Untersuchung der Querkrafttragfähigkeit von schlaff bewehrten und vorgespannten Mauerwerkbalken mittels Schubspannungsfeldmodellen

Von der
Fakultät Architektur, Bauingenieurwesen und Umweltwissenschaften
der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina
zu Braunschweig

zur Erlangung des Grades eines
Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.)
genehmigte

Dissertation

von
Johann Jakob Marx
geboren am 28.01.1988
aus Bielefeld

Eingereicht am 17. September 2019
Disputation am 28. Oktober 2020

Berichterstatter Prof. Dr.-Ing. Harald Budelmann
Prof. Dr.-Ing. Erhard Gunkler

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter im Lehrgebiet Baustoffe und Massivbau des Fachbereichs 3 „Bauingenieurwesen und Wirtschaftsingenieurwesen-Bau“ an der Hochschule Ostwestfalen-Lippe.

Die Fragestellung ergab sich durch wissenschaftliche Forschungsaktivitäten im Bereich des Mauerwerkbaus, die ich im Rahmen von Zulassungsentwürfen und Gutachten durchgeführt habe. Ergänzende experimentelle Untersuchungen wurden finanziell durch ein Forschungsförderungsprogramm der Hochschule Ostwestfalen-Lippe sowie durch geldwerte Leistungen verschiedener regionaler Unternehmen gefördert.

Die vorliegende Arbeit wurde durch Herrn Prof. Dr.-Ing. Harald Budelmann betreut. Ihm bin ich für seine fachliche Unterstützung und konstruktiven Gespräche sowie für die Übernahme des Hauptreferats zu besonderem Dank verpflichtet.

Im Besonderen danke ich Herrn Prof. Dr.-Ing. Erhard Gunkler, der das Korreferat übernommen hat. Seine fachlichen Anregungen, Hinweise, Diskussionsbereitschaft und sein stetiges Interesse an meiner Arbeit haben zu einem großen Teil zur Anfertigung der vorliegenden Arbeit beigetragen.

Darüber hinaus möchte ich mich bei dem Fachbereich 3 der Hochschule Ostwestfalen-Lippe sowie bei den Mitarbeitern für die stetige Unterstützung und gute Zusammenarbeit bedanken. Dieser Dank gilt ebenfalls den studentischen Hilfskräften, die mich im Rahmen meiner experimentellen Untersuchungen unterstützt haben.

Ein Blick in die Vergangenheit zeigt, dass bereits 1836 wissenschaftliches Interesse an der Tragfähigkeit bewehrter Mauerwerkbalken bestand.

Nine Elms Reinforced Masonry Beam tested by Sir Marc Brunel in the period between 1836 - 1838

(Roberts et al. 1986)

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Problemstellung und Zielsetzung	1
1.2	Gliederung der Arbeit	2
2	Grundlagen und „Stand der Forschung“ von Mauerwerkbalken	3
2.1	Unterscheidungsmerkmale	3
2.2	Bewehrungsanordnung und Konstruktionsarten	3
2.2.1	Flachsturz	4
2.2.2	Fertigteilsturz	5
2.2.3	Vorgespannte Mauerwerkbalken	6
2.2.4	Balkenkonstruktionen für Vormauerwerk und/ oder Verblendmauerwerk	7
2.3	Abgrenzung von Mauerwerkbalken gegenüber wandartigen Trägern aus Mauerwerk	7
2.4	Ergebnisse experimenteller Forschungsarbeiten	9
2.4.1	Schlaff bewehrte Mauerwerkbalken	9
2.4.2	Vorgespannte Mauerwerkbalken	22
2.5	Inhalte bauaufsichtlicher Regelwerke	23
2.5.1	DIN EN 1996-1-1:2013	24
2.5.2	DIN 1053-3:1990	27
2.5.3	E DIN 1053-3:2008	27
2.5.4	DIN EN 12602:2016 - Porenbeton	27
2.5.5	DIN EN 1520:2011 - Leichtbeton	27
2.5.6	DIN 1045-100:2017 - Ziegeldecken	27
2.5.7	Flachsturzrichtlinie (Entwurf 2005) - Flachsturz	27
2.5.8	Allgemein bauaufsichtliche Zulassung (abZ) - Fertigteilsturz	28
2.5.9	Zusammenfassung der in Regelwerken benannten Tragwiderstände	29
2.5.10	Kritik an aktueller Schubbemessung und verwendeter Werkstoffkenngrößen	30
2.5.10.1	Schubfestigkeit (f_{vd})	31
2.5.10.2	Querkrafttragfähigkeit (V_{Rd1})	31
2.6	Ausblick auf den Berechnungsansatz dieser Arbeit	33
2.7	Zusammenfassung, Bewertung und Schlussfolgerungen für diese Arbeit	35
3	Werkstoffbeschreibende Ausgangsgrößen	37
3.1	Mauersteine	37
3.1.1	Geometrie und Lochanteil	37

3.1.2	Druckfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge	38
3.1.3	Zugfestigkeit parallel und senkrecht zur Lagerfuge	38
3.2	Mauermörtel	38
3.2.1	Druckfestigkeit	38
3.2.2	Verbundeigenschaften zwischen Dünnbettmörtel und Mauersteinen	38
3.3	Mauerwerk	38
3.3.1	Einaxiales Trag- und Verformungsverhalten	38
3.3.1.1	Druckfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge	38
3.3.1.2	Druck-E-Modul senkrecht zur Lagerfuge	39
3.3.1.3	Druckfestigkeit parallel zur Lagerfuge	40
3.3.2	Zweiaxiales Trag- und Verformungsverhalten	42
3.3.2.1	Mann/ Müller	42
3.3.2.2	Ganz/ Thürlimann/ Mojsilović	43
3.4	Injektionsmörtel	48
3.5	Betonergänzung	49
3.6	Bewehrung	49
3.6.1	Betonstahl	49
3.6.2	Spannstahl	49
4	Analytische Grundlagen zu Spannungsfeldern für bewehrtes Mauerwerk	51
4.1	Spannungsfelder	51
4.1.1	Elastische, gerissene Spannungsfelder	52
4.1.2	Starr-plastische Spannungsfelder (klassische Spannungsfelder)	52
4.1.3	Erweiterte starr-plastische Spannungsfelder (verallgemeinerte Spannungsfelder)	55
4.1.4	Elastisch-plastische Spannungsfelder (erweiterte Spannungsfelder)	57
4.1.5	Besonderheiten vorgespannten Mauerwerks in Spannungsfeldern	58
4.2	Schubübertragungsmechanismen innerhalb von Spannungsfeldern	59
4.2.1	Ungerissene Biegedruckzone	60
4.2.2	Rissuferverzahnung und Rissreibung	60
4.2.3	Dübelwirkung der Biegezugbewehrung	62
4.2.4	Vertikalwiderstand der Betonzugfestigkeit in der Rissprozesszone	63
4.2.5	Maßstabseffekt	63
4.2.6	Schubschlankheit	64
4.3	Abgrenzung herkömmlicher Schubtragmodelle von der Spannungsfeldmethode	65
4.3.1	Sprengwerk- und Bogenzugbandmodelle	65

4.3.2	Kamm- und Zahnmodelle	65
4.3.3	Semi-Empirisches Schubmodell von EC2	66
4.4	Zusammenfassung und Beurteilung	68
5	Experimentelle Untersuchungen	69
5.1	Vorbemerkungen	69
5.2	Flachstürze - Ia	70
5.3	Scheitrechte Mauerwerkbalken - IIa	74
5.3.1	Trag- und Verformungsverhalten	77
5.3.2	Einfluss der Schubslankheit auf die Querkrafttragfähigkeit	80
5.3.3	Einfluss des Bewehrungsgrades auf die Querkrafttragfähigkeit	82
5.3.4	Ermittlung des Hebelarms der inneren Kräfte	83
5.3.5	Neigung des Druckstrebenwinkels innerhalb des Schubfeldes	84
5.4	Scheitrechte Mauerwerkbalken mit Ergänzungsschicht aus Beton - IIa	86
5.5	Vorgespannte scheitrechte Mauerwerkbalken - IIb _{III}	91
5.6	Zusammenfassung der Ergebnisse	94
6	Ergänzende FE-Untersuchung	96
6.1	Verifikation des gewählten FE-Modells	96
6.2	Parameterstudie	100
6.2.1	Schlaff bewehrte Balken	100
6.2.1.1	Bewehrungsgrad und Längsdehnungseinfluss	101
6.2.1.2	Schubslankheit	103
6.2.2	Vorgespannte Balken	106
6.2.2.1	Verformungsverhalten und Bruchzustand	107
6.2.2.2	Grad der Vorspannung	108
6.2.2.3	Schubslankheit und zentrische Vorspannung	109
6.2.3	Abweichendes Tragverhalten wandartiger Träger	111
6.3	Zusammenfassung	117
7	Algorithmen zur Querkraftberechnung von Mauerwerkbalken	118
7.1	Herleitung und Darstellung der SMCFT	118
7.1.1	Modified Compression Field Theory	118
7.1.2	Simplified Modified Compression Field Theory	123
7.2	Modellvorschlag und Berechnungsalgorithmen	126
7.3	Vergleichsrechnungen auf Basis experimenteller und numerischer Untersuchungen	131
7.4	Vergleich mit bestehenden Regelwerken	137

7.5	Zusammenfassung mit Bewertung der Ergebnisse	141
8	Zusammenfassung	142
9	Literaturverzeichnis	143

Abkürzungsverzeichnis

Im Folgenden werden die signifikanten Abkürzungen, die in der Arbeit verwendet werden, festgelegt. Hier nicht aufgeführte Abkürzungen werden im Text gesondert erläutert.

Gl.	Gleichung
bspw.	beispielsweise
exp.	experimentell /-en /-er
theor.	theoretisch /-en /-er
rechn.	rechnerisch /-en
i.d.R.	in der Regel
u.a.	unter anderem
Abschn.	Abschnitt
abZ	allgemeine bauaufsichtliche Zulassung
Bez.	Bezeichnung
DM	Dünnbettmörtel
SDL	Spannungs-Dehnungslinie

1 Einleitung

1.1 Problemstellung und Zielsetzung

Die Beurteilung des Schubtragverhaltens von schlaff bewehrten Mauerwerkbalken basiert auf experimentellen und theoretischen Untersuchungen. Auf Basis dessen wurden verschiedene sowohl empirische als auch semiempirische Tragmodelle entwickelt, deren jeweilige Anwendbarkeit konstruktionsabhängig ist. Ein allgemein gültiges Schubkonzept existiert bislang nicht.

Die unterschiedlichen Tragmodelle aktueller Regelwerke zur Ermittlung des Querkraftwiderstandes (V_R) von bewehrten, balkenartigen Mauerwerkstrukturen sind überwiegend auf nicht mehr gültige Annahmen der Stahlbetontheorie zurückzuführen; siehe Abschnitt 2.5.10 (Graubner 2017, S. 7). Grundlage ist die Annahme eines klassischen Druckfeldmodells, welches durch ein in seiner Ebene homogen belastetes, gerissenes, orthogonal bewehrtes und isotropes Stahlbetonscheibenelement beschrieben wird (Weber und Stempfle 2013, S. 172). Die Schubtragfähigkeit wird dabei i.d.R. ausschließlich über die Druckzone bestimmt, was den tatsächlichen Lastabtrag nicht umfassend widerspiegelt (Gunkler und Marx 2018, S. 7).

Darüber hinaus bleiben bei den bisherigen Schubtragmodellen, die sich von dem Werkstoff „Beton“ unterscheidenden inhomogenen, anisotropen Werkstoffeigenschaften von Mauerwerk unberücksichtigt. Diese erscheinen vor allem von dem Lochbild und dem Überbindemaß der Mauersteine sowie der Ausbildung der Stoßfugen abhängig zu sein (Gunkler et al. 2017, S. 156). Diese Aspekte berücksichtigend müsste der Bemessungswert der Schubfestigkeit (f_{vd}) auf einem nichtlinearen Materialgesetz für Mauerwerk basieren, welches die obigen Einflüsse beinhaltet.

Der Anwendungsfall vorgespannter Mauerwerkbalken ist normativ in Deutschland ausgeschlossen, da hierzu keine umfassenden und veröffentlichten Forschungsergebnisse vorliegen. Lediglich einige wenige Konstruktionsarten vorgespannter Zugbänder mit nachträglicher Übermauerung sind über abZ in Deutschland anwendbar; siehe bspw. (Z-17.1-957 2017).

Die bisherigen Forschungsarbeiten, die im Zusammenhang mit der Untersuchung schlaff bewehrter als auch vorgespannter Mauerwerkbalken stehen, liefern Ergebnisse im Hinblick auf einzelne, das Tragverhalten beschreibende Einflussfaktoren. Für die hier zu bearbeitende Zielsetzung fehlen ganzheitliche Untersuchungen, bei denen verschiedene Konstruktionsarten systematisch einbezogen werden.

Ziel ist die Entwicklung eines von der Konstruktionsart unabhängigen Berechnungsvorschlages zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit für sowohl schlaff bewehrte als auch vorgespannte Mauerwerkbalken. Schwerpunkt ist dabei die realistische Erfassung des mechanischen Schubtragverhaltens unter Anwendung von Schubspannungsfeldern sowie anisotropen Werkstoffeigenschaften bewehrten Mauerwerks. Dies ist die Voraussetzung für eine zukünftige Implementierung in ein einheitliches normativ geregeltes Bemessungskonzept. Ein möglicher, hier zu entwickelnder Ansatz könnte aus der „Simplified Compression Field Theory“ (SMCFT), angewendet im „*fib Modelcode 2010*“, abgeleitet werden, in Kombination mit der Berücksichtigung der Anisotropie von Mauerwerk. Dabei würde der tatsächliche Verformungszustand des sowohl bewehrten als auch vorgespannten Mauerwerks über Längsdehnungen in die Definition der Schubfestigkeit einbezogen werden.

1.2 Gliederung der Arbeit

Aufgrund der Vielfalt von Mauerwerkkonstruktionen wird in Abschnitt 2 für Mauerwerkbalken eine Kategorisierung (Bauteilkategorien) auf Basis zuvor definierter Unterscheidungsmerkmale vorgenommen. Die in der Arbeit behandelten Balkenkonstruktionen werden beschrieben; eine Abgrenzung zwischen Balkenmodell und wandartigen Trägern wird durchgeführt. Zur Beurteilung des Schubtragverhaltens von Mauerwerkbalken werden Forschungsergebnisse zitiert und hinsichtlich der Zielsetzung bewertet. Daran anschließend werden Inhalte von Schubbemessungsansätzen bauaufsichtlicher Regelwerke wiedergegeben und kritisch bewertet. Die bislang überwiegend angewendeten Schubbemessungsverfahren beschreiben Mauerwerkabschnitte realer Größe nicht ausreichend, weshalb auf die Anwendung von Schubspannungsfeldern verwiesen wird.

Im Hinblick auf den zu entwickelnden Berechnungsvorschlag sowie die hierfür erforderlichen experimentellen und theoretischen Untersuchungen sind in Abschnitt 3 Werkstoffeigenschaften verwendeter Materialien aufgeführt. Ergänzend wird auf Stoffgesetze eingegangen, welche die Anisotropie von Mauerwerk erfassen.

In Abschnitt 4 werden die Grundlagen von Schubspannungsfeldern mit Verweis auf die Anwendung bei bewehrtem Mauerwerk erläutert. Die in den Schubspannungsfeldern aus dem Stahlbetonbau bekannten Schubübertragungsmechanismen werden vorgestellt und deren Übertragbarkeit auf Mauerwerkbalken hypothetisch bewertet. Eine Abgrenzung der Spannungsfeldmethode zu herkömmlichen Schubtragmodellen wird ebenfalls dargestellt. Diesen Abschnitt vervollständigend werden die Besonderheiten einer Vorspannung im Mauerwerkbau erläutert.

Auf der Grundlage durchgeführter Bauteilprüfungen an Mauerwerkbalken unterschiedlicher Bauteilkategorien werden mechanische und geometrische Untersuchungsparameter analysiert, die einen Einfluss auf den Querkraftwiderstand haben; siehe Abschnitt 5. Die Ergebnisse liegen den Berechnungsalgorithmen nach Abschnitt 7 zugrunde und werden zu Vergleichsrechnungen herangezogen. Fehlende Parameterrechnungen werden in Abschnitt 6 mit Hilfe der Finite-Element-Methode durchgeführt. Die Berechnungen basieren auf einem zuvor gewählten und anhand experimenteller Untersuchungen verifiziertem FE-Modell.

Auf Basis verallgemeinerter Spannungsfelder werden Berechnungsalgorithmen zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von sowohl schlaff bewehrten als auch vorgespannten Mauerwerkbalken ohne Querkraftbewehrung unter Anwendung der SMCFT erarbeitet, in denen anisotropes Verhalten von Mauerwerk berücksichtigt wird. Die Anwendbarkeit wird mittels experimenteller und theoretischer Prüfergebnisse verifiziert; siehe Abschnitt 7.

In Abschnitt 8 werden die Ergebnisse dieser Arbeit zusammengefasst.

2 Grundlagen und „Stand der Forschung“ von Mauerwerkbalken

2.1 Unterscheidungsmerkmale

Die Anwendung bewehrten Mauerwerks für die Herstellung von Mauerwerkbalken ist vielfältig. In der vorliegenden Arbeit wird eine Differenzierung nach Tabelle A 1.1 vorgenommen, welche die Anwendungsvielfalt verdeutlicht. Eine in Deutschland praxisübliche Anwendungsform ist der schlaff bewehrte Mauerwerksturz. Als Ergänzungsbauteil für Mauerwerk ist dieser nach DIN EN 845-2 geregelt. Der in dem Wort „Mauerwerksturz“ enthaltende Begriff „Sturz“ ist in DIN EN 845-2, Abschnitt 3.1.12, definiert: „*Balken, der Lasten über einer Öffnung in einer Mauerwerkswand aufnimmt*“ (DIN EN 845-2, S. 7). Nicht Gegenstand der Norm sind Balken, die eine Stützweite von 4,5 m überschreiten (DIN EN 845-2, S. 5). Unabhängig davon wird in der vorliegenden Arbeit der Begriff „Sturz“ für Balken und wandartige Träger verwendet.

Darüber hinaus bleibt der Begriff „Balken“ nach DIN EN 845-2 undefiniert, weshalb hier auf DIN EN 1992-1-1, Abschnitt 5.3.1 (3;4) verwiesen wird. Danach sind Balken und, zur Unterscheidung, wandartige Träger entsprechend dem Verhältnis von Stützweite (l) zu Gesamtquerschnittshöhe (h), nach Tabelle A 1.2 definiert; für Balken gilt die Definition $\frac{l_{eff}}{h} \geq 3$. Dieser Normenbezug scheint aus Gründen der Vergleichbarkeit vertretbar, da in DIN EN 845-2 auch die Anwendung von Betonstürzen geregelt ist, die aus Spannbeton oder Stahlbeton hergestellt werden.

2.2 Bewehrungsanordnung und Konstruktionsarten

Die Unterscheidungsmerkmale nach Tabelle A 1.1 enthalten Angaben über die Anordnung der Bewehrung in balkenartigen Mauerwerkkonstruktionen; siehe auch Bild 2.1. Die Bewehrung wird überwiegend in Lagerfugen oder Hohlräumen angeordnet. Eine Ausnahme können Zugbänder aus Porenbeton sein (Abschnitt 2.2.1). Zur Sicherstellung ausreichenden Verbundes werden die Hohlräume nach dem Einbau der Bewehrung mit Mörtel oder Beton verfüllt oder ausinjiziert.

Bild 2.1 Unterschiedliche Bewehrungsanordnung von Mauerwerkbalken vgl. (Hendry et al. 2004, S. 181)

In dieser Arbeit werden Mauerwerkbalken nach ihrer Konstruktionsart in Anlehnung an DIN EN 845-2 unterschieden; siehe Tabelle 2.1. Die Konstruktionsarten des teilweise vorgefertigten, bauseits ergänzten Sturzes (Bauteilkategorie I), im Folgenden „Flachsturz“ genannt, und des vorgefertigten Sturzes (Bauteilkategorie II), im Folgenden „Fertigteilsturz“ genannt, sind in Bild 2.2 dargestellt. Darüber hinaus kann, entsprechend der Art der Längsbewehrung, in schlaff bewehrte und vorgespannte Balken (Bauteilkategorie III) unterschieden werden. Nichttragende balkenartige Konstruktionen werden der Bauteilkategorie IV zugeordnet.

Tabelle 2.1 Einteilung balkenartiger Mauerwerkkonstruktionen in Bauteilkategorien

Bauteilkategorie	I		II		III	IV
Konstruktionsart	Flachsturz		Fertigteilsturz		Vorgespannte balkenartige Konstruktion	Nichttragende balkenartige Konstruktion
Abschnitt vorliegender Arbeit	2.2.1		2.2.2		2.2.3	2.2.4
Beschreibung	Teilweise vorgefertigter, bauseits ergänzter Sturz DIN EN 845-2, S. 7		Scheitrechter Sturz oder vorgefertigter Sturz DIN EN 845-2, S. 8		Vorgespannte balkenartige Konstruktion	Nichttragende balkenartige Konstruktion für Vormauer- oder Verblendschale
Subkategorie	Ia Schlaff bewehrt	Ib _{III} ¹ Vor- gespannt	IIa Schlaff bewehrt	IIb _{III} ¹ Vor- gespannt	-	-

¹ Index gibt die Zugehörigkeit zur Bauteilkategorie III „Vorgespannte balkenartige Konstruktionen“ an.

Legende

- 1 aufliegendes Mauerwerk
- 2 Ergänzungsbauteil (Mauerwerk oder Beton)
- 3 vorgefertigter Teil

Legende

- 1 aufliegendes Mauerwerk
- 2 vorgefertigter Sturz

Bild 2.2 Flachsturz (links) und Fertigteilsturz (rechts) vgl. (DIN EN 845-2, S. 9)

Der Großteil internationaler Untersuchungen über bewehrte Mauerwerkbalken bezieht sich auf Konstruktionsarten, in denen die Bewehrung in Betonkernen, Hohlblocksteinen oder in verfüllten Aussparungen zwischen den einzelnen Mauersteinschichten angeordnet ist; siehe Bild 2.1. Es existieren vergleichsweise wenige Untersuchungen, in denen die Bewehrung in horizontalen Lagerfugen angeordnet ist.

2.2.1 Flachsturz

Ein Flachsturz ist eine zusammengesetzte Konstruktion aus Zugband mit einer sich darüber befindenden, bauseits ergänzenden Druckzone aus Mauerwerk und/ oder Beton. Das vorgefertigte Zugband besteht, je nach Bauart, aus Beton mit eingelegter Längsbewehrung oder einer vergossenen, bewehrten U-Schale; siehe Bild A 1.1. Bei Porenbetonflachstürzen ermöglicht der Herstellungsprozess eine direkte Ummantelung der Bewehrung mit Porenbeton, wodurch ein nahezu homogener Bauteilaufbau möglich ist.

Das sich über dem Zugband befindende Mauerwerk bildet, ggf. mit der sich darüber befindenden Decke, die Druckzone; siehe Bild A 1.2.

Die Stoßfugen des sich über dem Zugband befindenden Mauerwerks werden in dieser Arbeit grundsätzlich als vermörtelt angenommen, sodass neben dem Eigengewicht des Mauerwerks auch die sich darüber befindenden Lasten bemessungstechnisch angerechnet werden dürfen; siehe (Z-17.1-981 2013; E DIN 1053-3:2008-03; Flachsturz-Richtlinie - Vorläufiger Schlusssentwurf). Nichttragende Flachstürze (Bauteilkategorie IV nach Tabelle 2.1), bei denen die Stoßfugen unvermörtelt sind, werden hier nicht weiter behandelt.

2.2.2 Fertigteilsturz

Eine Alternative zum Flachsturz ist der Fertigteilsturz nach Bild 2.3. Hier besteht der Sturz aus einem oder mehreren zusammengesetzten Mauersteinelementen, häufig aus Kalksandsteinmaterial. Im Fall mehrerer Elemente wird Dünnbettmörtel für die Stoßfugen verwendet. Die Längsbewehrung ist in eigens dafür vorgesehenen Aussparungen der Vollsteinelemente angeordnet und zur Sicherstellung ausreichenden Verbundes mit Beton bzw. Mörtel ummantelt. Der wesentliche konstruktive Unterschied zu Flachstürzen besteht darin, dass sich der Zuggurt und die Druckzone im selben Mauerstein (Monolith) befinden. Die Anordnung der Mauersteine wird als „scheitrecht“ bezeichnet (scheitrechter Fertigteilsturz), wenn wie hier, entgegen ihrer sonst üblichen Anordnung, die Mauersteine um 90° gedreht sind und damit die Richtung ihrer Haupttragfähigkeit horizontal ausgerichtet ist. Das Bauteil wird werkseitig vorgefertigt und auf der Baustelle zur Überbrückung von Öffnungen eingesetzt. Diese Konstruktionsart implementiert die Vorteile eines Fertigteils in Bezug auf den nachfolgenden Bauablauf. Meist bedarf es keiner weiteren Übermauerung, da Fertigteilstürze mit unterschiedlichen Konstruktionshöhen (h) verfügbar sind.

Bild 2.3 Darstellung eines bewehrten KS-Fertigteilsturzes; vgl. (Z-17.1-621 2005, A1)

Fertigteilstürze werden, wie Flachstürze, als Einfeldträger mit direkter Auflagerung eingesetzt. Bedingungsgemäß sind sie durch ihr Eigengewicht und durch vorwiegend ruhende gleichstrecken- oder trapezförmige Nutzlasten beansprucht (Z-17.1-621 2005, S. 3). Einwirkungen aus Einzellasten sind unzulässig.

Auf internationaler Ebene existieren artverwandte Konstruktionen, wie bspw. die in Österreich entwickelten Sturzsysteme mit einer lichten Spannweite von bis zu 3,5 m; siehe Bild 2.4. Dabei werden einzelne Mauerziegel „ohne Einsatz von Fugenbeton oder Mörtel, durch eine schnelle und sichere

Klebeverbindung in der Fuge“ (Leitl 2015, S. 16) miteinander verbunden. Die Eigenschaften des Werkstoffes der Klebeverbindung sind von dem Hersteller nicht angegeben.

Bild 2.4 Isometrische Darstellung eines Fertigteilsturzes aus Mauerziegeln; vgl. (Leitl 2015, S. 16)

2.2.3 Vorgespannte Mauerwerkbalken

Neben Flachstürzen mit vorgespannten Zuggurten (Z-17.1-1065 2017; Z-17.1-957 2017) sind auch vorgespannte Fertigteilstürze verfügbar (Leitl 2008, S. 1). Sie entsprechen den Konstruktionsarten der Bauteilkategorien Ib_{III} oder IIb_{III} von Tabelle 2.1. Vorgespannte Zugbänder für Flachstürze sind mit einer Übermauerung als Druckzone herzustellen. Bei vorgespannten scheitrechten Fertigteilstürzen entfällt eine Übermauerung.

Verglichen mit schlaff bewehrten Mauerwerkbalken lassen sich mit vorgespannten Mauerwerkbalken deutlich größere Öffnungen überbrücken; siehe Bild 2.5. Die Konstruktionsart entspricht der Bauteilkategorie III nach Tabelle 2.1.

Bild 2.5 Mauerstein für Spannbett (oben links); Mauersteine und Spannstäbe im Spannbett (oben rechts); vorgespannter Mauerwerkbalken: $b/l = 0,69 \text{ m}/8,84 \text{ m}$ (unten) (Carlsberg Bjælker 2013)

Balken des dänischen Herstellers „Carlsberg Bjælker“ werden im Spannbett vorgespannt. Dabei bestehen mindestens 65% des Querschnitts aus Ziegelmauerwerk. Der Spannstahl wird in Formschlitzte eigens hierfür hergestellter Mauersteine eingelegt, die mit einem speziellen Mörtel verfüllt sind.

2.2.4 Balkenkonstruktionen für Vormauerwerk und/ oder Verblendmauerwerk

Als Vormauerwerk wird bei zweischaligem Mauerwerk die äußere Schale der Wand bezeichnet, wobei die Mauersteine auf der Außenseite der Wand sichtbar bleiben. Es wird dem Verblendmauerwerk zugeordnet und oft als Sichtmauerwerk bezeichnet. Besteht der Wandquerschnitt aus zweischaligem Mauerwerk, gilt in Deutschland die Außenschale als nicht tragend. In Vormauerschalen angeordnete Balkenkonstruktionen werden daher ausschließlich durch ihr Eigengewicht beansprucht. Sie werden daher auch als nicht tragende Balken bezeichnet; siehe Bauteilkategorien IV nach Tabelle 2.1. Hierzu zählen bspw. Balken mit einer Grenadier- oder Rollschicht nach Tabelle A 1.1. In Bild A 1.3 ist das Konstruktionsbeispiel eines Balkens mit Grenadierschicht und fachwerkartigen Murfor®-Bewehrungselementen angegeben. Weitere Beispiele hierfür sind den abZ der Firma „Elmenhorst Bauspezialartikel GmbH & Co. KG“ (Z-17.1-602 2012) für leiterartige Bewehrungselemente sowie der Firma „Wilhelm Modersohn GmbH & Co. KG“ (Z-17.1-603 2012) für Lochbandstreifen zu entnehmen.

Für Verblendmauerwerk kommen auch Fertig-Verblendstürze zum Einsatz, die aus einem werkseitig mit Verblender-Riemchen beklebten, bewehrten Betonkern bestehen; siehe Bild A 1.4. Auflagerwinkel aus nichtrostendem Stahl mit angeschweißtem Rundstahl sichern die Auflagerung auf das angrenzende Verblendmauerwerk.

2.3 Abgrenzung von Mauerwerksbalken gegenüber wandartigen Trägern aus Mauerwerk

Für das in der vorliegenden Arbeit zu entwickelnde Schubtragmodell ist eine Abgrenzung von Balken gegenüber wandartigen Trägern erforderlich. Die Definition zur geometrischen Abgrenzung basiert auf einem Längen- zu Höhenverhältnis (l_{eff}/h); siehe Abschnitt 2.2.

Im Gegensatz zu balkenartigen Konstruktionen verläuft bei wandartigen Trägern die Verteilung der Längsdehnungen (ε_x) über die Querschnittshöhe nichtlinear (Leonhardt und Mönig 1986, S. 32); siehe Bild 2.6.

Bild 2.6 Verlauf der Längsdehnungen (ε_x): Balken (links); wandartiger Träger (rechts)

Entgegen dieser Erkenntnis wird in dem aktuellen Ansatz der DIN EN 1996-1-1:2013, Abschnitt 6.7.4 (DIN EN 1996-1-1:2013-02, S. 79) (Nachweis von Wandscheiben unter Schubbelastung) inhaltlich auf die Regelungen von Abschnitt 6.7.3 (DIN EN 1996-1-1:2013-02, S. 78) (Nachweis von bewehrten

Mauerwerkbalken unter Schubbelastung) für Balken verwiesen. DIN EN 1996-1-1, Abschnitt 6.7.4, ergänzt, dass für die Bemessung wandartiger Träger die einwirkende Schubkraft am Auflagertrand und die statische Höhe mit $d = 1,3 \cdot z$ anzunehmen sind; siehe Abschnitt 2.5.1.

Aufgrund des Längsdehnungsverlaufes von wandartigen Trägern in Bild 2.6 (rechts) ist ein Ebenbleiben der Querschnitte nicht gegeben. Die Bemessung von wandartigen Trägern auf Basis der Balkentheorie erscheint dabei, im Gegensatz zum Hinweis von DIN EN 1996-1-1, Abschnitt 6.7.4, als nicht gerechtfertigt.

Im Stahlbetonbau wird in DIN EN 1992-1-1 für wandartige Träger zum einen die Bemessung über Stabwerkmodelle vorgeschlagen. Dabei sollte sich das gewählte Scheibenmodell an den Spannungsverteilungen der linear-elastischen Elastizitätstheorie orientieren. Die Druckstrebenneigung wird dabei an dem Verlauf der Hauptspannungen orientiert (Bild 2.7). Dies verhindert eine übermäßige Rissbildung im Gegensatz zum Ansatz rein plastischen Tragverhaltens (Reineck 2005, S. 246).

Bild 2.7 Verlauf von Spannungstrajektorien eines wandartigen Trägers unter Annahme linear-elastischen (links) und plastischen (rechts) Tragverhaltens

Zum anderen ist eine Bemessung über den Verlauf der Hauptzug- und Hauptdruckspannungen möglich; berechnet nach der Finite-Elemente-Methode oder nach Heft 631. Bei Anwendung der Ansätze nach Heft 631 ist ein gesonderter Schubnachweis nicht erforderlich (DAfStb Heft 631 2019, S. 73), da die Wirkung von Schubspannungen bei der Betrachtung der Hauptzug- und Hauptdruckspannungen für die Bemessung der Bewehrung implizit berücksichtigt ist.

Bacht und Stempniewski haben 2013 Forschungsergebnisse experimenteller Untersuchungen an wandartigen Trägern aus Mauerwerk veröffentlicht. Sie empfehlen für die Bemessung die Anwendung von Fachwerkmodellen (Bacht und Stempniewski 2013). In der für diese Arbeit erforderlichen Abgrenzung der Tragmodelle von Bild 2.6 wurden experimentelle Tastversuche an bewehrten wandartigen Trägern aus Mauerwerk durchgeführt und durch FE-Rechnungen ergänzt; siehe Abschnitt 6.2.3.

Vorteilhaft für scheibenartige Konstruktionen ist eine Verteilung der Bewehrung über die Querschnittshöhe. Dazu eignet sich insbesondere das von Bacht und Stempniewski untersuchte Mauerwerk aus Schalungssteinen, ggf. mit Netzbewehrung (Bacht und Stempniewski 2013) sowie Mauerwerk aus kleinformatigen Steinen bzw. geringen Steinhöhen mit der Möglichkeit der Einbringung einer Fugenbewehrung. Ein Anwendungsbeispiel hierfür sind Konstruktionen in Fassadenmauerwerk; siehe (Z-17.1-602 2012; Z-17.1-603 2012).

2.4 Ergebnisse experimenteller Forschungsarbeiten

Die Literaturlauswertung zur Querkrafttragfähigkeit umfasst experimentell geprüfte, schlaff bewehrte oder vorgespannte Mauerwerkbalken, die den Bauteilkategorien I bis III nach Tabelle 2.1 entsprechen. Ergänzt wird diese durch Untersuchungsergebnisse indirekt vergleichbarer Konstruktionsarten, die einen Beitrag zur Erforschung des Trag- und Verformungsverhaltens von Mauerwerkbalken liefern.

2.4.1 Schlaff bewehrte Mauerwerkbalken

Bereits 1932 führten Parason et al. Bauteiluntersuchungen zum Schubtragverhalten an 18 schlaff bewehrten Mauerwerkbalken mit einer Länge von 4,28 m durch (Parason et al. 1932, S. 749–768). Die Balken unterschieden sich hinsichtlich der Anordnung der Mauersteine (Bild A 1.5). Die Steine wurden horizontal, scheinrecht (wie bei Fertigteilstürzen) oder aus einer Kombination beider Steinanordnungen vermauert. Die Bewehrung wurde in den Lagerfugen verlegt.

Die Mauerwerkbalken wurden im 4-Punkt-Biegeversuch geprüft. Ein Bauteilversagen setzte nach Auftreten eines diagonal verlaufenden Risses zwischen Auflager und einwirkender Einzellast ein; siehe Bild 2.8.

Bild 2.8 Typisches Rissbild eines auf Schub beanspruchten Mauerwerkbalkens (Parason et al. 1932, S. 755)

Die Untersuchungen ergaben, dass im Verband gemauerte Ziegelbalken (Bild A 1.5, Balken A und B) eine bis zu 60% höhere Schubtragfähigkeit aufweisen als die mit nicht versetzter Mauersteinanordnung (Bild A 1.5, Balken C). Aus den Ergebnissen konnte keine direkte Abhängigkeit zwischen Druckfestigkeit der Steine und der Schubtragfähigkeit der Mauerwerkbalken abgeleitet werden.

Zelger und Daschner haben zwischen 1959 und 1963 umfangreiche Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlsteindecken sowie von bewehrten Ziegelstürzen durchgeführt (Zelger und Daschner 1972). Stellvertretend für Stahlsteindecken wurden balkenartige Streifen mit einer Bruttoquerschnittsbreite zwischen 18,7...50,0 cm und einer Schubslankheit ($\lambda = \frac{\max M}{\max Q \cdot d}$) zwischen $\lambda = 1,08 \dots 6,10$ geprüft. Hier wird zur Ermittlung der Schubslankheit (λ) die frühere Bezeichnung der statischen Höhe (h) durch die heutige Bezeichnung (d) ersetzt. Im Weiteren wurden folgende Parameter variiert: Die

- Ziegelform nach Bild 2.9,
- Prüfanordnung nach Bild 2.10,
- Nettoquerschnittsbreite (Mörtelrippe und Ziegelstege) der Ziegelbalken (7,8 ... 16,5 cm),
- Druckfestigkeit des Mörtels (11,5 ... 16,1 N/mm²) und der Ziegel (18,2 ... 33,3 N/mm²).

Bild 2.9 Querschnitte verwendeter Deckenziegel für balkenartige Prüfkörper; vgl. (Zelger und Daschner 1972, S. 5)

Die Balkenprüfungen wurden mit Laststellungen nach Bild 2.10 durchgeführt. Einige Prüfkörper, die unter Laststellung „a“ von Bild 2.10 einseitiges Schubversagen aufwiesen, wurden in einer zweiten Prüfung mit geänderter Laststellung nach „b“ untersucht.

Bild 2.10 Versuchsanordnung zur Ermittlung des Querkraftwiderstandes balkenartiger Prüfkörper (Zelger und Daschner 1972, S. 23)

Aufgrund der unterschiedlichen Ziegelquerschnitte hat Zelger die Ergebnisse der Balkenversuche in Abhängigkeit einer ideellen Stegbreite (b_i) nach Gleichung (2.1) ausgewertet. Er wies nach, dass mit abnehmender Schubslankheit die Querkrafttragfähigkeit ebenfalls abnimmt; siehe Bild 2.11.

$$b_i = \bar{b}_0 \cdot \left(\frac{\beta}{\bar{\beta}}\right)^A + \Delta \bar{b}_{oz,R} \cdot \left(\frac{\beta_Z}{\bar{\beta}_Z}\right)^A \quad (2.1)$$

Dabei sind:

- $\bar{b}_0$ Die Breite einer Mörtelrippe,
- β die Druckfestigkeit des verwendeten Mörtels oder Betons; geprüft am 20 cm Würfel,
- $\bar{\beta}$ die Bezugsfestigkeit der gängigen Kombination (Bn150/Deckenziegel) für Beton; hier 14,71 N/mm²,
- A die Konstante,
- $\Delta \bar{b}_{oz,R}$ die mitwirkende Stegbreite eines Deckenziegels,
- β_Z die Druckfestigkeit des verwendeten Deckenziegels,
- $\bar{\beta}_Z$ die Bezugsfestigkeit der gängigen Kombination für Deckenziegel; hier 17,65 N/mm².

Bild 2.11 Ideelle, bezogene Schubspannung in Abhängigkeit zur Schubslankheit λ . Prüfwerte und ausgleichende Hyperbel nach (Zelger und Daschner 1972, S. 25)

Zelger und Daschner errechneten die bezogene Querkrafttragfähigkeit ($\frac{\bar{Q}_U}{b_i \cdot z}$) mit Gleichung (2.2), die als Funktion mit asymptotischem Verlauf in Abhängigkeit variierender Schubslankheiten in Bild 2.11 dargestellt und mit „(Gl 28)“ bezeichnet ist. Der darin enthaltene nichtlineare Anteil kann mit Gleichung (2.3) bestimmt werden.

$$\frac{\bar{Q}_U}{b_i \cdot z} = v \cdot \tau_{zul} \cdot \chi \quad (2.2)$$

Dabei sind:

- v Der Sicherheitsbeiwert,
- τ_{zul} die zulässige Schubspannung, mit $\tau_{zul} = 0,34 \frac{N}{mm^2}$,
- χ der Einfluss durch die Schubslankheit.

$$\chi = \frac{\lambda + B}{\lambda - C} \quad (2.3)$$

$$\lambda = \frac{\max M}{\max Q \cdot d} \quad (2.4)$$

Dabei sind:

- λ Die Schubslankheit,
- d die statische Höhe,
- B, C die Konstanten.

Ihre Ergebnisse zeigen, dass die Querkrafttragfähigkeit durch folgende Parameter beeinflusst wird: Die

- Querschnittsabmessungen,
- Materialeigenschaften,
- Ziegelformen und die
- Schubslankheiten.

Zelger und Daschner weisen darauf hin, dass die Verwendung von Ziegeln mit schräg geneigter Steganordnung und gleicher Festigkeit zu kleineren Tragwiderständen geführt haben, als die Verwendung

von Mauersteinen mit lot- und waagerechten Stegen. Schubbrüche hätten sich ausschließlich bei einer Schubslankheit von $\lambda < 6$ eingestellt.

Zelger hat von 1959 bis 1963 Untersuchungen an 11 flachsturzartigen Ziegelbalken (siehe Abschnitt 2.2.1) durchgeführt. Deren Stützweite variierte zwischen $l_{\text{eff}} = 0,5 \dots 4,0 \text{ m}$. Die Schubslankheit der Balken betrug $\lambda = 0,3 \dots 2,49$. In Bild 2.12 ist exemplarisch ein Ziegelbalken mit einer mittleren Schubslankheit von $\lambda = 1,23$ dargestellt. Auch hier hat Zelger einen Zusammenhang zwischen der aufnehmbaren Schubspannung und der Schubslankheit festgestellt; siehe Bild 2.13.

Bild 2.12 Ziegelbalken mit einer mittleren Schubslankheit $\lambda = 1,23$; Gleitversagen (Zelger und Daschner 1972, S. 69)

Bild 2.13 Darstellung der aufnehmbaren Schubspannung in Abhängigkeit der Schubslankheit λ . Prüfwerte und Vergleich zwischen ausgleichenden Hyperbeln der Theorie I und II (Zelger und Daschner 1972, S. 71)

Im Rahmen seiner Untersuchungen hat er Gleichung (2.5) (Theorie I) zur rechnerischen Bestimmung der aufnehmbaren Querkraft von Flachstürzen entwickelt. Dabei wird der Widerstand aus der Reibung in der Lagerfuge bei lotrechter Auflastspannung in Anlehnung an das „Coulomb’sche Reibungsgesetz“ gebildet. Um eine befriedigende Übereinstimmung zwischen Versuch und Rechnung zu erlangen, hat er ein Korrekturglied zur Beschreibung der wirksamen Haftfläche eingeführt (Zelger und Daschner 1972, S. 71–72). Die Erweiterung um den Korrekturfaktor enthält Gleichung (2.6) und wird als Theorie II bezeichnet. In Bild 2.13 ist ein Vergleich der Theorie I und Theorie II unter Bezug auf die Prüfwerte dargestellt.

$$\text{Theorie I: } \frac{\max Q_u}{b \cdot z} = \frac{\beta \tau}{1 - \frac{\mu}{\lambda} k_z} \quad (2.5)$$

Dabei sind:

$\max Q_u$ Die maximal einwirkende Querkraft,

Dabei sind:

- a Der Abstand zwischen Auflager und einwirkender Einzellast,
 d die effektive Höhe,
 $\max M_{Ed}$ der Bemessungswert des größten einwirkenden Biegemoments,
 $\max V_{Ed}$ der Bemessungswert der größten einwirkenden Querkraft im Bauteil.

Sinha wies nach, dass die Schubtragfähigkeit zunimmt, wenn

- die Schubschlankheit mit $\lambda < 5$ abnimmt (Bild 2.15),
- die Biegezugbewehrung zunimmt (Bild 2.16) und
- die Querkraftbewehrung zunimmt; Voraussetzung: Mauersteine mit einer Druckfestigkeit $f_{st} \geq 12 \text{ N/mm}^2$.

Keinen signifikanten Einfluss auf die Schubtragfähigkeit hatten

- die Druckfestigkeit der Mauersteine bei Nachweis von Mauerwerkbalken ohne Querkraftbewehrung und
- die Druckfestigkeit des Mauermörtels.

Bild 2.15 Schubschlankheit in Abhängigkeit zur Schubtragfähigkeit (Sinha 1982, S. 231)

Bild 2.16 Schubtragfähigkeit in Abhängigkeit zur Größe der Biegebewehrung (Sinha 1982, S. 234)

Sinha führt das Versagen von schlanken Balken auf eine Überschreitung der Druckzonentragfähigkeit zurück. Dabei verläuft die Rissbildung des Mauerwerks mäanderförmig in diagonalaler Richtung zwischen dem Auflager und der einwirkenden Vertikalkraft; siehe Bild 2.17 (links) (Sinha 1982, S. 230). Durch diese Versagensform rechtfertigt er die Annahme eines Bogenzugbandmodells zur Erklärung dieses Tragverhaltens, siehe Abschnitt 4.3.1. Im Bereich gedrungener Balken wird ein Teil der einwirkenden Querkraft, abhängig von der Entfernung der Einzellast zum Auflager, direkt in das Auflager abgetragen, was zu einer Erhöhung der Schubtragfähigkeit führt (Hendry et al. 2004, S. 188). Im Bruchzustand stellt sich neben einem weitestgehend geradlinigen Rissverlauf ein Druckversagen im Auflagerbereich ein; siehe Bild 2.17 (rechts). Dieses Bruchverhalten erklärt er durch die Bildung eines Sprengwerkes.

Bild 2.17 Typisiertes Rissmodell von querkraftbeanspruchten Mauerwerkbalken, abhängig von hoher (links) und niedriger (rechts) Schubschlankheit vgl. (A. Ghaffar et al. 2010, S. 2)

Hendry et al. beschreiben den Schubwiderstand von bewehrten Mauerwerkbalken ohne Schubbewehrung mit Hilfe folgender Tragwiderstände:

- Die ungerissene Biegedruckzone,
- die Rissuferverzahnung mit Reibungskräften entlang des Risses,
- die Dübelwirkung der Biegezugbewehrung und die
- Schubschlankheit des Balkens (Hendry et al. 2004, S. 188).

Die einzelnen Tragwiderstände können mit denen aus dem Stahlbetonbau für Balken ohne Querkraftbewehrung verglichen werden. Abhängig von der Konstruktionsart bewehrter Mauerwerkbalken treten diese einzeln oder in Kombination auf (Hendry et al. 2004, S. 181).

Die Rissuferverzahnung bei lagerfugenbewehrten Mauerwerkbalken ist wenig ausgeprägt, was auf die geringe Querkzugfestigkeit des Mörtels zurückzuführen ist. Im Gegensatz dazu ist dieser Tragwiderstand bei Mauerwerkbalken mit bewehrten, verfüllten Hohlräumen bzw. mit Formsteinen deutlicher feststellbar (Hendry et al. 2004, S. 188).

Hendry et al. stellen in Bild 2.18 die Abhängigkeit der bezogenen Schubtragfähigkeit (τ_R) von der Schubschlankheit ($\lambda = a/d$) bewehrter Mauerwerkbalken, Mauerwerkbalken mit bewehrten Betonkernen und von vorgespannten Mauerwerkbalken dar. Im Vergleich zu fugenbewehrten Mauerwerkbalken ist bei Mauerwerkbalken mit bewehrtem Betonkern eine deutlich höhere Schubtragfähigkeit erkennbar. Die Anwendung der Vorspannung führt zu den höchsten beobachteten Schubtragfähigkeiten.

Bild 2.18 Schubtragfähigkeit in Abhängigkeit zur Schubslankheit unterschiedlicher bewehrter bzw. vorgespannter Mauerwerkbalken vgl. (Hendry et al. 2004, S. 203)

Flohrer und Hilsdorf (Flohrer und Hilsdorf 1984) bestätigen den Einfluss der Schubslankheit auf die Schubtragfähigkeit von bewehrten Mauerwerkbalken.

Martin und Sager haben 1986 Bauteilprüfungen zur spannungsbezogenen Querkrafttragfähigkeit von bewehrten Mauerwerkbalken der Schubslankheit ($\lambda = a/d = 2,63$) durchgeführt (Martin und Sager 1986). Lagerfugenbewehrte Mauerwerkbalken wurden in ihren Drittelpunkten belastet; siehe Bild A 1.6.

1986 erfolgte der Querkraftnachweis durch einen Vergleich der Schubspannungen. Unter Gebrauchslasten zu bestimmende Schubspannungen ($\max \tau \cdot \gamma = \frac{V}{b \cdot z} \cdot \gamma$) wurden mit zulässigen Schubspannungen ($\tau_{0,11}$) nach DIN 1053-3:1990 verglichen; siehe Gleichung (A 1.1). Aufgrund ihrer Prüfergebnisse formulieren sie Werte zulässiger Schubspannungen ($\tau_{0,11}$) zwischen 0,047...0,167 N/mm², die unabhängig von der Schubslankheit sind. Dies widerspricht den anderen bisher zitierten Forschungsarbeiten. Die Bestimmung der zulässigen Schubspannung ist nach Gleichung (A 1.4) mechanisch ausschließlich von dem Rechenwert der Mauerwerkdruckfestigkeit abhängig, welcher Mauerwerkfestigkeitsklassen (M) nach DIN 1053-2, Tabelle 6 (DIN 1053-2:1984-07) zugeordnet ist. Diese variieren bei heute anzunehmenden charakteristischen Mauerwerkdruckfestigkeiten (f_k) zwischen 5 ...18 N/mm².

Mastumura (Mastumura 1988) führte 1988 experimentelle Untersuchungen zum Schubtragverhalten von bewehrten als „Wandstreifen“ berechneten Versuchskörpern aus Ziegel- und Betonsteinen durch; siehe Bild 2.19.

Bild 2.19 Versuchsaufbau (Mastumura 1988, VI-122)

Untersucht wurde der Einfluss der Schubslankheit, der Mauerwerkdruckfestigkeit, der Längsbewehrung, der Konstruktionsart und der Art der Mörtelfüllung der Mauersteine auf die Schubtragfähigkeit.

Die Ergebnisse bestätigten die nichtlineare Zunahme der Schubtragfähigkeit von Balken bei Abnahme der Schubslankheit λ_M (Gleichung (2.10)), was Mastumura mit dem mathematischen Algorithmus (χ) beschrieben hat; siehe Bild 2.20 und Gleichung (2.11).

$$\lambda_M = h/d \quad (2.10)$$

Dabei sind:

- h Der lichte Abstand zwischen Auflager und einwirkender Einzellast (Bild 2.19),
 d die effektive Breite der liegend geprüften Wand (Bild 2.19); vom Schwerpunkt der Druckzone bis zum Schwerpunkt der Biegebewehrung (heute „z“ – innerer Hebelarm).

$$\chi = \frac{0,76}{h/d + 0,7} + 0,012 \quad (2.11)$$

Bild 2.20 zeigt die Auswertung der Versuchsergebnisse, dargestellt im Verhältnis zwischen der Schubslankheit und dem bezogenen Schubwiderstand (v_R); siehe Gleichung (2.12).

$$v_R = \frac{1}{k_p} \cdot \left(\frac{\tau_u}{\sqrt{f_{m'}}} - 0,18 \cdot r \cdot \delta \cdot \sqrt{P_h \cdot h \cdot \sigma_y} - \frac{0,2 \cdot \sigma_0}{\sqrt{f_{m'}}} \right) \quad (2.12)$$

Dabei sind:

- k_p Der Faktor zur Berücksichtigung des Längsbewehrungsgrades,
 τ_u die Schubfestigkeit der Mauersteine,
 $f_{m'}$ die Druckfestigkeit der Mauersteine,
 der Faktor zur Berücksichtigung der Art der Bewehrung:
 r
 - 1,0 für vergossenen Bandstahl,
 - 0,8 für einen Bewehrungsstab mit aufgebogenen Haken an den Enden,
 - 0,6 für die gleiche Art der Bewehrung mit teilweiser Verfüllung der Hohlräume, δ der Faktor zur Berücksichtigung der Belastungsart (hier 1,0),
 P_h der Bewehrungsgrad horizontaler Schubbewehrung,
 h der lichte Abstand zwischen Auflager und einwirkender Einzellast,
 σ_y die Streckgrenze der horizontalen Schubbewehrung,
 σ_0 die Axialspannung.

Bild 2.20 Verhältnis zwischen der Schubslankheit und bezogener Schubtragfähigkeit (Mastumura 1988, VI-125)

Die Gleichung zur Ermittlung des Schubwiderstands (V_R) lautet:

$$V_R = (k_u \cdot k_p \cdot \left(\frac{0,76}{\frac{h}{d} + 0,7} + 0,012 \right) \cdot \sqrt{f_m'} + 0,18 \cdot r \cdot \delta \cdot \sqrt{P_h \cdot h \cdot \sigma_y \cdot f_m'} + 0,2 \cdot \sigma_0) \cdot t \cdot j \cdot 10^3 \quad (2.13)$$

Dabei sind im Weiteren zu Gleichung (2.12):

Der Faktor zur Berücksichtigung der Art der Verfüllung,

- k_u
- 1,0 für vollständig verfülltes Mauerwerk,
 - 0,8 für teilweise verfülltes Mauerwerk,
 - 0,64 für teilweise verfülltes Betonsteinmauerwerk,

j $j = 7/8 \cdot d$,

t die Dicke der Wand.

Gleichung (2.13) berücksichtigt neben dem Einfluss der Schubslankheit auch weitere Parameter wie: Die

- Art der Bewehrung,
- Druckfestigkeit und Schubfestigkeit der Mauersteine,
- Mauerwerkkonstruktion (fugenbewehrte Balken, bewehrte Balken mit verfülltem Hohlraum),
- Bewehrungsgrade (Biegebewehrung und Schubbewehrung).

Schubert, Schießl und Schmidt haben 1998...2003 Untersuchungen zum Tragverhalten von Ziegelflachstürzen mit und ohne Stoßfugenvermörtelung durchgeführt (Schießl und Schubert 1998; Schubert und Schmidt 2003). Zur Übermauerung der Zugbänder wurden Hochlochziegel mit einer Festigkeitsklasse zwischen 6 und 12 verwendet. Im Folgenden werden die Versuchsserien I, III und V angesprochen, bei denen eine Stoßfugenvermörtelung vorhanden war. Die Versuchsserie I sowie die Prüfanordnung ist exemplarisch in Bild 2.21 dargestellt. Die Versuchsserie III unterschied sich von Versuchsserie I durch eine geänderte Stützweite $l_{\text{eff}} = 2,77 \text{ m}$ und Laststellung. Bei Versuchsserie V wurden die Zugbänder durch eine zweilagige Übermauerung ergänzt. Die Stützweiten der Balken betrugen $l_{\text{eff}} = 1,65 \text{ m}$.

Bild 2.21 Prüfanordnung und Rissbild nach Belastungsende; Versuchsserie I - Prüfkörper 1 (Schießl und Schubert 1998, B5)

Schießl und Schubert führen das Bruchbild der Versuchsserie I auf ein Schubversagen infolge Reibung zwischen Zugband und Übermauerung zurück und begründen dies durch deren unterschiedliche Biegesteifigkeiten. Bei den Prüfkörpern der Versuchsserie III wurde stets Druckzonenversagen ohne typisches Schubversagen mit diagonalen Rissbildung festgestellt (Schießl und Schubert 1998, S. 23).

Auch die Bauteilprüfungen der Versuchsserie V wiesen Druckzonenversagen auf. Schubert und Schmidt führten dies auf die geringe Druckfestigkeit der Hochlochziegel parallel zur Lagerfuge zurück, bei denen die Stege in Längsrichtung des Balkens versetzt waren. In Bild 2.22 sind die Schubspannungen im Bruchzustand in Abhängigkeit der Schubslankheit dargestellt. Dort ist ein Einfluss der Schubslankheit nicht erkennbar, was auf die annähernd identisch gewählten Schubslankheiten der Flachsturzkonstruktionen und die jeweiligen Versagensarten zurückgeführt wird. Die Untersuchungen lassen Rückschlüsse auf die Bedeutung der Druckfestigkeit der Mauersteine parallel zur Lagerfuge bzw. die Berücksichtigung anisotroper Werkstoffeigenschaften zu.

