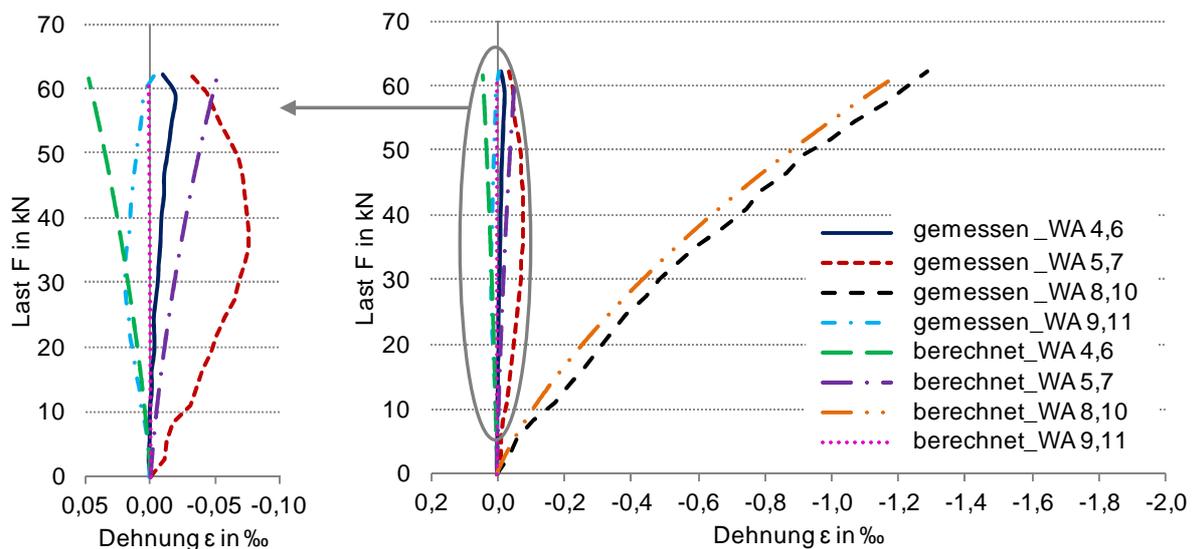
**Abbildung 4.51: Numerische Simulation des Dreisteinkörperdruckversuchs C2 (Kapitel 3.3); HLz Typ K**

Hinsichtlich der numerisch bestimmten Traglasten weist sowohl die Nachrechnung des Dreisteinkörperdruckversuchs C1 (s. Abbildung 4.50) mit einer Lastexzentrizität von  $e = 0,3 \times t$  als auch die Simulation des Versuchs C2 (s. Abbildung 4.51) mit  $e = 0,45 \times t$  eine sehr gute Abbildung der realen Tragfähigkeit auf. Die Abweichung zwischen experimenteller und numerischer Bruchlast liegt in beiden Fällen unterhalb von 3,0 %. Bei Gegenüberstellung der gemessenen und berechneten Last-Dehnungs-Kurven kann bei Betrachtung der geringeren Lastausmitte ebenfalls eine sehr gute Übereinstimmung festgestellt werden, für  $e = 0,45 \times t$  zeigt sich eine Unterschätzung der druckseitigen Längenänderungen. Die numerischen Werte für WA 4,6 in Steinmitte verdeutlichen, dass für extreme Lastexzentrizitäten die Aktivierbarkeit der Zugseite in der Nähe des Druckbereichs überschätzt wird, woraus die reduzierten Außenstegstauchungen resultieren. Wie Abbildung 4.53 zeigt, können diese Auswirkungen auf die Druckzone im Zuge der Parameterstudie (s. Kapitel 5) durch Vernachlässigung der Verbundfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge mit  $f_w = 0$  in guter Näherung behoben werden.



a) verformtes FE-Modell und farbiger  $\epsilon_y$ -Verlauf

b) Vergleich der gemessenen und berechneten Last-Dehnungs-Kurven



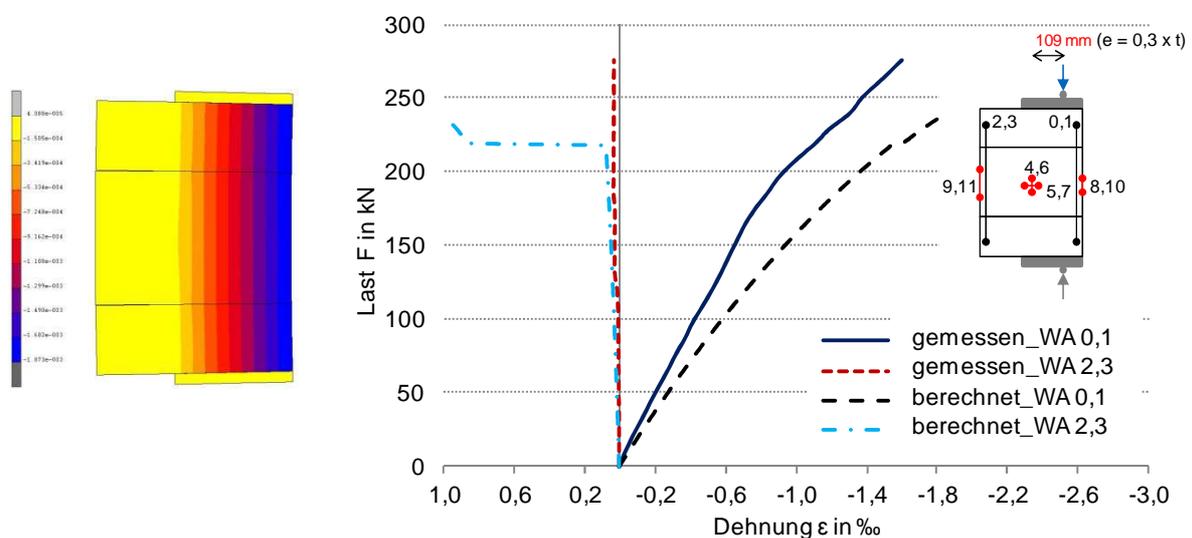
c) Vergleich der am Einzelstein gemessenen und berechneten Last-Dehnungs-Kurven

**Abbildung 4.52: Numerische Simulation des Dreisteinkörperdruckversuchs C2 (Kapitel 3.3) mit  $f_w = 0$ ; HLz Typ K**

### Mauerstein Typ I

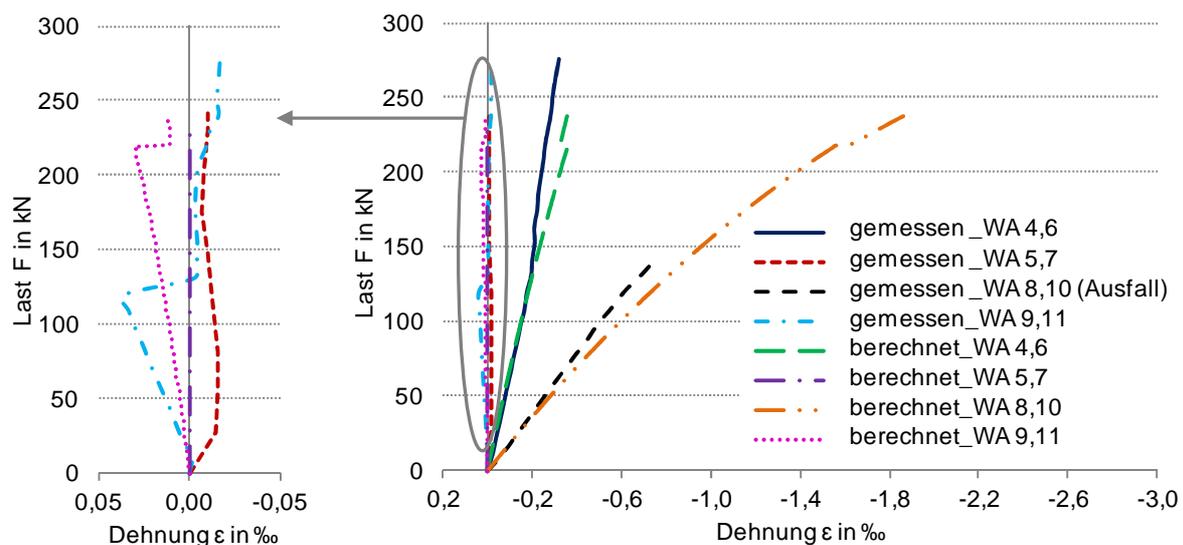
Abbildung 4.53 und Abbildung 4.54 zeigt die berechneten und gemessenen Last-Dehnungs-Kurven der unter exzentrischer Vertikalbelastung geprüften Dreisteinkörper im Vergleich. Die Abweichung der Traglasten beträgt für Versuchstyp C1 mit geringerer Lastausmitte 13,8 % und reduziert sich bei erhöhter Exzentrizität (C2) auf 3,0 %. Die unter 3.2 durchgeführte Auswertung der Teilflächenbelastungsversuche verdeutlicht, dass sich der Außenlängssteg der Mauersteine durch geringe Streubreiten hinsichtlich des Trag- und Verformungsverhaltens auszeichnet und mit abnehmender Belastungsfläche höhere Abweichungen zwischen den Einzelprüfergebnissen auftreten. Diese Streuungen spiegeln sich auch im Verlauf der gemessenen  $\sigma$ - $\epsilon$ -Beziehungen der Einzelprüfkörper des Versuchs C1 und C2 wider (vgl. Teilfläche 3 in Tabelle 3.5 und WA 0,1 in Tabelle 3.12 bzw. Tabelle 3.13). Die Gegenüberstellung der gemessenen und berechneten Längenänderungen in Abbildung 4.54 zeigt, dass

bei extremen Lastausmittungen von  $e = 0,45 \times t$  durch den Ansatz der zentrischen Materialkennlinie das Trag- und Verformungsverhalten der Druckzone realitätsnah abgebildet werden kann. Die reduzierten Umlagerungsmöglichkeiten der kleinen Belastungsfläche des Innenstegbereichs werden dabei durch die erhöhte Tragfähigkeit des Außensteges kompensiert. Die rechnerisch überschätzte Mitwirkung der Zugseite bei hohen Exzentrizitäten (WA 2,3), die in ähnlicher Form bereits für HLz Typ K festgestellt werden konnte, führt im Versuch C2 nur zu einer geringen Unterschätzung der druckseitigen Längenänderung (WA 0,1), die wiederum durch Vernachlässigung der vertikalen Verbundfestigkeit behoben werden kann (s. Abbildung 4.55). Mit zunehmender Belastungsfläche, wie im Fall C2 mit  $e = 0,3 \times t$ , erhöht sich die Möglichkeit zur Lastumlagerung. In Verbindung mit der erhöhten Festigkeit des Außensteges kommt es damit, wie in Abbildung 4.53 dargestellt, zu einer rechnerischen Unterschätzung der Traglast und Steifigkeit bei exzentrischer Belastung. Da sich die Abweichungen aber im tolerierbaren Rahmen bewegen und bei hohen Exzentrizitäten eine Traglastüberschätzung vermieden wird, kann der Ansatz der zentrischen Materialkennlinie als geeignet bewertet werden, um das Tragverhalten unter ausmittiger Beanspruchung numerisch abzubilden.



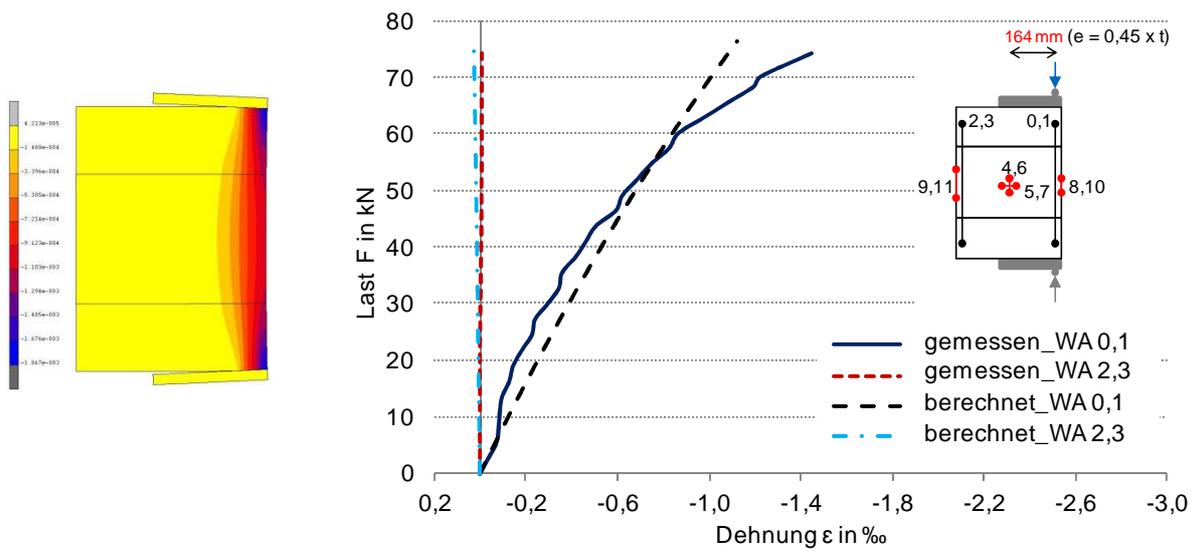
a) verformtes FE-Modell und farbiger  $\varepsilon_y$ -Verlauf

b) Vergleich der gemessenen und berechneten Last-Dehnungs-Kurven



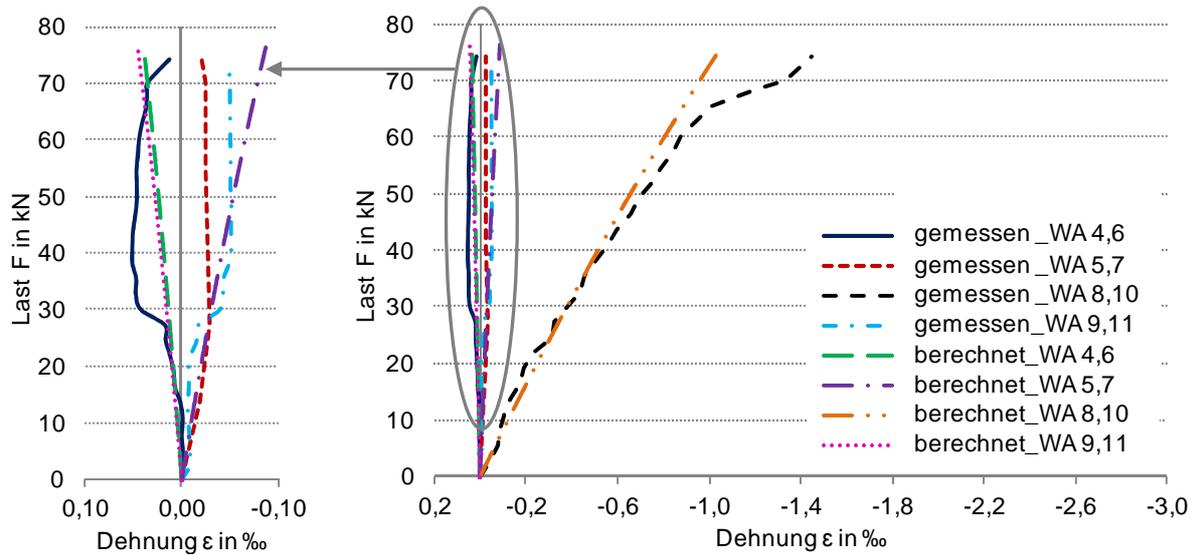
c) Vergleich der am Einzelstein gemessenen und berechneten Last-Dehnungs-Kurven

**Abbildung 4.53: Numerische Simulation des Dreisteinkörperdruckversuchs C1 (Kapitel 3.3); HLz Typ I**



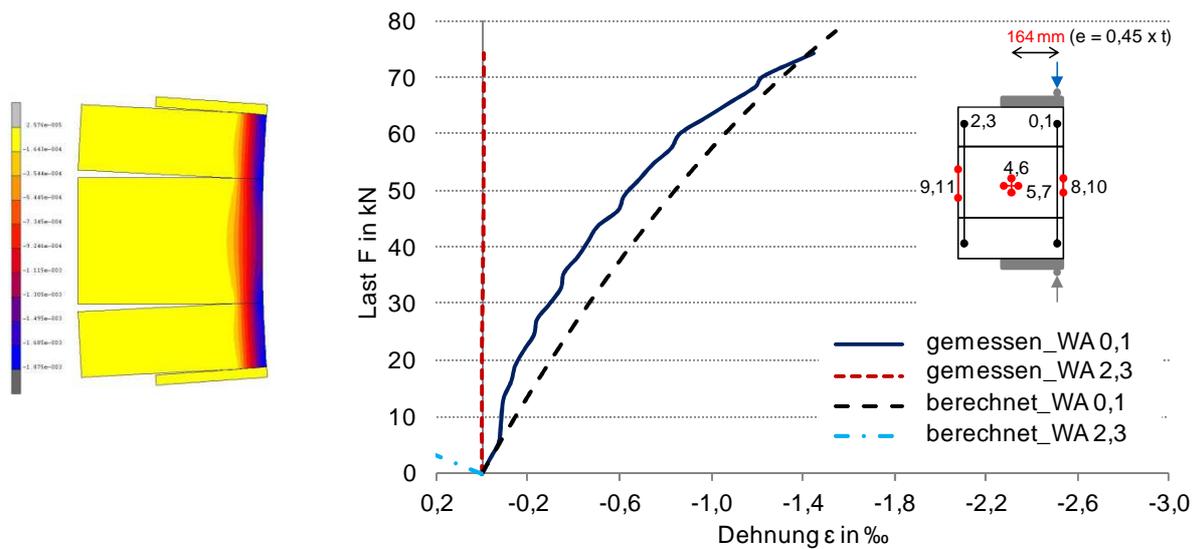
a) verformtes FE-Modell und farbiger  $\epsilon_y$ -Verlauf

b) Vergleich der gemessenen und berechneten Last-Dehnungs-Kurven

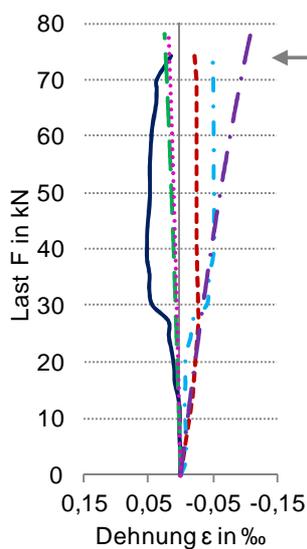


c) Vergleich der am Einzelstein gemessenen und berechneten Last-Dehnungs-Kurven

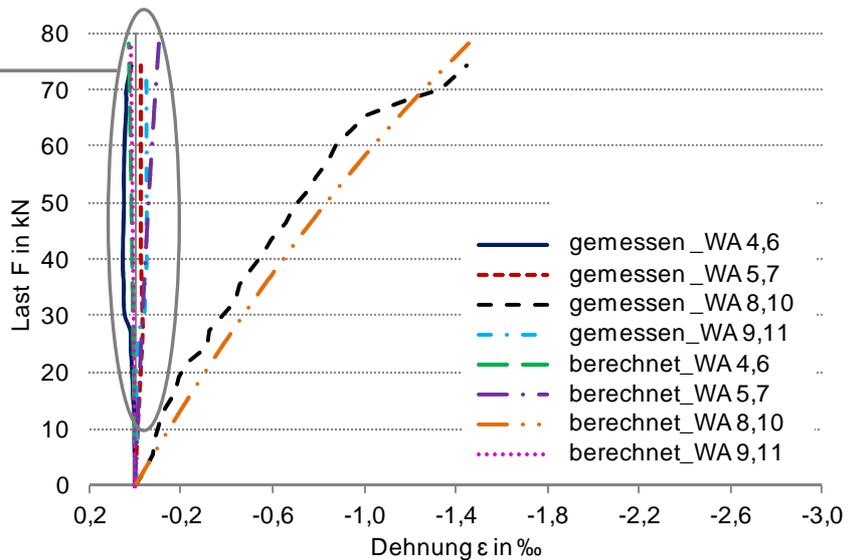
Abbildung 4.54: Numerische Simulation des Dreisteinkörperdruckversuchs C2 (Kapitel 3.3); HLZ Typ I



a) verformtes FE-Modell und farbiger  $\varepsilon_y$ -Verlauf



b) Vergleich der gemessenen und berechneten Last-Dehnungs-Kurven



c) Vergleich der am Einzelstein gemessenen und berechneten Last-Dehnungs-Kurven

**Abbildung 4.55: Numerische Simulation des Dreisteinkörperdruckversuchs C2 (Kapitel 3.3) mit  $f_w = 0$ ; HLz Typ I**

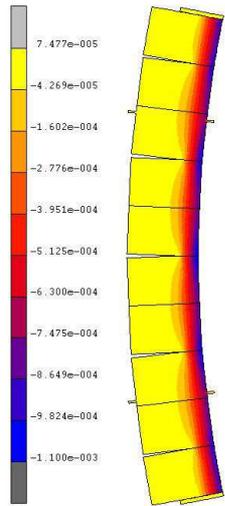
Zusammenfassend ist die Eignung des numerischen Rechenmodells zur Bestimmung von Querschnittstragfähigkeiten ohne Schlankheitseinfluss als sehr gut zu bewerten. Darüber hinaus konnte auch das Verformungsverhalten sehr gut bis zufriedenstellend abgebildet werden. Weiter ist festzustellen, dass bereits ab drei Ziegellagen eine Vergleichmäßigung der Materialeigenschaften eintritt, so dass mit Hilfe der zentrischen Materialkennlinien auf das Baustoffverhalten unter aus-mittiger Vertikalbeanspruchung geschlossen werden kann. Das FE-Modell wird nachfolgend ergänzend durch Simulation der im Originalmaßstab durchgeführten Wanddruckversuche (s. Kapitel 3.4) überprüft.

### Bauteilverhalten unter Vertikalbeanspruchung mit Schlankheitseinfluss

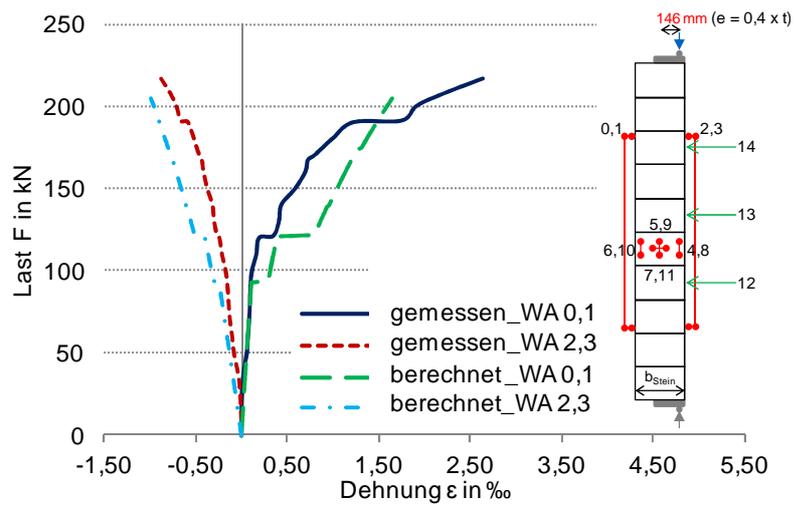
Die abschließende Überprüfung des numerischen Rechenmodells wird anhand der unter 3.4 erläuterten exzentrischen Wanddruckversuche vorgenommen. Ziel ist das FE-Modell in Hinblick auf die Eignung zur Erfassung von Schlankheitseffekten bewerten zu können. Hierbei ist insbesondere die wirklichkeitsnahe Abbildung des Verformungsverhaltens entscheidend, um Spannungszuwächse aus Theorie II. Ordnung in die numerische Traglastbestimmung einbeziehen zu können. Zur Beschreibung des einaxialen Mauerwerkverhaltens unter Druckbeanspruchung in Wandhöhenrichtung wird die angenäherte experimentelle Materialkennlinie der unter zentrischer Belastung geprüften Mauerwerkswände gemäß Tabelle 4.7 implementiert. Die ergänzenden Materialkennwerte sind in Tabelle 4.15 zusammengestellt. Mehraxiale Spannungszustände sind aufgrund des konstant über die Wandhöhe verlaufenden Biegemomentes in diesem Fall nicht von relevanter Bedeutung. Dies wird auch durch die versuchstechnischen Ergebnisse bestätigt, da der Bruch der Mauerwerkswände durch das Druckversagen des Außensteges eingeleitet wurde. Ein vorzeitiges Abscherversagen konnte hingegen nicht beobachtet werden. Die Überprüfung des Rechenmodells erfolgt hinsichtlich zweiaxialer Spannungszustände im nächsten Kapitel anhand der Simulation des Großversuchs.

Der in Abbildung 4.56 und Abbildung 4.57 vorgenommene Abgleich zwischen den realen Wandprüfergebnissen und der FE-Berechnung zeigt, dass mit Hilfe des numerischen Rechenmodells sowohl das Trag- als auch das Verformungsverhalten der Mauerwerkswände zutreffend abgebildet werden kann. Wird auf den Mittelwert der experimentellen Tragfähigkeit Bezug genommen, liegt die rechnerische Unterschätzung der Traglast für Mauerstein Typ K bei 5,3 % bzw. für Typ I bei 10,5 %. Die Übereinstimmung kann unter Einbeziehung der größeren Streubreiten der Materialeigenschaften von Typ I (s. a. Teilflächenbelastungsversuche unter 3.2 und Dreisteinkörperdruckversuche unter 3.3) als sehr gut bewertet werden. Gleichzeitig treten nur geringe prozentuale Abweichungen im Vergleich zur kleinsten experimentellen Bruchlast mit - 1,3 % für Typ K und + 6,5 % für Typ I auf.

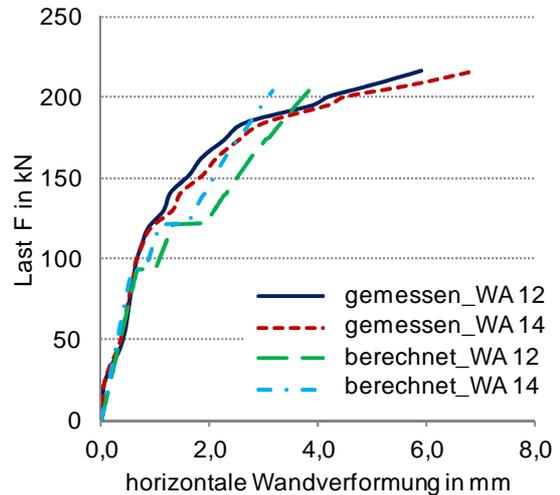
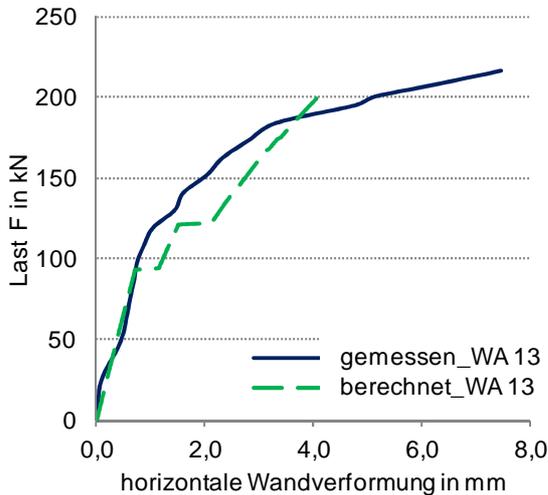
Die Vorgehensweise allen Lagerfugen der Wand dieselbe Haftzugfestigkeit zuzuweisen, führt im Zuge der numerischen Simulation dazu, dass sich zunächst die Lagerfuge am Ort der größten Biegebeanspruchung – folglich in Wandmitte – öffnet. Während sich in den Versuchen in Abhängigkeit von der Lage und Stärke der Fugenöffnungen das Druckversagen des Außensteges in unterschiedlichen Wandbereichen einstellt (s. Tabelle 3.15 und Tabelle 3.17), tritt das rechnerische Bruchversagen immer in der Mitte der Wand auf. Durch diese Annahme können, wie im Tragfähigkeitsabgleich gezeigt, Unsicherheiten in der Bruchlastbestimmung vermieden werden. Darüber hinaus belegt die Gegenüberstellung der gemessenen und berechneten Vertikal- und Horizontalverformungen der Wände die Wirklichkeitsnähe der numerischen Simulation, die zudem durch den Vergleich der am Einzelstein dokumentierten und berechneten Formänderungen (exemplarisch anhand von PK 2 in Abbildung 4.56d und Abbildung 4.57d dargestellt) bestätigt wird.



