

DORTMUNDER MODELL BAUWESEN

ARCHITEKT UND INGENIEUR

AXEL WERTENBROCH

VERSTÄRKUNG VON MAUERWERKSWÄNDEN MIT TEXTIL-
BEWEHRTE BETONELEMENTEN ZUR VERBESSERUNG DER
TRAGEIGENSCHAFTEN UNTER ERDBEBENBEANSPRUCHUNG

TECHNISCHE UNIVERSITÄT DORTMUND
SCHRIFTENREIHE TRAGKONSTRUKTIONEN

Herausgeber: Professor Dr.-Ing. A. Ötes

HEFT 5
2017

Axel Wertenbroch

**VERSTÄRKUNG VON MAUERWERKSWÄNDEN MIT
TEXTILBEWEHRTEN BETONELEMENTEN ZUR
VERBESSERUNG DER TRAGEIGENSCHAFTEN UNTER
ERDBEBENBEANSPRUCHUNG**

Die *Schriftenreihe Tragkonstruktionen* der Technischen Universität Dortmund – Fakultät Architektur und Bauingenieurwesen umfasst Veröffentlichungen des Lehrstuhls Tragkonstruktionen in den Bereichen Lehre, Forschung und Praxis.

Herausgeber

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Atilla Ötes
Lehrstuhl Tragkonstruktionen
Technische Universität Dortmund
August-Schmidt-Straße 8
44227 Dortmund
tragkonstruktionen.bauwesen@tu-dortmund.de
www.bauwesen.tu-dortmund.de

ISBN 978-3-921823-91-0

Vorwort des Herausgebers

Das Grenztragverhalten von aussteifenden unbewehrten Mauerwerkswänden unter Horizontallast ist von Spröbruchmechanismen gekennzeichnet, die durch Riss- und Bruchvorgänge im Mauerwerk ausgelöst werden. Für die Horizontalaussteifung typische gedrungene Mauerwerkswände erfahren dabei durchgehende Diagonalrisse, die bei Erdbebeneinwirkung infolge wechselhafter Beanspruchung zu einer kreuzförmigen Spaltung der Wand führen. Der Verlust der Integrität der Wand geht mit einem empfindlichen Rückgang der Tragfähigkeit einher, die schließlich durch das Versagen der Eckbereiche gänzlich abfällt.

Dieses Bild konnte auch in den umfangreichen experimentellen Untersuchungen in Dortmund immer wieder beobachtet werden. Die systematisch durchgeführten Wandversuche zielten zunächst darauf ab, die Widerstand-Verformungs-Beziehungen genau zu identifizieren, um sie rechnerisch für Bemessungszwecke zu implementieren. Dabei lieferten sie aber auch eine so gute Anschauung für das Verhalten der Wände, dass die Frage, wie man die beobachteten Grenzen überwinden kann, zu einer Idee für ein Verstärkungskonzept führte. Hier setzt die Dissertation von Dipl.-Ing. Axel Wertenbroch an.

Herr Wertenbroch definiert in seiner Arbeit als Ziel die Verbesserung der Trageigenschaften von unbewehrten aussteifenden Mauerwerkswänden unter Erdbebeneinwirkung. Er fokussiert diese Zielbetrachtung auf das Erreichen eines hohen Tragpotenzials mit der Sicherstellung der Verformbarkeit auf einem konstanten Niveau und reflektiert damit die Grundsätze des erdbebenresistenten Bauens. Hierzu stellt er ein Verstärkungssystem vor, dessen Wirkungsweise und Wirksamkeit er komplementär mit Hilfe von experimentellen und numerischen Untersuchungen zeigt.

Danken möchte ich in diesem Zusammenhang unserem Industriepartner, der Hering Unternehmensgruppe, für die Unterstützung der experimentellen Untersuchungen durch die fachkompetente Herstellung der textilbewehrten Betonelemente sowie für das entgegengebrachte besondere Interesse an dem Verstärkungssystem.

Prof. Dr.-Ing. Atilla Ötes

Dortmund, 13.06.2017

**VERSTÄRKUNG VON MAUERWERKSWÄNDEN MIT TEXTILBEWEHRTEN
BETONELEMENTEN ZUR VERBESSERUNG DER TRAGEIGENSCHAFTEN
UNTER ERDBEBENBEANSPRUCHUNG**

von der
Fakultät Architektur und Bauingenieurwesen
der Technischen Universität Dortmund genehmigte

Dissertation

zur Erlangung des akademischen Grades eines
Doktors der Ingenieurwissenschaften (Dr.-Ing.)

vorgelegt von
Dipl.-Ing. Axel Wertenbroch

Prüfungskommission:

Vorsitzender:	Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Achim Hettler
1. Gutachter:	Univ.-Prof. Dr.-Ing. Atilla Ötes
2. Gutachter:	Univ.-Prof. Dr.-Ing. Reinhard Maurer
Tag der mündlichen Prüfung:	3. Mai 2017

Dortmund 2017

Inhaltsverzeichnis

1 Zielsetzung und Einführung in die Arbeit	1
2 Stand der Technik.....	4
2.1 Erdbebengefährdung in Deutschland und den angrenzenden Staaten.....	4
2.2 Aussteifende Mauerwerkswände unter Erdbebeneinwirkung	8
2.2.1 Tragverhalten der Mauerwerkswand.....	8
2.2.2 Versagensarten von Mauerwerkswandscheiben	14
2.2.3 Betrachtungen zur Duktilität von Mauerwerksgebäuden und der Fähigkeit zur Energiedissipation.....	19
2.3 Verstärkungsmaßnahmen für Mauerwerkswände	22
2.3.1 Ergänzungen in Spritzbeton.....	23
2.3.2 Stahllamellen und CFK-Lamellen.....	24
2.3.3 Flächenhafte Applikation von Faserverbundwerkstoffen	26
2.3.4 Zusammenfassung	30
3 Verbundsystem zur Verstärkung von Mauerwerkswänden	31
3.1 Ausgangspunkt und Ziel der Verstärkungsmaßnahme	31
3.2 Konstruktion des Verbundsystems.....	33
3.3 Wirksamer Wandlängenbereich bei Wänden aus Kalksandstein.....	38
4 Experimentelle Untersuchungen verstärkter Mauerwerkswände unter zyklischer Querkraftbeanspruchung	40
4.1 Material- und Kleinversuche	41
4.1.1 Kalksandsteinmauerwerk	41
4.1.2 Verstärkungselemente aus textilbewehrtem Beton.....	41
4.2 Erweiterte Kleinversuche.....	49
4.3 Wandversuche	54
4.3.1 Versuchsaufbau.....	54
4.3.2 Versuchsprogramm.....	56
4.3.3 Instrumentierung der Wandversuche	59
4.3.3.1 Messverfahren zur Bestimmung von Steinrissen.....	59
4.3.3.2 Messverfahren zur Erfassung von Gleitbewegungen im Mauerwerksverband.....	61
4.3.3.3 Instrumentierung der verstärkten Versuchswände.....	62

4.3.4 Versuchsergebnisse	64
4.3.4.1 Wandversuch WV01 (unverstärkte Referenzwand)	64
4.3.4.2 Wandversuch WV02.....	68
4.3.4.3 Wandversuch WV02b.....	72
4.3.4.4 Wandversuch WV03.....	80
4.4 Erkenntnisse aus den experimentellen Untersuchungen	87
5 Numerische Untersuchungen am verstärkten Wandsystem	89
5.1 Modellierungsstrategie	89
5.2 Unverstärkte Mauerwerkswände	100
5.2.1 Verifikationsrechnungen unverstärkter Versuchswände	101
5.2.2 Bewertung des numerischen Modells für unverstärkte Mauerwerkswände	105
5.3 Verstärkte Mauerwerkswände.....	106
5.3.1 Verifikationsrechnungen verstärkter Versuchswände.....	108
5.3.2 Bewertung des numerischen Modells für das verstärkte Wandsystem.....	114
5.3.3 Analyse des Tragverhaltens.....	115
5.3.3.1 Wirkungsweise des Verstärkungssystems.....	115
5.3.3.2 Einsetzen des Blockgleitens in einer freien Lagerfuge.....	126
5.4 Parameterstudie für das verstärkte Wandsystem	129
5.5 Erkenntnisse aus den numerischen Untersuchungen.....	136
6 Tragverhalten und Bedeutung der Verstärkungsmaßnahme für Mauerwerksgebäude unter Erdbebeneinwirkung.....	138
6.1 Neuer Grenztragmechanismus „Blockgleiten“	140
6.2 Grenztragmechanismen der verstärkten Mauerwerkswand und deren Bedeutung für die Auslegung unter Erdbebeneinwirkung	147
6.3 Vereinfachter Ansatz zur Beschreibung der Widerstandskurve	151
6.4 Wirksamkeit des Wandsystems als Gebäudeaussteifung bei Erdbebeneinwirkung .	156
6.4.1 Begrenzung der Geschossverschiebung.....	158
6.4.2 Anwendung der Kapazitätsspektrum-Methode.....	161
6.4.3 Gegenüberstellung der Ergebnisse für das untersuchte Reihenhaus mit unverstärkten und verstärkten Aussteifungswänden	166
7 Zusammenfassung	169

1 Zielsetzung und Einführung in die Arbeit

Gebäude in Mauerwerksbauweise zu errichten hat eine lange Tradition, die von der Antike bis in die Gegenwart reicht. Heutzutage findet diese Bauweise in Deutschland und den europäischen Nachbarstaaten besonders bei Wohnbauten eine breite Anwendung. Die Gründe hierfür sind vielschichtig. Die vergleichsweise einfache Bauweise, die bauphysikalischen Potentiale und die niedrigeren Baukosten im Vergleich zur Erstellung von Stahlbetonwänden als alternative Massivkonstruktion sind einige der Vorteile. In der traditionellen Bauweise von Mauerwerksgebäuden, der Zellenbauweise, wird der Raumabschluss durch tragende Wände gebildet. So verfügen diese Gebäude, deren Grundriss sich meist in viele kleinere Räume gliedert, über eine große Anzahl an aussteifenden Wänden. Das Bestreben der letzten Jahrzehnte möglichst offene, flexible Grundrisse zu entwickeln, führt zu einer Reduktion der tragenden Wände in ihrer Anzahl und Dicke. So ergeben sich neue Herausforderungen in Bezug auf die Tragfähigkeit und die Aussteifung von Mauerwerksgebäuden, die insbesondere für das Bauen in Erdbebengebieten von Bedeutung sind.