Bild 2.22 Schubspannungen im Bruchzustand und zulässige Schubspannungen nach „Richtlinie für die Bemessung und Ausführung von Flachstürzen“ in Abhängigkeit von der Schubslankheit λ (Schubert und Schmidt 2003, B8)

Schmidt, Fehling und Seim haben 2004 Untersuchungen an 30 Flachstürzen aus Kalksandsteinen durchgeführt. Dabei wurden die Stoß- und Lagerfugen im Dünnbettverfahren vermörtelt. Es wurden folgende Belastungsanordnungen unterschieden:

- Belastung durch zwei Einzellasten; im Weiteren kurz mit „Biegung“ bezeichnet (DIN EN 846-9:2016-08, 5; Bild 1a)).
- Prüfanordnung für Schub am Auflager; im Weiteren kurz mit „Schub am Auflager“ bezeichnet (DIN EN 846-9:2016-08, 5; Bild 1e)).

Die Ergebnisse der Untersuchungen sind in einem Gutachten von Klute zusammengestellt, auf dessen Inhalt in Abschnitt 7.3 Bezug genommen wird (Klute 2004). In Bild 2.23 sind Querkrafttragfähigkeiten untersuchter Balken in Abhängigkeit der Schubschlankheit dargestellt, bei denen Schubversagen maßgebendes Bruchkriterium ist. Eine Abhängigkeit der Querkrafttragfähigkeit von der Schubschlankheit ist erkennbar. Eine Erhöhung der Querschnittsbreite von 115 mm auf 175 mm führt zu größeren Querkrafttragfähigkeiten.

Bild 2.23 Querkrafttragfähigkeit von KS-Flachstürzen in Abhängigkeit der Schubschlankheit λ ; vgl. (Klute 2004, A 1.1)

Schmidt et al. haben 2004 eine Zusammenstellung von eigenen und externen Untersuchungen an Flachstürzen mit vermörtelten und unvermörtelten Stoßfugen durchgeführt (Schmidt et al. 2004). Schmidt et al. haben den Einfluss der Schubschlankheit auf die Schubtragfähigkeit ausgewertet; siehe Bild 2.24. Die Ergebnisse zeigen, dass mit zunehmender Schubschlankheit die erreichten Schubspannungen abnehmen. Die Versuchsergebnisse mit sehr geringen, stark streuenden Schubwiderständen begründen Schmidt et al. durch die verwendeten Mauersteine mit geringer Drucktragfähigkeit. Damit bestätigen sie den Einfluss der Drucktragfähigkeit der Mauersteine auf den Schubwiderstand.

Bild 2.24 Querkrafttragfähigkeit von Flachstürzen in Abhängigkeit von der Schubschlankheit; vgl. (Schmidt et al. 2004, S. 302)

Die bisherigen Forschungsergebnisse belegen die grundsätzliche Abhängigkeit der Schubtragfähigkeit von der Schubschlankheit. Darüber hinaus sind in Tabelle 2.2 die zitierten Forschungsergebnisse hinsichtlich Einflussfaktoren und Tragmechanismen auf die Größe des Schubwiderstandes zusammengefasst.

Tabelle 2.2 Schubwiderstand: Einflussfaktoren und Tragmechanismen

Literatur	Schubwiderstand: Einflussfaktoren und Tragmechanismen
Parason et al.	- Mauerwerkverband.
Sinha	- Schubschlankheit, - Längsbewehrung.
Mastumura	- Art der Bewehrung, - Druckfestigkeit der Mauersteine, - Schubfestigkeit der Mauersteine, - Mauerwerkkonstruktion (fugenbewehrte Balken, bewehrte Balken mit verfülltem Hohlraum), - Bewehrungsgrad der Schubbewehrung, - Bewehrungsgrad der Biegebewehrung.
Hendry et al.	- Ungerissene Biegedruckzone, - Rissuferverzahnung, - Dübelwirkung der Längsbewehrung, - Schubschlankheit, - Mauerwerkkonstruktion (fugenbewehrte Balken, bewehrte Balken mit verfülltem Hohlraum), - Vorspannung.
Flohrer und Hilsdorf	- Schubschlankheit.
Sager	- Mauerwerkfestigkeitsklassen.
Zelger und Daschner	- Schubschlankheit, - Lochbild der Mauersteine.
Schießl, Schubert und Schmidt	- Druckfestigkeit der Mauersteine, - Vermörtelte und unvermörtelte Stoßfugen.
Schmidt, Fehling und Seim	- Schubschlankheit.

2.4.2 Vorgespannte Mauerwerkbalken

Uduehi hat 1989 eine Literaturrecherche über experimentelle Untersuchungen an vorgespannten Mauerwerkbalken durchgeführt (Uduehi 1989): Es zeigte sich, dass der Ankerbereich von vorgespannten Mauerwerkbalken mehrfach zum Bauteilversagen geführt hat. Daher wurde vorgeschlagen, Mauersteine mit einem Zugwiderstand einzusetzen, der größer als die einwirkenden Quersugspannungen ist. Hinsichtlich der Spannstahlanordnung in der Konstruktion wurde empfohlen, Mauersteine mit Lochungen (Spannkanälen) herzustellen, durch die der Spannstahl geführt werden kann. Die Ergebnisse der Literaturrecherche belegen, dass mit abnehmender Schubschlankheit die Schubtragfähigkeit zunimmt. Uduehi begründet die Umlagerung vom Balken- zum Sprengwerkmodell durch das Einsetzen von Biegerissen (Uduehi 1989, S. 6–29).

Uduehi hat eigene experimentelle und theoretische Untersuchungen zur Vergleichbarkeit von vorgespannten Balken aus Mauerwerk mit solchen aus Beton durchgeführt. Die Untersuchungen ergaben, dass teilweise vorgespannte Mauerwerkbalken geringere Schubtragfähigkeiten aufweisen, als solche mit vollständig vorgespannten Querschnitten. Höhere Schubtragfähigkeiten von Betonbalken begründet Uduehi durch die von der Gesteinskörnung ausgehende Rissuferverzahnung (aggregate interlock) und dem Fehlen von Fugen wie bei Mauerwerkbalken. Eine Abhängigkeit der Schubtragfähigkeit vorgespannter und teilweise vorgespannter Mauerwerkbalken von der Schubschlankheit wurde nachgewiesen. Bild 2.25 zeigt, dass voll vorgespannte Mauerwerkbalken mit geringen Schubschlankheiten deutlich größere Schubwiderstände aufweisen, als solche mit teilweiser Vorspannung.

Bild 2.25 Verhältnis der bezogenen Schubtragfähigkeit zwischen vorgespannten und teilweise vorgespannten Mauerwerkbalken in Abhängigkeit zur Bauteilschlankheit vgl. (Uduehi 1989, S. 286)

Curtin et al. veröffentlichten 1988 einen Bemessungsvorschlag für vorgespannte Mauerwerkbalken unter Anwendung der Gleichung (2.18), wobei die bezogene Schubtragfähigkeit (f_v) nach Gleichung (2.14) zu bestimmen ist (Curtin et al. 1988, S. 117–141).

$$f_v = 0,35 + 0,6 \cdot g_B \quad (2.14)$$

Dabei ist:

g_B Die Bemessungsspannung in horizontaler Richtung inklusive der Vorspannung bei einer Beanspruchung senkrecht zu den Lagerfugen.

Bei einer Beanspruchung parallel zu den Lagerfugen ist g_B mit Null anzunehmen (Curtin et al. 1988, S. 138). Für vorgespannte Balken, Kragarme oder wandartige Träger, bei denen die Schubschlankheit zwischen $2 > \lambda = \frac{\max M}{\max V \cdot d} \leq 6$ beträgt, kann f_v durch den Faktor x nach Gleichung (2.15) erhöht werden (Curtin et al. 1988, S. 22). Dabei darf f_v einen Wert von 1,75 N/mm² nicht überschreiten (Curtin et al. 1988, S. 138). Curtin weist darauf hin, dass dieser Grenzwert für schlaff bewehrtes Mauerwerk sinnvoll erscheint, jedoch nicht zwangsläufig auch für vorgespannte Balkenkonstruktionen gilt (Curtin et al. 1988, S. 139).

$$x = 2,5 - 0,25 \cdot \left(\frac{a}{d}\right) \quad (2.15)$$

Darüber hinaus geben Curtin et al. einen Zusammenhang zwischen Schub- und Zugfestigkeit von Mauerwerk an, wonach die Bruchschubspannung etwa doppelt so groß ist als die Mauerwerkszugfestigkeit (Curtin et al. 1988, S. 140).

In DIN EN 1996-1-1, Anhang J (DIN EN 1996-1-1:2013-02, S. 116), ist kein Hinweis auf die Bemessung von vorgespannten Mauerwerkbalken enthalten. In dem zugehörigen Normtext heißt es unter Abschnitt 6.8.2 „Nachweis von Bauteilen“ (2): *„Die Tragfähigkeit vorgespannter Mauerwerksbauteile muss auf der Basis einer geeigneten Theorie, die sämtliche Parameter des Materialverhaltens und Effekte der Theorie II. Ordnung berücksichtigt, berechnet werden.“* sowie unter Abschnitt 6.8.2 (5): *„Der Bemessungswert der aufnehmbaren Schubkraft muss größer als der Bemessungswert der einwirkenden Schubkraft sein.“* (DIN EN 1996-1-1:2013-02, S. 80).

Für vorgespannte Flachstürze (Z-17.1-1065 2017; Z-17.1-957 2017) der Bauteilkategorie Ib_{III} von Tabelle 2.1 erfolgt die Schubbemessung wie für schlaff bewehrte Flachstürze nach Abschnitt 2.5.7. Eine Erhöhung des Bemessungswertes der Schubfestigkeit durch die Vorspannung erfolgt nicht.

Im Ergebnis fehlt ein konsistentes Trag- und Handrechenmodell zur Querkraftbemessung vorgespannter Mauerwerkbalken, weshalb diese Konstruktionsart bislang wenig eingesetzt wird.

2.5 Inhalte bauaufsichtlicher Regelwerke

In bauaufsichtlichen Regelwerken erfolgt der Querkraftnachweis über einen Vergleich von einwirkenden und widerstehenden Querkraften (V) oder Schubspannungen (τ).

Im Mauerwerkbau erfolgt der Nachweis heute üblicherweise kraftbezogen:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad (2.16)$$

Dabei sind:

V_{Ed} Der Bemessungswert der einwirkenden Querkraft,

V_{Rd} der Bemessungswert des Schubtragwiderstands.

In spannungsbezogenen Nachweisen wird die einwirkende Schubspannung (τ_0) dem Grenzwert (τ_{011}) gegenübergestellt. Es ist:

$$\max \tau \leq \tau_{011} \quad (2.17)$$

Dabei sind:

$\max \tau$	Der unter Gebrauchslasten ermittelte Rechenwert einwirkender Schubspannungen $\max \tau = \frac{V_E}{b_w \cdot z}$,
b_w	die kleinste wirksame Schubbreite,
z	der Hebelarm der inneren Kräfte,
τ_{011}	der Grenzwert der aufnehmbaren Schubspannungen.

Bis auf die Inhalte von „DIN EN 1996-1-1“ (DIN EN 1996-1-1:2013-02) in Kombination mit dem nationalen Anwendungsdokument (DIN EN 1996-1-1:2012-01/NA) sind wegen der kompakten Darstellung die Bestimmungen weiterer Regelwerke detailliert in den Tabellen (Tabelle A 1.3 bis Tabelle A 1.9) aufgeführt.

2.5.1 DIN EN 1996-1-1:2013

Im Folgenden werden Inhalte von DIN EN 1996-1-1 (DIN EN 1996-1-1:2013-02) zitiert. Eine Bemessung von bewehrtem Mauerwerk nach nationalem Anwendungsdokument (DIN EN 1996-1-1:2012-01/NA) ist aufgrund vergleichsweise hoher Teilsicherheitsbeiwerte ($\gamma_M = 10$) wirtschaftlich nicht möglich.

Für bewehrte Mauerwerkbalken ohne Querkraftbewehrung ist, nach DIN EN 1996-1-1, Abschnitt 6.7.3, Gleichung (2.16) zu erfüllen (DIN EN 1996-1-1:2013-02, S. 78). Der Bemessungswert des Schubtragwiderstands V_{Rd} , hier V_{Rd1} genannt, ist für bewehrte Mauerwerkbalken ohne Querkraftbewehrung nach Gleichung (2.18) zu bestimmen und basiert auf den theoretischen Grundlagen von Abschnitt 2.5.10.2.

$$V_{Rd1} = f_{vd} \cdot b \cdot d \quad (2.18)$$

Dabei sind:

b	Die minimale Breite des Trägers an der Stelle der zur Berechnung verwendeten Nutzhöhe,
d	die Nutzhöhe des Trägers,
f_{vd}	der Bemessungswert der Schubfestigkeit des unbewehrten Mauerwerks nach 2.4.1 und 3.6.2, DIN EN 1996-1-1 (DIN EN 1996-1-1:2013-02, 26, 36); siehe auch Gleichung (2.19).

$$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M \quad (2.19)$$

Dabei sind:

f_{vk}	Die charakteristische Schubfestigkeit nach DIN EN 1996-1-1/NA (DIN EN 1996-1-1:2012-01/NA, S. 17), abhängig von der Lastrichtung und dem sich daraus ergebenden Mauerwerkverband nach Gleichung (2.20) bzw. Gleichung (2.21),
γ_M	der Teilsicherheitsbeiwert des Mauerwerks.

Die charakteristische Schubfestigkeit (f_{vk}) wird durch den Grenzwert (f_{vlt}) bestimmt. Für die Ermittlung von (f_{vlt}) wird nach DIN EN 1996-1-1 auf das entsprechende nationale Anwendungsdokument verwiesen (DIN EN 1996-1-1:2013-02, S. 36). Nach DIN EN 1996-1-1/NA (DIN EN 1996-1-1:2012-01/NA) ist der f_{vlt} -Wert für bewehrtes Mauerwerk der gleiche wie für unbewehrtes Mauerwerk. f_{vlt} ist in Abhängigkeit der Beanspruchungsart „Scheibenschub“ oder „Plattenschub“ zu bestimmen und basiert auf den theoretischen Grundlagen von Mann/ Müller nach Abschnitt 3.3.2.1 dieser Arbeit. Für eine Beanspruchung in Scheibenrichtung ergibt sich der Wert der charakteristischen Schubfestigkeit (f_{vk}) aus dem kleineren der beiden Grenzwerte ($f_{vlt,1}$ und $f_{vlt,2}$) nach Gleichung (2.20). Für die Ermittlung der Grenzwerte unter einer Scheibenschubbeanspruchung wird auf Abschnitt 3.3.2.1 verwiesen.

Scheibenschub:

$$f_{vk} = \min(f_{vlt1}; f_{vlt2}) \quad (2.20)$$

Dabei sind:

- f_{vlt1} Der Reibungsversagen nach Gleichung (A 3.1),
 f_{vlt2} die Steinzugversagen nach Gleichung (A 3.4);
 bei Mauerwerk aus Porenbetonplansteinen mit glatten Stirnflächen und vollflächig vermörtelten Stoßfugen kann dieser Wert mit dem Faktor 1,2 erhöht werden.

Plattenschub:

$$f_{vk} = f_{vlt} \quad (2.21)$$

Der Bemessungswert der Mauerwerkschubfestigkeit unbewehrten Mauerwerks (f_{vd}) in Gleichung (2.18) darf nach DIN EN 1996-1-1 zur Bestimmung von V_{Rd1} durch Multiplikation mit einem Zahlenwert nach Gleichung (2.22) erhöht werden, gleichwohl ein Grenzwert von $f_{vd} \leq 0,3 \text{ N/mm}^2$ einzuhalten ist.

$$1 \leq \frac{2 \cdot d \cdot \max V_{Ed}}{\max M_{Ed}} = \frac{2 \cdot d}{a} \leq 4 \quad (2.22)$$

Dabei ist:

$$a = \max M_{Ed} / \max V_{Ed}.$$

Wird die Gleichung (2.22) durch Einsetzen der Schubslankheit (λ) aus Gleichung (2.9) modifiziert, kann der Erhöhungsfaktor nach Gleichung (2.23) berechnet werden.

$$1 \leq 2/\lambda \leq 4 \quad (2.23)$$

Weiterhin verweist DIN EN 1996-1-1 unter Abschnitt 6.7.3 (DIN EN 1996-1-1:2013-02, S. 78) auf den als „informativ“ deklarierten Anhang J „Bewehrte Mauerwerkbauteile unter Querkraftbeanspruchung: Vergrößerungsfaktor f_{vd} “. Dort wird angegeben, dass bei Wänden oder Balken mit Hauptbewehrungen (*longitudinal reinforcement*) in Aussparungen, Kanälen oder Zwischenräumen der Wert f_{vd} für die Berechnung von V_{Rd1} mit Gleichung (2.24) ermittelt werden darf.

$$f_{vd} = \frac{(0,35 + 17,5 \cdot \rho)}{\gamma_M} \leq \frac{0,7}{\gamma_M} \quad (2.24)$$

Dabei sind:

- γ_M Der Teilsicherheitsbeiwert des Mauerwerks,
 ρ der geometrische Bewehrungsgrad nach Gleichung (2.25).

$$\rho = A_s / (b \cdot d) \quad (2.25)$$

Dabei sind:

- A_s Die Querschnittsfläche der Hauptbewehrung,
 b die Breite des Querschnitts,
 d die Nutzhöhe.

Für gelenkig gelagerte, bewehrte Balken (oder eingespannte Stützwände) mit der Hauptbewehrung in Aussparungen, Kanälen oder Zwischenräumen, umgeben von Füllbeton (Druckfestigkeit des Füllmaterials $\geq 6 \text{ N/mm}^2$) bei denen das Verhältnis von $\alpha_v/d \leq 6$ eingehalten wird, darf f_{vd} nach Absatz (2), Anhang J, DIN EN 1996-1-1 um den Faktor (χ) nach Gleichung (2.26) erhöht werden, wobei ein Grenzwert von $f_{vd} \leq 1,75/\gamma_M$ einzuhalten ist.

$$\chi = (2,5 - 0,25 \cdot a/d) \quad (2.26)$$

Gleichung (2.27) zeigt eine vereinfachte Darstellung der Gleichung (2.26) durch Einsetzen der Schubslankheit λ .

$$\chi = (2,5 - 0,25 \cdot \lambda) \quad (2.27)$$

In Bild 2.26 ist der Einfluss der Erhöhungsfaktoren von DIN EN 1996-1-1, Abschnitt 6.7.3 (2) sowie von Anhang J (2) in Abhängigkeit zur Schubslankheit dargestellt. Bei einer Schubslankheit von $\lambda = 0,89$ ergibt sich ein Schnittpunkt der Funktionen. Nicht nachvollziehbar erscheint, dass im Bereich bis zu einer Schubslankheit von 2 keine eindeutige Vorgehensweise existiert. Wie bereits unter Abschnitt 2.4.2 (vorgespannte Mauerwerkbalken) beschrieben, hat Curtin auch für bewehrte Mauerwerkbalken Bemessungsgleichungen angegeben. Dabei hat er den Anwendungsbereich der Gleichung (2.26) auf einen Bereich von $2 > \lambda \leq 6$ beschränkt (Curtin et al. 1988, S. 22).

Bild 2.26 Erhöhungsfaktoren für den Bemessungswert der Schubfestigkeit in Abhängigkeit zur Schubslankheit nach DIN EN 1996-1-1 (DIN EN 1996-1-1:2013-02, S. 116)

Werden Flachstürze nach DIN EN 1996-1-1, Abschnitt 6.6.5, bemessen, gilt, je nachdem ob es sich um einen Balken oder einen wandartigen Träger handelt, Abschnitt 6.7.3 (DIN EN 1996-1-1:2013-02, S. 78) (Nachweis von bewehrten Mauerwerkbalken unter Schubbelastung); siehe Gleichungen (2.18) bis (2.27) oder 6.7.4 (DIN EN 1996-1-1:2013-02, S. 79) (Nachweis von Wandscheiben unter Schubbelastung). Ist nach Abschnitt 6.7.4 zu bemessen, gilt weiterhin die Nachweisführung nach Abschnitt 6.7.3 unter der Bedingung, dass die einwirkende Schubkraft am Auflagerrand anzunehmen ist und die statische Nutzhöhe nach Gleichung (2.28) bestimmt wird.

$$d = 1,3 \cdot z \quad (2.28)$$

Dabei sind:

- d Die statische Nutzhöhe,
- z der Hebelarm der inneren Kräfte.

2.5.2 DIN 1053-3:1990

In der nicht mehr gültigen DIN 1053-3:1990 wurde bei der Querkraftbemessung nach Gleichung (A 1.1) zwischen einer Beanspruchung parallel zur Mauerwerkebene (Scheibenschub) und rechtwinklig dazu (Plattenschub) unterschieden (DIN 1053-3:1990-02, S. 3–4). Der Nachweis erfolgte spannungsbasiert; es war nachzuweisen, dass die unter Gebrauchslasten bestimmten Schubspannungen ($\max \tau$) kleiner sind als die aufnehmbaren Schubspannungen (τ_{011}) nach DIN 1053-2:1984-07, Abschnitt 7.5 (DIN 1053-2:1984-07); siehe Gleichung (A 1.1). τ_{011} nach Gleichung (A 1.4) ist mechanisch ausschließlich von dem Rechenwert der jeweiligen Mauerwerkdruckfestigkeit bzw. von der Mauerwerkfestigkeitsklasse (M) nach DIN 1053-2, Tabelle 6 (DIN 1053-2:1984-07), abhängig.

2.5.3 E DIN 1053-3:2008

Nach dem Normenentwurf E DIN 1053-3 (E DIN 1053-3:2008-03) sind zur Schubbemessung bewehrter Mauerwerkbalken die Regelungen von DIN EN 1996-1-1 (DIN EN 1996-1-1:2013-02) bzw. DIN EN 1996-1-1/NA (DIN EN 1996-1-1:2012-01/NA) anzuwenden; siehe Tabelle A 1.4. Bei Balken mit einer Einzellast im Abstand vom Auflagerrand (a_v^*) nach Gleichung (A 1.5) darf bei direkter Auflagerung die einwirkende Querkraft am Auflager um den Beiwert nach (A 1.6) verringert werden, was als Äquivalent zu einer Erhöhung des Bemessungswertes der Schubfestigkeit um den Faktor nach Gleichung (2.22) anzusehen ist. Für die Ermittlung von f_{vk} wird die lotrechte Druckspannung in der Lagerfuge für direkt aufgelagerte Balken vereinfachend aus der Auflagerkraft (F_{Ad}) der Balken nach Gleichung (A 1.7) abgeschätzt.

2.5.4 DIN EN 12602:2016 - Porenbeton

DIN EN 12602:2016-12, Anhang A.4 (DIN EN 12602:2016-12, S. 76), enthält Gleichungen zur Schubbemessung von vorgefertigten bewehrten Balkenkonstruktionen aus dampfgehärtetem Porenbeton; siehe Tabelle A 1.5. Die Bemessungsgleichungen orientieren sich an der Schubbemessung für Stahlbetonbalken nach (DIN EN 1992-1-1:2011-01) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04); siehe Abschnitt 4.3.3.

2.5.5 DIN EN 1520:2011 - Leichtbeton

Die Querkraftbemessung von Balken aus haufwerksporigem Leichtbeton erfolgt nach DIN EN 1520:2011-06, Anhang A.5 (DIN EN 1520:2011-06, S. 59). Der Bemessungswert der aufnehmbaren Querkraft für Bauteile ohne Schubbewehrung (V_{Rd1}) ist nach Gleichung (A 1.13) oder Gleichung (A 1.18) und der Bemessungswert der Druckstrebentragfähigkeit (V_{Rd2}) nach Gleichung (A 1.23) zu berechnen; siehe Tabelle A 1.6.

2.5.6 DIN 1045-100:2017 - Ziegeldecken

Nach DIN 1045-100 (DIN 1045-100:2017-09) wird ein Deckenstreifen mit geometrischen Eigenschaften nach Abschnitt 2.2 betrachtet. Der Bemessungswert der aufnehmbaren Querkrafttragfähigkeit wird nach Gleichung (A 1.26) bestimmt; siehe Tabelle A 1.7. Darin enthaltener Wert der aufnehmbaren Schubspannungen wird, je nach Druckfestigkeitsklasse der Deckenziegel, mit einem konstanten Wert von $\tau_{Rd} = 0,53$ oder $0,63 \text{ N/mm}^2$ angenommen.

2.5.7 Flachsturzrichtlinie (Entwurf 2005) - Flachsturz

Die in der abZ zur Schubbemessung von Flachstürzen verwendeten Gleichungen basieren auf der Flachsturzrichtlinie (Flachsturz-Richtlinie - Vorläufiger Schlusssentwurf). Der Querkraftwiderstand ist nach Gleichung (A 1.27) zu ermitteln, siehe Tabelle A 1.8. Der lineare Anteil der Gleichung basiert auf den theoretischen Zusammenhängen nach Gleichung (2.36) und Bild 2.30; siehe auch Gunkler (Gunkler 1992, S. 101). Die Bemessungsgleichung berücksichtigt den Einfluss der Schubslankheit sowie den Reibungswiderstand der Lagerfugen. Als einwirkende Querkraft wird die Höhe der Auflagerlinie

angenommen. Im Gutachten Nr. GA 02/09 hat Gunkler einen Vergleich zwischen der Querkrafttragfähigkeit von Fertigteilstürzen (Abschnitt 2.5.7) und Flachstürzen durchgeführt; siehe Bild 2.27 (Gutachten Nr. GA 02/09 2009, S. 24). Die Gleichungen zur Bestimmung des Schubwiderstandes von Fertigteilstürzen enthält Abschnitt 2.5.7.

Bild 2.27 sind folgende Materialparameter zugrunde gelegt (Gutachten Nr. GA 02/09 2009, S. 22):

$\gamma_M = 1,5$	Teilsicherheitsbeiwert für das Material,
$f_{vk0} = 0,50 \text{ MN/m}^2$	charakteristische Haftscherfestigkeit für Dünnbettmörtel,
$\mu = 0,6$	der Reibungskoeffizient,
$f_{bz} = 0,66 \text{ MN/m}^2$	Steinzugfestigkeit von Hochlochsteinen und Steinen mit Grifflöchern ($f_{bz} = 0,033 f_{bk}$), der Steifestigkeitsklasse 20.

Querkraftwiderstand bei DM nach Zulassung ($f_{vk0} = 0,5 \text{ N/mm}^2$)

Bild 2.27 Vergleich von bezogenen Schubtragfähigkeiten v_{Rd} von Flachstürzen und Fertigteilstürzen (Gutachten Nr. GA 02/09 2009, S. 24)

Bild 2.27 zeigt, dass Flachstürze rechnerisch eine geringere Schubtragfähigkeit aufweisen als schiefechte Fertigteilstürze. Das Bruchkriterium der Flachstürze ist neben dem Einfluss der Schubslankheit von dem Reibungswiderstand in der Lagerfuge abhängig. Ein Zugversagen der Mauersteine bleibt unberücksichtigt, wobei für die Anwendung der Flachsturzurrichtlinie eine Mindestdruckfestigkeitsklasse der Mauersteine von 12 gefordert ist.

2.5.8 Allgemein bauaufsichtliche Zulassung (abZ) - Fertigteilsturz

Im Gegensatz zu Flachstürzen wird bei der Bemessung des Schubwiderstandes von Fertigteilstürzen ein Nachweis der Vertikalfuge sowie ein Nachweis auf Zugversagen der Mauersteine geführt; der kleinere Wert ist maßgebend (Gutachten Nr. GA 02/09 2009, S. 9–15). Die hier genannten Bemessungsgleichungen basieren auf Inhalten von abZ, wie Z-17.1-621 (Z-17.1-621 2005) bzw. den zugrunde liegenden Gutachten (Gutachten Nr. GA 02/09 2009; Gutachten Nr. G971318 1999) und sind in Gleichungen (A 1.28) bis (A 1.30) angegeben.

Widerstand der Vertikalfuge - Reibung:

Die Tragfähigkeit der Vertikalfuge ($V_{Rd,Fuge}$) nach Gleichung (A 1.28) hängt von der Haftscherfestigkeit (f_{vk0}) des Fugenmörtels und dem Reibungskoeffizienten (μ) der Stein-Mörtelkombination ab (Bild 2.28).

Bild 2.28 Darstellung der einwirkenden Schubkraft in Vertikalfuge

Bei der Annahme eines Druckbogens bleibt in der Gleichung (A 1.28) der Einfluss der mit größer werdendem Abstand zwischen Auflager und Vertikalfuge abnehmenden Druckzonenhöhe unberücksichtigt; siehe Bild A 1.7. Dieser Effekt kann auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt werden, da sich eine Abnahme der Querkraft in Richtung des maximalen Moments einstellt.

Widerstand gegen Steinzugversagen:

Der Tragwiderstand gegen Steinzugversagen ($V_{Rd,Stein}$) nach Gleichung (A 1.30) basiert auf der Annahme eines Sprengwerkmodells. Durch die 2-dimensionale Lastausbreitung der Druckstrebe (D_1) in die Druckkräfte (D_s) entstehen Querkzugkräfte (Z_s) rechtwinklig zur Achse der Druckstrebe, die Steinzugversagen verursachen können; siehe Bild 2.29.

Bild 2.29 Sprengwerkmodell für die 2-dimensionale Verteilung der Druckstrebe D_1 ; vgl. (Gutachten Nr. GA 02/09 2009, S. 21; CIB Commission W023 – State of Art Report 2013, S. 34)

Für die Berechnung von Z_s wird ein Lastausbreitungswinkel (α_s) der Druckkräfte verwendet; nach Gunkler kann dieser mit $\alpha_s = 25^\circ$ angenommen werden (Gutachten Nr. GA 02/09 2009, S. 21).

2.5.9 Zusammenfassung der in Regelwerken benannten Tragwiderstände

Tabelle 2.3 enthält eine Zusammenfassung der im Bemessungswert des Querkraftwiderstandes normativ berücksichtigten Einflussfaktoren und Tragmechanismen. Der Vergleich der Regelwerke zeigt, dass der Bemessungsansatz zur Ermittlung des Querkraftwiderstandes nach DIN EN 1520:2011 (Leichtbeton) die in experimentellen Untersuchungen ermittelten Einflussfaktoren (siehe Abschnitt 2.4) am umfassendsten berücksichtigt. DIN EN 1996-1-1 basiert hingegen auf nicht mehr aktuellen Ansätzen der Stahlbetontheorie, deren theoretische Grundlagen nachfolgend in Abschnitt 2.5.10 aufgeführt und kritisch bewertet werden.

Tabelle 2.3 Bemessungswert der Schubfestigkeit: Einflussfaktoren und Tragwiderstände

Regelwerke		Im Bemessungswert des Querkraftwiderstands berücksichtigte Einflussfaktoren und Tragwiderstände
DIN EN 1996-1-1:2013 - Mauerwerk	Abschnitt 6.7.3 (2)	<ul style="list-style-type: none"> - Steinzugfestigkeit, - Reibungswiderstand, - Schubschlankheit.
	Anhang J	<ul style="list-style-type: none"> - konstanter Grundwert der Schubfestigkeit, - Längsbewehrung, - Schubschlankheit.
DIN 1053-3:1990 – Bewehrtes Mauerwerk		<ul style="list-style-type: none"> - Steinzugfestigkeit, - Reibungswiderstand.
E DIN 1053-3:2008 – Bewehrtes Mauerwerk		<ul style="list-style-type: none"> - Steinzugfestigkeit, - Reibungswiderstand, - Schubschlankheit.
DIN EN 12602:2016 – Porenbeton		<ul style="list-style-type: none"> - Schubschlankheit, - Längsbewehrung, - Zugfestigkeit implizit erfasst.
DIN EN 1520:2011 – Leichtbeton		<ul style="list-style-type: none"> - Maßstabsfaktor, - ungerissene Biegedruckzone, - Längsbewehrung, - Zugfestigkeit implizit erfasst, - Schubschlankheit.
DIN 1045-100:2017 – Ziegel-Elementdecken		<ul style="list-style-type: none"> - Tragwiderstand der Druckzone.
Flachsturzrichtlinie (E):2005 – Flachstürze		<ul style="list-style-type: none"> - Schubschlankheit, - Reibungswiderstand, - Tragwiderstand der Druckzone.
Allgemein bauaufsichtliche Zulassungen (abZ) für Fertigteilstürze		<ul style="list-style-type: none"> - Steinzugfestigkeit, - Reibungswiderstand, - Schubschlankheit.

2.5.10 Kritik an aktueller Schubbemessung und verwendeter Werkstoffkenngrößen

Die Beurteilung des Schubtragverhaltens von schlaff bewehrten Mauerwerkbalken basiert auf empirischen und theoretischen Untersuchungen. Es wurden zahlreiche empirische und semiempirische Tragmodelle entwickelt, die ursprünglich für Massivbaukonstruktionen aufgestellt wurden und auf den Baustoff „Beton“ zugeschnitten sind. Eine Vielzahl der in Abschnitt 2.5 aufgeführten Bemessungsansätze zur Ermittlung des Querkraftwiderstandes von bewehrten Mauerwerkbalken basieren auf der Annahme eines klassischen Druckfeldmodells (auch „compression field model“ genannt). Dies wird durch ein in seiner Ebene homogen belastetes, gerissenes, orthogonal bewehrtes und isotropes Stahlbetonscheibenelement beschrieben (Weber und Stempfle 2013, S. 172). Der daraus abgeleitete Querkraftwiderstand (V_{Rd1}) von Gleichung (2.18), von bewehrten Mauerwerkbalken, in Gleichung (2.36) als (V_R) bezeichnet, basiert auf eben diesen nicht mehr aktuellen Annahmen der Stahlbetontheorie. Im Folgenden wird die Kritik an diesem Vorgehen am Beispiel der Bemessungsgleichung nach DIN EN 1996-1-1, Abschnitt 2.5.1, unter Bezug auf Bild 2.30 erläutert und im Rahmen dieser Literaturrecherche kritisch bewertet.

2.5.10.1 Schubfestigkeit (f_{vd})

Für Mauerwerk wird isotropes Werkstoffverhalten unterstellt, was durch die Annahme eines von der Richtung unabhängigen Schubfestigkeitswertes f_{vd} in Gleichung (2.18) für horizontale Lastenwirkungen hervorgeht. Mauerwerk weist jedoch inhomogene, anisotrope Werkstoffeigenschaften auf, die u.a. von dem Lochbild, dem Überbindemaß der Mauersteine sowie von der Ausbildung der Stoßfugen abhängig sind. Diese Merkmale werden von den obigen Annahmen nicht abgebildet. Die Anisotropie der Druck-, Zug- und Scherfestigkeit sowie die Verformungseigenschaften des Mauerwerks werden vernachlässigt. Ein Beispiel ist die Druckfestigkeit parallel zur Lagerfuge, bei der die Druckspannung nur über die Längsstege der Mauersteine übertragen werden können, wohingegen bei der Druckfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge der gesamte Querschnitt zur Übertragung von Druckspannungen angesetzt werden kann. Graubner schlägt daher vor, anstelle eines pauschalen Wertes eine insbesondere vom Lochbild der Mauersteine abhängige, diagonale Mauerwerkfestigkeit als Widerstandsgröße einzuführen (Graubner 2017, S. 14).

Darüber hinaus gilt für bewehrte Mauerwerkbalken derselbe Wert der Bemessungsschubfestigkeit f_{vd} nach Gleichung (2.18) wie für unbewehrtes Mauerwerk. Graubner führt an, dass der Ansatz der Haftscherfestigkeit f_{vk0} , in Gleichung (A 3.1), zur Ermittlung der Schubfestigkeit f_{vk} , nach Gleichung (2.20) bzw. Gleichung (2.21) zu hinterfragen ist. Dies begründet er damit, dass bei unbewehrtem Mauerwerk zu prüfen sei, ob der Tragquerschnitt durch Rissbildung begrenzt ist. Bei bewehrtem Mauerwerk ist dies oft der Fall, weil die Biegezugbewehrung erst nach Überschreitung der Zugfestigkeit des Mauerwerks aktiviert wird. Der Ansatz der Haftscherfestigkeit ist nur dann gerechtfertigt, wenn Bauteile überwiegend auf Druck beansprucht sind und keine wechselnde Biegebeanspruchung erfahren (Graubner 2017, S. 11). Damit bleibt die Druckzonenhöhe über die Zeit konstant. Mauerwerkbalken unterliegen hingegen einer überwiegenden Biegebeanspruchung. Die möglicherweise auftretende, tragfähigkeitssteigernde Verdübelungswirkung der Längsbewehrung, die national bei Stahlbetonbauteilen erfasst wird, bleibt in DIN EN 1996-1-1 namentlich unbenannt. Stattdessen wird in einer Note auf Annex J verwiesen, wo der geometrische Bewehrungsgrad erfasst wird (siehe auch Abschnitt 2.5.1). International ist die Berücksichtigung dieses Einflusses jedoch auch im Stahlbetonbau umstritten, da die Größe des Tragwiderstands bisher nicht eindeutig quantifizierbar ist.

2.5.10.2 Querkrafttragfähigkeit (V_{Rd1})

Die Ermittlung des Querkraftwiderstandes (V_{Rd1}) aus Gleichung (2.18) – in Gleichung (2.36) als (V_R) bezeichnet – von bewehrten Mauerwerkbalken ist auf frühere, nicht mehr aktuelle Annahmen der Stahlbetontheorie zurückzuführen. Diese sind in Bild 2.30 dargestellt. Der hiermit berechnete Querkraftwiderstand ist die Resultierende der Schubspannungen ($\tau_m \cdot b_w$) in der ungerissenen Biegedruckzone. Durch Überschreiten der Biegezugfestigkeit wachsen Biegerisse in Richtung der Druckzone, was zu einer Verschiebung der Spannungsnulllinie und damit zur Einschnürung der Druckzone führt. In Bild 2.30 ist die Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit durch den Ansatz der Gleichgewichtsbeziehungen der inneren Kräfte an einem durch Risse begrenzten Balkenabschnitt der Länge (Δx) dargestellt (Gunkler 1992, S. 101). Für die Ermittlung von τ_m wird eine Rissbildung mit unendlich kleinen Rissabständen unterstellt, die sich ausschließlich senkrecht zur Längsbewehrung öffnen. Eine Rissuferverzahnung wird ausgeschlossen.

Bild 2.30 Einwirkendes Biegemoment (M) und innere Kräfte an einem Balkenelement der Länge (Δx)

Gleichgewicht der inneren Kräfte im markierten Bereich von Bild 2.30:

$$\sum H = 0 \rightarrow \Delta F_s - \tau_m \cdot b_w \cdot \Delta x = 0;$$

$$\Delta F_s = \frac{\Delta M}{z} \quad (2.29)$$

$$\tau_m = \frac{\Delta M}{\Delta x} \cdot \frac{1}{b_w \cdot z} \quad (2.30)$$

Grenzübergang bei Annahme infinitesimal kleiner Rissabstände:

$$\Delta x \rightarrow 0: \Delta x = dx; \Delta M = dM; z \rightarrow \text{konstant}$$

$$\tau_m = \frac{dM}{dx} \cdot \frac{1}{b_w \cdot z} \quad (2.31)$$

$$V = \frac{dM}{dx} \quad (2.32)$$

$$\tau_m = \frac{V}{b_w \cdot z}; \quad (2.33)$$

Übertragen auf den Grenzzustand der Tragfähigkeit entspricht die Schubspannung (τ_m) der Schubfestigkeit (f_v); die Querkraft (V) bildet den Querkraftwiderstand (V_R):

$$\tau_m \rightarrow f_v; V \rightarrow V_R \quad (2.34); (2.35)$$

Aus Gleichung (2.33) ergibt sich der Querkraftwiderstand (V_R) zu:

$$V_R = f_v \cdot b_w \cdot z \quad (2.36)$$

Dabei sind:

- V_R Der Querkraftwiderstand,
- f_v die Schubfestigkeit des Mauerwerks,
- b_w die kleinste wirksame Schubbreite,
- z der Hebelarm der inneren Kräfte.

Gleichung (2.36) hat die gleiche Struktur wie Gleichung (2.18) zur Berechnung von V_{Rd1} , wenn dort die Balkendicke (b) durch die Schubbreite (b_w) und die statische Höhe (d) durch den Hebelarm der inneren Kräfte (z) ersetzt wird. Konsequenter müsste Gleichung (2.18) mit $z \cong 0,9 \cdot d$ daher lauten:

$$V_R = f_v \cdot b_w \cdot 0,9 \cdot d \quad (2.37)$$

Die Gleichung (2.18) wurde aus mittlerweile nicht mehr aktuellen Vorstellungen des Tragverhaltens von bewehrten Betonbauteilen abgeleitet. Sie basiert auf der Annahme, dass für den Zustand II die Bernoulli Hypothese zu unterstellen ist und die Querkkräfte aus den Biegemomenten abgeleitet werden können. Ferner wird von vollständigem Verbund zwischen Bewehrung und umgebendem Mauerwerk ausgegangen und isotropes Werkstoffverhalten des Mauerwerks unterstellt. Vor dem Hintergrund der Lochungen in Mauersteinen und dem Unterschied der Druckfestigkeit des Mauerwerks senkrecht und parallel zu den Lagerfugen erscheint dies nichtzutreffend.

Die Schubtragfähigkeit wird im Zusammenhang mit Gleichung (2.18) ausschließlich über die Druckzone bestimmt. Für Betonquerschnitte liegt der Anteil aus der Druckzone an der Gesamtschubtragfähigkeit zwischen ca. 15% bis 30% (Tue et al. 2014, S. 667). Um trotzdem ein Kräftegleichgewicht zu erzeugen, müssen weitere Traglastwiderstände aktiviert werden, wie bspw. die Rissuferverzahnung; siehe Abschnitt 4.2.2. Darüber hinaus entstehen Biegerisse nicht nur in einem spezifischen Querschnitt, sondern in entsprechenden Balkenabschnitten der Größe Δx . Mit $\Delta x = 0$ wird jedoch die Annahme der theoretischen, im Zugbereich konstant verlaufenden Schubspannung begründet, was sich in der Praxis nicht einstellen kann. Dem entgegen wird heute im Massivbau das Rissverhalten ganzer Bauteilabschnitte betrachtet („Betonzahn“) und lokale Einflüsse, wie z. B. Rissreibung und Dübelwirkung der Bewehrung erfasst.

2.6 Ausblick auf den Berechnungsansatz dieser Arbeit

Viele Berechnungsansätze bauaufsichtlicher Regelwerke nehmen die Bestimmung des Querkraftwiderstandes (V_R) bewehrten Mauerwerks auf der Grundlage der Theorie infinitesimal kleiner Rissabstände vor. Diese Vorgehensweise erfasst das tatsächliche Tragverhalten für einen diskreten Mauerwerkausschnitt realer Abmessungen nicht ausreichend.

Stattdessen erscheint es notwendig, ganze, auflagernahe Mauerwerkbereiche zu betrachten, die durch schräge Druckstreben als resultierende Größe feldartiger Druckspannungsverteilungen beansprucht werden. Dabei sind vom Material abhängige Randbedingungen zu berücksichtigen, wie die Anisotropie von unter Druck beanspruchtem Mauerwerk mit Ansatz einer variablen Druckstrebenneigung.

Zimmerli et al. berichten über die Anwendung von Druckspannungsfeldern für Mauerwerkkonstruktionen in Form von unbewehrten oder bewehrten

- horizontal beanspruchten Schubwänden sowie von
- vertikal beanspruchten Wänden mit Trägerwirkung (wandartige Träger).

In Bild 2.31 ist die Querkraftbeanspruchung einer bewehrten Mauerwerkswand mit Hilfe eines unter dem Winkel $\alpha \leq \varphi$ geneigten Spannungsfeldes dargestellt – mit φ als Grenzwert der inneren Reibung. Wird φ überschritten, tritt Reibungsversagen auf.

Bild 2.31 Bewehrte, in Wandebene querkraftbeanspruchte Mauerwerkwand mit erweitertem Spannungsfeld (Zimmerli et al. 1999, S. 129)

Diese Herangehensweise basiert auf dem statischen Grenzwertsatz der Plastizitätstheorie; siehe Abschnitt 4.1.2. Die Querkraftbeanspruchung des Mauerwerks wird durch die geneigte Druckstrebe aufgenommen, in der die richtungsabhängigen Mauerwerkeigenschaften wirken. Der Druckkraftverlauf entspricht dem eines fächerförmigen Druckspannungsfeldes, welches im Rahmen der Bemessung durch ein parallel verlaufendes ersetzt wird. Die Größe des Beanspruchungswinkels (α) ist geometrie- oder lastabhängig.

Diese Vorgehensweise wird in (Zimmerli et al. 1999, S. 101) auch für „Wände mit Trägerwirkung“ (wandartige Träger) beschrieben, die auf bewehrten Betondecken aufstehen (Bild 2.32 (a) und (b)). Auch bei nicht vorhandenen Decken wird dieser Bemessungsweg beschrieben, wenn im Zugbereich der Mauerwerkwand eine entsprechende Bewehrung eingebaut ist (Bild 2.32 (c)).

Bild 2.32 Randbedingungen für vertikal beanspruchte Wände mit Trägerwirkung nach Spannungsfeld (Zimmerli et al. 1999, S. 102); a) Einzelwand, oben und unten begrenzt durch bewehrte Stahlbetondecken; b) durchlaufende Wand; c) Biegewand ohne Betonplatten, jedoch mit unten eingebauter Biegebewehrung

Als Druckfestigkeit des durch die Neigung der Druckstrebe unter dem Winkel α beanspruchten Mauerwerks wird angenommen:

$$f_y = \delta \cdot f_x \quad (2.38)$$

Dabei sind:

- f_y Die Druckfestigkeit des Mauerwerks parallel zu den Lagerfugen,
- f_x die Druckfestigkeit des Mauerwerks senkrecht zu den Lagerfugen,

- δ der Umrechnungsfaktor (Zimmerli et al. 1999, S. 101), z. B.
 $\delta = 0,5$ Backstein-Mauerwerk, Stoßfugen vermörtelt,
 $\delta = 0,3$ Kalksandstein-Mauerwerk, Stoßfugen unvermörtelt.

Weitere Werkstoffkenngrößen des Mauerwerks gehen nicht in die Berechnung ein.

Die Bemessung von bewehrten Betonbalken mit Spannungsfeldern wird durch Muttoni et al. erläutert (Muttoni et al. 1997, S. 17–48); siehe auch Bild 2.33.

Bild 2.33 Spannungsfelder in einem durch eine Gleichstreckenlast beanspruchten Betonbalken (Muttoni et al. 1997, S. 26)

Die maximale Spannung im Bereich der Linie AB des Spannungsfeldes (Bild 2.33) wird der Betondruckfestigkeit gleichgesetzt. Die Druckspannung nimmt mit zunehmender Entfernung vom Balkenaufleger ab. Im Bereich CDE herrscht ein zweiachsiger Spannungszustand.

In dieser Arbeit wird die Methode der Spannungsfelder für schlaff bewehrte und vorgespannte Mauerwerkbalken auf Basis der für bewehrte Betonbauteile entwickelten Theorie „Simplified compression field theory (SCFT)“ angewendet und für Mauerwerk verifiziert. Die theoretischen Grundlagen hierfür werden in Abschnitt 4 beschrieben.

2.7 Zusammenfassung, Bewertung und Schlussfolgerungen für diese Arbeit

International werden unterschiedlichste Konstruktionsformen schlaff bewehrter Mauerwerkbalken eingesetzt. In Deutschland beschränkt sich die Anwendung i.d.R. auf:

- Flachstürze (teilweise vorgefertigter, bauseits ergänzter Sturz DIN EN 845-2, S. 7),
- Fertigteilstürze (scheitrechtler Sturz oder vorgefertigter Sturz DIN EN 845-2, S. 8) sowie
- spezielle Balkenkonstruktionen für Vormauer- bzw. Verblendschalen.

Vorgespannte Mauerwerkbalken kommen in Deutschland kaum zur Anwendung.

In der vorliegenden Arbeit wird die Querkrafttragfähigkeit von Fertigteilstürzen und Flachstürzen mit vermörtelten Stoßfugen untersucht, die neben ihrem Eigengewicht auch noch durch sich darüber befindende Lasten beansprucht werden können. Eine mögliche Vorspannung von Mauerwerkbalken soll erfasst werden.

Bisherige Untersuchungen an schlaff bewehrten oder vorgespannten Mauerwerkstrukturen liefern Ergebnisse für einzelne, das Tragverhalten bestimmende Einflussfaktoren. Gleichwohl fehlen ganzheitliche Untersuchungen, bei denen unterschiedliche Konstruktionsarten systematisch einbezogen wurden. Die Ergebnisse zeigen Parallelen mit aus dem Stahlbetonbau bekannten Querkraftwiderständen:

- Der Widerstand der ungerissenen Biegedruckzone,
- die Rissuferverzahnung sowie

- das Mitwirken des Materials zwischen den Rissen,
- ggf. die Dübelwirkung der Biegezugbewehrung.

Die o.g. Tragwiderstände bleiben in den Regelwerken meist unberücksichtigt.

Einen hier für Mauerwerk weiter zu entwickelnden Ansatz liefert die „SMCFT“, angewendet im „*fib Modelcode 2010*“ zur Ermittlung des Querkraftwiderstandes für Balken ohne Querkraftbewehrung. Hierbei ist der Verformungszustand über Längsdehnungen in die Definition des Querkraftwiderstandes mit einbezogen. Dieser Ansatz in Kombination mit einem nichtlinearen Werkstoffgesetz, das die Anisotropie von Mauerwerk erfasst, liefert eine realistische Einschätzung des tatsächlichen Querkraftwiderstandes.

Eine Verifizierung eines neuen Berechnungsvorschlages setzt entsprechende experimentelle Untersuchungen voraus. Daher sind im Rahmen dieser Arbeit eigene experimentelle Bauteiluntersuchungen durchgeführt worden (Abschnitt 5). Externe Prüfwerte von Klute (Klute 2004) werden zur Verifikation des Bemessungsvorschlages in Abschnitt 7 einbezogen.

3 Werkstoffbeschreibende Ausgangsgrößen

3.1 Mauersteine

3.1.1 Geometrie und Lochanteil

Für die experimentellen Bauteilprüfungen von Abschnitt 5 wurden Ziegel-, Kalksand- und Porenbetonsteine nach Tabelle 3.1 verwendet. Ziel ist es, Einflüsse durch unterschiedliche Steinfestigkeiten und Lochgeometrien auf die Tragwiderstände zu berücksichtigen. Im Folgenden werden ausschließlich werkstoffbeschreibende Ausgangsgrößen angegeben, die im Zusammenhang mit der weiteren Bearbeitung erforderlich sind. Dabei werden Mittelwerte aus Materialprüfungen in Anlehnung an den Mauerwerkkalender (Brameshuber und Jäger 2015) mit β bezeichnet.

Tabelle 3.1 Kennzeichnung, Geometrie und Lochanteil verwendeter Mauersteine

Kennzeichnung	Maße	Photographie	Lochanteil	Prüfkörper ¹
HLZ B – 8DF – 12 – 0,8 (Planstein)	497 x 115 x 249		48 % ²	ZI-01 ¹
HLZ B - 6 DF – 12 – 0,8 (Planstein)	365 x 115 x 238		48 % ²	ZI-02 - ZI-10 ¹
HLZ B - 5 DF – 12 – 0,8 (Planstein)	300 x 115 x 238		47 % ²	ZI-11 – ZI-13 ¹
KS - 6 DF – 12 - 1,4 (Planstein)	373 x 115 x 248		<15 %	KS-00
KS XL-QU 20 – 2,0 (Ergänzungselement)	373 x 240 x 498		<15 %	KS-01 – KS-15
KS 6DF 20-2,0 (Planstein)	248 x 175 x 248		<15 %	KS-16 – KS-18
PPW – 4 – 0,5 (Planstein)	624 x 249 x 240		<15 %	PP-01 – PP-02

¹ Bez. der Prüfkörper nach Abschnitt 5; ² Mit Planimeter bestimmt

3.1.2 Druckfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge

Die Druckfestigkeiten der Mauersteine senkrecht zur Lagerfuge wurden nach DIN EN 772-1 (DIN EN 772-1:2011+A1:2015) bestimmt. Sie variieren zwischen $\beta_{b,\perp} = 3,9 \dots 27,2 \frac{N}{mm^2}$; siehe Tabelle A 3.1.

3.1.3 Zugfestigkeit parallel und senkrecht zur Lagerfuge

Die Ermittlung der Steinzugfestigkeit verwendeter Mauersteine wurde mit Umrechnungsfaktoren der Literatur (Brameshuber und Jäger 2015, S. 5) vorgenommen, die das Verhältnis zwischen der zentrischen Zugfestigkeit in Steinlängsrichtung $\beta_{z,l}$ und der Festigkeit senkrecht zu den Lagerfugen $\beta_{b,\perp}$ beschreiben. Die ermittelten Steinzugfestigkeiten betragen zwischen $\beta_{z,l} = 0,163 \dots 2,851 \frac{N}{mm^2}$; siehe Tabelle A 3.2.

3.2 Mauermörtel

3.2.1 Druckfestigkeit

Die in den experimentellen Bauteilprüfungen ausschließlich verwendeten Dünnbettmörtel wurden auf ihre Drucktragfähigkeit nach DIN EN 196-1 (DIN EN 196-1:2005-05) hin untersucht; die Werte variieren zwischen $\beta_m = 9,9 \dots 12,4 \left[\frac{N}{mm^2} \right]$; siehe Tabelle A 3.3.

3.2.2 Verbundeigenschaften zwischen Dünnbettmörtel und Mauersteinen

Eine Kraftübertragung zwischen Mauermörtel und Mauersteinen basiert auf den Verbundeigenschaften der Stein-Mörtelkombination. Diese lassen sich durch die Haftscherfestigkeit (β_{HS}), den Reibungsbeiwert (μ) und die Haftzugfestigkeit (β_{HZ}) beschreiben. Die Werte variieren zwischen:

- Haftscherfestigkeit ($\bar{x}$): $\beta_{HS} = 0,43 \dots 0,94 \left[\frac{N}{mm^2} \right]$,
- Haftzugfestigkeit ($\bar{x}$): $\beta_{HZ} = 0,19 \dots 0,42 \left[\frac{N}{mm^2} \right]$,
- Reibungsbeiwert: $\mu = 0,4 \dots 0,6 [-]$.

Einzelwerte können Tabelle A 3.4 (Haftscherfestigkeit und Reibungsbeiwert) und Tabelle A 3.5 (Haftzugfestigkeit) entnommen werden.

3.3 Mauerwerk

3.3.1 Einaxiales Trag- und Verformungsverhalten

3.3.1.1 Druckfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge

Werden die Lagerfugen durch senkrecht wirkende, axiale Druckkräfte beansprucht, zeigt sich je nach Stein-Mörtelkombination ein unterschiedliches Querdehnungsverhalten des Mauerwerks. Dabei unterscheidet sich der Mörtel von dem Mauerstein i.d.R. durch eine erhöhte Querdehnung (Simon 2002, S. 7). Hierdurch entsteht in den Steinen und im Mörtel ein mehraxialer Spannungszustand; siehe Bild 3.1. Je größer der Wert für die Querverformbarkeit des Mauermörtels ist, desto geringer ist die Mauerwerkdruckfestigkeit (Brameshuber und Jäger 2015, S. 7). Die Bruchlast wird erreicht, wenn die in den Mauersteinen entstehende Querspannung die horizontale Steinzugfestigkeit überschreitet. Im Fall der Anwendung von Dünnbettmauerwerk wird dieser Effekt durch die geringe Fugendicke minimiert. Dementsprechend werden durch die Anwendung von Dünnbettmauerwerk vergleichsweise hohe Druckfestigkeiten des Mauerwerks erreicht.