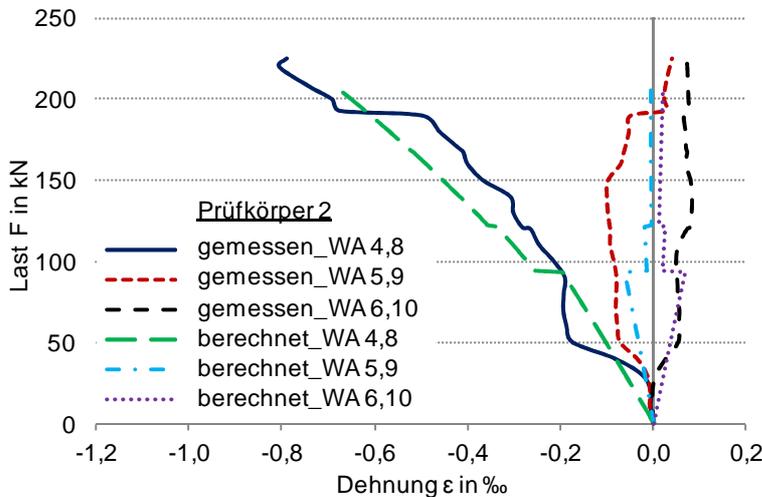
a) verformtes FE-Modell und farbiger  $\epsilon_y$ -Verlauf



b) Vergleich der gemessenen und berechneten Last-Dehnungs-Kurven

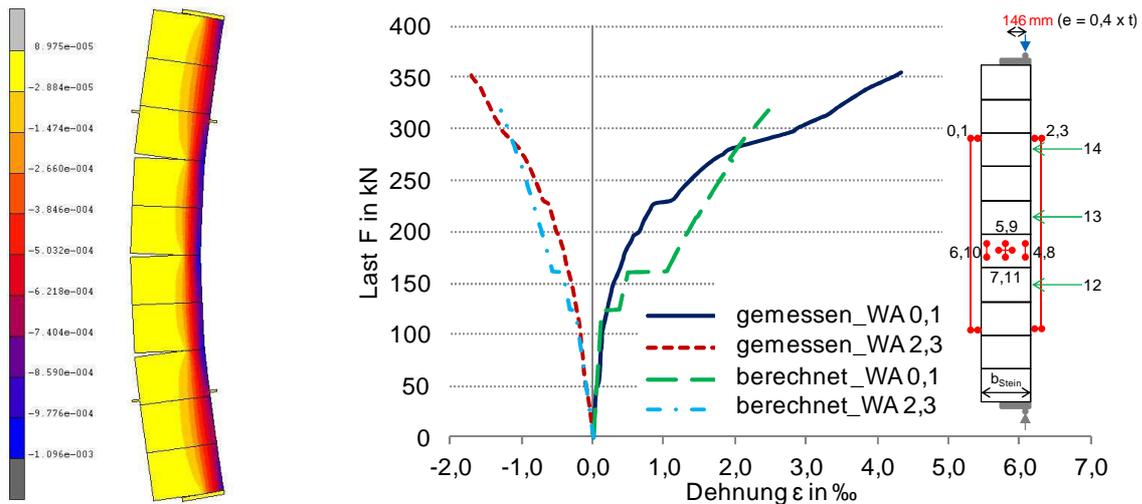


c) Vergleich der gemessenen und berechneten Horizontalverformungen



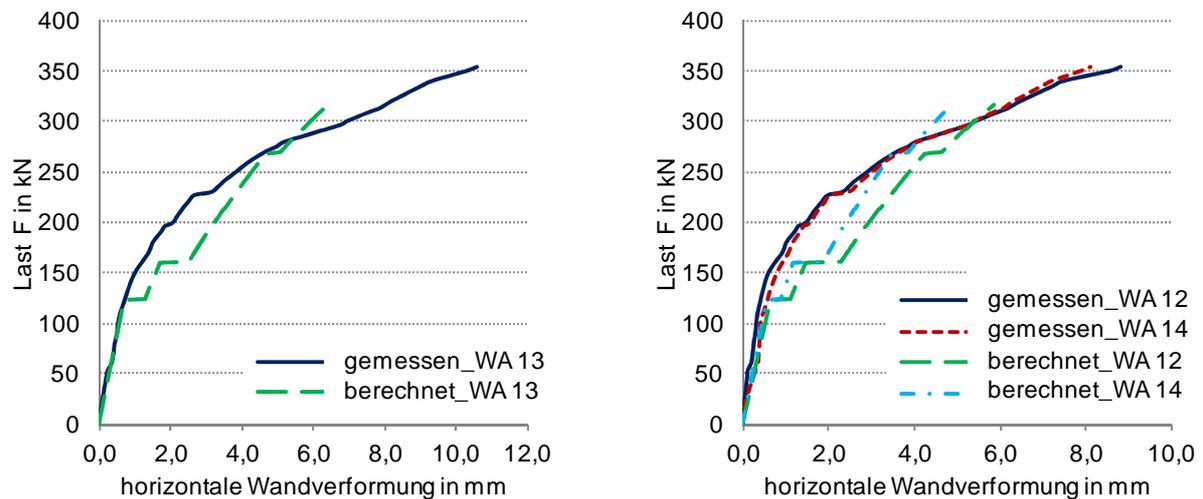
d) Vergleich der am Einzelstein gemessenen (PK 2) und berechneten Last-Dehnungs-Kurven

**Abbildung 4.56: Numerische Simulation des Wanddruckversuchs B (Kapitel 3.4); HLZ Typ K**

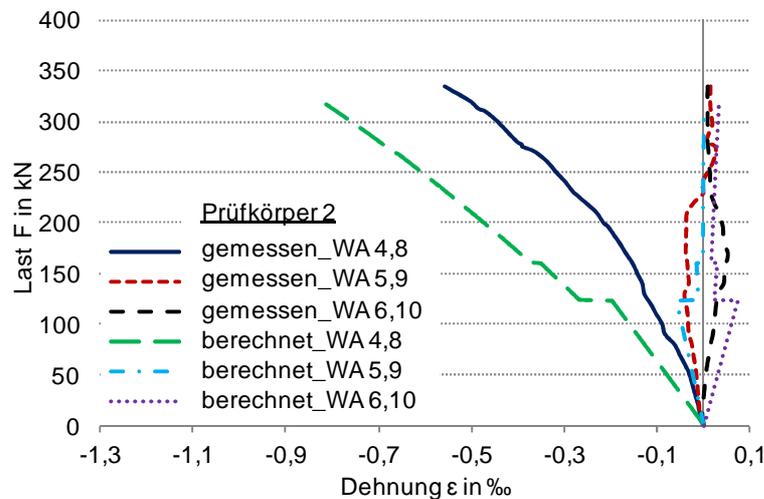


a) verformtes FE-Modell und farbiger  $\epsilon_y$ -Verlauf

b) Vergleich der gemessenen und berechneten Last-Dehnungs-Kurven



c) Vergleich der gemessenen und berechneten Horizontalverformungen



d) Vergleich der am Einzelstein gemessenen (PK 2) und berechneten Last-Dehnungs-Kurven

Abbildung 4.57: Numerische Simulation des Wanddruckversuchs B (Kapitel 3.4); HLZ Typ I

## 4.3 Außenwand-Decken-System

### 4.3.1 Allgemeines

Für die numerische Abbildung des Trag- und Verformungsverhaltens des in dieser Arbeit zu untersuchenden Außenwand-Decken-Systems ist die in den beiden vorhergehenden Kapiteln beschriebene und verifizierte Vorgehensweise zur Erfassung des Wand- und Deckentragverhaltens um die Modellierung des Knotenbereichs zu ergänzen. Stand der Technik ist derzeit zwischen Decke und den angrenzenden Mauersteinen neben Mörtelausgleichsschichten jeweils eine Trennlage (z. B. Bitumendachbahn R 500) zur Entkopplung des unterschiedlichen Verformungsverhaltens der beiden Baustoffe vorzusehen [Arge Mauerziegel e.V. 2000]. Eine beispielhafte Darstellung von praxisüblichen Ausführungsvarianten des Außenwand-Decken-Knotens kann Abbildung 1.1 entnommen werden. Die Kombination aus Mörtelabgleich und Trennlage hat dabei verschiedene positive Effekte auf die Risse- und Tragsicherheit des WDKs:

- Vermeidung einer Verzahnung zwischen Decke und Mauerwerk (Einfließen des Frischbetons in die Lochungen der Ziegel wird verhindert)
- Möglichkeit zur Längenänderung der Decken (Schwinden, Temperatur) bei gleichzeitiger Minimierung des Eintrags von rissauslösenden Schubkräften in das Mauerwerk und ausreichende Reibungsaktivierung zum Abtrag kurzzeitig wirkender Horizontallasten (Wind, Erdbeben). Nähere Ausführungen hierzu finden sich u. a. in [Arge Mauerziegel e.V. 2000] und [Jäger und Sabha 2007].
- Abbau von lokalen Spannungsspitzen durch örtliche Plastizierung der Trenn- und Ausgleichsschichten

Da aktuell keine Forschungsergebnisse hinsichtlich des Plastizierungs- und Umlagerungsvermögens von Bitumendachbahnen in Kombination mit Mörtelausgleichsschichten vorliegen, wird den beiden Materialien im Zuge der eigenen Untersuchungen auf der sicheren Seite liegend linear-elastisches Werkstoffverhalten unterstellt. Dabei wird ausgehend von Normalmauermörtel der Gruppe III mit einer rechnerischen Druckfestigkeit von  $f_m = 10 \text{ N/mm}^2$  nach [DIN EN 1996-1-1/NA: 2012] der Elastizitätsmodul auf Basis von Gleichung (4.61) mit einem Wert von  $E_m = 10000 \text{ N/mm}^2$  angesetzt, wohingegen die Steifigkeit der Trennlage unter Annahme von  $E_{\text{Trennlage}} = 500 \text{ N/mm}^2$  Eingang in die Berechnungen findet.

Elastizitätsmodul von Normalmauermörtel nach [Schubert 2013]:

$$E_m = 2100 \cdot f_m^{0,7} \quad (4.61)$$

Hinsichtlich der Kontakteigenschaften im Knotenbereich wird die ohne Trennlage ausgeführte Kontaktfläche zwischen Vormauersteinfuß und Mauerwerk (vgl. Abbildung 1.1) unter Ansatz eines Reibungskoeffizienten  $\mu = 0,6$  sowie der in Abhängigkeit des verwendeten Mauersteintyps unter 4.2.3 ermittelten Haftzugfestigkeit modelliert. Die numerische Beschreibung der restlichen Kontaktflächen (Vormauersteinkopf und Decke) erfolgt hingegen aufgrund der bituminösen Trennlage unter Nullsetzung der Haftzugfestigkeit bei gleichzeitiger Reduktion des Reibungskoeffizienten auf  $\mu = 0,4$  [Arge Mauerziegel e.V. 2000].

### 4.3.2 Verifizierung des numerischen Rechenmodells

Die Überprüfung des numerischen Rechenmodells hinsichtlich der Eignung zur Abbildung des Trag- und Verformungsverhaltens von Außenwand-Decken-Systemen wird im Nachfolgenden durch Simulation des im Rahmen des Forschungsvorhabens durchgeführten und unter 3.6 beschriebenen Großversuchs vorgenommen.

#### Materialkennwerte

Die Berechnung erfolgt auf Basis von Mittelwerten. Fehlende Eingangsgrößen hinsichtlich der Betoneigenschaften (Zugfestigkeit und Elastizitätsmodul) werden mit Hilfe der vorliegenden Würfel-druckfestigkeiten (siehe Tabelle 3.21 und Tabelle 3.22) gemäß [DIN EN 1992-1-1: 2011] hergeleitet.

**Tabelle 4.17: Numerische Simulation des Großversuchs; angesetzte Materialkennwerte für die Deckenplatte**

<b>Elementdecke</b>	
$f_{cm} \approx 0,85 f_{cm,cube}$ in N/mm <sup>2</sup>	35,1
$f_{ctm}$ in N/mm <sup>2</sup>	$0,7 \times 2,7 = 1,9$ (Langzeitwert → Vorbelastung durch Ortbeton)
$E_{cm}$ in N/mm <sup>2</sup>	32000
<b>Ortbeton</b>	
$f_{cm} \approx 0,85 f_{cm,cube}$ in N/mm <sup>2</sup>	22,5
$f_{ctm}$ in N/mm <sup>2</sup>	1,8
$E_{cm}$ in N/mm <sup>2</sup>	28000
<b>Betonstahl</b>	
$E_s$ in N/mm <sup>2</sup>	200000
$f_y$ in N/mm <sup>2</sup>	550
$f_t$ in N/mm <sup>2</sup>	577,5

**Tabelle 4.18: Numerische Simulation des Großversuchs; angesetzte Materialkennwerte für das Mauerwerk**

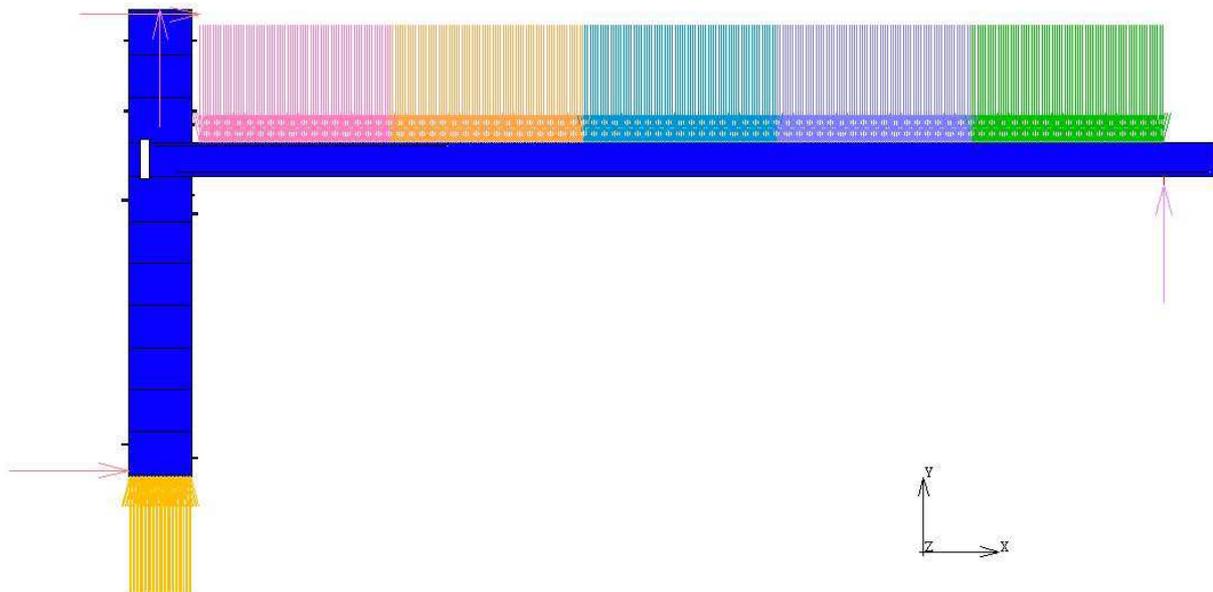
<b>erste Ziegellage ober- und unterhalb der Deckenplatte</b>	
Kennwerte gemäß Tabelle 4.6 und Tabelle 4.16 für HLz Typ K	
<b>Mauerwerk</b>	
Kennwerte gemäß Tabelle 4.7 und Tabelle 4.14 für HLz Typ K	
<b>Vormauerstein</b>	
$E_v$ in N/mm <sup>2</sup>	8000

### Statisches System und Belastungsmodellierung

Die Modellierung des Außenwand-Decken-Systems wird analog zur realen Geometrie des Versuchsaufbaus vorgenommen. Entsprechende Angaben können Kapitel 3.6 entnommen werden.

Während der Versuchsdurchführung wurden sowohl am Wandkopf des oberen Wandabschnittes (WA 0 in Abbildung 3.15b) als auch im Bereich des wandabseitigen Deckenaufagers (WA 8 in Abbildung 3.13b) geringfügige Verformungen ( $\leq 1,1$  mm) registriert. Die damit, wenn auch nur in geringer Form, abgeminderte Steifigkeit der Auflagerbereiche wird über den Ansatz einer Horizontalfeder am Wandkopf mit  $k_s = 25000$  N/mm sowie einer Vertikalfeder am Deckenaufleger mit  $k_s = 27000$  N/mm im Zuge der rechnerischen Nachstellung des Versuchs berücksichtigt. Am Wandfuß der unteren Wand wurde bis zum Ausfall des Wegaufnehmers WA 4 bei LF 3 keine relevante Horizontalauslenkung der Wand aufgezeichnet, das FE-Modell wird an dieser Stelle horizontal unverschieblich gehalten.

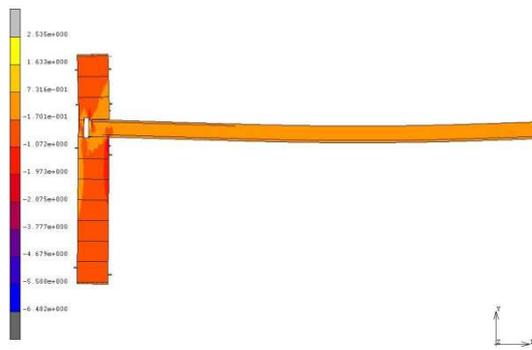
Der Belastungsmodellierung wird die experimentelle Lastgeschichte aus Tabelle 3.23 zugrunde gelegt. Entsprechend den realen Randbedingungen wird die Wandbelastung dabei am Wandfuß der unteren Wand eingeleitet.



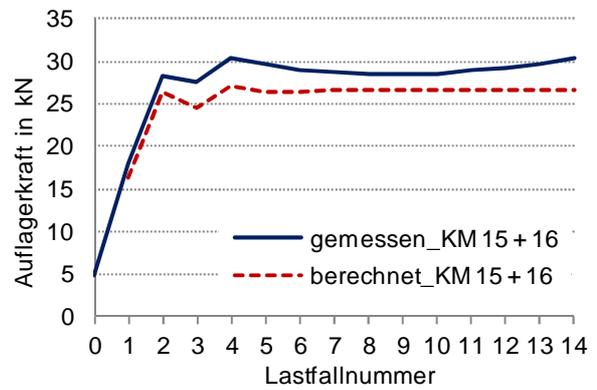
**Abbildung 4.58:** Numerische Simulation des Großversuchs (Kapitel 3.6); FE-Modell (ohne Darstellung von Eigenlasten)

Ergebnisse

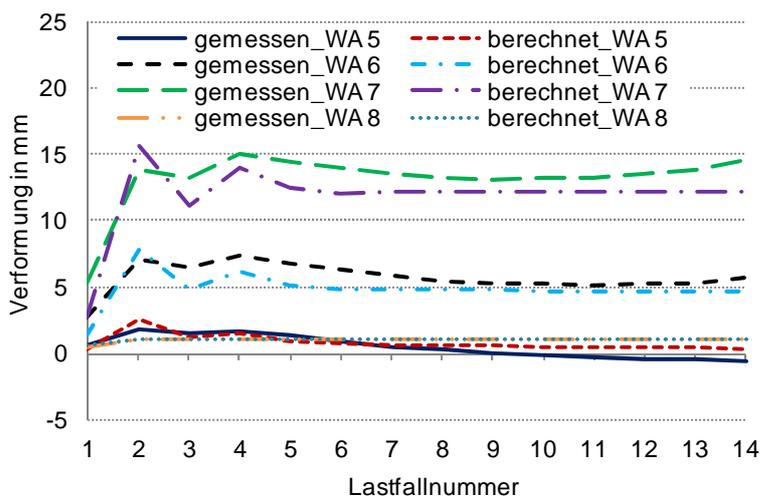
Die Beurteilung der numerischen Ergebnisse erfolgt auf Grundlage der in Abbildung 4.59 durchgeführten Gegenüberstellung der berechneten und gemessenen Kräfte sowie Formänderungen des Außenwand-Decken-Systems. Horizontalverformungen in x-Richtung werden dabei positiv dargestellt (Koordinatensystem nach Abbildung 4.58). Die Lage der einzelnen Messstellen zeigt Abbildung 3.12 auf Seite 70 dieser Arbeit. Das Lastprogramm kann Tabelle 3.23 auf Seite 73 entnommen werden.



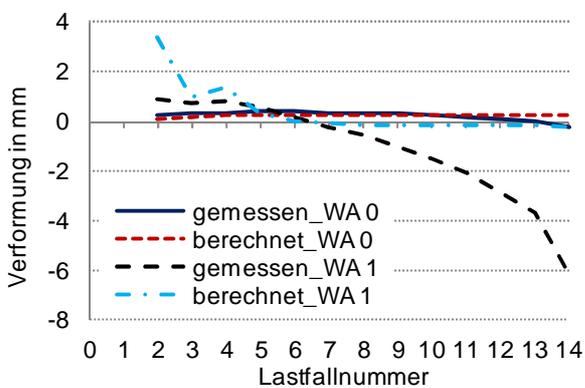
a) verformtes FE-Modell bei LF 2



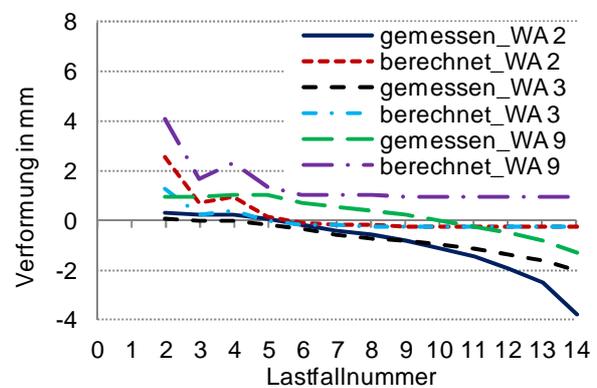
b) Vergleich der gemessenen und berechneten Deckenauflagerkraft



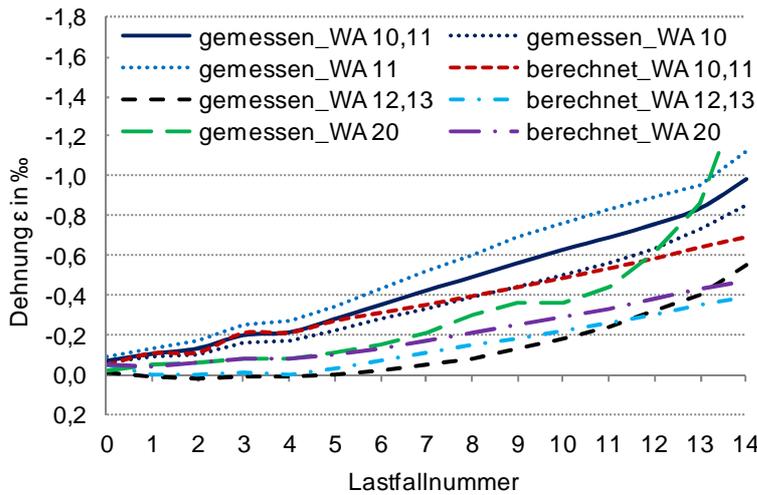
c) Vergleich der gemessenen und berechneten Deckendurchbiegungen



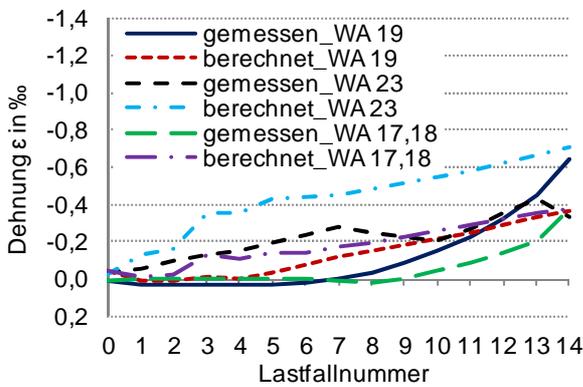
d) Vergleich der gemessenen und berechneten Horizontalverformungen (Wand oben)



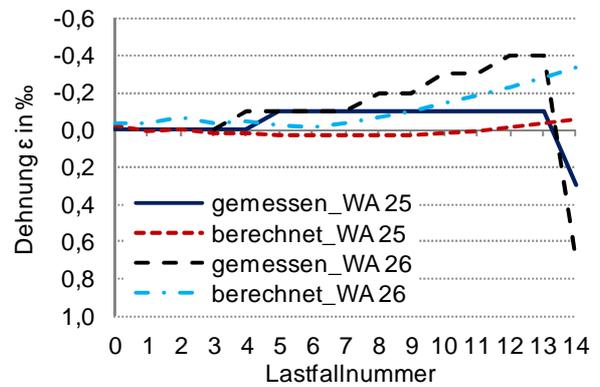
e) Vergleich der gemessenen und berechneten Horizontalverformungen (Wand unten + Decke)



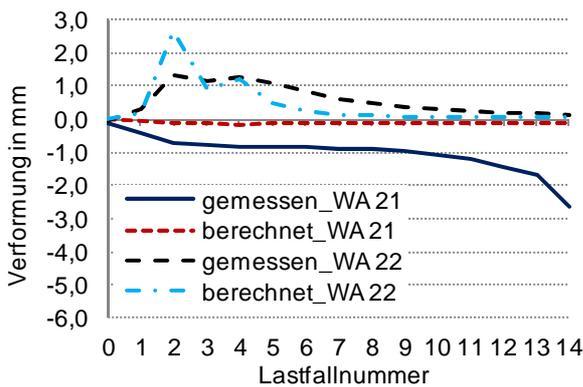
f) Vergleich der gemessenen und berechneten Wanddehnungen



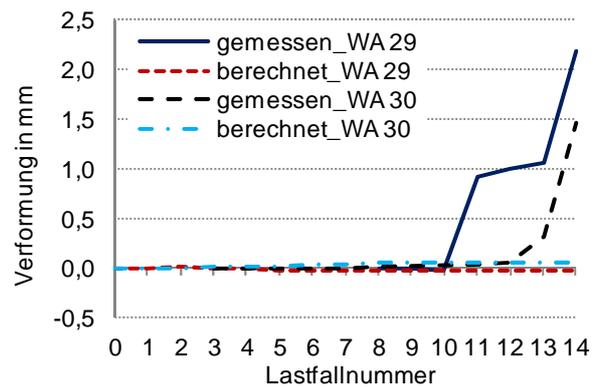
g) Vergleich der gemessenen und berechneten lokalen Dehnungen (Wand unten + Vormauerstein)



h) Vergleich der gemessenen und berechneten lokalen Dehnungen (Wand oben)



i) Vergleich der gemessenen und berechneten Knotenverformungen (Wand-Decken-Fugen)

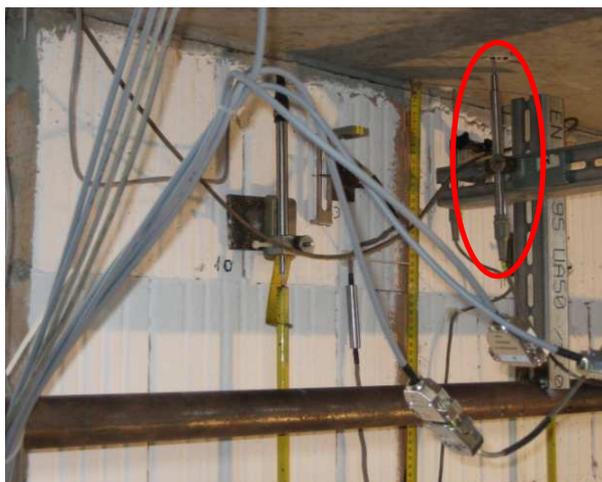


j) Vergleich der gemessenen und berechneten Knotenverformungen (Wärmedämmbereich)

**Abbildung 4.59: Ergebnisse der numerischen Simulation des Großversuchs (Kapitel 3.6); Lastfallnummer nach Tabelle 3.23 (Seite 73); Messstellen nach Abbildung 3.12 (Seite 70)**

Der Vergleich der gemessenen und berechneten Deckenauflagerkraft in Abbildung 4.59 b zeigt infolge der numerisch geringer ausfallenden Werte eine rechnerische Überschätzung der Deckeneinspannung in die angrenzenden Mauerwerkswände. Die prozentuale Abweichung bewegt sich dabei zwischen 6,1 % und 12,8 %. In beiden Auflagerkraft-Verläufen ist jedoch eine deutliche Wandlastabhängigkeit des Deckeneinspanngrades zu erkennen. Dabei kann insbesondere im Übergang von LF 2 zu LF 3 und LF 4 zu LF 5 eine Erhöhung der Einspannwirkung durch die Steigerung der Wandnormalkraft festgestellt werden. Während in Anschluss an LF 5 experimentell eine langsame Zunahme der Deckeneinspannung auftritt bzw. sich infolge von Rissbildungen ab LF 10 (s. Tabelle 3.24) die Einspannung der Deckenplatte reduziert, zeigt sich numerisch ein annähernd konstanter Verlauf bis LF 14. Das variierende Deckeneinspannmoment spiegelt sich ebenfalls in der lastfallweisen Darstellung der Deckendurchbiegungen in Abbildung 4.59c wider, da mit Zunahme der Vertikalbeanspruchung der Wand ein Abfall der Vertikalverformung der Deckenplatte zu verzeichnen ist.

Die damit qualitativ gut erfasste aber quantitativ überschätzte Deckeneinspannung lässt sich mit Hilfe von Abbildung 4.59i begründen. Hierin ist erkennbar, dass es während des Versuchs zu deutlichen Stauchungen in der unteren Wand-Decken-Fuge kommt (WA 21), die die infolge Deckendurchbiegung, Mauersteindehnung und elastischer Verformung des Ausgleichmörtels und der Trennlage auftretende Vertikalverformung und damit die rechnerischen Ergebnisse von WA 21 deutlich übersteigt. Dieses Versuchsergebnis spricht für die Komprimierbarkeit der Bitumendachbahn und der Mörtelausgleichsschichten, die vermutlich zum Abbau von Spannungsspitzen und gleichzeitig als Folge der „weicheren“ Lagerung zu einer verminderten Einspannung der Deckenplatte führt (s. Abbildung 4.60).



a) Wegaufnehmer WA 21

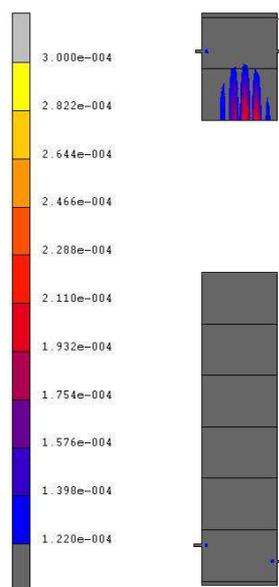


b) Wand-Decken-Fugen bei LF 10

**Abbildung 4.60: Wand-Decken-Fugen**

Ziel der in Kapitel 5 durchgeführten Parameterstudie ist die Berechnung realitätsnaher Traglasten von Außenwand-Decken-Systemen. Als Versagenskriterium wird zum einen das Überschreiten der vertikalen einaxialen Dreisteinkörperfestigkeit für die jeweils erste Ziegellage ober- und unterhalb der Decke (lokale Querschnittstragfähigkeit) und zum anderen die Hauptdehnungshypothese nach Tabelle 4.14 im Bereich der übrigen Ziegellagen unter Einbeziehung des Spannungszuwachses infolge Theorie II. Ordnung eingeführt. Diese Bruchkriterien werden ebenfalls zur Bestimmung der rechnerischen Tragfähigkeit des experimentell untersuchten Außenwand-Decken-Knotens angewendet. Dabei tritt das numerische Versagen am Wandfuß der oberen Wand bei einer eingeleiteten Wandlast von  $F = 652 \text{ kN}$  auf. Wie unter 4.2.2 erläutert wurde, spiegelt das lokale Bruchkriterium das Abscherversagen in der Übergangsebene zwischen belasteten und unbelasteten bzw. geringer belasteten Querschnittsflächen und dementsprechend den Verlust der Querschnittszusammenwirkung wider. Ver-

suchstechnisch konnte ebenfalls eine zunehmende, vom Knotenbereich ausgehende Rissbildung beobachtet werden (s. Tabelle 3.24), die letztendlich zu Querstegabrissen und infolge des sich anschließenden „Reißverschlusseffekts“ zum Ausfall der Wandaußenseitenbereiche innerhalb der ersten beiden Ziegellagen geführt hat. Dieses Bruchversagen stellte sich bei einer Pressenkraft von  $F = 661$  kN ein. Aus Sicherheitsgründen wurde ab diesem Zeitpunkt auf eine weitere Erhöhung der Wandlast verzichtet. Eine mögliche Traglaststeigerung durch Umlagerungseffekte ist folglich nicht auszuschließen. Die erreichte Pressenkraft wird dennoch im Weiteren aufgrund des deutlichen Schadensbildes der Wände als Bruchlast angesehen. Die prozentuale Abweichung zwischen numerischer und experimenteller Traglast liegt damit bei gleichzeitig korrekter Erfassung der Versagensart und -stelle lediglich bei 1,4 %. Eine Überschreitung der zulässigen Hauptdehnung zeigt sich im Finite-Elemente-Modell ausschließlich innerhalb der zweiten Ziegellage am Wandfuß (s. Abbildung 4.61). Wie die experimentelle Rissentwicklung belegt, werden Schädigungen und Bruch infolge mehraxialer Spannungszustände in Höhe dieser Ziegellage real noch durch das lokale Abscherversagen im Knotenbereich dominiert. Hierbei entstehen zwar, wie auch die numerischen Hauptdehnungswerte belegen, erste Risse im lokalen Wandregelbereich, der Zusammenhalt des Querschnitts ist jedoch bis zum Versagen der ersten Ziegellage weiterhin gewährleistet. Außerhalb des versuchstechnischen Bruchbereichs wurde das Hauptdehnungskriterium hingegen erfüllt und kann dementsprechend für weitere Untersuchungen zur Führung des Tragfähigkeitsnachweises im Kontinuitätsbereich der Wand unter Einbeziehung der gewonnenen Erkenntnisse zur Rissentwicklung angewendet werden. Hierbei werden Hauptdehnungsüberschreitungen im Wandend-Regelbereich über zwei Ziegellagen zugelassen. Eine Folge des nicht modellierten Nachbruchverhaltens der Ziegelwände zeigt sich in Abbildung 4.59d und Abbildung 4.59e. Real führt die einsetzende Rissbildung ab LF 7 zu einer kontinuierlichen Aufweitung des Mauerwerkquerschnitts. Dementsprechend wurde ab dieser Laststufe insbesondere im Knotenbereich eine deutliche Zunahme der horizontalen Wandverformung (WA 1 und WA 2) registriert. Darüber hinaus belegen auch die ober- und unterhalb des Wärmedämmbereichs angeordneten waagrecht Messstellen WA 29 und WA 30 in Abbildung 4.59j das Aufspalten des Querschnitts. Diese dem Bruch vorausgehenden Effekte sind mit dem gewählten numerischen Modell nicht abbildbar. Entscheidend ist aber, dass mit Hilfe des Rechenmodells der Gesamtverlust des Querschnittszusammenhalts korrekt erfasst wird und somit realitätsnahe Traglasten bestimmt werden können.

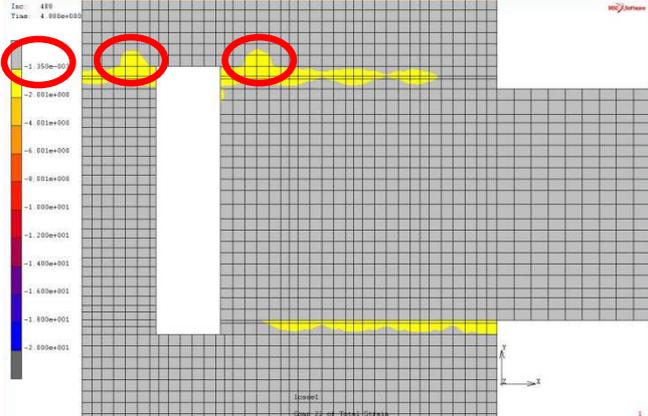


**Abbildung 4.61: Numerische Simulation des Großversuchs (Kapitel 3.6); Wandregelbereiche mit rechnerischer Überschreitung der zulässigen Hauptdehnung  $\max \varepsilon_1 = 0,000122$**

Anzumerken ist auch, dass im Bereich der zweiten Ziegellage unterhalb der Decke die Wandinnenseite mit  $\varepsilon_1 = 0,118$  ‰ die Bruchhauptdehnung fast erreicht. Dieses Ergebnis legt nahe, dass die im Vor-

hergehenden erläuterte rechnerische Überschätzung der Deckeneinspannung überwiegend im Bereich der unteren Wand-Decken-Fuge (Kantenpressung) hervorgerufen wird. Die im Zuge der eigenen numerischen Modellbildung gewählte Vorgehensweise sowohl die Trennlage als auch den Ausgleichmörtel unter Annahme eines linear-elastischen Materialgesetzes abzubilden, liegt folglich in Hinblick auf die zu untersuchende lokale Querschnittstragfähigkeit des Wandkopfes auf der sicheren Seite (WA 23 in Abbildung 4.59g). Die lokalen Spannungen am Wandfuß werden hingegen bezugnehmend auf die sehr gute Übereinstimmung zwischen Versuch und Numerik zutreffend abgebildet. Es ist zu vermuten, dass die unterschätzte lastverteilende Wirkung der Bitumeneinlage und Ausgleichschichten am Wandfuß durch die numerisch schneller eintretende Schließung der oberen Wand-Decken-Fuge als Folge des erhöhten Platteneinspanngrades (WA 22 in Abbildung 4.59i) ausgeglichen wird. Die Eignung des numerischen Rechenmodells zur Bestimmung realer Traglasten kann auf Grundlage der genannten Ergebnisse als bestätigt angesehen werden.