Wie die Geschichte zeigt, haben starke Erdbeben stets zu großen Schäden an Gebäuden geführt. Umso wichtiger ist es heute, wo man die Erdbebengefährdung für einen Standort einschätzen kann, Bauwerke erdbebengerecht zu konstruieren und so die Schädigung klein zu halten. Für Bestandsbauten in Erdbebengebieten sind Strategien und Konzepte erforderlich um traditionelle Bauweisen, wie den Mauerwerksbau, erdbebenresistent zu ertüchtigen. Die verfasste Arbeit beschäftigt sich mit einem derartigen Verstärkungssystem, das in den vergangenen Jahren am Lehrstuhl Tragkonstruktionen der Technischen Universität Dortmund entwickelt und erprobt wurde.

Eurocode 8 ist die europäisch harmonisierte Richtlinie zur Auslegung von Gebäuden unter Erdbebeneinwirkung. Teil 3 befasst sich mit der Beurteilung und Ertüchtigung von Bestandsbauten. Besondere Aufmerksamkeit verdient in diesem Zusammenhang auch das Merkblatt 2018 der SIA (Schweizer Ingenieur- und Architektenverein), das als Richtlinie zur Überprüfung bestehender Gebäude in Erdbebengebieten im Jahr 2004 veröffentlicht wurde. Seitdem wurden in der Schweiz zahlreiche Bauwerke, insbesondere öffentliche Bauten, verstärkt [W2].

Um die Auswirkungen von Erdbeben auf Mauerwerksgebäude besser beurteilen zu können, wurde das Tragverhalten von aussteifenden Mauerwerkswandscheiben unter zyklischen Horizontallasten in den letzten Jahrzehnten in zahlreichen Forschungsvorhaben in Deutschland und Europa, unter anderem am Lehrstuhl Tragkonstruktionen der Technischen Universität Dortmund, untersucht. Mit den Ergebnissen dieser Forschungsvorhaben können das Tragverhalten und mögliche Grenztragzustände heute präziser ausgewiesen und Tragwiderstände von Mauerwerkswandscheiben realitätsnäher bestimmt werden.

Die Tragfähigkeit eines Gebäudes im Erdbebenfall ist nicht allein vom Tragwiderstand bestimmt. Ein erdbebengerechtes Verhalten, insbesondere unter stärkeren Erdbebeneinwirkungen, zeichnet sich auch durch ein duktileres Tragverhalten und die Fähigkeit zur Energiedissipation aus. Zur expliziten Berücksichtigung dieser Trageigenschaften bei der Nachweisführung im Erdbebenfall bietet die DIN EN 1998-1 [05] die Anwendung von nichtlinearen Berechnungsverfahren an. Grundlage für ihre Anwendung sind tragkonstruktive Konzepte, welche das duktile Verformungsverhalten einer Struktur sicherstellen.

Aussteifende unbewehrte Mauerwerkswände weisen in der Regel über den Maximalwiderstand hinaus Spröbruchmechanismen mit Tragfähigkeitsrückgang auf. Hier zeigt sich die Notwendigkeit für effektive Verstärkungsmethoden, mit denen die Defizite des vom Spröbruch charakterisierten Verhaltens von Mauerwerkswänden mit der Sicherstellung eines widerstandsfähigen und duktilen Verhaltens überwunden werden.

Aufbauend auf den gewonnenen Erkenntnissen aus den Untersuchungen an unbewehrten und bewehrten Mauerwerkswänden am Lehrstuhl Tragkonstruktionen der Technischen Universität Dortmund entstand ein Konzept für ein Verbundsystem zur Verstärkung von Mauerwerkswänden [O1]. Sein Einsatz muss nicht grundsätzlich auf Bestandsbauten beschränkt bleiben, auch die Anwendung bei einer Neubaumaßnahme oder Umbaumaßnahme zur Verbesserung der Trageigenschaften ist möglich. Mit der Einbringung von ergänzenden Verstärkungselementen aus textilibewehrtem Beton kann das Tragverhalten der Mauerwerkswand zielorientiert beeinflusst werden. Folgende Zielvorgabe ist der Ausgangspunkt der Überlegungen:

„Die Verstärkung soll es ermöglichen das Tragpotential der Wandscheibe weitergehend auszuschöpfen, indem sie die Verformbarkeit der Mauerwerkswand auf einem hohen Tragwiderstandsniveau sicherstellt.“

Die Forschung im Rahmen der vorliegenden Dissertation hat das Ziel die Wirksamkeit des Verstärkungssystems an Wänden aus Kalksandstein aufzuzeigen. Untersucht werden Mauerwerkswände, welche mit Steinen des Formats 2:1 und einem Überbindemaß der halben Steinlänge erstellt wurden. Dieser Läuferverband fand und findet nach wie vor eine breite Anwendung bei der Erstellung von tragendem Mauerwerk. Derart erstellte aussteifende Mauerwerkswände weisen die zuvor erwähnten Spröbruchmechanismen auf und stellen so eine repräsentative Basis zur Erprobung einer Verstärkungsmaßnahme dar.

Die Wirksamkeit des Verstärkungssystems wird mithilfe von experimentellen und numerischen Untersuchungen belegt. Die experimentelle Erprobung in Wandversuchen stellt den ersten wesentlichen Grundstein der Arbeit dar. Die Anwendung erfolgt primär an ungeschädigten Mauerwerkswänden – untersucht wird somit eine Montage vor einem möglichen Schadensereignis. Die zuverlässige Abbildung des verstärkten Wandsystems in einem numerischen Modell bildet den zweiten Grundstein. Das experimentell verifizierte

Rechenmodell ermöglicht die Übertragung des verstärkten Wandsystems auf andere Wandabmessungen und Auflastsituationen. Im Rahmen einer Parameterstudie kann dieser Anwendungsbereich identifiziert werden. Weiterhin bieten die numerischen Berechnungen einen Einblick in die Wirkungsweise des Verbundsystems.

Die Arbeit gliedert sich in sieben Kapitel. Nach der Einleitung folgen die Darlegung des relevanten grundlegenden Stands der Technik und die Vorstellung bekannter Systeme zur Verstärkung von Mauerwerkswänden. Im dritten Kapitel werden das entwickelte Verbundsystem und die Ziele der Verstärkungsmaßnahme erläutert. Die experimentellen und numerischen Untersuchungen und ihre Auswertung folgen im vierten und fünften Kapitel. Aufbauend auf den gewonnenen Ergebnissen stellt das sechste Kapitel die Erkenntnisse zum Tragverhalten des verstärkten Wandsystems zusammen. Grenztragmechanismen werden erläutert, Aussagen zur Verformbarkeit formuliert und mit einer formelmäßigen Beziehung für den Tragwiderstand quantifiziert. Ingenieurmäßig vereinfachte Widerstands-Verformungsbeziehungen für verstärkte Wandscheiben bilden die Grundlage einer nichtlinearen Gebäudeberechnung unter Erdbebeneinwirkung. Die Berechnungen mit der Kapazitätsspektrum-Methode zeigen das Potential des Verstärkungssystems auf. Die Zusammenfassung der wesentlichen Erkenntnisse bildet als siebtes Kapitel den Abschluss der Arbeit.

2 Stand der Technik

Das Kapitel „Stand der Technik“ stellt die grundlegenden Erkenntnisse, auf denen die Dissertation aufbaut, zusammen. Die folgenden Themengebiete werden kurz dargelegt:

- Erdbebengefährdung in Deutschland und den angrenzenden Staaten
- Tragverhalten unverstärkter Mauerwerkswandscheiben unter Erdbebeneinwirkung
- Bekannte Verstärkungsmaßnahmen für Mauerwerkswände

Aufgrund der großen Breite in den einzelnen Fachgebieten werden nur die relevanten Kernaussagen genannt. Für einen weiterführenden Einblick sei auf die jeweiligen Literaturhinweise verwiesen.

2.1 Erdbebengefährdung in Deutschland und den angrenzenden Staaten

Die Untersuchung der Anwendbarkeit des verstärkten Wandsystems soll perspektivisch nicht allein auf Deutschland beschränkt bleiben. Die Bauarten und verwendeten Mauersteine unterscheiden sich länderspezifisch, jedoch ist eine grundsätzliche Übertragbarkeit auf Mauerwerksbauwerke in anderen Ländern möglich. So wird im Rahmen dieser Arbeit in Bezug auf die Erdbebeneinwirkung der Blick Richtung Belgien und Frankreich im Westen und auf die Schweiz, Österreich und Italien im Süden erweitert.

Deutschland liegt in einem Gebiet niedrigerer bis moderater Erdbebengefährdung. Der Erdbebenkatalog für Deutschland mit Randgebieten [L2] weist das letzte Schadensbeben für das Jahr 1992 (Intensität VII – ML 5,9) in der Niederrheinischen Bucht aus. Das Epizentrum lag bei Roermond in den Niederlanden.

Bild 2.1 zeigt die Karte der Schadenbeben in Deutschland mit Randgebieten der Jahre 800 - 2008 [L2] im Vergleich mit der Erdbebenzonenkarte der DIN EN 1998-1 [05]. Zurzeit gilt die Schwäbische Alb als das aktivste Erdbebengebiet in Deutschland. Hier ereignete sich in Albstadt im Jahr 1978 das stärkste Beben der jüngsten Vergangenheit mit dem Epizentrum in Deutschland (Intensität VII-VIII – ML 5.7). Dieses Erdbeben führte insbesondere an Mauerwerksgebäuden zu schweren Schäden.

Die Auswirkungen des Albstadtbebens zeigten die Notwendigkeit einer erdbebengerechten Auslegung von Gebäuden auch für Deutschland. Folglich wurde im Jahr 1981 mit der DIN 4149 [07] die erste Erdbebennorm eingeführt. Der letzte Stand der DIN 4149 stammt aus dem Jahr 2005. Im Zuge der Harmonisierung der europäischen Normen entstand in den 1990er Jahren Eurocode 8, der in Verbindung mit einem nationalen Anhang als DIN EN 1998-1 [05] die neue Bemessungsgrundlage für Gebäude in Deutschland und in den meisten europäischen Staaten darstellt.