Bild 3.1 Dreiaxialer Spannungszustand einer Stein- Mörtelkombination

Die Druckfestigkeit des Mauerwerks senkrecht zur Lagerfuge kann nach DIN EN 1996-1-1 (DIN EN 1996-1-1:2013-02) aus dem Produkt von Mörteldruckfestigkeit und Druckfestigkeit der Mauersteine in Lastrichtung nach Gleichung (3.1) berechnet werden. Die Parameter K, α, β in Gleichung (3.1) basieren auf in Datenbanken hinterlegten Prüfwerten. Sie sind den jeweiligen nationalen Anwendungsdokumenten zu entnehmen.

$$f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta \quad (3.1)$$

Dabei sind:

- f_k Die charakteristische Druckfestigkeit von Mauerwerk in $[N/mm^2]$,
- K, α, β die über die Auswertung (mittels Regression) von Versuchen bestimmten Faktoren nach DIN EN 1996-1-1/NA, Tabelle NA4 bis NA10,
- f_b die normierte oder in Zulassung festgesetzte Mauersteindruckfestigkeit in Lastrichtung $[N/mm^2]$,
- f_m die Druckfestigkeit des Mauermörtels $[N/mm^2]$.

Die Bestimmung von Mittelwerten erfolgte hier durch eine Umrechnung über das Verhältnis charakteristischer Festigkeiten zu Mittelwerten mit $\frac{f_k}{\beta_{D,mw,+}} = 0,8$. Für die Stein-Mörtelkombination – Ziegel in Verbindung mit Dünnbettmörtel – existieren in DIN EN 1996-1-1/NA keine Konstanten. Kranzler et al. geben für das hier verwendete Ziegelmauerwerk eine charakteristische Druckfestigkeit von $f_k = 4,2 [N/mm^2]$ an, wonach sich durch Umrechnung ein Mittelwert von $\beta_{D,mw,+} = 5,25 [N/mm^2]$ ergibt; siehe Tabelle A 3.6.

Für KS-Mauerwerk wurden die Mauerwerkdruckfestigkeiten nach Gleichung (3.1) bestimmt und ebenfalls auf Mittelwerte umgerechnet. Sie variieren zwischen $\beta_{D,mw,+} = 7,01 \dots 17,23 [N/mm^2]$; siehe Tabelle A 3.7.

Für Porenbeton beträgt der Wert $\beta_{D,mw,+} = 3,16 [N/mm^2]$; siehe Tabelle A 3.8.

3.3.1.2 Druck-E-Modul senkrecht zur Lagerfuge

Das Verformungsverhalten von Mauerwerk kann u.a. durch den E-Modul sowie den Querdehnungsmodul beschrieben werden. Der E-Modul ist als Sekantenmodul bei $\frac{1}{3}$ der Höchstspannungen bei einmaliger Lastaufbringung definiert. In der vorliegenden Arbeit wurden die Druck-Elastizitätsmodule der verwendeten Mauerwerke mit Gleichung (3.2) nach (Alfes 2013, S. 43) ermittelt.

$$E_D = K_E \cdot f_k \quad (3.2)$$

Dabei sind:

- E_D Der Druck-Elastizitätsmodul des Mauerwerks,
 K_E die Kennzahl in Abhängigkeit der verwendeten Mauersteinart,
 f_k die charakteristische Druckfestigkeit von Mauerwerk in $[N/mm^2]$.

Sie betragen zwischen $E = 1392 \dots 13215 [N/mm^2]$; siehe Tabelle A 3.9.

In DIN EN 1996-1-1 wird für das Lastverformungsverhalten von Druck beanspruchtem Mauerwerk eine nichtlineare Spannungs-Dehnungsverteilung unterstellt. Im Hinblick auf die Bemessung kann diese vereinfachend als linear, parabelförmig, parabel-rechteckförmig oder in Form eines rechteckigen Spannungsblockes angenommen werden (DIN EN 1996-1-1:2017 (E), S. 39); siehe Bild 3.2.

Bild 3.2 Spannungs-Dehnungsline für Mauerwerk unter Druckbeanspruchung; vgl. (DIN EN 1996-1-1:2017 (E), S. 39)

Die Querdehnungszahl (μ_D) und die Dehnung bei Höchstspannung ($\varepsilon_{u,D}$) des hier verwendeten Mauerwerks sind Tabelle A 3.10 zu entnehmen. Die Werte für die Querdehnungszahl betragen zwischen $\mu_D = 0,05 \dots 0,32 [-]$. Die Dehnwerte bei Höchstspannung variieren zwischen $\varepsilon_{u,D} = 1,0 \dots 3,9 [mm/m]$.

3.3.1.3 Druckfestigkeit parallel zur Lagerfuge

Für die Beanspruchung parallel zur Lagerfuge liegen vergleichsweise wenig Druckfestigkeitswerte vor. Im Falle einer zweiaxialen Beanspruchung, wie bei Balkenkonstruktionen, ist die Kenntnis dieser Werkstoffgröße jedoch von besonderer Bedeutung. Sie ist Bestandteil für das Materialgesetz von Ganz/Thürlimann/Mojsilović, welches in dieser Arbeit angewandt wird; siehe Abschnitt 3.3.2.2. Durch die Anisotropie des Mauerwerks weicht die Druckfestigkeit parallel von der Festigkeit senkrecht zur Lagerfuge ab. Verstärkt wird dies durch den Einfluss der vermörtelten oder unvermörtelten Stoßfugen. Im Folgenden wird ausschließlich Mauerwerk mit vermörtelten Stoßfugen behandelt.

Die Bestimmung der Druckfestigkeit parallel zur Lagerfuge kann auf Grundlage folgender Quellen durchgeführt werden:

- DIN EN 1996-1-1 (NA), Abschnitt 3.6.1.2 (1), (DIN EN 1996-1-1:2012-01/NA, S. 16),

- Schubert und Graubohm (Schubert und Graubohm 2004, S. 207),
- E DIN 1053-3 (E DIN 1053-3:2008-03, S. 9),
- Brameshuber und Saenger (Brameshuber 2016; Saenger und Brameshuber 2016).

In der vorliegenden Arbeit erfolgt die Berechnung der Druckfestigkeit von Mauerwerk mit einer Beanspruchung parallel zur Lagerfuge nach Brameshuber und Saenger.

Brameshuber und Saenger entwickelten 2016 die Gleichung (3.3) zur Bestimmung der Mauerwerkdruckfestigkeit parallel zur Lagerfuge ($\min f_{k,\parallel}$). Sie differenzieren dabei zwischen Fugen- und Steinzugversagen des Mauerwerks (Brameshuber 2016; Saenger und Brameshuber 2016). Mechanisch wird das Fugenversagen durch den Ansatz des Maximalwertes zwischen Versagen in der Lagerfuge, durch den Ansatz der Haftscherfestigkeit (f_{vk0}), oder in der Stoßfuge nach Gleichung (3.3) berücksichtigt. Ersteres ist durch folgenden mechanischen Zusammenhang zu erklären: $(f_{vk0} + \mu \cdot \sigma_D) \cdot l_{o1}/h_u$. Dabei ist die Gleichung auf der sicheren Seite liegend, durch Vernachlässigung einer laststeigernden Auflastspannung (σ_D), auf $(f_{vk0} \cdot 0,4)$ zu reduzieren. Der Wert 0,4 beschreibt dabei das nach EC6 einzuhaltende auf die Steinhöhe (h_u) bezogene Überbindemaß von $l_{o1}/h_u = 0,4$. Für das in dieser Arbeit untersuchte Mauerwerk mit vermörtelten Stoßfugen ist die Mörteldruckfestigkeit in der Stoßfuge entscheidendes Kriterium, da die Haftscherfestigkeit in der Lagerfuge bereits als überschritten gilt. Damit ist das Fugenversagen ausschließlich auf die Fugendrucktragfähigkeit ($f_{m,joint}$) zurückzuführen, welches als Kriterium für die Mindestlängsdrucktragfähigkeit in der Stoßfuge gilt.

$$\min f_{k,\parallel} = \min \left\{ \begin{array}{l} \max \left\{ f_{vk0} \cdot 0,4 \right. \\ \left. \alpha \cdot f_{m,joint} \right. \\ \left. \alpha_b \cdot f_b \right. \end{array} \right. \quad (3.3)$$

Dabei sind:

- α Der Abminderungsfaktor infolge erschwelter Ausführungsbedingungen für vermörtelte Stoßfugen: bei Stoßfugen $\alpha = 0,6$,
- $f_{m,joint}$ die Fugendruckfestigkeit des Mörtels nach Gleichung (3.4) bzw. Tabelle A 3.11,
- f_b die Steindruckfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge,
- α_b der empirische Verhältnissfaktor; mit $\min \alpha_b = 0,1$ bzw. nach Tabelle A 3.12,
- $$f_{m,joint} = 0,7 \cdot f_m \dots 1,3 \cdot f_m \quad (3.4)$$
- f_m die Mörteldruckfestigkeit.

Die Erhöhung der Fugendruckfestigkeit des Mörtels in Gleichung (3.4) um 30% resultiert aus empirischen Untersuchungen an Mauerziegeln und ist auf den Kontakt des Mörtels mit den Mauersteinen zurückzuführen. Untersuchungen an anderen Mauersteinarten ergaben eine Abminderung auf 70% der Mörteldruckfestigkeit. Dies gilt beispielsweise für Kalksandsteine, bei denen dem Frischmörtel das zur Erhärtung notwendige Wasser entzogen wird. Die Abminderung durch den Faktor $\alpha = 0,6$ in Gleichung (3.3) ist abhängig von den erschwerten Bedingungen bei der Ausführung einer Stoßfugenvermörtelung.

Die in Tabelle A 3.12. angegebenen α_b -Werte haben Brameshuber und Saenger auf Grundlage der im MW-Kalender (Brameshuber und Jäger 2015) angegebenen Verhältnisswerte von Steindruckfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge zu Steindruckfestigkeit parallel zur Lagerfuge ermittelt. Für Hochlochziegel mit einer Lochfläche $\leq 50\%$ und unterschiedlicher Loch-/ Steganordnung ließ sich kein Zusammenhang zwischen Normdruckfestigkeit der Mauersteine und Steinlängsdruckfestigkeit ableiten (Saenger und Brameshuber 2016, S. 375). Für diese Mauersteinart wird daher auf einen Umrechnungsfaktor in Anlehnung an (Ganz 1985) verwiesen; siehe Tabelle A 3.13.

Werden in Gleichung (3.3) für die Festigkeitskennwerte Mittelwerte eingesetzt, variiert die Mauerwerkdruckfestigkeit parallel zur Lagerfuge zwischen $\beta_{D,mw,\parallel} = 2,63 \dots 7,44 [N/mm^2]$; siehe Tabelle A 3.13.

3.3.2 Zweiaxiales Trag- und Verformungsverhalten

Bei druckbeanspruchtem Mauerwerk erfolgt die Ausbreitung von Einzellasten unter einem Winkel (α), was zu einem zweiaxialen Trag- und Verformungsverhalten der Konstruktion führt. Bei einer Vielzahl der bisherigen Schubbemessungsansätze ist die Bestimmung des f_{vd} -Wertes nach Gleichung (2.19) auf die Versagensfälle nach Mann/ Müller (Reibungs- oder Steinzugversagen) zurückzuführen. Zum besseren Verständnis der an diesem Vorgehen geäußerten Kritik aus Abschnitt 2.5.10.1 wird die Theorie in Abschnitt 3.3.2.1 erläutert.

Die Notwendigkeit für bewehrte Mauerwerkbalken einen neuen Schubbemessungsansatz zu formulieren, der auf Grundlage von Spannungsfeldern und der Berücksichtigung anisotropen Werkstoffverhaltens von Mauerwerk basiert, wurde bereits begründet. Einen Vorschlag liefern hierzu Ganz/ Thürlimann und Mojsilović durch Angabe eines Werkstoffgesetzes für druckbeanspruchtes Mauerwerk unter einem Belastungswinkel α , was bei der Bemessung von Mauerwerkswänden mit Spannungsfeldern in der SIA 266-1 (SIA 266-1:2003, S. 15) Anwendung findet. Das entsprechende Werkstoffgesetz ist in Abschnitt 3.3.2.2 erläutert.

3.3.2.1 Mann/ Müller

Mauerwerk kann, abhängig von der Belastungssituation, in seiner Ebene (in Scheibenrichtung) oder senkrecht dazu (in Plattenrichtung) auf Schub beansprucht werden.

Wird eine Wandscheibe durch eine am Wandkopf angreifende Vertikal- und Horizontallast belastet, führt dies zu einer in Wandebene wirkenden, zweiachsigten Scheibenschubbeanspruchung.

Mann/ Müller haben hierzu eine Bruchtheorie entwickelt, bei der die aufnehmbaren Schubspannungen (τ) in Abhängigkeit von der einwirkenden Drucknormalspannung ($-\sigma$) durch vier Versagensfälle begrenzt sind:

- Klaffende Lagerfugen (Haftzugversagen),
- Abscherende Lagerfugen (Haftscherversagen bzw. Reibungsversagen),
- Überschreiten der Steinzugfestigkeit (Steynzugversagen),
- Überschreiten der Mauerwerkdruckfestigkeit (Druckversagen).

Aus diesen Kriterien lassen sich Grenzwerte ableiten, welche durch eine Bruchenhüllende beschrieben werden können; siehe Bild 3.3. Eine Überschreitung dieser Hüllfläche führt zu Schubversagen.

Bild 3.3 Bruchenhüllende nach Mann und Müller (Jäger und Marzahn 2010, S. 166)

Das Verformungsverhalten der Mauerwerkkonstruktion hängt von vier unterschiedlich verursachten Versagensfällen ab (Bild 3.4). Daraus geht hervor, dass neben Materialparametern der Mauersteine und des

Mauermörtels auch geometrische Parameter wie Steinformat, das Überbindemaß und die Fugendicke einen entscheidenden Einfluss auf den Schubtragwiderstand haben.

Bild 3.4 Bruchbilder durch Scheibenschubbeanspruchung (Jäger und Marzahn 2010, S. 166)

Unter Bezug auf DIN EN 1996-1-1/NA (DIN EN 1996-1-1:2012-01/NA, S. 17) werden die o.g. Versagenskriterien von Mann/ Müller infolge Scheibenschubbeanspruchung in Tabelle A 3.14 erläutert.

3.3.2.2 Ganz/ Thürlimann/ Mojsilović

Ganz (Ganz 1985) hat Untersuchungen zum Tragverhalten von Mauerwerk unter kombinierter Beanspruchung durchgeführt. Darin wird die Drucktragfähigkeit von Mauerwerk in Abhängigkeit der unten aufgeführten fünf verschiedenen Bruchbedingungen (I bis IVb) beschrieben, die in Bild 3.6 durch eine Hüllfläche (siehe Bild 3.6 a)) dargestellt sind. Für die Materialien wird ein Werkstoffverhalten nach Bild 3.5 unterstellt. Dabei wird die Zugfestigkeit des Steinmaterials vernachlässigt.

Bild 3.5 Werkstoffverhalten verwendeter Materialien (Ganz 1985, S. 8; Mojsilović 1995, S. 6)

Das Werkstoffmodell gilt für die Bemessung von vertikal und horizontal bzw. unter einem Belastungswinkel (α) in Wandebene belasteten Mauerwerkswänden. Es stellt die Beziehung der Spannungen σ_x , σ_y und τ_{xy} unmittelbar vor dem Versagen des Mauerwerks dar. Damit gelten für Mauerwerk folgende fünf Bruchbedingungen:

- Steinzugversagen (I),

$$\tau_{xy}^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y \leq 0 \quad (3.5)$$

- Druckversagen der Steine (II) bei zweiachsig beanspruchtem Mauerwerk durch σ_1 und σ_2 ,

$$\tau_{xy}^2 - (\sigma_x + f_{Mx}) \cdot (\sigma_y + f_{My}) \leq 0 \quad (3.6)$$

- Schubdruckversagen des Steins (III) bei einachsig beanspruchtem Mauerwerk durch σ_2 ,

$$\tau_{xy}^2 - \sigma_y \cdot (\sigma_y + f_{My}) \leq 0 \quad (3.7)$$

- Gleiten entlang der Lagerfuge (IVa),

$$\tau_{xy}^2 - (c - \sigma_x \cdot \tan \varphi)^2 \leq 0 \quad (3.8)$$

- Zugversagen (Trennbruch der Lagerfuge (IVb)).

$$\tau_{xy}^2 + \sigma_x \cdot \left(\sigma_x + 2 \cdot c \cdot \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \right) \leq 0 \quad ; \quad \sigma_x \geq -c \cdot \cos \varphi \quad (3.9)$$

Transformiert auf Hauptspannungen nach Gleichungen (3.10) und (3.11) lassen sich die Versagensarten auch in zweidimensionaler Diagrammform darstellen (siehe Bild 3.6 b)).

$$\sigma_1 = 0 \quad (3.10)$$

$$\sigma_2 = F_u / A \quad (3.11)$$

Dabei sind:

F_u Die Bruchlast,

A die Bruttoquerschnittsfläche.

Die Transformation erfolgt auf Grundlage der Gleichungen (3.12) bis (3.15) (Guggisberg und Thürlimann 1987, S. 24–25).

$$F_x = F_u \cdot \cos \alpha ; F_y = F_u \cdot \sin \alpha \quad (3.12)$$

$$\sigma_x = \frac{F_u \cdot \cos \alpha}{A / \cos \alpha} = \sigma_2 \cdot \cos \alpha^2 \quad (3.13)$$

$$\sigma_y = \frac{F_u \cdot \sin \alpha}{A / \sin \alpha} = \sigma_2 \cdot \sin \alpha^2 \quad (3.14)$$

$$\tau_{xy} = -\frac{F_y}{A} = -\frac{F_u \cdot \sin \alpha}{\frac{A}{\cos \alpha}} = -\sigma_2 \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha \quad (3.15)$$

Dabei ist:

α Der Winkel der x-Achse zur Wirkungsrichtung der Hauptspannung σ_2 .

Auf Basis der oben genannten Bruchbedingungen resultiert ein Linienverlauf der einachsigen Druckspannung A bis E aus Bild 3.6 b) nach Gleichung (3.16) bis (3.19). Dabei beschreibt der Winkel φ die Neigung von σ_2 , ab der bei einem einachsigen Druckversuch ein Fugenversagen auftritt. Dieser ergibt sich durch Gleichsetzen der Bruchbedingung B – C und C – D. (Ganz 1985, S. 13)

$$A: \quad \sigma_2 = -f_{Mx} \quad (3.16)$$

$$B - C: \quad \sigma_2 = -f_{My} \quad (3.17)$$

$$C - D: \quad \sigma_2 = -\frac{c}{\cos \alpha^2 \cdot (\tan \alpha - \tan \varphi)} \quad (3.18)$$

$$D - E: \quad \sigma_2 = -2 \cdot c \cdot \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (3.19)$$

Dabei sind:

φ Der Winkel der inneren Reibung,

c die Kohäsion oder die Haftscherfestigkeit der Lagerfuge.

In Bezug auf den Kurvenverlauf „C – D“ - Gleiten entlang der Lagerfuge - ergibt sich eine Druckspannung in x-Richtung nach Gleichung (3.20) und eine Schubspannung τ_{xy} nach Gleichung (3.21). Wird Gleichung (3.20) in Gleichung (3.21) eingesetzt, wird deutlich, dass im Vergleich zu den Regelungen nach DIN EN 1996-1-1 (Gleichung (3.23)), Gleichung (3.22) von der Auflastspannung unabhängig ist.

$$\sigma_x = - \frac{c}{\tan \alpha - \tan \varphi} \quad (3.20)$$

$$\tau_{xy} = c - \sigma_x \cdot \tan \varphi \quad (3.21)$$

$$\tau_{xy} = c + \frac{c}{\tan \alpha - \tan \varphi} \cdot \tan \varphi = c + \frac{c \cdot \tan \varphi}{\tan \alpha - \tan \varphi} \quad (3.22)$$

$$\tau = f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_{Dd} \quad (3.23)$$

Damit verdeutlicht Gleichung (3.22) die Abhängigkeit der ertragbaren Hauptdruckspannung (σ_2) von dem Belastungswinkel (α) und der Höhe der Hauptzugspannung σ_1 .

Bild 3.6 Richtungsabhängiges Bruchverhalten von Mauerwerk; zweiachsig beanspruchtes Mauerwerk a), einachsig beanspruchtes Mauerwerk b); vgl. (Ganz 1985, S. 13)

Für einachsig beanspruchtes Mauerwerk, wie bei Balkenkonstruktionen aus bewehrtem Mauerwerk, ist der Kurvenverlauf von Bild 3.6 b) für den Fall $\sigma_1 = 0$ von Bedeutung.

Mögliches Reibungs- oder Schub-Zug-Versagen des Mauerwerks ist also in der Richtungsabhängigkeit der Größe der Mauerwerkdruckfestigkeit (f_α) bereits vorteilhaft implementiert. Die für die Bemessung der Druckspannungsfelder maßgebende Druckfestigkeit des Mauerwerks (f_α) wird als Werkstoffgesetz in Abhängigkeit von dem Belastungswinkel (α) eingesetzt. Weicht die Belastungsrichtung im Bauteil von der maßgebenden Richtung für die einachsige Druckfestigkeit des Mauerwerks (f_x) (Punkt A in Bild 3.6 b))

nur geringfügig ab, hat dies eine Reduzierung der Drucktragfähigkeit von Mauerwerk auf den Wert der Druckfestigkeit des Mauerwerks parallel zu der Lagerfuge (f_y) zur Folge (Punkt B in Bild 3.6 b)). Wird von (α) der Winkel der inneren Reibung (φ) überschritten (Punkt C in Bild 3.6 b)), setzt Gleiten ein und die Mauerwerkfestigkeit nimmt weiter ab (Punkte D - E in Bild 3.6 b)). Dabei basieren die Bruchbedingungen auf folgenden Materialparametern: Der Mauerwerkfestigkeit senkrecht und parallel zur Lagerfuge (f_x und f_y) sowie dem Reibungswinkel (ϕ) und der Haftscherfestigkeit bzw. Kohäsion (c).

Mechanisch ist das Bruchkriterium D - E für die Druckfestigkeit des Mauerwerks unterschiedlicher Balkentypen aus bewehrtem Mauerwerk von großer Bedeutung. So wird der Druckstrebenwinkel θ bei schlanken, langen Flachstürzen den Winkel der inneren Reibung (φ) oftmals überschreiten, was Reibungsversagen auslösen würde. Bei scheitrecten Fertigteilstürzen ist dies bei gedrunenen, kurzen Balken der Fall. Unter Annahme eines Reibungswinkels $\varphi = \arctan(0,75)$ und einem Verhältnis von Kohäsion zur Drucktragfähigkeit parallel zur Lagerfuge $\frac{c}{f_{my}} \geq 0,25$ existiert kein Einfluss der Lagerfuge (Ganz 1985, S. 14).

Darüber hinaus soll auch der Einfluss vermörtelter Stoßfugen, wie bei Flachstürzen, in dem zukünftigen Bemessungskonzept berücksichtigt werden.

Aufbauend auf den Untersuchungen von Ganz hat Mojsilović in seiner Arbeit (Mojsilović 1995) Untersuchungen zum Tragverhalten von Mauerwerk mit kombinierter Beanspruchung unter Berücksichtigung der Stoßfugen veröffentlicht. Er stellt einen maßgebenden Versagenseinfluss der Stoßfugen entlang einer Gleitlinie fest; siehe Bild 3.7.

Bild 3.7 Bruchkriterium: Gleiten entlang der Stoßfugenflucht (Mojsilović 1995, S. 94)

Diese Versagensart bindet er als ein weiteres Bruchregime nach Gleichung (3.24) in die Theorie von Ganz ein; siehe Bruchregime V in Bild 3.8. Der in Gleichung (3.24) enthaltene Faktor von 0,5 entspricht der Tatsache, dass die Stoßfugenflucht mit jeder zweiten Steinreihe unterbrochen ist. Der Linienverlauf des Versagenskriteriums nach Bild 3.8 V ergibt sich nach Gleichung (3.25) bzw. aus einem Mindestwert nach Gleichung (3.26) (Mojsilović 1995, S. 92–96).

$$\tau_{xy}^2 - \left(\frac{c_b}{2} - \sigma_y \cdot \tan \varphi_b \right)^2 \leq 0 \quad (3.24)$$

$$\sigma_2 = \frac{c_b}{2 \cdot \sin^2 \alpha \cdot (\tan \varphi_b - \cot \alpha)} \quad (3.25)$$

$$\sigma_{2,\min} = \frac{-c_b \cdot \cos \varphi_b}{1 - \sin \varphi_b} \quad (3.26)$$

Dabei sind:

c_b Die Kohäsion der Mauersteine,
 φ_b der Winkel der inneren Reibung der Mauersteine.

Mojsilović schlägt für die Annahme der Kohäsion und des inneren Reibungswinkels der Mauersteine eine praktische Näherung nach Gleichung (3.27) und (3.28) vor (Mojsilović 1995, S. 95).

$$\tan \varphi_b = \frac{3}{4} \quad (3.27)$$

$$c_b = \frac{f_y}{4} \quad (3.28)$$

Bild 3.8 Richtungsabhängiges Bruchverhalten von Mauerwerk unter Berücksichtigung der Wirkung der Stoßfugen; zweiachsig beanspruchtes Mauerwerk (a), einachsig beanspruchtes Mauerwerk (b); vgl. (Mojsilović 1995, S. 96)

Normative Regelungen nach SIA 266-1 (SIA 266-1:2003)

Bild 3.9 zeigt eine Vereinfachung der Zusammenhänge von Bild 3.6, rechts, wie sie in der Schweizer Mauerwerknorm SIA 266-1 angegeben sind.

Bild 3.9 Rechnerische Druckfestigkeit $f_{\bar{\alpha}}$ in Abhängigkeit des Beanspruchungswinkels $\bar{\alpha}$; vgl. SIA 266-1 (SIA 266-1:2003, S. 15)

Die Mauerwerkdruckfestigkeit $f_{\bar{\alpha}}$ nimmt mit zunehmendem Winkel $\bar{\alpha}$ stark ab. Überschreitet der Neigungswinkel $\bar{\alpha}$ den Winkel der inneren Reibung φ , entsteht Reibungsversagen. Für diesen Fall ist $f_{\bar{\alpha}}$ in Bild 3.9 mit $f_{\bar{\alpha}} = 0$ angegeben. Ausgehend von dem Reibungsbeiwert $\mu = 0,6$ beträgt $\varphi = 30^\circ$ gegenüber der x -Achse, die senkrecht zu den Lagerfugen definiert ist (Gunkler und Marx 2016, S. 213–231).

Widerstände, die sich im Bereich $\varphi \leq \bar{\alpha} \leq \pi/2$ unmittelbar vor dem Bruch durch Gleiten der Mauersteine oder Zugversagen des Mörtels in der Lagerfuge ergeben (Bereich um D - E), sind in SIA 266 nicht berücksichtigt; s. auch Bild 3.9.

Im Bereich $0 \leq \bar{\alpha} \leq \varphi$ werden in Bild 3.9, Bild 3.8 und Bild 3.6 übereinstimmend die Mauerwerkdruckfestigkeit mit $f_{\bar{\alpha}} = f_y$ angegeben, was der Mauerwerkdruckfestigkeit parallel zu den Lagerfugen $f_{\parallel}$ entspricht.

Für den Nachweis der schrägen Druckstrebe eines Fachwerkmodells in Bezug auf die Querkrafttragfähigkeit bedeutet dies, dass im Bereich $\bar{\alpha} < \varphi = 30^\circ$ gegenüber der x -Achse senkrecht zu den Lagerfugen die Druckfestigkeit des Mauerwerks parallel zu den Lagerfugen $f_{\parallel}$ als maßgebend anzunehmen ist.

Im Vergleich zum Ansatz von Mann/ Müller wird beim Ansatz nach Ganz/ Thürlimann/ Mojsilović die Neigung, unter der die Beanspruchung auf das Mauerwerk einwirkt, berücksichtigt. Der Einfluss durch Lager- und Stoßfugen ist in der Definition des Materialgesetzes ebenfalls berücksichtigt. Die Größe des Materialwiderstandes in den Beanspruchungsfeldern ist abhängig von den unter einem Neigungswinkel verlaufenden Hauptspannungen.

3.4 Injektionsmörtel

Die zur Verfüllung des Bewehrungskanals scheitrecther Mauerwerkbalken verwendeten Injektionsmörtel wurden auf ihre Drucktragfähigkeit nach DIN EN 196-1 (DIN EN 196-1:2005-05) hin untersucht; die Werte variieren zwischen $\beta_m = 39,5 \dots 50,3 \text{ [N/mm}^2\text{]}$; siehe Tabelle A 3.15.

3.5 Betonergänzung

Der für die scheitrecten Mauerwerkbalken mit Ergänzungsschicht verwendete Beton wurde auf seine Drucktragfähigkeit nach DIN EN 12390-3 (DIN EN 12390-3:2009-06) untersucht; sie beträgt $\beta_{cm,dry} = 39,1[N/mm^2]$; Tabelle A 3.16.

3.6 Bewehrung

3.6.1 Betonstahl

Als Längsbewehrungsstahl sollten aus Gründen ausreichenden Verbundes nur gerippte Stäbe eingesetzt werden. Bei Korrosionsschutz durch ausreichende Betondeckung nach (Gunkler und Budelmann 2019, Abschn. 6.1.5.3) oder in trockener Umgebung (MX1) nach DIN EN 1996-2, Abschnitt 2.1.2 (DIN EN 1996-2:2010-12, S. 10), bietet sich die Verwendung von geripptem Betonstahl B500 nach DIN 488-1 (DIN 488-1:2009-08) mit einer charakteristischen Steckgrenze von $f_{yk} = 500 N/mm^2$ an, wie er auch im Stahlbetonbau eingesetzt wird.

Wird von der o.g. Mikroumweltbedingung abgewichen und ausreichende Betondeckung unterschritten, sind die Auswahlbedingungen für Bewehrungsstähle zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit nach Expositionsklassen der Tabelle 6.5 in (Gunkler und Budelmann 2019) zu entnehmen. Daraus folgend ist eine korrosionsbeständige Bewehrung, z.B. aus austenitischem nichtrostendem Stahl (z. B. X10CrNi18-8, Werkstoff-Nr. 1.4310) oder feuerverzinktem und/ oder Kunststoff beschichtetem Bewehrungsstahl zu verwenden. Korrosionsbeständige Bewehrung wird in dieser Arbeit nicht weiter behandelt. Tabelle A 3.17 enthält Angaben zu mechanischen Eigenschaftswerten des verwendeten Längsbewehrungsstahls.

In E DIN 1053-3 (E DIN 1053-3:2008-03) wird die Spannungs-Dehnungs-Linie (σ - ε -Linie) von Bild 3.10 angegeben. Dabei wird für den Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie (SDL) der Ansatz ohne Verfestigung unterstellt. Dies entspricht auch dem Vorgehen der aktuell gültigen DIN EN 1992-1-1 (DIN EN 1992-1-1:2011-01).

Bild 3.10 Rechnerische Spannungs-Dehnungs-Linie des Betonstahls für die Bemessung; vgl. (E DIN 1053-3:2008-03, S. 12)

3.6.2 Spannstahl

Das Werkstoffgesetz des verwendeten Spannstahls wird durch die Angabe der rechnerischen SDL in Bild 3.11 nach DIN EN 1996-1-1 (DIN EN 1996-1-1:2013-02), basierend auf den Grundlagen nach DIN EN 1992-1-1 (DIN EN 1992-1-1:2011-01), beschrieben.

Bild 3.11 Rechnerische Spannungs-Dehnungs-Linien des Spannstahls für die Bemessung; vgl. (DIN EN 1992-1-1:2011-01, S. 46)

Für den in den experimentellen Untersuchungen an vorgespannten Mauerwerkbalken verwendeten Spannstahl wurden die Materialeigenschaften in einem Zugversuch nach DIN EN ISO 6892-1 ermittelt. Die Ergebnisse sind in Tabelle A 3.18 angegeben.

4 Analytische Grundlagen zu Spannungsfeldern für bewehrtes Mauerwerk

Bislang existieren keine Tragmodelle für unterschiedliche Konstruktionsarten von Mauerwerkbalken, welche das Bauteilverhalten realitätsnah abbilden; siehe Abschnitt 2. Die Schubbemessungsgleichungen zur Berechnung bewehrten Mauerwerkbaus wurden überwiegend aus Modellen des Stahlbetonbaus abgeleitet. Dies gilt sowohl für das Druckzonenmodell als auch für das semi-empirische Schubmodell des EC2; vergleiche Abschnitt 2.5. Da sich das Tragverhalten von bewehrtem Mauerwerk bis auf dessen anisotrope Eigenschaften oftmals an dem von Stahlbeton annähert, ist es naheliegend, die Erkenntnisse aus der Forschung des Stahlbetonbaus auf die Anwendbarkeit für bewehrtes Mauerwerk hin zu überprüfen. Vorausgesetzt wird in dieser Arbeit die Implementierung richtungsabhängiger Materialeigenschaften in ein entsprechendes Schubmodell.

Das in dieser Arbeit entwickelte Schubtragmodell für Mauerwerkbalken ohne Querkraftbewehrung basiert auf Annahmen des fib Model Codes (MC) 2010 und damit der SMCFT; siehe Abschnitt 7.1.2. Dieses Schubmodell berücksichtigt die Längsdehnungen (ϵ_x) in Abhängigkeit der Einwirkungen (Berücksichtigung des Verformungszustandes); gute Ergebnisse bei der Querkraftbemessung wurden durch aktuelle Forschungsarbeiten bestätigt; siehe (Walraven 2016, S. 987) und (Yang 2014). Abschnitt 4.2 enthält Angaben zu Schubübertragungsmechanismen in Spannungsfeldern, deren Wirkungsweisen hinsichtlich der Übertragbarkeit auf bewehrte Mauerwerkbalken bewertet werden.

Zu Vergleichszwecken ist mit Hilfe der Ausführungen von Abschnitt 4.3 ein Überblick bisheriger Schubtragmodelle möglich. In dieser Arbeit wird der Schwerpunkt auf die Herleitung des analytisch lösbaren Schubbemessungsansatzes der „SMCFT“ gelegt, der auf einer Vereinfachung der ausschließlich numerisch lösbaren MCFT basiert; siehe Abschnitt 7.1. Die „SMCFT“ basiert auf der Anwendung von Spannungsfeldern, deren Grundlagen daher in Abschnitt 4.1 erläutert werden.

4.1 Spannungsfelder

Spannungsfelder fanden in den 60er Jahren durch Drucker erstmals Anwendung für die Bemessung von Stahlbetonkonstruktionen und wurden u.a. durch Thürlimann, Nielsen, Chen, Müller, Martin, Collins und Michell weiterentwickelt (Muttoni et al. 1997, S. 17). Zur Erläuterung werden daher im Folgenden häufiger Forschungsarbeiten aus dem Stahlbetonbau zitiert. Die Anwendung auf bewehrtes Mauerwerk wird fortlaufend kommentiert.

Spannungsfelder stellen, wie auch die von diesen abgeleitete Fachwerkmodelle, eine Idealisierung des Lastabtrages von Bauteilen dar. Bestimmte Bereiche der Konstruktion liefern einen zu differenzierenden Anteil am Lastabtrag. In Fachwerkmodellen beschreiben die Zug- und Druckstreben die Resultierenden von Zugspannungs- bzw. Druckspannungsfeldern. Spannungsfelder lassen sich im weitesten Sinne in Modelle mit variabler Druckstrebenneigung und in elastisch-plastische Spannungsfelder einteilen. Ersteres basiert auf der Plastizitätstheorie mit variabler Druckstrebenneigung und dem Gleichgewicht zwischen Druck- und Zugspannungsfeld; siehe Bild 4.1. Dabei wird die Querkrafttragfähigkeit durch das Stegbruchkriterium begrenzt. Die Druckfeldneigung beträgt dabei nach DIN EN 1992-1-1 zwischen $18,4^\circ$ und 45° . Elastisch-plastische Spannungsfelder implementieren einen Widerstand aus der Druck- und Zugfestigkeit des Betons sowie der Schubbewehrung. Der Betontraganteil basiert auf dem Mechanismus der Rissuferverzahnung (siehe Abschnitt 4.2.2) entlang einer konstanten Rissneigung. Diese kann durch einen festen Wert vorgegeben werden, der in Abhängigkeit der Trägerlängsdehnung ermittelt wird (Rupf 2014, S. 11–12).

Bild 4.1 Starr-plastisches Spannungsfeld vgl. (Rupf 2014, S. 13)

4.1.1 Elastische, gerissene Spannungsfelder

Elastische, gerissene Spannungsfelder können unter Verwendung eines komplett elastischen und damit linearen Werkstoffverhaltens des entsprechenden Werkstoffes formuliert werden. Spannungen ergeben sich durch Multiplikation der Dehnungen mit dem jeweiligen Elastizitätsmodul des Materials und sind nicht durch einen Maximalwert limitiert (Rupf 2014, S. 16). Sie werden daher hier für Mauerwerk nicht weiter diskutiert, weil bei Mauerwerk nach Erreichen aufnehmbarer Schubspannungen Querkraftversagen einsetzt.

4.1.2 Starr-plastische Spannungsfelder (klassische Spannungsfelder)

Das Tragverhalten von Balken- und Scheibentragwerken kann nach der klassischen Spannungsfeldmethode mit streben- und fächerartigen Spannungsfeldern erfasst werden; siehe Bild 4.1. Bei Balken gilt dies im Bereich von Einzellasten sowie im auflagnernahen Bereich (Schlaich und Schäfer 2001, S. 342). Für das in Bild 4.1 dargestellte Spannungsfeld wird hier starr-plastisches Materialverhalten unterstellt. Diese Vereinfachung kann vorgenommen werden, wenn im Wesentlichen plastische Verformungen das Tragverhalten bestimmen. Für die Anwendung von Fachwerkmodellen und Spannungsfeldern wird vorwiegend der untere Grenzwertsatz der Plastizitätstheorie verwendet (Kaufmann 2018, S. 6); der Vollständigkeit halber wird hier auch der obere Grenzwertsatz genannt (Jäger 2007, S. 18):

- Unterer statischer Grenzwertsatz:
Jede Belastung, zu der sich ein statisch zulässiger Spannungszustand angeben lässt, der die Fließbedingung nirgends verletzt, liegt nicht höher als die Traglast.
- Oberer kinematischer Grenzwertsatz:
Jede Belastung, zu welcher ein instabiler kinematisch zulässiger Verschiebungszustand angegeben werden kann, liegt nicht tiefer als die Traglast.

Dabei werden durch das Spannungsfeld ausschließlich Druckkräfte und über die unterstellte vertikale Schubbewehrung (falls vorhanden) Zugkräfte übertragen. Für die mit diesem Verfahren unterstellte variable Druckstrebenneigung kann aus Gründen der Wirtschaftlichkeit, wie im EC2, ein unterer Grenzwert von $18,4^\circ$ sowie ein oberer Grenzwert von 45° vorgegeben werden.

Durch den rein plastischen Zustand des Spannungsfeldes können Diskontinuitätslinien zwischen den einzelnen Feldern angenommen werden. Die Spannungen parallel zur Grenzlinie können dabei unterschiedlich groß sein. Dahingegen müssen senkrecht zur Grenzlinie verlaufende Spannungen sowie Schubspannungen die Gleichgewichtsbedingungen erfüllen. In Bild 4.2 sind die Grundlagen der unterstellten Werkstoffgesetze für den druckübertragenden Werkstoff (Beton) und Stahl angegeben.

Bild 4.2 Starr-plastisches Materialgesetz: (a) Beton ohne Ansatz einer Zugfestigkeit (b) Bewehrungsstahl (c) Fließbedingung von Beton im ebenen Spannungszustand vgl. (Rupf 2014, S. 19)

Muttoni et al. stellen die Entwicklung eines Spannungsfeldes auf Basis eines Stabwerkmodells dar. Sie geben an, dass für übliche Bewehrungsgehalte des Stahlbetonbaus die Wahl der Spannungsverteilung keinen großen Einfluss auf die Lage der resultierenden Druckkraft (f_{ce}) hat, wodurch vereinfachend eine konstante Spannungsverteilung in der Druckstrebe angenommen werden kann. Dies ist solange möglich, wie die Höhe des Druckgurtcs im Verhältnis zur Trägerhöhe klein bleibt. Dies erscheint für schlaff bewehrte Mauerwerkbalken aufgrund vergleichsweise geringer Längsbewehrungsgrade in gleicher Weise anwendbar und wird in DIN EN 1996-1-1 und DIN EN 1996-1-1/NA bemessungstechnisch umgesetzt. Andernfalls ist für Träger mit starker Längsbewehrung und/oder mit großer Normalkraft eine nicht konstante Spannungsverteilung zu unterstellen; siehe Bild 4.3 (a) (Muttoni et al. 1997, S. 20). Unter Umständen könnte dies für vorgespanntes Mauerwerk mit hohen Festigkeitsklassen zutreffen.

(a) gewählte Lösung

(b) alternative Lösungen ohne Diskontinuität

Bild 4.3 Spannungsverteilungen im Druckgurt; vgl. (Muttoni et al. 1997, S. 20)

Im Bereich der Knotenausbildung am Auflagerbereich ist zu unterscheiden, ob die Zugkraft in der Bewehrung bis zum Ende voll wirksam ist (Bild 4.4 (a)) oder diese durch Verbundspannungen im Bereich des Knotens kontinuierlich auf den Werkstoff (z.B. Beton, Mauerwerk) übertragen wird (Bild 4.4 (b, c)). Für letzteren Fall wird die Aufstandsfläche größer, womit die Spannungen des vertikalen Druckfeldes unterhalb der Bewehrung reduziert werden. Dies beugt einem Druckversagen im Auflagerbereich vor. Insbesondere bei Mauerwerk aus Steinen mit hohem Lochanteil besteht die Gefahr des Druckversagens im Auflagerbereich bzw. im Bereich der Lastenleitung; siehe Tabelle A 4.1 (ZI-12 und ZI-13).

Bild 4.4 Ausbildung des Knotenbereiches; vgl. (Muttoni et al. 1997, S. 22)

Schlaich und Schäfer (Schlaich und Schäfer 2001, S. 311–492) haben insbesondere für Stahlbetonbalken eine vereinfachte, fächerförmige Darstellung der Verteilung der Druckspannungsfelder entwickelt; siehe Bild 4.5. Dabei beschreiben sie eine Differenzierung zwischen B-Bereichen - parallel verlaufenden Spannungsfeldern - (B: äquivalent für Bernoulli-Hypothese bzw. Balkentheorie) und D-Bereichen - fächerförmig verlaufenden Spannungsfeldern - (D: äquivalent für statische oder geometrische Diskontinuität) innerhalb eines Tragwerkes; siehe Bild 4.5. Statische Diskontinuität tritt dort auf, wo konzentrierte Lasten wirken; siehe auch Bild 4.1. Geometrische Diskontinuität wird durch Änderung der Tragwerksform hervorgerufen (Schlaich und Schäfer 2001, S. 342). Die Überführung von Spannungsfeldern in Stabwerkmodelle kann bspw. durch die Lastpfadmethode oder durch die Orientierung an linear-elastischen FE-Berechnungen erfolgen. Schlaich/ Schäfer schlagen für die Bemessung der D-Bereiche folgendes Vorgehen vor (Schlaich und Schäfer 2001, S. 393):

- Bemessung der Zugstreben mittels Stabwerkmodell und Verteilung der Bewehrung in den Zugbereichen.
- Bemessung der Druckstäbe bzw. Knotenbereiche mit Berücksichtigung der Druckfestigkeit sowie der Querkzugtragfähigkeit des druckkraftübertragenden Materials.
- Besonderheit der Knotenbereiche:
 - a. Entwurf des Knotens auch unter Berücksichtigung ausreichender Verankerung.
 - b. Der Nachweis erfolgt über die mittleren Druckspannungen der Druckstrebe in den Knotenrändern bzw. Auflagern.
 - c. Nachweis ausreichender Verankerung unter Berücksichtigung von Krümmungsradien und Querkzugtragfähigkeit.

Bild 4.5 B- und D-Bereiche eines Stahlbetonbalkens unter Einzellast und Ansatz eines Stabwerkmodells; vgl. (Reineck 2005, S. 244)

Weist der Träger eine gedrungene Geometrie auf, sodass kein paralleles Spannungsfeld (B-Bereich) zwischen Lasteinleitung und Auflager existiert, ergibt sich nach Schlaich und Schäfer das Tragmodell eines wandartigen Trägers nach Abschnitt 2.3 (Reineck 2005, S. 256). Damit definieren sie ein Grenzkriterium zur Unterscheidung von Tragmodellen für Balken und für wandartige Träger, dessen Anwendbarkeit für Konstruktionen aus Mauerwerk in Abschnitt 7.3 (Bild 7.19) verifiziert wird.

Bild 4.6 Druckfeld infolge einer resultierenden, auflagernahen Einzellast bei einem schlanken, wandartigen Träger; vgl. (Reineck 2005, S. 256)

Infolge einer vertikalen Belastung aus einer auflagernahen Einzellast definiert Reineck (Reineck 2005, S. 256) einen Bereich, in dem ein Teil der Last direkt in das Auflager eingeleitet wird; siehe Bild 4.6. Je weiter die Last vom Auflager entfernt ist, desto geringer wird der Anteil des direkten Lastabtrages und desto kleiner wird die Breite der Druckstrebe. Im EC2 wird bei Massivbauteilen aus Beton dieser Einfluss in einem Abstand von $0,5 \cdot d \leq a_v < 2 \cdot d$ durch eine Abminderung der einwirkenden Querkraft durch den Faktor $\beta = \frac{a_v}{2} \cdot d$ berücksichtigt; vergleiche Gleichung (4.16). Dasselbe gilt auch für Mauerwerk nach EC6, wobei hier der Bemessungswert der Schubfestigkeit durch Multiplikation mit dem Faktor nach Gleichung (2.23) erhöht wird.

Auf Basis o.g. Grundlagen wurde von Hegger - IV 1-5-876/98 (Hegger et al. 1999, S. 6) - für Bauteile ohne Querkraftbewehrung eine Bemessungsgleichung zur Ermittlung des Widerstands des Betontraganteils ermittelt. Dieser Gleichungsansatz bildet in Deutschland bis heute die Grundlage der Schubbemessung im EC2 für Stahlbetonbauteile ohne Querkraftbewehrung; siehe Gleichung (4.8).

4.1.3 Erweiterte starr-plastische Spannungsfelder (verallgemeinerte Spannungsfelder)

Die verallgemeinerten Spannungsfelder auf Basis der Compression Field Theory (CFT) ermöglichen für Betontragwerke unter Annahme gleicher Randbedingungen wie bei den klassischen Spannungsfeldern, die Berücksichtigung der Spannungsfeldneigung sowie der Verformungsverträglichkeit. Grundlage zur Ermittlung der Verformungsverträglichkeit ist die Längsdehnung unter Annahme einer Kontrollhöhe in halber Höhe des Hebelarms der inneren Kräfte; siehe Bild 7.8. Die Längsdehnung wird anhand der Druckstauchung und Zugdehnung unter Annahme der Bernoulli-Hypothese berechnet. Die Stauchung (ε_2) hat dabei die gleiche Ausrichtung wie die Hauptdruckspannung (f_{c2}), womit auch deren Neigungswinkel ($\theta = \theta_c$) kongruent sind; siehe auch Bild 4.7.

Bild 4.7 Dehnungsbeziehung (oben links), Schwerwinkel (oben rechts), mittlere Spannungen im Beton - Schubspannungen v_{cxy} (unten links) und Hauptspannungen im Beton - Hauptdruckspannungen $f_{cx/y}$ (unten rechts); vgl. (Vecchio, Frank, J. und Collins, Michael, P 1986, S. 221)

Entsprechend den Annahmen des Mohr'schen Spannungskreises (Bild 4.8) kann die Hauptzugdehnung (ϵ_1) nach Gleichung (4.1) berechnet werden. Der Scherwinkel (γ_{xy}) ergibt sich nach Gleichung (4.2).

$$\epsilon_1 = \epsilon_x + \frac{\epsilon_x - \epsilon_y}{\tan^2 \theta_\epsilon} \quad (4.1)$$

Dabei sind:

ϵ_x Die mittlere Längsdehnung,

ϵ_y die Hauptdruckstauchung,

θ_ϵ die Druckfeldneigung in Abhängigkeit der Dehnungen.

$$\gamma_{xy} = \frac{2 \cdot (\epsilon_x - \epsilon_y)}{\tan \theta_\epsilon} \quad (4.2)$$

Bild 4.8 Mohr'scher Spannungskreis in Abhängigkeit von Spannungen und Dehnungen für Beton unter Annahme der modifizierten Druckfeldmethode; vgl. (Vecchio, Frank, J. und Collins, Michael, P 1986, S. 229)

Wird die daraus abgeleitete Bedingung nach Gleichung (4.3) (Michael P. Collins, Denis Mitchell 1980, S. 39) weiter vereinfacht, ergibt sich die Druckfeldneigung in Abhängigkeit der Spannung nach Gleichung (4.4) (Sigrist und Hackbarth 2010, S. 688).

$$\tan^2 \theta_\sigma = \frac{\varepsilon_x - \varepsilon_2}{\varepsilon_y - \varepsilon_2} \quad (4.3)$$

Dabei ist:

ε_x Die mittlere Vertikaldehnung.

$$\theta_\sigma = \arctan \left(\frac{\varepsilon_x - \varepsilon_2}{\varepsilon_y - \varepsilon_2} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (4.4)$$

Durch die Annahme einer Materialstauchung von $\varepsilon_2 = -2 \text{ ‰}$ und einer mittleren Dehnung der Schubbewehrung zum Zeitpunkt des Fließbeginns (Erreichen der Zugfestigkeit) leiten Sigrist et al. einen minimalen und maximalen Neigungswinkel für unterschiedliche Duktilitätsklassen ab. Dabei implementieren sie Verbundbeiwerte (κ) für den Fließbeginn von $\kappa = 0,8$ und für das Erreichen der Streckgrenze von $\kappa = 0,25$. Daraus ergibt sich für normal duktilen Stahl in einem praktischen Anwendungsbereich von $-0,2 \text{ ‰} \leq \varepsilon_x \leq 1,2 \text{ ‰}$ durch Linearisierung der Gleichung (4.4) eine Näherung nach Gleichung (4.5).

$$20^\circ + 5000 \cdot \varepsilon_x \leq \theta \leq 35^\circ + 5000 \cdot \varepsilon_x \quad (4.5)$$

Sigrist gibt die zur Ermittlung der Neigungswinkel erforderlichen Längsdehnungen für unterschiedliche Laststellungen sowie für vorgespannte Konstruktionen in (Sigrist und Hackbarth 2010, S. 688) an. Die verallgemeinerten Spannungsfelder bilden die Grundlage verschiedener Bemessungsnormen. Gleichwohl ist dies ein Näherungsverfahren, welches Querkraftwiderstände aus der Betonzugfestigkeit und der Dübelwirkung der Bewehrung vernachlässigt. Auch unterstellt das Modell, dass beim Erreichen des Querkraftwiderstands die maximale Stauchung des Betons erreicht wird (Rupf 2014, S. 22). Für Mauerwerk ist eine Übertragung dieser Annahmen grundsätzlich vorstellbar, da auch hier eine mögliche Dübelwirkung erst nach bereits einsetzender Rissbildung erfolgt. Eine Modifikation erscheint jedoch notwendig, um ein Mitwirken des Mauerwerks zwischen den Rissen zu berücksichtigen.

4.1.4 Elastisch-plastische Spannungsfelder (erweiterte Spannungsfelder)

Eine Weiterentwicklung des verallgemeinerten Spannungsfeldes stellt das elastisch-plastische Spannungsfeld dar. Dabei wird das Materialverhalten elastisch-plastisch bzw. bilinear abgebildet. Bild 4.9 zeigt dies beispielhaft für Beton und Stahl. Weiterhin gelten die zuvor genannten Grundlagen. Betonzugspannungen sowie eine von der Längsbewehrung ausgehende Dübelwirkung werden vernachlässigt. Diese Art der Spannungsfelder ist häufig die Grundlage von FE-Berechnungsprogrammen (Rupf 2014, S. 22–23). Für FE-Berechnungen von Mauerwerk wurden mit dem bilinearen Ansatz von Bild 4.9 bislang gute Erfahrungen gemacht; siehe (Dashkhuu 2013).

Bild 4.9 Bilineares Materialgesetz: Beton (a), Betonstahl (b); vgl. (Rupf 2014, S. 22)

4.1.5 Besonderheiten vorgespannten Mauerwerks in Spannungsfeldern

Grundsätzlich ist, wie im Stahlbetonbau, eine Vorspannung mit und ohne Verbund auch in Mauerwerk anwendbar. Dabei liegt der Verankerungsbereich der Vorspannkraft i.d.R. innerhalb des Schubspannungsfeldes. Die lokale Einleitung einer Vorspannung in eine Mauerwerkkonstruktion, z.B. über eine Ankerplatte, führt zu Querkzugbeanspruchungen im Bauteil; siehe (Dashkhuu 2013, S. 74). Anders als im Stahlbetonbau, wo spezielle Bewehrungselemente zum Einsatz kommen (z.B. Wendelbewehrung), darf bei Spanngliedern in Lagerfugenrichtung, z.B. bei zu konsolidierendem historischen Mauerwerk, die Querkzugbeanspruchung gerade nur so groß sein, dass kein Zugversagen des Mauerwerks senkrecht zu den Lagerfugen eintreten kann. Die durch die Vorspannung hervorgerufenen Querkzugspannungen infolge Vorspannung können in Anlehnung an Heft 631 (DAfStb Heft 631 2019, S. 90) sowohl für zentrische als auch für exzentrische Beanspruchungen bestimmt werden. In Bild 4.10 sind qualitativ Spaltzugkräfte und Randzugkräfte angegeben, wie sie z.B. bei einer einwirkenden, exzentrisch wirkenden Vorspannkraft vorkommen (Korjenic und Kolbitsch 2012, S. 224). Einzelkräfte (F_S, F_R) können mit Gleichungen aus Tabelle A 2.2 ermittelt werden.

Bild 4.10 Spaltzug- und Randzugkräfte bei exzentrisch einwirkender Vorspannkraft (DAfStb Heft 631 2019, S. 90)

Auf Kriterien, die im Zusammenhang mit der Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit von Konstruktionen stehen, wie beispielsweise Korrosionsschutz oder Langzeitverhalten (z.B. Kriechen und Relaxation), wird in der vorliegenden Arbeit nicht weiter eingegangen.

Unterschiedliche Vorgehensweisen für die Einleitung einer Drucknormalkraft werden in Curtin et al. (Curtin et al. 1988, S. 117–120), Gunkler (Irmschler und Schubert 2000, S. 334–343) sowie von Dashkhuu (Dashkhuu 2013, S. 7–12) dargestellt.

Für auf Plattenbiegung beanspruchtes Mauerwerk beschreibt Zimmerli für die Einwirkung einer exzentrischen Drucknormalkraft den Einfluss eines mehraxialen Spannungszustandes der Stein-Mörtel-Kombination auf das Verformungs- und Bruchverhalten. Eine schematische Darstellung zeigt Bild 4.11. Dabei weist Zimmerli darauf hin, dass allgemein ein Kräfteverlauf mit entsprechender Rissbildung nach dem Bruchregime II vorliegt. Durch die unterschiedlichen Werte zwischen Stein mit geringerer und Fugenmaterial mit höherer Querdehnungszahl dehnt sich die Fuge in Querrichtung, welches eine Druckbelastung hervorruft. Hierdurch erfährt das Steinmaterial eine Zugbeanspruchung, wodurch es dort zu einer Aufspaltung nach Bild 4.11 kommen kann. Regime I beschreibt einen Zustand, bei dem unter kleiner Normalkraft und gerissenem Mauerwerk die Steinzugbeanspruchungen klein sind. Regime III tritt vorzugsweise bei zentrischer Normalkraftbeanspruchung ein. Das entsprechende Regime ist abhängig von der Stein-Lochgeometrie sowie von den Materialeigenschaften der Steine und des Mörtels. Weiterführende Erläuterungen sind Zimmerli et al. zu entnehmen (Zimmerli et al. 1999, S. 50).