**Tabelle 4.19: Numerische Simulation des Großversuchs; experimentelles und numerisches Bruchversagen**

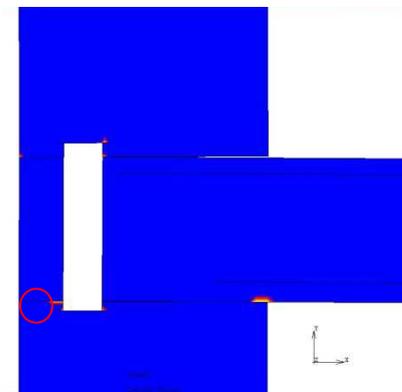
	Traglast (Pressenkraft) in kN	Bruchversagen
experimentell	661	
numerisch	652	

Ergänzend zum Nachweis der lokalen Tragfähigkeit ist für anschließende Untersuchungen in Kapitel 5 auch das Systemtragverhalten realitätsnah zu erfassen, um das Knickverhalten von monolithischen Ziegelaußenwänden wirklichkeitsnah bewerten zu können. Im ersten Schritt wurde dafür das FE-

Modell bereits durch die Nachrechnung der durchgeführten exzentrischen Wanddruckversuche in 4.2.3 verifiziert. Darüber hinaus zeigt auch der in Abbildung 4.59f vorgenommene Vergleich zwischen den berechneten Wanddehnungen und den experimentellen Messwerten eine gute Übereinstimmung. Die Abweichungen im Verlauf von WA 10,11 können bei Betrachtung der einzelnen Messergebnisse der beiden Wegaufnehmer toleriert werden.

Neben den im Vorhergehenden erläuterten Formänderungen bietet das numerische Rechenmodell die Möglichkeit zur Erfassung klaffender Kontaktfugen sowie zur Simulation unterschiedlicher Rissbildungsstadien der Stahlbetondecke. Während der experimentellen Versuchsdurchführung konnte neben Rissbildungen im Bereich der Wand-Decken-Fugen im Zuge der Deckenlastaufbringung von LF 2 eine Rissentstehung unterhalb des Vormauersteins beobachtet werden (s. Tabelle 3.24). Eine analoge Rissbildung zeigt sich am Ende von LF 2, wie in Abbildung 4.62 dargestellt, ebenfalls im Zuge der numerischen Berechnung. Die Gegenüberstellung der gemessenen und berechneten Vormauersteinstauchung (WA 17,18 in Abbildung 4.59g) verdeutlicht darüber hinaus die zutreffende Abbildung der lastabtragenden Wirkung des Vormauersteins mit Annäherung an den Traglastbereich der Mauerwerkswände. Die im Vergleich zum Versuch bei geringeren Wandlasten einsetzende Mitwirkung des Vormauersteins lässt sich durch die erhöhte rechnerische Deckeneinspannung und das damit vorzeitig einsetzende Schließen der oberen Wand-Decken-Fuge (WA 22 in Abbildung 4.59i) erklären.

Eine Öffnung von Lagerfugen im Bereich der Mauerwerkswände konnte weder im Rahmen der Versuchsdurchführung noch rechnerisch festgestellt werden. Abschließend kann eine Übereinstimmung zwischen Numerik und Experiment im Übergang der Deckenplatte vom ungerissenen Zustand in die Rissbildungsphase bei LF 2 verzeichnet werden.



a) numerisch



b) experimentell

**Abbildung 4.62: Rissbildung im Knotenbereich bei LF 2**

## 5 Parameterstudie

### 5.1 Sicherheitskonzept

In [DIN EN 1996-1-1: 2013] werden nachfolgende Vorgehensweisen zur Berechnung des Tragwerkverhaltens zugelassen:

- Anwendung eines nichtlinearen Berechnungsverfahrens unter Berücksichtigung des jeweiligen Spannungs-Dehnungs-Verhaltens des Materials
- Anwendung eines Berechnungsverfahrens nach der Elastizitätstheorie unter Ansatz eines linear-elastischen Materialverhaltens mit einer Steigung entsprechend dem Sekantenmodul bei Kurzzeitbelastung

Hinsichtlich der nichtlinearen Berechnung sind im Wesentlichen zwei unterschiedliche Methoden voneinander zu unterscheiden [Fingerloos et al. 2012]. Zum einen kann im ersten Schritt eine Schnittgrößenbestimmung unter Berücksichtigung des nichtlinearen Baustoffverhaltens durchgeführt werden und im Nachgang auf Querschnittsebene Einwirkung und Widerstand gegenübergestellt werden. Nichtlineare Verfahren auf Systemebene ermöglichen hingegen eine konsistente Berechnung des Tragwerks (Schnittgrößenermittlung und Bemessung) durch Festlegung eines einheitlichen Sicherheitsabstandes zwischen Einwirkung  $E_d$  und Tragwiderstand  $R_d$ . Eine separat durchzuführende Bemessung kann demgemäß entfallen. Im Rahmen der eigenen Untersuchungen wird die nichtlineare Berechnung auf Systemebene angewendet. In Anlehnung an [DIN EN 1992-1-1/NA: 2011] und [CEB-FIP 2010] wird hierbei ein einheitlicher Systemwiderstand von  $\gamma_R = 1,3$  realisiert. Damit ist das Systemversagen über eine  $\gamma_R$ -fache Steigerung der Bemessungswerte aller Einwirkungen  $E_d$  (Wandauflast, Deckenlast, etc.) nachweisbar. Die Kenntnisse aus dem Stahlbetonbau werden im Zuge der Parameterstudie auf das gesamte Außenwand-Decken-System und folglich auch auf die mehraxial beanspruchten Mauerwerkswände übertragen. Hierfür werden die in Abbildung 5.1 dargestellten Spannungs-Dehnungs-Beziehungen der Baustoffe (durchgezogene Linien) und ergänzende Materialkennwerte gemäß Tabelle 5.1 berücksichtigt, wodurch ein konsistenter Systemwiderstand von  $\gamma_R = 1,3$  für alle Baustoffe und Beanspruchungsarten des WDKs realisiert wird. Bei Anwendung der normativen, für die Querschnittsbemessung geltenden Spannungs-Dehnungs-Beziehungen, wäre hingegen der in [DIN EN 1992-1-1: 2011] für nichtlineare Verfahren geforderte Ansatz von Baustoffeigenschaften, die zu einer realistischen Steifigkeit führen, nicht mehr erfüllt. Die zu weiche Abbildung des Materialverhaltens kann eine wirklichkeitsferne Schnittgrößenverteilung für statisch unbestimmte Systeme nach sich ziehen. Zu beachten ist, dass die in Abbildung 5.1a und Abbildung 5.1b gezeigten Arbeitslinien das Materialverhalten für den Betrachtungszeitpunkt  $t = 0$  wiedergeben. Die Parameterstudie wird hingegen für den Zeitpunkt  $t \rightarrow \infty$  durchgeführt. Weitere Erläuterungen finden sich hierzu in Kapitel 5.5. Das Langzeitverhalten des Betons wird in der Variantenstudie gemäß Kapitel 4.1 durch eine Modifikation der abgebildeten Materialkennlinien des Betons und des Betonstahls erfasst, wobei die jeweiligen Last- und Geometrierandbedingungen für jede Parameterkombination beachtet werden. Die Anpassung der Betonstahlarbeitslinie beinhaltet, wie ebenfalls in Kapitel 4.1 erläutert wurde, die Abbildung der zugversteifenden Wirkung des Betons. In [DAfStb 2012] wird empfohlen, die Mitwirkung des Betons auf Zug in nichtlineare Berechnungen miteinzubeziehen, da sich die entsprechend veränderte Steifigkeit der Zugzone sowohl negativ als auch positiv auf das Umlagerungs- und Tragvermögen von statisch unbestimmten Systemen auswirken kann. Für diesen Anwendungszweck wird in [DAfStb 2012] eine Abminderung der Betonstahldehnung unter Einbeziehung verschiedener Rissbildungsstadien des Betons vorgeschlagen (s. a. Kapitel 4.1). Diese Modifikation der Betonstahlkennlinie

soll auf Basis der mittleren Betonzugfestigkeit vorgenommen werden. Die Simulation der zugversteifenden Betonwirkung kann folglich auch innerhalb der Parameterstudie auf Basis von Mittelwerten erfolgen. Hierfür wurden die Zugfestigkeiten des Betons (Biegezug:  $0,7 \cdot f_{ctm,fl}$ ; tension stiffening:  $f_{ctm}$ ) aufgrund der  $\gamma_R$  – fachen Steigerung der Deckenlasten ebenfalls um den Faktor 1,3 erhöht.

Bei Ermittlung des Bemessungswertes der vertikalen Mauerwerksdruckfestigkeit  $f_d$  ist in der Regel nach [DIN EN 1996-1-1: 2013] mit [DIN EN 1996-1-1/NA: 2012] u. a. der Abminderungsbeiwert  $\zeta = 0,85$  zu beachten, wobei  $\zeta$  als Faktor zur Berücksichtigung von Langzeiteinwirkungen und weiteren Einflüssen, wie z. B. Unsicherheiten infolge des vom Spannungsblock abweichenden realen Materialverhaltens, beschrieben wird. Auf diese Tragfähigkeitsabminderung wird innerhalb der eigenen Berechnungen verzichtet. Dies lässt sich in erster Linie durch die Hinterlegung der realen Druckspannungs-Dehnungs-Beziehung des Mauerwerks nach Abbildung 5.1 im numerischen Rechenmodell begründen. Darüber hinaus wurde die Druckfestigkeitsbestimmung der Ziegelwände nach [DIN EN 1052-1: 1998] unter Einhaltung einer Mindestprüfdauer von 30 min durchgeführt. Aufgrund der gegenüber dem Betonbau erhöhten Prüfzeit kann daher die Meinung vertreten werden, dass Dauerstandeinflüsse bereits in der Versuchsdurchführung nach [DIN EN 1052-1: 1998] erfasst werden [Jäger 2007].

Sind für Bauteile neben physikalischen auch geometrische Nichtlinearitäten (Theorie II. Ordnung) in die Berechnung miteinzubeziehen, dürfen Formänderungen auf Grundlage von Bemessungswerten, die auf den Mittelwerten der Baustoffkenngrößen beruhen, bestimmt werden [DIN EN 1992-1-1/NA: 2011]. Im Fall der Mauerwerkswände wäre dementsprechend die Zugrundelegung der Werte  $f/\gamma_M$  und  $E/\gamma_M$  mit  $\gamma_M = 1,5$  in der angewendeten Arbeitslinie und eine anschließende Querschnittsbemessung auf Basis des Bemessungswertes  $f_d$  der Baustofffestigkeit erforderlich. Durch den im Vorhergehenden beschriebenen Ansatz des Dauerstandwertes mit  $\zeta = 1,0$  weichen  $f/\gamma_M$  und  $f_R$  lediglich um ca. 6 % voneinander ab. Gleichzeitig wird auch der in [DIN EN 1996-1-1/NA: 2012] definierten Forderung nach einem reduzierten Elastizitätsmodul ( $E = 700 f_k$ ) für den Knicksicherheitsnachweis über das Einsetzen des rechnerischen Mittelwertes  $f_R$  ohne Erhöhung des Steifigkeitsparameters  $c$  in Gleichung (4.43) sowie durch den Ansatz der 1,3-fachen Bemessungslasten Rechnung getragen (s. Abbildung 5.1c und Abbildung 5.1d). Der ungünstige Einfluss von möglichen Steifigkeitsstreuungen und Querschnittsabweichungen auf das Knickverhalten der Wände ist damit erfasst; der Stabilitätsnachweis kann auf Systemebene geführt werden.

Neben der Abbildung des Knickverhaltens gilt es gleichzeitig jedoch auch das mehraxiale Spannungsversagen im Kontinuitätsbereich bzw. den lokalen Bruch des Querschnitts im Lasteinleitungsbereich (Diskontinuitätsbereich) der Ziegelaußenwände numerisch zu erfassen. Erstgenannter Nachweis wird gemäß Kapitel 4.2 durch die Begrenzung der maximalen Hauptdehnung geführt. Die Umsetzung des einheitlichen Systemwiderstandes von  $\gamma_R = 1,3$  erfolgt durch Umrechnung der gemittelten Materialkenngrößen aus Tabelle 4.14 auf die entsprechenden charakteristischen Werte, wobei für einaxiale Zugbeanspruchungen ein Werteverhältnis von 1,5 : 1 und für Plattenschub von 1,2 : 1 zugrunde gelegt wird. Die ergänzende Multiplikation der charakteristischen Werte mit dem Faktor 0,85 stellt die Verbindung zwischen dem normativen Materialsicherheitsbeiwert  $\gamma_M = 1,5$  und dem numerischen Systemwiderstand  $\gamma_R = 1,3$  her. Eine Zusammenstellung der rechnerischen Mittelwerte der orthotropen Materialkenngrößen beinhaltet Tabelle 5.1. Darüber hinaus wird die im Vergleich zur gesamten Mauerwerkswand örtlich erhöhte Tragfähigkeit im Lasteinleitungsbereich (Diskontinuitätsbereich) unter Einbeziehung von Querstegabrissen im Übergangsbereich zwischen belasteten und unbelasteten bzw. geringer beanspruchten Querschnittszonen numerisch erfasst, indem der jeweils ersten Ziegellage ober- und unterhalb der Deckenplatte das Materialverhalten der zentrisch druckbelasteten Dreisteinkörper zugewiesen wird. Wie unter 4.2 ausgeführt wurde, kann mit Hilfe der einaxialen Druckspannungs-Dehnungs-Beziehung der Nachweis des lokalen Zusammenhalts des Mauerwerkquerschnitts geführt werden. Für den Systemnachweis mit  $\gamma_R = 1,3$  wurden die mittleren Kleinprüfkörperfestigkeiten mit dem Faktor 1/1,2 auf die charakteristische Größe umgerechnet. Durch den

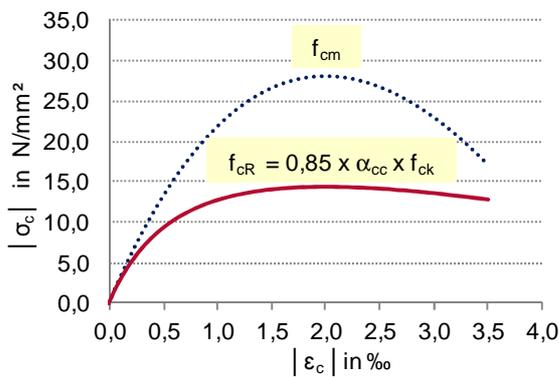
ergänzenden Faktor von 0,85 wird der normative Sicherheitsabstand für Schubversagenszustände vergleichbar zu Plattenschubbeanspruchungen im Wandregelbereich (s. Tabelle 5.1) berücksichtigt. Die entsprechenden Arbeitslinien zeigt Abbildung 5.1e und Abbildung 5.1f.

Mit dem Ziel eine durchgängige Berechnung über alle Laststufen im Zuge der Parameterstudie gewährleisten zu können, werden Plastizierungen nach Überschreitung der lokalen Vertikalbruchdehnung im Diskontinuitätsbereich numerisch zugelassen. Für Einwirkungskombinationen, bei denen eine rechnerische Plastizierung innerhalb der betrachteten Wand (s. a. Abbildung 5.4a) vorliegt, wird der Tragfähigkeitsnachweis in den Auswertungen jedoch als nicht erfüllt eingestuft. Ein vergleichbares Vorgehen wird auch bei Anwendung der Hauptdehnungshypothese gewählt. Im Querschnittsinneren des Mauerwerks werden allerdings für die ersten beiden Ziegellagen an den Enden des Wandregelbereichs Hauptdehnungsüberschreitungen zugelassen, um der Rissentwicklung beim lokalen Abscherversagen Rechnung tragen zu können. Diese Thematik wurde im Zuge der numerischen Großversuchssimulation in Kapitel 4.3.2 bereits erläutert. Hauptdehnungsüberschreitungen im Außensteg charakterisieren hingegen über alle Ziegellagen des Wandregelbereichs den Brucheintritt (Druckversagen).

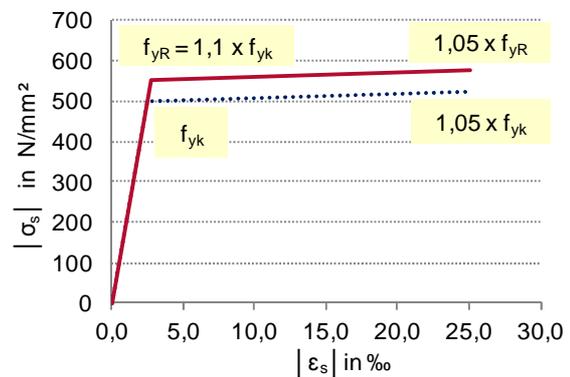
**Tabelle 5.1: Nichtlineare Schnittgrößenermittlung einschließlich Bemessung; orthotrope Materialkennwerte für den Kontinuitätsbereich der Mauerwerkswände**

Mauerstein		
Typ K		Typ I
<b>Druck senkrecht zur Lagerfuge (Wandhöhenrichtung)</b>		
Materialkennlinie	Nichtlinear (Abbildung 5.1c)	Nichtlinear (Abbildung 5.1d)
$v_{1/3,yx}$ in –	0,17	0,20
$v_{yx,mod}$ in –	0,14	0,18
$\max \varepsilon_1$ in –	0,000122	0,0002
<b>Zug senkrecht zur Lagerfuge (Wandhöhenrichtung)</b>		
Materialkennlinie	linear	
$E_{btR,y}$ in N/mm <sup>2</sup>	$0,85 \times 6730 / 1,5 = \mathbf{3814}$	$0,85 \times 7018 / 1,5 = \mathbf{3977}$
$f_{btR,y}$ in N/mm <sup>2</sup>	$3814 \times 0,000122 = \mathbf{0,47}$	$3977 \times 0,0002 = \mathbf{0,80}$
$f_{wR}$ in N/mm <sup>2</sup>	<b>0</b>	<b>0</b>
<b>Zug parallel zur Lagerfuge (Wanddickenrichtung)</b>		
Materialkennlinie	linear	
$E_{btR,x}$ in N/mm <sup>2</sup>	$0,85 \times 3846 / 1,5 = \mathbf{2179}$	$0,85 \times 4010 / 1,5 = \mathbf{2272}$
$f_{btR,x}$ in N/mm <sup>2</sup>	$2179 \times 0,000122 = \mathbf{0,27}$	$2272 \times 0,0002 = \mathbf{0,45}$
<b>Plattenschub</b>		
Materialkennlinie	linear	
$G_{R,xy}$ in N/mm <sup>2</sup>	$0,85 \times 2876 / 1,2 = \mathbf{2037}$	$0,85 \times 550 / 1,2 = \mathbf{390}$ $0,85 \times 1100 / 1,2 = \mathbf{780}$
$ T_{R,xy,zul} $ in N/mm <sup>2</sup>	$2 \times 0,000122 \times 2037 = \mathbf{0,50}$	HV-Bereich: $2 \times 0,0002 \times 390 = \mathbf{0,16}$ Griffloch-Bereich: $2 \times 0,0002 \times 780 = \mathbf{0,31}$

**Stahlbetondecken**  
(Belastungsdauer  $t = 0$ )

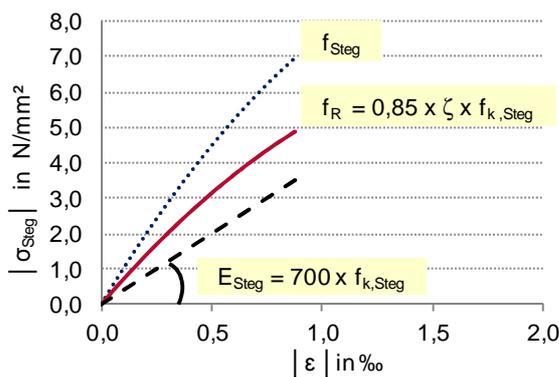


a) Beton C20/25 ( $\alpha_{cc} = 0,85$ )

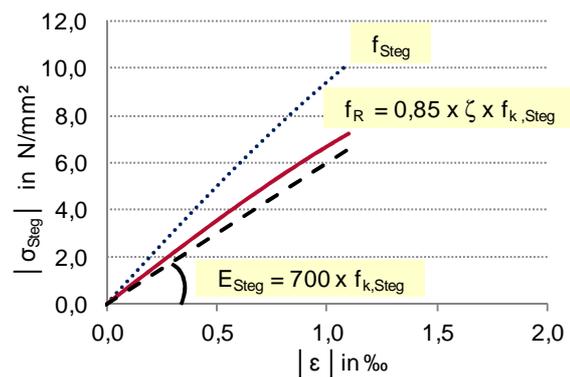


b) Betonstahl B500A

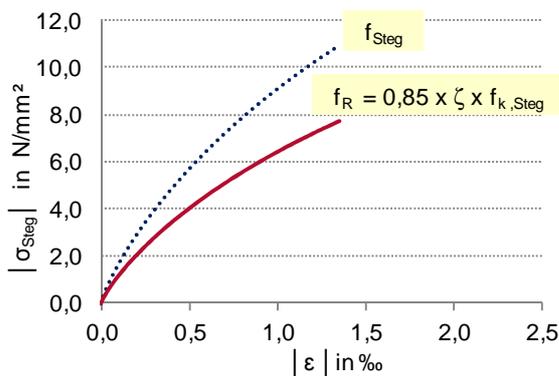
**Ziegelaußenwände**  
(Druck senkrecht zur Lagerfuge)



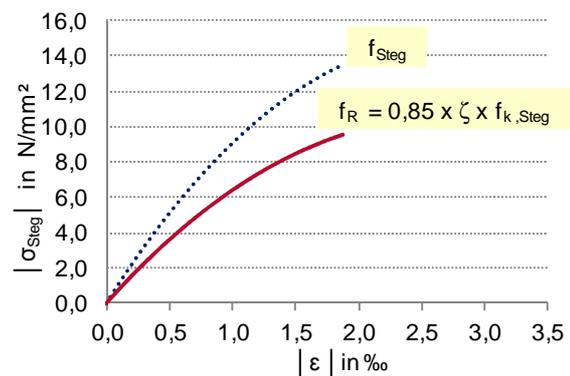
c) Kontinuitätsbereich; HLz Typ K  
( $\zeta = 1,0$ ;  $f_{k,Steg} = 5,7 \text{ N/mm}^2$ )



d) Kontinuitätsbereich; HLz Typ I  
( $\zeta = 1,0$ ;  $f_{k,Steg} = 8,5 \text{ N/mm}^2$ )



e) Diskontinuitätsbereich; HLz Typ K  
( $\zeta = 1,0$ ;  $f_{k,Steg} = 9,2 \text{ N/mm}^2$ )



f) Diskontinuitätsbereich; HLz Typ I  
( $\zeta = 1,0$ ;  $f_{k,Steg} = 11,3 \text{ N/mm}^2$ )

**Abbildung 5.1: Angewendete Spannungs-Dehnungs-Beziehungen (durchgezogene Linien) für die nichtlineare Schnittgrößenermittlung einschließlich Bemessung**

## 5.2 Einwirkungen

Nachfolgend aufgeführte Einwirkungen und Zusatzausmitteln finden direkten Eingang in die Finite-Elemente-Berechnung.

### Deckenlasten

Neben dem Deckeneigengewicht mit  $25 \text{ kN/m}^3$  wird als weitere ständig wirkende Beanspruchung eine Ausbaulast von  $1,50 \text{ kN/m}^2$  für alle Deckenplatten angesetzt. Hinsichtlich der Nutzlasten werden die folgenden Betrachtungsfälle voneinander unterschieden:

- Wohnraum mit Trennwandzuschlag:  $q_k = 1,5 + 1,2 = 2,7 \text{ kN/m}^2$
- Verkaufsräume:  $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$

### Wandauflast

Ausgehend von einer minimalen Beanspruchung aus Dachstuhllasten von  $10 \text{ kN/m}$  erfolgt für jede Parameterkombination die Bestimmung des gesuchten Tragwiderstandes unter Erhöhung der Wandauflast in Schrittweiten von maximal  $5,0 \text{ kN/m}$ . Da der sich einstellende Gleichgewichtszustand des Wand-Decken-Systems, insbesondere in Hinblick auf die Mitwirkung des Vormauersteins, von der Reihenfolge der Lastaufbringung (Wandlast  $\leftrightarrow$  Deckenlast) beeinflusst werden kann, wird im Zuge der numerischen Analyse folgende iterative Vorgehensweise zur Traglastbestimmung gewählt:

#### *Schritt 1:*

Aufbringung des Minimalwertes der Wandauflast von  $10 \text{ kN/m}$   $\rightarrow$  Aufbringung der Deckenlasten  $\rightarrow$  Steigerung der Wandauflast bis zum Eintritt des Bruchversagens (Endwert)  $\rightarrow$  Durchführung von Schritt 2, falls die prozentuale Abweichung zwischen Start- und Endwert der Wandauflast  $\approx 40 \%$  überschreitet.

#### *Schritt 2:*

Vorbelastung der Wand mit  $\approx 70 \%$  des Endwertes der Wandauflast des vorhergehenden Iterations-schrittes  $\rightarrow$  Aufbringung der Deckenlasten  $\rightarrow$  Steigerung der Wandauflast bis zum Eintritt des Bruchversagens  $\rightarrow$  Wiederholung der Vorgehensweise von Schritt 2 bis die prozentuale Abweichung zwischen Start- und Endwert der Wandauflast  $40 \%$  unterschreitet.

Durch das beschriebene iterative Vorgehen wird der in der Regel begrenzten Lastspreizung in den Bauwerken des üblichen Hochbaus Rechnung getragen, die durch die gemäß [DIN EN 1996-1-1/NA: 2012] zulässige Berechnung des Wand-Decken-Knotens unter Ansatz des gleichen Teilsicherheitsbewertes für ständige Lasten in allen Deckenfeldern und Geschossen bei gleichzeitiger Betrachtung der halben Nutzlast als ständige Beanspruchung bestätigt wird.

### Windlast

Gemäß [DIN EN 1991-1-4/NA: 2010] ist es zulässig für Bauwerkshöhen bis zu  $25 \text{ m}$  über Grund den Geschwindigkeitsdruck konstant über die gesamte Höhe des Gebäudes anzunehmen. Aufgrund der Begrenzung der über dem Gelände liegenden Bauwerkshöhe auf  $20 \text{ m}$  im vereinfachten Berechnungsverfahren nach [DIN EN 1996-3: 2010] wird im Weiteren der Geschwindigkeitsdruck mit einer

konstanten Größe von  $q_p = 1,15 \text{ kN/m}^2$  berücksichtigt. Dieser Wert gilt im Binnenland der Windzone 4 bis zu einer Gebäudehöhe von 18 m und deckt damit im Wesentlichen die praxisrelevanten Bemessungsfälle ab. Die Festlegung des Außendruckbeiwertes wird unter Anwendung von Tabelle NA.1 in [DIN EN 1991-1-4/NA: 2010] auf  $c_{pe} = -0,8$  für Windsog und  $c_{pe} = +0,8$  bei Winddruckbeanspruchung vorgenommen. Von einem Ansatz erhöhter Soglasten an Gebäudeecken wird aufgrund der dort in der Regel vorhandenen dreiseitigen Halterung der Wände abgesehen. Die senkrecht zur Wandebene wirkende Windlast geht damit mit folgendem Wert in die numerischen Berechnungen ein:

$$|w_k| = q_p \cdot |c_{pe}| = 1,15 \cdot 0,8 = 0,92 \text{ kN/m}^2 \quad (5.1)$$

### Imperfektion

Bei Anwendung des genaueren Berechnungsverfahrens wird in [DIN EN 1996-1-1: 2013] die Berücksichtigung von Imperfektionen bei der Bemessung gefordert. Wird der Nachweis unbewehrter Mauerwerkswände unter überwiegend vertikaler Beanspruchung geführt, darf auf den Ansatz einer ungewollten Lastausmitte am Wandkopf und -fuß verzichtet werden, während in Wandmitte eine Imperfektion von  $h_{ef}/450$  zu berücksichtigen ist [DIN EN 1996-1-1/NA: 2012]. Im Zuge der weiteren Untersuchungen wird von einem parabelförmigen Verlauf der ungewollten Lastausmitte über die Wandhöhe ausgegangen. Die hieraus resultierende zusätzliche Momentenbeanspruchung wird mit Hilfe einer gleichmäßig verteilten Ersatzhorizontallast erfasst, deren charakteristischer Wert in Abhängigkeit von der einwirkenden Vertikalbeanspruchung (Wandauflast + Deckenauflegerkraft + Wand-EG) mit  $h_{ef} = h$  (lichte Geschosshöhe) nach Gleichung (5.2) berechnet wird.

$$h_{k,Ersatz} = N_{Ek} \cdot \frac{h}{450} \cdot \frac{8}{h^2} = \frac{8 \cdot N_{Ek}}{450 \cdot h} \quad (5.2)$$

### Theorie II. Ordnung

Die numerischen Berechnungen werden unter Berücksichtigung der Zusatzausmitte infolge von Formänderungen nach Theorie II. Ordnung durchgeführt. Durch die gleichzeitige Erfassung des Einflusses der physikalischen Nichtlinearität über ein realitätsnahes Materialgesetz sowie der strukturellen Nichtlinearität durch die numerische Berücksichtigung des Fugenklaffens ist damit die Abbildung eines möglichen Stabilitätsversagens – hervorgerufen durch eine überproportionale Zunahme der horizontalen Wandverformung – gewährleistet.

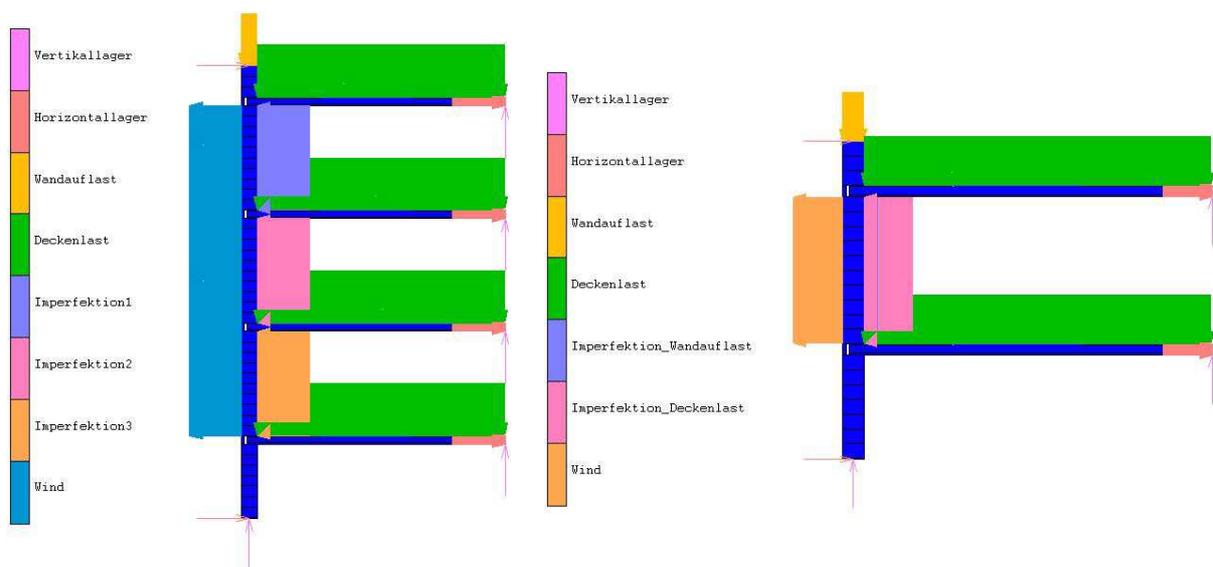
### Kriechen

Die in [Arge Mauerziegel e.V. 7/1998] gegebenen Erläuterungen zur Fragestellung des Kriechverhaltens von Ziegelmauerwerk mit Dünnbettmörtel belegen, dass die vertikale Langzeitgesamtverformung für diese Baustoffkombination vernachlässigbar kleine Werte annimmt. Die bereits gering ausfallenden Kriechverformungen werden zudem durch die in vertikaler Richtung entgegengesetzt wirkende Feuchtedehnung minimiert. Ziegelmauerwerk mit Dünnbettmörtel zeichnet sich folglich durch eine sehr hohe Formbeständigkeit gegenüber Langzeitverformungen aus. Auf Basis dieser Ergebnisse wird im Weiteren auf den Ansatz von Kriechausmitteln verzichtet. Diese Annahme wird darüber hinaus durch den in [DIN EN 1996-1-1/NA: 2012] zu findenden Hinweis auf die zulässige Nullsetzung von Kriechexzentrizitäten bei Einhaltung der Grenzschlankheiten ( $\max \lambda_{vorh} = 4,0 / 0,365 = 11$ ) nach Tabelle NA.17 bestätigt. Langzeitverformungen finden damit ausschließlich im Zuge der Modellierung der Stahlbetondecken Berücksichtigung (s. Kapitel 4.1).