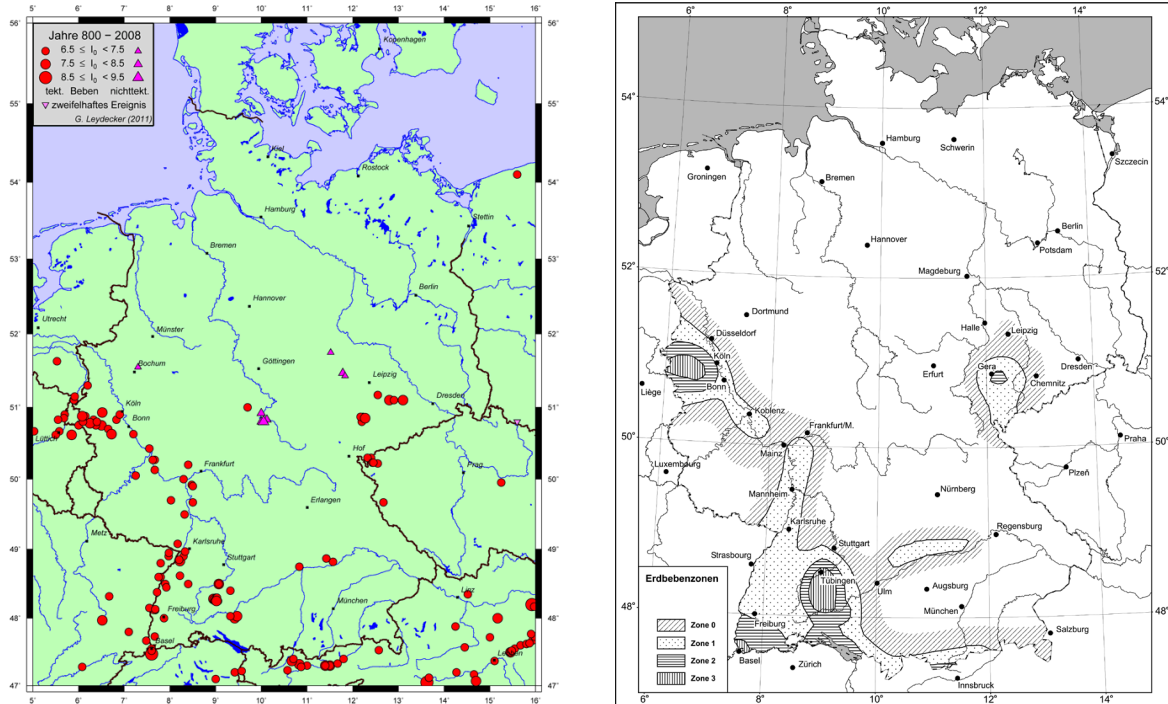


Bild 2.1 Karte der Schadenbeben [L2] / Erdbebenzonenkarte der DIN EN 1998-1 NA (2011) [05]

Die Einwirkungsgröße eines Erdbebens auf Gebäude wird mithilfe eines Beschleunigungs-Antwortspektrums beschrieben. Das angesetzte Bemessungserdbeben für allgemeine Hochbauten besitzt eine angenommene Wiederkehrperiode von 475 Jahren. Für ein Gebäude mit einer Auslegungszeit von 50 Jahren liegt die Wahrscheinlichkeit, dass dieses Bemessungsbeben in dieser Zeitspanne eintritt, somit bei 10 %.

Das elastische Antwortspektrum ist durch den Eurocode 8 europaweit vorgegeben. Bild 2.2 zeigt links das Spektrum für die fünf Untergrundklassen A bis E und nebenstehend die allgemeine Form als abschnittsweise definierte Funktion (vgl. [05] Absatz 3.2.2.2).

Die jeweiligen nationalen Anhänge regeln die Einschätzung der Erdbebengefährdung in Form der maximalen Bodenbeschleunigung (Peak Ground Acceleration, kurz PGA) für Fels.

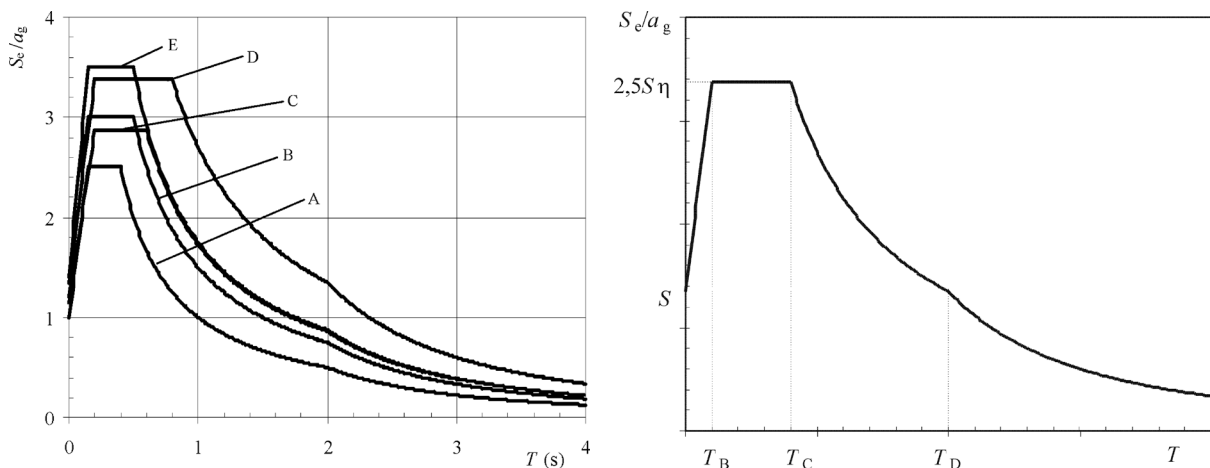


Bild 2.2 Elastisches Antwortspektrum DIN EN 1998-1 Typ 1 – Baugrundklasse A-E (5 % Dämpfung) [05]

Diese wird für die höchste deutsche Erdbebenzone (Zone 3) mit einem Wert von $a_g = 0,8 \text{ m/s}^2$ angegeben. Weiterhin werden unter anderem in Deutschland der Faktor S zur Berücksichtigung der Untergrundklasse (A - E) und die Kenngrößen der Schwingperioden T_B , T_C und T_D zur Beschreibung der Erdbebencharakteristik angepasst.

Eine Gebäudeberechnung im Erdbebenlastfall erfolgt aufbauend auf den Spektren der Norm und einer Analyse des Gebäudes bezüglich der dynamischen Eigenschaften. Je nach Gebäudekomplexität lässt die Norm verschiedene Nachweisverfahren zu. In der Baupraxis werden in der Regel das vereinfachte oder das allgemeine Antwortspektrumverfahren angewandt. Weiterhin ermöglicht die Norm die Anwendung nichtlinearer Rechenverfahren, wie eine Zeitverlaufsberechnung mithilfe der Finiten-Element-Methode oder die Kapazitätsspektrum-Methode, auf deren Anwendung in Kapitel 6 eingegangen wird.

Ein europäisches Forschungsprojekt der letzten Jahre namens „SHARE“ hatte das Ziel ein europaweit einheitliches Modell zur Beurteilung der Erdbebeneinwirkung zu entwickeln. Das SHARE-Projekt ist ein Zusammenschluss der führenden europäischen geologischen Forschungseinrichtungen. Im deutschsprachigen Raum sind das GFZ in Potsdam, der Schweizerische Erdbebendienst und die ETH Zürich beteiligt.

Bild 2.3 zeigt das Ergebnis der ermittelten maximalen Bodenbeschleunigungen (PGA) für eine Wiederkehrperiode von 475 Jahren und den Untergrund Fels. Die European Seismic

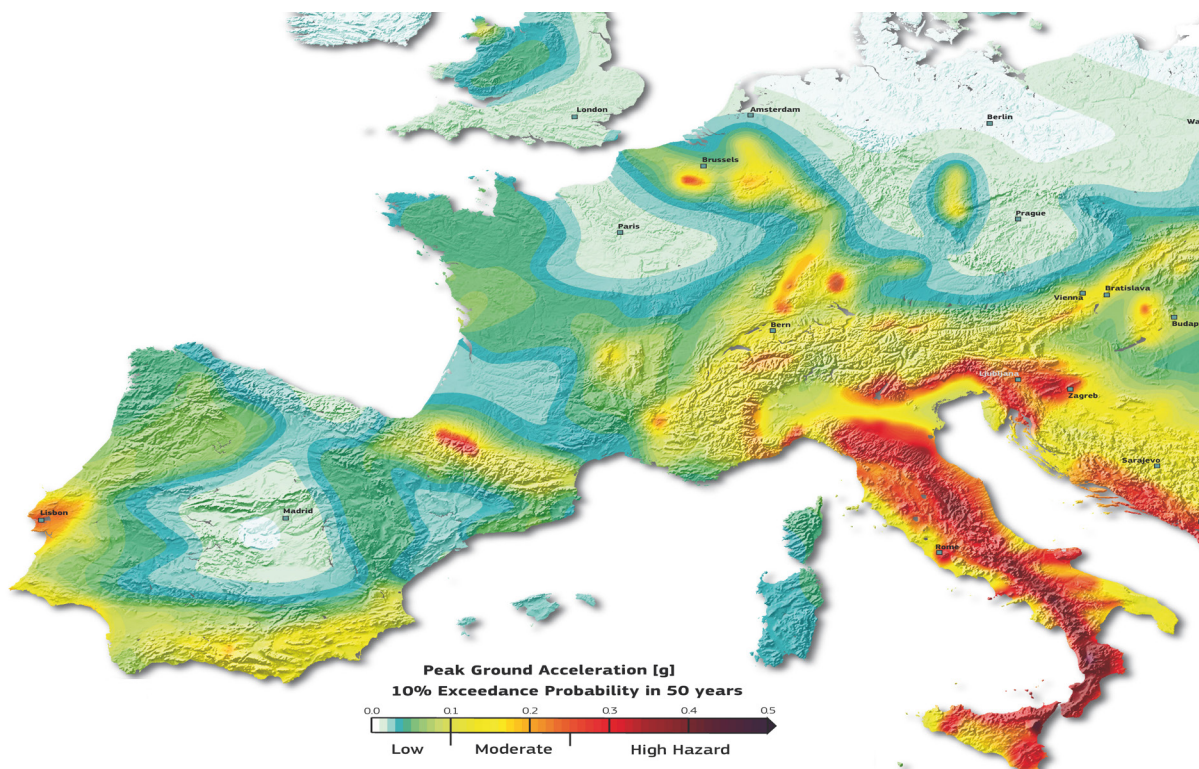


Bild 2.3 Ausschnitt aus der European Seismic Hazard Map 2013 - PGA – 475 Jahre Wiederkehrperiode ¹

¹ Originaldokument: European Seismic Hazard Map, August 2013 (ESHM13) © SHARE
<http://www.share-eu.org>

Hazard Map 2013 weist für Deutschland, in Übereinstimmung mit Bild 2.1, vier Erdbebengebiete aus. Diese sind (in Reihenfolge steigender Bodenbeschleunigung) das Vogtland, die Niederrheinische Bucht, der Oberrheingraben und die Schwäbische Alb.