Bild 4.11 Kräfteverlauf in den Fugen infolge unterschiedlich hoher Momenten-Normalkraft-Belastung; vgl. (Zimmerli et al. 1999, S. 50; Schwartz 1989, 141 ff)

Für Bauteile im sofortigen oder nachträglichen Verbund ist eine Eintragungslänge für die im Spannstahl wirkende Kraft zu bestimmen, die über Verbundspannungen auf das Mauerwerk übertragen wird. Anders ist dies bei Vorspannung ohne Verbund; hier wird die Vorspannkraft direkt über Ankerkörper in die Konstruktion eingeleitet, wodurch es keine Eintragungslänge infolge Verbundwirkung gibt. Diese Art der Vorspannung wird für die experimentell untersuchten Mauerwerkbalken verwendet, da hier die Vorspannkraft über die Balkenlänge konstant ist. Anstelle eines Schubzugrisses kann eine Rissbildung nach Bild 4.11 nicht vollständig ausgeschlossen werden.

4.2 Schubübertragungsmechanismen innerhalb von Spannungsfeldern

Für Balken aus bewehrtem Mauerwerk oder Stahlbeton sind folgende Mechanismen der Schubübertragung zu unterscheiden; vgl. Hendry et al. (Hendry et al. 2004, S. 188): Der Schubwiderstand resultiert aus der

- ungerissenen Biegedruckzone,
- Rissuferverzahnung (Interaktion mit Nachbarzahn),
- Dübelwirkung der Biegezugbewehrung (teilweise umstritten),
- Materialzugfestigkeit an schräg aufgehender Risspitze; siehe Bild 4.12.

Sie sollen hier in qualitativer Hinsicht berücksichtigt und beschrieben werden.

Bild 4.12 Tragwiderstände eines Bauteils ohne zusätzliche Schubbewehrung (Bender 2019, S. 10)

4.2.1 Ungerissene Biegedruckzone

Hinsichtlich der Ermittlung des Querkraftanteils der ungerissenen Biegedruckzone an der Gesamtschubtragfähigkeit wird auf Abschnitt 2.5.10.2 verwiesen.

4.2.2 Rissuferverzahnung und Rissreibung

Um den sich entwickelnden kritischen Schubriss erfolgt eine Rotation um die Risspitze; siehe Bild 4.12. Dadurch wird eine Relativverschiebung bzw. Rissgleitung (v) zwischen den Rissufern hervorgerufen. Durch die Topographie bzw. durch lokale und globale Rauigkeiten der Rissoberfläche werden Rissverzahnungskräfte aktiviert, wodurch Schub- (τ_i) und Normalspannungen (σ) übertragen werden können (Bild 4.13). Nach Zedler (Zedler 2011, S. 97–99) bleibt die globale Rissrauigkeit, bedingt durch die Streuung der Zugfestigkeit des Materials unberücksichtigt. Dies ist auf die Aktivierung von Kräften erst bei großen Verzerrungen zurückzuführen. Dahingegen sind die infolge lokaler Rissrauigkeit anzusetzenden, übertragbaren Spannungen in Untersuchungen an Stahlbetonbauteilen durch Walraven (Walraven 1980, S. 197 ff.) abhängig von: Der

- Rissgleitung (v),
- Rissweite (w),
- Druckfestigkeit (f_c),
- und von dem Größtkorndurchmesser (D_{max}).

Bild 4.13 Kinematik der Rissverzahnung bei Stahlbeton; vgl. (Zink 2000, S. 64)

Darüber hinaus ist die Rissverzahnung bzw. die Größe der aufnehmbaren Schubspannungen abhängig von dem Material. Bei Normalbeton verläuft der Riss überwiegend in dem Zementstein und umwandert dabei die einzelnen Gesteinskörner. Dies könnte auch auf Rissverläufe in Mauersteinen angewendet werden, die Gesteinskörnung enthalten (z.B. Mauersteine aus Kalksandstein oder aus Beton). Die von der Gesteinskörnung abhängige Topographie der Rissoberfläche kann zu einer Verzahnung der Rissflanken führen; siehe Bild 4.14 (links). Im Gegensatz dazu durchtrennt der Riss bei Leichtbeton das Gesteinskorn, was zu einer deutlichen Reduktion der im Riss übertragbaren Spannungen führt; siehe Bild 4.14 (rechts). Dies könnte ebenfalls bei Mauerwerk aus Leichtbetonsteinen oder solchen Mauersteinen mit geringer Korngröße der Fall sein. Gleichwohl findet auch hier eine Kraftübertragung statt, wobei dann häufig der Begriff der Rissreibung anstelle der Rissverzahnung verwendet wird (Kohl 2014, S. 14). Tritt bei Mauerwerk unabhängig vom Steinmaterial ein Riss in den Mauerwerkfugen auf, ist eine Kraftübertragung in Form von Rissreibung wie bei Leichtbeton zu erwarten.

Bild 4.14 Schematische Darstellungen der Rissoberfläche: Normalbeton (links), Leichtbeton / hochfester Beton (rechts); vgl. (König et al. 2000, S. 587)

Walraven zeigt für Beton, dass parallel zu dem Rissverlauf eine Kraftübertragung auch ohne den Ansatz einer Rissnormalspannung stattfinden kann. Diese Erkenntnis wurde bei der Modifizierung der CFT zur MCFT durch Vecchio und Collins berücksichtigt (Vecchio, Frank, J. und Collins, Michael, P 1986, S. 219–231).

Der abhängig von der Gesteinskörnung hervorgerufene Einfluss auf die Schubtragfähigkeit wurde durch Walraven untersucht. Bild 4.15 zeigt die schematische Darstellung der Spannungsverteilung in der durch einsetzende Rissgleitung hervorgerufenen Kontaktfläche bei Normalbeton.

Bild 4.15 Spannungsverteilung in der Kontaktfläche vgl. (Walraven 1980, S. 59)

Aus seinen Untersuchungen schlussfolgerte Walraven, dass der Größtkorndurchmesser der Gesteinskörnung zwischen 16 mm und 32 mm mit zunehmender Rissgröße einen erheblichen Einfluss auf die Riss Schubspannung (τ_{cr}) ausübt. Demgegenüber wird die Rissnormalspannung (σ_{cr}) nur marginal beeinflusst. Weiterführende Untersuchungen, u.a. durch Sherwood, zeigen, dass ab einer Korngröße von 25 mm die maximale, durch den Korndurchmesser hervorgerufene, Querkraftzunahme erreicht ist (Edward G. Sherwood 2007). Der Tragmechanismus wird u.a. in Kamm- und Zahnmodellen berücksichtigt; siehe Abschnitt 4.3.2. In der SMCFT ist dieser Einfluss durch die Erfassung des Größtkorns enthalten. In Kalksandsteinen werden Gesteinskörnungen zwischen 2...8 mm verwendet, wodurch der Effekt der Rissverzahnung für KS-Mauerwerk vorläufig vernachlässigbar erscheint.

Für Mauerwerk ist daher vorläufig eine Berücksichtigung der Rissreibung bzw. Rissverzahnung wie für Leichtbeton bzw. hochfesten Beton empfehlenswert.

4.2.3 Dübelwirkung der Biegebewehrung

Die Rissuferverzahnung verursacht einen vertikalen Relativversatz der benachbarten Rissflanken. Hierdurch werden in der Biegezugbewehrung Dübelkräfte senkrecht zur Bauteilachse aktiviert. Das Herunterdrücken der Bewehrung am Übergang zur benachbarten Rissflanke beansprucht die Überdeckung der Bewehrung durch Querkraftkräfte.

Fischer hat in FE-Rechnungen die Dübelwirkung in schubslanken Stahlbetonbauteilen untersucht. Dabei beschreibt er den Dübelriss als notwendige Voraussetzung zur Entwicklung des zum Versagen in Richtung der Lasteinleitung führenden Schrägrisses (Fischer und König 1997b, S. 220). Er gibt das Versagen durch die Dübelwirkung als maßgebendes Gesamtversagen an (Fischer und König 1997a, S. 175). Mit Überschreiten der Betonzugfestigkeit infolge zunehmender Dübelkraft entsteht ein längs der Bewehrung entlang verlaufender Dübelriss in Richtung des Auflagers. Dieser kann zu einem Absprengen des Betons im Bereich der Überdeckung führen; siehe Bild 4.16.

Bild 4.16 Dübelwirkung bzw. Dübelriss; vgl. (Zink 2000, S. 61; König et al. 2008, S. 242)

Ein stabiler Tragzustand hängt von der Biegesteifigkeit der Bewehrung und der Tragfähigkeit der zwischen der Bewehrung verbleibenden Betonfläche ab, über welche die Dübelkraft in die Betondruckzone zurückgehängt wird. Es folgt ein Risswachstum entlang der Bewehrung. Nach Zink hängt der Anteil der

Dübelwirkung an der Gesamttragfähigkeit davon ab, zu welchem Zeitpunkt des Versagens der Dübelwiderstand überschritten wird (Zink 2000, S. 124).

Umstritten ist der Ansatz der Dübelwirkung für Stahlbetonbauteile, da dieser erst sekundär, nach Einsetzen des kritischen Schubrisses aktiviert wird und sich kein stabiler Tragzustand mehr einstellt. Die Folge ist ein Querkraftversagen. Ergänzt wird diese Hypothese durch den Einfluss der Zugfestigkeit des Betons. Die Zugfestigkeit beeinflusst den Widerstand maßgeblich, unterliegt jedoch hohen Streuungen, was somit auch für den Tragwiderstand aus der Dübelwirkung gilt. Dies ist auch bei Balken aus bewehrtem Mauerwerk zu erwarten. Darüber hinaus ist der Querkraftmechanismus aus der Dübelwirkung durch die praxisüblichen Längsbewehrungsgrade von untergeordneter Bedeutung (Huber et al. 2014, S. 17). Bei der Entwicklung der SMCFT wurde daher auf eine Berücksichtigung der Dübelwirkung verzichtet, was deren Anwendbarkeit auf Mauerwerk erleichtert.

4.2.4 Vertikalwiderstand der Betonzugfestigkeit in der Rissprozesszone

Im Bereich der Rissprozesszone können dort wirkende Zugspannungen aufgenommen werden. Die resultierende Vertikalkomponente der Zugspannungen in der Risspitze bildet bei Stahlbetonbauteilen einen Anteil am Gesamtschubwiderstand; siehe Bild 4.17.

Bild 4.17 Spannungsverteilung in der Bruchprozesszone sowie in der Druckzone (links); Spannungsübertragung über einen Riss hinweg (rechts); vgl. (Zink 2000, S. 121–122)

Die Größe des durch die Rissprozesszone anrechenbaren Anteils an der Gesamtschubtragfähigkeit ist aufgrund der geringen Länge der Rissprozesszone so klein, dass dieser hier vernachlässigt werden kann (Huber et al. 2014, S. 18). Dies ist insbesondere bei Mauerwerk zu erwarten, weil auch die Größe der Steinzugfestigkeit im Vergleich zu Beton deutlich geringer ist.

4.2.5 Maßstabseffekt

Der Maßstabseffekt bildet ein Phänomen ab, bei dem, unter sonst gleichen Bedingungen, ein größeres Bauteil im Vergleich zu einem identischen, aber geometrisch kleineren Bauteil eine geringere Schubtragfähigkeit aufweist. Dieser Effekt wird durch den Maßstabsfaktor (κ) beschrieben.

Im Vergleich zwischen Bauteilen verschiedener Größe resultiert dies bei größeren Bauteilen zum einen aus der statistisch größeren Wahrscheinlichkeit von Inhomogenitäten oder Fehlstellen entlang der Querschnittshöhe. Zum anderen kann der Effekt durch die Bruchmechanik beschrieben werden, wonach er auf eine höhere Dehnungsenergie bei gleichbleibender Nennspannung zurückzuführen ist.

Hegger weist dieses Phänomen durch eine Auswertung experimentell untersuchter Stahlbetonbalken nach (Hegger et al. 1999, S. 7). Dabei zeigt sich eine Abhängigkeit zwischen der Schubtragfähigkeit und der statischen Höhe untersuchter Probekörper. Mit kleiner werdender statischer Höhe ergibt sich eine Zunahme der auf die Querschnittshöhe bezogenen Schubtragfähigkeit.

In der SMCFT, die im fib MC 2010 für Stahlbetonbauteile Anwendung findet, ist der Maßstabsfaktor von der Rissverzahnung (Rissreibung) abhängig und damit auch von dem Größtkorn und dem Hebelarm der inneren Kräfte; vgl. Gleichung (4.6) und (4.7).

$$\text{Kanadische Norm: CSA A23.3: } 1300/(1000 + s_{xe}) \quad (4.6)$$

$$\text{fib Model Code 2010: Level II: } 1300/(1000 + k_{dg} \cdot z) \quad (4.7)$$

Dabei ist:

s_{xe} Die geometrische Größe zur Berücksichtigung der Rissverzahnung (Rissreibung) bzw. des Rissabstandes; ergibt sich in Abhängigkeit vom Hebelarm der inneren Kräfte und dem Durchmesser des Größtkorns ($s_{xe} = k_{dg} \cdot z$).

Da der Maßstabseffekt weitestgehend geometrieabhängig bzw. auch von im Mauerwerk vorkommenden Tragmechanismen (Rissuferverzahnung und Rissreibung) abhängig ist, erscheint eine Übertragung dieses Ansatzes auf bewehrte Mauerwerkbalken zweckmäßig.

4.2.6 Schubschlankheit

Die Schubschlankheit ($\lambda = \frac{\max M_{Ed}}{\max V_{Ed} \cdot d}$) ist entsprechend Gleichung (2.9) als Momenten-Schubkraftverhältnis definiert. Die ursprünglich für Stahlbetonbalken ermittelte Abhängigkeit der Schubtragfähigkeit von der Schubschlankheit gilt qualitativ sowohl für schlaff bewehrte als auch für vorgespannte Mauerwerkbalken; siehe Abschnitt 2.4. Ein Nachweis der Übertragbarkeit dieses Ansatzes erfolgt hier in Abschnitt 5.3.2 anhand experimenteller Untersuchungen.

Leonhardt und Walther bestätigten 1962 durch experimentelle Untersuchungen an Stahlbetonbalken die Abhängigkeit der Rissgeometrie von der Schubschlankheit. Dabei untersuchten sie fünf Stahlbetonbalken ohne Querkraftbewehrung im Hinblick auf variierende Schubschlankheiten und damit einhergehenden Rissverläufen; siehe Bild 4.18. Werden diese Ergebnisse mit denen experimenteller Untersuchungen an Mauerwerkbalken nach Abschnitt 2.4 verglichen, zeigen sich auch hier deutliche Parallelen zwischen den Rissverläufen bewehrter Mauerwerk- und Stahlbetonbalken, siehe auch Bild 2.8.

Bild 4.18 Rissgeometrie von Stahlbetonbalken ohne Querkraftbewehrung (Leonhardt und Walther 1962)

Bild 2.8 *Typisches Rissbild eines auf Schub beanspruchten Mauerwerkbalkens (Parason et al. 1932, S. 755) (Wiederholung; vgl. Bild 2.8)*

Wie auch Untersuchungen an bewehrten Mauerwerkbalken ergaben (Bild 2.18) hat die Schubschlankheit auf vorgespannte Konstruktionen einen deutlich größeren Einfluss als solche ohne Vorspannung (Zink 2000, S. 150). Zink erklärt dies durch die Sprengwerkwirkung, welche entscheidend für die Schubrissbildung der vorgespannten Konstruktion und für die stark schrumpfende Druckzonenhöhe im Bereich des größer werdenden Momentes ist.

4.3 Abgrenzung herkömmlicher Schubtragmodelle von der Spannungsfeldmethode

Zink (Zink 2000, S. 75–85), Bender (Bender 2019, S. 14) und Wehr (Wehr 2001, S. 6–12) geben einen umfassenden Überblick über im Stahlbetonbau angewendete Schubtragmodelle; vgl. Tabelle A 2.1. Um eine Abgrenzung der in Abschnitt 7.1 hergeleiteten, auf Mauerwerk angewendeten Spannungsfeldmethode (SMCFT) von den herkömmlichen Schubtragmodellen zu verdeutlichen, werden diese hier der Vollständigkeit halber angesprochen.

4.3.1 Sprengwerk- und Bogenzugbandmodelle

Sprengwerk- und Bogenzugbandmodelle resultieren aus einer Vereinfachung des klassischen Fachwerkmodells, welches auf Basis von in Spannungsfeldern unterstellten Druck- und Zugresultierenden entwickelt wurde. Die Grundlagen des Sprengwerkmodells werden für die Bemessung von Flachsturzkonstruktionen angewendet; vgl. (Flachsturz-Richtlinie - Vorläufiger Schlussentwurf; Gutachten Nr. GA 02/09 2009). Die Kritik an diesem Modell, auch im Zusammenhang mit der Anwendung für Mauerwerk, wurde in Abschnitt 2.5.7 ausführlich beschrieben.

4.3.2 Kamm- und Zahnmodelle

Anders als Sprengwerk- und Bogenzugbandmodelle orientieren sich die Kamm- und Zahnmodelle an der Rissgeometrie der Bauteile; siehe Tabelle A 2.1. Dabei hat Kani für Stahlbetonbalken eines der ersten Kamm- und Zahnmodelle entwickelt. Er interpretiert den auftretenden diagonalen Schubbruch als ein Versagen der Einspannung der Betonzähne in die ungerissene Betondruckzone. Darauf aufbauend wurden weitere Kamm- bzw. Zahnmodelle entwickelt, die auf einer idealisierten Rissgeometrie basieren; siehe Tabelle A 2.1 sowie die Arbeiten von Bender (Bender 2019, S. 14–20) und Zink (Zink 2000, S. 75–85).

Das Kamm- und Zahnmodell liefert für Mauerwerk mit schiefecht angeordneten Mauersteinen einen guten Ansatz, da vertikal angeordnete Mauersteine (Zähne) Biegekräfte aufnehmen können. Während mit dem bisherigen Schubmodell für Mauerwerkbalken ausschließlich die Druckzonentragfähigkeit erfasst wird, werden hier weitere Tragmechanismen einbezogen. Diese sind: Widerstände aus der Rissreibung, der Rissprozesszone und der Dübelwirkung der Bewehrung. Gleichwohl ist die qualitative Größe der einzelnen Tragmechanismen schwierig zu bestimmen, weshalb eine Anwendung auf Mauerwerk nicht geprüft wird. Weiterhin offen bleibt auch die Frage nach dem Ansatz eines geeigneten Schubfestigkeitswertes in Abhängigkeit des Neigungswinkels der schrägen Druckstrebe.

4.3.3 Semi-Empirisches Schubmodell von EC2

Die theoretischen Grundlagen des semi-empirischen Schubmodells von DIN EN 1992-1-1 (DIN EN 1992-1-1:2011-01) bzw. DIN EN 1992-1-1/NA (DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04) basieren auf experimentellen Untersuchungen an Stahlbetonbalken. Es werden mechanische Einflüsse aus dem Längsbewehrungsgrad, der Betonfestigkeitsklasse bzw. der Betonzugfestigkeit sowie dem Maßstabsfaktor berücksichtigt. Der Schubwiderstand ($V_{Rd,c}$) wird mit Gleichung (4.8) berechnet.

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \geq V_{Rd,c,min} \quad (4.8)$$

Dabei sind:

$C_{Rd,c}$ der Vorfaktor nach Gleichung (4.9),

$$C_{Rd,c} = \frac{0,15}{\gamma_c} \quad (4.9)$$

κ der Maßstabsfaktor nach Gleichung,

$$\kappa = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (4.10)$$

f_{ck} die Druckfestigkeit des Materials,

ρ_l der Bewehrungsgrad nach Gleichung (A 1.10), wobei $\rho_l \leq 0,02$,

σ_{cp} die Betonspannung nach Gleichung (4.11), wobei $\sigma_{cp} < 0,2 \cdot f_{cd}$,

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \quad (4.11)$$

N_{Ed} die Normalkraft infolge Last oder Vorspannung,

A_c die Gesamtfläche des Betonquerschnitts,

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.12)$$

k_1 der Vorfaktor nach Gleichung (4.13),

$$k_1 = 0,12 \quad (4.13)$$

v_{min} für $d \leq 600 \text{ mm}$, nach Gleichung (4.14),
für $d > 800 \text{ mm}$, nach Gleichung (4.15),
dazwischen darf interpoliert werden.

$$v_{min} = (0,0525/\gamma_c) \cdot \kappa^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad (4.14)$$

$$v_{min} = (0,0375/\gamma_c) \cdot \kappa^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad (4.15)$$

Der Vorfaktor ($C_{Rd,c}$) von Gleichung (4.8) ist ein empirisches Maß zur Anpassung von Versuchsergebnissen und berechneten Werten. Ebenso implementiert er ein Sicherheitsniveau für einen Bezugszeitraum von 50 Jahren. Der ebenfalls in Gleichung (4.8) enthaltene Maßstabsfaktor kann in Abhängigkeit der statischen Höhe nach Gleichung (4.10) bestimmt werden. Für statische Höhen zwischen $d = 200 \dots 1400 \text{ mm}$ ist der Einfluss in Bild 4.19 dargestellt.

Bild 4.19 Maßstabsfaktor in Abhängigkeit der statischen Höhe nach Gleichung (4.10)

Die Auswertungen empirischer Untersuchungen an bewehrten und vorgespannten Betonkonstruktionen durch Hegger zeigen eine Abhängigkeit der Schubtragfähigkeit von der Schubschlankheit; siehe auch Abschnitt 2.5.1. Dabei nimmt die experimentell ermittelte Schubtragfähigkeit mit abnehmender Schubschlankheit deutlich zu; siehe Bild A 2.1.

Um den Effekt der erhöhten Tragfähigkeit in der Bemessung zu berücksichtigen, wird für Bauteile mit auflagnahen Einzellasten bzw. kleinen Schubschlankheiten die einwirkende Querkraft durch Multiplikation mit dem Faktor β nach Gleichung (A 1.6) abgemindert, wobei α_v^* hier durch α_v ersetzt wird. Für die Anwendbarkeit von β zur Abminderung der einwirkenden Last V_{Ed} gelten Grenzbereiche nach Gleichung (4.16).

$$0,5 \cdot d \leq a_v < 2 \cdot d \quad (4.16)$$

Dabei sind:

d Die statische Höhe,

a_v der Abstand zwischen Auflagerrand und Rand der Lasteinleitung.

Grundsätzlich ist der zuletzt genannte Effekt mit einer Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit nach Gleichung (2.22) gleichzusetzen, wie dies für Mauerwerkstrukturen nach DIN EN 1996-1-1, Abschnitt 6.7.3 (2) (DIN EN 1996-1-1:2013-02, S. 78) vorgenommen wird. Im Bereich $a_v < 0,5 \cdot d$ verhindert die Berücksichtigung des in Gleichung (4.16) angegebenen Grenzwertes ein Spalten der Druckstrebe.

Der Längsbewehrungsgrad ist nach EC2 auf den Grenzwert von $\rho_1 \leq 2\%$ beschränkt. Diese Vorgabe beugt der Planung überbewehrter Bauteile vor, wodurch ein sprödes Bruchversagen ohne vorherige Versagensankündigung vermieden wird. Dies gilt insbesondere für spröde Materialien wie Beton und kann auf verschiedene Mauerwerke, z.B. Ziegelmauerwerk übertragen werden.

Die Berücksichtigung von Längsspannungen (σ_{cp}) erfasst die Wirkung einer äußeren Normalkraft und/oder einer Vorspannung. Der dazugehörige Vorfaktor (k_1) nach Gleichung (4.13) wurde anhand von Versuchsauswertungen statistisch ermittelt (Hegger et al. 1999, S. 38 ff.).

Wird der Bewehrungsgrad der Längsbewehrung nach Gleichung (A 1.10) stark reduziert, tendiert die Querkrafttragfähigkeit gegen Null. Um diesen Effekt zu kompensieren, wurde eine Mindestquerkrafttragfähigkeit ($V_{Rd,c,min}$) nach Gleichung (4.12) eingeführt. Diese Konstante liefert

insbesondere in Bereichen sehr geringer Längsbewehrung deutlich höhere Querkrafttragfähigkeiten als Gleichung (4.8).

Für Bauteile ohne Schubbewehrung ist die Zugfestigkeit des die Balkengeometrie bildenden Materials von entscheidender Größe. Da die Zugfestigkeit des Bauteils häufig wegen lokaler Gefügeschäden starken Schwankungen unterliegt, kann nicht ausgeschlossen werden, dass sich der kritische Schubriss deutlich früher als der rechnerische Schubriss einstellt. Da die Rissbildung bei dem jeweiligen Bauteil direkt zu einem Schubversagen führen kann, ist im Stahlbetonbau eine Mindestquerkraftbewehrung vorzusehen.

Die Bemessungsgleichung (4.8) zur Ermittlung des Schubwiderstandes liefert eine gute Grundlage für eine Übertragbarkeit auf Mauerwerk. Der Ansatz hat aber den entscheidenden Nachteil, dass der Schubwiderstand nicht auf Basis des tatsächlichen Verformungszustands bestimmt wird, wonach Längsdehnungen nicht in die Definition der Schubfestigkeit einbezogen werden. Anders ist dies bei den Bemessungsansätzen der Spannungsfeldmethode nach fib MC 2010, wonach die Schubbemessung auf Grundlage der „Simplified Modified Compression Field Theory“ (SMCFT) erfolgt. In Abschnitt 7.1 wird die Schubtheorie der SMCFT vorgestellt und im Hinblick auf eine Übertragbarkeit auf Mauerwerk bewertet.

4.4 Zusammenfassung und Beurteilung

In diesem Kapitel wurden die analytischen Grundlagen des Schubtragverhaltens von Balkenkonstruktionen aus bewehrtem Mauerwerk in Anlehnung an die von bewehrten Betonkonstruktionen erarbeitet. Dies erscheint zweckmäßig, weil zu überprüfen ist, ob bewehrtes Mauerwerk sich lediglich durch dessen Anisotropie von Stahlbeton unterscheidet. Es wurden Schubübertragungsmechanismen aufgezeigt, die auch bei Verwendung von Mauerwerk anstelle von Beton relevant erscheinen. Aus mechanischer Sicht bildet der Ansatz der Spannungsfeldtheorie eine gute Grundlage für die Beschreibung der Schubtragfähigkeit von bewehrten Mauerwerkbalken. Dies betrifft zunächst hypothetisch die SMCFT, weil diese auf der Theorie der verallgemeinerten Spannungsfelder basiert. Deren Herleitung erfolgt in Abschnitt 7.1. Die SMCFT ist Bestandteil der Schubbemessung von Betonbalken im fib MC 2010 (Volume 3). Dabei wird neben den Schubwiderständen mechanischen und geometrischen Ursprungs, im Gegensatz zu bisherigen Modellen, auch der tatsächliche Verformungszustand über Längsdehnungen in die Definition der Schubfestigkeit einbezogen. Die Anisotropie des Mauerwerks bleibt in der klassischen SMCFT zunächst unberücksichtigt, weil sie für Konstruktionen aus dem vergleichsweise isotropen Werkstoff „Beton“ entwickelt wurde. Die SMCFT soll über die Implementierung eines von der Beanspruchungsrichtung abhängigen Werkstoffgesetzes für den Baustoff „Mauerwerk“ – entwickelt durch Ganz und Thürlimann – berücksichtigt werden. Zur entsprechenden Verifikation dieser Vorgehensweise wird auf Abschnitt 7 hingewiesen.

5 Experimentelle Untersuchungen

5.1 Vorbemerkungen

Dieser Abschnitt beschreibt an der Hochschule Ostwestfalen-Lippe – Labor für Baustoffe und Massivbau – durchgeführten experimentellen Bauteiluntersuchungen bewehrter Mauerwerkbalken mit und ohne Aufbeton oder Vorspannung. Das Ziel ist es, Kenntnis über das Trag- und Verformungsverhalten im Bereich der Schubspannungsfelder von Mauerwerkbalken zu erhalten. Es wurden konstruktions- und materialspezifische Einflüsse auf die Querkrafttragfähigkeit erforscht. Untersucht wurden bewehrte Mauerwerkbalken mit vermörtelten Stoßfugen nach Tabelle 5.1, in Anlehnung an die Bauteilkategorien der Tabelle 2.1. Für den Begriff „Fertigteilsturz“ (II) wird im Folgenden „Fertigteilbalken“ verwendet, da dies aufgrund der gewählten Schubslankheiten zutreffender erscheint.

Tabelle 5.1 Kombinationsformen untersuchter Bauteilkategorien

Bauteilkategorie	Schlaffe Bewehrung	Spannbewehrung	Ergänzungsschicht aus Beton
Ia – Flachsturz	x	-	-
IIa – scheitrechter Fertigteilbalken	x	-	-
	x	-	x
IIb_{III} – vorgespannter Balken	-	x	-
„x“ mit; „-“ ohne			

Ein wesentlicher Einfluss auf den Querkraftwiderstand resultiert aus der Geometrie und der Belastungssituation der Mauerwerkbalken innerhalb der Schubspannungsfelder, was u.a. durch den Parameter „Schubslankheit“ erfasst wird. Der Einfluss wurde für entsprechende Konstruktionsformen untersucht. Im Weiteren wurden Auswirkungen auf die Querkrafttragfähigkeit durch die Mauerwerkdruckfestigkeit, die Verbundfuge zwischen Balken und Ergänzungsschicht aus Beton, den Bewehrungsgrad und den Druckstrebenwinkel innerhalb des Schubfeldes untersucht.

Bei der Herstellung von scheitrechten Fertigteilstürzen erfolgt die Anordnung der Mauersteine entgegen ihrer üblichen Ausrichtung (wie bei Wänden) um 90 Grad gedreht, wodurch die Druckfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge, längs des Balkens, in Biegedruckrichtung anzunehmen ist. In Bild 5.6 und Bild 5.7 ist ein solcher Probekörper exemplarisch dargestellt. Die Längsbewehrung wurde in einem, zuvor durch Kernbohrung hergestellten, durchgehenden Kanal zentrisch angeordnet. Für die schlaff bewehrten Mauerwerkbalken nach Abschnitt 5.2 und 5.4 wurde der Verbund über Injektionsmörtel hergestellt. Bei Mauerwerkbalken mit Vorspannung ohne Verbund nach Abschnitt 5.5, wurde die Vorspannkraft durch stirnseitig angeordnete Ankerplatten in das System eingeleitet (Bild 5.25). Die in Abschnitt 5.2 beschriebenen Flachstürze aus Porenbeton wurden durch Übermauerung der Zugbänder mit bereits eingeschäumter, schlaffer Bewehrung hergestellt; siehe Bild 5.1.

Nach ihrer Herstellung wurden die Mauerwerkbalken 28 Tage bei einer Raumtemperatur zwischen 18 und 22°C und einer relativen Luftfeuchtigkeit zwischen ca. 40% und 65% RH gelagert. Die Mauerwerkbalken wurden in Anlehnung an DIN EN 846-9 (DIN EN 846-9:2016-08) geprüft. Für die nach Abschnitt 5.2 geprüften Flachstürze wurde eine Belastungsanordnung nach Bild 2 (d) (DIN EN 846-9:2016-08, S. 10) vorgenommen. Die Fertigteilstürze nach Abschnitt 5.3 bis 5.5 wurden entsprechend einer Belastungsanordnung von Bild 2 (a) (DIN EN 846-9:2016-08, S. 10) geprüft.

Zur Ermittlung des Lastabtrages und des Verformungsverhaltens wurden die Prüfkörper mit spezifischen Messstellen versehen. Die Anordnung der Wegaufnehmer wurde in Messstellenplänen dokumentiert; siehe Bild 5.7. In Einzelfällen wurde zusätzlich ein optisches 3D-Verformungsmesssystem (Aramis der Firma GOM) eingesetzt. Die Verformungen wurden graphisch dargestellt und ermöglichten eine flächenhafte

Auswertung des Trag- und Verformungsverhaltens der Mauerwerkbalken. Als Messgrößen wurden die Riss- und die Bruchlast sowie Verformungen an definierten Stellen und in einigen Fällen flächenbezogen dokumentiert.

Der besseren Übersicht wegen sind die experimentellen Bauteilprüfungen entsprechend den Bauteilkategorien nach Tabelle 5.1 in einzelne Abschnitte gegliedert.

5.2 Flachstürze - Ia

Die experimentellen Untersuchungen an Flachstürzen wurden nach den Versuchsprogrammen von Tabelle 5.2 und Tabelle 5.3 durchgeführt. Die Prüfkörper wurden aus durchgehenden Porenbetonzugbändern mit darüber angeordneten Übermauerungen aus Porenbeton hergestellt. In den Zugbändern ist die Biegebewehrung werkseitig eingeschäumt. Ziel der Untersuchungen war es, den Einfluss nicht vorgenommener Stoßfugenvermörtelung zu ermitteln, weshalb die Druckzone zum einen mit vermörtelten (vm) und zum anderen mit unvermörtelten (um) Stoßfugen ausgeführt wurde. Die Horizontalfuge oberhalb des Zugbandes wurde auf mögliches frühzeitiges Reibungsversagen hin geprüft. Bild 5.1 zeigt den schematischen Aufbau untersuchter Flachstürze.

Bild 5.1 Systemskizze untersuchter Flachstürze

Tabelle 5.2 enthält Angaben über Geometrie und Eigenschaften der untersuchten Flachstürze. Tabelle 5.3 ist die Art und Menge der in den Zugbändern angeordneten Bewehrung zu entnehmen.

Tabelle 5.2 Versuchsprogramm: Geometrie und Eigenschaften der Probekörper

Versuchs- Bez./ Anzahl n		Steinart/ Festig- keits- klasse	Mörtel- art/ Stoß- fuge ²	Querschnittswerte [mm]			Prüfkörper- länge [m]		Abstand zwischen: Achse Auflager – Achse F / Abstand zwischen: Auflager - F [mm]		Auflager- länge [mm]	Schlank- heit ¹ [-]
				<i>h</i>	<i>d</i>	<i>t</i>	<i>l</i>	<i>l_{eff}</i>	<i>a</i>	<i>a_v</i>		
PP-01	1	PPW – 4 – 0,5	DM / um	624	562	240	3,00	2,76	819	599	240	1,5
PP-02	1	PPW – 4 – 0,5	DM / vm	624	562	240	3,00	2,76	819	599	240	1,5
PP-03	1	PPW – 4 – 0,5	DM / vm	624	562	240	3,00	2,76	819	599	240	1,5
PP-04	1	PPW – 4 – 0,5	DM / um	624	562	240	3,00	2,76	819	599	240	1,5

¹ ermittelt nach Formel $(\lambda = \frac{a}{d})^2$ um - unvermörtelte Stoßfugen; vm – vermörtelte Stoßfugen

Tabelle 5.3 Versuchsprogramm: Art und Menge der Bewehrung

Versuchsbezeichnung	Art der Bewehrung	Durchmesser Bewehrung [mm]
PP-01	B500A	8 x 6
PP-02	B500A	8 x 6
PP-03	B500A	8 x 6
PP-04	B500A	8 x 6

Zur Erfassung eines möglichen Lagerfugenversagens zwischen Zugband und Übermauerungsschicht wurde an den jeweiligen Enden der Prüfkörper die Horizontalverschiebung gemessen; siehe Bild 5.2.

Bild 5.2 Messstellenplan untersuchter Flachstürze

In Tabelle 5.4 sind die Risslasten ($F_{\text{exp,cr}}$) und die Bruchlasten inkl. Eigengewicht ($F_{\text{exp,u}}$) der Versuchskörper sowie die Versagensart angegeben.

Tabelle 5.4 Riss- und Bruchlasten untersuchter Flachstürze

Versuchsbezeichnung	Risslast ($F_{\text{exp,cr}}$) [kN]	Bruchlast ($F_{\text{exp,u}}$) [kN]	Versagensart ¹
PP-01	17,3	21,6	R
PP-02	36,3	36,3	Z
PP-03	35,3	35,3	Z
PP-04	12,3	15,3	R

¹ Versagensart: Z – Schubzugversagen; R - Reibungsversagen

Die Rissbilder der Prüfkörper PP-01 mit unvermörtelten Stoßfugen und PP-02 mit vermörtelten Stoßfugen sind beispielhaft in Bild 5.3 dargestellt. Zu erkennen ist ein Rissverlauf im Bereich des Schubfeldes. Das Primärversagen ist auf das Einsetzen eines Schubzugbruches zurückzuführen. Dieser verläuft bei unvermörtelten Stoßfugen treppenförmig im Bereich der Fugen (Reibungsversagen; siehe Bild 5.3 oben) und bei vermörtelten Stoßfugen diagonal (Bild 5.3 unten), wodurch Steinzugversagen maßgebend wird. Nachweislich setzt sich damit der Schubwiderstand aus einem Anteil aus Reibung und aus Steinzugfestigkeit zusammen. Das Reibungsversagen der Horizontalfugen ist bei vermörtelten Stoßfugen als Sekundärversagen einzustufen.

Bild 5.3 PP-01-um (oben) und PP-02-vm (unten): Rissbild untersuchter Flachstürze ohne (um) und mit Stoßfugenvermörtelung (vm)

Die experimentellen Untersuchungen zeigen bei Flachstürzen aus Porenbeton mit einer Stoßfugenvermörtelung, im Vergleich zu solchen ohne Stoßfugenvermörtelung, ein deutlich homogeneres Bauteilverhalten. In Bild 5.4 sind Ergebnisse flächenbezogener Verformungsmessungen des Prüfkörpers PP-01 mit unvermörtelten und in Bild 5.5 des Prüfkörpers PP-02 mit vermörtelten Stoßfugen dargestellt. Ein Vergleich der Last-Durchbiegungslinien zeigt, dass die Unterschiede hinsichtlich der Homogenität der Mauerwerkstrukturen deutliche Auswirkungen auf die Traglasten und die Mittendurchbiegungen haben. Die Traglast kann anhand des Vergleiches der Prüfkörper PP-01 und PP-02 durch eine Stoßfugenvermörtelung um 67,5% gesteigert werden. Die Mittendurchbiegung beträgt bei dem Prüfkörper PP-01, mit unvermörtelten Stoßfugen, $w = 2,8 \text{ mm}$ und bei PP-02, mit vermörtelten Stoßfugen, $w = 0,9 \text{ mm}$. Den Bildern kann ferner entnommen werden, dass bei vermörtelten Stoßfugen die Durchbiegung unter Laststeigerung linear zunimmt; bei Balken ohne Stoßfugenvermörtelung ist der Verlauf degressiv. Letzterer zeigt Sprünge im Verlauf, die auf einen Lastabfall infolge Rissbildung hindeuten. Hier kam es vor Bauteilversagen bei ca. $19,5 \text{ kN}$ zur Rissbildung in den Stoßfugen. Neben den Steinen hat auch die von Lager- und Stoßfugen gebildete Mauerwerksstruktur einen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit. Für Mauerwerk erscheint es daher wesentlich, die Berücksichtigung der Anisotropie des Mauerwerks über ein zweiaxiales Materialmodell im Bereich von Schubspannungsfeldern zu simulieren. So können Reibungswiderstände über Bruchregime in der Beschreibung des Tragwiderstandes berücksichtigt werden.

Bild 5.4 Flächenhafte Darstellung der Vertikalverformung (Y-Richtung) des Prüfkörpers „PP-01“ mit unvermörtelten Stoßfugen

Bild 5.5 Flächenhafte Darstellung der Vertikalverformung (Y-Richtung) des Prüfkörpers „PP-02“ mit vermörtelten Stoßfugen

Diese Erkenntnisse aus den experimentellen Untersuchungen an Flachstürzen bestätigen die Vorgabe der abZ (bspw. Z-17.1-1051). Hier heißt es: „Die Lager- und Stoßfugen sind vollfugig mit Dünnbettmörtel [...] zu vermörteln [...]“ (Z-17.1-1051 2014, S. 18). Daher werden für die in Abschnitt 7.3 durchgeführten Vergleichsrechnungen nur Untersuchungsergebnisse von Flachstürzen mit vermörtelten Stoßfugen herangezogen.

Versuchs- Bez./ Anzahl n		Steinart/ Festigkeitsklasse/ Mörtelart	Querschnittswerte [mm]			Prüfkörper- länge [m]		Abstand zwischen: Achse Auflager – Achse F / Abstand zwischen: Auflager - F [mm]		Auflager- länge [mm]	Schub- schlank- heit ¹ [-]
			<i>h</i>	<i>d</i>	<i>t</i>	<i>l</i>	<i>l_{eff}</i>	<i>a</i>	<i>a_v</i>		
ZI-01	1	HLZ B - 8 DF - 12 – 0,8 (DM)	497	447	115	3,25	2,85	948	748	200	2,1
ZI-02	1	HLZ B - 6 DF - 12 - 0,8 (DM)	365	285	115	2,14	1,60	533	333	200	1,9
ZI-03	1	HLZ B - 6 DF - 12 - 0,8 (DM)	365	285	115	1,67	1,52	436	261	150	1,5
ZI-04	1	HLZ B - 6 DF - 12 - 0,8 (DM)	365	285	115	1,67	1,52	436	261	150	1,5
ZI-05	1	HLZ B - 6 DF - 12 - 0,8 (DM)	365	285	115	1,67	1,52	436	261	150	1,5
ZI-06	1	HLZ B - 6 DF - 12 - 0,8 (DM)	365	285	115	1,67	1,52	436	261	150	1,5
ZI-07	1	HLZ B - 6 DF - 12 - 0,8 (DM)	365	285	115	1,67	1,52	436	261	150	1,5
ZI-10	1	HLZ B - 6 DF - 12 - 0,8 (DM)	365	285	115	1,43	1,28	339	264	150	1,2
ZI-11	1	HLZ B - 5 DF - 12 - 0,8 (DM)	300	220	115	1,43	1,08	340	140	200	1,5
ZI-12	1	HLZ B - 5 DF - 12 - 0,8 (DM)	300	220	115	0,72	0,48	243	43	200	1,1
ZI-13	1	HLZ B - 5 DF - 12 - 0,8 (DM)	300	220	115	0,72	0,48	243	43	200	1,1
KS-00	1	KS - 6 DF - 12 - 1,4 (DM)	373	313	115	2,75	2,40	805	605	200	2,1
KS-01	1	KS XL-QU - 20 - 2,0 (DM)	373	306	240	0,37	0,26	129,3	22	115	0,4
KS-02	1	KS XL-QU - 20 - 2,0 (DM)	373	306	240	0,50	0,38	191,5	84	115	0,6
KS-03	1	KS XL-QU - 20 - 2,0 (DM)	373	306	240	0,99	0,87	216	109	115	0,7
KS-05.1	1	KS XL-QU - 20 - 2,0 (DM)	373	306	240	1,50	1,29	324	174	200	1,1
KS-05.2	1	KS XL-QU - 20 - 2,0 (DM)	373	306	240	1,49	1,25	314	164	240	1,0
KS-06.1	1	KS XL-QU - 20 - 2,0 (DM)	373	306	240	3,24	2,40	598	398	360	2,0
KS-07	1	KS XL-QU - 20 - 2,0 (DM)	373	306	240	4,48	3,64	915	715	360	3,0

¹ ermittelt nach Formel ($\lambda = \frac{a}{d}$)

Tabelle 5.6 Versuchsprogramm: Art und Menge der Bewehrung

Versuchsbezeichnung	Art der Bewehrung	Durchmesser Bewehrung [mm]
ZI-01	B500A	1 x 12
ZI-02	B500A	1 x 12
ZI-03	B500A	1 x 12
ZI-04	B500A	2 x 8
ZI-05	B500A	2 x 10
ZI-06	B500A	2 x 12
ZI-07	B500A	1 x 14
ZI-10	B500A	1 x 12
ZI-11	B500A	1 x 12
ZI-12	B500A	1 x 12
ZI-13	B500A	1 x 12
KS-00	B500A	1 x 12
KS-01	B500A	1 x 14
KS-02	B500A	1 x 14
KS-03	B500A	1 x 14
KS-05.1	B500A	1 x 20
KS-05.2	B500A	1 x 20
KS-06.1	B500A	1 x 20
KS-07	B500A	1 x 25

Beispielhaft sind in Bild 5.7 die Messstellenpläne für die Versuchskörper ZI-01 und KS-07 dargestellt. Die Messstellenpläne weiterer Prüfkörper sind dem Anhang zu entnehmen; siehe Abschnitt A 4.2.3 und Abschnitt A 4.3.2.

Bild 5.7 Messstellenpläne bewehrter, scheitrechter Mauerwerkbalken – ZI-01 (oben) und KS-07 (unten)

Die Auswertung und Interpretation der Versuchsergebnisse sind in folgende Abschnitte gegliedert:

- Trag- und Verformungsverhalten,
- Einfluss der Schubslankheit auf die Querkrafttragfähigkeit,
- Einfluss des Bewehrungsgrades auf die Querkrafttragfähigkeit,
- Verifikation des rechnerischen Ansatzes zur Ermittlung des Hebelarms der inneren Kräfte,
- Größe des Druckstrebenwinkels innerhalb des Schubfeldes.

5.3.1 Trag- und Verformungsverhalten

Während der Prüfungen wurden die Verformungen an den in Bild 5.7 dargestellten Messstellen und die jeweilige zugehörige Lastbeanspruchung aufgezeichnet. In Tabelle 5.7 sind sowohl die Risslasten ($F_{\text{exp,cr}}$) und die Bruchlasten inkl. Eigengewicht ($F_{\text{exp,u}}$) als auch die jeweilige Versagensart der Mauerwerkbalken angegeben.

Tabelle 5.7 Riss- und Bruchlasten der betonstahlbewehrten, schiefechten Mauerwerkbalken

Versuchs- bezeichnung	Risslast ($F_{\text{exp,cr}}$) [kN]	Bruchlast ($F_{\text{exp,u}}$) [kN]	Versagensart ¹⁾
ZI-01	12,0	37,2	Z
Zi-02	4,0	36,2	Z
Zi-03	9,0	25,4	Z
Zi-04	16,0	27,8	Z
Zi-05	15,0	22,0	Z
Zi-06	14,0	25,2	Z
Zi-07	11,0	32,8	A
Zi-10	16,0	36,6	Z
Zi-11	15,0	55,0	Z
Zi-12	12,0	21,0	Q
ZI-13	3,0	52,5	Q
KS-00	5,0	26,0	Z
KS-01	46,8	58,5	R
KS-02	47,3	57,2	R
KS-03	43,7	50,3	R
KS-05.1	86,3	86,5	R
KS-05.2	18,6	103,8	R
KS-06.1	20,0	112,0	Z
KS-07	15,0	92,7	Z
¹⁾ Versagensart: Z - Schubzugversagen, R - Reibungsversagen, A - Auflagerversagen, Q - Querdrukversagen			

Die Tragfähigkeiten der Mauerwerkbalken ZI-12 und ZI-13 waren aufgrund partieller Fehlstellen in Randbereichen der Mörtelausgleichsschicht stark vermindert. Dies hat zu Spannungsspitzen geführt, wodurch die Querdrukfestigkeit in den Mauerziegeln nahe der Auflager überschritten wurde. Die Ergebnisse der Bruchlasten sind nicht repräsentativ und werden daher für weitere Auswertungen ausgeschlossen.

Bild 5.8 enthält eine exemplarische Darstellung der Rissbilder von den Prüfkörpern ZI-01 und KS-07 mit einer Schubschlankheit $\lambda > 1,1$. Die Rissverläufe der bewehrten Mauerwerkbalken sind mit Schubzugrissen von Stahlbetonbalken vergleichbar (siehe Abschnitt 4.2.6), mit dem Unterschied von Rissversätzen im Bereich der Vertikalfugen. Das Risswachstum entwickelte sich zwischen Auflager- und Lasteinleitungsplatte, i.d.R. ausgehend von einer sich öffnenden Vertikalfuge. Dann verlief der Schubriss diagonal nach oben in Richtung der Lasteinleitung, wodurch die Druckzone stark eingeschnürt wurde. Gleichzeitig entwickelte sich der Riss schräg nach unten zum Auflager. Ab Höhe des Bewehrungskanals verlief der Riss bis zum Auflager annähernd horizontal, was auf ein sekundäres Verbundversagen hindeutet. Gekennzeichnet wurde dieser Rissverlauf durch einen Versatz der Rissufer in der vom Auflager ausgehenden, nächstgelegenen Vertikalfuge bis auf die Höhe des Injektionskanals. Bei Mauerwerkbalken mit einer Schubschlankheit $\lambda \leq 1,1$ hat sich überwiegend ein Reibungsversagen in den auflagnernahen Vertikalfugen eingestellt.

Der globale Verlauf des diagonalen Schubzugrisses lässt sich aus der Verbindung der Risspitzen zwischen Einzellast und Auflager innerhalb des Schubfeldes (a/d) ableiten; siehe Abschnitt 5.3.5. Der Winkel des Schubzugrisses kann über dessen Neigung gegen die Schwerachse beschrieben werden. Der jeweilige, sich daraus ergebende Neigungswinkel entspricht dem unter Abschnitt 5.3.5 beschriebenen und anhand von Prüfungen verifizierten Druckstrebenwinkel θ .

Bild 5.8 Rissbilder bewehrter, scheitrecter Mauerwerkbalken – ZI-01 (oben) und KS-07 (unten)

Die jeweiligen Durchbiegungen der Versuchskörper wurden in Balkenmitte gemessen. Für ZI-01 ist die Auswertung der Last-Durchbiegung in Bild 5.9 dargestellt. Weitere Last-Durchbiegungslinien sind den Anlagen A 4.2.5 und A 4.3.4 zu entnehmen.

Bild 5.9 Last-Durchbiegungslinie exemplarisch für ZI-01

Bild 5.10 zeigt die Mittendurchbiegung (w) der schlaff bewehrten Mauerwerkbalken in Abhängigkeit der Schubschlankheit (λ). Zu erkennen ist ein progressiver Verlauf der Mittendurchbiegung bei zunehmender Schubschlankheit. Der Schlankheitsbereich $\lambda \leq 1,5 \dots 2$ mit vergleichsweise geringen Mittendurchbiegungen deutet darauf hin, dass ein Großteil der Auflast direkt in das Auflager abgetragen wird. Dies kann auf das Vorliegen eines Sprengwerkmodells nach Abschnitt 4.3.1 zurückgeführt werden. Anders ist dies im Bereich von Schubschlankheiten $\lambda > 1,5 \dots 2$. Hier wird aufgrund der progressiven Zunahme der Mittendurchbiegungswerte von einem Balkenmodell ausgegangen. Aufgrund der großen Verformungszunahmen erscheint die Aktivierung weiterer Tragmechanismen gegeben, wie bspw. die Rissuferverzahnung.

Bild 5.10 Durchbiegung der Mauerwerkbalken in Abhängigkeit zur Schubschlankheit

Darüber hinaus wurden während der Prüfung in Feldmitte an der Ober- und Unterseite des Querschnitts Längenänderungen in Längsrichtung des Mauerwerkbalkens gemessen. Die daraus ermittelten Stauchungen an der Balkenoberseite und die Dehnungen in Querschnittshöhe der Zugbewehrung sind in Bild 5.11 in Abhängigkeit von der äußeren Belastung beispielhaft für den Prüfkörper KS-07 dargestellt. Der im Diagramm gezeigte Knick (bei ca. 12 kN) deutet auf das Einsetzen einer frühzeitigen Erstrissbildung hin. Vermutet wird ein Zusammenhang mit dem hohen Eigengewicht der Kalksandsteinbalken. Die Ziegelbalken zeigten bis zur Erstrissbildung nur eine geringe Zunahme der Dehnung auf Höhe der

Längsbewehrung. Nach Einsetzen erster Biegerisse in den Vertikalfugen der Zugzone wurde ein Zuwachs der Längsdehnungen auf Höhe der Bewehrungslage gemessen. Dies ist auf die Übertragung der zuvor durch das Mauerwerk aufgenommenen Zugkräfte auf die Bewehrung zurückzuführen.

Bild 5.11 Stauchung und Dehnung in Abhängigkeit der Kraft exemplarisch für KS-07

5.3.2 Einfluss der Schubslankheit auf die Querkrafttragfähigkeit

Bei den experimentellen Untersuchungen wurde auch der Einfluss der Schubslankheit auf die Querkrafttragfähigkeit bzw. auf die bezogene Querkrafttragfähigkeit ($v_R = \frac{V_R}{b \cdot d}$) bewehrter, scheitrecter Mauerwerkbalken quantifiziert. In Bild 5.12 ist das Ergebnis der Auswertung am Beispiel untersuchter Ziegelbalken dargestellt. Erkennbar ist ein signifikanter Einfluss der Schubslankheit bewehrter Mauerwerkbalken auf die Größe der Schubtragfähigkeit. Dieser nimmt mit kleiner werdenden Schubslankheiten deutlich zu. Die gezeigte Trendlinie wurde mit dem Ansatz zur Berücksichtigung des Schubslankheitseinflusses nach DIN EN 1996-1-1 (Gleichung (2.22)) verglichen.

$$1 \leq \frac{2 \cdot d \cdot \max V_{Ed}}{\max M_{Ed}} = \frac{2 \cdot d}{a} = \frac{1}{\frac{a}{2 \cdot d}} \leq 4 \quad \text{s. (2.22)}$$

Dabei ist:

$$a = \max M_{Ed} / \max V_{Ed}.$$

Das obere bzw. untere Grenzkriterium der zuvor genannten Funktionen ist berücksichtigt. Zu erkennen ist, dass der durch die Schubslankheit hervorgerufene Einfluss auf die bezogene Querkrafttragfähigkeit durch den Ansatz ausreichend gut beschrieben wird.

Bild 5.12 Schubschlankheit in Abhängigkeit zur bez. Querkrafttragfähigkeit schlaff bewehrter Ziegelbalken

Die Untersuchungen an gedrunenen Kalksandsteinbalken mit kleiner Schubschlankheit und Mauerwerk hoher Druckfestigkeit wurden im Hinblick auf mögliches Reibungsversagen durchgeführt. Ergänzend wurden zwei Prüfkörper (KS-06.1 und KS-07) im Schlankheitsbereich ($\lambda = 2 \dots 3$) eines typischen Schubzugversagens getestet. Die Ergebnisse sind in Bild 5.13 zusammengefasst. Der Darstellung ist ebenfalls, vergleichbar mit Bild 5.12, der Funktionsverlauf zur Berücksichtigung des Schlankheitseinflusses nach DIN EN 1996-1-1, Abschn. 6.7.3, zu entnehmen.

Bild 5.13 Schubschlankheit in Abhängigkeit zur bez. Querkrafttragfähigkeit schlaff bewehrter Kalksandsteinbalken

Bei Prüfkörpern kleiner Schubschlankheiten hat sich ein Reibungsversagen in den Vertikalfugen eingestellt. Der Darstellung in Bild 5.13 ist zu entnehmen, dass die Prüfkörper mit dieser Versagensart nicht

mit der Funktion zur Beschreibung des Schlankheitseinflusses berücksichtigt werden können, wie dies bei Prüfkörpern mit einem Versagenskriterium infolge Schubzugversagen möglich ist. Daher wird für das Reibungsversagen der Einfluss aus der Schubschlankheit auf die Querkrafttragfähigkeit auf den Mauerwerkverband zurückgeführt. Dies könnte über die Berücksichtigung der Mauerwerkdruckfestigkeit unter einem Beanspruchungswinkel kompensiert werden. Je kleiner die Schubschlankheit bei schiefecht beanspruchten Mauerwerkbalken wird, desto bedeutender ist die Berücksichtigung einer Druckfestigkeit unter einem Beanspruchungswinkel (Bild 7.9); siehe Abschnitt 3.3.2.2.