### 5.3 Statisches System

Zur Festlegung eines für die effektive Umsetzung der Parameterstudie geeigneten Finite-Elemente-Modells werden nachfolgend zunächst Voruntersuchungen am mehrgeschossigen, rechenintensiveren Rahmenmodell (s. Abbildung 5.2a) durchgeführt. Folgende Randbedingungen werden zugrunde gelegt:

- Wandauflast  $N_{Ed}$  (Angabe ohne  $\gamma_R = 1,3$ ): 38,5 kN/m (min) bis 155,9 kN/m (max)
- Mauerwerk aus HLz Typ K
- lichte Wandhöhe:  $h = 2,5$  m
- Breite Vormauerstein:  $t_v = 6,5$  cm
- E-Modul Vormauerstein:  $E_v = 8000$  N/mm<sup>2</sup>
- Deckenaufлагertiefe:  $a = 2/3 \times t$
- Deckenlast je Geschoss  $q_d$  (Angabe ohne  $\gamma_R = 1,3$ ):  $1,35 \times (25 \times 0,2 + 1,5) + 1,5 \times 2,7 = 12,83$  kN/m<sup>2</sup>
- lichte Deckenspannweite: 5,9 m
- Einspannung des wandabseitigen Deckenauflegers

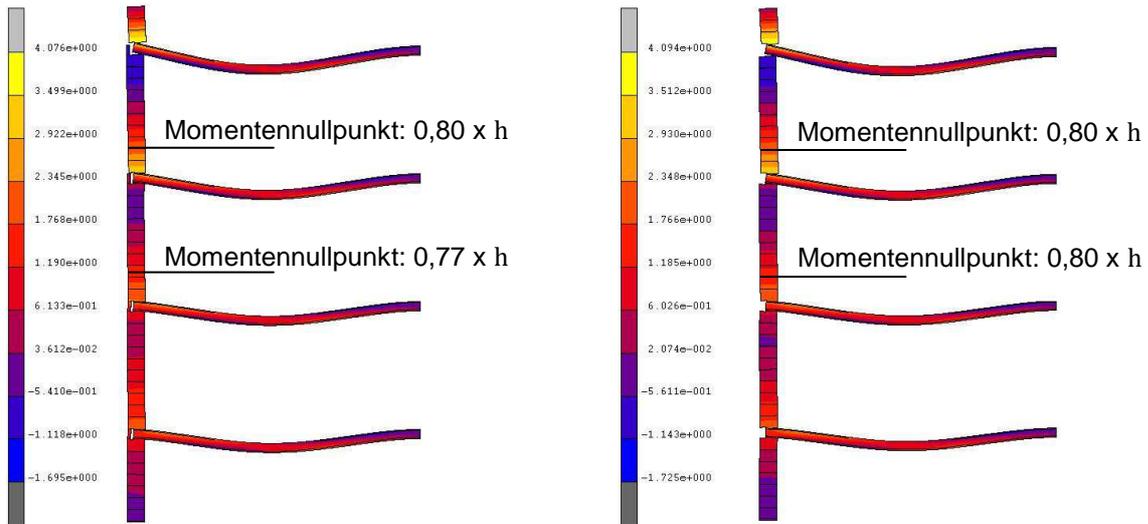


a) mehrgeschossiges Rahmenmodell

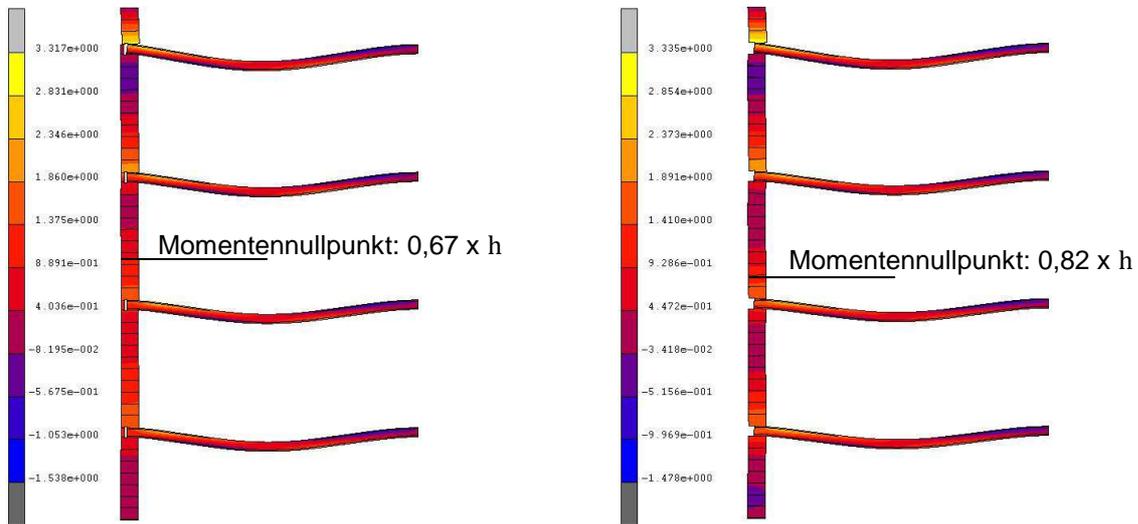
b) vereinfachtes Rahmenmodell

**Abbildung 5.2: FE-Modelle zur Abbildung des Trag- und Verformungsverhaltens von Außenwand-Decken-Systemen bei monolithischem Ziegelmauerwerk**

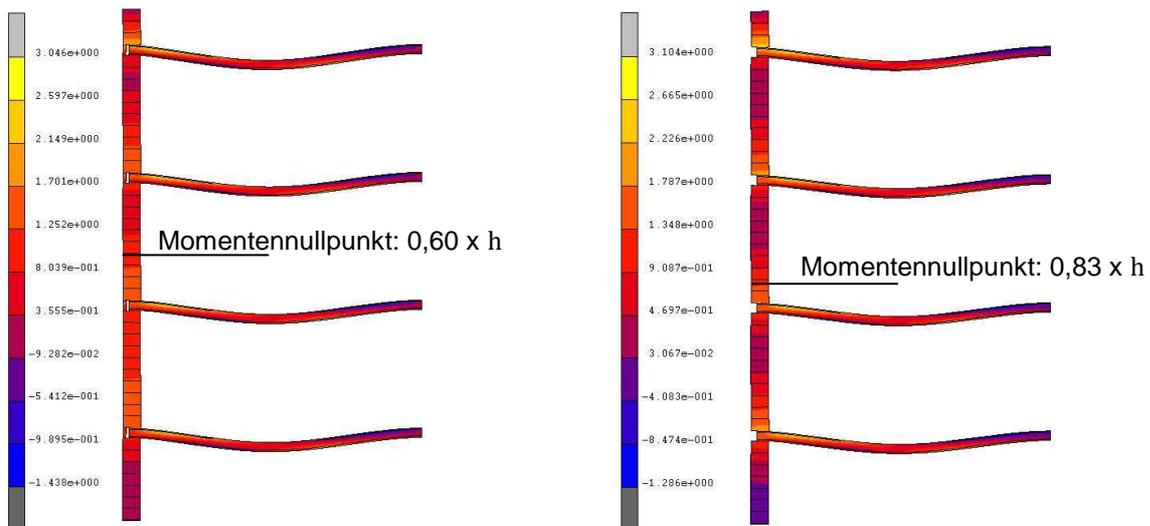
Die in Abbildung 5.3 (links) dargestellte Verlagerung des Momentennullpunktes Richtung Wandfuß mit abnehmender Geschosszahl verdeutlicht die lastabhängige Mitwirkung des Vormauersteins. Liegen ausreichend hohe Wandauflasten vor, tritt eine Aktivierung des Vormauersteins und damit sowohl am Wandkopf als auch am Wandfuß eine Verschiebung der Lastexzentrizität Richtung Wandaußenseite ein. Dies hat im Vergleich zu Fällen, in denen die Lastweiterleitung ausschließlich über den Deckenauflegerbereich erfolgt (geringe Auflasten bzw. Ausführungsvariante der teilaufgelagerten Decke ohne Vormauerstein) einen geringeren Abstand zwischen Momentennulldurchgang und Wandmitte zur Folge.



a) Wandauflast für das betrachtete Geschoss: 38,5 kN/m (oben) und 75,3 kN/m (unten)



b) Wandauflast für das betrachtete Geschoss: 115,9 kN/m



c) Wandauflast für das betrachtete Geschoss: 155,9 kN/m

**Abbildung 5.3:** Momentennullpunktlage bzgl. des Wandkopfes bei teilaufgelagerten Decken mit (links) / ohne (rechts) VM und Farbdarstellung der Horizontalverformung (Skala in mm)

Für das in Abbildung 5.2b gezeigte FE-System wird die **Festlegung des Momentennullpunktes** der an das betrachtete Geschoss angrenzenden Mauerwerkswände erforderlich. Auf Basis der in Abbildung 5.3 dargestellten Ergebnisse wird die Lage des unter zentrischer Vertikalbeanspruchung stehenden Wandquerschnitts in einer Entfernung von **70 % der lichten Wandhöhe bezogen auf den Wandkopf** angenommen. Eine weitere Abweichung zum genaueren Rechenmodell stellt die horizontale Festhaltung der beiden Wände dar, die jedoch aufgrund der geringen horizontalen Wandauslenkung ( $< 1,5$  mm) am Ort des Momentennulldurchgangs (s. Abbildung 5.3) gerechtfertigt erscheint. Um eine durchgängige Berechnung zu ermöglichen, wurden für beide Modelle Plastizierungen nach Erreichen der vertikalen Bruchdehnung zugelassen. Die Vergleichbarkeit der Systeme bleibt davon unbeeinträchtigt. Die in Tabelle 5.2 vorgenommene Gegenüberstellung der am vereinfachten und mehrgeschossigen FE-Modell berechneten Lastausmitten zeigt nur geringfügige Differenzen mit einem Maximalwert von 1,2 cm (bezogen auf die Wanddicke  $t: 0,033$ ) auf.

Das vorgestellte vereinfachte Rahmenmodell wird infolgedessen im Weiteren für die Untersuchung beider Ausführungsvarianten der teilaufgelagerten Decke (mit und ohne Vormauerstein) angewendet.

**Tabelle 5.2: Gegenüberstellung der am mehrgeschossigen und vereinfachten FE-Modell mit und ohne Vormauerstein berechneten Lastausmitten**

	Auflast in kN/m	Lastausmitte e in cm			
		Wandkopf	Wandfuß	Wandmitte	
mehrgeschossiges System	38,5	17,1	- 5,3	7,4	mit Vormauerstein
vereinfachtes System		17,1	- 5,3	7,4	
Abweichung $ \Delta e $ in cm		0,0	0,0	0,0	
mehrgeschossiges System	75,3	16,1	- 5,6	6,4	
vereinfachtes System		16,1	- 6,2	6,2	
Abweichung $ \Delta e $ in cm		0,0	0,6	0,2	
mehrgeschossiges System	115,9	12,8	- 7,4	3,7	
vereinfachtes System		12,4	- 7,9	3,3	
Abweichung $ \Delta e $ in cm		0,4	0,5	0,4	
mehrgeschossiges System	155,9	9,1	- 7,2	1,9	
vereinfachtes System		8,2	- 8,4	0,9	
Abweichung $ \Delta e $ in cm		0,9	<b>1,2</b>	1,0	
mehrgeschossiges System	38,5	17,1	- 5,3	7,4	ohne Vormauerstein
vereinfachtes System		17,1	- 5,3	7,4	
Abweichung $ \Delta e $ in cm		0,0	0,0	0,0	
mehrgeschossiges System	75,3	16,1	- 4,6	7,0	
vereinfachtes System		16,1	- 4,6	7,0	
Abweichung $ \Delta e $ in cm		0,0	0,0	0,0	
mehrgeschossiges System	115,9	14,4	- 3,7	6,5	
vereinfachtes System		14,5	- 3,8	6,4	
Abweichung $ \Delta e $ in cm		0,1	0,1	0,1	
mehrgeschossiges System	155,9	12,6	- 3,0	5,8	
vereinfachtes System		12,7	- 3,1	5,8	
Abweichung $ \Delta e $ in cm		0,1	0,1	0,0	

## 5.4 Einwirkungskombination

Ziel der durchgeführten Parameterstudie ist die Bestimmung von Tragwiderständen für verschiedene Material-Geometrie-Lastkombinationen. Die Untersuchung wird folglich im Grenzzustand der Tragfähigkeit geführt. Kombiniert werden hierbei maximale Deckenlasten mit unterschiedlichen Wandauflastniveaus. Der gleichzeitige Ansatz von Windsog und einer richtungsgleichen Ersatzhorizontallast zur Erfassung von Imperfektionen führt zur Erhöhung des Biegemomentes in Wandmitte und stellt somit hinsichtlich des Knickversagens der Mauerwerkswand die maßgebende Einwirkungskombination dar. Auf den Ansatz von Kombinationsbeiwerten wird auf der sicheren Seite liegend verzichtet.

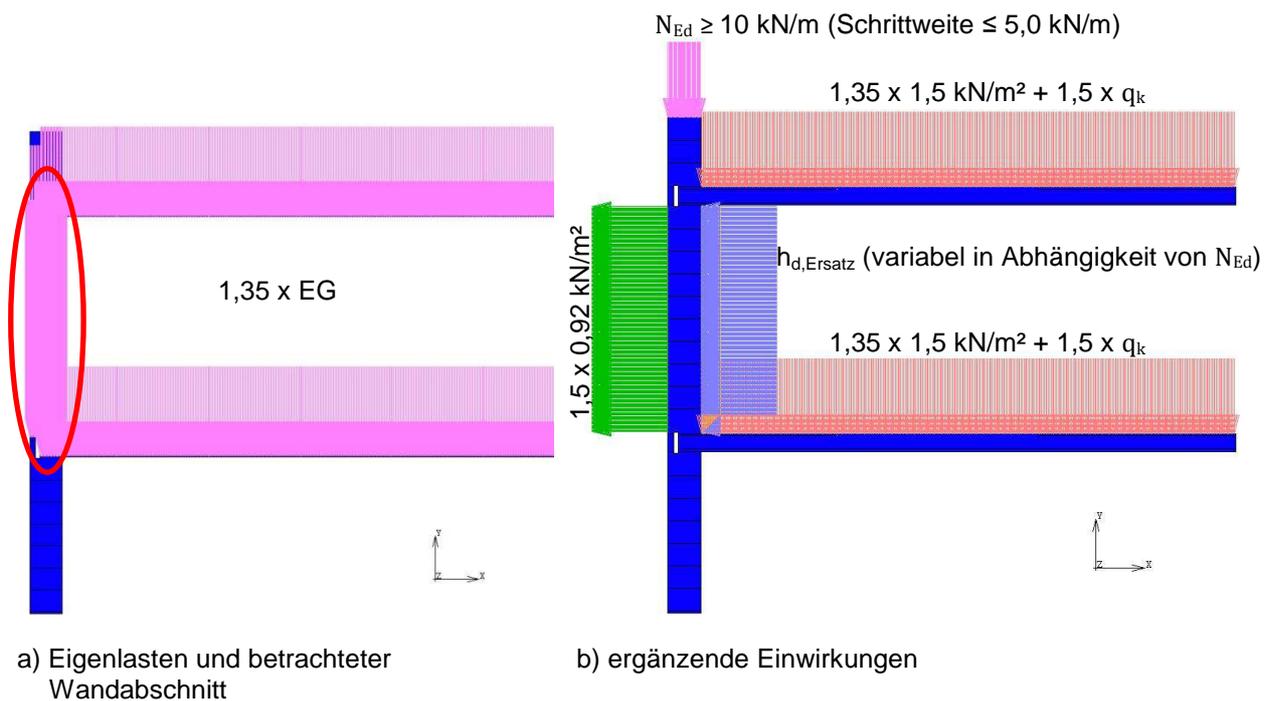


Abbildung 5.4: Der Parameterstudie zugrunde gelegte Einwirkungskombination (Angabe ohne  $\gamma_R = 1,3$ )

## 5.5 Parameter

Die Parameterstudie umfasst die Kombination der in Tabelle 5.3 aufgeführten Material-, Geometrie- und Lasteinflussgrößen.

**Tabelle 5.3: Parameterkombinationen**

<b>Materialparameter</b>	
Planhochlochziegel	Typ K; Typ I nach Tabelle 3.1
Betonfestigkeitsklasse	C20/25
Beton-Endkriechzahl (s. a. 4.1.1)	0,8 x 3,0 = 2,4
Beton-Endschwindmaß (s. a. 4.1.1) in ‰	- 0,66
Betonstahl	B500A
konstruktive Einspannbewehrung	R257A
Zugfestigkeit senkrecht zu den Lagerfugen in N/mm <sup>2</sup> (Ausnahme: Vormauersteinfuß mit $f_{w,Steg} = 0,52$ N/mm <sup>2</sup> )	0
<b>Geometrieparameter</b>	
Deckenstützweite in m (abhängig von der Lagerungsart des wandabseitigen Auflagers)	gelenkig: 4; 5; 6 eingespannt: 4; 5; 6; 7
lichte Wandhöhe h in m	2,5; Zusatzuntersuchungen: 3,5
Deckenaufлагertiefe a in m	2/3 x t
Vormauerstein	mit ( $t_v = 6,5$ cm); ohne
Ausgleichschichten und Trennlagen	nach Abbildung 3.10a (S. 68)
<b>Lastparameter (charakteristische Werte)</b>	
Deckenausbaulast in kN/m <sup>2</sup>	1,5
Deckennutzlast in kN/m <sup>2</sup>	2,7; 5,0
Wandauflast in kN/m	≥ 10 (Schrittweite ≤ 5,0)
Windsog in kN/m <sup>2</sup>	0,92
Wandimperfection	h / 450

Mit dem Ziel den numerischen Untersuchungen die maximal mögliche und damit hinsichtlich der Wandbeanspruchung ungünstigst wirkende Deckenverdrehung am WDK zugrunde zu legen, erfolgt die Festlegung der Deckendicken unter Ansatz des normativ zulässigen Minimalwertes gemäß [DIN EN 1992-1-1: 2011] mit [DIN EN 1992-1-1/NA: 2011]. Hierbei findet die Biegeschlankheitsformel (5.3) mit einer Gültigkeit für gering bis mäßig bewehrte Bauteile Anwendung. Theoretisch zulässige Deckendicken < 16 cm bleiben aufgrund der geringen Praxisrelevanz (Schallschutz) unberücksichtigt. Eine weitere Steigerung der rechnerischen Deckendurchbiegung wird innerhalb der numerischen Untersuchungen durch die Betrachtung des Zeitpunktes  $t \rightarrow \infty$  und folglich durch die Berücksichtigung der Langzeitverformungen des Betons (Kriechen und Schwinden) erzielt.

$$\frac{l}{d} = K \cdot \left[ 11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left( \frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{1,5} \right] \text{ wenn } \rho \leq \rho_0 \quad (5.3)$$

Dabei ist

$l/d$	der Grenzwert der Biegeschlankheit (Verhältnis Stützweite zu Nutzhöhe)
$K$	der Beiwert zur Berücksichtigung der verschiedenen statischen Systeme
$\rho_0$	der Referenzbewehrungsgrad mit $10^{-3} \cdot \sqrt{f_{ck}}$
$\rho$	der erforderliche Zugbewehrungsgrad in Feldmitte zur Aufnahme des Bemessungsmomentes

$$(l/d)_{\max} \leq \begin{cases} K \cdot 35 \\ K^2 \cdot 150/l \end{cases}$$

In die Bestimmung der maximal zulässigen Biegeschlankheit geht neben der Betondruckfestigkeit  $f_{ck}$  auch der erforderliche Zugbewehrungsgrad  $\rho$  ein, der zu einem Referenzbewehrungsgrad  $\rho_0 = 10^{-3} \cdot \sqrt{f_{ck}}$  in Beziehung gesetzt wird. Die Bewehrung der Deckenplatten wird auf Basis der Bemessungs- und Konstruktionsregeln nach [DIN EN 1992-1-1: 2011] mit [DIN EN 1992-1-1/NA: 2011] festgelegt. Da die zulässige Biegeschlankheit und der erforderliche Zugbewehrungsgrad im Feldbereich gemäß Gleichung (5.3) in Abhängigkeit zueinander stehen, wird die Bestimmung der beiden Eingangsgrößen für alle betrachteten Deckensystem-Deckenlastkombinationen iterativ durchgeführt. Eine teilweise Einspannung der Deckenplatte in die angrenzenden Mauerwerkswände bleibt bei der Plattenbemessung entsprechend der praxisüblichen Vorgehensweise unberücksichtigt. Nach Absatz 9.3.1.2 in [DIN EN 1992-1-1: 2011] ist in solchen Fällen eine obere Stützbewehrung anzuordnen, die mindestens 25 % des benachbarten maximalen Feldmomentes aufnehmen kann. Als konstruktive Einspannbewehrung wird in den eigenen Untersuchungen für alle Variationen die Betonstahlmatte R257A vorgesehen, die über die 0,25-fache Länge des Deckenfeldes (gemessen vom Auflagerand) entsprechend Absatz 9.2.1.2 in [DIN EN 1992-1-1/NA: 2011] verlegt wird. Damit ist der ungünstigste Fall hinsichtlich der Einspannstellensteifigkeit der Deckenplatte am WDK erfasst. Im Bereich des wandabseitigen Deckenauflegers wird die Stützbewehrung, falls erforderlich, auf Basis der normativen Bemessungsvorschriften ermittelt. Weiterführende Angaben enthält Anlage 9.3.

## 5.6 Auswertung

Ziel der durchgeführten Parameterstudie war für praxisrelevante Material-Geometrie-Lastkombinationen Tragwiderstände sowie zugehörige Versagensstellen (Wandkopf, Wandfuß, Wandmitte) von monolithischen Ziegelaußenwänden für die Ausführungsvariante der teilaufgelagerten Deckenplatte mit und ohne Vormauerstein zu ermitteln. Zu beachten ist, dass aufgrund des angewendeten Sicherheitskonzeptes (s. Kapitel 5.1) die numerisch bestimmten Bruchlasten durch den Systemwiderstand von  $\gamma_R = 1,3$  zu dividieren sind, um die tatsächlichen Bemessungswerte der Wandtragwiderstände zu erhalten. Dies wurde in der Ergebniszusammenstellung in Anlage 9.3 bereits umgesetzt. Hierin wird deutlich, dass jeder Parameterkombination ein eindeutiger Tragwiderstand zugewiesen werden kann, worauf in Kapitel 6 noch näher eingegangen wird. In Anlehnung an die aktuelle Mauerwerksnormung werden die vorliegenden vertikalen Bemessungswiderstände  $N_{Rd,FE}$  im Weiteren dem Bemessungswert der zentrischen Mauerwerksfestigkeit je Längeneinheit ( $t \times f_d$ ) gegenübergestellt und somit der gesuchte Traglastabminderungsfaktor  $\phi_{FE}$  nach Gleichung (5.4) errechnet. Die graphische Darstellung der Ergebnisse erfolgt in Tabelle 5.4 und Tabelle 5.5.

$$\phi_{FE} = \frac{N_{Rd,FE}}{t \cdot f_d} = \frac{N_{Rd,FE}}{t \cdot 0,85 \cdot f_{k,exp}/1,5} \quad (5.4)$$

Normativ gilt für Geschossdecken gemäß [DIN EN 1996-3: 2010] mit [DIN EN 1996-3/NA: 2012] für  $f_k \geq 1,8 \text{ N/mm}^2$ :

$$\phi_s = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,6 - \frac{l_f}{6} \leq 0,9 \cdot \frac{a}{t} \\ 0,85 \cdot \frac{a}{t} - 0,0011 \cdot \left(\frac{h_{ef}}{t}\right)^2 \end{array} \right. \quad (5.5)$$

Dabei ist

- $l_f$  die Stützweite der angrenzenden Geschossdecke
- $h_{ef}$  die Knicklänge =  $\rho_2 \cdot h$  mit  $\rho_2 = 1,0$  für  $t > 250 \text{ mm}$  bei 2-seitig gehaltenen Wänden

Die Finite-Elemente-Berechnungen zeigen, dass mit wenigen Ausnahmen das Bruchversagen der Ziegelwände durch die lokale Tragfähigkeit des Wandfußes dominiert wird. Diese Tatsache konnte bereits durch die experimentellen Untersuchungen am großformatigen Außenwand-Decken-System in Kapitel 3.6 und 4.3 belegt werden. Angaben zur Lage der Versagensstelle können für alle untersuchten Parameterkombinationen Anlage 9.3 entnommen werden. Liegen lediglich geringe Wandaufasten vor, hat dies insbesondere im Fall großer Plattenstützweiten ein deutliches Klaffen der Wand-Decken-Fugen zur Folge. Mit zunehmender Erhöhung der vertikalen Auflast kommt es hingegen zur Zunahme des Deckeneinspannmomentes und damit zu einer fortschreitenden Schließung der Fugenöffnungen bzw. zu einer Verkleinerung des Differenzdrehwinkels im Deckenauflegerbereich. Für die Ausführungsvariante der teilaufgelagerten Decke ohne Vormauerstein stehen damit größere Kontaktflächen für die Lastweiterleitung im Bereich der Deckenplatte zur Verfügung, wodurch ein erhöhter Tragwiderstand  $N_{Rd}$  erzielt werden kann. Im Fall der Ausführungsvariante mit Vormauerstein setzt zudem unter begrenzten Fugenklaffungen im Deckenauflegerbereich die Aktivierung des Abmauerziegels zum Lastabtrag ein. Hierdurch können erhebliche Traglaststeigerungen erzielt werden. Entscheidend für die Tragfähigkeit der untersuchten Ziegelwände ist damit der Deckeneinspanngrad, der bei Ausnutzung der lokalen Querschnittsfestigkeit erzielt werden kann bzw. die ggf. vorhandene Resttragfähigkeit der Wandenden nach Erreichen des maximal möglichen Deckeneinspannmomentes am WDK. Traglastmindernd wirken sich hierbei prozentual gesehen geringe Mauerwerksfestigkeiten sowie zunehmende Deckenstützweiten und Nutzlasten aus (s. Abbildung 5.5 bis 5.7).

Tabelle 5.4: Traglastabminderungsbeiwerte  $\phi_{FE}$  nach Gleichung (5.4); HLz Typ K

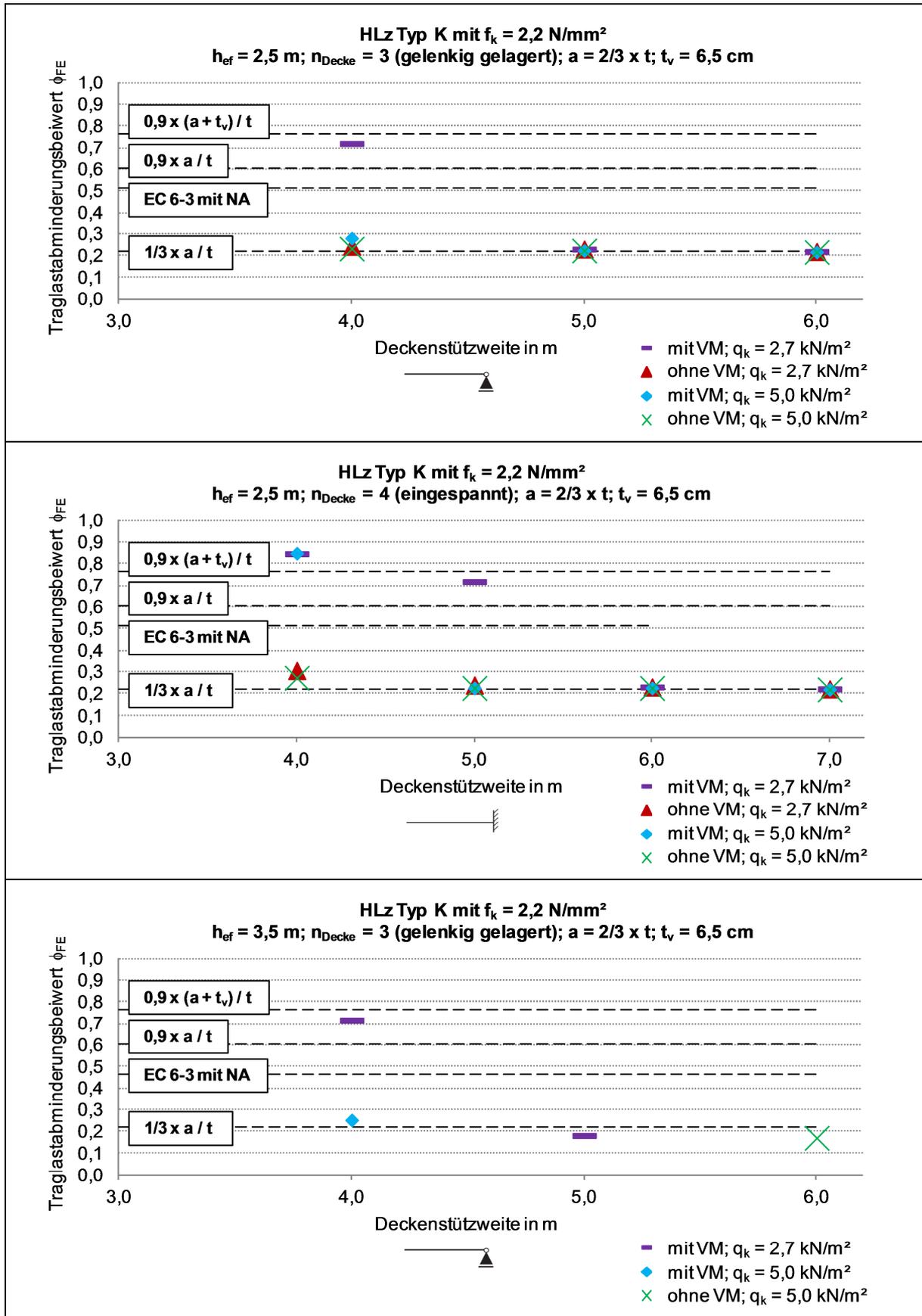
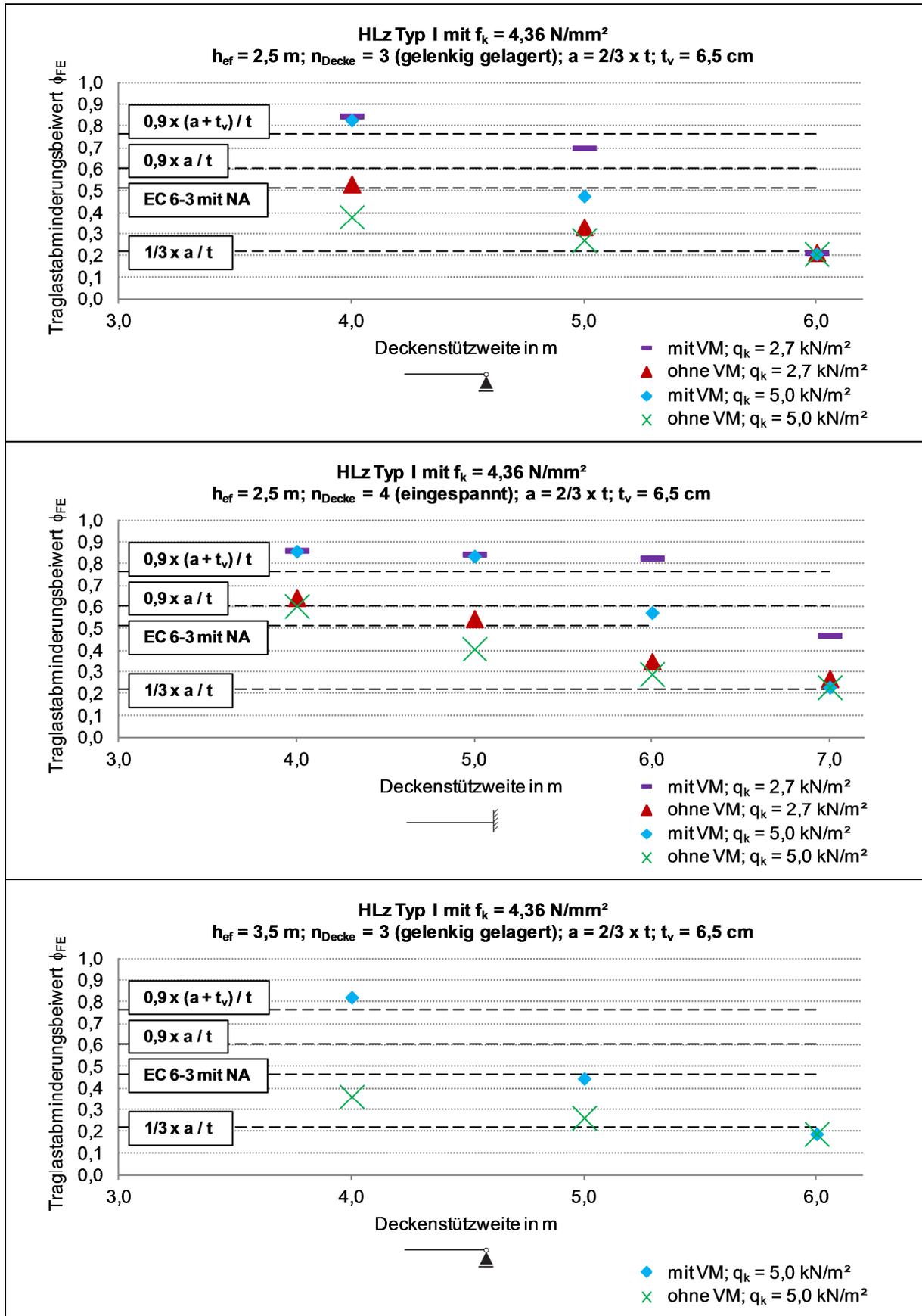
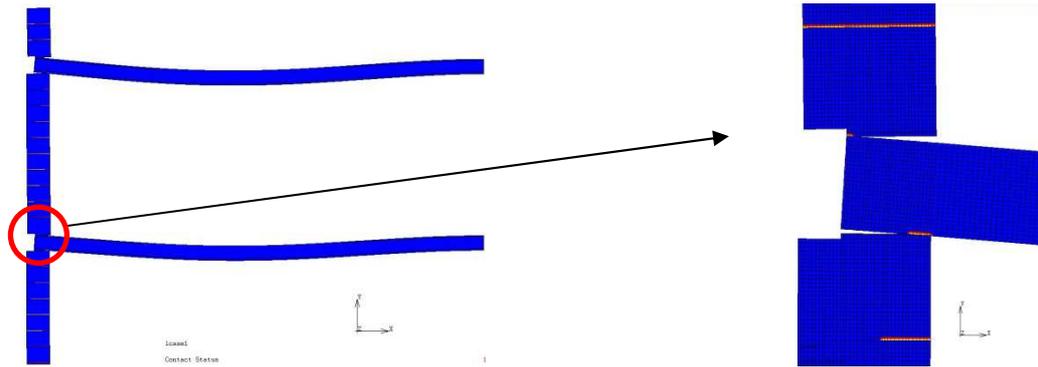
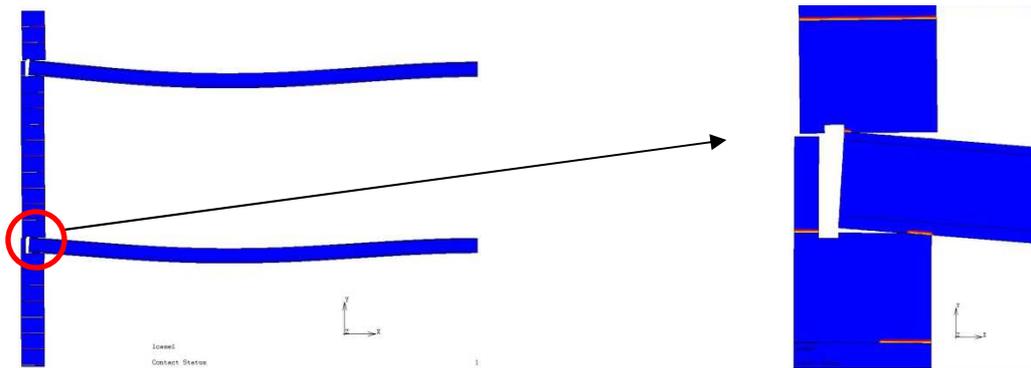