Über die bereitgestellte Online-Datenbasis sind die maximalen Bodenbeschleunigungen für ganz Europa für den Untergrund Fels und einheitliche Gefährdungsspektren (Uniform Hazard Spectra kurz: UHS) für jeden Standort einzusehen und abzurufen.

Die deutschen Erdbebengebiete werden durch SHARE durchweg in ihrer Spektralbeschleunigung im Vergleich zu den normativ verankerten Beschleunigungen höher eingestuft.

Für die Schwäbische Alb wird ein PGA-Wert von ca. 0,30 g angegeben. Damit befindet sich dieses Gebiet entsprechend der angegebenen Farbskala in der gleichen Zone wie die Erdbebengebiete Norditaliens. In Italien hingegen weichen die ermittelten Werte nur wenig von den normativen Beschleunigungswerten ab. Die in SHARE ermittelten Ergebnisse befinden sich zurzeit in den Fachgremien in der Diskussion.

Mit dem Blick auf das eingangs eingegrenzte Gebiet in Europa sind PGA-Werte bis zu einer Größe von 0,35 g zu erwarten. Für eine wirtschaftliche Auslegung erfordert dies Tragkonzepte, die dem Erdbeben duktile Trageigenschaften entgegenstellen und im Verformungsprozess eingebrachte Energie dissipieren können. In der Folge stellen sich in den aussteifenden Tragelementen kleinere Beanspruchungen ein.

Mauerwerkgebäude verfügen in der Regel nicht über diese Fähigkeit. So zeigt sich der Bedarf nach Mauerwerkswandsystemen oder effektiven Verstärkungsmethoden, die Mauerwerksgebäuden dieses Tragverhalten eröffnen. Die Schaffung dieser konstruktiven Voraussetzung ermöglicht die Anwendung von nichtlinearen Berechnungsmethoden, mit deren Hilfe das Tragpotential für den Nachweis der Gebäudestruktur herangezogen werden kann.

2.2 Aussteifende Mauerwerkswände unter Erdbebeneinwirkung

Aussteifende Mauerwerkswände in einem Gebäude erfahren in der Regel ihre Beanspruchungen infolge der einwirkenden Windlast und dem Abtrag der vertikalen Lasten. Es ergibt sich eine kombinierte Normal- und Querkraftbeanspruchung. Die normgerechte Auslegung stellt sicher, dass das Bauteil tragfähig und dauerhaft ist und Qualitätsanforderungen an die Tragstruktur eingehalten werden. Bei Mauerwerkswänden bedeutet dies unter anderem, dass ein Auftreten von Rissen in einer Mauerwerkswand nicht akzeptabel ist.

Im Falle eines Erdbebens kann die Betrachtung des Tragverhaltens einer Gebäudestruktur jedoch weiter gefasst werden. DIN 4149 [07] formuliert in Abschnitt 1 (1) die Zielsetzung:

„Ziel der Norm ist, im Falle eines Erdbebens menschliches Leben zu schützen, Schäden zu begrenzen und sicherzustellen, dass für die öffentliche Sicherheit und Infrastruktur wichtige bauliche Anlagen funktionstüchtig bleiben.“

Bei der Auslegung von Tragstrukturen muss eine Entscheidung getroffen werden zwischen einer weitestgehend schadensfreien, aber baulich umfangreichen Ausbildung und einer wirtschaftlichen Auslegung des Gebäudes mit einer akzeptablen Schädigung der Struktur im Falle des Bemessungserdbebens. Das Ziel für eine erdbebengerechte Konstruktion ist somit eine Auslegung, die es ermöglicht, dass das Gebäude leichte bis mittlere Erdbeben (bezogen auf das Bemessungsniveau) - die häufiger auftreten - ohne Schäden übersteht. Im Falle eines starken Bebens wird eine Schädigung bei sichergestellter Tragfähigkeit der Struktur akzeptiert. Eine solche Bemessung des Gebäudes setzt voraus, dass man das Tragverhalten des untersuchten Gebäudes sehr gut beschreiben, Grenzzustände identifizieren und quantifizieren kann.

2.2.1 Tragverhalten der Mauerwerkswand

Die grundlegenden Untersuchungen und Erkenntnisse zum Tragverhalten von Mauerwerkswandscheiben unter kombinierter Normal- und Querkraftbeanspruchung wurden in den 1970ern durch *Mann/Müller* aufgezeigt [M1]. In Ihrem Aufsatz stellen Sie eine Bruchtheorie für schubbeanspruchtes Mauerwerk vor und zeigen die Spannungsverteilung in den Lagerfugen der Mauerwerkswand auf. Aus dieser wird der Schubwiderstand der Wandscheibe für die Norm abgeleitet. Die Verteilung wird in aktuellen Studien für den Wandmittenbereich weiterhin angewandt und für die übrigen Wandbereiche teilweise erweitert.

Es werden vier Bruchkriterien definiert, deren Hüllkurvenzug der Bruchspannungen im σ_x - τ -Diagramm ebenfalls in Bild 2.4 aufgeführt sind. Sie werden nachfolgend in Absatz 2.2.2 besprochen.

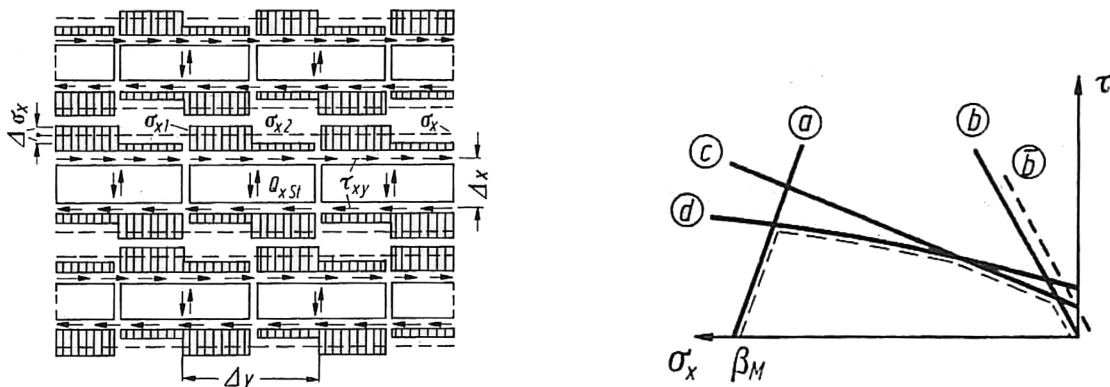


Bild 2.4 Spannungsverteilung im Mauerwerksverband (I) – Hüllkurvenzug der Bruchspannungen (r) [M1]

- a) Versagen des Mauerwerks auf Druck
- b) Versagen durch Klaffen der Lagerfugen
- c) Versagen der Lagerfugen auf Reibung
- d) Versagen durch Reißen der Steine

In der Folge wurden zahlreiche Forschungstätigkeiten durchgeführt, mit dem Ziel das Tragverhalten von Mauerwerksscheiben unter Schubbeanspruchung weiterführend zu untersuchen. Dabei wurden experimentelle, analytische und in den letzten 20 Jahren vermehrt numerische Ansätze verfolgt.

Die Grundlage aller Forschungsprogramme stellen experimentelle Untersuchungen dar. Um in einem Experiment das Tragverhalten von Mauerwerksgebäuden unter einer Erdbebeneinwirkung realitätsnah zu bestimmen weist der Stand der Technik drei grundlegende Versuchsaufbauten aus. Die Konfigurationen lassen sich in Gebäude- und Bauteilversuche gliedern.

Untersuchungen von Gebäudestrukturen unter Erdbebeneinwirkung können mithilfe von Rütteltisch- oder Reaktionswandversuchen erfolgen. Beide Versuchsaufbauten untersuchen vollständige Gebäudestrukturen oder Gebäudeausschnitte und geben primär Aufschluss über das Gebäudeverhalten im Erdbebenfall. Die Auswertung einzelner Wandscheiben ist möglich, die Beanspruchungen stehen jedoch stets im Gebäudekontext und sind nicht losgelöst zu betrachten. Für einen vertiefenden Einblick sei auf die Veröffentlichungen von Tomazevic [T1] zu Rütteltischversuchen und Ötes *et al.* [Ö3] zu Reaktionswandversuchen verwiesen.

Zur Bestimmung des Tragverhaltens von aussteifenden Mauerwerkswänden haben sich Wandversuche etabliert. Hier wird in der Regel eine isolierte, aus dem Gebäudekontext gezogene Mauerwerkswand in einem Bauteilversuch betrachtet. Das Tragverhalten einer einzelnen Wand kann unter gezielt festgelegten Randbedingungen am Wandkopf und Wandfuß unter einer kombinierten Normal- und Querkrafteinwirkung untersucht werden. Der Einbau erfolgt zwischen einer starren Bodenplatte aus Stahlbeton und einem beweglichen Kopfbauteil (aus Stahlbeton oder Stahl), über das die Verformungen in das System