5.3.3 Einfluss des Bewehrungsgrades auf die Querkrafttragfähigkeit

Mit den Ergebnissen geprüfter Mauerwerkbalken wurde der Einfluss des Längsbewehrungsgrades (ρ) auf die Schubtragfähigkeit analysiert. Die Auswertung für die Ziegelbalken zeigt Bild 5.14. Der Einfluss der Schubschlankheit auf die Querkrafttragfähigkeiten untersuchter Prüfkörper wurde durch den obig verifizierten Ansatz berücksichtigt, wodurch sich die reduziert bezogene Querkrafttragfähigkeit nach Gleichung (5.1) ergibt.

$$v_{R,red} = \frac{V_R \cdot a_v}{2 \cdot b \cdot d^2} \quad (5.1)$$

Erkennbar ist, dass trotz steigendem Längsbewehrungsgrad die Schubtragfähigkeit der Balken nur geringfügig zunimmt und somit als vernachlässigbar eingestuft werden kann. Die geringe Zunahme wird auf die niedrigen Steindruckfestigkeiten verwendeter Mauersteine zurückgeführt, sodass der Bewehrungsquerschnitt nicht vollständig ausgenutzt wird.

Bild 5.14 Einfluss der Längsbewehrung auf die Schubtragfähigkeit schlaff bewehrter Ziegelbalken

Anders ist dies bei Mauersteinen höherer Druckfestigkeit. Hier zeigt die Auswertung, dargestellt in Bild 5.15, eine deutliche Abhängigkeit der Querkrafttragfähigkeit von der Größe des Bewehrungsgrades. Die Darstellung der Trendlinien erfolgte zum einen unter Einbeziehung der Prüfkörper KS-01 ... KS-07 und zum anderen ausschließlich für die Prüfkörper KS-06 und KS-07. Dieses Vorgehen wurde gewählt, da bei den Prüfkörpern KS-01 ... KS-5.2 die Reibung in der Vertikalfuge maßgebendes Versagenskriterium war.

Bestätigt wird die Annahme, dass der Einfluss des Bewehrungsgrades auf die Querkrafttragfähigkeit mit höherer Mauerwerkdruckfestigkeit zunimmt.

Bild 5.15 Einfluss der Längsbewehrung auf die Schubtragfähigkeit schlaff bewehrter Ziegelbalken

5.3.4 Ermittlung des Hebelarms der inneren Kräfte

Für die Entwicklung eines Berechnungsvorschlages ist es erforderlich, zuvor den Hebelarm der inneren Kräfte (z) rechnerisch abzuschätzen. Anhand der Dehnungen und Stauchungen an der Unter- und Oberseite der geprüften Balken war es möglich, die Druckzonenhöhen (x) sowie die Hebelarme der inneren Kräfte ($z_{exp.}$) zu bestimmen. Am Beispiel des Prüfkörpers ZI-01 zeigt ein Vergleich des experimentell ermittelten Hebelarms ($z_{exp.}$) mit dem rechnerisch angenommenen Hebelarm ($z_{rechn.} = 0,85 \cdot d$) eine gute Übereinstimmung; siehe Bild 5.16. Die weiteren Prüfkörper weisen ähnlich gute Übereinstimmungen auf, was auch für Mauerwerkbalken aus Kalksandsteinen gilt; siehe Bild 5.17.

Bild 5.16 Vergleich von $z_{rechn.}$ ermitteltem zu $z_{exp.}$ bestimmtem Hebelarm der inneren Kräfte am Beispiel von ZI-01

Bild 5.17 Vergleich von $z_{rechn.}$ ermitteltem zu $z_{exp.}$ bestimmtem Hebelarm der inneren Kräfte am Beispiel von KS-07

5.3.5 Neigung des Druckstrebenwinkels innerhalb des Schubfeldes

Im Hinblick auf die Ermittlung der Mauerwerkfestigkeit und das nach Abschnitt 3.3.2.2 unterstellte Materialmodell ist der Druckstrebenwinkel (θ) als resultierende Druckbeanspruchung innerhalb des Schubfeldes (a/d) ein wesentlicher Modellparameter. Dieser ist unterhalb der Druckstrebe gegen die

horizontale Systemachse des Mauerwerkbalkens definiert. Die Auswertung der an den Ziegelbalken instrumentierten Messrosetten hat ergeben, dass aufgrund der Anisotropie und Inhomogenität scheitrecter Mauerwerkbalken nur ein lokal existierender Druckstrebenwinkel bestimmt werden kann, der nicht für das gesamte Schubfeld repräsentativ erscheint. Zu erkennen ist dies insbesondere anhand der Versprünge des Diagonalrisses im Bereich des Mauerwerks. Daher wird eine Auswertung über den globalen Rissverlauf innerhalb des Schubfeldes durchgeführt; siehe Bild 5.18. Vereinfachend kann dabei „a“ als Abstand zwischen Auflager und einwirkender Einzellast und „d“ als statische Höhe angenommen werden.

Bild 5.18 Auswertung und Definition des Druckstrebenwinkels (Θ)

Die Risspitzen des Primärrisses wurden durch eine globale Druckresultierende miteinander verbunden und mit der rechnerischen Annahme des Druckstrebenwinkels über die Beziehung nach Gleichung (5.2) miteinander verglichen.

$$\theta_{\text{rechn.}} = \arctan\left(\frac{d}{a}\right) = \arctan\left(\frac{1}{\lambda}\right) = \arctan\left(\frac{\max V_{\text{Ed}} \cdot d}{\max M_{\text{Ed}}}\right) \quad (5.2)$$

Dabei sind:

a Der Abstand zwischen Auflager und einwirkender Einzellast,

d die effektive Höhe,

$\max M_{\text{Ed}}$ der Bemessungswert des größten einwirkenden Biegemoments,

$\max V_{\text{Ed}}$ der Bemessungswert der größten einwirkenden Querkraft im Bauteil.

Eine Auswertung zwischen experimentell und rechnerisch ermitteltem Druckstrebenwinkel ist Bild 5.19 zu entnehmen. Ein Vergleich mit einer Abweichung von $\pm 15\%$ ($38,25^\circ$ bzw. $51,75^\circ$) von einer unter 45° laufenden Ideallinie zeigt eine gute Annäherung zwischen empirisch und nach Gleichung (5.2) bestimmtem Druckstrebenwinkel. Die Wertepaare unterschreiten die Grenzabweichung von der Ideallinie in überwiegender Anzahl deutlich.

Bild 5.19 Vergleich der rechn. und exp. ermittelten Druckstrebenwinkel (θ)

5.4 Scheitrechte Mauerwerkbalken mit Ergänzungsschicht aus Beton - IIa

Die experimentellen Untersuchungen an scheitrechten Mauerwerkbalken mit Ergänzungsschicht aus Beton wurden entsprechend dem Versuchsprogramm nach Tabelle 5.8 durchgeführt. Dabei wurden die scheitrechten Kalksandsteinbalken nach Abschnitt 5.2 jeweils durch eine Aufbetonschicht ergänzt. Die Breite der sich zwischen Mauerwerk und Beton befindenden Verbundfuge wurde entsprechend Tabelle 5.8 vorgegeben. Die Ergänzungsschicht aus Beton repräsentiert hierbei die Tragwirkung einer beidseitig aufliegenden Gitterträgerelementdecke mit Ortbetonergänzung (Verbundbereich). Eine definierte Verbundfugenbreite infolge der aufliegenden Gitterträgerelementdecke wurde durch beidseitiges Einlegen einer zweilagigen Folie sichergestellt. Ziel der Untersuchungen war es zu überprüfen, ob und unter welchen Umständen ein monolithisches Bauteilverhalten der Balkenschichten unterstellt werden kann. Bild 5.20 zeigt exemplarisch den schematischen Aufbau der Prüfkörper anhand der Systemskizze des Balkens KS-11.

Bild 5.20 Systemskizze eines Mauerwerkbalkens mit Ergänzungsschicht aus Beton am Beispiel von KS-11

Das Versuchsprogramm ist Tabelle 5.8 und Tabelle 5.9 zu entnehmen. In Tabelle 5.8 sind Geometrien und Eigenschaften der untersuchten Mauerwerkbalken mit Ergänzungsschicht aus Beton angegeben. Tabelle 5.9 beinhaltet Angaben zur verwendeten Bewehrung.

Tabelle 5.8 Versuchsprogramm: Geometrie und Eigenschaften der Probekörper

Versuchs-Bez./ Anzahl n		Steinart/ Festigkeits- klasse/ Mörtelart	Querschnittswerte [mm]			Prüfkörperlänge [m]		Abstand zwischen: Achse Auflager – Achse F / Abstand zwischen: Auflager - F [mm]		Auflager- länge [mm]	Schub- schlankheit ¹ [-]	Verbund- fugenbreite [mm]
			<i>h</i>	<i>d</i>	<i>t</i>	<i>l</i>	<i>l</i> _{eff}	<i>a</i>	<i>a</i> _v			
KS-08.1	1	KS XL-QU 20 - 2,0 (DM)	573	505,5	240	1,245	1,045	522,5	323,0	200	1,0	50
KS-08.2	1	KS XL-QU 20 - 2,0 (DM)	573	505,5	240	1,245	1,045	522,5	323,0	200	1,0	80
KS-09.1	1	KS XL-QU 20 - 2,0 (DM)	573	505,5	240	1,494	1,154	263,5	190,0	240	0,5	50
KS-09.2	1	KS XL-QU 20 - 2,0 (DM)	573	505,5	240	1,494	1,254	340,0	190,0	240	0,7	80
KS-10.1	1	KS XL-QU 20 - 2,0 (DM)	573	505,5	240	1,992	1,752	439,5	290,0	240	0,9	80
KS-10.2	1	KS XL-QU 20 - 2,0 (DM)	573	505,5	240	1,992	1,752	440,0	290,0	240	0,9	80
KS-11	1	KS XL-QU 20 - 2,0 (DM)	573	505,5	240	4,482	3,642	915,0	715,0	360	1,8	160
KS-16 F.1	1	KS 6DF 20 - 2,0 (DM)	434	382,0	175	1,500	1,300	325,0	175,0	200	0,9	50
KS-17 F	1	KS 6DF 20 - 2,0 (DM)	434	382,0	175	1,250	1,050	262,5	112,5	200	0,7	50
KS-18 F.1	1	KS 6DF 20 - 2,0 (DM)	434	382,0	175	1,500	1,300	325,0	175,0	200	0,9	80

¹ ermittelt nach Formel ($\lambda = \frac{a}{d}$)

Tabelle 5.9 Versuchsprogramm: Art und Menge der Bewehrung

Versuchsbezeichnung	Art der Bewehrung	Durchmesser Bewehrung [mm]
KS-08.1	B500A	1 x 20
KS-08.2	B500A	1 x 20
KS-09.1	B500A	1 x 20
KS-09.2	B500A	1 x 20
KS-10.1	B500A	1 x 20
KS-10.2	B500A	1 x 25
KS-11	B500A	1 x 25
KS-16 F.1	B500A	1 x 16
KS-17 F	B500A	1 x 16
KS-18 F.1	B500A	1 x 16

Exemplarisch wird in Bild 5.21 der Messstellenplan des Prüfkörpers KS-11 dargestellt. Die Messstellenpläne der weiteren Prüfkörper sind dem Anhang zu entnehmen; siehe Abschnitt A 4.4.2.

Bild 5.21 Messstellenplan eines Mauerwerkbalkens mit Ergänzungsschicht aus Beton – KS-11

Während der Prüfungen wurden Verformungen an den in Bild 5.21 dargestellten Messstellen in Abhängigkeit der jeweiligen Belastungsstufen aufgezeichnet. In Tabelle 5.10 sind sowohl die Risslasten ($F_{\text{exp,cr}}$) und die Bruchlasten inkl. Eigengewicht ($F_{\text{exp,u}}$) als auch die jeweilige Versagensart der Mauerwerkbalken angegeben. Das Primärversagen des Mauerwerkbalkens (KS-11) war auf einen diagonal verlaufenden Schubzugbruch in Kombination mit einem Reibungsversagen der Vertikalfuge (Vertikalversatz) zurückzuführen; siehe Bild 5.22. Dem Reibungsversagen in der Vertikalfuge folgte in den meisten Fällen ein Sekundärbruch, der zu einem Versagen der horizontalen Verbundfuge zwischen Kalksandsteinbalken und der Ergänzungsschicht aus Beton geführt hat.

Tabelle 5.10 Riss- und Bruchlasten der betonstahlbewehrten, scheinrechten Mauerwerkbalken

Versuchs- bezeichnung	Risslast ($F_{exp,cr}$) [kN]	Bruchlast ($F_{exp,u}$) [kN]	Versagensart ¹⁾
KS-08.1	114,00	141,78	R,V
KS-08.2	140,00	140,00	R,V
KS-09.1	135,30	142,60	R,V
KS-09.2	166,24	166,24	R
KS-10.1	78,20	127,82	R,V
KS-10.2	168,10	169,50	R,V
KS-11	103,16	187,00	Z
KS-16 F.1	124,00	95,34	R,V
KS-17 F	127,69	118,00	R,V
KS-18 F.1	108,30	95,00	R,V

¹⁾ V – Verbundversagen Horizontalfuge; Z – Schubzugversagen; R – Reibungsversagen Vertikalfuge

Bild 5.22 Rissbild eines Mauerwerkbalkens mit Ergänzungsschicht aus Beton – KS-11

Die Annahme eines monolithischen Bauteilverhaltens wird durch eine flächenhafte Auswertung der Verformung bestätigt; siehe Bild 5.23. Dargestellt ist zum einen die Horizontalverformung, die der Verschiebung in X-Richtung entspricht (Bild 5.23, links); zum anderen die Vertikalverformung, die der Verschiebung in Y-Richtung gleichzusetzen ist (Bild 5.23, rechts). Darüber hinaus ist eine Kraft-Verformungslinie dargestellt, welche den Verlauf der Mittendurchbiegung in Abhängigkeit zur aufgebrachten Last beschreibt. Infolge der flächenhaften Verformungsaufnahme ist es gelungen, das Schubfeld mit dem kreuzenden Schubzugriss genau zu analysieren. Die Ergebnisse zur Beschreibung des Rissverlaufes und der Verformung in X- als auch in Y-Richtung in Abhängigkeit der Längsschnitte (1 bis 4) sind den Diagrammen von Bild 5.23 zu entnehmen. Die flächenhafte, farbliche Darstellung der horizontalen und vertikalen Verformung auf der Bauteiloberfläche zeigt, dass im Bereich der Verbundfuge kein Reibungsversagen eingetreten ist. Dies entspricht dem Ergebnis der Auswertung rückseitig angebrachter Wegsensoren (Bild 5.21). Somit kann von einem intakten Verbund ausgegangen und ein monolithisches Bauteilverhalten unterstellt werden. Äquivalent gilt dies für die Prüfkörper nach Tabelle 5.10.

Prüfkörper: KS-11

Bild 5.23 Darstellung einer flächenhaften Verformungsmessung am Beispiel von KS-11: Horizontalverformung in X-Richtung (links); Vertikalverformung in Y-Richtung (rechts)

Neben dem Verformungsverhalten der horizontalen Verbundfuge wurde für die Konstruktionsart mit Ergänzungsschicht aus Beton der Hebelarm der inneren Kräfte (z) untersucht. Die in Bild 5.24 exemplarisch dargestellte Auswertung für den Prüfkörper KS-11 ist repräsentativ für die Versuchsreihe. Ersichtlich ist, dass sich bei vorliegender Konstruktionsart der Hebelarm der inneren Kräfte mit einer rechnerischen Annahme von $z_{\text{rechner.}} = 0,9 \cdot d$ dem im Experiment bestimmten Hebelarm der inneren Kräfte ($z_{\text{exp.}}$) gut annähern lässt.

Bild 5.24 Vergleich von $z_{\text{rechn.}}$ ermitteltem zu $z_{\text{exp.}}$ bestimmtem Hebelarm der inneren Kräfte am Beispiel von KS-11

5.5 Vorgespannte scheitrechte Mauerwerkbalken - IIbIII

Die experimentellen Untersuchungen an vorgespannten, scheitrechten Mauerwerkbalken wurden entsprechend dem Versuchsprogramm nach Tabelle 5.11 durchgeführt. Dabei wurde die auf die exzentrisch und nicht im Verbund liegende stabförmige Spannbewehrung aufgebrachte Vorspannkraft über stirnseitig angeordnete Ankerplatten auf den Prüfkörper übertragen. Mit einer Kraftmessdose zwischen Ankerplatte und Prüfkörper wurde die Vorspannkraft zu Beginn und während der laufenden Prüfung gemessen; siehe Bild 5.25. Darüber hinaus konnte hierdurch eine über die Balkenlänge konstant wirkende Vorspannkraft sichergestellt werden.

Bild 5.25 Ankerpunkt – Einleitung der Vorspannkraft

Ziel der Untersuchungen war es, den Normalkrafteinfluss aus einer Vorspannung auf die Querkrafttragfähigkeit scheitrecht bewehrter Mauerwerkbalken unterschiedlicher Schubslankheit zu prüfen. Dabei erscheint die Art der Vorspannung von sekundärer Bedeutung zu sein. Der schematische Aufbau der Prüfkörper sowie die Anordnung der Messstellen folgen dem aus Abschnitt 5.2.

Das Versuchsprogramm ist Tabelle 5.11 und Tabelle 5.12 zu entnehmen. In Tabelle 5.11 sind Geometrien und Eigenschaften der vorgespannten Mauerwerkbalken angegeben. Tabelle 5.12 beinhaltet Angaben zur verwendeten Bewehrung und Vorspannkraft. Die Größe der Vorspannkraft wurde so gewählt, dass die Vertikalfugen am oberen Rand gerade nicht dekomprimieren.

Tabelle 5.11 Versuchsprogramm: Geometrie und Eigenschaften der Probekörper

Versuchs- Bez./ Anzahl n		Steinart/ Festigkeitsklasse/ Mörtelart	Querschnittswerte [mm]			Prüfkörperlänge [m]		Abstand zwischen: Achse Auflager – Achse F / Abstand zwischen: Auflager - F [mm]		Auf- lager- länge [mm]	Schub- schlank- heit ¹ [-]
			<i>h</i>	<i>d</i>	<i>t</i>	<i>l</i>	<i>l</i> _{eff}	<i>a</i>	<i>a</i> _v		
KS-12	1	KS XL-QU 20 - 2,0 (DM)	373	305,5	240	0,996	0,881	220,3	113	115	0,7
KS- 13.1	1	KS XL-QU 20 - 2,0 (DM)	373	305,5	240	1,245	1,005	250,0	80	240	0,8
KS- 13.2	1	KS XL-QU 20 - 2,0 (DM)	373	305,5	240	1,245	1,005	250,0	80	240	0,8
KS-14	1	KS XL-QU 20 - 2,0 (DM)	373	305,5	240	3,237	2,937	719,3	519	360	2,4
KS-15	1	KS XL-QU 20 - 2,0 (DM)	373	305,5	240	4,482	3,642	915,0	715	360	3,0

¹ ermittelt nach Formel ($\lambda = \frac{a}{d}$)

Tabelle 5.12 Versuchsprogramm: Art und Menge der Bewehrung sowie Höhe der Vorspannkraft

Versuchsbezeichnung	Art der Bewehrung	Durchmesser Bewehrung [mm]	Vorspannkraft [kN]
KS-12	S 670/800	1 x 22,14	76,5
KS-13.1	S 670/800	1 x 22,14	81,3
KS-13.2	S 670/800	1 x 22,14	67,3
KS-14	S 670/800	1 x 22,14	77,4
KS-15	S 670/800	1 x 22,14	80,9

In Tabelle 5.13 sind die Risslasten ($F_{exp,cr}$) und die Bruchlasten inkl. Eigengewicht ($F_{exp,u}$) der Versuchskörper sowie die Versagensart angegeben.

Tabelle 5.13 Riss- und Bruchlasten der scheitrecten Mauerwerkbalken unter Vorspannung

Versuchs- bezeichnung	Risslast ($F_{exp,cr}$) [kN]	Bruchlast ($F_{exp,u}$) [kN]	Versagensart ¹⁾
KS-12	130,10	130,10	R
KS-13.1	102,40	174,90	R
KS-13.2	213,40	213,40	k.V.
KS-14	138,70	167,10	Z
KS-15	118,00	128,67	Z, A

¹⁾ Versagensart: Z – Zugversagen; R – Reibungsversagen; A – Auflagerversagen; k.V. – kein Versagen

Auch bei den gedungenen, vorgespannten Prüfkörpern geringer Schubschlankheit (KS-12, KS-13.1 und 13.2) wird im Wesentlichen die Vertikalfuge auf Reibung beansprucht, was durch die Versagensart der Untersuchungsergebnisse bestätigt wird.

In Bezug auf die vorgespannten Mauerwerkbalken großer Schubschlankheiten (KS-14 und KS-15) hat sich, entgegen den Versuchen ohne Vorspannung, ein Spaltriss zwischen der Druckzone und der Zugzone

zwischen den Lasteinleitungsplatten (im Bereich des maximalen Moments) eingestellt. Dies entspricht dem klassischen Rissverlauf eines Stahlbetonbalkens mit einer Vorspannung ohne Verbund. Das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbalken wird entscheidend von der Art der Vorspannung - Vorspannung mit oder ohne Verbund - beeinflusst. Dabei kommt es bei vorgespannten Balken ohne Verbund im Vergleich zu solchen mit Verbund zu vergleichsweise weniger, aber größeren Rissen, welche die Druckzone einschnüren und letztlich zu einem Druckversagen führen können; siehe auch Rombach (Rombach 2010, S. 54). Dies scheint auch für vorgespannte Mauerwerkbalken zu gelten, bei denen eine Vorspannung ohne Verbund gewählt wurde. Im Fall der KS-Balken ist die aufgehende Vertikalfuge ein potenzieller Riss und führt somit zu einer Biegebeanspruchung am Einzelstein; siehe Bild 5.26 (links). Dies ist Ursache für die Rissbildung zwischen Druck- und Zuggurt und kann durch den Einfluss unterschiedlichen Querdehnungsverhaltens zwischen Mauerstein und Mauermörtel (Bild 4.11; Regime II) verstärkt werden. Letzteres ist bei vorliegender Kombination aus Mauersteinen und Dünnbettmauerwerk zu vernachlässigen. In Bild 5.26 (rechts) ist der Verformungszustand des vorgespannten Mauerwerkbalkens KS-15 zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung dargestellt. Das Rissbild des entsprechenden Balkens ist in Bild 5.27 angegeben.

Bild 5.26 Trag- und Rissmodell eines scheitrecten Mauerwerkbalkens unter Vorspannung ohne Verbund im Bereich des maximalen Moments (links); Verformung eines vorgespannten Mauerwerkbalkens ohne Verbund im Experiment (rechts)

Bild 5.27 Rissbild des vorgespannten scheitrecten Mauerwerkbalkens am Beispiel von KS-15

5.6 Zusammenfassung der Ergebnisse

In den experimentellen Untersuchungen wurden Mauerwerkbalken verschiedener Bauteilkategorien nach Tabelle 2.1 auf ihr Trag- und Verformungsverhalten untersucht. Die unterschiedlichen Varianten sind in Tabelle 5.14 dargestellt.

Tabelle 5.14 Zusammenfassung untersuchter Mauerwerkbalken nach Bauteilkategorien

Bauteil-kategorien	Mauerwerkbalken	
Ia	<u>mit Stoßfugenvermörtelung:</u> Dient u.a. der Analyse der Horizontalfugen (Primär- und Sekundärversagen).
	<u>ohne Stoßfugenvermörtelung:</u> Dabei sollte der Einfluss durch fehlende Stoßfugenvermörtelung im direkten Vergleich mit einer vorhandenen Stoßfugenvermörtelung analysiert werden.
Ila	<u>schlaff bewehrt:</u> Im Wesentlichen zur Analyse einzelner, die Querkrafttragfähigkeit beeinflussender Parameter.
	<u>mit Ergänzungsschicht aus Beton:</u> Simulation beidseitig aufliegender Gitterträgerelementdecken mit Ergänzungsschicht aus Beton im Hinblick auf monolithische Tragwirkung.
Ilb_{III}	<u>unter Vorspannung:</u> Es wurde Vorspannung ohne Verbund gewählt um einen über die Balkenlänge konstanten Normalkrafteinfluss zu erzielen.

Neben den verschiedenen Bauteilgeometrien wurden folgende, den Querkraftwiderstand beeinflussende Faktoren und Einflüsse im Bereich von Schubfeldern untersucht:

- Die Rissgeometrie zur Analyse der Tragwirkung in Schubspannungsfeldern,
- der Einfluss der Schubschlankheit (λ) auf die Querkrafttragfähigkeit,
- die Ermittlung des Hebelarms der inneren Kräfte (z),
- der Druckstrebenwinkel (θ) in Abhängigkeit zur Schubschlankheit,
- der Einfluss des Bewehrungsgrades (ρ) auf die Querkrafttragfähigkeit.

Der im Experiment ermittelte Hebelarm der inneren Kräfte ($z_{\text{exp.}}$) stimmt für Balkenkonstruktionen aus Mauerwerk mit den Zahlenwerten der rechnerischen Annäherung nach Gleichung (5.3) überein. Für Balken mit einer Ergänzungsschicht aus Beton ist der rechnerische Hebelarm ($z_{\text{rechn.}}$) nach Gleichung (5.4) anzunähern.

$$\text{MW-Balken} \quad z_{\text{rechn.}} = 0,85 \cdot d \quad (5.3)$$

$$\text{MW-Balken mit einer Ergänzungsschicht aus Beton} \quad z_{\text{rechn.}} = 0,9 \cdot d \quad (5.4)$$

Dabei ist:

d Die statische Nutzhöhe.

Die Auswirkung variierender Schubschlankheiten auf die Querkrafttragfähigkeit von Mauerwerkbalken wurde experimentell ermittelt und mit einem rechnerischen Ansatz verglichen; siehe Abschnitt 5.3.2.

Dieser Vergleich zeigt eine gute Übereinstimmung für Mauerwerkbalken mit Schubzugversagen. Unter der Annahme kleiner Schubslankheiten und damit im Bereich möglichen Reibungsversagens in den Vertikalfugen der Mauerwerkbalken lässt sich der Einfluss mit dem rechnerischen Ansatz (Gleichung (2.22)) bzw. DIN EN 1992-1-1/NA (Gleichung (4.16)) nicht erfassen. Vielmehr ist dieser auf den Mauerwerkverband zurückzuführen und soll zukünftig über die von dem Belastungswinkel (Druckstrebenwinkel) abhängige Mauerwerkdruckfestigkeit berücksichtigt werden. Hierzu wird auf das Materialmodell von Ganz/Thürlimann/Mojsilović nach Abschnitt 3.3.2.2 hingewiesen, mit dem die Druckfestigkeit von Mauerwerk in Abhängigkeit eines Beanspruchungswinkels bestimmt werden kann.

In Bild 5.28 sind die Last-Durchbiegungslinien der Mauerwerkbalken KS-07 (schlaff bewehrt), KS-11 (schlaff bewehrt mit Ergänzungsschicht aus Beton) und KS-15 (mit Vorspannung ohne Verbund) gleicher Bauteillängen dargestellt. Es ist zu erkennen, dass der Mauerwerkbalken KS-11, mit Ergänzungsschicht aus Beton und somit größerem anrechenbarem Querschnitt, ein deutlich steiferes Verformungsverhalten zeigt als die Mauerwerkbalken KS-07 und KS-15 ohne Ergänzungsschichten. Dekomprimiert der zuvor vorgespannte Mauerwerksquerschnitt, nähert sich nach Überschreitung der Risslast der vorgespannte Balken (KS-15) hinsichtlich seines Verformungsverhalten dem des schlaff bewehrten Mauerwerkbalkens (KS-07) an. Die Last-Durchbiegungslinie des schlaff bewehrten Mauerwerkbalkens (KS-07) zeigt bereits frühzeitig hohe Verformungen infolge einsetzender Biegerisse; primär in den Vertikalfugen.

Bild 5.28 Last-Verformungslinie – Vergleichsdarstellung

Die experimentellen Untersuchungen an Mauerwerkbalken mit Ergänzungsschicht aus Beton haben gezeigt, dass bis zum Einsetzen des Schubzugbruches von einer quasi monolithischen Konstruktion ausgegangen werden kann. Die horizontale Schubfuge zwischen Mauerwerkbalken und der Ergänzungsschicht aus Beton hat trotz beidseitiger Einschnürung mittels zweilagiger Folie in keinem Fall zu einem Primärversagen geführt.

Die Untersuchungen ergaben, dass der Einfluss des Längsbewehrungsgrades auf die Querkrafttragfähigkeit mit steigender Mauerwerkdruckfestigkeit zunimmt. Bei Mauerwerk geringer Festigkeit ist dieser Einfluss von untergeordneter Bedeutung.

Im Weiteren wurde der global im Schubspannungsfeld sich einstellende Winkel der Druckstrebe ermittelt. Dieser wurde mit dem Ansatz nach Gleichung (5.2) verglichen. Eine gute Übereinstimmung mit dem im Versuch bestimmten Winkel der globalen Druckstrebe wurde festgestellt.

6 Ergänzende FE-Untersuchung

In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse von Parameteruntersuchungen vorgestellt, die unter Anwendung der Finite-Element-Methode durchgeführt wurden und die experimentellen Untersuchungen nach Abschnitten 5.3 und 5.5 ergänzen. Es werden tragfähigkeitsbestimmende Einflussgrößen quantifiziert und Ergebniswerte zur Verifizierung des Berechnungsvorschlages nach Abschnitt 7.3 verwendet.

Einflüsse auf den Querkraftwiderstand wurden in Abhängigkeit folgender Parameter untersucht:

- Längsbewehrungsgrad,
- Grad der Vorspannung,
- Art der Vorspannung (exzentrisch und zentrisch) und
- Schubslankheiten von bis zu $\lambda = 4,2$.

Die experimentellen Untersuchungen an vorgespannten Mauerwerkbalken nach Abschnitt 5.5 haben gezeigt, dass eine Vorspannung ohne Verbund bei einem vorwiegend auf Biegung beanspruchten Balken zu großen Durchbiegungen und Biegebeanspruchungen am Einzelstein führt; siehe Bild 5.26. Ein klassisches Schubzugversagen wurde nicht beobachtet. Um einen Schubzugbruch herbeizuführen, wird bei den FE-Berechnungen vorgespannter Mauerwerkbalken eine im Verbund liegende Spannbewehrung angenommen. Darüber hinaus wird, im Hinblick auf die Anwendung vorgespannter Balkenkonstruktionen in der Praxis, das Tragverhalten einer zentrischen Vorspannung im Vergleich zur experimentell geprüften, exzentrischen Vorspannung untersucht.

Ergänzt werden diese Untersuchungen durch die Analyse des Trag- und Verformungsverhaltens wandartiger Träger. Dabei soll der Unterschied im Tragverhalten im Vergleich zu balkenartigen Konstruktionen herausgestellt werden. Die Ergebnisse werden unter Bezugnahme auf die theoretischen Grundlagen aus Abschnitt 4.3 interpretiert.

Die Verifizierung der nichtlinearen FE-Berechnungen mit dem Programmsystem „SBETA-AT“ erfolgt für schlaff bewehrte KS-Balken an ausgewählten Prüfkörpern nach Abschnitt 5.3 und für vorgespannte KS-Balken nach Abschnitt 5.5. Diese basiert auf einem Vergleich der Kraft- und Verformungswerte. SBETA-AT dient ursprünglich der Berechnung von Konstruktionen aus Beton. Gleichwohl wurde es in den letzten Jahren für die Berechnung von Mauerwerk eingesetzt und deren Ergebnisse erfolgreich verifiziert (Budelmann et al. 2004; Dashkhuu 2013; Movila 2012), was dessen Anwendung in dieser Arbeit rechtfertigt.

6.1 Verifikation des gewählten FE-Modells

Die Voraussetzung zur Durchführung einer rechnerischen Simulation ist die Wahl einer geeigneten Modellierungsstrategie. Bei der Wahl der Modellierungsstrategie wird wie folgt unterschieden:

1. Homogene Modellierung (Makromodell),
2. Diskrete Modellierung (Mikromodell); siehe Bild 6.1.

Bezogen auf Mauerwerk beschreibt das Makromodell ein verschmiertes Ersatzkontinuum aus makroskopischen Eigenschaften des Mauerwerks. Demgegenüber werden bei der Mikromodellierung die einzelnen Mauersteine und die Fugen modelliert, was zu einer Berücksichtigung der exakten Struktur des Mauerwerkverbands führt (Schlegel 2004, S. 48).

Der Detaillierungsgrad des Mikromodells ist durch eine Unterscheidung zwischen dem vereinfachten Mikromodell und dem detaillierten Mikromodell gekennzeichnet. Bei Ersterem wird der Stein um die Fugendicke vergrößert, sodass einzelne Elemente (Blöcke) modelliert werden. Zwischen den Elementen werden Kontaktelemente (Interface) erzeugt, denen die Materialeigenschaften des verwendeten Mörtels

zugewiesen werden. Infolge dieser Modellierungsstrategie bleiben Wechselwirkungen zwischen Mörtel und Stein unberücksichtigt. Dies führt dazu, dass den Blöcken i.d.R. nicht die Steinfestigkeit, sondern die Mauerwerkfestigkeit zugewiesen wird. Dies setzt eine Eingabe der Steine und Fugen in ihren tatsächlichen geometrischen Abmessungen voraus. Die so erzeugten Elemente werden mit den jeweiligen Materialeigenschaften versehen, sodass auch die Interaktion zwischen Steinen und Mörtel simuliert wird.

Bild 6.1 Modellierungsstrategien für FE-Berechnungen von Mauerwerk (Schlegel 2004, S. 49)

Für die hier durchgeführten Untersuchungen wurde die Strategie der vereinfachten Mikromodellierung verwendet. Den Makroelementen (Blöcken) wurden die Mauerwerkeigenschaften zugewiesen. Hierfür wurde das für die 2D-Analyse von ebenen Spannungen geeignete Materialmodell „SBETA Material“ verwendet, welches ein orthotropes, verschmiertes Rissmodell beschreibt. Für die anzugebende einaxiale Zugfestigkeit (Červenka et al. 2016, S. 26) wurde die zentrische Zugfestigkeit des Mauerwerks angesetzt.

Bild 6.2 Spannungs-Dehnungsline des verwendeten Materialmodells (Červenka et al. 2016, S. 18)

Die den FE-Rechnungen zu Grunde gelegten Materialparameter enthält Tabelle 6.1. Diese liegen in den entsprechenden Wertebereichen von Schubert (Brameshuber und Jäger 2015); siehe Abschnitt 3.

Tabelle 6.1 FE-Rechnungen: Mauerwerkeigenschaften

Kennzeichnung	Druckfestigkeit ¹ $\beta_{D,mw}$ [N/mm ²]	Zugfestigkeit ^{1,2} $\beta_{z,l}$ [N/mm ²]	E-Modul ¹ E [N/mm ²]	Querdehnungszahl ¹ (Rechenwert) μ_D [-]	Dehnung bei Höchstspannung ¹ (Rechenwert) $\varepsilon_{u,D}$ [mm/m]
KS XL-QU 20 - 2,0	13,1	0,75	8000	0,1	1,3

¹ vgl. Wertebereiche (Brameshuber und Jäger 2015); ² Steinzugfestigkeit

Zwischen den Kontaktflächen der Makroelemente wurde jeweils ein Interface erzeugt, welches die Verbundbedingungen des Mauermörtels zwischen den Mauersteinen bzw. Makroelementen simuliert. Dieses Interface basiert auf dem Mohr-Coulomb'schen Reibungsgesetz (Bild 6.3) und lässt sich wie folgt beschreiben: Überschreiten die Schubkräfte die Hüllfläche (Bild 3.3) bzw. den Haftverbund (Haftscherfestigkeit), sind Schubkräfte nur noch über Gleitverbund übertragbar, wodurch es zu einem Kollaps des Systems kommt. Die Wertebereiche verwendeter Verbundeigenschaften sind in Abschnitt 3.2.2 angegeben. Für die FE-Rechnungen wurden Verbundeigenschaften nach Tabelle 6.2 verwendet, die iterativ durch Vergleich experimenteller Ergebnisse und solcher aus FE-Rechnungen bestimmt wurden. Der darin angegebene Reibungsbeiwert von $\mu = 0,45$ wird durch das Vorliegen einer überwiegend schiebenschubartigen Beanspruchung begründet. Berücksichtigt wird die ungleichmäßige Spannungsverteilung in den Lagerfugen (Brameshuber und Jäger 2015).

Tabelle 6.2 FE-Rechnungen: Verbundeigenschaften

Kennzeichnung	Haftscherfestigkeit ¹ β_{HS} [N/mm ²]	Zugfestigkeit ¹ β_{HZ} [N/mm ²]	Reibungskoeffizient ¹ μ [-]
DM	0,5	0,28	0,45

¹ vgl. Wertebereiche (Brameshuber und Jäger 2015)

Dem Interface sind neben den Eigenschaften des Dünnbettmörtels und den zuvor genannten Verbundeigenschaften auch die Steifigkeiten der Last-Verformungsbeziehung K_{tt} und K_{nn} zuzuweisen; siehe Bild 6.3.

Mit den folgenden Parametergrößen können die Steifigkeiten nach Gleichung (6.1) und Gleichung (6.2) ermittelt werden (Schlegel 2004, S. 129):

- Der Schubmodul der Mauersteine G_{st} sowie des Mauerwerkverbandes G_{MW} ,
- der Zugelastizitätsmodul der Mauersteine E_{st} sowie des Mauerwerkverbandes E_{MW} und
- die Dicke der Mauerwerkfuge h_F .

Bild 6.3 Steifigkeiten der Last-Verformungsbeziehung sowie Schub- / Zug-Verformungsverhalten des Kontaktelements; vgl. (Červenka et al. 2012, S. 55)

Die Steifigkeit (k_{tt}) dient der Simulation des Schubspannungs-Verformungsverhaltens der Mörtelfugen.

$$k_{tt} = \frac{G_{St} \cdot G_{MW}}{h_F \cdot (G_{St} - G_{MW})} \quad (6.1)$$

Die Steifigkeit (k_{nn}) dient der Simulation des Normalspannungs-Verformungsverhaltens der Mörtelfugen.

$$k_{nn} = \frac{E_{St} \cdot E_m}{h_F \cdot (E_{St} - E_{MW})} \quad (6.2)$$

Nach Červenka (Červenka et al. 2016, S. 64) können die Steifigkeiten auch vereinfachend nach Gleichung (6.3) und (6.4) ermittelt werden. Dabei bestimmt das umgebende Material in der Kontaktfuge die Zahlenwerte des E-Moduls (E) und Schubmoduls (G). Untersuchungen mit dem Programmsystem SBETA-AT (Movila 2012) haben gezeigt, dass für das umgebende Material die Annahme der Eigenschaften des Steinmaterials zu guten Ergebnissen führen.

$$k_{tt} = \frac{G}{h_F} \quad (6.3)$$

$$k_{nn} = \frac{E}{h_F} \quad (6.4)$$

Für die hier durchgeführten FE-Rechnungen wurden Steifigkeitskennwerte nach Tabelle 6.3 verwendet, die in Anlehnung an das vereinfachte Verfahren bestimmt wurden.

Tabelle 6.3 Interface: Parameter und Steifigkeiten

Art der Mauersteine	h_f [m]	k_{tt} [MN/m ³]	k_{tt}^{min} [MN/m ³]	k_{nn} [MN/m ³]	k_{nn}^{min} [MN/m ³]
KS	0,00267	$0,3 \times 10^6$	$0,2 \times 10^6$	3×10^6	$0,2 \times 10^6$

Zur Verifikation der eingegebenen Materialparameter und der verwendeten Modellierungsstrategie wurden Vergleichsrechnungen mit Abmessungen und Materialkennwerten der experimentell untersuchten Mauerwerkbalken nach Abschnitt 5.2 und 5.5 durchgeführt. Bild 6.4 zeigt das in SBETA-AT erzeugte FE-Modell beispielhaft für den Mauerwerkbalken KS-07.

Bild 6.4 Mauerwerkbalken KS-07: FE-Netz (oben); Längsspannungen σ_x im Zustand II (unten)

Die durch Vergleichsrechnungen ermittelten Last-Durchbiegungslinien sind in Bild 6.5 dargestellt. Durchgezogene Linien sind Ergebnisse experimenteller Untersuchungen, gestrichelte Kurvenzüge sind Resultat durchgeführter FE-Berechnungen. Die Gegenüberstellung zeigt für Mauerwerkbalken unterschiedlicher Geometrieabmessungen gute Übereinstimmung. Dies gilt sowohl für schlaff bewehrte (KS-06 und KS-07) als auch vorgespannte Balken (KS-14 und KS-15). Sowohl Durchbiegungen als auch Traglasten weichen nur geringfügig voneinander ab. Das Ergebnis der FE-Simulationen rechtfertigt eine weitere Verwendung des FE-Modells im Rahmen der in dieser Arbeit durchgeführten Parameterstudie.

Bild 6.5 Vergleichsdarstellung zwischen exp. und theor. ermittelten Last-Durchbiegungslinien schlaff bewehrter (KS-06 und KS-07) und vorgespannter (KS-14 und KS-15) Mauerwerkbalken

6.2 Parameterstudie

Dieser Abschnitt enthält Ergebnisse durchgeführter FE-Parameterrechnungen, die aufgrund des begrenzten Umfangs an Einzelversuchen im Rahmen experimenteller Untersuchungen nach Abschnitt 5 nicht durchgeführt wurden. In Tabelle 6.4 ist eine Zusammenfassung untersuchter Parameter und deren Wertebereiche dargestellt.

Tabelle 6.4 Untersuchungsprogramm durchgeführter Parameterrechnungen

Schlaff bewehrte MW-Balken	Bewehrungsgrad $\rho = \frac{A_s \cdot 1000}{b \cdot d}$:	1,5 ... 6,7 [‰]
	Bewehrungsdurchmesser:	12 ... 25 [mm]
	Schubschlankheit:	bis 4,2 [-]
Vorgespannte MW-Balken	Höhe exzentrischer Vorspannung:	0 ... 80 [kN]
	Höhe zentrischer Vorspannung:	0 ... 80 [kN]
	Schubschlankheit:	bis 4,2 [-]

Die untersuchten Parameter sind Einflussgrößen der in Abschnitt 7.1 vorgestellten Schubtheorie „SMCFT“, deren Adaption auf Mauerwerk es zu prüfen gilt; siehe Abschnitt 7.2. Das Spektrum des untersuchten Stabstahldurchmessers der Spannbewehrung liegt zwischen 12 und 25 mm. Auch im Fall vorgespannter Mauerwerkbalken mit Schubschlankheiten von bis zu 4,2 wird dies als ausreichend angesehen. Größere Bewehrungsdurchmesser und damit verbundene Bewehrungsgrade sind nicht wirtschaftlich und baupraktisch von Nachteil. Die Schubschlankheit wurde bis auf einen Wert von $\lambda \leq 4,2$ begrenzt, sodass sich mindestens zwei Vertikalfugen im Bereich des Schubfeldes befinden. Im Hinblick auf die Höhe der Vorspannkraft wurde eine Grenzvorspannung von 80 kN gewählt, bei der die Oberseite des Balkenquerschnittes gerade nicht dekomprimiert. Detaillierte Angaben und Erläuterungen sind den folgenden Abschnitten zu entnehmen.

6.2.1 Schlaff bewehrte Balken

Die Ergebnisse der FE-Untersuchungen an schlaff bewehrten Mauerwerkbalken sind Gegenstand dieses Abschnittes. Die Geometrien untersuchter Mauerwerkbalken sind in Tabelle 6.5 angegeben. Dabei

entsprechen die Abmessungen der Prüfkörper KS-05, KS-06 und KS-07 den in Abschnitt 5.2 experimentell untersuchten Konstruktionen. KS-4,1 und KS-5,1 wurden mit dem Ziel modelliert, auch für Mauerwerkbalken großer Schubslankheiten eine Aussage über die Querkrafttragfähigkeit treffen zu können.

Tabelle 6.5 Abmessungen untersuchter Balkenkonstruktionen

Versuchs-Bez.	Querschnittswerte [mm]			Prüfkörperlänge [m]		Schubschlankheit ¹ [-]
	<i>h</i>	<i>d</i>	<i>t</i>	<i>l</i>	<i>l</i> _{eff}	<i>λ</i>
KS-05	373	306	240	3,24	2,40	2,0
KS-06				3,24	2,40	2,0
KS-07				4,48	3,64	3,0
KS-4,1				4,14	3,78	3,4
KS-5,1				5,14	4,78	4,2
¹ ermittelt nach Formel [$\lambda = \frac{a}{d}$]						

In Bild 6.6 ist das FE-Modell eines schlaff bewehrten Mauerwerkbalkens am Beispiel des Versuchskörpers KS-5,1 dargestellt.

Bild 6.6 FE-Modell des Mauerwerkbalkens KS-5,1; erstellt mittels Programmsystem SBETA-AT

6.2.1.1 Bewehrungsgrad und Längsdehnungseinfluss

Die Höhe des Längsbewehrungsgrades beeinflusst die Querkrafttragfähigkeit von Mauerwerkbalken; siehe Abschnitt 5.3.3. In der SMCFT wird dieser Einfluss über Längsdehnungen berücksichtigt; siehe Abschnitt 7.1.2 (Gleichung (7.29) bzw. (7.30)). Hierdurch wird der Verformungszustand der Konstruktionsarten wirklichkeitsnah erfasst. Für Mauerwerkbalken ist zu prüfen, ob dieser Einfluss in vergleichbarer Weise anzunähern ist. Daher wurden zur Quantifizierung FE-Berechnungen an Mauerwerkbalken mit Geometrien nach Tabelle 6.5 durchgeführt. Der Bewehrungsgrad der Mauerwerkbalken lag dabei zwischen $\rho = 1,7 \dots 6,7$ [‰] und ist in Form von Stabdurchmessern in Tabelle 6.6 angegeben. Es wurden ausschließlich Balkenprüfungen ausgewertet, bei denen ein Schubzugversagen innerhalb des Schubspannungsfeldes aufgetreten ist; Ergebnisse infolge Biegeversagen wurden nicht in die Auswertung einbezogen; Erläuterungen siehe Tabelle 6.5.

Tabelle 6.6 Untersuchungsprogramm: Verwendete Stabdurchmesser

Stabdurchmesser [mm]	KS-05	KS-06	KS-07
12	X ²⁾	- ¹⁾	- ¹⁾
14	X ²⁾	- ¹⁾	- ¹⁾
16	X ²⁾	X ²⁾	- ¹⁾
20	X ²⁾	X ²⁾	X ²⁾
25	X ²⁾	X ²⁾	X ²⁾
¹⁾ Biegeversagen – nicht ausgewertet			
²⁾ X – untersuchte Variante			

In Bild 6.7 ist der Einfluss zunehmenden Bewehrungsgrades auf die Querkrafttragfähigkeit dargestellt. Mit größer werdendem Bewehrungsgrad nimmt die Querkrafttragfähigkeit zu. Der Einfluss ist annähernd

linear. Dieses Verhalten wird in dem Berechnungsvorschlag rechnerisch über den Dehnungseinfluss der Bewehrung, bezogen auf die halbe Querschnittshöhe der Konstruktion, berücksichtigt; siehe Gleichung (7.29). Im Weiteren enthält das Diagramm Einzelwerte bezogener Querkrafttragfähigkeiten experimentell untersuchter Mauerwerkbalken (rote Punkte), die in Abhängigkeit des jeweiligen Bewehrungsgrades dargestellt sind. Ein Vergleich mit den Ergebnissen der Parameteruntersuchungen zeigt eine gute Übereinstimmung. Die FE-Untersuchungen an dem Mauerwerkbalken KS-07 mit Bewehrungsdurchmessern $\leq 20 \text{ mm}$ ($\rho = 4,28 [\text{‰}]$) haben zu einem Biegeversagen geführt. Dies gilt ebenfalls für den Prüfkörper KS-06 mit einem Durchmesser $\leq 16 \text{ mm}$ ($\rho = 2,74 [\text{‰}]$). Die daraus erhaltenden Ergebnisse sind nicht dargestellt, da diese für die vorliegende Aufgabenstellung keine Aussagekraft haben.

Bild 6.7 Bewehrungsgrad in Abhängigkeit zur bez. Querkrafttragfähigkeit

In Bild 6.8 ist der rechnerische Dehnungseinfluss (ϵ_x) nach Gleichungen von (7.29) bzw. (7.30) in Abhängigkeit zur bezogenen Querkrafttragfähigkeit dargestellt. Die rechnerische Dehnung (ϵ_x) ist dabei die Längsdehnung in halber Querschnittshöhe des Balkens. Gezeigt ist eine Zunahme der rechnerisch ermittelten Dehnung bei abnehmendem Bewehrungsgrad. Dies hat zur Folge, dass die bezogene Querkrafttragfähigkeit bei zunehmender Dehnung abnimmt. Die Analyse verdeutlicht die indirekte Erfassung des Bewehrungsgrades über den rechnerischen Ansatz von Gleichung (7.29) bzw. (7.30). Ein Vergleich zwischen Bild 6.7 und Bild 6.8 zeigt, dass die ursprünglich für Stahlbeton entwickelten Algorithmen auch auf Mauerwerk übertragbar sind. Der Bewehrungsgrad kann über die Berücksichtigung der rechnerischen Dehnung erfasst werden. Mit der Kenntnis über die Auswirkung dieses Einflusses auf das Tragverhalten bzw. die Tragfähigkeit wächst die Bedeutung einer möglichen Vorspannung nach Abschnitt 6.2.2, die zu einer Reduzierung der Längsdehnungen führt. In Bild 6.8 bleiben Ergebniswerte infolge Biegeversagen ebenfalls unberücksichtigt.

Bild 6.8 Rechnerische Dehnung in Abhängigkeit zur bez. Querkrafttragfähigkeit

6.2.1.2 Schubslankheit

Die Schubslankheit hat einen erheblichen Einfluss auf die Größe des Querkraftwiderstandes. Bis zu einer Schubslankheit von $\lambda \approx 3$ kann dieser Einfluss durch die Gleichung (4.16), zur Berücksichtigung auflagnaher Einzellasten, ausreichend gut erfasst werden; siehe Abschnitt 5.3.2. Um darüber hinaus das Anwendungsfeld von Mauerwerkbalken zu erweitern, wurde in den FE-Berechnungen die Schubslankheit auf bis zu $\lambda = 4,2$ erweitert und die Auswirkungen auf das Tragverhalten analysiert. Diesen Aspekt begleitend wurde der bisher ausschließlich über die Rissneigung bestimmte globale Druckstrebenwinkel mit Erkenntnissen aus den FE-Rechnungen verglichen. Die Ergebnisse werden nachfolgend vorgestellt.

In Tabelle 6.7 sind die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen durch flächenhafte Darstellung der Spannungen in horizontaler (σ_x) und vertikaler (σ_y) Richtung der Balkenkonstruktionen dargestellt. Das entscheidende Versagenskriterium wird in sämtlichen untersuchten Fällen durch einen eintretenden Schubzugbruch bestimmt. Die Schubrisse verlaufen diagonal und kreuzen das jeweilige Schubspannungsfeld zwischen dem Auflager- und Lasteinleitungspunkt.

Tabelle 6.7 Flächenhafte, qualitative Darstellung der Spannungen in horizontaler σ_x und vertikaler σ_y Richtung numerisch untersuchter, schlaff bewehrter Balkenkonstruktionen nach Tabelle 6.5

In Bild 6.9 ist die Querkrafttragfähigkeit in Abhängigkeit zur Schubschlankheit numerisch untersuchter, schlaff bewehrter Balkenkonstruktionen nach Tabelle 6.5 dargestellt. Ergänzend dazu ist der Funktionsverlauf zur Berücksichtigung auflagnaher Einzellasten nach Gleichung (4.16) angegeben. Mit zunehmender Schubschlankheit tendiert die Querkrafttragfähigkeit der untersuchten Mauerwerkbalken gegen einen konstanten Wert; siehe Bild 6.9. Dies entspricht den theoretischen Überlegungen aus Abschnitt 2.4 und 4.2.6 sowie den experimentellen Untersuchungen aus Abschnitt 5.3.2, wonach der Einfluss der Schubschlankheit mit zunehmender Balkenlänge abnimmt.

Bild 6.9 Schubschlankheit in Abhängigkeit zur Querkrafttragfähigkeit numerisch untersuchter, schlaff bewehrter Balkenkonstruktionen mit Angabe der Funktion „auflagnaher Einzellasten“

Das Ergebnis theoretischer Überlegungen zur Berücksichtigung der Schubschlankheit über die Wirkungsweise einer auflagnahen Einzellast im Bereich $0,5 \cdot d \leq a < 2 \cdot d$ (Gleichung (4.16)) ist in Bild 6.10 dargestellt. Dabei sind die nach Gleichung (4.16) reduzierten Querkrafttragfähigkeiten numerisch untersuchter, schlaff bewehrter Balkenkonstruktionen aus Kalksandsteinmauerwerk nach Tabelle 6.5 in Abhängigkeit zur Schubschlankheit dargestellt. Die Querkrafttragfähigkeit der Balkenkonstruktionen unterschiedlicher Schubschlankheit weist dabei einen nahezu konstanten Wert auf, was die rechnerische Annahme bestätigt.

Bild 6.10 Darstellung der Schubschlankheit in Abhängigkeit zur reduzierten Querkrafttragfähigkeit unter Berücksichtigung des Schubschlankheitseinflusses

Der jeweilige, innerhalb der Schubfelder global verlaufende Druckstrebenwinkel, wurde nach Verifikation mit den experimentellen Untersuchungen mit Gleichung (5.2) bestimmt; siehe Abschnitt 5.3.5. Dabei wurde der Verlauf der Druckstrebe an den Verlauf des Schubrisses orientiert. Zur weiteren Verifikation dieses Vorgehens werden die in Tabelle 6.8 dargestellten Schubfelder untersuchter Mauerwerkbalken mit Darstellung der Längsdruckspannungen und der Schubrissbildung interpretiert. Es hat sich in allen Fällen ein Druckspannungsfeld ausgebildet, bei dem die Rissneigung tangential zur Druckstrebe verläuft. Dies bestätigt die aus den experimentellen Untersuchungen gewonnenen Erkenntnisse. Der Verlauf der globalen Druckstrebe wird somit vereinfachend über die Rissneigung ausreichend gut beschrieben.

Tabelle 6.8 Flächenhafte, qualitative Darstellung der Längsdruckspannungen numerisch untersuchter, schlaff bewehrter Balkenkonstruktionen nach Tabelle 6.5

KS-06	$S_2^{1)}$		<div> <div>4.093E+01</div> <div>-9.600E+00</div> <div>-8.250E+00</div> <div>-6.900E+00</div> <div>-5.550E+00</div> <div>-4.200E+00</div> <div>-2.850E+00</div> <div>-1.500E+00</div> <div>-1.500E-01</div> <div>1.040E+00</div> </div>
KS-07	$S_2^{1)}$		<div> <div>4.295E+01</div> <div>-1.230E+01</div> <div>-1.065E+01</div> <div>-9.000E+00</div> <div>-7.350E+00</div> <div>-5.550E+00</div> <div>-3.900E+00</div> <div>-2.250E+00</div> <div>-6.000E-01</div> <div>1.010E+00</div> </div>
KS-4,1	$S_2^{1)}$		<div> <div>4.400E+01</div> <div>-1.245E+01</div> <div>-1.080E+01</div> <div>-9.000E+00</div> <div>-7.350E+00</div> <div>-5.700E+00</div> <div>-3.900E+00</div> <div>-2.250E+00</div> <div>-6.000E-01</div> <div>1.005E+00</div> </div>
KS-5,1	$S_2^{1)}$		<div> <div>4.042E+01</div> <div>-9.300E+00</div> <div>-8.000E+00</div> <div>-6.700E+00</div> <div>-5.400E+00</div> <div>-4.100E+00</div> <div>-2.800E+00</div> <div>-1.500E+00</div> <div>-2.000E-01</div> <div>9.804E-01</div> </div>

¹⁾ S_2 – Spannungen parallel zum Riss mit Verlauf der Hauptspannungstrajektorien

Gleichwohl trifft die bisherige Annahme zur Ermittlung des Druckstrebenwinkels nach Gleichung (5.2) nicht für den gesamten Schubslankheitsbereich zu. Vielmehr ist Tabelle 6.8 zu entnehmen, dass der jeweilige Schubriss der Prüfkörper KS-4.1 und KS-5.1 von Vorderkante der Lasteinleitung bis zur Vorderkante des Auflagers verläuft und nicht, wie bei den Prüfkörpern KS-06 und KS-07 im Mittel vom Zentrum des Auflagers bis zur Mitte der Lasteinleitung. Dieser Einfluss ist wesentlich für den in Abschnitt 7 entwickelten Berechnungsansatz. Dabei wird für die Ermittlung des Querkraftwiderstandes die Drucktragfähigkeit des anisotropen Mauerwerks unter einem Neigungswinkel α , der im vorliegenden Fall dem Druckstrebenwinkel θ entspricht, ermittelt. Für die rechnerische Berücksichtigung in dem Berechnungsvorschlag wird auf Abschnitt 7.3 bzw. Gleichung (7.44) verwiesen.