Tabelle 5.5: Traglastabminderungsbeiwerte  $\phi_{FE}$  nach Gleichung (5.4); HLz Typ I



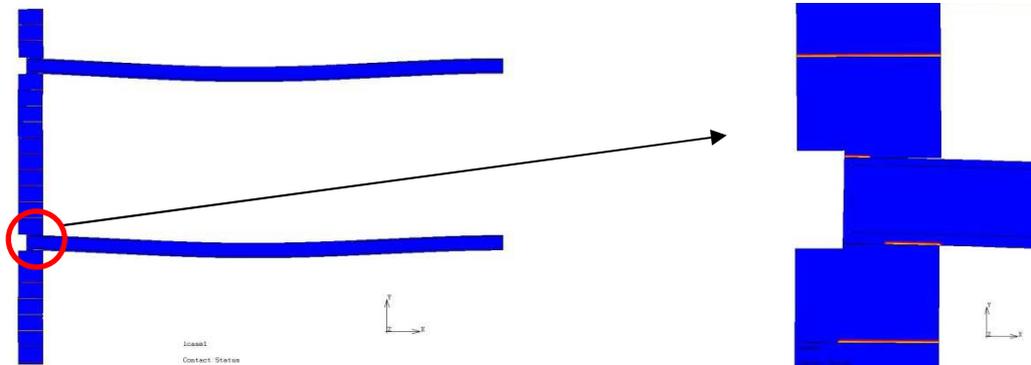


a) ohne Vormauerstein (Parameterkombination Nr. 20)

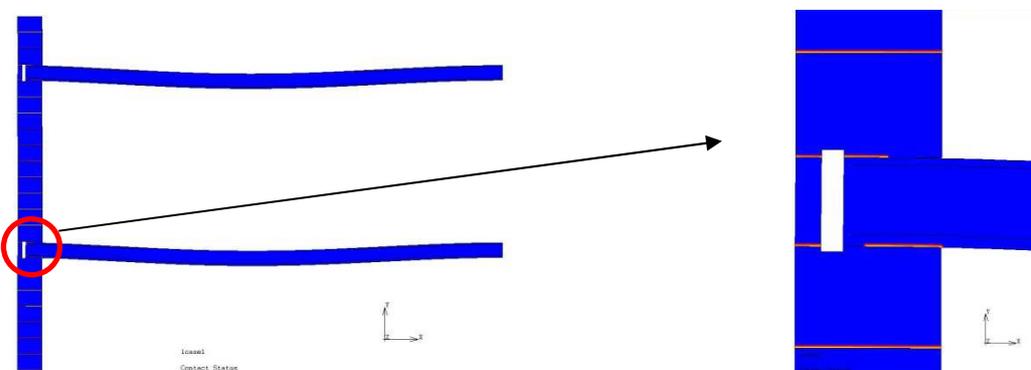


b) mit Vormauerstein (Parameterkombination Nr. 16)

**Abbildung 5.5: Kontaktschluss bei Erreichen des Tragwiderstandes  $N_{Rd}$ ; HLz Typ K;**  
 $l_f = 7,0 \text{ m}$ ;  $h = 2,5 \text{ m}$ ;  $n_{\text{Decke}} = 4$  (eingespannt);  $q_k = 2,7 \text{ kN/m}^2$

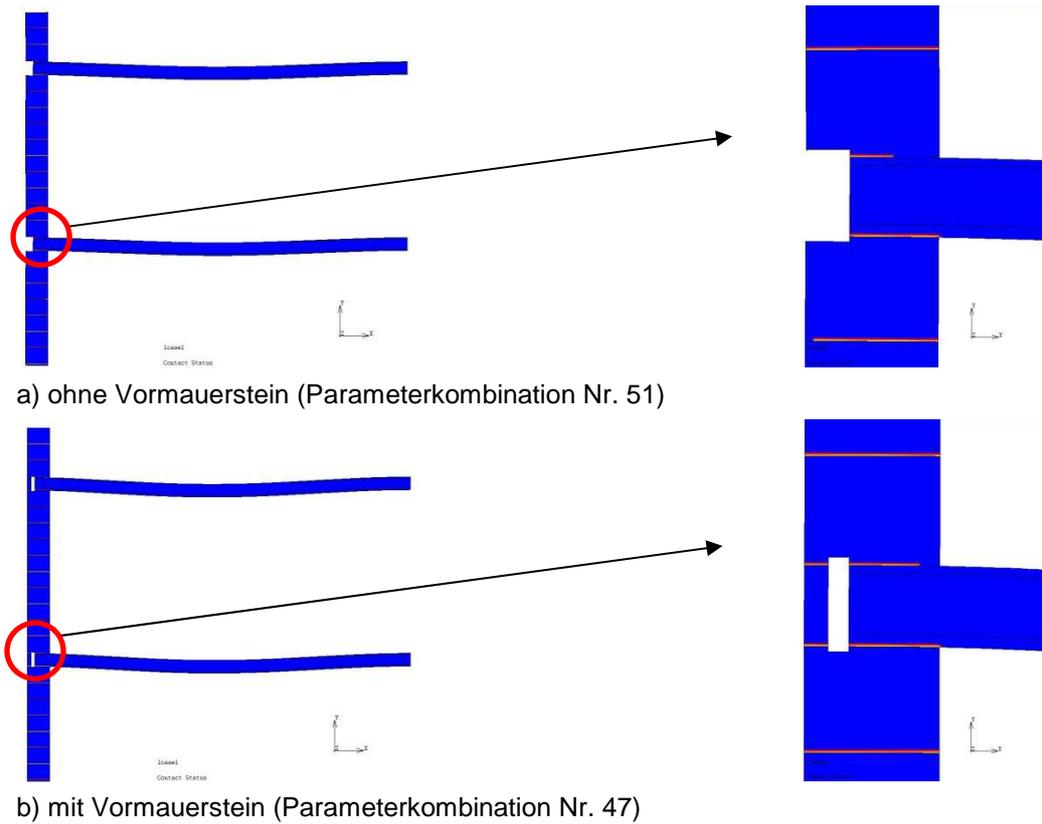


a) ohne Vormauerstein (Parameterkombination Nr. 52)

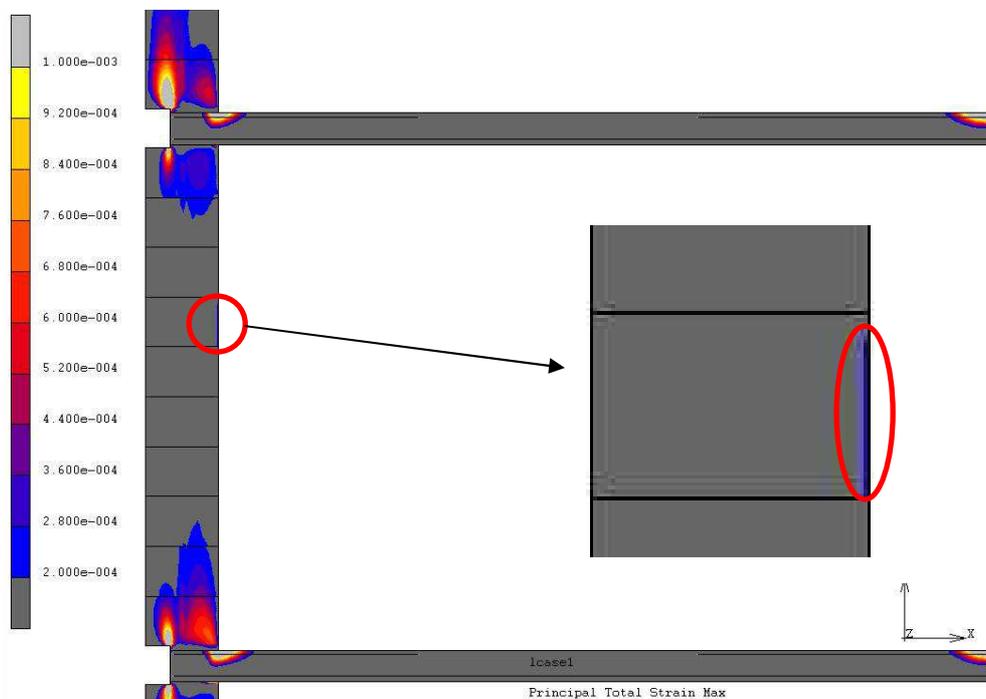


b) mit Vormauerstein (Parameterkombination Nr. 48)

**Abbildung 5.6: Kontaktschluss bei Erreichen des Tragwiderstandes  $N_{Rd}$ ; HLz Typ I;**  
 $l_f = 7,0 \text{ m}$ ;  $h = 2,5 \text{ m}$ ;  $n_{\text{Decke}} = 4$  (eingespannt);  $q_k = 2,7 \text{ kN/m}^2$



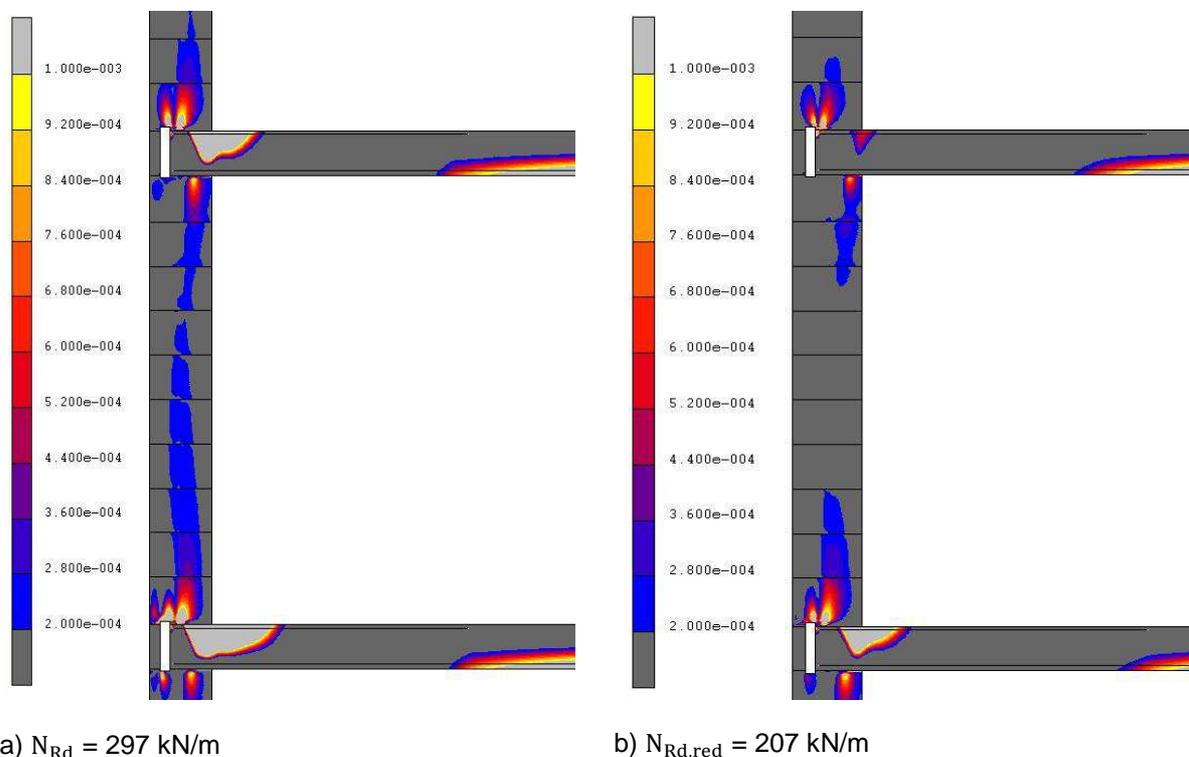
**Abbildung 5.7:** Kontaktschluss bei Erreichen des Tragwiderstandes  $N_{Rd}$ ; HLZ Typ I;  $l_f = 6,0 \text{ m}$ ;  $h = 2,5 \text{ m}$ ;  $n_{\text{Decke}} = 4$  (eingespannt);  $q_k = 2,7 \text{ kN/m}^2$



**Abbildung 5.8:** Rechnerische Überschreitung der zulässigen Hauptdehnung  $\max \epsilon_1$  im Außensteg; HLZ Typ I;  $l_f = 4,0 \text{ m}$ ;  $h = 2,5 \text{ m}$ ;  $n_{\text{Decke}} = 4$  (eingespannt);  $q_k = 2,7 \text{ kN/m}^2$ ; Parameterkombination Nr. 49

Ein abweichendes Versagensbild mit Überschreitung der Hauptbruchdehnung im Außenstegbereich der Wandmitte konnte trotz der Berücksichtigung von Spannungszuwächsen infolge Theorie II. Ordnung, Imperfektionen und Windlasten lediglich für Parameterkombination Nr. 49 festgestellt werden (s. Abbildung 5.8). Der dabei erreichte Tragwiderstand von  $N_{Rd} = 579 \text{ kN/m}$  entspricht bei dieser Last-Geometriekombination in etwa einer vertikalen Beanspruchung aus achtzehn Geschossen bzw. aus vierzehn Geschossen bei 1,3-fachen Lastkonzentrationen in Wandabschnitten neben Öffnungen und nimmt damit keinen praxisrelevanten Stellenwert ein. Damit kann ein Knickversagen in Wandmitte als bemessungsrelevantes Versagenskriterium für monolithische Ziegelaußenwände unter Ansatz von Deckenbemessungslasten ausgeschlossen werden.

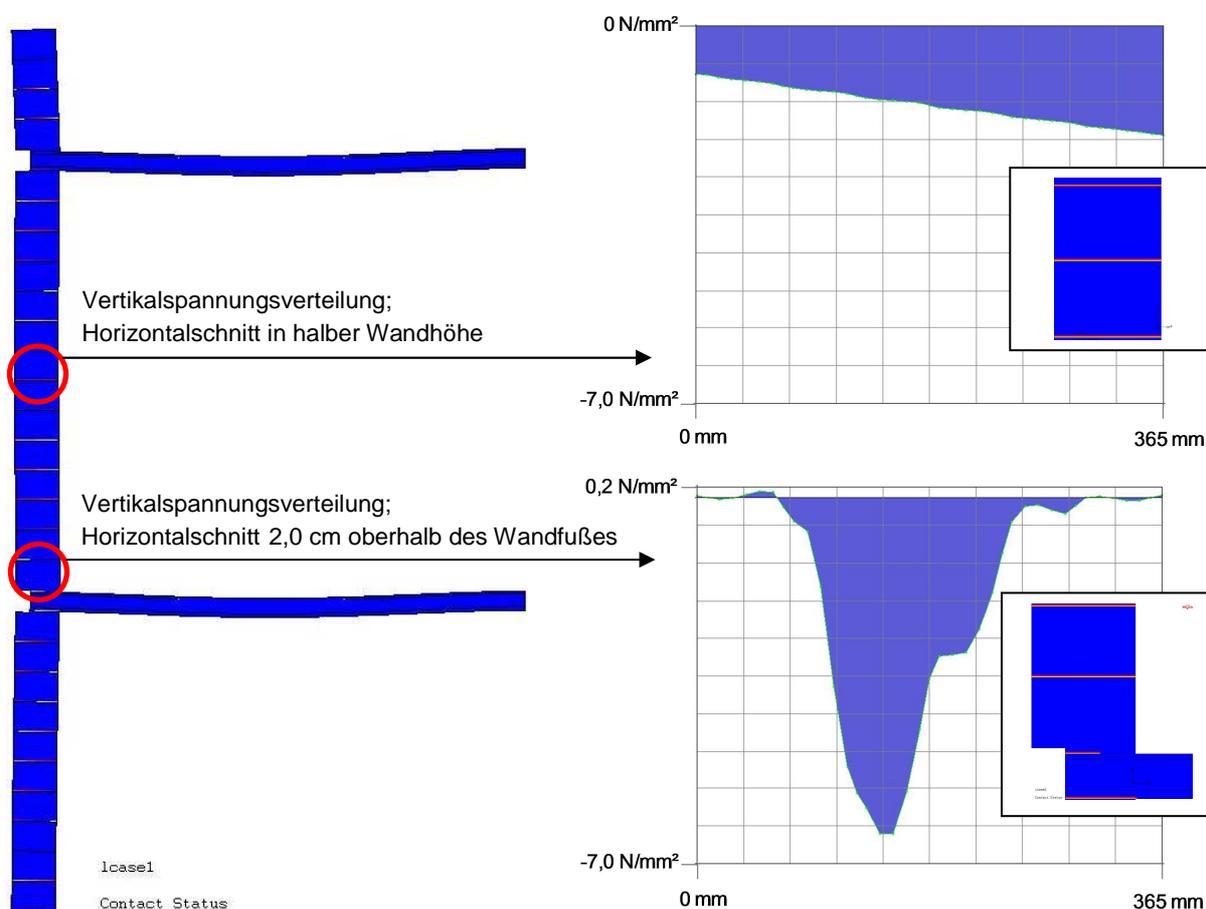
Großflächigere Hauptdehnungsüberschreitungen infolge mehraxialer Beanspruchungen traten im Kontinuitätsbereich der Wände ebenfalls lediglich bei einer Parameterkombination (Nr. 56) auf. In dieser Last-Geometrie-Materialvariante führte die einsetzende Mitwirkung des Vormauersteins am Wandfuß zwar gegenüber der Ausführungsform ohne Abmauerziegel (Parameterkombination Nr. 60) zu einer Zunahme der lokalen Tragfähigkeit, zugleich zeigte die numerische Berechnung aufgrund des ungünstigeren Druck-Schub-Spannungszustandes über die gesamte Wandhöhe des Regelbereichs Hauptdehnungsüberschreitungen auf (s. Abbildung 5.9a). Es ist davon auszugehen, dass in diesem Fall vor Eintritt des lokalen Verlustes des Querschnittszusammenhaltes die großflächigen Hauptdehnungsüberschreitungen und die damit stark eingeschränkte Möglichkeit zur Lastumlagerung zu einem Abscheren bzw. Aufspalten der gesamten Ziegelaußenwand führen. Zur Vermeidung dieses Bruchversagens wurde im Zuge der Traglastauswertung die beginnende Mitwirkung des Vormauersteins bei der betroffenen Parameterkombination Nr. 56 vernachlässigt und der Tragwiderstand der Ausführungsvariante ohne Abmauerziegel (Parameterkombination Nr. 60) angesetzt ( $N_{Rd} = 297 \text{ kN/m} \rightarrow N_{Rd,red} = 207 \text{ kN/m}$ ). Hierdurch werden die numerischen Hauptdehnungsüberschreitungen begrenzt und die Fähigkeit der Mauerwerkswand zur Lastumlagerung gewährleistet (s. Abbildung 5.9b).



**Abbildung 5.9:** Rechnerische Überschreitung der zulässigen Hauptdehnung  $\max \epsilon_1$ ; HLz Typ I;  
 $l_f = 7,0 \text{ m}$ ;  $h = 2,5 \text{ m}$ ;  $n_{Decke} = 4$  (eingespannt);  $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$ ;  
 Parameterkombination Nr. 56

Ergänzend wird anhand von Parameterkombination Nr. Z1 und Nr. Z2 mit einer Wandhöhe von  $h = 3,5$  m überprüft, inwieweit die getroffenen Aussagen zur Knicksicherheit der untersuchten monolithischen Ziegelaußenwände auch für die Kombination aus Windbeanspruchung und geringen Deckenlasten zutreffen. Weiterführende Angaben zur Material- und Geometriewahl können Anlage 9.3.1 entnommen werden. Die kleinen effektiven Deckenstützweiten und die Betrachtung der Ausführungsvariante ohne Vormauerstein stellen dabei einen geringen Biegemomentenabbau zwischen Wandkopf und -fuß sicher und führen damit zu einer erhöhten Biegebeanspruchung in Wandmitte. Folgende Deckenlasten werden untersucht:

- Nr. Z1 ( $1,0 \times G_k$ ):  $1,0 \times (25 \times 0,16 + 1,5) = 5,5 \text{ kN/m}^2$
- Nr. Z2 (quasi-ständige EWK):  $1,0 \times (25 \times 0,16 + 1,5) + 0,6 \times 5,0 = 8,5 \text{ kN/m}^2$

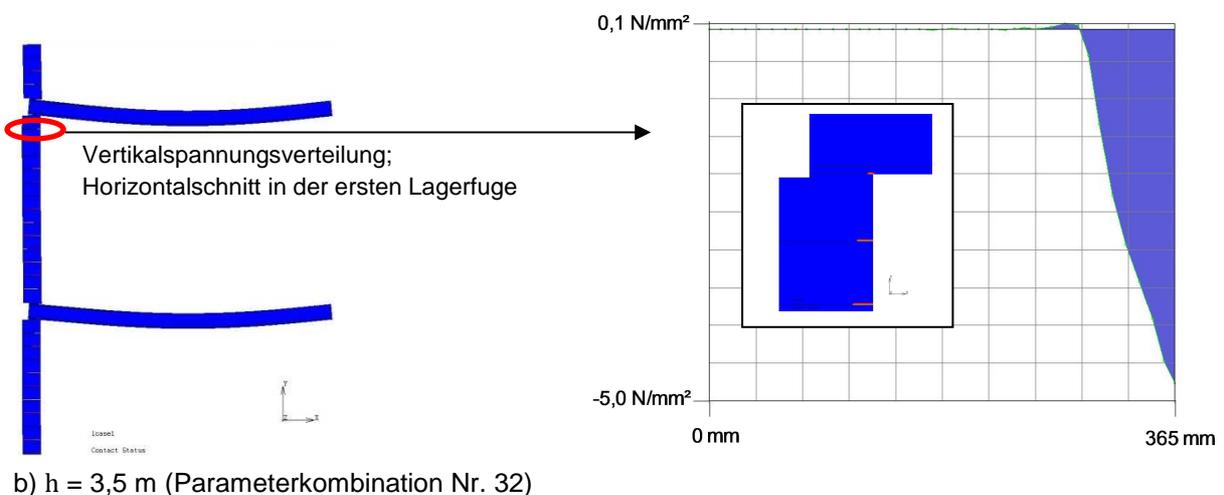
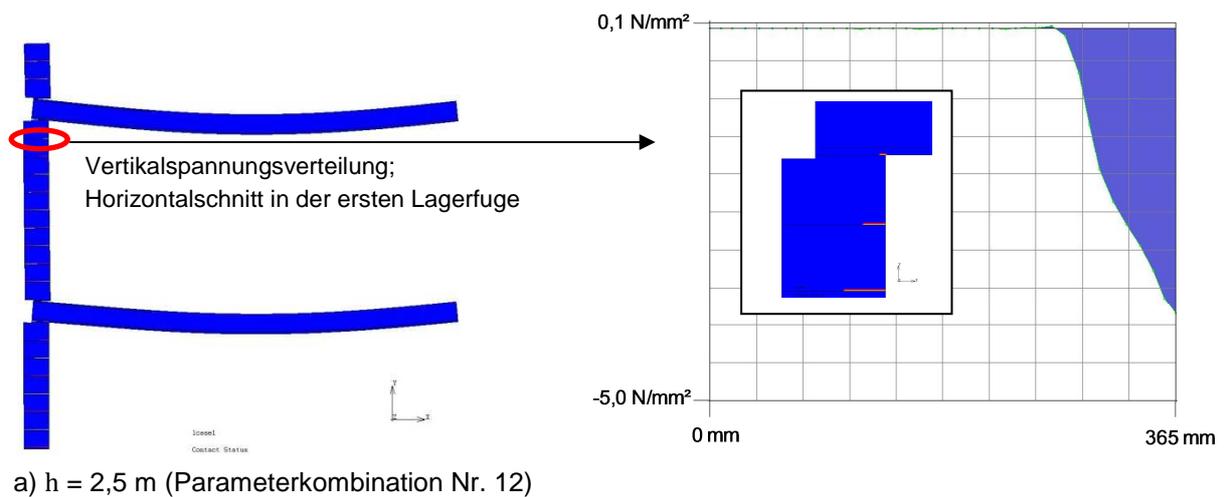


**Abbildung 5.10: Kontaktschluss und Knotenspannungen bei Erreichen des Tragwiderstandes  $N_{Rd}$ ; HLz Typ K;  $l_f = 4,0$  m;  $h = 3,5$  m;  $n_{\text{Decke}} = 4$  (eingespannt); quasi-ständige EWK; Parameterkombination Z2**

Auch im Fall der beiden geführten Zusatzuntersuchungen wird der Tragwiderstand der Mauerwerkswände durch die lokale Querschnittsfestigkeit des Mauerwerks am Wandfuß bestimmt. Spannungszuwächse infolge von Schlankheitseffekten, ungewollten Ausmitten und Windbeanspruchung können sowohl bei Ansatz der Bemessungsdeckenlasten als auch unter 1,0-fachen ständigen bzw. quasi-ständigen Einwirkungen durch den Abbau des Biegemomentes Richtung Wandfuß ohne Überschreitung der zulässigen Hauptdehnung im Wandregelbereich kompensiert werden (s. Abbildung 5.10). Die

Ergebnisse bestätigen den Ausschluss der Wandmitte als maßgebende Nachweisstelle von einschaligen Ziegelaußenwänden mit einer Wanddicke von  $t = 36,5$  cm für Bauwerke des üblichen Hochbaus.

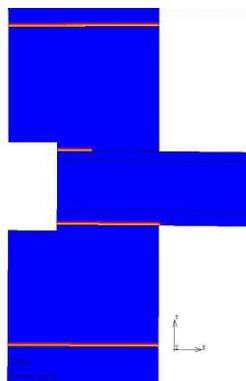
Abschließend wird der Einfluss der Wandhöhe auf das Tragvermögen von Ziegelaußenwänden anhand von zehn ergänzenden Parameterkombinationen (s. Anlage 9.3) mit  $h = 3,5$  m unter Ansatz von Bemessungsdeckenlasten untersucht. Der größte Tragfähigkeitsabfall gegenüber den zugehörigen Parameterkombinationen mit  $h = 2,5$  m ist dabei für Material-Geometriekombinationen zu verzeichnen, die für  $h = 2,5$  m zu einer geringen Schließung der Wand-Decken-Fugen bei Erreichen der lokalen Querschnittstragfähigkeit und folglich auch zu einer deutlichen Lastexzentrizität im oberen Wandbereich führen. Wird die Lastausmitte im Bereich des Wandkopfes für  $h = 3,5$  m infolge der erhöhten Biegebeanspruchung der Wand zudem verstärkt, tritt ein Wechsel der bemessungsrelevanten Nachweisstelle auf; maßgebend wird jetzt die Außenstegdruckfestigkeit im Fugenbereich zwischen der ersten und zweiten Ziegellage am Wandkopf. Der Tragfähigkeitsabfall gegenüber Wandhöhen von  $h = 2,5$  m bewegt sich hierbei zwischen 10 % und 21 %. Geringer fällt dagegen die Traglastminderung für die übrigen Parameterkombinationen aus. Durch die begrenzte Öffnung der Fugen im Wandkopfbereich bleibt der Wandfuß auch für  $h_{ef} = 3,5$  m als maßgebende Nachweisstelle erhalten. Die erhöhte Verkrümmung der Wand bewirkt lediglich eine mäßige Zunahme der lokalen Spannungen. Die Tragverluste liegen zwischen 1 % und 6 %.



**Abbildung 5.11:** Kontaktschluss und Knotenspannungen für eine Wandauflast von  $15$  kN/m (ohne  $\gamma_R$ ); HLz Typ K;  $l_f = 6,0$  m;  $n_{\text{Decke}} = 3$  (gelenkig);  $q_k = 5,0$  kN/m<sup>2</sup>

## 6 Bemessungsansatz

Die in Kapitel 5.6 vorgenommene Auswertung der Parameterstudie belegt den Ausschluss der Wandmitte als bemessungsrelevante Nachweisstelle für monolithische Ziegelaußenwände ( $t = 36,5 \text{ cm}$ ) in Gebäuden des üblichen Hochbaus. Des Weiteren zeigen die numerischen Untersuchungen, dass jeder Material-Geometrie-Lastkombination ein eindeutiger Tragwiderstand  $N_{Rd}$  zugeordnet werden kann. Unterhalb der ermittelten Traglast liegende Beanspruchungen konnten trotz der mit einer geringeren Wandauflast verbundenen Verkleinerung der Kontaktflächen im Knotenbereich abgetragen werden. Erhöhte Wandauflasten haben dagegen zu einer Überschreitung der lokalen Mauerwerksfestigkeit geführt, da die Zunahme der Vertikalbeanspruchung nicht mehr durch die Verkleinerung des Differenzdrehwinkels bzw. die Vergrößerung der lastabtragenden Querschnittsteilflächen im Knotenbereich ausgeglichen werden konnte. Die aktuelle Vorgehensweise nach [DIN EN 1996-1-1/NA: 2012] mit Hilfe eines vereinfachten Rahmenmodells den Maximalwert des Deckeneinspannmomentes auflastunabhängig zu bestimmen, steifigkeitsbezogen auf die angrenzenden Wände zu verteilen und anschließend von einem linearen Zusammenhang zwischen Lastausmitte und Normalkraft ( $e = M/N$ ) auszugehen, kann auf Grundlage der durchgeführten Untersuchungen nicht empfohlen werden. Die Vernachlässigung der exzentrischen bzw. teilflächigen Weiterleitung der Last aus den oberen Geschossen, die sich insbesondere am Wandfuß durch die geringe Verdrehung der Wand auch nach Erreichen des maximalen Deckeneinspannmomentes einstellt (s. Abbildung 6.1), kann zu einer nicht vernachlässigbaren Überschätzung der Tragfähigkeit führen. Demgegenüber steht der erhebliche, bisher aber rechnerisch nicht ansetzbare Traglastzuwachs, der durch die Mitwirkung des Vormauersteins am Lastabtrag erzielt werden kann. Des Weiteren findet auch die Abnahme des Deckeneinspannmomentes, die sich im Fall geringerer Wandauflasten einstellt, keine Berücksichtigung.