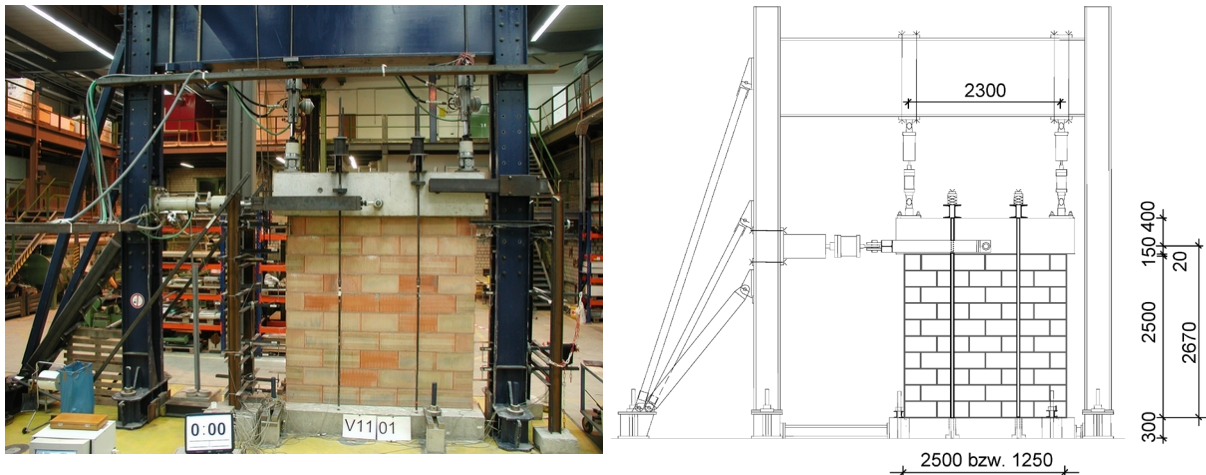


Bild 2.5 Versuchsaufbau der Wandversuche an der Universität Dortmund [L1]

eingbracht werden. Am Wandkopf werden im Versuch horizontale zyklische Verformungen quasistatisch aufgebracht. So werden Aussagen zum Tragverhalten von einzelnen Wänden möglich, ohne das gesamte Gebäude zu testen. *Tomazevic et al.* zeigen in ihren Untersuchungen auf, dass eine stufenweise gesteigert aufgebrachte Kopfverformung in Form einer Sinusbelastung ein repräsentatives Tragverhalten von Wänden unter einer zyklischen Belastung widerspiegelt [T2]. Aufbauend auf diesen Ergebnissen wurden unter anderem in Dortmund in den Jahren 2000 bis 2006 Wandversuche an geschosshohen Mauerwerkswänden mit variierenden Randbedingungen durchgeführt. Bild 2.5 zeigt den Versuchsaufbau der Dortmunder Wandversuche [L1].

Aufbauend auf diesen Versuchsergebnissen wird nachfolgend kurz das Tragverhalten von unverstärkten Mauerwerkswänden charakterisiert und die Versagenszustände aufgezeigt.

Das Tragverhalten von Mauerwerkswandscheiben unter einer kombinierten Normal- und Querkraftbeanspruchung ist grundsätzlich davon bestimmt, dass in den Fugen zwischen den einzelnen Steinen nur Druck- und Scherspannungen übertragen werden können. Die Weiterleitung von Zugspannungen einer nennenswerten Größenordnung ist nicht möglich. Dies hat sowohl Auswirkungen auf die Fähigkeit zur Lasteinleitung durch die angrenzenden Bauteile (Decken), wie auch auf die Spannungsverteilung im Steingefüge (Wandinnere).

Betrachtet man die Wand vorerst als eine zusammenhängende homogene Scheibe, ohne ein mögliches Versagen im Wandinneren, so lässt sich eine grundsätzliche, den Tragwiderstand begrenzende Mechanik der rotierenden Wandscheibe charakterisieren. *Löring* [L1] und *Elsche* [E1] stellen dieses globale Verhalten in ihren Arbeiten vor. Die Ausbildung eines Querkrafttragwiderstands ist demnach abhängig von der Auflast, den Wandabmessungen und der Einspannwirkung der lasteinleitenden Bauteile am Wandkopf und Wandfuß. *Löring* definiert zur Beschreibung der Einspannwirkung einen Faktor k_M , welcher als Produkt mit der Wandhöhe ($k_M \cdot h_w$) die Lage des Momentennulldurchgangs angibt [L1]. Für die Volleinspannung (beidseitig) ergibt sich k_M zu 0,5, für die Kragwand (Einspannung am Wandfuß) resultiert ein k_M -Wert von 1,0.

Weiterhin lässt sich unter der Annahme einer linearen Normalspannungsverteilung in den Lagerfugen eine globale Druckstrebe als Gerade definieren. Diese verläuft durch die Schwerpunkte der Normal- und Schubspannungsverteilung am Wandkopf, Wandfuß und in den Lagerfugen. Die Neigung (Steigung) der Druckstrebe gibt das Verhältnis der anstehenden Normalkraft N (Auflast) zur aktuellen Querkraft H an. Je kleiner die Steigung der Druckstrebe, desto größer der bezogene Querkraftanteil. Der Schnittpunkt der Druckstrebe mit der Wandmittelachse ergibt den zuvor definierten Momentennulldurchgang.

Die Abbildungen in Bild 2.6 und Bild 2.7 zeigen den Ansatz einer linearen Spannungsverteilung in den lasteinleitenden Fugen am Wandkopf und -fuß für die beidseitig eingespannte Wandscheibe. Die anfänglich konstante Normalspannungsverteilung (Bild 2.6 (1)) wird durch den Biegeanteil infolge der Querkraft mit einem antisymmetrischen Verlauf überlagert (Bild 2.6 (2)). Mit zunehmender Momentenbeanspruchung infolge der Querkraftzunahme nimmt die Normalspannung auf der einen Seite immer mehr ab und erreicht schließlich den Wert „Null“ (Bild 2.6 (3)). Dieser Zustand wird als elastische Grenze

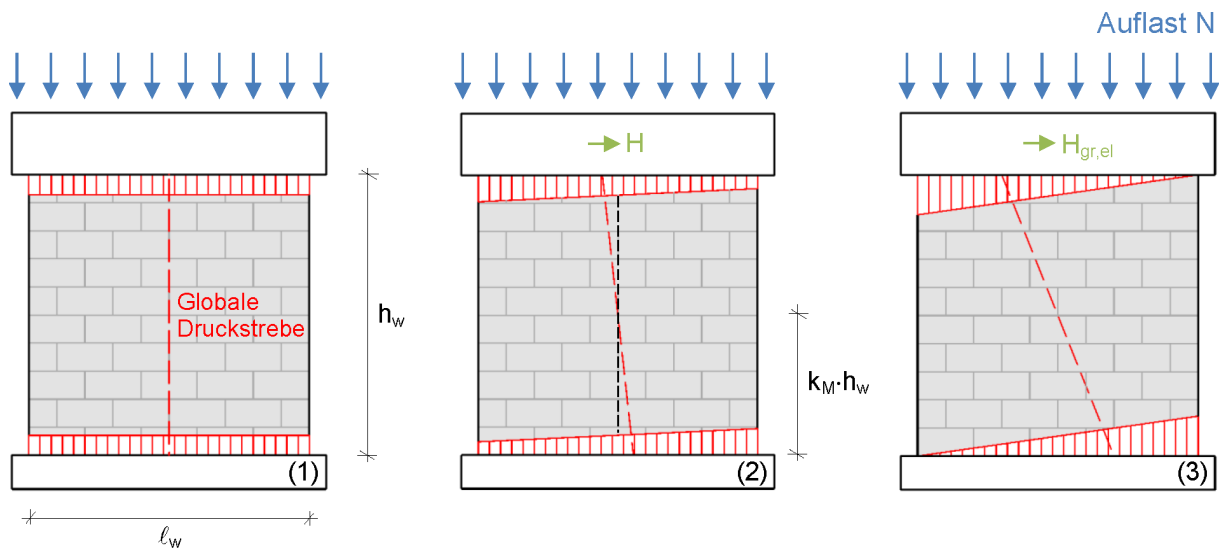


Bild 2.6 Ansatz Normalspannungsverteilung Wandkopf und Wandfuß (überdrückter Zustand)

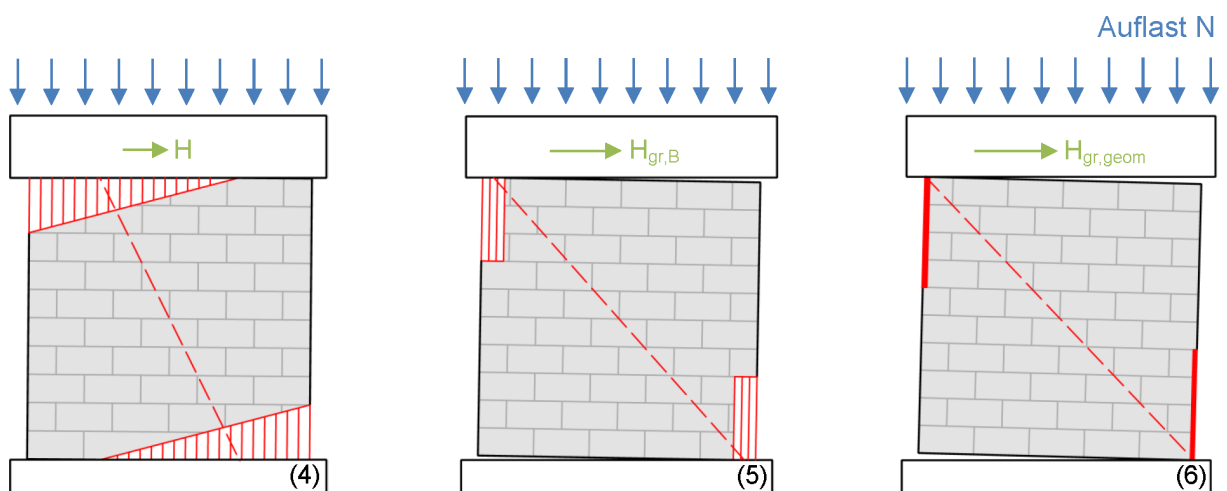


Bild 2.7 Ansatz Normalspannungsverteilung Wandkopf und Wandfuß (klaffender Zustand)

definiert. Der zugehörige Kraftwert $H_{\text{grenz,elastisch}}$ (kurz: $H_{\text{gr,el}}$) lässt sich aus der Spannungsverteilung zurückrechnen und wird von *Elsche* wie folgt angegeben [E1].

$$H_{\text{gr,el}} = \frac{N \cdot \ell_w}{6 \cdot k_M \cdot h_w} \quad (2.1)$$

Bei Überschreitung dieser Kraftgröße setzt ein Klaffen in der Fuge zwischen Wand und angrenzender Decke ein, da die Zugspannung durch die Mörtelschicht nicht übertragen werden kann (Bild 2.7 (4)). Durch die Rotation der Wandscheibe zwischen den Decken kommt es zu einem Rückgang der Steifigkeit gegenüber der horizontalen Einwirkungskomponente. Für eine derart rotierende Wandscheibe lässt sich ein idealisierter Grenzzustand (Bild 2.7 (6)) und ein zugehöriger maximal erreichbarer Tragwiderstand $H_{\text{grenz,geometrisch}}$ ($H_{\text{gr,geom}}$) ausweisen, der sich aus der Geometrie der Wand ableitet (vgl. [E1]).

$$H_{\text{gr,geom}} = \frac{N \cdot \ell_w}{2 \cdot k_M \cdot h_w} \quad (2.2)$$

Dieser maximale Querkrafttragwiderstand ist als theoretische Grenzgröße anzusehen. Er kann in der Realität nicht erreicht werden. Aufgrund der Rotation und der daraus folgenden zunehmenden Verkürzung der überdrückten Wandlänge nehmen die Druckspannungen in der Wanddecke stark zu. Schließlich kommt es hier zu einer Überschreitung der Materialfestigkeit. Dieser Tragwiderstand wird allgemein als Biegedrucktragfähigkeit bezeichnet. Zur Ermittlung des Widerstandsniveaus wird von einem vollplastischen Spannungsansatz im eingeschnürten Eckbereich ausgegangen (Bild 2.7 (5)).