6.2.2 Vorgespannte Balken

Die in Abschnitt 5.5 durchgeführten experimentellen Untersuchungen an exzentrisch vorgespannten Mauerwerkbalken ergänzend, wurde im Folgenden der Einfluss durch die Größe der Vorspannkraft auf die Querkrafttragfähigkeit von Balkenkonstruktionen variierender Schubslankheiten untersucht. Die unterschiedlichen Varianten sind dem Untersuchungsprogramm nach Tabelle 6.9 zu entnehmen.

Tabelle 6.9 Untersuchungsprogramm: Einfluss exzentrischer Vorspannkraft

Vorspannkraft [kN]	Durchmesser Bewehrung [mm]	Art der Vorspannung	KS-05	KS-06	KS-07	KS-4,1	KS-5,1
5	1 x 25	exzentrisch	X ¹⁾	X	X	X	X
10	1 x 25	exzentrisch	X	X	X	X	X
20	1 x 25	exzentrisch	X	X	X	X	X
60	1 x 25	exzentrisch	X	X	X	X	X
80	1 x 25	exzentrisch	X	X	X	X	X
¹⁾ X – untersuchte Variante							

Die experimentell durchgeführten Untersuchungen nach Abschnitt 5 haben gezeigt, dass es bei Vorspannung ohne Verbund (VoV) und Verzicht auf schlaffe Bewehrung zu einem frühzeitigen, starken Aufklaffen der Vertikalfugen kommt, welche die Druckzone einschnüren. Eine durch Rombach gezeigte Gegenüberstellung zwischen Vorspannung mit und ohne Verbund bestätigt dies; siehe Bild 6.11. Anders ist dies bei Vorspannung mit Verbund (VmV); hier wird ein weiteres Aufreißen durch die Bewehrung verhindert. Für die in diesem Abschnitt untersuchten Balken wird daher eine im Verbund liegende Vorspannung gewählt. Die Lage der Spannglieder im Querschnitt ist äquivalent zu den Untersuchungen aus Abschnitt 5.5.

Bild 6.11 Rissbildung biegebeanspruchter Balken unter Vorspannung mit Verbund (oben) und Vorspannung ohne Verbund (unten); siehe (Rombach 2010, S. 54)

6.2.2.1 Verformungsverhalten und Bruchzustand

Das Last-Verformungsverhalten der experimentell untersuchten, ohne Verbund vorgespannten Mauerwerkbalken wurde u.a. in Bild 6.5 mit einem solchen schlaff bewehrten Mauerwerkbalken verglichen. Die Abweichungen im Verformungsverhalten zwischen VoV (exp. und FE) und VmV (FE) zeigen sich neben der oben beschriebenen unterschiedlichen Rissbildung auch in unterschiedlich steifen Durchbiegungsverläufen; siehe Bild 6.12. Mauerwerkbalken mit Vorspannung mit Verbund zeigen geringere Durchbiegungen als solche mit Vorspannung ohne Verbund.

Bild 6.12 Vergleichsdarstellung der Last-Verformungslinien geometrisch gleichartiger Prüfkörper „KS-15“ unter Vorspannung ohne Verbund (VoV) und Vorspannung mit Verbund (VmV)

Die geringere Durchbiegung verhindert damit auch ein Aufreißen des Querschnittes in Längsrichtung in Höhe der Spannungsnulllinie im Bereich des maximalen Momentes. Das Rissbild des Mauerwerkbalkens unter Vorspannung mit Verbund ist in Bild 6.13 dargestellt. Es hat sich ein typischer Schubzugbruch eingestellt, der diagonal zwischen Lasteinleitung und Auflager verläuft. Darüber hinaus sind viele kleine, eng gestaffelte Biegerisse erkennbar. Diese Rissverformung ist vergleichbar mit den Erkenntnissen von Rombach in (Rombach 2010, S. 54). Für eine spätere Anwendung vorgespannter Mauerwerkbalken in der Praxis erscheint es aus Gründen der Gebrauchstauglichkeit sinnvoll, Vorspannung im Verbund einzusetzen. Die Tragfähigkeit als solche wird so gut wie nicht beeinflusst; siehe Bild 6.12.

Bild 6.13 Qualitative Darstellung der Rissbildung und der Hauptdehnungen eines im Verbund vorgespannten Mauerwerkbalkens KS-15_FE_VmV

6.2.2.2 Grad der Vorspannung

Bild 6.14 zeigt die Querkrafttragfähigkeit numerisch untersuchter Mauerwerkbalken nach Tabelle 6.9 in Abhängigkeit zum Grad der Vorspannung. Dabei steigt die Querkrafttragfähigkeit mit Erhöhung der Vorspannkraft.

Bild 6.14 Grad der Vorspannung in Abhängigkeit zu numerisch ermittelten Querkrafttragfähigkeiten

6.2.2.3 Schubslankheit und zentrische Vorspannung

Der durch die Schubslankheit auf die Querkraft hervorgerufene Einfluss existiert auch bei vorgespannten Mauerwerkbalken; siehe Abschnitt 2.4.2. Nicht zweifelsfrei war bislang, ob auch für scheitrechte Mauerwerkbalken der Einfluss der Vorspannung auf die Größe der Querkraft mit zunehmender Schubslankheit abnimmt.

Zur Klärung wurde daher der Einfluss der Schubslankheit auf die Querkrafttragfähigkeit

- schlaff bewehrter und
- exzentrisch vorgespannter

Mauerwerkbalken miteinander verglichen. Im Bereich großer Schubslankheiten von bis zu $\lambda = 4,2$ weichen die Querkrafttragfähigkeiten nur geringfügig voneinander ab; siehe (Bild 6.15). Dies gilt sowohl für schlaff bewehrte als auch für Mauerwerkbalken mit unterschiedlich hoher Vorspannkraft. Gleichwohl nimmt der Unterschied mit kleiner werdender Schubslankheit zu. Die in diesem Diagramm dargestellte Auswertung basiert auf Ergebnissen von Mauerwerkbalken, bei denen ein Schubzugbruch maßgebendes Versagenskriterium war. Der Einsatz einer Vorspannung für die Erweiterung des Anwendungsbereiches von Mauerwerkbalken mit großen Konstruktionslängen ist im Hinblick auf die Tragfähigkeit nahezu vernachlässigbar. Vergleichbare Ergebnisse wurden in früheren experimentellen Untersuchungen an vorgespannten balkenartigen Konstruktionen ermittelt; vergleiche hierzu Bild 2.18 nach Abschnitt 2.4.2.

Bild 6.15 Darstellung der Schubslankheit in Abhängigkeit zur Querkrafttragfähigkeit untersuchter, exzentrisch vorgespannter und schlaff bewehrter Mauerwerkbalken

Aufbauend auf obigen Ergebnissen wurde, insbesondere für den anwendungsbezogenen Einsatz der Balkenkonstruktionen als Fertigteil, der Einfluss durch eine zentrische Vorspannkraft untersucht. Bild 6.16 zeigt eine exemplarische Darstellung des FE-Modells anhand des Prüfkörpers KS-5,1.

Bild 6.16 Exemplarische Darstellung des FE-Modells eines zentrisch vorgespannten Mauerwerkbalkens am Beispiel des Prüfkörpers KS-5,1

Tabelle 6.10 enthält Angaben zum Untersuchungsprogramm zentrisch vorgespannter Mauerwerkbalken mit Vorspannung mit Verbund.

Tabelle 6.10 Untersuchungsprogramm zum Einfluss zentrischer Vorspannkraft

Vorspannkraft [kN]	Durchmesser Bewehrung [mm]	Art der Vorspannung	KS-05	KS-06	KS-07	KS-4,1	KS-5,1
10	2 x 20	zentrisch, VmV	X	X	X	X	X
60	2 x 20	zentrisch, VmV	X	X	X	X	X
80	2 x 20	zentrisch, VmV	X	X	X	X	X

Die Daten wurden in Anlehnung an Bild 6.15 ausgewertet. Die Ergebnisse sind in Bild 6.17 dargestellt. Die zentrische Vorspannung verstärkt den positiven Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit bei abnehmender Schubslankheit. Von der Art der Vorspannung, hier zentrisch und im Verbund liegend, geht bei Anwendung größerer Schubslankheiten sowie bei exzentrischer Vorspannung keine signifikante tragfähigkeitssteigernde Wirkung aus.

Bild 6.17 Darstellung der Schubslankheit in Abhängigkeit zur Querkrafttragfähigkeit untersuchter, exzentrisch und zentrisch vorgespannter sowie schlaff bewehrter Mauerwerkbalken

6.2.3 Abweichendes Tragverhalten wandartiger Träger

In diesem Abschnitt wird das abweichende Tragverhalten von wandartigen Trägern im Vergleich zu den zuvor vorgestellten Mauerwerkbalken herausgearbeitet. Die typische Konstruktionsart eines wandartigen Trägers aus Mauerwerk kann durch die Anzahl der Mauersteinschichten in vertikaler Richtung beschrieben werden und erfüllt die Bedingung $l_{\text{eff}}/h < 3$ von EC2; siehe Abschnitt 2.2.

Bild 6.18 zeigt die Geometrie eines experimentell geprüften wandartigen Trägers aus Porenbetonmauerwerk mit Lagerfugenbewehrung aus Moso-Lochband (Z-17.1-603 2012). Dabei ist die Bewehrung in den oberen beiden, auf Zug beanspruchten Lagerfugen angeordnet worden (Bild 6.18 (links): Als rote Linie dargestellt). Aus versuchstechnischen Gründen wurde das statische System des wandartigen Trägers um 180° gedreht untersucht. Dabei wurde die Konstruktion an den Trägerenden durch eine synchron gesteuerte Lasteinleitung beansprucht. Die Aufstandsfläche simulierte dabei, durch die gleichstreckenförmige Druckspannungsverteilung infolge Kontaktpressung (nachgewiesen anhand der Mauerwerkstauchung im Bereich kurz oberhalb der Kontaktfläche „Aufspannfeld“), eine gleichstreckenartige Lasteinleitung.

Bild 6.18 Systemskizze Prüfaufbau (links); exp. untersuchter wandartiger Träger im Prüfraum (rechts)

Bild 6.19 (links) zeigt das theoretisch unterstellte Sprengwerkmodell eines wandartigen Trägers im Vergleich zu einer Vertikalverformung eines im Experiment untersuchten wandartigen Trägers (rechts). Der Vergleich zwischen theoretischer Modellvorstellung und den Untersuchungsergebnissen zeigt bis zu einem Erreichen des Zustandes II ein linear elastisches Tragverhalten. Damit sind vorläufig auch die Annahmen von Reineck für wandartige Träger aus Beton (Reineck 2005, S. 246) auf Mauerwerk übertragbar. Im Weiteren zeigt das Verformungsbild eine Aufwölbung bzw. bei umgedrehtem System eine Durchbiegung des Querschnittes zwischen den Lasteinleitungspunkten.

Bild 6.19 Wandartiger Träger im Übergang vom elastischen zum plastischen Verformungszustand: Theorie (links); exp. Prüfung (rechts)

Der Übergang der gesamten Konstruktion von Zustand I in Zustand II wird eingeleitet durch zwei zueinander gerichtete, diagonal verlaufende Risse; siehe Bild 6.20 (links). Daran anschließend findet eine Lastumlagerung statt, sodass ein Lastabtrag nur noch durch eine direkte, vertikale Druckstrebe erfolgt. Die maximale Tragfähigkeit wird letztlich durch ein Versagen der Druckstrebe begrenzt; siehe Bild 6.20 (rechts).

Bild 6.20 Wandartiger Träger im Zustand II (links); Kollaps der Konstruktion (rechts)

Aufgrund der wenigen vorliegenden experimentellen Untersuchungen an wandartigen Trägern wurden numerische Untersuchungen durchgeführt, die im Folgenden vorgestellt und bewertet werden. Für die rechnerischen Untersuchungen wurden Mauerwerkskörper mit gleichen Materialparametern wie zuvor, jedoch mit Geometrien nach Tabelle 6.11 modelliert.

Tabelle 6.11 Untersuchungsprogramm: Wandartige Träger

Versuchs- Bez.	Anzahl der Schichten [Stk.] / Schichthöhe [mm]	Querschnittswerte [mm]			Prüfkörperlänge [m]		Biegeschlankheit ¹ [-]	Tragform
		<i>h</i>	<i>d</i>	<i>t</i>	<i>l</i>	<i>l_{eff}</i>	λ_B	
KS-W-01	2 / 373	746	683	240	3,47	3,13	4,19	Balken
KS-W-02	3 / 373	1119	1056	240	3,47	3,13	2,80	wand. Träger
KS-W-03	5 / 373	1865	1802	240	3,47	3,13	1,68	wand. Träger
KS-W-04	7 / 373	2611	2548	240	3,47	3,13	1,20	wand. Träger

¹ ermittelt nach Formel [$\lambda_B = l_{eff}/h$]

Die Lage der Längsbewehrung wurde im Vergleich zu den untersuchten Mauerwerkbalken nicht verändert. Damit liegt die Längsbewehrung (Feldbewehrung) bei kleiner werdendem Verhältnis von $\frac{l_{eff}}{h}$ nicht, wie für wandartige Träger üblich, in einem Bereich nach Gleichung (6.5). Dies kann dazu führen, dass ein Teil der sonst über die Bewehrung aufgenommenen Zugspannungen im Mauerwerk umgelagert werden muss.

$$\min \begin{cases} 0,1 \cdot h \\ 0,1 \cdot l_{eff} \end{cases} \quad (6.5)$$

Dabei sind:

h Die Querschnittshöhe,

l_{eff} Die effektive Länge.

Weiterhin unterscheidet sich die Bewehrungsanordnung der untersuchten Konstruktionsarten von typischen wandartigen Trägern (Bild 6.21) durch den Verzicht auf eine Querbewehrung im Bereich zwischen den Lasteinleitungspunkten.

Bild 6.21 Wandartiger Träger: Verteilung der Hauptbewehrung nach Heft 240 (DAfStb Heft 240 1991, S. 61) bzw. Heft 631 (DAfStb Heft 631 2019, S. 86)

In Bild 6.22 ist exemplarisch das FE-Modell von KS-W-04 für die untersuchten Konstruktionsarten dargestellt.

Bild 6.22 Wandartiger Träger: KS-W-04 – FE-Modell

Die Auswertung der Berechnung zeigt, dass wie bei den experimentellen Untersuchungen bereits ermittelt, die Anwendbarkeit der durch Reineck beschriebenen Grundlagen im Zustand I und II gerechtfertigt ist. Den Beweis hierfür liefert die Darstellung der Hauptzug- und Hauptdruckspannungsverteilung; auch hier ist innerhalb der Spannungsfelder ein Fachwerk- bzw. Sprengwerkmodell nach zuvor beschriebenen Grundsätzen vorstellbar; siehe Bild 6.23.

Bild 6.23 Qualitative Darstellung - KS-W-04 – Zustand I: Hauptzugspannungen (links); Hauptdruckspannungen (rechts);

Bei zunehmender Rissbildung und damit beim Wechsel in den Zustand II setzt ein plastisches Tragverhalten ein. In Bild 6.24 ist die Verteilung der Hauptzug- und Hauptdruckspannungsverteilung im Zustand II angegeben. Gezeigt ist, dass die Tragfähigkeit, wie auch experimentell ermittelt, durch das Versagen der Druckstrebe nach Rissbildung begrenzt wird.

Bild 6.24 Qualitative Darstellung - KS-W-04 – Zustand II: Hauptzugspannungen (links); zweiaxiale Hauptdruckspannungen (rechts)

Auch hier lässt sich anhand der Hauptzug- und Hauptdruckspannungsverteilung im Zustand II (Bild 6.24) näherungsweise ein Sprengwerkmodell ableiten. Ein Vergleich mit dem Sprengwerk von wandartigen Trägern im plastischen Zustand nach der Theorie von Reineck zeigt ebenfalls eine gute Übereinstimmung; siehe Bild 2.7. Er empfiehlt jedoch die für die Bemessung vorzunehmende Modellfindung an der Spannungsverteilung der linear-elastischen Elastizitätstheorie zu orientieren (Reineck 2005, S. 246).

Bild 2.7 Verlauf von Spannungstrajektorien eines wandartigen Trägers unter Annahme linear-elastischen (links) und plastischen (rechts) Tragverhaltens (Wiederholung; vgl. Bild 2.7)

Die Bemessung solcher Konstruktionsarten sollte daher durch den Ansatz eines Fachwerkmodells bzw. Sprengwerkmodells erfolgen, bspw. nach Heft 631 (DAfStb Heft 631 2019, S. 73–87), Abschnitt 4 (Schnittgrößen in wandartigen Trägern). Dabei wird die Bewehrung über die Ermittlung von Hauptzugspannungen, umgerechnet in Zugspannungen, bestimmt.

Die Auswertung der Ergebnisse der FE-Berechnungen zeigen bei einer Darstellung der Schubslankheit in Abhängigkeit zur Gesamtlast einen annähernd linearen Zusammenhang; siehe Bild 6.25. Mit abnehmender Schubslankheit ist eine deutliche Laststeigerung zu erkennen. Im Bereich $\lambda \leq 0,5$ scheint die Tragfähigkeit der Konstruktion einen konstanten Wert anzunehmen. Im Rahmen der Arbeit nicht abschließend zu klären, wird angenommen, dass in diesem Bereich die Grenzdrucktragfähigkeit des Mauerwerks erreicht ist.

Bild 6.25 Wandartige Träger: Schubslankheit in Abhängigkeit zur Gesamtlast

6.3 Zusammenfassung

In diesem Abschnitt wurden numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Mauerwerkbalken durchgeführt. Diese beziehen sich auf Parameter, die aufgrund des erheblichen Prüfaufwandes nicht durch experimentelle Untersuchungen nach Abschnitt 5 erforscht wurden. Die mit dem Programmsystem „SBETA“ durchgeführten Berechnungen basieren auf der Modellierungsstrategie eines vereinfachten Mikromodells, welches anhand der exp. Prüfergebnisse nach Abschnitt 5 verifiziert wurde.

Untersucht wurden: Einflüsse aus

- variierenden Längsbewehrungsgraden,
- großen Schubslankheiten,
- Höhe und Art der Vorspannung auf die Querkrafttragfähigkeit.

Die Auswertung zeigt eine Zunahme der Querkrafttragfähigkeit mit steigendem Längsbewehrungsgrad. Dies wird über einen rechnerischen Ansatz zur Erfassung der Längsdehnungen in dem Berechnungsvorschlag in Abschnitt 7 einbezogen; vgl. Bild 6.8.

Die Untersuchung schubslanker Mauerwerkbalken ergab, dass ab einer Schubslankheit von ca. $\lambda = 4$ die Querkrafttragfähigkeit gegen einen konstanten Wert (ca. 40 kN) tendiert. Der rechnerische Ansatz zur Berücksichtigung auflagnaher Einzellasten erfasst diesen Einfluss zufriedenstellend; vgl. Bild 6.10. Bestätigt wurde das Vorgehen zur Ermittlung des global wirkenden Druckstrebenwinkels, der über die Rissneigung im Bereich des Schubfeldes bestimmt werden kann. Die Darstellung des rechnerischen Ansatzes erfolgt in Abschnitt 7.

Im Zusammenhang mit der Untersuchung vorgespannter Mauerwerkbalken wurde das unterschiedliche Last-Verformungsverhalten von Vorspannung mit Verbund und Vorspannung ohne Verbund dargestellt. Die Auswertungen zeigen einen annähernd gleichen Tragwiderstand, wohingegen die Durchbiegungen der Prüfkörper mit im Verbund liegender Spannbewehrung im gerissenen Zustand deutlich geringer sind.

Ein Vergleich von Mauerwerkbalken mit variierender Vorspannkraft hat mit größer werdender Normalkraft zu einer Zunahme der Querkrafttragfähigkeit geführt. Bei Schubslankheiten $\lambda > 4$ nimmt der positive Einfluss einer Vorspannung auf die Querkrafttragfähigkeit deutlich ab. Dies gilt sowohl für exzentrisch vorgespannte Mauerwerkbalken als auch für solche mit zentrischer Vorspannung. Bei zentrischer Vorspannung im Vergleich zu exzentrischer Vorspannung nimmt der Slankheitseinfluss geringfügig zu, wodurch sich mit kleiner werdender Schubslankheit größere Querkrafttragfähigkeiten ergeben.

In dieser Arbeit wurde das Tragverhalten von Mauerwerkbalken untersucht. Es unterscheidet sich stark vom Tragverhalten wandartiger Träger. Zur Darstellung dieser Abweichung wurde das jeweilige Tragverhalten analysiert. Die Auswertungen stützen die Theorie von Reineck, wonach die Spannungsverteilung an der linear-elastischen Elastizitätstheorie zu orientieren ist. Zur Vermeidung großer Rissweiten gilt dies insbesondere für Mauerwerkscheiben ohne flächenhafte Bewehrung. Für die Definition einer Anwendungsgrenze des in dieser Arbeit für Mauerwerkbalken zu entwickelnden Berechnungsverfahrens wird auf Abschnitt 7.3 bzw. Bild 7.19 verwiesen.

7 Algorithmen zur Querkraftberechnung von Mauerwerkbalken

Dieser Abschnitt enthält die Herleitung und Verifikation des Berechnungsvorschlages zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von sowohl schlaff bewehrten als auch vorgespannten Mauerwerkbalken ohne Querkraftbewehrung. Die experimentellen und numerischen Untersuchungsergebnisse zum Trag- und Verformungsverhalten von Schubfeldern bewehrter Mauerwerkbalken zeigen Parallelen zu solchen von Stahlbetonbalken. Daher erscheint es zweckmäßig, den für Mauerwerkbalken zu entwickelnden Berechnungsvorschlag an die aus dem Stahlbetonbau bekannte Theorie der SMCFT anzugliedern, die auf der Grundlage von Spannungsfeldern basiert.

7.1 Herleitung und Darstellung der SMCFT

7.1.1 Modified Compression Field Theory

Auf Grundlage der in Abschnitt 4.1.3 beschriebenen verallgemeinerten Charakteristika der Spannungsfelder wurde durch Vecchio und Collins (Vecchio, Frank, J. und Collins, Michael, P 1986, S. 219–231) die Modified Compression Field Theory (MCFT) für Stahlbetonbalken entwickelt. Diese wird durch Sigrist auch als Modell der gerissenen Scheibe (Cracked Membrane) bezeichnet (Sigrist und Hackbarth 2010, S. 690). Sie unterscheidet sich von den verallgemeinerten Spannungsfeldern durch die Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen (Rupf 2014, S. 12–13). Daher wird an dieser Stelle auf den Querkraftwiderstand infolge Rissverzahnung bzw. Rissreibung und den Einfluss durch die Größe des Gesteinskorns auch für bewehrte Mauerwerkbalken hingewiesen; siehe Abschnitt 4.2.2. Eine Dübelwirkung der Bewehrung bleibt bei Anwendung dieses Modells hier weiterhin unberücksichtigt (Huber et al. 2014, S. 21). Die in dem Riss übertragenen Schubspannungen sind damit abhängig von der Rissweite, dem Größtkorn der Gesteinskörnung und der Betonfestigkeit (Mutsuyoshi 2013, S. 50). Dies könnte auch für Mauerwerk gelten, da es sich im Vergleich zu hochfestem Beton oder Leichtbeton im Weitesten durch dessen Anisotropie unterscheidet. Bild 7.1 liefert einen Überblick über die für Stahlbetonkonstruktionen unterstellten Gleichgewichtsbedingungen, geometrische Beziehungen sowie verwendete Materialmodelle. Dabei gelten für die Betondruckspannungen in Bezug auf die Gleichgewichtsbedingungen nach Bild 7.1 die Grundlagen nach Gleichung (7.1) bis (7.3).

$$f_z = v \cdot \tan \theta \quad (7.1)$$

$$f_x = v \cdot \cot \theta \quad (7.2)$$

$$v = \frac{f_z + f_x}{\tan \theta + \cot \theta} \quad (7.3)$$

Dabei sind:

- f_x, f_y die richtungsabhängigen Betonspannungen,
- v die Schubspannungen entlang des Elements,
- θ der Neigungswinkel.

Bild 7.1 Gleichgewichtsbedingungen, geometrische Beziehungen sowie verwendete Materialmodelle der MCFT (Bentz, Evan, C. et al. 2006, S. 615; Vecchio, Frank, J. 2000, S. 13)

Auf Grundlage des Materialverhaltens, hier am Beispiel „Beton“ (Bild 7.2), ermittelt sich der Maximalwert der Hauptzugspannung (f_{cr}) nach Gleichung (7.4). Durch eintretende Rissbildung nimmt die Hauptzugspannung (f_1) in Abhängigkeit der Zugdehnung entsprechend Gleichung (7.5) ab. Mit zunehmender Rissgröße können nur noch Schubspannungen (v_{ci}) nach Gleichung (7.7) übertragen werden, wodurch sich eine Reduzierung der Zugspannungen ($f_{1,red}$) nach Gleichung (7.6) ergibt.

Bild 7.2 Mittlere Zugspannung im gerissenen Beton (Michael P. Collins 1996, S. 39)

$$f_{cr} = 0,33 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (7.4)$$

$$f_1 = \frac{f_{cr}}{1 + \sqrt{500 \cdot \epsilon_1}} \quad (7.5)$$

$$f_{1,red} = v_{ci} \cdot \tan \theta \quad (7.6)$$

$$v_{ci} = \frac{0,18 \cdot \sqrt{f'_c}}{0,31 + \frac{24 \cdot (\epsilon_1 \cdot s_0)}{a_g + 16}} = \frac{0,18 \cdot \sqrt{f'_c}}{0,31 + \frac{24 \cdot w}{a_g + 16}} \quad (7.7)$$

Dabei sind:

f_{cr} Die Betonzugspannung,

ϵ_1 die Hauptzugdehnung senkrecht zu den Rissen nach Gleichung (4.1),

f'_c die Zylinderdruckfestigkeit des Betons,

b_v die kleinste Breite innerhalb des Schubfeldes,

d_v die effektive schubübertragende Höhe, entspricht z (innerer Hebelarm),

a_g das Größtkorn der Gesteinskörnung,

w die Rissweite nach Gleichung (7.8),

$$w = \varepsilon_1 \cdot s_\theta \quad (7.8)$$

s_θ die Rissweite unter dem Winkel θ nach Gleichung (7.9),

$$s_\theta = \frac{1}{\frac{\sin \theta}{s_{mx}} + \frac{\cos \theta}{s_{my}}} \quad (7.9)$$

s_{mx} die durchschnittliche Rissweite in x-Richtung,

s_{my} die durchschnittliche Rissweite in y-Richtung.

Die Hauptdruckspannungen des Betons (f_2) sind in Abhängigkeit von den Hauptzug- (ε_1) und Hauptdruckdehnungen (ε_2) des Betons nach Gleichung (7.10) zu ermitteln. Beschränkt werden diese in Gleichung (7.10) durch die Berücksichtigung des Einflusses des gerissenen Betons und der damit reduzierten Druckfestigkeit (f_{2max}) nach Gleichung (7.11). Bild 7.3 zeigt das Werkstoffverhalten von Beton eines auf Druck beanspruchten Zylinders und einer gerissenen bewehrten Druckstrebe. Dabei wird die Druckdehnung (ε'_c) stets konstant nach Gleichung (7.12) mit 2 ‰ angenommen.

Bild 7.3 Spannungs-Dehnungslinie Beton (Michael P. Collins 1996, S. 39)

$$f_2 = f_{2max} \cdot \left(\frac{2 \cdot \varepsilon_2}{\varepsilon'_c} - \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon'_c} \right)^2 \right) \quad (7.10)$$

$$f_{2max} = \frac{f'_c}{0,8 + 170 \cdot \varepsilon_1} \leq f'_c \quad (7.11)$$

$$\varepsilon'_c = 0,002 \quad (7.12)$$

Für die Übertragung dieses Modells auf Balkenkonstruktionen aus Beton sind nach Collins bestimmte Annahmen erforderlich. Dabei wird die Schubspannungsverteilung im Schubfeld als konstant angenommen. Über die maximale Längsdehnung (ε_x) in Höhe der Biegezugbewehrung nach Gleichung (7.13) kann die Hauptdehnung des Querschnittes bestimmt werden (Michael P. Collins 1996, S. 39).

$$\varepsilon_x = \frac{\left(\frac{M}{d_v}\right) + 0,5 \cdot N + 0,5 \cdot V \cdot \cot \theta - A_{ps} \cdot f_{p0}}{E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_{ps}} \geq 0 \quad (7.13)$$

Dabei sind:

A_{ps} Die Querschnittsfläche der Spannstahlbewehrung in Längsachse des Bauteils,

A_s die Querschnittsfläche der Bewehrung in Längsachse des Bauteils,

f_{p0} die Spannstahlspannung,

$E_s; E_p$ die Elastizitätsmodule der Bewehrung und des Spannstahls.

Der Querkraftwiderstand des Betons ohne Ansatz einer Schubbewehrung ergibt sich nach Gleichung (7.14), die zur Anwendung im Berechnungsverfahren in Gleichung (7.15) überführt wurde (Michael P. Collins 1996, S. 37).

$$V_c = f_1 \cdot \cot \theta \cdot b_v \cdot d_v \quad (7.14)$$

$$V_c = \beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_v \cdot d_v \quad (7.15)$$

Dabei sind:

β Der Parameter zur Berücksichtigung mittlerer Zugdehnung im gerissenen Beton nach Gleichung (7.16),

f'_c die Zylinderdruckfestigkeit des Betons,

b_v die kleinste Breite innerhalb des Schubfeldes,

d_v die effektive schubübertragende Höhe, entspricht z (innerer Hebelarm).

Werden Gleichung (7.5) und Gleichung (7.6) unabhängig von den Zugspannungen, bezogen auf die Richtung der Schubspannungen dargestellt, ergeben sich der Parameter β zur Berücksichtigung mittlerer Zugdehnung bzw. als Indikator zur Schubübertragung im gerissenen Beton nach Gleichung (7.16) sowie sein Grenzwert zu Gleichung (7.17). Für Bauteile ohne Schubbewehrung ist der Querkraftwiderstand in erster Linie von der Rissweite abhängig, welche vereinfachend aus dem Produkt der Hauptzugdehnung und dem Rissabstand berechnet werden kann. Für Balkenkonstruktionen aus Beton entspricht der Rissabstand in etwa der statischen Höhe bzw. dem Längsbewehrungsabstand. Unter Anwendung dieser Grundlagen kann der β -Faktor als Funktion aus der Druckstrebenneigung (θ), der Längsdehnung ($\varepsilon_1 / \sin \theta$) und dem Rissabstand (s_x) berechnet werden. Dabei tabelliert Collins β -Werte, die in Abhängigkeit einer vorgegebenen Rissweite sowie einem vorgegebenen Druckstrebenwinkel ermittelt und auf ein Größtkorn von 19 mm bezogen wurden. Unter Verwendung eines abweichenden Größtkorns erfolgt die Umrechnung nach Gleichung (7.18). Durch Gleichung (7.17) und Gleichung (7.19) sowie der Annahme für die Rissweite nach Gleichung (7.20) kann der Grenzwert für β_{Grenz} vereinfacht durch Gleichung (7.21) dargestellt werden (Michael P. Collins 1996, S. 41).

$$\beta = \frac{0,33 \cdot \cot \theta}{(1 + \sqrt{500 \cdot \varepsilon_1})}; \text{ vgl. (7.5)} \quad (7.16)$$

$$\beta_{\text{Grenz}} \leq \frac{0,18}{0,31 + \frac{24 \cdot w}{a_g + 16}}; \text{ vgl. (7.6) und (7.7)} \quad (7.17)$$

$$s_{xe} = s_x \cdot \frac{35}{a_g + 16} \quad (7.18)$$

$$s_x = \frac{s_{xe} \cdot (a_g + 16)}{35} \quad (7.19)$$

$$w \triangleq s_x \cdot \frac{\varepsilon_1}{\sin \theta} \quad (7.20)$$

$$\beta_{\text{Grenz}} \leq \frac{0,18}{0,31 + \frac{24 \cdot \varepsilon_1 \cdot s_{xe} \cdot (a_g + 16)}{(a_g + 16) \cdot \sin \theta \cdot 35}} = \frac{0,18}{0,31 + \frac{0,686 \cdot \varepsilon_1 \cdot s_{xe}}{\sin \theta}} \quad (7.21)$$

Dabei ist:

s_{xe} Der effektive Rissabstand in Abhängigkeit des Größtkorns nach Gleichung (7.18).

Für Leichtbetone sowie hochfeste Betone, bei denen die Risse durch die Gesteinskörnung verlaufen, ist der Faktor zur Berücksichtigung des Größtkorns (a_g) mit Null anzunehmen. Für Mauersteine des üblichen Hochbaus erscheint dieses Vorgehen ebenfalls zweckmäßig. Gleichwohl ist in zukünftigen Untersuchungen zu prüfen, ob dies auch in vollem Umfang für Kalksandsteine zutreffend ist, da bei diesen, je nach Hersteller, eine maximale Korngröße von bis zu 8 mm verwendet wird; siehe Abschnitt 4.2.2.

Der Druckstrebenwinkel zum Zeitpunkt des maximalen Schubwiderstandes nach Gleichung (7.22) ergibt sich für Bauteile aus Beton ohne Schubbewehrung unter der Voraussetzung, dass Gleichung (7.16) und Gleichung (7.21) denselben Wert aufweisen (Adebar und Collins 1996, S. 35).

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{0,568 + \frac{1,258 \cdot s_{xe} \cdot \varepsilon_1}{\sin \theta}}{1 + \sqrt{500 \varepsilon_1}} \right) \quad (7.22)$$

$$\theta = (29 \text{ deg} + 7000 \varepsilon_x) \left(0,88 + \frac{s_{xe}}{2500} \right) \leq 75 \text{ deg} \quad (7.23)$$

Auf Basis der Gleichungen (7.21) und (7.22) sind in Bild 7.4 β - und θ -Werte angegeben, die in Abhängigkeit verschiedener Werte für ε_1 und s_{xe} ermittelt wurden. Darüber hinaus kann die Umrechnung zwischen der Hauptzugdehnung und der Längsdehnung durch Gleichung (7.24) erfolgen. Die Schnittpunkte geben β -Werte an, bei denen Gleichung (7.22) und Gleichung (7.24) beiderseits erfüllt werden (Bentz, Evan, C. et al. 2006, S. 618).

Bild 7.4 Wertermittlung von β - und θ -Werten für Bauteile ohne Schubbewehrung (Bentz, Evan, C. et al. 2006, S. 617)

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x \cdot (1 + \cot^2 \theta) + \frac{\cot^4 \theta}{15000 \cdot (1 + \sqrt{500 \cdot \varepsilon_1})} \quad (7.24)$$

Berechnungen nach der Modified Compression Field Theory (MCFT) sind mit analytischen Mitteln nicht lösbar. Sie werden daher überwiegend in FE-Rechnungen vorgenommen. Um dieses Modell jedoch auch für einfache Bemessungsaufgaben zu verwenden, haben Bentz et al. diese Methode zur „Simplified Modified Compression Field Theory“ (SMCFT) vereinfacht (Huber et al. 2014, S. 22).

7.1.2 Simplified Modified Compression Field Theory

Die Anwendung der SMCFT basiert auf den Merkmalen der verallgemeinerten Spannungsfelder und wird im fib Model Code (MC) 2010 (Volume 3) zur Bemessung von Stahlbetonbalken erläutert. Dabei resultiert diese Methode aus einer durch Bentz et al. getroffenen Vereinfachung der zuvor erläuterten MCFT (Vecchio, Frank, J. und Collins, Michael, P 1986). Bild 7.5 zeigt den Unterschied des Maßstabs- und Längsdehnungseinflusses, ausgedrückt durch Gleichung (7.28), im Vergleich zur MCFT.

Bild 7.5 Vergleich von θ - und β -Werten in Abhängigkeit der MCFT und der SMCFT; vgl. (Bentz, Evan, C. et al. 2006, S. 618)

In den Gleichungen der MCFT sind der Maßstabsfaktor und der Spannungsfaktor nicht völlig unabhängig voneinander. Diese Abhängigkeit wurde in der SMCFT vernachlässigt, wodurch β aus dem Produkt der beiden Faktoren hervorgeht. Der Spannungsfaktor steht für die Berücksichtigung des Momenten-Querkraft-Einflusses auf die Längsdehnung. Der Maßstabsfaktor wurde von Bentz et al. auf den Rissabstand zurückgeführt, der direkt proportional zum inneren Hebelarm ist und als Produkt aus dem Größtkorn und der Schubfeldhöhe hervorgeht. Der Rissabstand wird über den Einfluss der Rissverzahnung bzw. dem davon maßgebenden Parameter, dem Größtkorndurchmesser, berücksichtigt. Wie schon bei der MCFT ist der Größtkorndurchmesser bei der Verwendung von Leichtbetonen und hochfesten Betonen infolge Rissbildung durch die Gesteinskörner zu Null zu setzen. Der Winkel der Druckstrebe wird in der SMCFT vereinfachend nach Gleichung (7.25) bestimmt; siehe auch Bild 7.5.

$$\theta = (29 \text{ deg} + 7000 \cdot \varepsilon_x) \quad (7.25)$$

Der fib MC 2010 unterscheidet für sogenannte „Level of Approximation“ (LOA), die für die Schubbemessung in Abhängigkeit der Rechengenauigkeit in drei Stufen (I...III) eingeteilt werden (Huber et al. 2012, S. 451). An dieser Stelle erfolgt eine Erläuterung des Berechnungsablaufes anhand der LOA II, bei welcher der Einfluss der Längsdehnungen berücksichtigt ist. Neben dem Gleichgewicht, welches an einem Bauteil im Zustand II mit Berücksichtigung eines mehraxialen Werkstoffverhaltens formuliert wird, werden auch die Verträglichkeitsbedingungen des Druckfeldes in Bezug auf die Druckstrebenneigung berücksichtigt. Dabei ist die Neigung des Druckspannungsfeldes abhängig von der Längsdehnung (ε_x) nach Gleichung (7.29) bzw. Gleichung (7.30), die auf einer Kontrollebene in halber Schubfeldhöhe bestimmt wird. Grundsätzlich setzt sich der Querkraftwiderstand bei Stahlbetonbalken aus einem Betontraganteil und einem Anteil der Querkraftbewehrung zusammen. Bei der Berechnung der Querkrafttragfähigkeit wird davon ausgegangen, dass der Schubwiderstand allein von dem Stegquerschnitt gebildet wird. Dabei wird die effektive Steglänge zwischen dem Schwerpunkt der Biegebewehrung und dem Schwerpunkt der Druckzone nach Bild 7.6 angenommen.

Bild 7.6 Effektive Schublänge biegeschlanker Bauteile; vgl. (Beverly 2013, S. 218)

Für Bauteile ohne Querkraftbewehrung ergibt sich der Querkraftwiderstand im Wesentlichen aus der Rissuferverzahnung, also der im Riss übertragbaren Schubspannung, die in Abhängigkeit der Rissöffnungen begrenzt ist (Huber et al. 2014, S. 21). Die in die Gleichung (7.26) eingehende axiale Längsdehnung (ε_x) berücksichtigt dabei den negativen Einfluss aus dem Biegemoment und der Querkraft auf den Schubwiderstand (Tue et al. 2014, S. 669). Dabei muss die Bewehrung eine aus der Querkraft zusätzlich resultierende Zugkraft aufnehmen können, wobei die Zugkraft an keiner Stelle des Balkens größer ist als das Verhältnis von maximalem Moment zu innerem Hebelarm (Bild 7.7). Dies führt zu einer zusätzlichen Dehnung „ ε_x “ in Balkenmitte (Bild 7.8) und damit einer Berücksichtigung in Gleichung (7.26).

Bild 7.7 Zusammengesetzte Zugkraft in der Bewehrungsebene (oben); Schubfeld (unten links); Druckspannung (unten rechts); vgl. (Herbrand und Hegger 2017, S. 705)

Bild 7.8 Berechnungsquerschnitt: Definition der Längsdehnung (ϵ_x); vgl. (Beverly 2013, S. 219)

Für Balken ohne Schubbewehrung ermittelt sich der Querkraftwiderstand aus dem Betontraganteil nach Gleichung (7.26). Zur Berücksichtigung auflagnaher Einzellasten kann die einwirkende Querkraft durch Multiplikation mit dem Faktor β nach Gleichung (7.27) abgemindert werden. Die angegebenen Grenzwerte sind zu beachten.

$$V_{R,c} = k_v \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot z \cdot b_w \quad (7.26)$$

$$\beta = \begin{cases} d < a_v \leq 2 \cdot d \rightarrow \beta = \frac{a_v}{2 \cdot d} \\ a_v < d \rightarrow \beta = 0,5 \end{cases} \quad (7.27)$$

Dabei sind:

k_v Der Parameter: Dehnungszustand und Maßstabseinfluss nach Gleichung (7.28),

a_v der Abstand zwischen Auflagerrand und Rand der Lasteinleitung.

$$k_v = \frac{0,4}{1+1500 \cdot \epsilon_x} \cdot \frac{1300}{1000+k_{dg} \cdot z}. \quad (7.28)$$

Dabei sind:

ε_x Die Längendehnung in halber Querschnittshöhe bei Spannbetonbauteilen und zugehörigem einwirkenden Moment nach Gleichung (7.29) bzw. (7.30),

ohne Vorspannung
$$\varepsilon_x = \frac{1}{2 \cdot E_s \cdot A_s} \cdot \left(\frac{M_{Ed}}{z} + V_{Ed} + N_{Ed} \cdot \left(\frac{1}{2} \pm \frac{de}{z} \right) \right), \quad (7.29)$$

mit Vorspannung
$$\varepsilon_x = \frac{\left(\frac{M_{Ed}}{z} \right) + V_{Ed} + N_{Ed} \cdot \left(\frac{z_p - e_p}{z} \right)}{\left(\frac{z_s}{z} \cdot E_s \cdot A_s + \frac{z_p}{z} \cdot E_p \cdot A_p \right)}, \quad (7.30)$$

f_{ck} die Betondruckfestigkeit; in Funktion $\sqrt{f_{ck}} \leq 8 \frac{N}{mm^2}$ (in N/mm^2),

z die Schubfeldhöhe bzw. innerer Hebelarm nach Gleichung (7.31),

$$z = 0,9 \cdot d \quad (7.31)$$

k_{dg} der Parameter in Abhängigkeit des Größtkorns nach Gleichung (7.32),

$$k_{dg} = \frac{32}{d_g + 16} \geq 0,75 \quad (7.32)$$

d_g der Größtkorndurchmesser der Gesteinskörnung; für Leichtbeton oder hochfesten Beton, bei dem die Risse durch das Gesteinskorn verlaufen, ist $d_g = 0$ zu setzen.

7.2 Modellvorschlag und Berechnungsalgorithmen

Die Ermittlung des Querkraftwiderstandes von Mauerwerkbalken ohne Querkraftbewehrung soll hier in Anlehnung an die Berechnungsgleichung (Gleichung (7.26)) nach fib MC 2010 erfolgen, welche auf den Grundlagen der „SMCFT“ basiert.

$$V_R = \sqrt{f_{ck}} \cdot k_v \cdot z \cdot b_w \quad \text{s. (7.26)}$$

Bei Mauerwerkbalken entstehen durch den Lastabtrag im Bereich zwischen Lasteinleitung und Auflager ebenfalls Druckspannungsfelder. Die unter einem Neigungswinkel (θ) verlaufenden resultierenden Druckstreben bewehrter Mauerwerkbalken weichen sowohl von der vertikalen als auch horizontalen Richtung des Mauerwerks ab. Für Betonkonstruktionen ist dies nahezu bedeutungslos, weil dort von annähernd isotropem Werkstoffverhalten des Betons ausgegangen wird. Anders ist dies im Mauerwerkbau; hier herrschen, je nach Mauerwerksstein und Stein-Mörtelkombination, unterschiedlich intensiv ausgeprägte anisotrope Werkstoffverhältnisse im Mauerwerk vor. Infolge dessen ist die Größe der Mauerwerkdruckfestigkeit von der Beanspruchungsrichtung unter einem Belastungswinkel (α) abhängig und von elementarer Bedeutung.

In Bild 7.9 ist die klassische Definition der Lagerfuge und der Stoßfuge bezogen auf die Richtung der Druckfestigkeit in f_x - und f_y -Richtung für in üblicherweise hergestelltes Mauerwerk angegeben.

Bild 7.9 Definition Lagerfuge (f_x -Richtung) und Stoßfuge (f_y -Richtung) bezogen auf die Anordnung der Steine in Wänden für üblicherweise hergestelltes Mauerwerk

Für die Übertragung der für Beton entwickelten Gleichung (7.26) auf Mauerwerk ist daher eine Anpassung der Festigkeitsgröße f_{ck} erforderlich, die in eben diese Gleichung über einen vereinfachten Wurzel-Ansatz $\sqrt{f_{ck}}$ zur Erfassung der Betonzugfestigkeit eingeht. Für Mauerwerkbalken soll hier die Druckfestigkeit des anisotropen Mauerwerks unter Berücksichtigung eines Belastungswinkels (α) eingesetzt werden. Hierzu dienen die in Bild 7.10 und Bild 7.11 dargestellten Angaben. Dort werden Richtungsangaben für die Druckfestigkeit (f_x) senkrecht zu den Lagerfugen und (f_y) parallel zu den Lagerfugen für in üblicher Weise hergestelltes Mauerwerks gemacht. Der Unterschied in der Betrachtungsweise des Mauerwerkes von Flachstürzen und scheinrechten gemauerten Fertigteilstürzen besteht darin, dass bei Letzteren die als Bezugsebene dienende Lagerfuge um 90° gedreht ist. Je nach Einbausituation des Mauerwerks bzw. der Mauersteine entspricht der Neigungswinkel (α) also der Rissneigung (θ) oder dem Ergänzungswinkel von (θ) zu 90° (Bild 7.10). Aufgrund der o.g. Drehung der Mauersteine ist bei scheinrechten Mauerwerkbalken die Druckfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge (f_x) mit der Druckfestigkeit in horizontaler Richtung gleichzusetzen; diese bestimmt somit die Tragfähigkeit der Biegedruckzone; siehe Bild 7.10.

Bild 7.10 Einbau- und Belastungssituation von Mauerwerk für die Richtung der Mauerwerkdruckfestigkeiten (f_x) und (f_y)

In diesem Sinne haben Ganz und Mojsilović Untersuchungen zum Tragverhalten von druckbeanspruchtem Mauerwerk unter einem Neigungswinkel (α) durchgeführt; siehe Abschnitt 3.3.2.2. Darin wird die Tragfähigkeit von Mauerwerk in Abhängigkeit verschiedener Bruchbedingungen beschrieben. Folgende durch sie entwickelte Bruchbedingungen (B – F; Bild 7.11) für einen Neigungswinkel $0^\circ < \alpha < 90^\circ$ sind auf ein Schubzugversagen des Mauerwerks bzw. ein Reibungsversagen der Mauerwerkfugen zurückzuführen:

1. Druckfestigkeit parallel zur Lagerfuge (B – C),
2. Gleiten entlang der Stoßfuge (C – D),
3. Gleiten entlang der Lagerfuge (D – E),
4. Trennbruch in der Lagerfuge (E – F).

Über diese Bruchmechanismen sind in dem Materialmodell für druckbeanspruchtes Mauerwerk Reibungs- bzw. Schubzugversagen des Mauerwerks berücksichtigt. Dieser Ansatz ermöglicht eine Bestimmung der Mauerwerkdruckfestigkeit (f_α) für einen Neigungswinkel zwischen $0^\circ < \alpha < 90^\circ$. Bild 7.11 zeigt eine Abhängigkeit des Bruchkriteriums vom Neigungswinkel und der vorhandenen Konstruktionsart scheinrechter Mauerwerkbalken und Flachstürze. Bezogen auf die Definition der Beanspruchungsrichtung f_x bzw. f_y nach Bild 7.9 werden gedrungene Flachstürze sowie schlanke, scheinrechte Mauerwerkbalken überwiegend in den Stoßfugen beansprucht. Umgekehrt erfahren sowohl schlanke Flachstürze als auch gedrungene scheinrechte Mauerwerkbalken im Wesentlichen eine Beanspruchung in den Lagerfugen.

Bild 7.11 Werkstoffmodell druckbeanspruchten Mauerwerks: Abhängigkeit des Bruchkriteriums vom Neigungswinkel und der Konstruktionsart; hier schiefe Balken (links); Flachsturz (rechts)

Durch diesen Zusammenhang kann der Wurzel-Ansatz ursprünglich zur Berücksichtigung der Zugfestigkeit des Betons für die Übertragung auf Mauerwerk durch die richtungsabhängige Mauerwerkfestigkeit (f_α) ersetzt werden, wodurch sich Gleichung (7.33) ergibt. Der im Schubfeld wirkende globale Druckstrebenwinkel (θ) kann dabei über das Verhältnis nach Gleichung (5.2) bestimmt werden; was in Abschnitt 5.3.5 bereits empirisch verifiziert wurde. Beim schiefe Fertigteilebalken entspricht dieser, wie oben beschrieben, dem Neigungswinkel (α); siehe auch Bild 7.10.

$$V_R = f_\alpha \cdot k_v \cdot z \cdot b_w \quad (7.33)$$

Dabei ist:

f_α Die richtungs- und vom Belastungswinkel (α) abhängige Mauerwerkdruckfestigkeit.

$$\text{- Scheitrecter Balken: } \alpha = \theta_{\text{rechn.}} = \arctan\left(\frac{1}{\lambda}\right) = \arctan\left(\frac{\max V_{Ed} \cdot d}{\max M_{Ed}}\right) = \arctan\left(\frac{d}{a}\right) \quad \text{s. (5.2)}$$

$$\text{- Flachsturz: } \alpha = \arctan\left(\frac{a}{d}\right) \quad (7.34)$$

Nach fib MC 2010 berücksichtigt der Parameter k_v (Gleichung (7.28)) den Dehnungszustand sowie den Maßstabseinfluss; siehe Abschnitt 7.1.2.

$$k_v = \frac{0,4}{1+1500 \cdot \varepsilon_x} \cdot \frac{1300}{1000+k_{dg} \cdot z} \quad \text{s. (7.28)}$$

Die Abminderung der Betonzugfestigkeit $\sqrt{f_{ck}}$ nach der SMCFT über den Dehnungszustand ist auf die abfallende Zugfestigkeit durch einsetzende Rissbildung bis hin zum Gleitversagen im Riss zurückzuführen; siehe Abschnitt 7.1.1 (Bild 7.2). Im Mauerwerkbau stellen die Fugen potenzielle Risse dar, wodurch davon ausgegangen wird, dass ein vergleichbarer Effekt auftritt. Hier ist die Abminderung der Mauerwerkfestigkeit f_α auf die abfallende Zugfestigkeit, ebenfalls infolge Reibungsversagen der

Mauerwerkfugen, zurückzuführen. Bild 7.12 zeigt eine typische Spannungs-Verschiebungslinie zugbeanspruchten Mauerwerks parallel zur Lagerfuge infolge Fugenversagen, bei der dieser Effekt dokumentiert wurde. Für den hier vorzustellenden Berechnungsvorschlag wird daher der gleiche Ansatz, wie im ersten Faktor der Gleichung (7.28) enthalten, verwendet. Da diese Annahme nicht uneingeschränkt auf jedes Mauerwerk übertragbar ist, sind zukünftig in diesem Bereich weitere Untersuchungen notwendig.

Bild 7.12 Mauerwerkzugfestigkeit parallel zur Lagerfuge für den Versagensfall Fugenversagen und Steinversagen (Schlegel 2004, S. 26; Backes 1985, B 54 - B 56)

In der dem fib MC 2010 zugrunde liegenden Theorie ist der Maßstabsfaktor (s.a. Abschnitt 4.2.5) sowohl abhängig von der statischen Höhe des Bauteils als auch vom Größtkorndurchmesser des Materials; siehe Abschn. 7.1.1 und Abschn. 7.1.2. Für Leichtbetone und hochfeste Betone ist der Größtkorndurchmesser (d_g) zu Null zu setzen, da die Rissbildung durch die Aggregate verläuft. Dies gilt auch für Mauersteine mit einem Größtkorndurchmesser $D_{\max} \leq 16 \text{ mm}$. Dies trifft für die hier verwendeten und die überwiegende Anzahl bekannter Mauersteine zu. Für k_{dg} nach Gleichung (7.32) ergibt sich hierfür ein konstanter Faktor zu $k_{dg} = 2$, wodurch der Maßstabsfaktor nur noch von dem Hebelarm der inneren Kräfte (z) abhängt. Ein Vergleich der Ansätze zur Ermittlung des Maßstabeffektes nach Eurocode 2 und fib MC 2010 zeigt einen nahezu identischen Verlauf der nichtlinearen Gleichungsanteile; siehe Bild 7.13.

Bild 7.13 Vergleich zur Berücksichtigung des Maßstabseinflusses zwischen fib MC 2010 und Eurocode 2

Die experimentellen Untersuchungen haben gezeigt, dass für reine Mauerwerkbalken im Gegensatz zum Stahlbetonbau der Hebelarm der inneren Kräfte vereinfacht nach Gleichung (7.35) angenähert werden kann. Im Fall einer aufliegenden, rechnerisch zu berücksichtigenden Stahlbetondecke, ist der Hebelarm nach Gleichung (7.36) anzunehmen; siehe hierzu Abschnitt 5.3.4.

$$z_{MW} = 0,85 \cdot d \quad (7.35)$$

$$z_{MW+C} = 0,9 \cdot d \quad (7.36)$$

Dabei ist:

d Die statische Höhe.

Ist zusätzlich zu dem Mauerwerkbalken eine aufliegende Betondecke in der Berechnung zu berücksichtigen, wird der die Tragfähigkeit erhöhende Einfluss mittels geometrischer Interaktion zwischen Beton und Mauerwerk nach Gleichung (7.37) beschrieben.

$$V_R = k_v \cdot \left(f_\alpha \cdot \frac{d-h_c}{d} + \sqrt[3]{f_{cm} \cdot \frac{h_c}{d}} \right) \cdot z \cdot b_w \quad (7.37)$$

Dabei sind:

h_c Die Höhe der Ergänzungsschicht aus Beton,

f_{cm} die mittlere Druckfestigkeit der Ergänzungsschicht aus Beton.

Die Festigkeiten der Baustoffe – Beton und Mauerwerk – wird gemäß ihrem Anteil an der statischen Höhe angesetzt. Abweichend von der Gleichung (7.33) geht in (7.37) die Betonzugfestigkeit als dritte Wurzel der Druckfestigkeit in die Berechnung ein; siehe hierzu Abschnitt 4.3.3.

Durch diese mechanisch begründeten Anpassungen ist die theoretische Anwendbarkeit der dem fib MC 2010 zugrunde liegenden Theorie „SMCFT“ auf Mauerwerk gegeben.