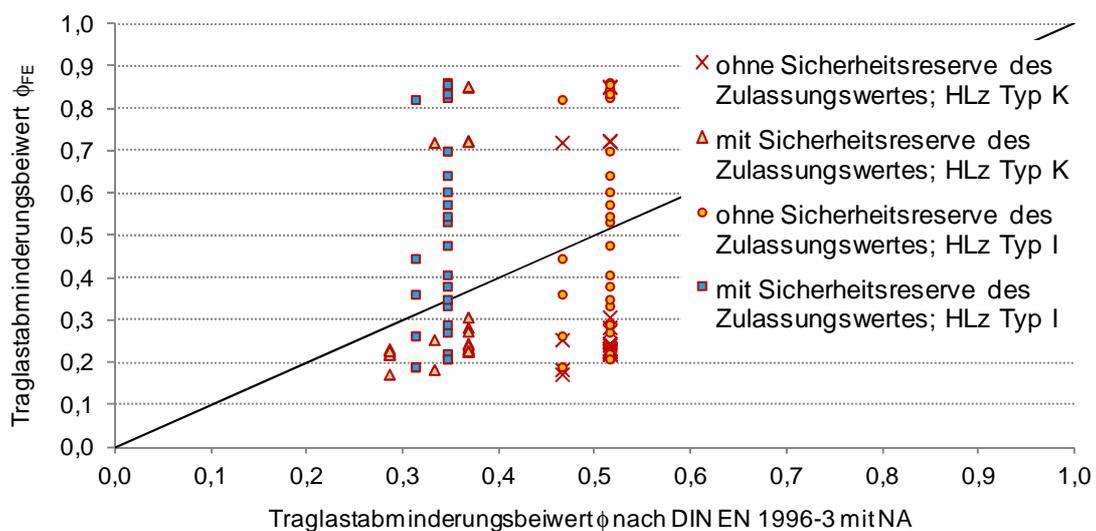
**Abbildung 6.1:** Kontaktanschluss bei Erreichen des Tragwiderstandes  $N_{Rd}$ ; HLz Typ K;  
 $l_f = 4,0 \text{ m}$ ;  $h = 2,5 \text{ m}$ ;  $n_{\text{Decke}} = 4$  (eingespannt);  $q_k = 2,7 \text{ kN/m}^2$ ;  
 Parameterkombination Nr. 17

Diese Problematik spiegelt sich auch im vereinfachten Nachweisverfahren [DIN EN 1996-3: 2010] wider. In Abbildung 6.2 wird durch den Vergleich der numerischen und normativen Abminderungsbeiwerte  $\phi$  deutlich, dass bei Anwendung des aktuellen Bemessungsansatzes die Vertikaltragfähigkeit der Ziegelwände sowohl unter- als auch überschätzt werden kann. Zugleich legt die Gegenüberstellung der nach [DIN EN 1052-1: 1998] experimentell bestimmten zentrischen Mauerwerksfestigkeit (s. a. Kapitel 3.4) und des entsprechenden Zulassungswertes in Tabelle 6.1 für beide Hochlochziegelarten erhebliche rechnerisch nutzbare Tragreserven offen. Anzumerken ist, dass infolge der geringen Schlankheit der Wandprüfkörper mit  $\lambda = 6,9$  auf der sicheren Seite liegend von einer rechnerischen Erhöhung der Mauerwerksfestigkeit für Wände mit Schlankheiten  $\leq 5$  abgesehen wird. Für den Ziegel-

typ K ist in der aktuellen Zulassung derzeit noch kein  $f_k$ -Wert definiert; die Herleitung erfolgt daher auf Basis von Gleichung (4.38). Des Weiteren wurden in die  $\phi$ -Gegenüberstellung ausschließlich Parameterkombinationen mit Deckenstützweiten von maximal 6 m entsprechend dem oberen Grenzwert des vereinfachten Verfahrens einbezogen (s. a. Abbildung 1.2). Die bereits im Zulassungswert enthaltenen Sicherheiten wurden ergänzend in die Bewertung des vereinfachten Nachweisverfahrens nach [DIN EN 1996-3: 2010] einbezogen und die Ergebnisse in Abbildung 6.2 dargestellt. Hierbei wurde im Fall des Hochlochziegels Typ K zudem der Wechsel der für die Traglastminderung  $\phi_1$  am Wandkopf bzw. -fuß anzuwendenden Bestimmungsgleichung berücksichtigt (s. Gleichung (1.5) für  $f_k < 1,8 \text{ N/mm}^2$ ). Die normativen Traglastüberschätzungen konnten durch Anwendung der Zulassungsfestigkeitswerte zwar beträchtlich reduziert jedoch nicht für alle Last-Geometrie-Materialkombinationen vollständig behoben werden.

**Tabelle 6.1: Gegenüberstellung der experimentell bestimmten zentrischen Mauerwerksfestigkeit nach [DIN EN 1052-1: 1998] und dem Zulassungswert mit Berücksichtigung der geprüften Steindruckfestigkeit**

	Mauerstein	
	Typ K	Typ I
<b>Steindruckfestigkeit <math>f_{st}</math> in <math>\text{N/mm}^2</math> (Mittelwert)</b>		
experimentell [DIN EN 772-1: 2011]	5,0	10,7
Zulassung	5,0	7,5
<b>Mauerwerksfestigkeit <math>f_k</math> in <math>\text{N/mm}^2</math> (charakteristischer Wert)</b>		
experimentell [DIN EN 1052-1: 1998] $f_{k,prüf} = \min(f/1,2; f_{i,min})$	= $\min(2,7/1,2; 2,2) = 2,2$	= $\min(5,23/1,2; 5,0) = 4,36$
angepasste Druckfestigkeit Anhang A [DIN EN 1052-1: 1998] $f_k = f_{k,prüf} \times (f_{st,Zul}/f_{st,prüf})^{0,65}$	= $2,2 \times (5,0/5,0)^{0,65} = \mathbf{2,20}$	= $4,36 \times (7,5/10,7)^{0,65} = \mathbf{3,46}$
Zulassung	= $\sigma_0 \times 3,14 = 0,5 \times 3,14 = \mathbf{1,57}$	<b>2,3</b>
$f_{k,Zul}/f_k$	<b>0,71</b>	<b>0,67</b>



**Abbildung 6.2: Abminderungsbeiwert  $\phi$ ; Gegenüberstellung von FE-Berechnung und EC 6-3 mit NA**

Da von Seiten der ziegelherstellenden Industrie derzeit der künftig praxisrelevante Einsatzbereich der teilaufgelagerten Decke auf Ziegelwände mit einer Dicke von  $t \geq 36,5$  cm und eine Deckenauflagertiefe von  $a = 2/3 \times t$  eingegrenzt wird, deckt die durchgeführte Parameterstudie im Wesentlichen alle maßgebenden Material-Geometrie-Lastkombinationen für Wände mit  $t = 36,5$  cm in Gebäuden des üblichen Hochbaus ab. Die auf Bemessungsniveau ermittelten Tragwiderstände  $N_{Rd}$  ermöglichen die Formulierung eines Bemessungsansatzes, der zum einen die in der aktuellen Normengeneration vorhandenen Bemessungsunsicherheiten vermeidet und gleichzeitig bisher nicht berücksichtigte Tragreserven für die Ausführungsvariante der teilaufgelagerten Decke mit Vormauerstein freisetzt.

Die nachfolgende Formulierung wird für den Nachweis von überwiegend vertikal beanspruchten monolithischen Ziegelaußenwänden bei Teilauflagerung der Deckenplatte mit und ohne Vormauerstein im Grenzzustand der Tragfähigkeit vorgeschlagen. **Zugrunde liegen die in Tabelle 5.3 aufgeführten Randbedingungen.** Der Gültigkeitsbereich des Bemessungsansatzes umfasst bei gelenkiger Ausführung des wandabseitigen Plattenauflegers Deckenstützweiten von bis zu 6,0 m bzw. bei Einspannung des wandabseitigen Auflagers Deckenstützweiten von bis zu 7,0 m und stellt folglich eine Erweiterung gegenüber [DIN EN 1996-3: 2010] mit pauschaler Begrenzung der maximalen Deckenstützweite auf 6,0 m dar.

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist nachzuweisen, dass:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad (6.1)$$

Dabei ist

$N_{Ed}$  der Bemessungswert der vertikalen Belastung der Wand  
 $N_{Rd}$  der Bemessungswert des vertikalen Tragwiderstandes der Wand nach (6.2)

Der Bemessungswert des vertikalen Tragwiderstandes  $N_{Rd}$  einer einschaligen Wand darf je Längeneinheit ermittelt werden aus:

$$N_{Rd} = \phi \cdot f_d \cdot t \quad (6.2)$$

Dabei ist

$\phi$  der Abminderungsbeiwert nach Gleichung (6.3)  
 $t$  die Wanddicke  
 $f_d$  der Bemessungswert der zentrischen Druckfestigkeit des Mauerwerks

$$\phi = \frac{a}{t} \cdot \left[ \frac{1}{3} \cdot \left( \frac{2,5}{h} \right)^{0,7} + \left( 0,25 + 15 \cdot \frac{t_v}{a} \right) \cdot \left( \frac{8 \cdot a^2 \cdot f_d \cdot (n-1)}{9 \cdot q_d \cdot l_f^2} - 0,5 \right) \right] \begin{matrix} \geq \frac{1}{3} \cdot \frac{a}{t} \cdot \left( \frac{2,5}{h} \right)^{0,7} \\ \leq 0,9 \cdot \frac{a + t_v}{t} \end{matrix} \quad (6.3)$$

Dabei ist

$t$  die Wanddicke **in m**  
 $f_d$  der Bemessungswert der zentrischen Druckfestigkeit des Mauerwerks **in N/mm<sup>2</sup>**  
 $a$  die Deckenauflagertiefe **in m**  
 $h$  die lichte Wandhöhe **in m**  
 $t_v$  die Dicke des Vormauersteins **in m**  
 $q_d$  die gleichmäßig verteilte Bemessungslast der angrenzenden Decke **in kN/m<sup>2</sup> x 10<sup>-3</sup>** bei Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte nach EN 1990 für ungünstige Einwirkung  
 $l_f$  die Stützweite der angrenzenden Decke **in m**  
 $n$  der Steifigkeitsfaktor der angrenzenden Decke mit  $n = 4$  bei Einspannung des wandabseitigen Deckenauflegers und  $n = 3$  in den anderen Fällen

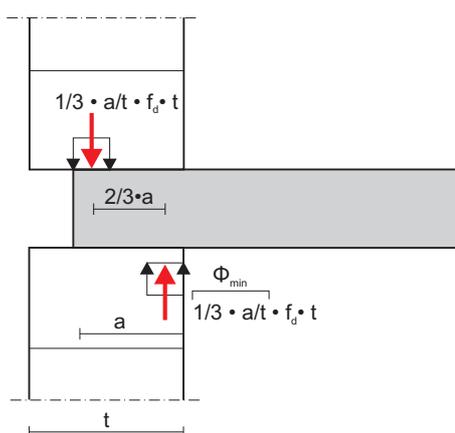
Die einzelnen Formelbestandteile von Gleichung (6.3) werden nachfolgend näher erläutert.

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

Die gekennzeichneten Formelabschnitte beschreiben den betragsmäßig kleinsten Abminderungsbeiwert  $\phi_{\min}$  unter Berücksichtigung aller untersuchten Parameterkombinationen. Hierin findet die Wandhöhe Eingang, da die numerischen Untersuchungen belegen, dass eine Erhöhung der Mauerwerksschlankheit mit Annäherung an  $\phi_{\min}$  die größten prozentualen Tragverluste nach sich zieht.

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

Dieser Verhältniswert (s. a. Gleichung (6.4)) wird eingeführt, um indirekt den Vergrößerungsgrad der lastabtragenden Stegfläche im Knotenbereich, der mit Steigerung der Wandauflast durch die Verkleinerung des Differenzdrehwinkels zwischen Wand und Decke erzielt werden kann, zu erfassen. Ins Verhältnis gesetzt wird dabei das unter Ansatz des Spannungsblocks angenäherte minimale Deckeneinspannmoment (s. Abbildung 6.3), das von allen Parameterkombinationen mit Wandhöhen von  $h = 2,5$  m aufgenommen werden konnte und das theoretische Volleinspannmoment der angrenzenden Deckenplatte. Abbildung 6.4 zeigt, dass mit Zunahme dieses Momentenverhältnisses höhere Tragwiderstände erzielt werden. Eine Zunahme des Abminderungsbeiwertes setzt folglich mit Steigerung der Mauerwerksfestigkeit und abnehmenden effektiven Deckenspannweiten sowie Deckenlasten ein.

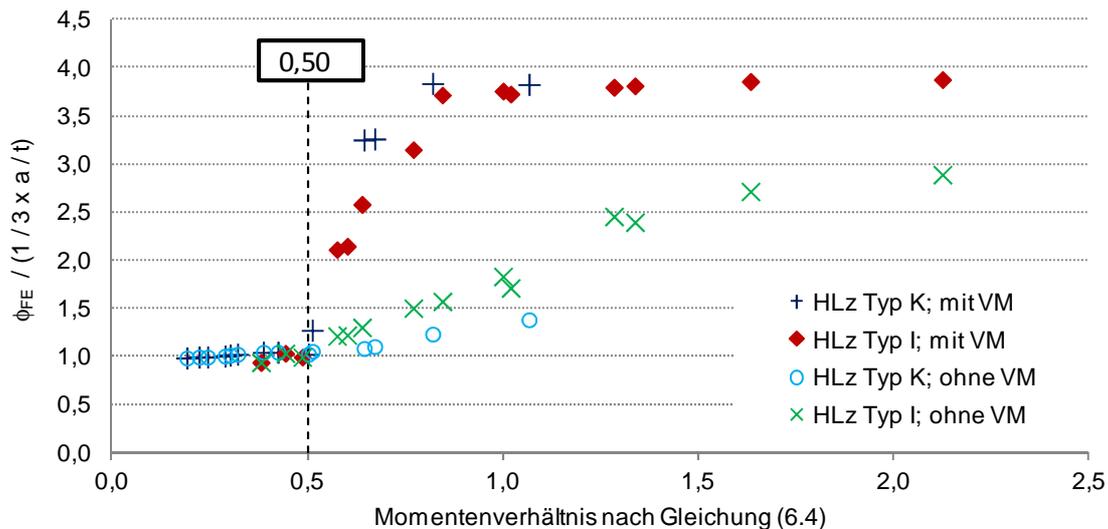


$$\frac{\frac{1}{3} \cdot \frac{a}{t} \cdot f_d \cdot t \cdot \frac{2}{3} \cdot a}{\frac{q_d \cdot l_f^2}{4 \cdot (n-1)}} = \frac{8 \cdot a^2 \cdot f_d \cdot (n-1)}{9 \cdot q_d \cdot l_f^2} \quad (6.4)$$

**Abbildung 6.3: Minimal aufnehmbares Deckeneinspannmoment je Längeneinheit für Wandhöhen von  $h = 2,5$  m mit dem Spannungsblock-Modell**

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

Der markierte Wert stellt das erforderliche Momentenverhältnis nach Gleichung (6.4) dar, das für den Ansatz eines erhöhten Abminderungsbeiwertes von  $\phi > \phi_{\min}$  erforderlich ist. Diese Eingangsgröße wurde auf Basis der numerischen Ergebnisse in Abbildung 6.4 bestimmt.



**Abbildung 6.4:** Prozentualer Traglastgewinn gegenüber  $\phi_{\min}$  bei Zunahme des Momentenverhältnisses nach Gleichung (6.4) für Wandhöhen von  $h = 2,5$  m

Die Herleitung nachfolgender Formelbestandteile wurde auf Grundlage der numerischen Untersuchungsergebnisse zu Mauerstein Typ K vorgenommen. Gegenübergestellt mit Hochlochziegeln höherer Festigkeit und mit einer gleichmäßigeren Verteilung der Stegfläche innerhalb des Querschnitts (HLz Typ I) geht damit für die Ausführungsvariante der teilaufgelagerten Decke ohne Vormauerstein der ungünstigere Betrachtungsfall in die Bemessungsgleichung ein.

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

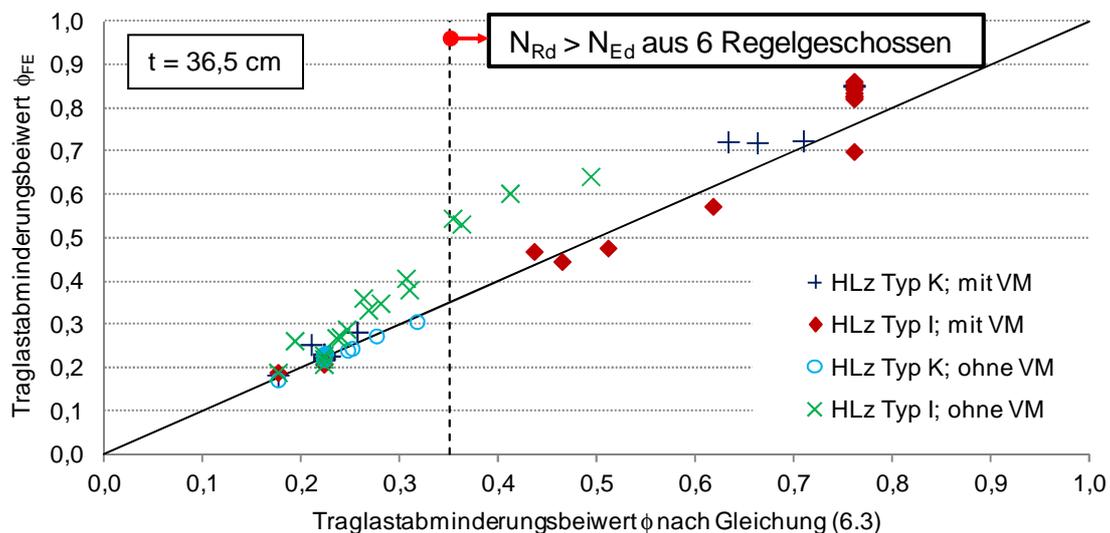
Die markierten Gleichungsbestandteile geben den Traglastgewinn gegenüber  $\phi_{\min}$  unter Einbeziehung des Momentenverhältnisses nach Gleichung (6.4) für die Ausführungsvariante der teilaufgelagerten Decke ohne Vormauerstein wieder.

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

Mit diesem Formelteil wird der zusätzliche Traglastgewinn bei Vorhandensein eines Abmauersteins unter Einbeziehung des Momentenverhältnisses nach Gleichung (6.4) erfasst.

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

Dieser Teil der Bemessungsgleichung definiert den oberen Grenzwert für den Traglastabminderungsbeiwert  $\phi$ .



**Abbildung 6.5:** Traglastabminderungsbeiwert  $\phi$ ; Gegenüberstellung von FE-Berechnung und Gleichung (6.3) für  $t = 36,5 \text{ cm}$  und  $a = 2/3 \times t$

Die vorgestellte Näherungslösung wurde somit im Wesentlichen auf Grundlage des Großkammersteins HLz Typ K erarbeitet. Durch die Anwendung von Gleichung (6.3) auf Mauerwerkswände aus Hochlochziegeln des Typs I mit höherer Festigkeit und einem filigraneren Lochbild kann die Eignung des vorgestellten Bemessungsansatzes zur Führung des Tragfähigkeitsnachweises von monolithischen Ziegelaußenwänden bei Teilauflagerung der Decke mit und ohne Vormauerstein bestätigt werden (s. Abbildung 6.5). Wie Vergleichsrechnungen gezeigt haben, sind die Sicherheitsreserven, die hierbei für HLz Typ I ohne Vormauerstein entstehen, zum einen der erhöhten Steifigkeit und zum anderen dem gleichmäßigeren Lochbild geschuldet. Für eine klare Trennung der beiden Einflussfaktoren ist weiterer Forschungsbedarf gegeben. Gleichzeitig ist aber darauf hinzuweisen, dass die Variante Typ I mit einer charakteristischen Mauerwerksfestigkeit von  $f_{k,prüf} \approx 4,4 \text{ N/mm}^2$  bei gleichzeitig günstigerem Lochbild den oberen Grenzwert darstellt und folglich im Regelfall von geringeren Tragreserven ausgegangen werden kann. Wird darüber hinaus eine gleiche Bauart und Nutzung in allen Geschossen unterstellt, ergibt sich nach Gleichung (6.3) für Parameterkombinationen, mit denen ein rechneri-

scher Abminderungsbeiwert von  $\phi \geq 0,35$  erreicht wird, bereits ein Vertikaltragwiderstand  $N_{Rd}$ , der einer Normalkraftbeanspruchung  $N_{Ed}$  aus mehr als sechs Regelgeschossen bzw. aus mindestens fünf Regelgeschossen in Wandabschnitten neben Öffnungen mit 1,3-fachen Lastkonzentrationen entspricht. Auf die Möglichkeit zum Ansatz reduzierter Nutzlasten gemäß Absatz 6.3.1.2 in [DIN EN 1991-1-1: 2010] mit [DIN EN 1991-1-1/NA: 2010] bei mehr als zwei Stockwerken oberhalb der zu bemessenden Wand mit der gleichen Nutzungskategorie sei hingewiesen. Somit kann davon ausgegangen werden, dass sich der rechnerisch unterschätzte Vertikaltragwiderstand von Mauerwerk aus Hochlochziegeln des Typs I ohne Vormauerstein für den Großteil der praxisrelevanten Anwendungsfälle nicht entscheidend auf das Resultat des Tragfähigkeitsnachweises auswirkt.

Gegenübergestellt mit [DIN EN 1996-3: 2010] und [DIN EN 1996-3/NA: 2012] liegt damit eine Bemessungsgleichung vor, die durch eine Erweiterung der Eingangsgrößen (statisches Deckensystem, Deckenlast und Vormauersteineinfluss) aktuell vorliegende Bemessungsunsicherheiten vermeidet und gleichzeitig die Ausnutzung von Tragreserven durch die Einbeziehung des Vormauersteins gewährleistet.

## 7 Ausblick

Mit dem Ziel erste Aussagen über die Anwendbarkeit des in Kapitel 6 vorgestellten Bemessungsansatzes auf monolithische Ziegelaußenwände mit erhöhten Dicken von  $t = 42,5$  cm treffen zu können, wurden ergänzende Finite-Elemente-Berechnungen für Mauerwerk aus Großkammersteinen des Typs K bei Teilauflagerung der Decke über  $2/3 \times t$  durchgeführt. Für die Modellierung wurde das entsprechende Lochbild der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung entnommen und das Material- und Verbundverhalten des im Rahmen dieses Forschungsvorhabens untersuchten Mauerziegels Typ K mit einer Steinbreite von  $b = 365$  mm zugrunde gelegt. Die Übertragbarkeit der Ziegel- und Mauerwerkeigenschaften war aufgrund der in der vorliegenden Arbeit gewählten stegflächenbezogenen Auswertungs- und Modellierungsweise (s. Kapitel 4.2 und Abbildung 7.1) möglich. Darüber hinaus weist der betrachtete Großkammerziegel für beide Steinbreiten eine annähernd identische Ausbildung der Querstege bei gleichzeitig identischer Querstegdickensumme auf. Angaben zu den untersuchten Parameterkombinationen enthält Anlage 9.4.

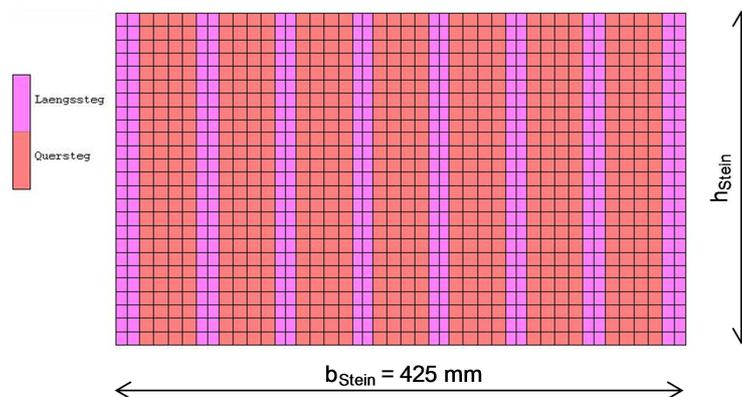


Abbildung 7.1: Differenzierte Geometriebereiche für HLz Typ K mit einer Steinbreite von  $b = 425$  mm

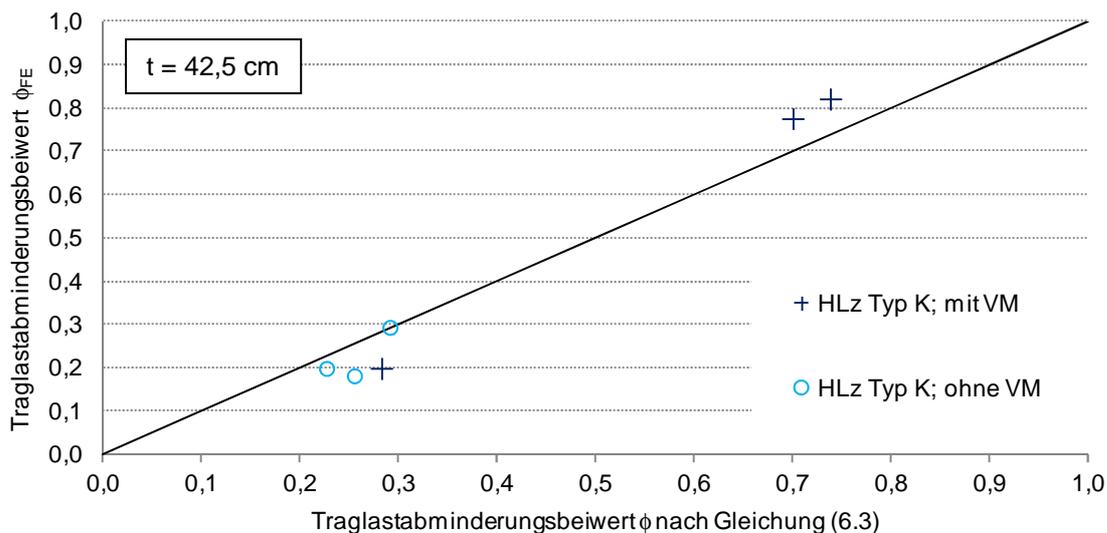


Abbildung 7.2: Traglastabminderungsbeiwert  $\phi$ ; Gegenüberstellung von FE-Berechnung und Gleichung (6.3) für  $t = 42,5$  cm und  $a = 2/3 \times t$

Der in Abbildung 7.2 vorgenommene Vergleich zwischen den Ergebnissen der FE-Berechnung und der Bemessungsgleichung (6.3) zeigt, dass die erarbeitete Näherungslösung prinzipiell auch auf monolithische Ziegelaußenwände mit  $t > 36,5$  cm angewendet werden kann. Traglastüberschätzungen treten hierbei ausschließlich bei Annäherung an den unteren Grenzwert  $\phi_{\min}$  von Gleichung (6.3) auf und liegen bei maximal 11 %. Diese Abweichungen können, falls erforderlich, über eine geringfügige Modifikation der Näherungslösung behoben werden.

In Hinblick auf künftige Forschungstätigkeiten wird empfohlen, das experimentelle und numerische Untersuchungsprogramm der vorliegenden Arbeit um weitere Planhochlochziegel zu ergänzen. Besonderes Augenmerk ist dabei auf die Wahl von aussagekräftigen Kombinationen aus verschiedenen Lochbildern und Steinfestigkeitsklassen zu legen. Gelingt es diese beiden Einflussgrößen klar voneinander zu differenzieren, kann über eine entsprechende Erweiterung des vorgestellten Bemessungsansatzes die rechnerische Nutzbarkeit weiterer Tragreserven realisiert werden. Dies ist insbesondere für die Ausführungsvariante der teilaufgelagerten Decke ohne Vormauerstein von Interesse, die im Vergleich zur konstruktiven Ausbildungsform des Wand-Decken-Knotens mit Vormauerstein überwiegend zu deutlich geringeren Traglasten führt. Eine rechnerische Steigerung des Vertikaltragwiderstandes kann insbesondere im geringen bis mittleren Traglastbereich das Resultat des Tragfähigkeitsnachweises entscheidend beeinflussen.

Bezüglich des in dieser Arbeit formulierten Bemessungsvorschlages ist abschließend hervorzuheben, dass die Näherungslösung auf Basis der zentrischen Mauerwerksdruckfestigkeit  $f_k$  erarbeitet wurde. Wie in Kapitel 4.2 erläutert, werden allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen für Planhochlochziegel zunehmend auf Basis doppelt exzentrischer Druckversuche erteilt. Ziel dieser Versuchsdurchführungen ist die im Rahmen der Zulassung definierte Mauerwerksfestigkeit auch unter zweiaxialen Spannungszuständen zu gewährleisten. Diese Prüfform ist auch für die Zukunft empfehlenswert, um mit Hilfe eines festgelegten Verhältnisses zwischen zentrischer und doppelt exzentrischer Mauerwerksfestigkeit eine ausreichende Druck-Schub-Tragfähigkeit der Ziegelwände experimentell absichern zu können. In Verbindung mit der entwickelten Näherungslösung (6.3) ist die Angabe der reduzierten doppelt exzentrischen Mauerwerksfestigkeit in den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen jedoch nicht mehr erforderlich, da der formulierte Bemessungsansatz den mehraxialen Spannungsnachweis beinhaltet.

## 8 Zusammenfassung

Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens wurden zahlreiche Versuche an Einzelsteinen, Klein- und Wandprüfkörpern zur Analyse des Querschnitts- und Systemtragverhaltens von monolithischen Ziegelaußenwänden unter Einbeziehung verschiedener Lastexzentrizitäten und Teilflächenbelastungen durchgeführt. Dem Einfluss des Lochbildes und der Steifigkeitsklasse wurde im Zuge des Versuchsprogramms durch Prüfung zweier Planhochlochziegelarten, die sich bezugnehmend auf die genannten Eigenschaften erheblich voneinander unterscheiden, Rechnung getragen. Den Abschluss des versuchstechnischen Bearbeitungsteils bildet die experimentelle Untersuchung eines im Originalmaßstab errichteten Außenwand-Decken-Systems.

Aufbauend auf den gewonnenen Erkenntnissen konnte ein auf der nichtlinearen Finite-Elemente-Methode basierendes numerisches Rechenmodell entwickelt werden, das die realitätsnahe Abbildung des Trag- und Verformungsverhaltens von monolithischen Ziegelaußenwänden ermöglicht. Mittels Anwendung geeigneter Materialgesetze für die Baustoffe Beton und Betonstahl wurde darüber hinaus auch die Deckenbiegesteifigkeit unter Berücksichtigung des Kriech- und Schwindverhaltens sowie der zugversteifenden Wirkung des Betons wirklichkeitsnah simuliert. Die Eignung des erarbeiteten numerischen Rechenmodells zur Erfassung des Wandtragverhaltens bzw. zur Abbildung des Zusammenwirkens von Stahlbetondecke und den angrenzenden Mauerwerkswänden konnte durch eine Vielzahl von Versuchsnachrechnungen nachgewiesen werden.

Die Resultate der anschließend durchgeführten Parameterstudie belegen, dass die Wandmitte als Nachweisstelle für monolithische Ziegelaußenwände mit Dicken von  $t = 36,5$  cm und einer Deckenauflagertiefe von  $a = 2/3 \times t$  in Gebäuden des üblichen Hochbaus keine Bemessungsrelevanz besitzt. Des Weiteren zeigen die numerischen Untersuchungen, dass jeder Material-Geometrie-Lastkombination ein eindeutiger Vertikaltragwiderstand zugeordnet werden kann, der im Wesentlichen durch die lokale Mauerwerksfestigkeit am Wandfuß bestimmt wird.