Als ein Indikator für das Tragverhalten der Mauerwerkswandscheibe dient die Hüllkurve der Hystereseschleifen im Kraft-Verformungs-Diagramm, welches den erreichten Querkrafttragwiderstand der eingebrachten Kopfverformung gegenüberstellt. Sie wird als Kraft-Verformungs-Beziehung bezeichnet und kann auch als Kapazitätskurve des Tragwiderstands in Bezug auf die Geschossverschiebung verstanden werden.

Elsche stellt einen Ansatz vor, der es ermöglicht die Kraft-Verformungs-Beziehung einer Mauerwerkswandscheibe aufgrund der Material-, Geometrie- und Beanspruchungsdaten zu ermitteln [E1]. Die Beziehung beschreibt das zuvor erläuterte Verhalten der rotierenden Wandscheibe ohne Berücksichtigung eines Versagens der Bauteile. Die Kurve kann so als idealisierte Grenzfunktion des Querkrafttragwiderstands der ungeschädigten, rotierenden Wandscheibe in Abhängigkeit von der Kopfverformung verstanden werden.

Bild 2.8 stellt die bereichsweise definierte Funktion grafisch dar und bringt sie in Beziehung zu den zuvor aufgezeigten Spannungszuständen (1) - (6).

Die Inhomogenität des Mauerwerksgefüges wird mit einem abgeminderten Schubmodul G berücksichtigt. Die Anpassung erfolgt auf Grundlage der ermittelten Anfangssteifigkeiten in den Wandversuchen.

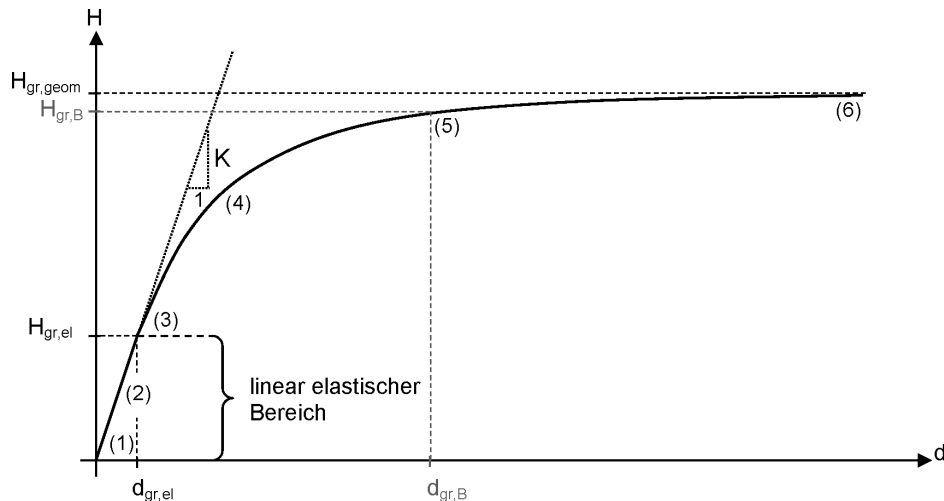


Bild 2.8 Prinzipielle Darstellung der Kraft-Verformungs-Beziehung nach *Eische* [E1] (eigene und ergänzte Notation)

$$\text{Bereich 1: für } d \leq d_{gr,el} : H(d) = K \cdot d \quad (2.3)$$

$$\text{mit: } d_{gr,el} = \frac{H_{gr,el}}{K} \quad (2.4)$$

$$\text{Bereich 2: für } d > d_{gr,el} : H(d) = (H_{gr,geom} - H_{gr,el}) \cdot \left(\tanh \left(\frac{K \cdot (d - d_{gr,el})}{H_{gr,geom} - H_{gr,el}} \right)^n \right)^{\frac{1}{n}} + H_{gr,el} \quad (2.5)$$

$$\text{mit: } n = 0,44 + 0,2 \cdot (1 - k_M) \cdot \left(\frac{\ell_w}{1250} - 1 \right) \quad (2.6)$$

für $\ell_w \geq 1250 \text{ mm}$, sonst $n = 0,44$ und $0,5 \leq k_M \leq 1,0$

Anfangssteifigkeit (Sekanten-Steifigkeit im elastischen Anfangsbereich):

$$K = K_{anf} = \frac{1}{\frac{1}{EI} \cdot h_w^3 \cdot \frac{1}{6} \cdot (-1 + 3 \cdot k_M) + \frac{6}{5} \cdot \frac{1}{G \cdot A} \cdot h_w} \quad (2.7)$$

In den weiteren Darstellungen ausgewerteter Kraft-Verformungs-Beziehungen von unverstärkten und verstärkten Wandversuchen sowie numerischer Berechnungen wird diese Grenzkurve des idealisierten maximalen Tragwiderstands der rotierenden Wandscheibe als Referenzkurve zum einordnenden Vergleich mit aufgeführt. Sie ermöglicht so ein direktes Verständnis zur jeweiligen Ausschöpfung der theoretisch möglichen Tragkapazität und zum Einsetzen von Schädigungsprozessen bei einer Abweichung von der idealisierten Kurve, die stets den oberen Grenzwert darstellt.

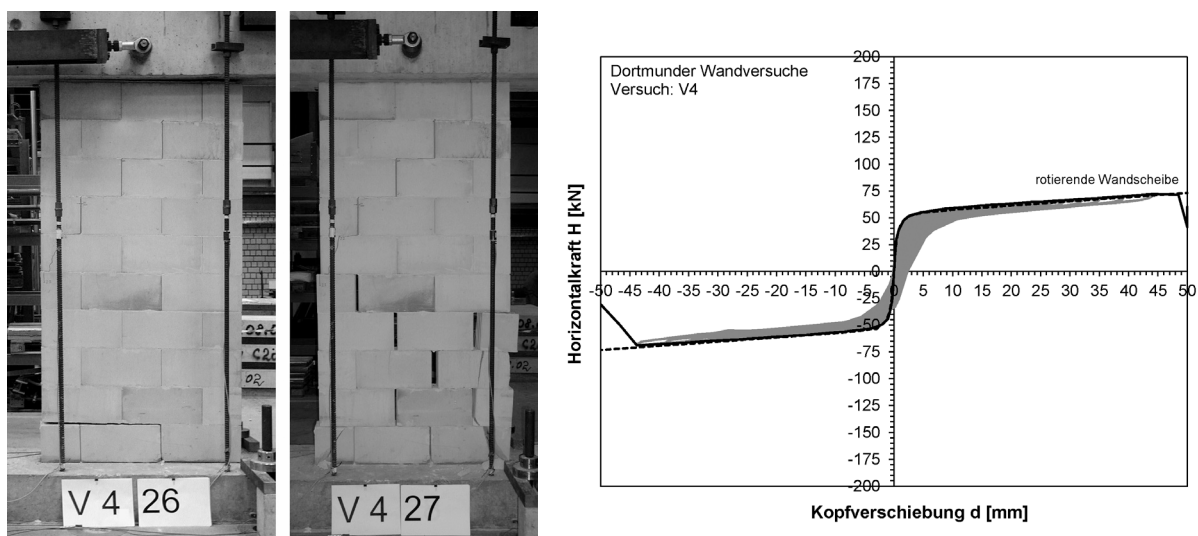
2.2.2 Versagensarten von Mauerwerkswandscheiben

Besprochen werden an dieser Stelle die Versagensarten von aussteifenden Mauerwerkswänden mit Steinen im 2:1 Format und einem Überbindemaß der halben Steinlänge. Derart aufgebaute Mauerwerkswände bilden den Ausgangspunkt für das untersuchte Verstärkungssystem. Die Versagensmechanismen dieser Mauerwerkswände lassen sich in zwei grundsätzliche Kategorien unterteilen. Ein Versagensmechanismus ist als Biegedruckversagen (Eckversagen) der rotierenden Wandscheibe bekannt. Die zweite Kategorie ist als Schubversagen klassifiziert, welches aus der Wandmitte heraus entsteht. Dem Schubversagen sind das Reibungsversagen und das Steinzugversagen zuzuordnen. Der Mechanismus des „Klaffens der Steine“ kann geometrisch bedingt für Steine im Format 2:1 nicht auftreten und wird dementsprechend im Weiteren nicht näher besprochen.

Biegedruckversagen

Ein Biegedruckversagen ist für Wände zu erwarten, die aufgrund ihrer geometrischen Randbedingungen nur niedrige Querkräfte im Verhältnis zu ihrer Auflast aufnehmen können. Dies trifft auf kurze Wände sowie auf längere Wände zu, die am Wandkopf keine oder nur eine geringe Einspannung erfahren. Der Versagensmechanismus wird von dem Biegemoment bestimmt (Momenten empfindliches System).

Bei zunehmender Steigerung der Kopfverformung kommt es zur Rotation der gesamten Wandscheibe zwischen den angrenzenden Decken. Der klaffende Bereich am Wandkopf und Wandfuß wird immer größer, dementsprechend wird der überdrückte Bereich kleiner. In der Folge stellt sich in den belasteten Wandecken eine starke Spannungskonzentration ein, die in Abhängigkeit der Festigkeit des Mauerwerks zu einem „Druckversagen“ der Steine in der Wandecke führt und so den Tragwiderstand begrenzt.



a) Schadensbild: Eckversagen Druck

b) Kraft-Verformungs-Beziehung

Bild 2.9 Biegedruckversagen – Dortmunder Wandversuche [Ö4]

Bild 2.9 zeigt links das Schadensbild und rechts die zugehörige Kraft-Verformungs-Beziehung der Versuchswand V4 der Dortmunder Wandversuche. Es handelt sich um eine 1,25 m lange und 2,5 m hohe Wand aus Kalksandstein mit Steinen im Format 2:1. Die Versuchswand erfährt beidseitig eine Einspannung in die lasteinleitenden Bauteile.