7.3 Vergleichsrechnungen auf Basis experimenteller und numerischer Untersuchungen

Im Folgenden wird die Anwendbarkeit des Berechnungsvorschlages von Abschnitt 7.2 für Mauerwerkbalken anhand empirischer und numerischer Untersuchungsergebnisse nach Abschnitt 6 und Abschnitt 7 verifiziert. Hierzu erfolgten Vergleichsrechnungen zwischen theoretisch und experimentell ermittelten Schubtragfähigkeiten der in den Abschnitten 5.2, 5.4 und 5.5 beschriebenen scheitrecten, sowohl schlaff bewehrten als auch vorgespannten Balkenkonstruktionen aus Kalksandstein- und Ziegelmauerwerk. Für Flachstürze lagen bereits empirische, gut dokumentierte Untersuchungsergebnisse vor (Klute 2004), sodass für diese Konstruktionsart, neben den in Abschnitt 5.2 durchgeführten Untersuchungen, keine weiteren Prüfungen notwendig waren. Die Vergleichsrechnungen basieren auf entsprechenden Untersuchungsergebnissen.

Ein signifikanter Parameter für die Berechnung der Schubtragfähigkeit ist die Drucktragfähigkeit von Mauerwerk unter einem Winkel $\alpha > 0^\circ$. Bild 7.14 zeigt das Materialmodell für Mauerwerk unter einachsiger Druckbeanspruchung in Anlehnung an die durch Ganz und Mojsilović vorgeschlagene praktische Näherung der zur Festlegung des Materialmodells notwendigen Materialparameter. Dabei sind:

1. Mauerwerkdruckfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge f_{mx} ,
2. Mauerwerkdruckfestigkeit parallel zur Lagerfuge $f_{my} = 0,6 \cdot f_{mx}$,
3. Kohäsion (Haftscherfestigkeit) der Lagerfuge $c = 0,04 \cdot f_{my}$,
4. Kohäsion (Haftscherfestigkeit) des Steinmaterials $c_b = 0,25 \cdot f_{my}$,
5. innerer Reibungswinkel der Lagerfuge φ bzw. des Steinmaterials φ_b ($\varphi = \varphi_b = \tan^{-1}(0,75)$).

Diese können für eine Vorberechnung verwendet werden, solange keine weiteren Materialparameter bekannt sind. Für die in diesem Abschnitt durchgeführten Vergleichsrechnungen werden, entsprechend des vorliegenden Mauerwerks, sowohl für die Mauerwerkdruckfestigkeit parallel zur Lagerfuge als auch für die Haftscherfestigkeit des Mörtels, materialspezifische Parameter verwendet. Dabei wurde die Mauerwerkdruckfestigkeit parallel zur Lagerfuge in Anlehnung an einen Vorschlag von Brameshuber (Brameshuber 2016) bestimmt; siehe Gleichung (7.38).

$$f_{my} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,6 \cdot f_{m,joint} \\ \alpha_b \cdot f_b \end{array} \right. \quad (7.38)$$

Dabei sind:

$f_{m,joint}$ Die Mörtel-Fugendruckfestigkeit, empirischer Ansatz nach Brameshuber,

α_b der empirische Verhältniswert (min $\alpha = 0,1$) nach Brameshuber,

f_b die Steindruckfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge.

Unter Zuhilfenahme dieses Ansatzes kann ein Verhältnisfaktor η_{fmx} nach Gleichung (7.39) bestimmt werden, durch welchen mit Gleichung (7.40) die normierte Druckfestigkeit des einachsig beanspruchten Mauerwerks unter einem Neigungswinkel (α) bestimmt werden kann.

$$\eta_{fmy} = \frac{f_{mx}}{f_{my}} \quad (7.39)$$

Die Größen der anzusetzenden Haftscherfestigkeiten (β_{HS}) wurden, entsprechend des spezifischen Mauerwerks, nach Abschnitt 3.2.2 gewählt. Dabei wurde der Wert der minimalen Haftscherfestigkeit angesetzt. Für die untersuchten Balken aus Kalksandsteinmauerwerk nach Abschnitt 5 wurde der Wert der Haftscherfestigkeit infolge teilweise fehlender Stoßfugenvermörtelung um 20% verringert. Die effektive

Stoßfugenvermörtelung wurde stichprobenartig ausplanimetriert, woraus sich eine effektive Fläche von ca. 80% ergab.

Die in Bild 7.14 dargestellten Grenzlinien der Mauerwerkdruckfestigkeit unter einem Winkel werden unter Anwendung der in Tabelle 7.1 enthaltenen Gleichungen bestimmt.

Tabelle 7.1 Gleichungen zur Bestimmung des Druckfestigkeitsverlaufes von einachsig beanspruchtem Mauerwerk unter einem Neigungswinkel (α)

	Scheitrechte Balken / Flachstürze	
1. A – B:	$f_{\alpha} = f_{my} = \eta_{fmy} \cdot f_{mx}$	(7.40)
2. B – C:	$f_{\alpha} = \frac{c_b}{2 \cdot \sin^2 \alpha \cdot (\tan \varphi_b - \cot \alpha)}$	(7.41)
3. C – D:	$f_{\alpha} = \frac{c}{\cos^2 \alpha \cdot (\tan \varphi - \tan \alpha)}$	(7.42)
4. D – E:	$f_{\alpha} = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}$	(7.43)

Tatsächlich liegt für die Konstruktionsart des scheitrechten Mauerwerkbalkens keine unmittelbare Beanspruchung durch das zweite Bruchkriterium (Tabelle 7.1; 2.) vor. Gleichwohl kann von einer Übertragbarkeit ausgegangen werden, da sich im Verbundbereich der Längsbewehrung, zwischen Mörtel und Mauerwerk, eine Gleitlinie ausbilden könnte.

Darüber hinaus sind in Bild 7.14 die Versuchsbezeichnungen rechnerisch überprüft, scheitrechter Mauerwerkbalken, entsprechend ihres mit Gleichung (5.2) bestimmten Druckstreben- bzw. Neigungswinkels ($0^\circ < \alpha < 90^\circ$), entlang des Festigkeitsverlaufes abgetragen (Gleichungen A – E). Bei vorgespannten Mauerwerkbalken wurde der Neigungswinkel durch Multiplikation mit dem Faktor 0,95 infolge der einwirkenden Drucknormalkraft verringert. Dies hat, unter Annahme variierender Schubslankheiten, zu insgesamt höheren Übereinstimmungen zwischen Experiment und hier dargestellter Nachrechnung geführt.

Bild 7.14 Materialmodell für Mauerwerk mit einachsigen Druckfestigkeitsverlauf unter einem Neigungswinkel $0^\circ < \alpha < 90^\circ$

In Bild 7.15 und Bild 7.18 sind als Einzelpunkte die Wertepaare experimentell erhaltener Querkrafttragfähigkeiten ($V_{exp.}$) und rechnerisch erhaltener Querkraftwiderstände ($V_{rechn.}$) angegeben. $V_{exp.}$ entspricht der im Experiment einwirkenden Querkraft unter Berücksichtigung möglicher Abminderungen infolge auflagnaher Einzellasten; siehe Gleichung (7.27). Bei Übereinstimmung beider Werte würden sämtliche Punkte auf einer unter 45° verlaufenden Ideallinie liegen. Die gestrichelten Grenzl意思en zeigen Abweichungen der Werte von $\pm 15\%$ an.

In Bild 7.15 sind Wertepaare von scheitrechten, schlaff bewehrten Mauerwerkbalken aus Kalksandstein- und Ziegelmauerwerk (KS, Z), sowie mit Ergänzungsschicht aus Beton (KS+C) und scheitrechten vorgespannten Mauerwerkbalken (KS-V) dargestellt. Es wird deutlich, dass vor dem Hintergrund der getroffenen Annahmen nahezu alle Wertepaare der geprüften Mauerwerkbalken um nicht mehr als $\pm 15\%$ von der Ideallinie abweichen. Die überwiegenden Einzelpunkte liegen unterhalb der 45° -Linie. Die berechneten Querkraftwiderstände sind also geringfügig kleiner als die im Experiment ermittelte Querkrafttragfähigkeit und liegen somit auf der sicheren Seite.

Bild 7.16 Scheitrechte MW-Balken mit und ohne Drucknormalkraft: Druckstrebenwinkel in Abhängigkeit vom Ausnutzungsgrad mit und ohne Abminderung infolge Druckstrebenneigung

Die zuvor beschriebenen numerischen Untersuchungen an exzentrisch vorgespannten Mauerwerkbalken nach Abschnitt 6.2.2 wurden in Ergänzung zu den experimentellen Untersuchungen nach Abschnitt 5.5 für die Vergleichsrechnung zwischen rechnerischen und in den FE-Untersuchungen ermittelten Querkräften verwendet. Ergänzend zur bisherigen Darstellung ist Bild 7.17 eine Vergleichsdarstellung der Wertepaare ermittelter Querkräfte zu entnehmen. Die Vergleichsdarstellung unter Einbeziehung sämtlicher, mittels FE-Rechnung bestimmter Querkrafttragfähigkeiten exzentrisch vorgespannter Mauerwerkbalken zeigt eine gute Übereinstimmung mit einer Abweichung von $\pm 15\%$. Die Anwendbarkeit des Berechnungsvorschlages für vorgespannte Mauerwerkbalken, unter Rücksichtnahme auf das hier durchgeführte Untersuchungsspektrum, erscheint damit gegeben. Die Darstellung wurde durch die in FE-Rechnungen untersuchten schlaff bewehrten Mauerwerkbalken erweitert. Die Abweichung liegt ebenfalls überwiegend im Bereich von $\pm 15\%$. Die Wertepaare befinden sich nahezu vollständig unterhalb der 45° -Linie und liegen damit auf der sicheren Seite.

Bild 7.17 Vergleich von in FE-Rechnungen kalkulierten Querkrafttragfähigkeiten mit rechn. ermittelten Querkraftwiderständen im Bruchzustand von scheitrecten KS-Balken

Für die erweiterte Übertragbarkeit des Berechnungsvorschlages auch auf Flachstürze wird auf bereits vorhandene experimentelle Untersuchungen Bezug genommen, welche in Anlehnung an (DIN EN 846-9:2016-08) durchgeführt wurden. Die Prüfungen wurden in Versuchsberichten dokumentiert und deren Ergebnisse in (Klute 2004) zusammengefasst. Wie zuvor für scheitrecte Mauerwerkbalken beschrieben, wurde für Flachstürze auf äquivalente Weise eine Vergleichsrechnung durchgeführt. Diese ist in Bild 7.18 dargestellt. Die roten Punkte stellen die Mittelwerte dar. Ausgehend von der Ideallinie, liegen die Werte überwiegend in einem Bereich von $\pm 15\%$.

Bild 7.18 Vergleich exp. Querkrafttragfähigkeiten mit rechn. ermittelten Querkraftwiderständen im Bruchzustand von Flachstürzen aus Kalksandsteinmauerwerk

Die Vergleichsrechnungen ergänzend wurde geprüft, ob die Definition eines wandartigen Trägers nach Abschnitt 2.3 zutreffend ist und wie sich der Ausnutzungsgrad ($V_{\text{FE-Rechnung}}/V_{\text{Berechnungsvorschlag}}$) in

Abhängigkeit der Trägerhöhe verändert. Hierzu wurden in Abschnitt 6.2.3 FE-Berechnungen an wandartigen Trägern unterschiedlicher Höhe mit gleichbleibender Länge durchgeführt. Angaben zu untersuchten Geometrien sind Tabelle 6.11 zu entnehmen. Maßgebendes Versagenskriterium ist das Einsetzen eines vertikalen, teils diagonalen Risses, verlaufend zwischen Auflager und Lasteinleitung. Die Ergebnisse sind in Bild 7.19 dargestellt. Zu erkennen ist, dass bis zu einer Schubslankheit von $\lambda > 0,5$ gute Übereinstimmung zwischen den FE-Berechnungen und den Ergebnissen des hier entwickelten Berechnungsverfahrens vorliegen. Im Bereich von Schubslankheiten $\lambda < 0,5$ gilt nachweislich das typische Tragmodell für wandartige Träger; siehe Abschnitt 6.2.3. Eine Berechnung wie für Mauerwerkbalken würde die Tragfähigkeit wandartiger Träger unterschätzen. Damit wird der Anwendungsbereich des in dieser Arbeit entwickelten Berechnungsvorschlages auf eine Schubslankheit von $\lambda \geq 0,5$ begrenzt. Die für Stahlbetonbalken getroffene Änderung in der Definition eines Balkens über das Verhältnis von $l_{\text{eff}}/h \geq 2$ auf $l_{\text{eff}}/h \geq 3$ konnte für Mauerwerk nicht bestätigt werden. Für Mauerwerkbalken gilt daher weiterhin die Grenze von $l_{\text{eff}}/h \geq 2$; vgl. Bild A 5.1.

Bild 7.19 Wandartige Träger und Balken: Vergleich zwischen den Ergebnissen der FE-Berechnungen mit den Ergebnissen des Berechnungsvorschlages (Marx) in Abhängigkeit der Schubslankheit

7.4 Vergleich mit bestehenden Regelwerken

Die in Abschnitt 7.3 durchgeführte Verifikation des Modellvorschlages ergab eine gute Anwendbarkeit der hergeleiteten Algorithmen zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von bewehrten Mauerwerkbalken. Der Vergleich dieses Berechnungsansatzes mit Bemessungsansätzen von bauaufsichtlichen Regelwerken nach Abschnitt 2.5 ist Gegenstand dieses Abschnittes. Die Vergleichsrechnungen werden entsprechend der Gliederung nach Tabelle 7.2 getrennt für Fertigteilstürze und Flachstürze vorgenommen.

Tabelle 7.2 Gliederung der Vergleichsrechnung zwischen dem in Abschnitt 7.2 entwickelten Berechnungsvorschlag (Marx) und bauaufsichtlichen Regelwerken

bewehrter Fertigteilsturz	Flachsturz
<ul style="list-style-type: none"> Berechnungsvorschlag - Marx (siehe Abschn. 7.2) abZ - Fertigteilsturz (siehe Abschn. 2.5.8 dieser Arbeit) EC6 (siehe Abschn. 2.5.1 dieser Arbeit) <ul style="list-style-type: none"> Abschn. 6.7.3 Anhang J (1) Anhang J (2) 	<ul style="list-style-type: none"> Berechnungsvorschlag - Marx (siehe Abschn. 7.2) Flachsturzrichtlinie (siehe Abschn. 2.5.7 dieser Arbeit) EC6 (siehe Abschn. 2.5.1 dieser Arbeit) <ul style="list-style-type: none"> Abschn. 6.7.3 Anhang J (1) Anhang J (2)

Zur Ermittlung der Querkraftwiderstände wurden die Mittelwerte entsprechender Materialparameter berücksichtigt. Dabei erfolgten notwendige Umrechnungen von Bemessungswerten auf charakteristische Werte durch Anwendung des Teilsicherheitsbeiwertes $\gamma_M = 1,5$. Die Umrechnung von charakteristischen Werten auf Mittelwerte erfolgte durch Anwendung des Faktors 0,7 für zugbeanspruchtes Mauerwerk, was eine vertretbare Näherung darstellt.

Bild 7.20 zeigt den Vergleich zwischen dem in dieser Arbeit entwickelten Berechnungsansatz (Marx) und den Regelungen nach abZ für Fertigteilstürze. Einbezogen wurden Untersuchungsergebnisse von bewehrten Mauerwerkbalken aus Abschnitt 5.3 und 5.4. Die mit dem Berechnungsverfahren dieser Arbeit berechnete Trendlinie weicht um nicht mehr als 15% von der Ideallinie ab und liegt auf der sicheren Seite. Die Berechnungsergebnisse der Querkrafttragfähigkeiten von Fertigteilstürzen nach abZ weichen hingegen deutlich von der Ideallinie ab. Sie liegen insgesamt auf der unsicheren Seite. Damit wird die Querkrafttragfähigkeit von Fertigteilstürzen durch die Regelungen der abZ oft überschätzt.

Bild 7.20 Fertigteilsturz: Vergleich zwischen dem Berechnungsvorschlag (Marx) und den Berechnungsergebnissen nach abZ für Fertigteilstürze

In Bild A 5.2 ist ein Vergleich zwischen dem in dieser Arbeit entwickelten Berechnungsvorschlag (Marx) und dem Berechnungsverfahren der DIN EN 1996-1-1 (EC6) in Kombination mit DIN EN 1996-1-1/NA zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit dargestellt. Die auf der sicheren Seite liegende Berechnung nach EC6, Abschn. 6.7.3, mit der Annahme eines Schubfestigkeitswertes für unbewehrtes Mauerwerk ergibt deutlich zu geringe Querkraftwiderstände. Der im Anhang J (1) enthaltene Berechnungsvorschlag liegt geringfügig auf der unsicheren Seite. Durch die Abminderung des Schubfestigkeitswertes nach Anhang J (2) ergeben sich jedoch deutlich auf der unsicheren Seite liegende Ergebniswerte.

In Bezug auf den Maßstab werden in Bild 7.21 ausschließlich Regelungen zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von bewehrten Mauerwerkbalken miteinander verglichen. In Bild A 5.2 ist zusätzlich der Vergleich mit den Regelungen nach EC6, Abschn. 6.7.3, für unbewehrtes Mauerwerk dargestellt.

Bild 7.21 Fertigteilsturz: Vergleich zwischen dem Berechnungsvorschlag (Marx) und den Berechnungsergebnissen nach DIN EN 1996-1-1 (EC6) für bewehrtes Mauerwerk

Insgesamt liegt der in dieser Arbeit entwickelte Berechnungsvorschlag zur Bestimmung des Querkraftwiderstandes nach Abschnitt 7.2 auf der sicheren Seite. Zusätzlich wird auch die Tragfähigkeit ausreichend genau genug eingeschätzt.

Für Flachstürze ist ein Vergleich von Berechnungsverfahren in Bild 7.22 dargestellt. Für die Auswertungen wurden Ausnutzungsgrade bestimmt. Diese basieren auf der Gegenüberstellung von Querkrafttragfähigkeiten experimenteller Untersuchungen mit Querkraftwiderständen, ermittelt auf Grundlage der jeweiligen Regelwerke ($V_{\text{exp.}}/V_{\text{rechn.}}$). Es werden ausschließlich Regelwerke zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von bewehrten Mauerwerkbalken miteinander verglichen. Die Ausnutzungsgrade wurden anhand der Prüfergebnisse von Klute (Klute 2004) in Abhängigkeit der entsprechenden Berechnungsverfahren nach Marx (Abschnitt 7.2) und nach der Flachsturzrichtlinie (Abschn. 2.5.7) sowie nach DIN EN 1996-1-1 (EC6) bestimmt.

Anhand des dargestellten Ausnutzungsgrades ist eine auf der sicheren Seite liegende, ausreichend gute Übereinstimmung zwischen dem in dieser Arbeit entwickeltem Berechnungsverfahren und den Prüfergebnissen nach Klute erkennbar. Ähnlich gute Ergebnisse liefert der Ansatz der Flachsturzrichtlinie, wobei der Tragwiderstand geringfügig unterschätzt wird. Wird die Ausnutzung nach EC6, Abschn. 6.7.3, in Kombination mit DIN EN 1996-1-1/NA zur Ermittlung des Schubfestigkeitswertes berechnet (Abschn. 2.5.1 dieser Arbeit), ergeben sich deutlich auf der sicheren Seite liegende Ausnutzungsgrade; siehe Bild A 5.3.

Dagegen ergibt sich durch den Berechnungsansatz nach EC6, Anhang J (1), eine gute und auf der sicheren Seite liegende Genauigkeit. Die Abminderung durch Anwendung der Regelung nach EC6, Anhang J (2), liegt dagegen partiell auf der unsicheren Seite. Insbesondere betrifft dies Bereiche größerer Schubslankheit, im Gegensatz zur Regelung nach EC6, Abschn. 6.7.3; hier kann der Schubwiderstand bis zu einer Schubslankheit von $\lambda < 6$ erhöht werden; vgl. Bild 2.26.

Bild 7.22 Flachsturz: Vergleich zwischen dem Berechnungsvorschlag (Marx) und den Berechnungsergebnissen nach DIN EN 1996-1-1 (EC6) für bewehrtes Mauerwerk in Abhängigkeit der Schubslankheit

Eine Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse ist Bild 7.23 zu entnehmen. Dargestellt ist der Ausnutzungsgrad in Abhängigkeit der Berechnungsverfahren und der Konstruktionsarten. Die größte Übereinstimmung zwischen den Prüfergebnissen und den errechneten Schubwiderständen zeigt der in dieser Arbeit entwickelte Berechnungsvorschlag.

Bild 7.23 Zusammenfassende Vergleichsdarstellungen zwischen dem Berechnungsvorschlag (Marx) und den Berechnungsergebnissen nach bauaufsichtlichen Regelwerken

7.5 Zusammenfassung mit Bewertung der Ergebnisse

In diesem Abschnitt wurde ein Berechnungsvorschlag für querkraftbeanspruchte Mauerwerkbalken ohne Querkraftbewehrung vorgestellt. Dabei wurde auf das aus dem Stahlbetonbau bekannte Modell der SMCFT Bezug genommen, welches im fib MC 2010 Anwendung findet. Die Berechnung erfolgte bislang weitestgehend über die Definition von Belastungsgrenzen (stress limits). Im Gegensatz dazu ermöglicht das hier vorgestellte Verfahren die Bestimmung des jeweiligen Schubtragwiderstandes durch die wirklichkeitsnahe Berücksichtigung des Deformationszustandes infolge der einwirkenden Lasten. Berücksichtigt wird dies über eine dreiecksförmige Darstellung der Längsdehnungen, in der Einflüsse aus vertikalen Auflasten, Normalkräften sowie aus Vorspannung erfasst werden; siehe Abschnitt 7.1.2. Dieses Verfahren wurde für die Berechnung von Einfeldträgern aus Stahlbeton unterschiedlicher Querschnittshöhen unter Einzellasten sowie unter Gleichstreckenlast bereits erfolgreich verifiziert und liefert gute Ergebnisse. International kommt dieses Verfahren in zahlreichen Normentexten zur Anwendung (Tue et al. 2014, S. 666). Gleichwohl ist es ein Modell aus dem Stahlbetonbau und erfasst daher die Anisotropie von Mauerwerk nicht. Aus diesem Grund wurde es durch das Werkstoffgesetz von Ganz und Mojsilović für Mauerwerk ergänzt, welches die Berücksichtigung der anisotropen Eigenschaften von auf Druck beanspruchtem Mauerwerk ermöglicht; s. Abschnitt 3.3.2.2. Eine Zusammenfassung des hier vorgestellten Berechnungsverfahrens bzw. der Algorithmen enthält Tabelle A 5.1.

Die Verifizierung des Berechnungsvorschlages erfolgte über Vergleichsrechnungen, deren Grundlage die experimentellen und rechnerischen Ergebnisse untersuchter Balkenkonstruktionen nach Abschnitt 5 und Abschnitt 6 sind. Die Ergebnisse zeigen eine zufriedenstellende Übereinstimmung zwischen Versuch und Nachrechnung.

Darüber hinaus wurden Vergleichsrechnungen mit dem hier entwickelten Berechnungsvorschlag und den Bemessungsansätzen bauaufsichtlicher Regelwerke (Abschnitt 2.5) durchgeführt. Die Auswertung ergab, dass mit dem hier entwickelten Berechnungsansatz im Vergleich zu bestehenden Regelwerken die beste Übereinstimmung zwischen Versuchsergebnis und Nachrechnung erzielt wurde.

8 Zusammenfassung

Für die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit bewehrter Mauerwerkbalken ohne Querkraftbewehrung werden in bauaufsichtlichen Regelwerken überwiegend einaxiale Festigkeitswerte unbewehrten Mauerwerks verwendet. Die Berücksichtigung mehraxialen Materialverhaltens sowie der vorhandenen Längsbewehrung erfolgt häufig nicht; Anisotropie der Mauersteine und des Mauerwerks werden vernachlässigt. Es erschien daher notwendig, einen Berechnungsvorschlag zu entwickeln, der die Querkrafttragfähigkeit von bewehrten Mauerwerkbalken ohne Querkraftbewehrung innerhalb der Schubspannungsfelder wirklichkeitsnah erfasst. Diese Anforderungen werden durch den in dieser Arbeit entwickelten Berechnungsvorschlag erfüllt.

Recherchen zu und Untersuchungen an bewehrten Mauerwerkbalken haben gezeigt, dass neben den Festigkeitseigenschaften von Mauerwerk der geometrieabhängige Einfluss der Schubslankheit die Querkrafttragfähigkeit maßgebend beeinflusst. Dieser wurde quantifiziert und in den Berechnungsansatz implementiert. Weitere Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen und FE-Rechnungen sind:

- Der Hebelarm der inneren Kräfte kann rechnerisch ausreichend genau bestimmt werden.
- Der Einfluss durch die Längsbewehrung auf die Querkrafttragfähigkeit steigt mit zunehmender Mauerwerkdruckfestigkeit.
- Aus dem Verlauf der das Schubfeld diagonal kreuzenden, global verlaufenden Druckstrebe wurde ein rechnerischer Ansatz zur Bestimmung des Druckstrebenwinkels abgeleitet.
- Mauerwerkbalken mit Ergänzungsschicht aus Beton (Verbundfuge $\geq 5 \text{ cm}$) sind monolithisch.
- Die Querkrafttragfähigkeit von vorgespannten Mauerwerkbalken steigt mit kleiner werdender Schubslankheit; bei Schubslankheiten um $\lambda = 3$ vernachlässigbar. Eine zentrische Vorspannung verstärkt den Einfluss deutlich.
- Aufgrund der Verformung und Rissbildung wird eine Vorspannung mit Verbund empfohlen.

Zur Abgrenzung des Tragmodells zwischen Mauerwerkbalken und wandartigen Trägern wurden experimentelle Untersuchungen und ergänzende FE-Berechnungen an wandartigen Trägern durchgeführt; das Tragmodell ist vergleichbar mit dem eines wandartigen Trägers aus Stahlbeton. In Übereinstimmung mit dem EC6 konnte für Mauerwerkbalken die Grenze von $l_{\text{eff}}/h \geq 2$ verifiziert werden.

Der auf Spannungsfeldern basierende, aus dem Stahlbetonbau (SMCFT) abgeleitete Berechnungsvorschlag nach Abschnitt 7.2 ermöglicht die Querkraftberechnung sowohl von bewehrten als auch vorgespannten Mauerwerkbalken unterschiedlicher Bauteilkategorie nach Tabelle 2.1. Grundlage waren die aus dem fib MC 2010 bekannten Gleichungen zur Schubbemessung von Balken ohne Querkraftbewehrung. Der Verformungszustand infolge der Einwirkungssituation wird bei der Berechnung berücksichtigt. Aufgrund anisotroper Eigenschaften von Mauerwerk unter einem variierenden Beanspruchungswinkel wurde der Ansatz durch ein Werkstoffgesetz von Ganz und Mojsilović ergänzt. Hier werden in Abhängigkeit des Beanspruchungswinkels charakteristische Bruchbedingungen von Mauerwerk berücksichtigt.

Die Verifikation des Berechnungsvorschlages zeigt eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen experimentell und numerisch durchgeführter Untersuchungen und liefert die größte Übereinstimmung bei Vergleichsrechnungen mit bauaufsichtlichen Regelwerken.

Auf Grundlage dieser Arbeit ist es möglich, den Querkraftwiderstand von Mauerwerkbalken verschiedener Bauteilkategorie, die bislang teils divers zu berechnen sind, mit demselben Berechnungsansatz zu ermitteln. Die Tragfähigkeit von Mauerwerkbalken wird dabei zuverlässiger berechnet. Zusätzlich ist durch die untersuchten Mauerwerkbalken großer Schubslankheiten eine Erweiterung bisheriger Anwendungsfelder in der Praxis vorstellbar.

9 Literaturverzeichnis

- A. Ghaffar; A. Javed; H. ur Rehman; K. Ahmed; M. Ilyas (2010): Development of Shear Capacity Equations for Rectangular Reinforced Concrete Beams. In: *Pak. J. Engg. & Appl. Sci* (6), S. 1–8.
- Adebar, Perry; Collins, Michael P. (1996): Shear strength of members without transverse reinforcement. In: *Can. J. Civ. Eng.* 23 (1), S. 30–41. DOI: 10.1139/196-004.
- Alfes, Christoph (Hg.) (2013): Der Eurocode 6 für Deutschland. DIN EN 1996 Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten mit nationalen Anhängen ; kommentierte Fassung. Deutsche Gesellschaft für Mauerwerks- und Wohnungsbau. Berlin: Beuth [u.a.] (Kommentar : Bauwesen).
- Bacht, Tobias; Stempniewski, Lothar (2013): Großformatige Biegeversuche an Balken und wandartigen Trägern aus Leichtbeton-Schalungssteinen. In: *Mauerwerk* 17 (1), S. 27–37. DOI: 10.1002/dama.201300561.
- Backes, Heinz-Peter (1985): Zum Verhalten von Mauerwerk bei Zugbeanspruchung in Richtung der Lagerfugen. Dissertation. Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen (RWTH Aachen), Aachen. Fakultät für Bauwesen.
- DIN 1045-100:2017-09: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 100: Ziegeldecken. Berlin, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im Deutschen Institut für Normung e. V., Beuth Verlag,
- Bender, Michél (2019): Zum Querkrafttragverhalten von Stahlbetonbauteilen mit Kreisquerschnitt. Dissertation. Ruhr-Universität Bochum, Bochum. Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwissenschaften.
- Bentz, Evan, C.; Vecchio, Frank, J.; Collins, Michael, P (2006): Simplified Modified Compression Field Theory for Calculating Shear Strength of Reinforced Concrete Elements. In: *ACI Structural Journal* 2006 (103), S. 614–624.
- DIN 1045:1978-12: Beton und Stahlbeton; Bemessung und Ausführung. Berlin, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im Deutschen Institut für Normung e. V., Beuth Verlag, 1978.
- DIN 488-1:2009-08: Betonstahl – Teil 1: Stahlsorten, Eigenschaften, Kennzeichnung. Berlin, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im Deutschen Institut für Normung e. V., Beuth Verlag, 2009.
- Beverly, Paul (Hg.) (2013): fib Model Code for Concrete Structures 2010. prepared by Special Activity Group 5, New Model Code. Berlin: Ernst & Sohn.
- E DIN 1053-3:2008-03: Bewehrtes Mauerwerk – Berechnung und Ausführung. Unveröffentlichtes Manuskript der Geschäftsstelle des Normenausschuss Bauwesen (NABau) im Deutschen Institut für Normung e. V., Berlin, Beuth Verlag, 2008.
- Brameshuber, W.; Raupach, M. (2004): Forschungsbericht F 859. Kostengünstige Flachstürze mit übermauerter Druckzone. ibac - RWTH-Aachen. Aachen.
- Brameshuber, Wolfgang (2016): Masonry Compressive Strength Parallel to the Bed Joint. TC250/SC6-WG1 Session. Dresden, 06.06.2016.
- Brameshuber, Wolfgang; Jäger, Wolfram (2015): Eigenschaften von Mauersteinen, Mauermörtel, Mauerwerk und Putzen. In: Wolfram Jäger (Hg.): Mauerwerk-Kalender 2015. Berlin: Ernst & Sohn a Wiley Company (Mauerwerk-Kalender), S. 1–34.
- Budelmann, H.; Gunkler, E.; Husemann, U.; Becke, A. (2004): Rationell hergestellte Wände aus vorgespanntem großformatigen Mauerwerk mit hohem Erdbebenwiderstand - Rationell hergestellte Wände aus vorgespanntem großformatigen Mauerwerk mit hohem Erdbebenwiderstand. Abschlussbericht - AZ: Z 6-5.4-02.18 / II 13 - 80 01 02 - 18. Forschungsbericht. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) - Technische Universität Braunschweig. Braunschweig.
- Carlsberg Bjælker (2013): Vorgespannte Ziegelbalken. Technische Beschreibungen. Hg. v. Randers Tegl Deutschland GmbH. Tegelbarg 9, 24576 Bad Bramstedt.
- Červenka, Vladimír; Jendele, Libor; Červenka, Jan (2012): ATENA Program Documentation Part 2-1. User's Manual for ATENA 2D. Hg. v. Cervenka Consulting Ltd. Prag.
- Červenka, Vladimír; Jendele, Libor; Červenka, Jan (2016): ATENA Program Documentation Part 1. Theory. Hg. v. Cervenka Consulting Ltd. Prag.
- CIB Commission W023 – State of Art Report (2013): CIB Commission W023 – State of Art Report – Reinforced and Pre-stressed Masonry Beams – 1st Draft. Unter Mitarbeit von Johann Jakob Marx (M. Eng.) und Dries Beyer (M. Eng.). Hg. v. Erhard Gunkler. Detmold.
- Curtin, W. G.; Shaw, G.; Beck, J. K. (1988): Design of reinforced and prestressed masonry. London, England: Thomas Telford Publishing.

DAfStb Heft 240 (Hg.) (1991): Deutscher Ausschuss für Stahlbeton - Heft 240. Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken. 3. überarb. Aufl. nach DIN 1045, Ausg. Juli 1988. Berlin: Beuth (DAfStb-Hefte, 240).

DAfStb Heft 631 (Hg.) (2019): Deutscher Ausschuss für Stahlbeton - Heft 631. Hilfsmittel zur Schnittgrößenermittlung und zu besonderen Detailnachweisen bei Stahlbetontragwerken. 1. Auflage. Berlin: Beuth (DAfStb-Hefte, 631).

Dashkhuu, Odontsetseg (2013): Ingenieurmodell zur Tragfähigkeit ohne Verbund vorgespannter Kalksandstein-Mauerwerkswände. Dissertation. Technische Universität Braunschweig, Braunschweig. Fakultät Architektur, Bauingenieurwesen und Umweltwissenschaften.

Edward G. Sherwood, Evan C. Bentz and Michael P. Collins (2007): Effect of Aggregate Size on Beam-Shear Strength of Thick Slabs. In: *Structural Journal* 104 (2), S. 180–190. DOI: 10.14359/18530.

DIN EN 1992-1-1:2011-01: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Berlin, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im Deutschen Institut für Normung e. V., Beuth Verlag, 2011.

DIN EN 1996-1-1:2017 (E): Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk. Berlin, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im Deutschen Institut für Normung e. V., Beuth Verlag, 2017.

DIN EN 1996-1-1:2013-02: Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk. Berlin, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im Deutschen Institut für Normung e. V., Beuth Verlag, 2013.

DIN EN 1996-2:2010-12: Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 2: Planung, Auswahl der Baustoffe und Ausführung von Mauerwerk. Berlin, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im Deutschen Institut für Normung e. V., Beuth Verlag, 2010.

DIN EN 845-2, 01.12.2016: Festlegungen für Ergänzungsbauteile für Mauerwerk – Teil 2: Stürze. Berlin, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im Deutschen Institut für Normung e. V., Beuth Verlag, 2016.

Fischer, J.; König, G. (1997a): Parabel-Schrägriß-Modell für das Versagen von schubslanken Balken (Teil 1). In: *Beton- und Stahlbetonbau* 92 (7), S. 173–177. DOI: 10.1002/best.199700330.

Fischer, J.; König, G. (1997b): Parabel-Schrägriß-Modell für das Versagen von schubslanken Balken (Teil 2). In: *Beton- und Stahlbetonbau* 92 (8), S. 220–224. DOI: 10.1002/best.199700420.

Flachsturz-Richtlinie - Vorläufiger Schlussentwurf, 25.05.2005: Flachsturz-Richtlinie - Vorläufiger Schlussentwurf: Herstellung, Bemessung und Ausführung von Flachstürzen.

Flohrer, C.; Hilsdorf, H. K. (1984): Duktiles Mauerwerk - Alternative Bewehrungsformen. Schlussbericht. Tl.1. und Tl.2. Hg. v. Fraunhofer IRB Verlag. Universität Karlsruhe. Stuttgart.

Ganz, Hans Rudolf (1985): Mauerwerksscheiben unter Normalkraft und Schub. Dissertation. Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Zürich.

Graubner, Carl-Alexander (2017): Analyse der Regelungen zur Querkrafttragfähigkeit bewehrter Mauerwerkswände mit und ohne Schubbewehrung nach DIN EN 1996-1-1, Abschnitt 6.7. Forschungsbericht P 52-5-15.105-1995/16. Unter Mitarbeit von Benjamin Purkert. Hg. v. Carl-Alexander Graubner. TU Darmstadt, Institut für Massivbau. Darmstadt.

Guggisberg, Roland; Thürlimann, Bruno (1987): Versuche zur Festlegung der Rechenwerte von Mauerwerksfestigkeiten. Basel u.a.: Birkhäuser (Bericht / Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich).

Gunkler, Erhard (1992): Zur nachträglichen Erhöhung der Biegetragfähigkeit von Mauerwerkswänden durch bewehrte Ergänzungsschichten. Dissertation. Technische Universität Braunschweig, Braunschweig. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB).

Gunkler, Erhard; Budelmann, Harald (Hg.) (2019): Mauerwerksbau. Bemessung und Konstruktion. 2., überarbeitete und aktualisierte Auflage. Köln: Bundesanzeiger Verlag (WIT).

Gunkler, Erhard; Marx, Johann Jakob (2016): Reinforced masonry beams under shear load - Proposals for future designs / Bewehrte schubbeanspruchte Mauerwerkbalken - Vorschläge für zukünftige Bemessungen. In: *Mauerwerk* 20 (3), S. 213–231. DOI: 10.1002/dama.201600694.

Gunkler, Erhard; Marx, Johann Jakob (2018): Neues Schubbemessungskonzept für bewehrtes Mauerwerk. Warum ein neues Schubbemessungskonzept für bewehrtes Mauerwerk nach EC6 benötigt wird. Hg. v. Erhard Gunkler. Hochschule Ostwestfalen-Lippe, Institut für Baustoffe und Massivbau. Detmold.

- Gunkler, Erhard; Marx, Johann Jakob; Blum, Carsten (2017): Shear resistance of reinforced masonry beams with and without additional concrete or prestress. In: *Mauerwerk* 21 (3), S. 155–167. DOI: 10.1002/dama.201700002.
- Gutachten Nr. G971318 (1999): Gutachten Nr. G971318. ABZ für Fertigteilstürze aus bewehrten Kalksandelementen; hier Grundlagen der Bemessung. Hg. v. H. Reeh und A. Schlundt. Hannover.
- Gutachten Nr. GA 02/09 (2009): Bemessungsansätze für Fertigteilstürze aus Kalksandelementen bis 2,00 m Länge. Gu (unveröffentlicht). Hg. v. Erhard Gunkler. Detmold.
- HALFEN-DEHA Vertriebsgesellschaft mbH: Halfen Konsolanker. Planungshilfe.
- Hegger, Josef; König, Gert; Zilch, Konrad; Reineck, Karl-Heinz (1999): Überprüfung und Vereinheitlichung der Bemessungsansätze für querkraftbeanspruchte Stahlbeton- und Spannbetonbauteile aus normalfestem und hochfestem Beton nach DIN 1045-1“; Deutsches Institut für Bautechnik. Berlin.
- Hendry, A. W.; Sinha, B. P.; Davies, S. R. (2004): Design of masonry structures. 3 rd. United Kingdom: Taylor & Francis.
- Herbrand, Martin; Hegger, Josef (2017): Querkraftmodell für Bauteile ohne Schubbewehrung unter Druck- und Zugbeanspruchung. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 112 (11), S. 704–713. DOI: 10.1002/best.201700050.
- Huber, Patrick; Kollegger, Johann; Nguyen, Viet-Tue; Nguyen, Tung (2014): Mechanisch konsistentes Schubfeldmodell für Bestandsbrücken ohne bzw. mit geringer Querkraftbewehrung. Schubfeldmodell. Ein Projekt finanziert im Rahmen der Verkehrsinfrastrukturforschung_Ergebnisbericht_Schubfeldmodell_VIF_2011. Hg. v. Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie, ÖBB-Infrastruktur AG und Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs Aktiengesellschaft. Technische Universität Wien; Technische Universität Graz.
- Huber, Patrick; Schweighofer, Anton; Kollegger, Johann; Brunner, Helmut; Karigl, Walter (2012): Vergleich der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit von Bestandsbrücken nach Eurocode 2 und fib Model Code 2010. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 107 (7), S. 451–462. DOI: 10.1002/best.201200023.
- Irmschler, Hans J.; Schubert, Peter (Hg.) (2000): Mauerwerk-Kalender 2000. Taschenbuch für Mauerwerk, Wandbaustoffe, Brand-, Schall-, Wärme- u. Feuchtigkeitsschutz. 25. Jahrgang. Berlin: Ernst, Wilhelm & Sohn (Mauerwerk-Kalender).
- Jäger, Thomas (2007): Querkraftwiderstand und Verformungsvermögen von Stahlbetonplatten. Dissertation. Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Zürich.
- Jäger, Wolfram; Marzahn, Gero (2010): Mauerwerk. Bemessung nach DIN 1053-100. Berlin: Ernst & Sohn.
- Kaufmann, Walter (2018): Vorlesung Stahlbeton III. 1. Einleitung. Hg. v. Walter Kaufmann. Eidgenössische Technische Hochschule Zürich. Zürich.
- Klute, Jens (2004): Versuche mit KS-Stürzen nach EN 845-2 - Statistische Auswertung und Sicherheitskonzept. Projekt 3736. Klute und Klute - Ingenieurbüro für Bauwesen. Kassel.
- Kohl, Matthias (2014): Tragverhalten von Stahlbetontragwerken ohne Querkraftbewehrung unter Ermüdungsbeanspruchungen. Dissertation. Technische Universität Hamburg-Harburg, Hamburg-Harburg.
- König, G.; Dehn, F.; Hegger, J.; St. Görtz (2000): Der Einfluß der Rissreibung auf die Querkrafttragfähigkeit. Erkenntnisse aus experimentellen Untersuchungen an Bauteilen aus Leichtbeton und hochfestem Beton. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 95 (10), S. 584–591. DOI: 10.1002/best.200001150.
- König, Gert; Nguyen, Viet-Tue; Schenck, Gunter (2008): Grundlagen des Stahlbetonbaus. Einführung in die Bemessung nach DIN 1045-1. 3., aktualisierte Aufl. Wiesbaden: Vieweg + Teubner.
- Korjenic, Sinan; Kolbitsch, Andreas (2012): Mauerwerksertüchtigung durch Vorspannung mit Aramidstäben. In: Wolfram Jäger (Hg.): Mauerwerk-Kalender 2012. 37. Jahrgang. Berlin: Ernst & Sohn a Wiley Company (Mauerwerk-Kalender).
- Kranzler, Thomas; Meyer, Udo; Brauer, Norbert; Ehmke, Joachim (2016): Bemessung von Ziegelmauerwerk. Nach DIN EN 1996-3/NA. Vereinfachte Berechnungsmethoden. Hg. v. Arbeitsgemeinschaft Mauerziegel im Bundesverband der Deutschen Ziegelindustrie e.V. Bonn.
- Lechler (2006): Bekaert Murfor - Mauerwerksbewehrung. Informationsschrift. Hg. v. LECHLER GmbH. Augsburg.
- Leitl (2008): Spannbeton Ultra-Sturz, Leitl. Vital Bauen Gesund Leben. Hg. v. Martin Leitl. Eferding (Österreich).
- Leitl (2015): Produktübersicht Leitl. Vital Bauen Gesund Leben. Hg. v. Martin Leitl. Eferding (Österreich).
- Leonhardt, Fritz; Walther, René (1962): Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit und der oberen Schubspannungsgrenze. Berlin: Ernst, Wilhelm & Sohn (H. 151).

Leonhardt, Fritz; Mönnig, Eduard (1986): Sonderfälle der Bemessung im Stahlbetonbau. 3., völlig Neubearb. und erw. Aufl. Berlin: Springer.

Martin, H.; Sager, H. (1986): Schubtragfähigkeit von bewehrten Mauerwerksplatten. Forschungsvorhaben IV 1-5-414/84. Hg. v. IRB Verlag. Institut Betonstahl und Stahlbetonbau e.V. München.

Marx, Johann Jakob (2018): Prüfbericht zur Durchführung experimenteller Untersuchungen_Unveröffentlicht. Grundlagen zur Entwicklung eines Schubbemessungsansatzes für schlaff bewehrte und vorgespannte Mauerwerkstürze. Hochschule Ostwestfalen-Lippe. Detmold.

Mastumura, A. (1988): Shear Strength of Reinforced Masonry Walls. Proceedings of 9th World Conference on Earthquake Engineering. Hg. v. Department of Architecture. Kanagawa University. Yokohama Japan.

DIN 1053-3:1990-02: Mauerwerk; Bewehrtes Mauerwerk – Berechnung und Ausführung. Berlin, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im Deutschen Institut für Normung e. V., Beuth Verlag, 1990.

DIN 1053-2:1984-07: Mauerwerk; Mauerwerk nach Eignungsprüfung; Berechnung und Ausführung. Berlin, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im Deutschen Institut für Normung e. V., Beuth Verlag, 1984.

Michael P. Collins, Denis Mitchell Perry Adebar and Frank J. Vecchio (1996): A General Shear Design Method. In: *Structural Journal* 93 (1). DOI: 10.14359/9838.

Michael P. Collins, Denis Mitchell (1980): Shear and Torsion Design of Prestressed and Non-Prestressed Concrete Beams. In: *PCI Journal Paper* 25 (5), S. 32–100.

Mojsilović, Nebojsa (1995): Zum Tragverhalten von kombiniert beanspruchtem Mauerwerk. Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Zürich. Institut für Baustatik und Konstruktion.

Movila, Ioan (2012): Modelling of the Lateral Load Behavior of Unreinforced Masonry Walls using the software Atena 2D. Hg. v. 15th World Conference on Earthquake Engineering. Portugal.

Mutsuyoshi, S. V. T. Janaka Perera and Hiroshi (2013): Shear Behavior of Reinforced High-Strength Concrete Beams. In: *ACI Structural Journal* 110 (1). DOI: 10.14359/51684328.

Muttoni, Aurelio; Schwartz, Joseph; Thürlimann, Bruno (1997): Bemessung von Betontragwerken mit Spannungsfeldern. Basel u.a.: Birkhäuser.

DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04: National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Berlin, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im Deutschen Institut für Normung e. V., Beuth Verlag, 2013.

DIN EN 1996-1-1:2012-01/NA: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk. Berlin, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im Deutschen Institut für Normung e. V., Beuth Verlag, 2012.

Parson, D. E.; Stang, A. H.; McBurney, J. W. (1932): Shear Test of Reinforced Brick Masonary Beams. In: *Bureau of Standards Journal of Research* 9.

DIN EN 12390-3:2009-06: Prüfung von Festbeton – Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern. Berlin, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im Deutschen Institut für Normung e. V., Beuth Verlag, 2009.

DIN EN 12390-7:2009-07: Prüfung von Festbeton – Teil 7: Dichte von Festbeton. Berlin, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im Deutschen Institut für Normung e. V., Beuth Verlag, 2009.

DIN EN 846-9:2016-08: Prüfverfahren für Ergänzungsbauteile für Mauerwerk – Teil 9: Bestimmung der Biegezug- und Schubfestigkeit von Stürzen. Berlin, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im Deutschen Institut für Normung e. V., Beuth Verlag, 2016.

DIN EN 772-1:2011+A1:2015: Prüfverfahren für Mauersteine – Teil 1: Bestimmung der Druckfestigkeit. Berlin, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im Deutschen Institut für Normung e. V., Beuth Verlag, 2015.

DIN EN 196-1:2005-05: Prüfverfahren für Zement; Teil 1: Bestimmung der Festigkeit. Berlin, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im Deutschen Institut für Normung e. V., Beuth Verlag, 2005.

Reineck, Karl-Heinz (Hg.) (2005): Beton-Kalender 2005 (I + II). Fertigteile, Tunnelbauwerke. Modellierung der D-Bereiche von Fertigteilen. Unter Mitarbeit von Karl-Heinz Reineck. Berlin: Ernst & Söhne.

- Roberts, J. J.; Edgell, G. J.; Rathbone, A. J. (1986): Handbook to BS 5628: BS 5628: 1985: British standard code of practice for use of masonry - Part-2. Structural Use of Reinforced and Prestressed Masonry. London, England: Taylor & Francis Ltd.
- Rombach, Günter Axel (2010): Spannbetonbau. 2. aktualisierte Aufl. Berlin: Ernst & Sohn.
- Rupf, Michael Markus (2014): Querkraftwiderstand von Stahlbeton- und Spannbetonträgern mittels Spannungsfeldern. Dissertation. École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne (Schweiz).
- Saenger, Dorothea; Brameshuber, Wolfgang (2016): Longitudinal compressive strength of masonry - Simplified calculation approach / Längsdruckfestigkeit von Mauerwerk - Vereinfachter Berechnungsansatz. In: *Mauerwerk* 20 (5), S. 369–380. DOI: 10.1002/dama.201600709.
- Schießl, P.; Schubert, P. (1998): Forschungsbericht F 492. Tragverhalten von Ziegel-Flachstürzen mit unvermörtelten Stoßfugen. ibac - RWTH-Aachen. Aachen.
- Schlaich, J.; Schäfer, K. (Hg.) (2001): Beton-Kalender 2001. Konstruieren im Stahlbetonbau. Theoretische Grundlagen - Bemessen und Konstruieren mittels Stabwerksmodellen. 90. Jahrgang. Berlin: Ernst & Sohn.
- Schlegel, Roger (2004): Numerische Berechnung von Mauerwerksstrukturen in homogenen und diskreten Modellierungsstrategien. Dissertation. Bauhaus-Universität Weimar, Weimar. Institut für Konstruktiven Ingenieurbau.
- Schmidt, Ulf; Schubert, Peter; Reeh, Helmut; Schlundt, Andreas; Duensing, Jörg (2004): Bemessung von Flachstürzen. In: Hans J. Irmschler, Wolfram Jäger und Peter Schubert (Hg.): Mauerwerk-Kalender 2004. Taschenbuch für Mauerwerk, Wandbaustoffe, Schall-, Wärme- und Feuchtigkeitsschutz. 29. Jg. Berlin: Ernst Verl. für Architektur u. techn. Wiss, S. 275–309.
- Schubert, P.; Schmidt, U. (2003): Forschungsbericht F 886. Ergänzende Untersuchungen an Ziegel-Flachstürzen. ibac - RWTH-Aachen. Aachen.
- Schubert, Peter; Graubohm, Markus (2004): Druckfestigkeit von Mauerwerk parallel zu den Lagerfugen. In: *Mauerwerk* 8 (5), S. 198–208. DOI: 10.1002/dama.200490074.
- Schwartz, Joseph Lucien (1989): Bemessung von Mauerwerkswänden und Stahlbetonstützen unter Normalkraft. Dissertation. Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Zürich.
- SIA 266-1:2003: SIA 266-1:2003: Mauerwerk. Schweizerischer Ingenieur und Architektenverein, Zürich, 2013.
- Sigrist, Viktor; Hackbarth, Britta (2010): Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonträgern. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 105 (11), S. 686–694. DOI: 10.1002/best.201000052.
- Simon, Eric (2002): Schubtragverhalten von Mauerwerk aus großformatigen Steinen. Dissertation. Technische Universität Darmstadt, Darmstadt.
- Sinha, B. P. (1982): Reinforced grouted cavity brickwork. In: *Batiment international – Building research and practice* (4), S. 226–243.
- Tue, Nguyen Viet; Theiler, Werner; Tung, Nguyen Duc (2014): Schubverhalten von Biegebauteilen ohne Querkraftbewehrung. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 109 (10), S. 666–677. DOI: 10.1002/best.201400058.
- Uduehi, J. (1989): A comparative study of the structural behaviour of prestressed beams of brickwork and concrete and the shear strength of brickwork. Dissertation. The University of Edinburgh, Edinburgh Schottland. Department of Civil Engineering and Building Science.
- Vecchio, Frank, J. (2000): Analysis of Shear-Critical Reinforced Concrete Beams. In: *ACI Structural Journal* 97 (01), S. 12–21.
- Vecchio, Frank, J.; Collins, Michael, P (1986): The Modified Compression Field Theory for Reinforced concrete Elements Subjected to shear. In: *ACI Structural Journal*, S. 219–231.
- DIN EN 1520:2011-06: Vorgefertigte Bauteile aus haufwerksporigem Leichtbeton und mit statisch anrechenbarer oder nicht anrechenbarer Bewehrung. Berlin, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im Deutschen Institut für Normung e. V., Beuth Verlag, 2011.
- DIN EN 12602:2016-12, 01.10.2013: Vorgefertigte bewehrte Bauteile aus dampfgehärtetem Porenbeton. Berlin, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im Deutschen Institut für Normung e. V., Beuth Verlag, 2016.
- Walraven, Joost C. (1980): Aggregate Interlock. A theoretical and experimental analysis. Dissertation. Technische Universität Delft, Delft.

Walraven, Joost C. (2016): XI fib Model Code 2010 – ein neues Konzept für das Entwerfen und Bemessen von Betonkonstruktionen. In: Konrad Bergmeister, Frank Fingerloos und Johann-Dietrich Wörner (Hg.): Beton-Kalender 2016. Berlin, Germany: Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG.

Weber, Marius; Stempfle, Hartwig (2013): Verformungsberechnung von Mauerwerksscheiben. Anwendung des klassischen Druckfeldmodells auf Mauerwerk. In: *Mauerwerk* 17 (3), S. 172–181. DOI: 10.1002/dama.201300576.

Wehr, Gunther (2001): Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit querkraftbewehrter Elemente aus Porenbeton. Dissertation. Bauhaus-Universität Weimar, Weimar. Fakultät Bauingenieurwesen.

Werbegemeinschaft KS-Sturz: KS Broschüre - Kalksandsteinstürze, Technik und Anwendung. 6. Aufl.

Yang, Yuguang (2014): Shear Behaviour of Reinforced Concrete Members without Shear Reinforcement. A New Look at an Old Problem. Dissertation. Technische Universität Delft, Delft.

Z-17.1-1051 (2014): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung. Ytong Porenbeton Flachstürze der Typenreihe Y-1 und v-n. Ausgestellt durch: Deutsches Institut für Bautechnik. Berlin.

Z-17.1-1065 (2017): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung. Vorgespannte Flachstürze "Spannton". Ausgestellt durch: Deutsches Institut für Bautechnik. Berlin.

Z-17.1-602 (2012): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung. ELMCO®-Ripp-Bewehrungssystem für Stürze aus bewehrtem Mauerwerk. Ausgestellt durch: Deutsches Institut für Bautechnik. Berlin.

Z-17.1-603 (2012): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung. MOSO-Lochband als Bewehrung für Stürze aus Mauerwerk. Ausgestellt durch: Deutsches Institut für Bautechnik. Berlin.

Z-17.1-621 (2005): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung. Fertigteilstürze aus Kalksandelementen. Ausgestellt durch: Deutsches Institut für Bautechnik. Berlin.

Z-17.1-957 (2017): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung. Vorgespannte Flachstürze "BKH". Ausgestellt durch: Deutsches Institut für Bautechnik. Berlin, zuletzt geprüft am 18.04.2018.

Z-17.1-981 (2013): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung. Nichttragende Flachstürze aus Zuggurten in Ziegel-Formsteinen mit oder ohne Wärmedämmung und Ziegelmauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen. Ausgestellt durch: Deutsches Institut für Bautechnik. Berlin.

Zedler, Thomas (2011): Zum Tragverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken unter Torsion. Dissertation. Ruhr-Universität Bochum, Bochum. Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwissenschaften.

Zelger, C.; Schellbach, G. (1967): Vorschläge für die Schubbemessung von Ziegelstürzen. In: *Die Ziegelindustrie* 1967 (24), S. 767–770.

Zelger, Célestin; Daschner, Ferdinand (1972): Die Tragfähigkeit von Stahlsteindecken. Berlin, München, Düsseldorf: Wilhelm Ernst & Sohn (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, H. 219).