Auf Grundlage dieser Erkenntnisse konnte abschließend ein neuer, praxisgerechter Bemessungsansatz für einschalige Ziegelaußenwände bei Teilauflagerung der Deckenplatte mit und ohne Vormauerstein formuliert werden. Gegenübergestellt mit [DIN EN 1996-3: 2010] und [DIN EN 1996-3/NA: 2012] liegt damit eine Näherungslösung vor, die durch eine Erweiterung der Eingangsgrößen (statisches Deckensystem, Deckenlast und Vormauersteineinfluss) aktuell vorliegende Bemessungsunsicherheiten vermeidet und gleichzeitig die Ausnutzung von Tragreserven durch den rechnerischen Ansatz des Vormauersteins ermöglicht. Eine Bestimmung von Knotenmomenten ist hierbei nicht erforderlich, wodurch die Anwenderfreundlichkeit der entwickelten Bemessungsgleichung gewährleistet ist.

## 9 Anlagen

### 9.1 Brutto-Trockenrohdichte der Mauersteine [DIN EN 772-13: 2000]

#### 9.1.1 Planhochlochziegel Typ K

Prüfkörper	Brutto-Trockenrohdichte in kg/m <sup>3</sup>
Nr. 1	499
Nr. 2	496
Nr. 3	507
Nr. 4	492
Nr. 5	513
Nr. 6	508
<b>Mittelwert:</b>	<b>503</b>

#### 9.1.2 Planhochlochziegel Typ I

Prüfkörper	Brutto-Trockenrohdichte in kg/m <sup>3</sup>
Nr. 1	653
Nr. 2	668
Nr. 3	660
Nr. 4	667
Nr. 5	664
Nr. 6	655
<b>Mittelwert:</b>	<b>661</b>

## 9.2 Mörtelkennwerte [DIN EN 1015: 2007]

### 9.2.1 Dünnbettmörtel

Trockenrohdichte und Mörtelkennwerte bei Lagerung im Klima 20 °C / 65 % RH

Prüfkörper	Trockenrohdichte in kg/dm <sup>3</sup>	Biegezugfestigkeit in N/mm <sup>2</sup>	Druckfestigkeit in N/mm <sup>2</sup>
Nr. 1	0,86	2,07	10,21
Nr. 2	0,89	2,45	11,36
Nr. 3	0,87	2,40	11,35
<b>Mittelwert:</b>	<b>0,87</b>	<b>2,31</b>	
Nr. 4			9,88
Nr. 5			10,79
Nr. 6			10,49
<b>Mittelwert:</b>			<b>10,68</b>

Mörtelkennwerte bei Lagerung neben den Wandprüfkörpern

Prüfkörper	Biegezugfestigkeit in N/mm <sup>2</sup>	Druckfestigkeit in N/mm <sup>2</sup>
Nr. 1	2,33	8,16
Nr. 2	2,55	7,85
Nr. 3	2,30	8,65
<b>Mittelwert:</b>	<b>2,39</b>	
Nr. 4		8,64
Nr. 5		8,80
Nr. 6		8,87
<b>Mittelwert:</b>		<b>8,50</b>

### 9.2.2 Normalmauermörtel

Mörtelkennwerte für die Ausgleichschicht im Deckenauflegerbereich; Großversuch

Prüfkörper	Trockenrohdichte in kg/dm <sup>3</sup>	Biegezugfestigkeit in N/mm <sup>2</sup>	Druckfestigkeit in N/mm <sup>2</sup>
Nr. 1	1,42	5,7	14,3
Nr. 2	1,35	4,9	15,9
Nr. 3	1,40	5,2	16,4
<b>Mittelwert:</b>	<b>1,39</b>	<b>5,27</b>	
Nr. 4			15,4
Nr. 5			14,8
<b>Mittelwert:</b>			<b>15,36</b>

### 9.3 Erweiterte Angaben zu den untersuchten Parameterkombinationen

#### 9.3.1 Planhochlochziegel Typ K

Parameterkombinationen mit einer lichten Wandhöhe von  $h = 2,5 \text{ m}$  und **gelenkiger** Ausführung des wandabseitigen Deckenaufagers sowie mit  $q_k = 2,7 \text{ kN/m}^2$

##### mit Vormauerstein

Nr.	Deckenstützweite in m	Deckendicke in m	Feldbewehrung in $\text{cm}^2/\text{m}$	Tragwiderstand in $\text{kN/m}$	Versagensstelle
1	4,0	0,18	4,0	<b>328</b>	Wandfuß
2	5,0	0,22	5,4	<b>105</b>	Wandfuß
3	6,0	0,26	7,2	<b>100</b>	Wandfuß

##### ohne Vormauerstein

Nr.	Deckenstützweite in m	Deckendicke in m	Feldbewehrung in $\text{cm}^2/\text{m}$	Tragwiderstand in $\text{kN/m}$	Versagensstelle
4	4,0	0,18	4,0	<b>111</b>	Wandfuß
5	5,0	0,22	5,4	<b>105</b>	Wandfuß
6	6,0	0,26	7,2	<b>100</b>	Wandfuß

Parameterkombinationen mit einer lichten Wandhöhe von  $h = 2,5 \text{ m}$  und **gelenkiger** Ausführung des wandabseitigen Deckenaufagers sowie mit  $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$

##### mit Vormauerstein

Nr.	Deckenstützweite in m	Deckendicke in m	Feldbewehrung in $\text{cm}^2/\text{m}$	Tragwiderstand in $\text{kN/m}$	Versagensstelle
7	4,0	0,19	4,9	<b>128</b>	Wandfuß
8	5,0	0,23	6,8	<b>102</b>	Wandfuß
9	6,0	0,28	8,6	<b>99</b>	Wandfuß

##### ohne Vormauerstein

Nr.	Deckenstützweite in m	Deckendicke in m	Feldbewehrung in $\text{cm}^2/\text{m}$	Tragwiderstand in $\text{kN/m}$	Versagensstelle
10	4,0	0,19	4,9	<b>106</b>	Wandfuß
11	5,0	0,23	6,8	<b>102</b>	Wandfuß
12	6,0	0,28	8,6	<b>99</b>	Wandfuß

Parameterkombinationen mit einer lichten Wandhöhe von  $h = 2,5 \text{ m}$  und **Einspannung** des wandabseitigen Deckenauflegers sowie mit  $q_k = 2,7 \text{ kN/m}^2$

**mit Vormauerstein**

Nr.	Deckenstützweite in m	Deckendicke in m	Bewehrung in $\text{cm}^2/\text{m}$		Tragwiderstand in $\text{kN/m}$	Versagensstelle
			Feld	Stütze		
13	4,0	0,16	2,5	3,8	<b>385</b>	Wandfuß
14	5,0	0,18	3,4	5,7	<b>327</b>	Wandfuß
15	6,0	0,20	4,7	7,9	<b>105</b>	Wandfuß
16	7,0	0,23	5,9	10,1	<b>101</b>	Wandfuß

**ohne Vormauerstein**

Nr.	Deckenstützweite in m	Deckendicke in m	Bewehrung in $\text{cm}^2/\text{m}$		Tragwiderstand in $\text{kN/m}$	Versagensstelle
			Feld	Stütze		
17	4,0	0,16	2,5	3,8	<b>139</b>	Wandfuß
18	5,0	0,18	3,4	5,7	<b>109</b>	Wandfuß
19	6,0	0,20	4,7	7,9	<b>105</b>	Wandfuß
20	7,0	0,23	5,9	10,1	<b>101</b>	Wandfuß

Parameterkombinationen mit einer lichten Wandhöhe von  $h = 2,5 \text{ m}$  und **Einspannung** des wandabseitigen Deckenauflegers sowie mit  $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$

**mit Vormauerstein**

Nr.	Deckenstützweite in m	Deckendicke in m	Bewehrung in $\text{cm}^2/\text{m}$		Tragwiderstand in $\text{kN/m}$	Versagensstelle
			Feld	Stütze		
21	4,0	0,16	3,1	5,2	<b>386</b>	Wandfuß
22	5,0	0,18	4,5	7,6	<b>103</b>	Wandfuß
23	6,0	0,22	5,5	9,5	<b>103</b>	Wandfuß
24	7,0	0,25	7,0	12,1	<b>100</b>	Wandfuß

**ohne Vormauerstein**

Nr.	Deckenstützweite in m	Deckendicke in m	Bewehrung in $\text{cm}^2/\text{m}$		Tragwiderstand in $\text{kN/m}$	Versagensstelle
			Feld	Stütze		
25	4,0	0,16	3,1	5,2	<b>124</b>	Wandfuß
26	5,0	0,18	4,5	7,6	<b>103</b>	Wandfuß
27	6,0	0,22	5,5	9,5	<b>103</b>	Wandfuß
28	7,0	0,25	7,0	12,1	<b>100</b>	Wandfuß

Parameterkombinationen mit einer lichten Wandhöhe von  $h = 3,5 \text{ m}$  und **gelenkiger** Ausführung des wandabseitigen Deckenaufagers sowie mit  $q_k = 2,7 \text{ kN/m}^2$

**mit Vormauerstein**

Nr.	Deckenstützweite in m	Deckendicke in m	Feldbewehrung in $\text{cm}^2/\text{m}$	Tragwiderstand in $\text{kN/m}$	Versagensstelle
29	4,0	0,18	4,0	<b>326</b>	Wandfuß
30	5,0	0,22	5,4	<b>83</b>	Wandkopf (2. Ziegellage)

Parameterkombinationen mit einer lichten Wandhöhe von  $h = 3,5 \text{ m}$  und **gelenkiger** Ausführung des wandabseitigen Deckenaufagers sowie mit  $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$

**mit Vormauerstein**

Nr.	Deckenstützweite in m	Deckendicke in m	Feldbewehrung in $\text{cm}^2/\text{m}$	Tragwiderstand in $\text{kN/m}$	Versagensstelle
31	4,0	0,19	4,9	<b>115</b>	Wandkopf (2. Ziegellage)

**ohne Vormauerstein**

Nr.	Deckenstützweite in m	Deckendicke in m	Feldbewehrung in $\text{cm}^2/\text{m}$	Tragwiderstand in $\text{kN/m}$	Versagensstelle
32	6,0	0,28	8,6	<b>78</b>	Wandkopf (2. Ziegellage)

Parameterkombination mit einer lichten Wandhöhe von  $h = 3,5 \text{ m}$  und **Einspannung** des wandabseitigen Deckenaufagers sowie mit **1,0-fachen ständigen Deckenlasten** ( $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$ )

**ohne Vormauerstein**

Nr.	Deckenstützweite in m	Deckendicke in m	Bewehrung in $\text{cm}^2/\text{m}$		Tragwiderstand in $\text{kN/m}$	Versagensstelle
			Feld	Stütze		
Z1	4,0	0,16	3,1	5,2	<b>199</b>	Wandfuß

Parameterkombination mit einer lichten Wandhöhe von  $h = 3,5 \text{ m}$  und **Einspannung** des wandabseitigen Deckenaufagers sowie mit **quasi-ständigen Deckenlasten** ( $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$ )

**ohne Vormauerstein**

Nr.	Deckenstützweite in m	Deckendicke in m	Bewehrung in $\text{cm}^2/\text{m}$		Tragwiderstand in $\text{kN/m}$	Versagensstelle
			Feld	Stütze		
Z2	4,0	0,16	3,1	5,2	<b>161</b>	Wandfuß

### 9.3.2 Planhochlochziegel Typ I

Parameterkombinationen mit einer lichten Wandhöhe von  $h = 2,5 \text{ m}$  und **gelenkiger** Ausführung des wandabseitigen Deckenaufagers sowie mit  $q_k = 2,7 \text{ kN/m}^2$

#### mit Vormauerstein

Nr.	Deckenstützweite in m	Deckendicke in m	Feldbewehrung in $\text{cm}^2/\text{m}$	Tragwiderstand in $\text{kN/m}$	Versagensstelle
33	4,0	0,18	4,0	<b>764</b>	Wandfuß 2. Ziegellage
34	5,0	0,22	5,4	<b>631</b>	Wandfuß
35	6,0	0,26	7,2	<b>194</b>	Wandfuß

#### ohne Vormauerstein

Nr.	Deckenstützweite in m	Deckendicke in m	Feldbewehrung in $\text{cm}^2/\text{m}$	Tragwiderstand in $\text{kN/m}$	Versagensstelle
36	4,0	0,18	4,0	<b>480</b>	Wandfuß
37	5,0	0,22	5,4	<b>301</b>	Wandfuß
38	6,0	0,26	7,2	<b>194</b>	Wandfuß

Parameterkombinationen mit einer lichten Wandhöhe von  $h = 2,5 \text{ m}$  und **gelenkiger** Ausführung des wandabseitigen Deckenaufagers sowie mit  $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$

#### mit Vormauerstein

Nr.	Deckenstützweite in m	Deckendicke in m	Feldbewehrung in $\text{cm}^2/\text{m}$	Tragwiderstand in $\text{kN/m}$	Versagensstelle
39	4,0	0,19	4,9	<b>747</b>	Wandfuß 2. Ziegellage
40	5,0	0,23	6,8	<b>430</b>	Wandfuß
41	6,0	0,28	8,6	<b>188</b>	Wandfuß

#### ohne Vormauerstein

Nr.	Deckenstützweite in m	Deckendicke in m	Feldbewehrung in $\text{cm}^2/\text{m}$	Tragwiderstand in $\text{kN/m}$	Versagensstelle
42	4,0	0,19	4,9	<b>343</b>	Wandfuß
43	5,0	0,23	6,8	<b>245</b>	Wandfuß
44	6,0	0,28	8,6	<b>188</b>	Wandfuß

Parameterkombinationen mit einer lichten Wandhöhe von  $h = 2,5 \text{ m}$  und **Einspannung** des wandabseitigen Deckenauflegers sowie mit  $q_k = 2,7 \text{ kN/m}^2$

**mit Vormauerstein**

Nr.	Deckenstützweite in m	Deckendicke in m	Bewehrung in $\text{cm}^2/\text{m}$		Tragwiderstand in $\text{kN/m}$	Versagensstelle
			Feld	Stütze		
45	4,0	0,16	2,5	3,8	<b>777</b>	Wandfuß 2. Ziegellage
46	5,0	0,18	3,4	5,7	<b>761</b>	Wandfuß 2. Ziegellage
47	6,0	0,20	4,7	7,9	<b>745</b>	Wandfuß 2. Ziegellage
48	7,0	0,23	5,9	10,1	<b>423</b>	Wandfuß

**ohne Vormauerstein**

Nr.	Deckenstützweite in m	Deckendicke in m	Bewehrung in $\text{cm}^2/\text{m}$		Tragwiderstand in $\text{kN/m}$	Versagensstelle
			Feld	Stütze		
49	4,0	0,16	2,5	3,8	<b>579</b>	Wandmitte
50	5,0	0,18	3,4	5,7	<b>492</b>	Wandfuß
51	6,0	0,20	4,7	7,9	<b>315</b>	Wandfuß
52	7,0	0,23	5,9	10,1	<b>243</b>	Wandfuß

Parameterkombinationen mit einer lichten Wandhöhe von  $h = 2,5 \text{ m}$  und **Einspannung** des wandabseitigen Deckenauflegers sowie mit  $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$

**mit Vormauerstein**

Nr.	Deckenstützweite in m	Deckendicke in m	Bewehrung in $\text{cm}^2/\text{m}$		Tragwiderstand in $\text{kN/m}$	Versagensstelle
			Feld	Stütze		
53	4,0	0,16	3,1	5,2	<b>773</b>	Wandfuß 2. Ziegellage
54	5,0	0,18	4,5	7,6	<b>753</b>	Wandfuß 2. Ziegellage
55	6,0	0,22	5,5	9,5	<b>517</b>	Wandfuß
56	7,0	0,25	7,0	12,1	<b>207</b>	Regelbereich

**ohne Vormauerstein**

Nr.	Deckenstützweite in m	Deckendicke in m	Bewehrung in $\text{cm}^2/\text{m}$		Tragwiderstand in $\text{kN/m}$	Versagensstelle
			Feld	Stütze		
57	4,0	0,16	3,1	5,2	<b>544</b>	Wandfuß
58	5,0	0,18	4,5	7,6	<b>367</b>	Wandfuß
59	6,0	0,22	5,5	9,5	<b>261</b>	Wandfuß
60	7,0	0,25	7,0	12,1	<b>207</b>	Wandfuß

Parameterkombinationen mit einer lichten Wandhöhe von  $h = 3,5 \text{ m}$  und **gelenkiger** Ausführung des wandabseitigen Deckenaufagers sowie mit  $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$

**mit** Vormauerstein

Nr.	Deckenstützweite in m	Deckendicke in m	Feldbewehrung in $\text{cm}^2/\text{m}$	Tragwiderstand in $\text{kN/m}$	Versagensstelle
61	4,0	0,19	4,9	<b>741</b>	Wandfuß 2. Ziegellage
62	5,0	0,23	6,8	<b>402</b>	Wandfuß
63	6,0	0,28	8,6	<b>171</b>	Wandfuß

**ohne** Vormauerstein

Nr.	Deckenstützweite in m	Deckendicke in m	Feldbewehrung in $\text{cm}^2/\text{m}$	Tragwiderstand in $\text{kN/m}$	Versagensstelle
64	4,0	0,19	4,9	<b>326</b>	Wandfuß
65	5,0	0,23	6,8	<b>237</b>	Wandfuß
66	6,0	0,28	8,6	<b>171</b>	Wandfuß

## 9.4 Ergänzende Parameterkombinationen für eine Wanddicke von $t = 42,5 \text{ cm}$

### Planhochlochziegel Typ K

Parameterkombinationen mit einer lichten Wandhöhe von  $h = 2,5 \text{ m}$  und **gelenkiger** Ausführung des wandabseitigen Deckenaufagers sowie mit  $q_k = 2,7 \text{ kN/m}^2$

#### mit Vormauerstein

Nr.	Deckenstützweite in m	Deckendicke in m	Feldbewehrung in $\text{cm}^2/\text{m}$	Tragwiderstand in $\text{kN/m}$	Versagensstelle
Z3	4,0	0,18	4,0	<b>433</b>	Wandfuß
Z4	5,0	0,22	5,4	<b>105</b>	Wandfuß

#### ohne Vormauerstein

Nr.	Deckenstützweite in m	Deckendicke in m	Feldbewehrung in $\text{cm}^2/\text{m}$	Tragwiderstand in $\text{kN/m}$	Versagensstelle
Z5	4,0	0,18	4,0	<b>155</b>	Wandfuß
Z6	5,0	0,22	5,4	<b>105</b>	Wandfuß

Parameterkombinationen mit einer lichten Wandhöhe von  $h = 2,5 \text{ m}$  und **gelenkiger** Ausführung des wandabseitigen Deckenaufagers sowie mit  $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$

#### mit Vormauerstein

Nr.	Deckenstützweite in m	Deckendicke in m	Feldbewehrung in $\text{cm}^2/\text{m}$	Tragwiderstand in $\text{kN/m}$	Versagensstelle
Z7	4,0	0,19	4,9	<b>409</b>	Wandfuß

#### ohne Vormauerstein

Nr.	Deckenstützweite in m	Deckendicke in m	Feldbewehrung in $\text{cm}^2/\text{m}$	Tragwiderstand in $\text{kN/m}$	Versagensstelle
Z8	4,0	0,19	4,9	<b>96</b>	Wandfuß

## 10 Literatur

- Alfes, Christoph; Brameshuber, Wolfgang; Graubner, Carl-Alexander; Jäger, Wolfram; Seim, Werner (2013):** *Der Eurocode 6 für Deutschland – DIN EN 1996 mit Nationalen Anhängen – Kommentierte Fassung*. 1. Aufl. Berlin: Beuth, 2013
- ARGEBAU (Hrsg.) (2002):** *Musterbauordnung – MBO*. November 2002 (zuletzt geändert durch Beschluss der Bauministerkonferenz vom Oktober 2008)
- Arge Mauerziegel e.V. (Hrsg.) (7/1998):** *Kriechen von Ziegelmauerwerk mit Leicht- und Dünnbettmörtel*. Bonn, 1998 (AMz-Bericht 7/98)
- Arge Mauerziegel e.V. (Hrsg.) (9/1998):** *Biegezugfestigkeit von Planziegelmauerwerk*. Bonn, 1998 (AMz-Bericht 9/98)
- Arge Mauerziegel e.V. (Hrsg.) (2000):** *Ausführung von Deckenauflagern bei Ziegelmauerwerk*. Bonn, 2000 (AMz-Bericht 4/2000)
- Arge Mauerziegel e.V. (Hrsg.) (2002):** *Außenputz auf Ziegelmauerwerk – Aktuelle Untersuchungsergebnisse und neues Merkblatt*. Bonn, 2002 (AMz-Bericht 10/2002)
- Arge Mauerziegel e.V. (Hrsg.) (2012):** *Bemessung von Ziegelmauerwerk: Ziegelmauerwerk nach DIN EN 1996-3 – Vereinfachte Berechnungsmethoden*. Bonn, 2012
- Baier, Gunar (2007):** *Der Wand-Decken-Knoten im Mauerwerksbau – Verfahren zur realistischen Bestimmung der Lastexzentrizität in den Wänden*. Dresden, Technische Universität, Diss., 2007
- Bonzel, Justus (1964):** Über die Spaltzugfestigkeit des Betons. In: *Beton* 14 (1964), Nr. 3/4, S. 108–114/150–157
- Budelmann, Harald; Gunkler, Erhard (2008):** *Mauerwerk kompakt: Für Studium und Praxis*. Köln: Werner, 2008
- Bundesverband der Deutschen Zementindustrie e.V. (Hrsg.) (2003):** *Risse im Beton*. Köln: [www.beton.org](http://www.beton.org), Februar 2003 (Zement-Merkblatt Betontechnik, B 18 2.2003)
- CEB-FIP (Hrsg.) (1993):** *Model Code 1990 – Design Code*. Lausanne, 1993
- CEB-FIP (Hrsg.) (2010):** *Model Code 2010 – First complete draft, Volume 2*. Lausanne, April 2010
- DAfStb (Hrsg.) (2012):** *Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA (Eurocode 2)*. Berlin: Beuth, 2012 (Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 600)
- DIBt (Hrsg.) (2013):** *Bauregelliste A, Bauregelliste B und Liste C – Ausgabe 2013/2*. Berlin, November 2013
- DIN 105-6:2013:** *Mauerziegel – Teil 6: Planziegel*. Juni 2013
- DIN 105-100:2012:** *Mauerziegel – Teil 100: Mauerziegel mit besonderen Eigenschaften*. Januar 2012
- DIN 488:2009/2010:** *Betonstahl*
- DIN 488-1 (August 2009): *Stahlsorten, Eigenschaften, Kennzeichnung*
  - DIN 488-2 (August 2009): *Betonstabstahl*
  - DIN 488-3 (August 2009): *Betonstahl in Ringen, Bewehrungsdraht*
  - DIN 488-4 (August 2009): *Betonstahlmatten*
  - DIN 488-5 (August 2009): *Gitterträger*
  - DIN 488-6 (Januar 2010): *Übereinstimmungsnachweis*
- DIN 1048-5:1991:** *Prüfverfahren für Beton – Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper*. Juni 1991
- DIN 1053-1:1996:** *Mauerwerk – Teil 1: Berechnung und Ausführung*. November 1996
- DIN 1053-100:2007:** *Mauerwerk – Teil 100: Berechnung auf der Grundlage des semiprobabilistischen Sicherheitskonzeptes*. September 2007
- DIN 20000-401:2012:** *Anwendung von Bauprodukten in Bauwerken – Teil 401: Regeln für die Verwendung von Mauerziegeln nach DIN EN 771-1: 2011-07*. November 2012

- DIN EN 772-1:2011:** *Prüfverfahren für Mauersteine – Teil 1: Bestimmung der Druckfestigkeit.* Juli 2011
- DIN EN 772-13:2000:** *Prüfverfahren für Mauersteine – Teil 13: Bestimmung der Netto- und Brutto-Trockenrohddichte von Mauersteinen (außer Natursteinen).* September 2000
- DIN EN 772-16:2011:** *Prüfverfahren für Mauersteine – Teil 16: Bestimmung der Maße.* Juli 2011
- DIN EN 1015:2007:** *Prüfverfahren für Mörtel für Mauerwerk*  
DIN EN 1015-10 (Mai 2007): *Bestimmung der Trockenrohddichte von Festmörtel*  
DIN EN 1015-11 (Mai 2007): *Bestimmung der Biegezug- und Druckfestigkeit von Festmörtel*
- DIN EN 1052-1:1998:** *Prüfverfahren für Mauerwerk – Teil 1: Bestimmung der Druckfestigkeit.* Dezember 1998
- DIN EN 1052-2:1999:** *Prüfverfahren für Mauerwerk – Teil 2: Bestimmung der Biegezugfestigkeit.* Oktober 1999
- DIN EN 1991-1-1:2010:** *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau.* Dezember 2010
- DIN EN 1991-1-1/NA:2010:** *Nationaler Anhang – National festgelegt Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau.* Dezember 2010
- DIN EN 1991-1-4/NA:2010:** *Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten.* Dezember 2010
- DIN EN 1992-1-1:2011:** *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.* Januar 2011
- DIN EN 1992-1-1/NA:2011:** *Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.* Januar 2011
- DIN EN 1996-1-1:2013:** *Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk.* Februar 2013
- DIN EN 1996-1-1/NA:2012:** *Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk.* Mai 2012
- DIN EN 1996-3:2010:** *Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten.* Dezember 2010
- DIN EN 1996-3/NA:2012:** *Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten.* Januar 2012
- DIN V 18580:2007:** *Mauermörtel mit besonderen Eigenschaften.* März 2007
- Djouahra, Gudrun (2008):** *Verhalten von Stahlbetonbauteilen unter einer kombinierten Beanspruchung aus Last und zentrischem Zwang.* Dortmund, Technische Universität, Diss., 2008
- E DIN 1053-11:2009:** *Mauerwerk – Teil 11: Vereinfachtes Nachweisverfahren für unbewehrtes Mauerwerk.* März 2009
- E DIN 1053-12:2009:** *Mauerwerk – Teil 12: Konstruktion und Ausführung von unbewehrtem Mauerwerk.* März 2009
- E DIN 1053-13:2009:** *Mauerwerk – Teil 13: Genaueres Nachweisverfahren für unbewehrtes Mauerwerk.* März 2009
- E DIN 1053-14:2009:** *Mauerwerk – Teil 14: Bemessung und Ausführung von Mauerwerk aus Natursteinen.* März 2009

- Eligehausen, Rolf; Zhao, R.; Fabritius, Eckhart (1995):** Test Report on Continuous Slabs Reinforced with Welded Wire Mesh / Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen. Stuttgart, April 1995 (Nr. 652/1-95/1) – Forschungsbericht
- European Concrete Platform ASBL (Hrsg.) (2008):** *Eurocode 2 – Commentary*. Brüssel: [www.ermco.eu](http://www.ermco.eu), Juni 2008
- Fingerloos, Frank; Hegger, Josef; Zilch, Konrad (2012):** *EUROCODE 2 für Deutschland – DIN EN 1992-1-1 mit Nationalem Anhang – Kommentierte Fassung*. 1. Aufl. Berlin: Beuth, 2012
- Fischer, A. (1993):** Modelluntersuchungen zur Ermittlung des Rißabstandes dicker Bauteile aus Stahlbeton / VDI Verlag. Düsseldorf, 1993 (Fortschrittsberichte VDI, Reihe 4, Nr. 118) – Forschungsbericht
- Fischer, Oliver (2010):** Mauerwerksbemessung. In: *Tagungsunterlagen zum Akademischen Mauerwerkstag 2010*. München, 2010
- Fischer, Peter; Epstein, Bernd; Proff, Rainer (1986):** Richtungseffekte bei stranggepreßter Tonkeramik. In: *Beton* 39 (1986), Nr. 9, S. 488–495
- Glock, Christian (2004):** *Traglast unbewehrter Beton- und Mauerwerkswände*. Darmstadt, Technische Universität, Diss., 2004
- Graubner, Carl-Alexander; Brehm, Eric (2009):** Analyse der maßgebenden Einwirkungskombinationen zur rationellen Bemessung von unbewehrten Bauteilen im üblichen Hochbau / Technische Universität Darmstadt, Fachgebiet Massivbau. Darmstadt, Juli 2009 (Nr. F06-7-2009) – Forschungsbericht
- Graubner, Carl-Alexander; Richter, Lars (2007):** Diskrete FE-Modellierung von Mauerwerk zur Bestimmung der Druckfestigkeit. In: *Mauerwerk* 11 (2007), Nr. 6, S. 342–348
- Grube, Horst (2003):** Definition der verschiedenen Schwindarten, Ursachen, Größe der Verformungen und baupraktische Bedeutung. In: *Beton* 53 (2003), Nr. 12, S. 598–603
- Hannawald, Joachim; Brameshuber, Wolfgang (2007):** Ermittlung effektiver elastischer Eigenschaften von Hochlochziegeln mittels numerischer Simulation. In: *Mauerwerk* 11 (2007), Nr. 6, S. 330–334
- Hilsdorf, Hubert (1965):** Untersuchungen über die Grundlagen der Mauerwerksfestigkeit / Materialprüfungsamt für das Bauwesen der Technischen Hochschule München. München, 1965 (Nr. 40) – Forschungsbericht
- Jaccoud, Jean-Paul; Favre, Renaud (1982):** *Flèche des structures en béton armé – Vérification expérimentale d'une méthode de calcul / École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Institut de Statique et Structures Béton Armé et Précontraint*. Lausanne, März 1982 (Nr. C 160-05) – Forschungsbericht
- Jäger, Wolfram (2007):** Bemessung von unbewehrtem Mauerwerk nach dem genaueren Verfahren – EC 6 und DIN 1053 im Vergleich. In: *Mauerwerk* 11 (2007), Nr. 5, S. 272–283
- Jäger, Wolfram (2009):** Zukünftige Bemessung von Mauerwerk – Überblick und vereinfachtes Verfahren. In: *Mauerwerk* 13 (2009), Nr. 5, S. 257–273
- Jäger, Wolfram; Baier, Gunar (2006):** Außenwand-Decken-Knoten im einschaligen Mauerwerk mit nur teilweise eingebundener Decke nach EC 6 / Technische Universität Dresden, Lehrstuhl Tragwerksplanung. Dresden, August 2005 mit Ergänzungen vom November 2006 – Forschungsbericht
- Jäger, Wolfram; Marzahn, Gero (2010):** *Mauerwerk – Bemessung nach DIN 1053-100*. Berlin: Ernst & Sohn, 2010
- Jäger, Wolfram; Ortlepp, Sebastian (2009):** Einfluss des Vormauersteins auf die Lastexzentrizität. FEM-Untersuchung / Jäger Ingenieure GmbH, erarbeitet i. A. der DGfM. Radebeul, 2009 – Bericht
- Jäger, Wolfram; Reichel, Stephan (2013):** Thermal and mechanical optimization of the wall-floor-junction of external walls based on passiv house standards. In: *12th Canadian Masonry Symposium*. Vancouver, 2013