Große Verformungen (hier bis 45 mm) toleriert die Wandscheibe schadensfrei. Lediglich am Wandfuß zeigt sich die aufgehende Lagerfuge infolge der Rotation oberhalb der ersten Steinreihe (Bild 2.9 a links). Mit dem Ecksteinversagen kommt es zu einem abrupten Tragwiderstandsabfall. Größere Verschiebungen in der Verbandsstruktur sind die Folge (Bild 2.9 a rechts).

Bedingt durch die Rotation der Wandscheibe kommt es mit zunehmender horizontalen Auslenkung zu einer Anhebung des Wandkopfes. In den Wandversuch führt dies zu einer Deformation des Tellerfederpaketes, welches in Verbindung mit den Vorspannstangen und Quertraversen die Auflast realisiert. Für größere Verformungen stellt sich in der Folge eine lineare Auflasterhöhung im Versuchslauf ein. *Ortlepp* [O2] und *Elsche* [E1] zeigen auf, dass große Rotationen der Mauerwerkswand auch im Gebäudekontext zu einer Auflasteränderung führen. So erfahren außenwandnahe aussteifende Querwände bei Auslenkung eine Auflasterhöhung, da sich die Decke durch die Rotation von der Längswand abhebt und sich so die Lastezugsfläche der Querwand vergrößert. Die Auflasteränderung ist abhängig von der Wandpositionierung im Grundriss und gegebenenfalls auch unterschiedlich für die jeweilige Bewegungsrichtung.

Infolge der Auflasterhöhung nimmt die Querkrafttragfähigkeit der Wandscheibe zu. So kommt es im Versuchslauf mit zunehmender Verformung zu einem Anstieg des Tragwiderstands.

Wie der Vergleich der Widerstandskurve mit der zuvor definierten idealisierten Grenztragfähigkeit der rotierenden Wandscheibe zeigt, schöpft die Wand ihre mögliche Tragkapazität vollständig aus. Die Erhöhung der Auflast wird für die Ermittlung der Grenztragfähigkeit berücksichtigt. Die Kurven verlaufen nahezu deckungsgleich.

Der Nachweis bezüglich eines Biegedruckversagens der Wandscheibe lässt sich gemäß DIN EN 1996-1-1 6.1.2.1 und NA.K.2 [04] mit dem folgenden Format führen.

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad (2.8)$$

$$\text{mit : } N_{Rd} = \phi \cdot \ell \cdot t \cdot f_d \quad (2.9)$$

$$\phi = 1 - 2 \cdot \frac{V_{Ed}}{N_{Ed}} \cdot \lambda_v \quad (2.10)$$

$$\lambda_v = \psi \cdot \frac{h}{\ell} \quad (\psi \text{ entspricht } k_M) \quad (2.11)$$

Das Format setzt eine bekannte Auflast N_{Ed} und Querkraftbelastung V_{Ed} voraus. Es wird keine explizite Grenztragfähigkeit bestimmt. Diese lässt sich jedoch ermitteln, indem die Terme ineinander eingesetzt und die vorhandenen Schnittkräfte durch ihre Widerstandsgrößen N_{RD} und V_{Rd} ersetzt werden.

Umgeschrieben auf die eigene Notation und nach V_{RD} umgestellt, bestimmt sich die Biegedrucktragfähigkeit der Wandscheibe so zu

$$V_{Rd,B} = \frac{N \cdot \ell_w}{2 \cdot k_M \cdot h_w} \cdot \left(1 - \frac{N}{\ell_w \cdot t_w \cdot f_{MW}} \right) \quad (2.12)$$

Im vorderen Term findet sich Formel (2.2) wieder, die die idealisierte Tragfähigkeit der rotierenden Wandscheibe beschreibt. Diese wird abgemindert um einen Faktor, der die anstehende Normalspannung in Bezug zur Mauerwerksdruckfestigkeit setzt. Bei niedrigen Normalspannungen im Verhältnis zur Mauerwerksdruckfestigkeit liegt die Biegedrucktragfähigkeit somit nahe an der idealisierten Grenztragfähigkeit (vgl. Bild 2.8).

Die Beziehung lässt sich auch direkt aus dem globalen Gleichgewicht des Spannungsbilds (5) (Bild 2.7) unter der Annahme ableiten, dass die die Mauerwerksdruckfestigkeit f_{MW} als Festigkeitskenngröße die Ausbildung des plastischen Spannungszustands begrenzt.

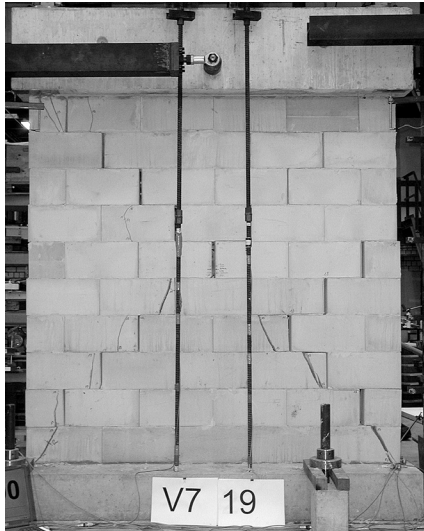
Schubversagen

Ein Schubversagen tritt in der Regel bei gedrungeneren, längeren Wandscheiben auf, die zusätzlich zum Wandfuß auch am Wandkopf eine Einspannung in das aufgehende Geschoss erfahren. Als Folge kann sich eine deutlich flacher geneigte Druckstrebe einstellen und der mögliche Querkrafttragwiderstand fällt höher aus. Es kommt zu einem den Tragwiderstand begrenzenden Querkraftversagen.

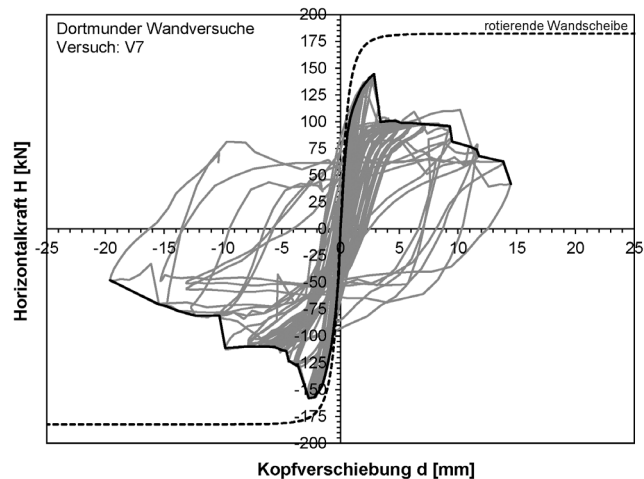
Unter der kombinierten Einwirkung von Normal- und Querkraft entstehen senkrecht zur geneigten Druckstrebe Querdehnungen bzw. Querkzugspannungen. In der Mauerwerksstruktur müssen die Zugspannungen sowohl durch die Steine als auch über die Lagerfugen abgetragen werden können. In Abhängigkeit des Verhältnisses der Steinzugfestigkeit zur Schertragfähigkeit der Mörtelfugen stellt sich entweder ein Reibungsversagen in Form eines Treppenrisses oder Steinrisse entlang der Wanddiagonalen ein.

Reibungsversagen / Treppenriss

Ein Reibungsversagen ist in der Regel charakteristisch für Wände aus Kalksandstein. Bild 2.10 zeigt in der linken Abbildung das Versagensbild der Wandscheibe. Der Versagensprozess entwickelt sich in Form eines Treppenrisses aus der Wandmitte heraus (vgl. [L1] und [E1]). Infolge der Umverteilung der Spannungen am Stein nach Bild 2.4 kommt es dabei zu einer Überschreitung des Reibungswiderstandes auf der entlasteten Seite des Steines und der Treppenriss bildet sich aus. Weiterhin können entlang der Diagonalen neben



a) Schadensbild: Treppenriss



b) Kraft-Verformungs-Beziehung

Bild 2.10 Reibungsversagen / Treppenriss – Dortmunder Wandversuche [Ö4]

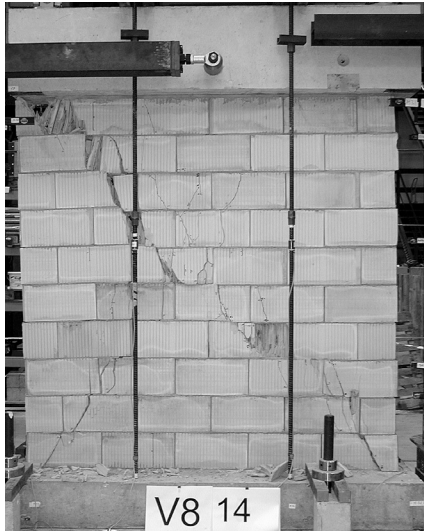
den geöffneten Stoßfugen, die in der Folge des Reibungsversagens entstehen, zusätzlich Steinrisse auftreten. Es konnte beobachtet werden, dass es in Wänden infolge eines einsetzenden Treppenrisses zu Umlagerungen und daraus resultierenden Biegebeanspruchungen der Steine kommt. *Löring* beschreibt, dass dies am Eckstein zu einem abschließenden Steinriss führt, der die Tragfähigkeit der Wandscheibe begrenzt [L1].

In Bezug auf die zuvor definierte Kurve der Grenztragfähigkeit der rotierenden Wandscheibe zeigt Bild 2.10 b, dass der erreichte Tragwiderstand deutlich niedriger ausfällt. Bereits bei kleinen Verformungen bleibt die Versuchskurve hinter der Grenzkurve zurück. Dieser Abstand wird mit zunehmender Verformung und dem einsetzenden Reibungsversagen größer, bevor es bei wenigen Millimeter Kopfverformung zu einem abrupten Versagen mit deutlichem Widerstandsabfall infolge des Ecksteinrisses kommt. Für die weiteren Beanspruchungen steht ein deutlich niedrigerer Tragwiderstand zur Verfügung.