Zimmerli, Bruno; Schwartz, Joseph; Schwegler, Gregor (1999): Mauerwerk. Bemessung und Konstruktion. Basel u.a.: Birkhäuser.

Zink, Martin (2000): Zum Biegeschubversagen schlanker Bauteile aus Hochleistungsbeton mit und ohne Vorspannung. Zugl.: Leipzig, Univ., Diss., 1999. Stuttgart u.a.: Teubner (Forschung für die Praxis).

A Anhang

A 1 Grundlagen und „Stand der Forschung“ von Mauerwerkbalken

Tabelle A 1.1 Unterscheidungsmerkmale balkenartiger Mauerwerkkonstruktionen

Mechanik:	Tragwerk:	<ul style="list-style-type: none"> - Balken - Wandartige Träger
	Tragwirkung:	<ul style="list-style-type: none"> - Tragend oder nicht tragend - Schlaff bewehrt und/ oder vorgespannt
	Tragmodell:	<ul style="list-style-type: none"> - Sprengwerk bzw. Fachwerk - Bogenzugband
Konstruktion:	Ort der Verwendung:	<ul style="list-style-type: none"> - Innenwand (tragend) - Außenwand <ul style="list-style-type: none"> o Innenschale (tragend) o Außenschale (tragend und nicht tragend)
	Bewehrungsart:	<ul style="list-style-type: none"> - Betonstahl - Glasfaserverstärkter Kunststoff-Stahl - Duplexstahl - Edelstahl (Schlaff- und Spannstahl) - Nicht rostender Stahl
	Anordnung der Bewehrung:	<ul style="list-style-type: none"> - Lager-/ Stoßfugen, - Beton- oder mörtelverfüllte <ul style="list-style-type: none"> o U-Schalen aus Mauerwerk, o Hohlräume, geformt durch Verband von Mauersteinen, o Hohlräume, erzeugt durch Formsteine, o Hohlräume zwischen Mauerwerkschichten.
	Konstruktionsart:	<ul style="list-style-type: none"> - Teilweise vorgefertigter, bauseits ergänzender Sturz (Flachsturz) - Vorgefertigter Sturz (Fertigteil) - Vorgespannte balkenartige Konstruktion - Nichttragende balkenartige Konstruktion für Vormauer- oder Verblendschale - Zusammengesetzter Sturz
	Stoßfugenausbildung:	<ul style="list-style-type: none"> - Vermörtelte Stoßfuge - Unvermörtelte Stoßfuge
	Mauersteinart:	<ul style="list-style-type: none"> - Ziegelsteine - Kalksandsteine - Hüttensteine - Porenbetonsteine - Leichtbetonsteine - Betonsteine
	Mauerwerkart:	<ul style="list-style-type: none"> - Einsteinmauerwerk - Verbandmauerwerk
	Mauerwerkverband oder Steinausrichtung:	<ul style="list-style-type: none"> - Läuferverband und weitere - Rollschicht (Binderschicht hochkant, seitlich) - Grenadierschicht (Binderschicht hochkant, oben)

Tabelle A 1.2 Definition von Balken und wandartigen Trägern nach (DIN EN 1992-1-1:2011-01, S. 60)

Balken:	$\frac{l_{\text{eff}}}{h} \geq 3$ und $\frac{b}{h} < 5$,
Wand- bzw. scheibenartiger Träger:	$\frac{l_{\text{eff}}}{h} < 3$

Bild A 1.1 Flachsturz mit bewehrtem Zugband, Druckzone aus Mauerwerk und einer darüber liegenden Gitterträgerelementdecke (Werbegemeinschaft KS-Sturz, S. 11)

Bild A 1.2 Flachsturz mit Druckzone aus Beton (Brameshuber und Raupach 2004, S. 2)

Bild A 1.3 Grenadiersturz in Verblendschale (Lechler 2006, S. 13)

Bild A 1.4 Fertig-Verblendstürze für Fenster und Türöffnungen; vgl. (HALFEN-DEHA Vertriebsgesellschaft mbH, S. 26)

Bild A 1.5 Konstruktionsarten untersuchter Mauerwerkbalken; vgl. (Parason et al. 1932, S. 752)

Bild A 1.6 Probekörper (oben); Versuchsaufbau (unten) (Martin und Sager 1986)

Tabelle A 1.3 Berechnung aufnehmbarer Schubspannungen (τ_{011}) nach (DIN 1053-3:1990-02) für bewehrtes Mauerwerk

Für schiebenschubbeanspruchtes Mauerwerk ist τ_{011} nach Gleichung (A 1.2) zu bestimmen. Der Nachweis darf dabei im Abstand von $0,5 \cdot d$ (d statische Höhe) von der Auflagerkante geführt werden.

$$\max \tau = \frac{V}{b \cdot z} \leq \tau_{011} \quad (\text{A 1.1})$$

$$\tau_{011} = \min \left\{ \frac{\beta_{Rk} + \bar{\mu} \cdot \sigma}{0,45 \cdot \beta_{Rz} \cdot \sqrt{1 + \sigma/\beta_{Rz}}} \right\} \quad (\text{A 1.2})$$

Dabei sind:

- β_{Rk} Der Rechenwert der abgeminderten Kohäsion nach Tabelle 8, DIN 1053-2:1984-07,
- $\bar{\mu}$ der Rechenwert des abgeminderten Reibungsbeiwertes; $\bar{\mu} = 0,4$,
- β_{Rz} der Rechenwert der Steinzugfestigkeit nach Tabelle 7, DIN 1053-2:1984-07 bzw. DIN 1053-3:1990, Abschnitt 4.2.2,
- σ die Normalspannung rechtwinklig zur Schubkraft in der betrachteten Querschnittsebene des Bauteils,
- $\max \tau$ der unter Gebrauchslasten ermittelte Rechenwert einwirkender Schubspannungen,
- τ_{011} der Grenzwert der aufnehmbaren Schubspannungen.

Vereinfachend darf die rechnerische Normalspannung (σ) mit Gleichung (A 1.3) bestimmt werden.

$$\sigma = \frac{2 \cdot F_A}{b \cdot l} \quad (\text{A } 1.3)$$

Dabei sind:

- F_A Die Auflagerkraft,
 b die Querschnittsbreite des Trägers,
 l die Stützweite des Trägers bzw. doppelte Kragarmlänge bei Kragträgern.

Im Fall plattenschubbeanspruchten Mauerwerks wird in DIN 1053-3:1990 auf das Vorgehen von DIN 1045:1978-12, Abschnitt 17.5.5 (DIN 1045:1978-12), verwiesen. Abweichend davon sind die Grenzwerte der Schubspannungen nach Gleichung (A 1.4) zu bestimmen. Die Werte gelten ausschließlich für durchgehende Biegebewehrung; die Berücksichtigung einer Schubbewehrung ist unzulässig.

$$\tau_{011} = 0,015 \cdot \beta_R \quad (\text{A } 1.4)$$

Dabei ist:

- β_R Der Rechenwert der Mauerwerkdruckfestigkeit nach DIN 1053-1 bzw. -2.

Tabelle A 1.4 Erläuternde Gleichungen und Zeichenerklärungen nach (E DIN 1053-3:2008-03) für bewehrtes Mauerwerk

$$a_v^* \leq 2 \cdot d \quad (\text{A } 1.5)$$

$$\beta = \frac{a_v^*}{2 \cdot d} \text{ oder} \quad (\text{A } 1.6)$$

$$\sigma_{Dd} = \frac{2 \cdot F_{Ad}}{b \cdot l} \quad (\text{A } 1.7)$$

Dabei sind:

- a_v^* Der Abstand zwischen Auflagerrand und einwirkender Last,
 σ_{Dd} der Bemessungswert der zugehörigen Druckspannung an der Stelle der maximalen Schubspannung. Im Regelfall ist entsprechend DIN 1053-100:2007 die minimale Einwirkung $F_{Ad} = 1,0 F_{Ak,G}$ maßgebend,
 b die Querschnittsbreite des Trägers,
 l die Stützweite des Trägers bzw. doppelte Kragarmlänge bei Kragträgern.

Tabelle A 1.5 Berechnung des Schubwiderstandes für Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung nach (DIN EN 12602:2016-12) für bewehrten Porenbeton

$$V_{Rd1} = \max \left\{ \begin{array}{l} \tau_{RD} \cdot (1 - 0,83 \cdot d/1000) \cdot (1 + 240 \cdot \rho_l) \cdot b_w \cdot d \\ 0,5 \cdot \frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c} \cdot b_w \cdot d \end{array} \right. \quad (\text{A } 1.8)$$

Dabei ist:

- τ_{RD} Der Grundwert der aufnehmbaren Schubspannung nach Gleichung (A 1.9).

$$\tau_{RD} = \frac{0,063 \cdot f_{ck}^{0,5}}{\gamma_c} \quad (\text{A } 1.9)$$

Dabei sind:

- f_{ck} Die charakteristische Druckfestigkeit von dampfgehärtetem Porenbeton,

$f_{ctk;0,05}$	der charakteristische Wert des 5 %-Quantils der axialen Zugspannung,
γ_c	der Teilsicherheitsbeiwert des Porenbetons für sprödes Versagen,
d	die wirksame Höhe des Querschnittes in Millimeter ($d \leq 400 \text{ mm}$),
ρ_l	das Bewehrungsverhältnis nach Gleichung (A 1.10), wobei $\rho_l \leq 0,05$.
$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}$	(A 1.10)
Dabei sind:	
A_{sl}	Die Querschnittsfläche der Zugbewehrung,
b_w	die Mindestbreite des Querschnitts im Bereich der wirksamen Höhe in mm ² .

Im Bereich von auflagnahen Lasten, bei denen ein Teil der Beanspruchung durch Druck direkt in das Auflager wandert, darf eine abgeminderte Querkraft in Ansatz gebracht werden. Dazu zählen Lasten in einem Abstand (x) von der Auflagervorderkante; siehe Gleichung (A 1.11). Hier ist die einwirkende Querkraft mit dem Faktor (β) nach Gleichung (A 1.12) zu multiplizieren. Für den Nachweis der Druckstrebe gilt dies nicht.

$$x < 2,5 \cdot d \quad (\text{A 1.11})$$

$$\beta = 0,3 + 0,28 \cdot \frac{x}{d} \leq 1 \quad (\text{A 1.12})$$

Dabei sind:

x	Der Abstand der Last von der Vorderkante des Auflagers,
d	die statische Nutzhöhe des Bauteils.

Bei konstanter Beanspruchung durch Gleichstreckenlasten darf infolge des direkten Lastabtrages die einwirkende Querkraft im Abstand d von der Vorderkante des Auflagers nachgewiesen werden.

Tabelle A 1.6 Berechnung des Schubwiderstandes für Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung (V_{Rd1}) und der Druckstrebentragfähigkeit (V_{Rd2}) nach (DIN EN 1520:2011-06) für bewehrten Leichtbeton

$$V_{Rd1} = \max \left\{ \begin{array}{l} C_{Rd} \cdot k \cdot \eta_1 \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot b_w \cdot d \\ v_{mind} \cdot b_w \cdot d \end{array} \right. \quad (\text{A 1.13})$$

Dabei sind:

C_{Rd}	Ein Parameter für den Querkraftwiderstand nach Gleichung (A 1.14),
$C_{Rd} = 0,145/\gamma_c$	(A 1.14)

k	ein Faktor für die Schubfestigkeit nach Gleichung (A 1.16),
η_1	ein Faktor nach Gleichung (A 1.17),
f_{ck}	die charakteristische Druckfestigkeit von LAC, in N/mm ² ,
b_w	die kleinste Breite der Querkraftübertragenden Zone in mm,
v_{mind}	der Kleinstwert der aufnehmbaren Schubspannung von LAC in N/mm ² nach Gleichung (A 1.15).

$$v_{mind} = 0,03 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \quad (\text{A 1.15})$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2,0 \quad (\text{A 1.16})$$

$$\eta_1 = 0,40 + 0,6 \cdot (\rho/2200) \quad (\text{A 1.17})$$

Dabei sind:

ρ Die Trockenrohdichte von LAC, in Kg/m³,

ρ_l das Bewehrungsverhältnis nach Gleichung (A 1.10), wobei $\rho_l \leq 0,02$.

$$V_{Rd1} = \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_l) \cdot b_w \cdot d \quad (\text{A 1.18})$$

Dabei sind:

τ_{Rd} Der Bemessungswert der aufnehmbaren Schubspannung von LAC, in N/mm², nach Gleichung (A 1.19),

$$\tau_{Rd} = \tau_{Rk}/\gamma_c \quad (\text{A 1.19})$$

τ_{Rk} der charakteristische Wert der aufnehmbaren Schubspannung von LAC, in N/mm², nach Gleichung (A 1.20),

$$\tau_{Rk} = 0,125 \cdot f_{t,flk} \quad (\text{A 1.20})$$

$f_{t,flk}$ die charakteristische Biegezugfestigkeit von LAC, nach Gleichung (A 1.21),

$$f_{t,flk} = 0,42 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \cdot \eta_1 \quad (\text{A 1.21})$$

k ein Faktor für die Schubfestigkeit, nach Gleichung (A 1.22).

$$k = 1,6 - (d/1000) \geq 1,0 \quad (\text{A 1.22})$$

$$V_{Rd2} = 0,5 \cdot \eta_1 \cdot b_w \cdot z \cdot \nu \cdot f_{cd} \quad (\text{A 1.23})$$

Dabei sind:

z Der Hebelarm der inneren Kräfte,

ν der Wirksamkeitsbeiwert zur Berücksichtigung der verminderten Druckfestigkeit f_{ck} in der die Querkraft übertragenden Zone des Bauteils, definiert mit $\nu = 0,6$,

f_{cd} der Bemessungswert der Druckfestigkeit des Porenbetons, nach Gleichung (A 1.24).

$$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c \quad (\text{A 1.24})$$

Der Nachweis der einwirkenden Querkraft kann in einem Abstand (x) vom Auflagerrand nach Gleichung (A 1.25) entfallen. Eine Abminderung infolge auflagernaher Einzellasten wird als Anwendungsvoraussetzung ausgeschlossen.

$$x < d/2 \quad (\text{A 1.25})$$

Tabelle A 1.7 Bemessungswert der aufnehmbaren Querkrafttragfähigkeit nach (DIN 1045-100:2017-09) für Ziegeldecken

$$V_{Rd} = \tau_{Rd} \cdot b_w \cdot d \quad (\text{A 1.26})$$

Dabei sind:

b Die kleinste Querschnittsbreite innerhalb der Zugzone des Querschnitts,

d die statische Nutzhöhe im betrachteten Querschnitt,

τ_{Rd}	der Bemessungswert der aufnehmbaren Schubspannungen nach Tabelle 1 (DIN 1045-100:2017-09, S. 8).
-------------	--

Tabelle A 1.8 Bemessungswert der aufnehmbaren Querkrafttragfähigkeit nach (Flachsturz-Richtlinie - Vorläufiger Schlussentwurf)

$$V_{Rd} = f_{vdf} \cdot b \cdot d \cdot \frac{\lambda + 0,4}{\lambda - 0,4} \quad (A 1.27)$$

Dabei sind:

f_{vdf} Der Bemessungswert der Schubfestigkeit von Flachstürzen: 0,14 N/mm²; (Flachsturz-Richtlinie - Vorläufiger Schlussentwurf, S. 10),

d die Nutzhöhe des Bauteils mit einem Grenzwert von $d \leq \frac{l_{ef}}{2,4}$,

λ die Schubslankheit nach Gleichung mit einem Grenzwert von $\lambda \geq 0,6$.

Tabelle A 1.9 Berechnung des Schubwiderstandes nach (Gutachten Nr. GA 02/09 2009; Gutachten Nr. G971318 1999) für Fertigteilbalken aus KS-Mauerwerk

Widerstand der Vertikalfuge - Reibung:

$$V_{Rd,Fuge} = \frac{f_{vko}}{\gamma_M} \cdot \frac{1}{1 - \mu \cdot \lambda_s} \cdot b \cdot d \quad (A 1.28)$$

Dabei sind:

f_{vko} Die Haftscherfestigkeit,

μ der Reibungsbeiwert: $\mu = 0,6$,

λ_s die Schubslankheit nach Gleichung (A 1.29).

$$\lambda_s = \frac{a}{0,85 \cdot d} \quad (A 1.29)$$

Widerstand gegen Steinzugversagen:

$$V_{Rd,Stein} = 2 \cdot \frac{f_{bz}}{\gamma_M} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 + \lambda_s^2}} \cdot b \cdot d \quad (A 1.30)$$

Dabei ist im Weiteren:

f_{bz} Die Steinzugfestigkeit.

Bild A 1.7

Verhältnisdarstellung zwischen abnehmender Querkraft und geringerer Druckzone in Höhe der ersten Mauerwerkfuge vgl. (Gutachten Nr. GA 02/09 2009, S. 20)

A 2 Analytische Grundlagen zu Spannungsfeldern für bewehrtes Mauerwerk

Tabelle A 2.1 Schubtragmodelle für Bauteile ohne Querkraftbewehrung (Bender 2019, S. 14)

Modell	Lastabtrag	Literatur (Auszug)
Bogenmodelle	<p>Spannungstrajektorien: </p> <p>Modell nach SPECHT & SCHOLZ: </p>	<p>KANI (1969) KOTSOVOS (1993) SPECHT & SCHOLZ (1995)</p>
Kamm- und Zahnmodelle	<p>Kammartige Tragstruktur: </p> <p>Kräfte am Betonzahn: </p>	<p>KANI (1964) FENWICK & PAULAY (1968) HAMADI (1980) REINECK (1990)</p>
Dominierender Lastabtrag über die Druckzone	<p>Modellannahmen des Schubspannungsverlaufs: </p> <p>$V_{cc} = \int_{A_{cc}} \tau_{xz}(z) dA$</p> <p>Messung nach TAYLOR (1968)</p>	<p>ZINK (2000) KHUNTIA & STOJADINOVIC (2001) TUREYEN (2003) PARK ET AL. (2006)</p>
Empirische Modelle	<p> </p> <p> </p>	<p>KORDINA (1985) MODEL CODE (1990) REMMEL (1994) HEGGER (1999) EUROCODE 2 (2005) DIN 1045-1 (2008)</p>

Bild A 2.1 Zunahme des Sicherheitsniveaus im Bereich abnehmender Schubslankheiten; Stahlbetonbauteile links, Spannbetonbauteile rechts (Hegger et al. 1999, S. 4)

Tabelle A 2.2 Ermittlung von Spaltzugkräften und Randzugkräften für eine exzentrisch wirkende Vorspannkraft (DAfStb Heft 631 2019, S. 90)

$$F_S = 0,25 \cdot F \cdot \left(1 - \frac{h_1}{h_s}\right) \quad (\text{A 2.1})$$

$$F_R = F \cdot \left(\frac{e}{h} - \frac{1}{6}\right) \geq 0 \quad (\text{A 2.2})$$

Dabei sind:

F_S	Die Resultierende Spaltzugkraft,
F_{S2}	die resultierende Zugkraft,
F_R	die resultierende Randzugkraft,
h_1	die Seitenlänge der Teilfläche,
h_s	die Seitenlänge der Verteilungsfläche,
F	die orthogonal, zentrisch auf die Teilfläche und ausmittig auf die Gesamtfläche wirkende Druckkraft,
e	der Abstand des ausmittigen Lastangriffspunktes von der Mittellinie der Gesamtfläche ($e \geq 1/6 \cdot h$),
h	die Seitenlänge der Gesamtfläche.

A 3 Werkstoffbeschreibende Ausgangsgrößen

Tabelle A 3.1 Druckfestigkeiten verwendeter Mauersteine senkrecht zur Lagerfuge

Kennzeichnung	Mittlere Druckfestigkeit $\beta_{D,St,+}$ [N/mm ²] ¹	Formfaktor D ¹	Normierte Druckfestigkeit $\beta_{b,+}$ [N/mm ²] ¹	Steindruckfestigkeitsklasse f_{bk} ²	Mittlere Mindestdruckfestigkeit f_{st} [N/mm ²] ²
HLZ B – 8DF – 12 – 0,8	10,4	1,42	14,8	10	12,5
HLZ B - 6 DFA – 12 – 0,8	9,1	1,40	12,7	10	12,5
HLZ B - 5 DFE – 12 – 0,8	8,9	1,40	12,5	10	12,5
KS - 6 DF – 12 - 1,4	10,6	1,42	15	12	15,0
KS XL-QU 20 – 2,0	24,9 ³	1,00	24,9	16	20,0
KS 6DF 20-2,0	27,2	1,30	35,2	28	35,0
PPW – 4 – 0,5	3,9	3,90	3,9	2	2,5

¹ nach DIN EN 772-1 (DIN EN 772-1:2011+A1:2015) ² nach DIN EN 1996-1-1 (DIN EN 1996-1-1:2013-02) ³ DIN EN 771-2 Anhang B (DIN EN 772-1:2011+A1:2015)

Tabelle A 3.2 Zugfestigkeiten verwendeter Mauersteine senkrecht zur Lagerfuge

Kennzeichnung	Verhältnisswerte ¹	Zugfestigkeit nach $\beta_{z,1}$ [N/mm ²]
HLZ B – 8DF – 12 – 0,8	0,013...0,041	0,192...0,607
HLZ B - 6 DFA – 12 – 0,8	0,013...0,041	0,165...0,521
HLZ B - 5 DFE – 12 – 0,8	0,013...0,041	0,163...0,513
KS - 6 DF – 12 - 1,4	0,027...0,065	0,405...0,975
KS XL-QU 20 – 2,0	0,027...0,065	0,667...1,606
KS 6DF 20-2,0	0,039...0,081	1,373...2,851
PPW – 4 – 0,5	0,09...0,13	0,351...0,507

¹ Verhältnisswerte sind der Literatur (Brameshuber und Jäger 2015, S. 5) entnommen

Tabelle A 3.3 Biegezug- und Drucktragfähigkeit verwendeter Mauermörtel

Mauersteinart	Mauermörtel	Rohdichte ¹ ρ_m [kg/dm ³]	Biegezugtragfähigkeit ¹ $\beta_{bt,b}$ [N/mm ²]	Drucktragfähigkeit ¹ β_m [N/mm ²]
Z	DM	1,60	3,73	11,94
KS	DM	1,79	3,40	12,40
PP	DM	1,26	2,30	9,90
¹ nach DIN EN 196-1 (DIN EN 196-1:2005-05)				

Tabelle A 3.4 Haftscherfestigkeit und Reibungswinkel der Stein-Mörtelkombinationen

Art der Mauersteine	Haftscherfestigkeit β_{HS} ¹ [N/mm ²]			Reibungsbeiwert μ ² [-]
	$\bar{x}$	$\min x$	$\max x$	
Ziegel	0,43	0,18	0,93	0,4 (Scheibenschub) 0,6 (Plattenschub)
Kalksandstein	0,94	0,37	1,68	
Porenbeton	0,75	0,41	1,28	

¹nach Literatur (Brameshuber und Jäger 2015, S. 10–11) ² nach DIN EN 1996-1-1/NA (DIN EN 1996-1-1:2012-01/NA, S. 17)

Tabelle A 3.5 Haftzugfestigkeiten der Stein-Mörtelkombinationen

Art der Mauersteine	Haftzugfestigkeit ¹ β_{HZ} [N/mm ²] ¹		
	$\bar{x}$	$\min x$	$\max x$
Ziegel	0,19	0,10	0,32
Kalksandstein	0,42	0,24	0,82
Porenbeton	0,37	0,25	0,50

¹ nach Literatur (Brameshuber und Jäger 2015, S. 12–13).

Tabelle A 3.6 Drucktragfähigkeit des verwendeten Ziegelmauerwerks senkrecht zur Lagerfuge nach Zulassung

Kennzeichnung	Mauerstein	Mauermörtel	Steindruck- festigkeitsklasse f_{bk}	Charakteristische Mauerwerk- druckfestigkeit f_k [N/mm ²]	Mittlere Mauerwerk- druckfestigkeit $\beta_{D,mw,\perp}$ [N/mm ²]
HLZ B – 8DF – 12 – 0,8	HLZ B	DM	10	4,2 ¹	5,25 ²
HLZ B - 6 DFA – 12 – 0,8					
HLZ B - 5 DFE – 12 – 0,8					
¹ Nach Literatur (Kranzler et al. 2016, S. 11); ² Umrechnenfaktor $\frac{f_k}{f_m} = 0,8$					

Tabelle A 3.7 Drucktragfähigkeit des verwendeten Kalksandsteinmauerwerks senkrecht zur Lagerfuge

Kennzeichnung	Mauerstein	Mauermörtel	Konstante		Normierte Druckfestigkeit $f_{b,St}$ [N/mm ²]	Drucktragfähigkeit f_m [N/mm ²]	Charakt. Druckfestigkeit f_k [N/mm ²]	Mittlere Mauerwerksdruckfestigkeit $\beta_{D,mw,+}$ [N/mm ²]
KS - 6 DF – 12 - 1,4	KS-Planstein	DM	K	1,15	15	-	5,61	7,01 ¹
			α	0,585				
			β	-				
KS XL-QU 20 – 2,0	KS-Ergänzungselement	DM	K	0,8	24,9	-	10,47	13,09 ¹
			α	0,8				
			β	-				
KS 6DF 20-2,0	KS-Planstein	DM	K	0,8	35,2	-	13,81	17,26 ¹
			α	0,8				
			β	-				

¹ Umrechnungsfaktor $f_k/f_m = 0,8$

Tabelle A 3.8 Drucktragfähigkeit des verwendeten Porenbetonmauerwerks senkrecht zur Lagerfuge

Kennzeichnung	Mauerstein	Mauermörtel	Konstante		Normierte Druckfestigkeit $f_{b,St}$ [N/mm ²]	Drucktragfähigkeit f_m [N/mm ²]	Charakt. Druckfestigkeit f_k [N/mm ²]	Mittlere Mauerwerksdruckfestigkeit $\beta_{D,mw,+}$ [N/mm ²]
PPW – 4 – 0,5	Porenbeton-Planstein	DM	K	0,90	3,9	-	2,53	3,16 ¹
			α	0,76				
			β	-				

¹ Umrechnungsfaktor $f_k/f_m = 0,8$

Tabelle A 3.9 Druck-Elastizitätsmodul der verwendeten Mauerwerke anhand charakteristischer Mauerwerkdruckfestigkeit

Kennzeichnung	Mauerwerkart	Kennzahl K_E ¹	Charakteristische Druckfestigkeit f_k [N/mm ²]	Druck-Elastizitätsmodul E [N/mm ²]
HLZ B – 8DF – 12 – 0,8	Ziegel	1100	4,2	4620
HLZ B - 6 DFA – 12 – 0,8				
HLZ B - 5 DFE – 12 – 0,8				
KS - 6 DF – 12 - 1,4	Kalksandstein	950	5,61	5330
KS XL-QU 20 – 2,0			10,47	9948
KS 6DF 20-2,0			13,81	13215
PP	Porenbeton	550	2,53	1392

¹ nach (Alfes 2013, S. 43)

Tabelle A 3.10 Querdehnungszahlen (μ_D) und Dehnungen bei Höchstspannung ($\varepsilon_{u,D}$) verwendeter Mauerwerke

Kennzeichnung	Mauerwerkart	Querdehnungszahl ¹ (Rechenwert) [-]	Dehnung bei Höchstspannung ¹ (Rechenwert) [mm/m]
HLZ B – 8DF – 12 – 0,8	Ziegel	0,05...0,23 (0,1)	1,0...2,6 (1,8)
HLZ B - 6 DFA – 12 – 0,8			
HLZ B - 5 DFE – 12 – 0,8			
KS - 6 DF – 12 - 1,4	Kalksandstein	0,07...0,12 (0,1)	1,3...3,9 (2,5)
KS XL-QU 20 – 2,0			
KS 6DF 20-2,0			
PP	Porenbeton	0,17...0,32 (0,25)	1,4...3,7 (2,0)

¹ nach (Brameshuber und Jäger 2015, S. 26)

Tabelle A 3.11 Fugendruckfestigkeiten in Abhängigkeit des Mörtels vgl. (Brameshuber 2016, S. 7)

Mörtelart	Mörtelklasse	f_m [N/mm ²]	$f_{m,joint}$ [N/mm ²]
Normalmörtel	M 2,5	2.5	1.75 ... 3.25
	M 5	5.0	3.50 ... 6.50
	M 10	10.0	7.00 ... 13.00
	M 20	20.0	14.00 ... 26.00
Dünnbettmörtel	M10	10.0	7.00 ... 13.00

Tabelle A 3.12 Empirischer Verhältnissfaktor zur Umrechnung auf Steindruckfestigkeit parallel zur Lagerfuge vgl. (Brameshuber 2016, S. 9)

Mauersteinart		a_b [-]
Vollsteine	Ziegelsteine	0.6 (0.8) ²
	Leichtbetonsteine	0.3
	Porenbetonsteine	0.6 (0.8) ²
	Kalksandsteine	0.3 (0.6) ²
Lochsteine (bezogene Lochfläche ≤ 50%)	Ziegelsteine	*1
	Leichtbetonsteine	0.3
	Kalksandsteine	0.3

¹keine Angabe

Tabelle A 3.13 Drucktragfähigkeit des verwendeten Mauerwerks parallel zur Lagerfuge

Kennzeichnung	Druckfestigkeit $\beta_{D,mw,\parallel}$ [N/mm ²] ¹	Verhältnis von $\frac{\beta_{D,mw,\parallel}}{\beta_{D,mw,\perp}}$
HLZ B – 8DF – 12 – 0,8	2,63	0,5 ¹
HLZ B - 6 DFA – 12 – 0,8	2,63	0,5 ¹
HLZ B - 5 DFE – 12 – 0,8	2,63	0,5 ¹
KS - 6 DF – 12 - 1,4	4,50	0,65
KS XL-QU 20 – 2,0	7,44	0,57
KS 6DF 20-2,0	7,38	0,43
PPW – 4 – 0,5	2,34	0,74

¹ Umrechnungsfaktor in Anlehnung an (Ganz 1985) und (Zimmerli et al. 1999, S. 57)

Tabelle A 3.14 Versagenskriterien infolge Scheibenschub nach (DIN EN 1996-1-1:2012-01/NA, S. 17) in Anlehnung an Mann/Müller

Für die Ermittlung der charakteristischen Schubfestigkeit (f_{vk}) nach DIN EN 1996-1-1/NA (DIN EN 1996-1-1:2012-01/NA, S. 17) ist für in seiner Ebene beanspruchtes Mauerwerk der kleinere der beiden Grenzwerte aus f_{vlt1} und f_{vlt2} maßgebend.

In Anlehnung an Mann/Müller sind folgende Versagenskriterien zu unterscheiden:

- a. Schubversagen infolge Überschreiten der Haftzugfestigkeit

Für Mauersteine mit einem Längen-Höhen-Verhältnis $l_u/h_u \leq 1$ wird die Nachweisgleichung für Reibungsversagen (b) maßgebend. Aus diesem Grund wird normativ auf eine Gleichung zur Berücksichtigung dieses Lastfalls verzichtet (Jäger und Marzahn 2010, S. 169). Bei Elementmauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen mit einem Verhältnis $l_u/h_u > 1$ gilt die Gleichung NA.23, nach DIN EN 1996-1-1/NA (DIN EN 1996-1-1:2012-01/NA, S. 67).

- b. Schubversagen infolge Überschreiten der Haftscherfestigkeit (Reibungsversagen)

Gemäß DIN EN 1996-1-1/NA ist zur Bestimmung des Schubwiderstands infolge Reibung der Grenzwert (f_{vlt1}) nach Gleichung (A 3.1) zu bestimmen.

$$f_{vlt1} = f_{vk0} + \mu \cdot \sigma_{Dd} \quad (A 3.1)$$

Dabei sind:

- f_{vk0} Die Haftscherfestigkeit nach Tabelle NA 11 (DIN EN 1996-1-1:2012-01/NA, S. 18),
- μ der Reibungsbeiwert für Scheibenschubbeanspruchung mit $\mu = 0,4$ (unvermörtelte Stoßfugen);
 $\mu = 0,6$ (vermörtelte Stoßfugen),
- σ_{Dd} die Vertikalspannung nach Gleichung (A 3.2) bzw. Gleichung (A 3.3).

Zur Berechnung von f_{vlt1} ist der in der Lagerfuge wirkende Bemessungswert der Mauerwerkdruckspannung (σ_{Dd}) bei direkt aufgelagerten Balken vereinfachend mit der Auflagerkraft

(F_{Ad}) nach Gleichung (A 3.2) abzuschätzen. Für Rechteckquerschnitte gilt in allen anderen Fällen Gleichung (A 3.3).

$$\sigma_{Dd} = \frac{2 \cdot F_{Ad}}{t \cdot l_{eff}} \quad (A 3.2)$$

Dabei sind:

- σ_{Dd} Der Bemessungswert der zugehörigen Druckspannung an der Stelle der maximalen Schubspannung,
 t die Mauerwerkdicke,
 l_{eff} die Stützweite des Balkens bzw. Sturzes,
 N_{Ed} der Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft senkrecht zur Lagerfuge $N_{Ed} = \gamma_G \cdot N_{Gk}$ mit $\gamma_G = 1,0$,
 A die überdrückte Querschnittsfläche.

$$\sigma_{Dd} = N_{Ed}/A \quad (A 3.3)$$

c. Schubversagen durch Überschreiten der Steinzugfestigkeit

Mit steigender Auflastspannung wird der Reibungswiderstand so groß, dass „Steinzugversagen“ einsetzt. Hierfür ist der Grenzwert (f_{vlt2}) nach Gleichung (A 3.3) zu bestimmen.

$$f_{vlt2} = 0,45 \cdot f_{bt,cal} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_{Dd}}{f_{bt,cal}}} \quad (A 3.4)$$

Dabei ist:

- $f_{bt,cal}$ Die Steinzugfestigkeit nach NPD 3.6.2 (3) (DIN EN 1996-1-1:2012-01/NA, S. 17).

d. Schubversagen durch Überschreiten der Mauerwerkdruckfestigkeit

Damit dieser Versagenslastfall eintritt, muss das Mauerwerk durch hohe Normaldruckspannungen beansprucht werden. Für diese Art der Beanspruchung ist i.d.R. die Steinzugfestigkeit maßgebend, weshalb in DIN EN 1996-1-1/NA kein gesonderter Nachweis für das Schub-Druckversagen enthalten ist. Ausgenommen davon ist Elementmauerwerk mit einem Überbindemaß $l_{ol}/h_u < 0,4$; hier ist der Nachweis nach Gleichung NA.21 der DIN EN 1996-1-1/NA durchzuführen (DIN EN 1996-1-1:2012-01/NA, S. 67).

Tabelle A 3.15 Biegezug- und Drucktragfähigkeit verwendeter Injektionsmörtel¹

Mauersteinart	Rohdichte ¹ ρ_m [kg/dm ³]	Biegezugtragfähigkeit ¹ $\beta_{bt,b}$ [N/mm ²]	Drucktragfähigkeit ¹ β_m [N/mm ²]
Z	1,42	7,10	39,5
KS	2,12	7,40	50,3

¹ nach DIN EN 196-1 (DIN EN 196-1:2005-05)

Tabelle A 3.16 Drucktragfähigkeit verwendeten Aufbetons

Rohdichte ¹ ρ_m [kg/dm ³]	Drucktragfähigkeit ² $\beta_{cm,dry}$ [N/mm ²]
2,03	39,1

¹ nach DIN EN 12390-7 (DIN EN 12390-7:2009-07); ² nach DIN EN 12390-3 (DIN EN 12390-3:2009-06)

Tabelle A 3.17 Mechanische Eigenschaften von Bewehrungsstahl für bewehrtes Mauerwerk

Art der Bewehrung	E- Modul ¹ E_s (N/mm ²)	Streckgrenze ¹ f_y (N/mm ²)	char. Festigkeit ¹ f_{yk} (N/mm ²)	Streckgrenzen- dehnung ² f_y/E_s [‰]	Bruchdehnung ² ϵ_{uk} [‰]
B500	200000	500	435	2,5	25

¹ nach DIN 488-1; ² nach E DIN 1053-3

Tabelle A 3.18 Mechanische Eigenschaften von Spannstahl für bewehrtes Mauerwerk

Art der Bewehrung	E- Modul ¹ E_s (N/mm ²)	Nennfestigkeit ¹ $R_{p0,2}$ (N/mm ²)	Zugfestigkeit ¹ R_m (N/mm ²)	Dehngrenze ¹ [‰]	Bruchdehnung ¹ A [%]
S 670/800	195600	716	839	2,0	12,9

¹ nach Prüfbericht (Marx 2018)

A 4 Experimentelle Untersuchungen**A 4.1 Flachstürze - Ia****A 4.1.1 Systemskizze**

PP-01 bis PP-04

Bild A 4.1 Systemskizze der Porenbeton-Flachstürze – PP-01 bis PP-04

A 4.1.2 Messstellenplan PP-01 bis PP-04

Bild A 4.2 Messstellenplan der Porenbeton-Flachstürze– PP-01 bis PP-04

A 4.1.3 Rissbilder PP-01

PP-02

PP-03

PP-04

Bild A 4.3

Rissbilder der Porenbeton-Flachstürze – PP-01 bis PP-04

A 4.1.4 Lastdurchbiegungslinien und flächenhafte Darstellung der Verschiebung in horizontaler und vertikaler Richtung sowie Hauptformänderungen

PP-01

Stufe 247

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

PP - 01

gom
www.gom.com

Stufe 333

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

PP - 01

gom
www.gom.com

Stufe 247

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

PP - 01

Verschiebung Y

Stufe 333

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

PP - 01

Verschiebung Y

Stufe 333

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

PP-01

Hauptformänderung

PP-02

Stufe 534

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

PP-02

gom
www.gom.com

Stufe 535

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

PP-02

gom
www.gom.com

Stufe 534

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

PP-02

gom
www.gom.com

Stufe 535

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

PP-02

Verschiebung Y

Detmold
07.04.2015
gom
www.gom.com

Stufe 535

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

PP-02

Hauptformänderung

Detmold
07.04.2015
gom
www.gom.com

PP-03

Stufe 505

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

PP-03

Verschiebung X

Detmold
09.04.2015
gom
www.gom.com

Stufe 500

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

PP-03

Detmold
09.04.2015

gom
www.gom.com

Stufe 505

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

PP-03

Detmold
09.04.2015

gom
www.gom.com

Stufe 500

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

PP-03

Detmold
09.04.2015

gom
www.gom.com

PP-04

Bild A 4.4

Auswertung der Horizontal- und Vertikalverschiebung sowie der Hauptformänderung der Porenbeton-Flachstürze – PP-01 bis PP-04

A 4.2 Scheitrechte Ziegelbalken - IIa

A 4.2.1 Systemskizzen der bewehrten scheitrechten Ziegel-Mauerwerksbalken

A 4.2.2 ZI-01

ZI-02

ZI-03

ZI-04

ZI-05

ZI-06

ZI-07

ZI-08

ZI-09

ZI-10

ZI-11

ZI-12

ZI-13

Bild A 4.5

Systemskizzen der bewehrten scheitrechten Ziegel-Mauerwerkbalken – ZI-01 bis ZI-13

A 4.2.3 Messstellenpläne der bewehrten scheitrechten Ziegel-Mauerwerkbalken

ZI-01

ZI-02

ZI-03

ZI-04

ZI-05

ZI-06

ZI-07

ZI-08

ZI-09

ZI-10

ZI-11

ZI-12

ZI-13

Bild A 4.6

Messstellenpläne der bewehrten scheitrechten Ziegel-Mauerwerkbalken – ZI-01 bis ZI-13

A 4.2.4 Rissbilder der bewehrten schiefechten Ziegel-Mauerwerkbalken

ZI-01

ZI-02

ZI-03

ZI-04

ZI-05

ZI-06

ZI-07

ZI-08

ZI-09

ZI-10

ZI-11

ZI-12

ZI-13

Bild A 4.7

Rissbilder der bewehrten scheitrechtlichen Ziegel-Mauerwerkbalken – ZI-01 bis ZI-13

A 4.2.5 Lastdurchbiegungslinien

ZI-01

ZI-02

ZI-03

ZI-04

ZI-05

ZI-06

ZI-07

ZI-08

ZI-09

ZI-10

ZI-11

ZI-12

ZI-13

Bild A 4.8

Lastdurchbiegungslinien der bewehrten scheitrecten Ziegel-Mauerwerkbalken – ZI-01 bis ZI-13

A 4.2.6 Rissbilder

Tabelle A 4.1 Rissbilder exp. untersuchter Mauerwerkbalken

Versuchsbez./ Schub- schlankheit	Rissbild/ Versagensform	Versuchsbez./ Schub- schlankheit	Rissbild/ Versagensform
ZI-01 $\lambda_s = 2,5$	Schubversagen	ZI-02 $\lambda_s = 2,2$	Schubversagen
ZI-03 $\lambda_s = 1,8$	Schubversagen	ZI-04 $\lambda_s = 1,8$	Schubversagen
ZI-05 $\lambda_s = 1,8$	Schubversagen	ZI-06 $\lambda_s = 1,8$	Schubversagen
ZI-07 $\lambda_s = 1,8$	Auflagerversagen	ZI-10 $\lambda_s = 1,4$	Schubversagen

Versuchsbez./ Schub- schlankheit	Rissbild/ Versagensform	Versuchsbez./ Schub- schlankheit	Rissbild/ Versagensform
ZI-11 $\lambda_s = 1,8$	Schubversagen	ZI-12 $\lambda_s = 1,3$	Querdrukversagen
ZI-13 $\lambda_s = 1,3$	Querdrukversagen		

A 4.3 Scheitrechte Kalksandsteinbalken - IIa

A 4.3.1 Systemskizzen

KS-01

KS-02

KS-03

KS-05.1

KS-05.2

KS-06.1

KS-07

Bild A 4.9

Systemskizzen der bewehrten scheitrechten Kalksandstein-Mauerwerkbalken ohne Aufbeton – KS-01 bis KS-07

A 4.3.2 Messstellenpläne

KS-03

KS-05.2

KS-06.1

KS-07

Bild A 4.10

Messstellenpläne der bewehrten scheitrechten Kalksandstein-Mauerwerkbalken ohne Aufbeton – KS-03 bis KS-07

A 4.3.3 Rissbilder

KS-01

KS-02

KS-03

KS-05.1

KS-05.2

KS-06.1

KS-07

Bild A 4.11

Rissbilder der bewehrten scheitrechten Kalksandstein-Mauerwerkbalken ohne Aufbeton–
KS-01 bis KS-07

A 4.3.4 Lastdurchbiegungslinien und flächenhafte Darstellung der Verschiebung in horizontaler und vertikaler Richtung

KS-01

Stufe 694

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-01

gom
www.gom.com

Stufe 694

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-01

gom
www.gom.com

KS-02

Stufe 455

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-02

Verschiebung X

Detmold
02.04.2015

gom
www.gom.com

Stufe 540

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-02

Verschiebung X

Detmold
02.04.2015

gom
www.gom.com

Stufe 465

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-02

gom
www.gom.com

Stufe 540

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-02

gom
www.gom.com

KS-03

Stufe 456

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-03

Verschiebung X

[mm]
0.15
0.12
0.10
0.07
0.05
0.02
0.00
-0.02
-0.05
Detmold
31.03.2015

gom
www.gom.com

Stufe 456

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-03

Verschiebung X

[mm]
0.15
0.12
0.10
0.07
0.05
0.02
0.00
-0.02
-0.05
Detmold
31.03.2015

gom
www.gom.com

Stufe 456

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-03

Verschiebung Y

gom
www.gom.com

Stufe 459

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-03

Verschiebung Y

gom
www.gom.com

KS-05.1

Stufe 738

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-05.1

Verschiebung X

Detmold
12.05.2015

gom
www.gom.com

Stufe 746

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-05.1

Verschiebung X

Detmold
12.05.2015

gom
www.gom.com

Stufe 738

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-05.1

Verschiebung Y

gom
www.gom.com

Stufe 746

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-05.1

Verschiebung Y

gom
www.gom.com

KS-05.2

Seite 116

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-05.2

Verschiebung X

gom
www.gom.com

Detmold
08.09.2015

Seite 115

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-05.2

Verschiebung Y

gom
www.gom.com

Detmold
08.09.2015

KS-06.1

Stufe 104

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-06.1

Verschiebung X

gom
www.gom.com

Stufe 104

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-06.1

Verschiebung Y

gom
www.gom.com

KS-07

Stufe B3

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-07

Verschiebung X

Detmold
18.03.2016

gom
www.gom.com

Stufe B3

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-07

Verschiebung Y

Detmold
18.03.2016

gom
www.gom.com

Bild A 4.12

Auswertung der Horizontal- und Vertikalverschiebung der bewehrten scheinrechten Mauerwerkbalken ohne Aufbeton – KS-01 bis KS-07

A 4.4 Scheitrechte Kalksandsteinbalken mit Ergänzungsschicht aus Beton - IIa

A 4.4.1 Systemskizzen

KS-08.1

KS-08.2

KS-09.1

KS-09.2

KS-10.1

KS-10.2

KS-11

KS-16 F.1

KS-16 F.2

KS-17 F

KS-18 F.1

KS-18 F.2

Bild A 4.13

Systemskizzen der bewehrten scheitrechten Kalksandstein-Mauerwerkbalken mit Aufbeton
– KS-08.1 bis KS-11 sowie KS-16 F.1 bis KS-18 F.2

A 4.4.2 Messstellenpläne

KS-08.1

KS-08.2

KS-10.1

KS-10.2

KS-11

KS-16 F.1

KS-16 F.2 vorne

KS-16 F.2 hinten

KS-17 F

KS-18 F.1

KS-18 F.2 vorne

KS-18 F.2 hinten

Bild A 4.14

Messstellenpläne der bewehrten scheitrechten Kalksandstein-Mauerwerkbalken mit Aufbeton – KS-08.1 bis KS-11 sowie KS-16 F.1 bis KS-18 F.2

A 4.4.3 Rissbilder

KS-08.1

KS-08.2

KS-09.1

KS-09.2

KS-10.1

KS-10.2

KS-11

KS-16 F.1

KS-16 F.2

KS-17 F

KS-18 F.1

KS-18 F.2

Bild A 4.15

Rissbilder der bewehrten scheinrechten Kalksandstein-Mauerwerkbalken mit Aufbeton – KS-08.1 bis KS-11 sowie KS-16 F.1 bis KS-18 F.2

A 4.4.4 Lastdurchbiegungslinien und flächenhafte Darstellung der Verschiebung in horizontaler und vertikaler Richtung sowie Hauptformänderungen

KS-08.1

Stufe 115

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-08.1

Detmold
11.04.2016

gom
www.gom.com

Stufe 143

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-08.1

Detmold
11.04.2016

gom
www.gom.com

Stufe 115

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-08.1

Verschiebung Y

Stufe 143

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-08.1

Verschiebung Y

Stufe 143

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-08.1

Hauptformänderung

KS-08.2

Stufe 578

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-08.2

gom
www.gom.com

Stufe 591

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-08.2

gom
www.gom.com

Stufe 578

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-08.2

gom
www.gom.com

Stufe 591

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-08.2

Verschiebung Y

Stufe 591

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-08.2

Hauptformänderung

KS-09.1

Stufe 456

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-09.1

Verschiebung X

Stufe 525

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-09.1

Stufe 455

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-09.1

Stufe 525

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-09.1

Stufe 525

KS-09.1

Hauptformänderung

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciencesgom
www.gom.com

KS-09.2

Stufe 559

KS-09.2

Verschiebung X

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciencesgom
www.gom.com

Stufe 569

KS-09.2

Verschiebung Y

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciencesgom
www.gom.com

Stufe 568

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-09.2

Hauptformänderung

Detmold
21.10.2015

gom
www.gom.com

KS-10.1

Stufe 234

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-10.1

Verschiebung X

Detmold
03.12.2015

gom
www.gom.com

Stufe 439

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-10.1

Verschiebung X

Detmold
03.12.2015

gom
www.gom.com

Stufe 234

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-10.1

Verschiebung Y

gom
www.gom.com

Stufe 433

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-10.1

Verschiebung Y

gom
www.gom.com

Stufe 433

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-10.1

Hauptformänderung

gom
www.gom.com

KS-10.2

Stufe 599

Stufe 599

Stufe 613

KS-11

Stufe 87

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-11

Verschiebung X

gom
www.gom.com

Stufe 87

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-11

Verschiebung Y

gom
www.gom.com

Stufe 87

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-11

Hauptformänderung

gom
www.gom.com

KS-16 F.1

Stufe 100

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-16 F.1

Detmold
31.03.2016

gom
www.gom.com

Stufe 135

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-16 F.1

Detmold
31.03.2016

gom
www.gom.com

Stufe 100

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-16 F.1

Detmold
31.03.2016

gom
www.gom.com

Stufe 135

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-16 F.1

Detmold
31.03.2016

gom
www.gom.com

Stufe 135

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-16 F.1

Hauptformänderung

Detmold
31.03.2016

gom
www.gom.com

KS-17 F

Stufe 134

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-17 F

Verschiebung X

Detmold
06.04.2016

gom
www.gom.com

Stufe 134

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-17 F

gom
www.gom.com

Stufe 134

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-17 F

gom
www.gom.com

KS-18 F.1

Stufe 122

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-18 F.1

gom
www.gom.com

Bild A 4.16

Auswertung der Horizontal- und Vertikalverschiebung sowie der Hauptformänderung der bewehrten scheitrechten Mauerwerkbalken mit Aufbeton – KS-08.1 bis KS-11 sowie KS-16 F.1 bis KS-18 F.1

A 4.5 Scheitrechte Mauerwerkbalken unter Vorspannung - IIbIII

A 4.5.1 Systemskizzen

KS-12

KS-13.1

Detail 1

KS-15

Bild A 4.17

Systemskizzen der vorgespannten scheitrechten Kalksandstein-Mauerwerkbalken – KS-12 bis KS-15

KS-13.2

KS-14

KS-15

Bild A 4.18

Messstellenpläne der vorgespannten scheitrechten Kalksandstein-Mauerwerkbalken – KS-12 bis KS-15

A 4.5.3 Rissbilder

KS-12

KS-13.1

KS-13.2

KS-14

KS-15

Bild A 4.19

Rissbilder der vorgespannten scheitrechten Kalksandstein-Mauerwerkbalken – KS-12 bis KS-15

A 4.5.4 Lastdurchbiegungslinien und flächenhafte Darstellung der Verschiebung in horizontaler und vertikaler Richtung

KS-12

Stufe 48

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-12

Verschiebung X

Detmold
21.12.2016

gom
www.gom.com

Stufe 49

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-12

Verschiebung X

Detmold
21.12.2016

gom
www.gom.com

Stufe 49

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-12

Verschiebung Y

Detmold
21.12.2016

gom
www.gom.com

Stufe 49

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-12

Verschiebung Y

Detmold
21.12.2016

gom
www.gom.com

KS-13.1

Stufe 55

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

Stufe 57

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

Stufe 55

Stufe 57

KS-13.2

Stufe 251

Stufe 251

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-13.2

Verschiebung Y

[mm]

3.00

2.70

2.40

2.10

1.80

1.50

1.20

0.90

0.60

0.30

0.00

Detmold

21.12.2016

gom
www.gom.com

KS-14

Stufe 39

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-14

Verschiebung X

[mm]

-6.0

-7.0

-8.0

-9.0

-10.0

-11.0

-12.0

-13.0

-14.0

-15.0

Detmold

07.12.2016

gom
www.gom.com

Stufe 39

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-14

Verschiebung Y

[mm]

30.0

27.0

24.0

21.0

18.0

15.0

12.0

9.0

6.0

3.0

0.0

Detmold

07.12.2016

gom
www.gom.com

KS-15

Stufe 59

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-15

Verschiebung X

gom
www.gom.com

Stufe 59

Hochschule Ostwestfalen-Lippe
University of Applied Sciences

KS-15

Verschiebung Y

gom
www.gom.com

Bild A 4.20

Auswertung der Horizontal- und Vertikalverschiebung der vorgespannten scheitrechten Mauerwerkbalken – KS-12 bis KS-15

A 5 Vergleichsrechnung in Bezug auf den Berechnungsvorschlag

Bild A 5.1 Wandartige Träger bzw. Balken: Vergleich zwischen den Ergebnissen der FE-Berechnungen mit den Ergebnissen des Berechnungsvorschlages (Marx) in Abhängigkeit zu l_{eff}/h

Bild A 5.2 Fertigteilsturz: Vergleich zwischen dem in Abschnitt 7.2 entwickelten Berechnungsvorschlag (Marx) und den Berechnungsergebnissen nach DIN EN 1996-1-1 (EC6)

Bild A 5.3

Flachsturz: Vergleich zwischen dem in Abschnitt 7.2 entwickelten Berechnungsvorschlag (Marx) und den Berechnungsergebnissen nach DIN EN 1996-1-1 (EC6) in Abhängigkeit der Schubslankheit

Tabelle A 5.1 Zusammenfassung des Berechnungsvorschlages

Mauerwerkbalken		$V_R = f_\alpha \cdot k_v \cdot z \cdot b_w$		s. (7.33)
Mauerwerkbalken mit Ergänzungsschicht aus Beton		$V_R = k_v \cdot \left(f_\alpha \cdot \frac{d-h_c}{d} + \sqrt[3]{f_{cm}} \cdot \frac{h_c}{d} \right) \cdot z \cdot b_w$		s. (7.37)
k_v	$k_v = \frac{0,4}{1+1500 \cdot \varepsilon_x} \cdot \frac{1300}{1000+k_{dg} \cdot z}$			s. (7.28)
z	Mauerwerk	$z_{MW} = 0,85 \cdot d$		s. (7.35)
	Mauerwerk mit Ergänzungsschicht	$z_{MW+C} = 0,9 \cdot d$		s. (7.36)
k_{dg}	$D_{\max} \leq 16 \text{ mm}$	$k_{dg} = 2$		
	$D_{\max} > 16 \text{ mm} (d_g \triangleq D_{\max})$	$k_{dg} = \frac{32}{16+d_g} \geq 0,75$		s. (7.32)
ε_x	ohne Vorspannung	$\varepsilon_x = \frac{1}{2 \cdot E_s \cdot A_s} \cdot \left(\frac{M_{Ed}}{z} + V_{Ed} + N_{Ed} \cdot \left(\frac{1}{2} \pm \frac{de}{z} \right) \right)$,		s. (7.29)
	mit Vorspannung	$\varepsilon_x = \frac{\left(\frac{M_{Ed}}{z} \right) + V_{Ed} + N_{Ed} \cdot \left(\frac{z_p - e_p}{z} \right)}{\left(\frac{z_s \cdot E_s \cdot A_s + z_p \cdot E_p \cdot A_p}{z} \right)}$,		s. (7.30)
f_α	Mauerwerkspezifisch zu ermitteln; siehe Bild 7.14: Die richtungs- und vom Belastungswinkel (α) abhängige Mauerwerkdruckfestigkeit.			s. Abschn. 7.3
	Näherung: - f_{mx} , - $f_{my} = 0,6 \cdot f_{mx}$, - $c = 0,04 \cdot f_{my}$, - $c_b = 0,25 \cdot f_{my}$, - $\varphi_b (\varphi = \varphi_b = \tan^{-1}(0,75))$.	A – B:	$f_\alpha = f_{my} = \eta_{fmy} \cdot f_{mx}$	s. (7.40)
		B – C:	$f_\alpha = \frac{c_b}{2 \cdot \sin^2 \alpha \cdot (\tan \varphi_b - \cot \alpha)}$	s. (7.41)
		C – D:	$f_\alpha = \frac{c}{\cos^2 \alpha \cdot (\tan \varphi - \tan \alpha)}$	s. (7.42)
		D – E:	$f_\alpha = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}$	s. (7.43)
α	Scheitrechter Balken	$= \arctan \left(\frac{\max V_{Ed} \cdot d}{\max M_{Ed}} \right) = \arctan \left(\frac{d}{a} \right)$		s. (5.2)
	Flachsturz	$\alpha = \arctan \left(\frac{a}{d} \right)$		s. (7.34)