- Jäger, Wolfram; Reichel, Stephan; Hammer, Renate (2013):** Analyse des Tragverhaltens von bauphysikalisch optimierten Anschlussdetails einschaliger Wandkonstruktionen – Entwicklung eines passivhaustauglichen monolithischen Ziegelsystems für Österreich. In: *Mauerwerk Kalender 2013*. Berlin: Ernst & Sohn, 2013, S. 261–295
- Jäger, Wolfram; Sabha, Ahmad (2007):** Neue Zentrier- und Trennlage zur Auflagerung von Stahlbetondecken auf Wänden aus Mauerwerk. In: *Mauerwerk 11* (2007), Nr. 4, S. 199–206
- Jäger, Wolfram; Vassilev, Todor; Pflücke, Torsten (2004):** Ein neues Materialgesetz zur wirklichkeitsnahen Beschreibung des Baustoffverhaltens von Mauerwerk. In: *Mauerwerk 8* (2004), Nr. 4, S. 159–165
- Jordan, Joseph; Bletzinger, Kai-Uwe (2011):** Effiziente Simulation großer Mauerwerksstrukturen mit diskreten Rissmodellen. In: *Bauingenieur 86* (2011), Nr. 12, S. 520–528
- Kirtschig, Kurt; Kasten, Dieter (1980):** Teilflächenbelastung von Mauerwerk / Universität Hannover, Lehrstuhl und Institut für Baustoffkunde und Materialprüfung. Hannover, November 1980 (Nr. B II 5-800176-43) – Forschungsbericht
- Kordina, Karl; Schubert, Lothar; Troitzsch, Uwe (2000):** *Kriechen von Beton unter Zugbeanspruchung*. Berlin: Beuth, 2000
- König, Gert; Tue, Nguyen Viet (1996):** *Grundlagen und Bemessungshilfen für die Rißbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton*. Berlin: Beuth, 1996
- Kummer, Nils (2007):** *Basics: Mauerwerksbau*. Basel: Birkhäuser, 2007
- Manns, Wilhelm; Schneider, Helmut (1982):** Einfluß der doppelt exzentrischen Belastung von Hohlblockstein-Mauerwerk auf die Wandtragfähigkeit / Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden-Württemberg, Otto-Graf-Institut. Stuttgart, Februar 1982 (Nr. I.3–23252) – Forschungsbericht
- Marzahn, Gero (2000):** *Vorgespanntes Trockenmauerwerk*. Stuttgart: B. G. Teubner, Oktober 2000
- MSC.Software Corporation (Hrst.) (2007a):** *Marc – Version 2007 r1. Santa Ana, 2007*
- MSC.Software Corporation (Hrst.) (2007b):** *Mentat – Version 2007 r1. Santa Ana, 2007*
- MSC.Software Corporation (Hrsg.) (2007c):** *Marc 2007 r1 – Volume A: Theory and User Information*. Santa Ana, 2007
- MSC.Software Corporation (Hrsg.) (2007d):** *Marc 2007 r1 – Volume D: User Subroutines and Special Routines*. Santa Ana, 2007
- Müller, Harald S.; Kvitsel, Vladislav (2002):** Kriechen und Schwinden von Beton – Grundlagen der neuen DIN 1045 und Ansätze für die Praxis. In: *Beton- und Stahlbetonbau 97* (2002), Nr. 1, S. 8–19
- Müller, Harald S.; Reinhardt, Hans-Wolf; Wiens, Udo (2012):** Beton. In: *Beton-Kalender 2012*. Bd. 1. Berlin: Ernst & Sohn, 2012, S. 303–458
- Neroth, Günter; Vollenschaar, Dieter (Hrsg.) (2011):** *Wendehorst Baustoffkunde: Grundlagen – Baustoffe – Oberflächenschutz*. 27. Aufl. Wiesbaden: Vieweg+Teubner, 2011
- Oswald, Rainer; Schubert, Peter (2003):** *Praxistipps für die Ausführung von Mauerwerk – Mit Erläuterungen zu DIN EN 1996 (Eurocode 6)*. [www.dgfm.de](http://www.dgfm.de), September 2013
- Peters, Hans R. (2004):** *Richtig Bauen mit Poroton*. Stuttgart: Fraunhofer IRB, 2004
- Petersen, Christian (1982):** *Statik und Stabilität der Baukonstruktionen*. 2. durchgesehene Aufl. Braunschweig: Vieweg, 1982
- Pfeifer, Günter; Ramcke, Rolf; Achtziger, Joachim; Zilch, Konrad (2001):** *Mauerwerk Atlas*. München: Institut für internationale Architektur-Dokumentation GmbH (Hrsg.), 2001
- Reinhardt, Hans-Wolf; Cornelissen, H. A. W. (1985):** Zeitstandzugversuche an Beton. In: *Baustoffe '85*. Wiesbaden: Bauverlag, 1985, S. 162–167
- Ruppik, Michael; Graubohm, Markus (2012):** Biegezugfestigkeit von tragendem Ziegelmauerwerk / Institut für Ziegelforschung Essen e. V. und Institut für Bauforschung, RWTH Aachen University. Juni 2012 (Nr. 15998N) – Forschungsbericht

- Schickert, Gerald (1981):** Formfaktoren der Betondruckfestigkeit. In: *Die Bautechnik* 58 (1981), Nr. 2, S. 52–57
- Schießl, Peter; Spengler, Annette; Wiegrink, Karl-Heinz (2003):** Einfluss der Gesteinskörnung auf den E-Modul von Beton – Neue Forschungsergebnisse. In: *Beton* 53 (2003), Nr. 2, S. 62–65
- Schlegel, Roger (2004):** *Numerische Berechnung von Mauerwerkstrukturen in homogenen und diskreten Modellierungsstrategien.* Weimar, Bauhaus-Universität, Diss., 2004
- Schlötzer, Bernhard; Schubert, Peter (2000):** DIN-, Mittel- und Dünnbettfuge in Theorie und Praxis. In: *Deutsche Bauzeitschrift* (2000), Nr. 5., [www.dbz.de](http://www.dbz.de)
- Schneider, Klaus-Jürgen; Schubert, Peter; Wormuth, Rüdiger (1999):** *Mauerwerksbau: Gestaltung, Baustoffe, Konstruktion, Berechnung, Ausführung.* 6., neubearb. und erw. Aufl. Düsseldorf: Werner, 1999
- Schubert, Peter (2008):** Eigenschaftswerte von Mauerwerk, Mauersteinen, Mauermörtel und Putzen. In: *Mauerwerk Kalender 2008.* Berlin: Ernst & Sohn, 2008, S. 3–27
- Schubert, Peter (2013):** Eigenschaften von Mauersteinen, Mauermörtel, Mauerwerk und Putzen. In: *Mauerwerk Kalender 2013.* Berlin: Ernst & Sohn, 2013, S. 3–34
- Schubert, Peter; Friede, Helmut (1980):** Spaltzugfestigkeitswerte von Mauersteinen. In: *Bautechnik* 57 (1980), Nr. 4, S. 117–121
- Schubert, Peter; Glitza, Horst (1979):** Festigkeits- und Verformungskennwerte von Mauersteinen und Mauermörteln. In: *Bautechnik* 56 (1979), Nr. 10, S. 332–341
- Schubert, Peter; Irmschler, Hans-Jörg (2006):** Mauerwerksprodukte mit CE-Zeichen. In: *Mauerwerk Kalender 2006.* Berlin: Ernst & Sohn, 2006, S. 5–36
- Schubert, Peter; Meyer, Udo (2006):** Ausführung von Planziegel-Mauerwerk mit Dünnbettmörtel. In: *Mauerwerk* 10 (2006), Nr. 5, S. 190–195
- SIA 162:1968:** *Norm für die Berechnung, Konstruktion und Ausführung von Bauwerken aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton.* 1968
- Treberspurg, Martin (2011):** Future Building – Ein zukunftsweisendes K-Projekt. In: *Wettbewerbe* 33 (2011), Nr. 295/296, S. 8–11
- Trost, Heinrich (1967):** Auswirkungen des Superpositionsprinzips auf Kriech- und Relaxationsprobleme bei Beton und Spannbeton. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 62 (1967), Nr. 10 / 11, S. 230–238 / 261–269
- Zilch, Konrad; Reitmayer, Claudia (2012):** Zur Verformungsberechnung von Betontragwerken nach Eurocode 2 mit Hilfsmitteln. In: *Bauingenieur* 87 (2012), Nr. 6, S. 253–266
- Zilch, Konrad; Scheufler, Wolfgang (2012):** Mauerwerk unter kombinierter Druck-Schubbeanspruchung – Mehraxiale experimentelle Bestimmung der Schubfestigkeit. In: *Bauingenieur* 87 (2012), Nr. 4, S. 176–181
- Zilch, Konrad; Zehetmaier, Gerhard (2010):** *Bemessung im konstruktiven Betonbau : Nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2).* 2. Aufl. Heidelberg: Springer, 2010

## 11 Tabellenverzeichnis

Tabelle 3.1:	Versuchsprogramm; Baustoffe.....	29
Tabelle 3.2:	Druckfestigkeitsprüfung am Einzelstein [DIN EN 772-1: 2011]; HLz Typ K.....	30
Tabelle 3.3:	Druckfestigkeitsprüfung am Einzelstein [DIN EN 772-1: 2011]; HLz Typ I.....	31
Tabelle 3.4:	Teilflächen-Druckfestigkeitsprüfungen am Einzelstein; HLz Typ K.....	32
Tabelle 3.5:	Teilflächen-Druckfestigkeitsprüfungen am Einzelstein; HLz Typ I.....	37
Tabelle 3.6:	Dreisteinkörperdruckversuch A; HLz Typ K.....	42
Tabelle 3.7:	Dreisteinkörperdruckversuch B; HLz Typ K.....	43
Tabelle 3.8:	Dreisteinkörperdruckversuch C1; HLz Typ K.....	44
Tabelle 3.9:	Dreisteinkörperdruckversuch C2; HLz Typ K.....	45
Tabelle 3.10:	Dreisteinkörperdruckversuch A; HLz Typ I.....	47
Tabelle 3.11:	Dreisteinkörperdruckversuch B; HLz Typ I.....	48
Tabelle 3.12:	Dreisteinkörperdruckversuch C1; HLz Typ I.....	49
Tabelle 3.13:	Dreisteinkörperdruckversuch C2; HLz Typ I.....	50
Tabelle 3.14:	Wanddruckversuch A; HLz Typ K.....	53
Tabelle 3.15:	Wanddruckversuch B; HLz Typ K.....	55
Tabelle 3.16:	Wanddruckversuch A; HLz Typ I.....	58
Tabelle 3.17:	Wanddruckversuch B; HLz Typ I.....	59
Tabelle 3.18:	Biegezugfestigkeitsprüfung; HLz Typ K.....	64
Tabelle 3.19:	Biegezugfestigkeitsprüfung; HLz Typ I.....	66
Tabelle 3.20:	Materialkennwerte des Vormauersteins.....	71
Tabelle 3.21:	Festbetonkennwerte des Aufbetons nach 29 Tagen (13.08.2013).....	71
Tabelle 3.22:	Festbetonkennwerte der Elementdecke nach 28 Tagen (02.12.2010).....	72
Tabelle 3.23:	Lastprogramm im Großversuch.....	73
Tabelle 3.24:	Rissbildung im Großversuch.....	75
Tabelle 4.1:	Belastung und Betonkennwerte der Plattenversuchsserie C von [Jaccoud und Favre 1982].....	105
Tabelle 4.2:	Angesetzte Kriech- und Schwindbeiwerte für die Nachrechnung der Plattenversuchsserie C von [Jaccoud und Favre 1982].....	105
Tabelle 4.3:	Materialkennwerte der Plattenversuche DMR1, DMR2 und DMR3 nach [Eligehausen et al. 1995].....	109
Tabelle 4.4:	Differenzierte Geometriebereiche der Planhochlochziegel.....	116
Tabelle 4.5:	Zuordnung europäischer Mörtel für Mauerwerk nach [DIN 1053-1: 1996] unter Beachtung der deutschen Restnorm.....	120
Tabelle 4.6:	Experimentelle und angenäherte Materialkennlinien; zentrische Dreisteindruckversuche.....	126
Tabelle 4.7:	Experimentelle und angenäherte Materialkennlinien; zentrische Wanddruckversuche.....	126
Tabelle 4.8:	Steinversuche von [Schubert und Glitza 1979]; Mittlere Festigkeitskenngrößen.....	129
Tabelle 4.9:	Mauersteine; Festigkeitskenngrößen aus [Schubert 2013] und [Schubert 2008].....	133
Tabelle 4.10:	Steinversuche von [Ruppik und Graubohm 2012]; Festigkeitskenngrößen.....	134
Tabelle 4.11:	Steinversuche von [Ruppik und Graubohm 2012]; Nettoflächenbezogene Mittelwerte der Steifigkeitskenngrößen.....	136

Tabelle 4.12: Steinversuche von [Schubert und Glitza 1979]; Nettoflächenbezogene Mittelwerte der Steifigkeitskenngrößen.....	137
Tabelle 4.13: Steinversuche von [Ruppik und Graubohm 2012]; Theoretische Bestimmung der einaxialen Zugfestigkeit in Steinbreitenrichtung.....	138
Tabelle 4.14: Numerische Simulation; orthotrope stegflächenbezogene Materialkennwerte für den Wandkontinuitätsbereich (erste Ziegellage am Wandkopf und -fuß ausgenommen) ..	150
Tabelle 4.15: Numerische Simulation der Biegezugfestigkeitsversuche; angesetzte Materialkennwerte .....	154
Tabelle 4.16: Numerische Simulation der exzentrischen Dreisteinkörperdruckversuche; angesetzte Materialkennwerte .....	156
Tabelle 4.17: Numerische Simulation des Großversuchs; angesetzte Materialkennwerte für die Deckenplatte.....	167
Tabelle 4.18: Numerische Simulation des Großversuchs; angesetzte Materialkennwerte für das Mauerwerk.....	167
Tabelle 4.19: Numerische Simulation des Großversuchs; experimentelles und numerisches Bruchversagen .....	173
Tabelle 5.1: Nichtlineare Schnittgrößenermittlung einschließlich Bemessung; orthotrope Materialkennwerte für den Kontinuitätsbereich der Mauerwerkswände .....	177
Tabelle 5.2: Gegenüberstellung der am mehrgeschossigen und vereinfachten FE-Modell mit und ohne Vormauerstein berechneten Lastausmittlen .....	183
Tabelle 5.3: Parameterkombinationen .....	185
Tabelle 5.4: Traglastabminderungsbeiwerte $\phi_{FE}$ nach Gleichung (5.4); HLz Typ K .....	188
Tabelle 5.5: Traglastabminderungsbeiwerte $\phi_{FE}$ nach Gleichung (5.4); HLz Typ I.....	189
Tabelle 6.1: Gegenüberstellung der experimentell bestimmten zentrischen Mauerwerksfestigkeit nach [DIN EN 1052-1: 1998] und dem Zulassungswert mit Berücksichtigung der geprüften Steindruckfestigkeit.....	196

## 12 Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1.1:	Ausführungsvarianten eines Außenwand-Decken-Knotens in monolithischem Ziegelmauerwerk ohne (links) und mit (rechts) Vormauerstein [Arge Mauerziegel e.V. 2012] .....	1
Abbildung 1.2:	Anwendungsvoraussetzungen für das vereinfachte Nachweisverfahren; Tabelle NA.2 in [DIN EN 1996-3/NA: 2012] .....	2
Abbildung 1.3:	Vereinfachtes Rahmenmodell; Bild NA.C.1 in [DIN EN 1996-1-1/NA: 2012] .....	4
Abbildung 2.1:	Vorgehensweise zur Identifikation der maßgebenden Einwirkungskombinationen von [Graubner und Brehm 2009] .....	11
Abbildung 2.2:	Momentenbestimmung am Außenwand-Decken-Knoten im Dachgeschoss nach [Graubner und Brehm 2009] .....	12
Abbildung 2.3:	Momentenbestimmung am Außenwand-Decken-Knoten im Regelgeschoss nach [Graubner und Brehm 2009] .....	12
Abbildung 2.4:	Beispiel für eine Biegemomentenüberlagerung nach [Graubner und Brehm 2009] ..	14
Abbildung 2.5:	Analysierte Lastkombinationen für den Nachweis des Außenwandfußes und der Außenwandmitte von [Graubner und Brehm 2009] .....	15
Abbildung 2.6:	Bemessungsrelevante Lastfallkombinationen für den Nachweis von Außenwänden nach [Graubner und Brehm 2009] .....	16
Abbildung 2.7:	Diagramme zur Bestimmung des bemessungsrelevanten Lastfalls am Außenwandfuß [Graubner und Brehm 2009] .....	16
Abbildung 2.8:	Vereinfachte Regeln zur Reduktion der Anzahl der bemessungsrelevanten Lastfälle für den Nachweis von Außenwänden von [Graubner und Brehm 2009] .....	17
Abbildung 2.9:	Knotenkräfte bei Teilauflagerung der Decke; Bild C.3 in [DIN EN 1996-1-1: 2013] ..	17
Abbildung 2.10:	Statisches Außenwand-Decken-System mit Federgelenken nach [Jäger und Baier 2006] .....	18
Abbildung 2.11:	$M_w - \Delta\varphi$ –Beziehung nach [Jäger und Baier 2006] .....	19
Abbildung 2.12:	FE-Modell zur Untersuchung der Lastexzentrizität von [Jäger und Ortlepp 2009] ...	21
Abbildung 2.13:	FE-Berechnung von [Jäger et al. 2013]; Verlauf der Normalkraftausmitte über die Wandhöhe für verschiedene Auflaststufen (links: $n = 0$ ; rechts: $n = 3$ ) .....	25
Abbildung 2.14:	Schematische Lastdarstellung im Knotenbereich von [Jäger und Reichel 2013] .....	26
Abbildung 2.15:	Schematische Darstellung der Wand-Decken-Knotenversuche von [Jäger et al. 2013] .....	27
Abbildung 3.1:	Druckfestigkeitsprüfung am Einzelstein nach [DIN EN 772-1: 2011] .....	30
Abbildung 3.2:	Teilflächen-Druckfestigkeitsprüfungen am Einzelstein .....	35
Abbildung 3.3:	Schematische Darstellung von Teilflächen-Druckfestigkeitsprüfungen am Einzelstein; Teilfläche 4 (links) und Teilfläche 6 (rechts) bei HLz Typ K .....	36
Abbildung 3.4:	Gegenüberstellung der experimentellen Spannungs-Dehnungs-Linien der zentrischen Einzelstein- und Dreisteinkörperdruckversuche; HLz Typ K .....	46
Abbildung 3.5:	Gegenüberstellung der experimentellen Spannungs-Dehnungs-Linien der zentrischen Einzelstein- und Dreisteinkörperdruckversuche; HLz Typ I .....	51
Abbildung 3.6:	Theoretisches und experimentelles Verhältnis zwischen zentrischer und exzentrischer Traglast unter Berücksichtigung verschiedener Lastausmitten .....	52
Abbildung 3.7:	Gegenüberstellung der experimentellen Spannungs-Längsdehnungs-Linien der zentrischen Dreisteinkörper- und Wanddruckversuche .....	63
Abbildung 3.8:	Außenwand-Decken-System; Versuchsaufbau .....	67
Abbildung 3.9:	Bewehrungsanordnung der Deckenplatte mit $d_{1,u} = 2,8$ cm und $d_{1,o} = 2,3$ cm .....	67
Abbildung 3.10:	Wandseitiger Deckenauflagerbereich .....	68

Abbildung 3.11:	Wandabseitiger Deckenauflagerbereich .....	68
Abbildung 3.12:	Messtechnik im Großversuch.....	70
Abbildung 3.13:	Messwerte im Bereich der Deckenplatte.....	74
Abbildung 3.14:	Messwerte Wandinnenseiten und Knotenbereich.....	74
Abbildung 3.15:	Messwerte Wandaußenseiten.....	75
Abbildung 4.1:	Full Newton-Raphson Verfahren.....	79
Abbildung 4.2:	Vierknotiges 2D-Element mit bilinearer Ansatzfunktion .....	79
Abbildung 4.3:	Zweiknotiges Stabelement mit linearer Ansatzfunktion .....	79
Abbildung 4.4:	Spannungs-Dehnungs-Linie für nichtlineare Schnittgrößenermittlungen und Verformungsberechnungen nach [DIN EN 1992-1-1: 2011].....	80
Abbildung 4.5:	Empfohlene Anpassung des Elastizitätsmoduls $E_{cm}$ in Abhängigkeit von der Gesteinskörnung nach [DIN EN 1992-1-1: 2011] .....	81
Abbildung 4.6:	Spannungs-Dehnungs-Linie bei einaxialer Zugbeanspruchung nach [CEB-FIP 1993] .....	82
Abbildung 4.7:	Zeitlicher Verlauf der Kriechverformung von Beton aus [Zilch und Zehetmaier 2010] .....	83
Abbildung 4.8:	Kriechverhalten von Beton .....	83
Abbildung 4.9:	Methode zur Bestimmung der Kriechzahl $\varphi(\infty, t_0)$ für Beton bei einer relativen Luftfeuchte von 50 % nach [DIN EN 1992-1-1: 2011].....	85
Abbildung 4.10:	Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für einen druckbeanspruchten Beton mit und ohne Berücksichtigung des Kriechens bei einem kriecherzeugenden Lastanteil von 60 % .....	87
Abbildung 4.11:	$k_h$ -Werte zur Ermittlung der Trocknungsschwinddehnung nach [DIN EN 1992-1-1: 2011].....	89
Abbildung 4.12:	Auswertung von Gleichung (4.19) aus [DIN EN 1992-1-1/NA: 2011]; Grundwerte der Trocknungsschwinddehnung $\varepsilon_{cd,0}$ in ‰.....	90
Abbildung 4.13:	Zeitlicher Verlauf der Schwindverformung von Beton aus [Zilch und Zehetmaier 2010] .....	91
Abbildung 4.14:	Spannungs-Dehnungs-Beziehung für einen druckbeanspruchten, kriechenden Beton mit und ohne Berücksichtigung des Schwindens .....	92
Abbildung 4.15:	Spannungs-Dehnungs-Beziehung für typischen warmgewalzten (links) und kaltverformten (rechts) Betonstahl nach [DIN EN 1992-1-1: 2011] .....	94
Abbildung 4.16:	Spannungs-Dehnungs-Beziehung für nichtlineare Schnittgrößenermittlungen nach [DIN EN 1992-1-1/NA: 2011] mit Linie „1“ als idealisierter Verlauf .....	94
Abbildung 4.17:	Momenten-Krümmungs-Linien biegebeanspruchter Bauteile.....	95
Abbildung 4.18:	Modifizierte Spannungs-Dehnungs-Linie für Betonstahl zur Berücksichtigung der zugversteifenden Wirkung des Betons nach [DAfStb 2012] .....	97
Abbildung 4.19:	Querschnittsdehnungen infolge Schwindens im Zustand I.....	98
Abbildung 4.20:	Dehnungen bei Einzelrissbildung (links) und abgeschlossener Rissbildung (rechts) aus [Zilch und Zehetmaier 2010].....	100
Abbildung 4.21:	Vergrößerung der effektiven Wirkungszone $h_{c,ef}$ der Bewehrung bei zunehmender Querschnittshöhe nach [DIN EN 1992-1-1/NA: 2011] .....	101
Abbildung 4.22:	Modifizierte Spannungs-Dehnungs-Linien für einen zugbeanspruchten Betonstahl mit und ohne Berücksichtigung der Langzeiteffekte Kriechen und Schwinden .....	103
Abbildung 4.23:	Statisches System und Querschnitt der Plattenversuchsserie C von [Jaccoud und Favre 1982].....	104
Abbildung 4.24:	Gegenüberstellung der gemessenen und berechneten Last-Durchbiegungs-Kurven für die Kurzzeit-Plattenversuche von [Jaccoud und Favre 1982] .....	106

Abbildung 4.25:	Gegenüberstellung der gemessenen und berechneten Last-Durchbiegungs-Kurven für die Langzeit-Plattenversuche von [Jaccoud und Favre 1982].....	107
Abbildung 4.26:	Statisches System und Querschnitte der Plattenversuche von [Eligehausen et al. 1995].....	108
Abbildung 4.27:	Gegenüberstellung der gemessenen und berechneten Last-Momenten-Kurven für den Plattenversuch DMR1 von [Eligehausen et al. 1995].....	110
Abbildung 4.28:	Gegenüberstellung der gemessenen und berechneten Last-Durchbiegungs-Kurven für den Plattenversuch DMR1 von [Eligehausen et al. 1995] .....	111
Abbildung 4.29:	Gegenüberstellung der gemessenen und berechneten Last-Dehnungs-Kurve am Mittelaufleger (Plattenunterseite) für den Versuch DMR1 von [Eligehausen et al. 1995].....	111
Abbildung 4.30:	Vergleich zwischen dem realen Rissbild und den berechneten Rissbildungsstadien für den Plattenversuch DMR1 von [Eligehausen et al. 1995] .....	112
Abbildung 4.31:	Gegenüberstellung der gemessenen und berechneten Last-Momenten-Kurven für den Plattenversuch DMR3 von [Eligehausen et al. 1995].....	113
Abbildung 4.32:	Gegenüberstellung der gemessenen und berechneten Last-Durchbiegungs-Kurven für den Plattenversuch DMR3 von [Eligehausen et al. 1995] .....	113
Abbildung 4.33:	Vergleich zwischen dem realen Rissbild und den berechneten Rissbildungsstadien für den Plattenversuch DMR3 von [Eligehausen et al. 1995] .....	114
Abbildung 4.34:	Modellierungsstrategien für Mauerwerk .....	115
Abbildung 4.35:	Vierknotiges 2D-Element mit linearer Ansatzfunktion.....	117
Abbildung 4.36:	Unterteilung von Mauersteinen und Mauermörteln nach verschiedenen Kriterien .	119
Abbildung 4.37:	Spannungs-Dehnungs-Linie für Mauerwerk nach [DIN EN 1996-1-1: 2013].....	121
Abbildung 4.38:	Spaltzugfestigkeitsprüfung an Zylindern aus [DIN 1048-5: 1991].....	130
Abbildung 4.39:	Theoretische Kreisscheibenspannungen bei diametral angreifenden und sich gegenüberliegenden Einzellasten aus [Bonzel 1964].....	131
Abbildung 4.40:	Theoretische Spannungsverteilung im Spaltzugversuch nach [Bonzel 1964].....	131
Abbildung 4.41:	Materialverhalten von zentrisch druckbeanspruchten Dreisteinkörpern sowie von Einzelsteinen unter voll- und teilflächiger Druckbeanspruchung .....	141
Abbildung 4.42:	Rissbildung im Querstegbereich am Wandfuß als Folge lokaler Differenzverformungen im Großversuch (s. a. Kapitel 3.6).....	142
Abbildung 4.43:	Materialverhalten von Einzelsteinen unter kleinflächiger Druckbeanspruchung einschließlich der theoretischen Umsetzung im FE-Modell (Dreisteinkörperarbeitslinie) .....	143
Abbildung 4.44:	Doppelt exzentrischer Wanddruckversuch; HLz Typ K.....	145
Abbildung 4.45:	Belastungsanordnung im einschnittigen Ziegelscherversuch aus [Arge Mauerziegel e.V. 2002].....	151
Abbildung 4.46:	Maximale Hauptdehnungen im Wandregelbereich beim doppelt exzentrischen Wanddruckversuch; HLz Typ K.....	152
Abbildung 4.47:	Numerische Simulation des Biegezugfestigkeitsversuchs (Kapitel 3.5); HLz Typ K.....	154
Abbildung 4.48:	Beispiele für vorgeschädigte Querstegverbindungen; HLz Typ I.....	155
Abbildung 4.49:	Numerische Simulation des Biegezugfestigkeitsversuchs (Kapitel 3.5); HLz Typ I .....	156
Abbildung 4.50:	Numerische Simulation des Dreisteinkörperdruckversuchs C1 (Kapitel 3.3); HLz Typ K.....	157
Abbildung 4.51:	Numerische Simulation des Dreisteinkörperdruckversuchs C2 (Kapitel 3.3); HLz Typ K.....	158
Abbildung 4.52:	Numerische Simulation des Dreisteinkörperdruckversuchs C2 (Kapitel 3.3) mit $f_w = 0$ ; HLz Typ K .....	159

Abbildung 4.53:	Numerische Simulation des Dreisteinkörperdruckversuchs C1 (Kapitel 3.3); HLz Typ I .....	160
Abbildung 4.54:	Numerische Simulation des Dreisteinkörperdruckversuchs C2 (Kapitel 3.3); HLz Typ I .....	161
Abbildung 4.55:	Numerische Simulation des Dreisteinkörperdruckversuchs C2 (Kapitel 3.3) mit $f_w = 0$ ; HLz Typ I .....	162
Abbildung 4.56:	Numerische Simulation des Wanddruckversuchs B (Kapitel 3.4); HLz Typ K .....	164
Abbildung 4.57:	Numerische Simulation des Wanddruckversuchs B (Kapitel 3.4); HLz Typ I .....	165
Abbildung 4.58:	Numerische Simulation des Großversuchs (Kapitel 3.6); FE-Modell (ohne Darstellung von Eigenlasten) .....	168
Abbildung 4.59:	Ergebnisse der numerischen Simulation des Großversuchs (Kapitel 3.6); Lastfallnummer nach Tabelle 3.23 (Seite 73); Messstellen nach Abbildung 3.12 (Seite 70) ....	170
Abbildung 4.60:	Wand-Decken-Fugen .....	171
Abbildung 4.61:	Numerische Simulation des Großversuchs (Kapitel 3.6); Wandregelbereiche mit rechnerischer Überschreitung der zulässigen Hauptdehnung $\max \varepsilon_1 = 0,000122$ .	172
Abbildung 4.62:	Rissbildung im Knotenbereich bei LF 2 .....	174
Abbildung 5.1:	Angewendete Spannungs-Dehnungs-Beziehungen (durchgezogene Linien) für die nichtlineare Schnittgrößenermittlung einschließlich Bemessung .....	178
Abbildung 5.2:	FE-Modelle zur Abbildung des Trag- und Verformungsverhaltens von Außenwand-Decken-Systemen bei monolithischem Ziegelmauerwerk .....	181
Abbildung 5.3:	Momentennullpunktlage bzgl. des Wandkopfes bei teilaufgelagerten Decken mit (links) / ohne (rechts) VM und Farbdarstellung der Horizontalverformung (Skala in mm) .....	182
Abbildung 5.4:	Der Parameterstudie zugrunde gelegte Einwirkungskombination (Angabe ohne $\gamma_R = 1,3$ ) .....	184
Abbildung 5.5:	Kontaktschluss bei Erreichen des Tragwiderstandes $N_{Rd}$ ; HLz Typ K; $l_f = 7,0$ m; $h = 2,5$ m; $n_{Decke} = 4$ (eingespannt); $q_k = 2,7$ kN/m <sup>2</sup> .....	190
Abbildung 5.6:	Kontaktschluss bei Erreichen des Tragwiderstandes $N_{Rd}$ ; HLz Typ I; $l_f = 7,0$ m; $h = 2,5$ m; $n_{Decke} = 4$ (eingespannt); $q_k = 2,7$ kN/m <sup>2</sup> .....	190
Abbildung 5.7:	Kontaktschluss bei Erreichen des Tragwiderstandes $N_{Rd}$ ; HLz Typ I; $l_f = 6,0$ m; $h = 2,5$ m; $n_{Decke} = 4$ (eingespannt); $q_k = 2,7$ kN/m <sup>2</sup> .....	191
Abbildung 5.8:	Rechnerische Überschreitung der zulässigen Hauptdehnung $\max \varepsilon_1$ im Außensteg; HLz Typ I; $l_f = 4,0$ m; $h = 2,5$ m; $n_{Decke} = 4$ (eingespannt); $q_k = 2,7$ kN/m <sup>2</sup> ; Parameterkombination Nr. 49 .....	191
Abbildung 5.9:	Rechnerische Überschreitung der zulässigen Hauptdehnung $\max \varepsilon_1$ ; HLz Typ I; $l_f = 7,0$ m; $h = 2,5$ m; $n_{Decke} = 4$ (eingespannt); $q_k = 5,0$ kN/m <sup>2</sup> ; Parameterkombination Nr. 56 .....	192
Abbildung 5.10:	Kontaktschluss und Knotenspannungen bei Erreichen des Tragwiderstandes $N_{Rd}$ ; HLz Typ K; $l_f = 4,0$ m; $h = 3,5$ m; $n_{Decke} = 4$ (eingespannt); quasi-ständige EWK; Parameterkombination Z2 .....	193
Abbildung 5.11:	Kontaktschluss und Knotenspannungen für eine Wandauflast von 15 kN/m (ohne $\gamma_R$ ); HLz Typ K; $l_f = 6,0$ m; $n_{Decke} = 3$ (gelenkig); $q_k = 5,0$ kN/m <sup>2</sup> .....	194
Abbildung 6.1:	Kontaktschluss bei Erreichen des Tragwiderstandes $N_{Rd}$ ; HLz Typ K; $l_f = 4,0$ m; $h = 2,5$ m; $n_{Decke} = 4$ (eingespannt); $q_k = 2,7$ kN/m <sup>2</sup> ; Parameterkombination Nr. 17 .....	195
Abbildung 6.2:	Abminderungsbeiwert $\phi$ ; Gegenüberstellung von FE-Berechnung und EC 6-3 mit NA .....	196
Abbildung 6.3:	Minimal aufnehmbares Deckeneinspannmoment je Längeneinheit für Wandhöhen von $h = 2,5$ m mit dem Spannungsblock-Modell .....	199

---

Abbildung 6.4:	Prozentualer Traglastgewinn gegenüber $\phi_{\min}$ bei Zunahme des Momentenverhältnisses nach Gleichung (6.4) für Wandhöhen von $h = 2,5$ m .....	200
Abbildung 6.5:	Traglastabminderungsbeiwert $\phi$ ; Gegenüberstellung von FE-Berechnung und Gleichung (6.3) für $t = 36,5$ cm und $a = 2/3 \times t$ .....	201
Abbildung 7.1:	Differenzierte Geometriebereiche für HLz Typ K mit einer Steinbreite von $b = 425$ mm .....	203
Abbildung 7.2:	Traglastabminderungsbeiwert $\phi$ ; Gegenüberstellung von FE-Berechnung und Gleichung (6.3) für $t = 42,5$ cm und $a = 2/3 \times t$ .....	203