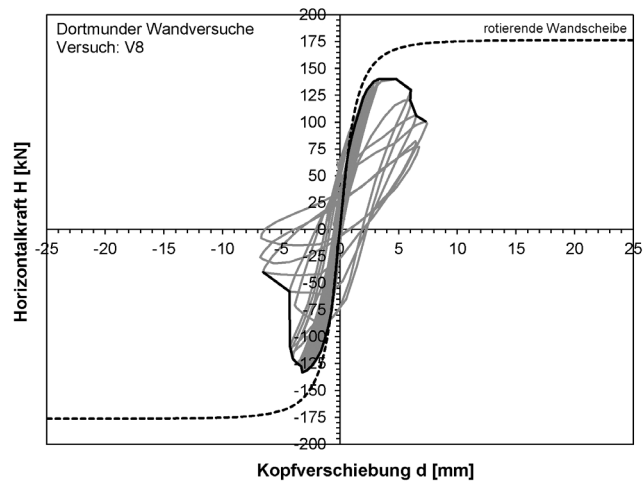
Mit dem Ecksteinversagen setzt ein stetig fortschreitender Schädigungsprozess ein. Die Öffnungen in den Stoßfugen nehmen mit jeder Verformungsbewegung zu und nach und nach entstehen immer mehr Steinrisse entlang der Wanddiagonalen. Abschließend kann dieses Verhalten zum vollständigen Versagen der Mauerwerkswand führen.

Steinzugversagen

Ein Steinzugversagen ist in der Regel charakteristisch für Wände aus Hochlochziegeln. Durch die Verzahnung des Mörtels in den Kammern des Steins können die Scherkräfte gut zwischen Stein und Mörtelschicht vermittelt werden. Infolge des hohen Lochanteils besitzt der Stein wiederum nur eine geringe Zugtragfähigkeit. So bilden sich maßgeblich entlang der Wanddiagonalen vertikale geneigte Steinrisse aus (Bild 2.11 a). Wie beim Treppenriss infolge des Reibungsversagens findet die Initialisierung in der Wandmitte statt. Hier entstehen die ersten Steinrisse und entwickeln sich von dort aus in die Ecken [E1].



a) Schadensbild: Steinzugversagen



b) Kraft-Verformungs-Beziehung

Bild 2.11 Steinzugversagen – Dortmunder Wandversuche [Ö4]

Auch für das Steinzugversagen zeigt sich, dass die Widerstandskurve bereits bei kleinen Verformungen von der idealisierten Widerstandskurve der rotierenden Wandscheibe abweicht und mit zunehmender Verformung weiter dahinter zurück bleibt.

Mit Ausbildung des Steinrisses in der Wandecke wird der maximale Querkrafttragwiderstand begrenzt. Es kommt zu einem abrupten, stark ausgeprägten Widerstandsabfall, der sich stetig fortsetzt. Die Schädigung der Wandstruktur ist erheblich.

Die DIN EN 1996-1-1 [04] weist auch den beiden Schubversagensmechanismen ein Format zum Nachweis der Querkrafttragfähigkeit (NDP zu 3.6.2 (3) und NA.K.3) zu. Auf diese wird hier nicht weiter eingegangen.

Bild 2.12 stellt die charakteristischen Versagensbilder der zuvor erläuterten Versagensmechanismen von unverstärkten Mauerwerkswänden gegenüber.

1. Druckversagen der Wandecke infolge der Rotation der Wandscheibe
2. Reibungsversagen der Lagerfugen (Treppenriss) mit anschließendem Ecksteinriss
3. Steinzugversagen

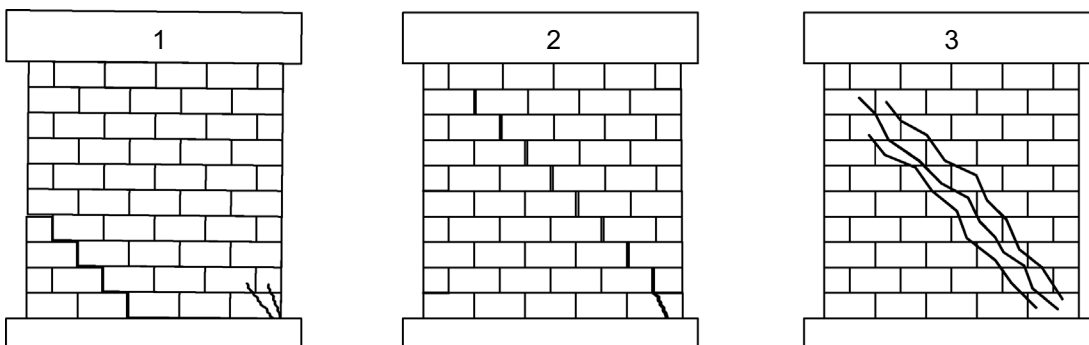


Bild 2.12 Grenztragmechanismen von unbewehrten Mauerwerkswänden

2.2.3 Betrachtungen zur Duktilität von Mauerwerksgebäuden und der Fähigkeit zur Energiedissipation

Die Duktilität und die Fähigkeit zur Energiedissipation einer Gebäudestruktur sind zwei Grundbausteine zur Entwicklung einer erdbebengerechten Konstruktion.

Der Begriff der Duktilität beschreibt die Verformungsfähigkeit einer Gebäudestruktur oder eines Bauteils. Ein duktiler Tragverhalten ist dadurch gekennzeichnet, dass der Tragwiderstand nach Überschreiten der elastischen Tragfähigkeit bei zunehmender Verformung auf einem annähernd konstantem Niveau bleibt (idealisiert in Bild 2.13)

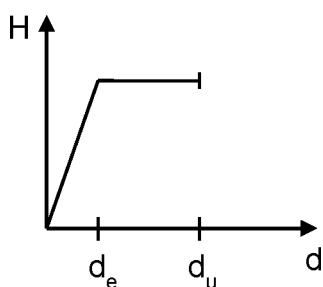


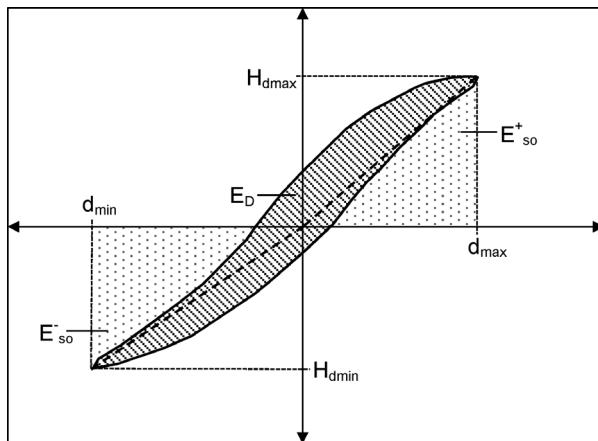
Bild 2.13 Duktilität – bilineare Widerstandskurve

Zwischen der Verformung bei Erreichen der elastischen Tragfähigkeit d_e und der maximalen, die zuvor aufgestellte Bedingung erfüllenden Verformung d_u (Bild 2.13), lässt sich ein Verhältniswert μ_u bestimmen. Dieser Verhältniswert μ_u wird als Maß der Duktilität herangezogen.

$$\mu_u = \frac{d_u}{d_e} \quad (2.13)$$

Eng verbunden mit dem Begriff der Duktilität ist die Fähigkeit der untersuchten Struktur zur Energiedissipation, der Abführung von Energie aus dem System. Ein duktiler Bauteilverhalten beschreibt zunächst das Widerstands-Verformungs-Verhalten. Der Grad der Energiedissipation kann unterschiedlich ausfallen, je nachdem welcher Mechanismus zum duktilen Bauteilverhalten führt.

Die Gesamtenergie des sich in Schwingung befindlichen Gebäudes setzt sich zusammen aus der Verschiebungsenergie (potentielle Energie), der Bewegungsenergie (kinetische Energie) und der dissipierten Energie. Bei Bauwerksschwingungen tritt eine Energiedissipation bei Deformationsvorgängen bzw. Reibungsvorgängen auf, bei denen die Bewegungsenergie in Wärmeenergie umgewandelt wird. Diese Vorgänge sind irreversibel. Die Struktur erfährt somit in diesen Fällen immer eine Schädigung. Diese hat jedoch keinen Verlust des Tragwiderstands zur Folge. Für den nächsten Schwingungszyklus ergibt sich, nach Ableitung der Wärmeenergie an die Umgebung, somit eine niedrigere Energie im System und die Schwingungen gehen zurück. Man spricht von einer Dämpfung des Systems.



äquivalentes viskoses Dämpfungsmaß
nach Chopra [C1]:

$$\zeta_{\text{eq}} = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{E_D}{\Sigma E_{S_0}}$$

mit: $\Sigma E_{S_0} = E_{S_0}^+ + E_{S_0}^-$

E_{S_0} = Dehnungsenergie

E_D = dissipierte Energie

Bild 2.14 Energieäquivalenz

In der Kraft-Verformungs-Beziehung stellt sich die dissipierte Energie als eingeschlossene Fläche in der Hystereseschleife dar (Bild 2.14). Die Form der Hysterese gibt somit direkten Aufschluss über Energiedissipation im Schwingungszyklus. Zur Abbildung der Energiedissipation als Dämpfungsbeiwert zeigt *Chopra* die Übertragung in einen flächengleichen viskosen Ansatz und somit in ein äquivalentes viskoses Dämpfungsmaß ζ_{eq} auf [C1]. Das Schwingungsverhalten eines Gebäudes lässt sich so mit einer Modellabbildung näherungsweise berechnen.

Grundsätzlich ist eine duktile Struktur mit einer guten Fähigkeit zur Energiedissipation erstrebenswert um die Reaktion des Gebäudes auf hohe Erdbebeneinwirkungen möglichst niedrig zu halten. Die Dämpfung verhindert hier ein Aufschaukeln der Struktur. So können Verformungswege und Beanspruchungen der Bauteile im Vergleich zum ungedämpften bzw. nur niedrig gedämpften Verhalten deutlich verringert werden.

Die Berücksichtigung eines duktilen Tragverhaltens bei der Auslegung von Gebäuden bedarf in erster Linie der genauen Kenntnis des Bauwerkverhaltens bzw. des Materialverhaltens unter den zu erwartenden Beanspruchungen. Sprödbbruchmechanismen müssen ausgeschlossen werden können. So blieb eine duktile Konstruktionsweise vornehmlich Gebäude in Stahlbeton- und Stahlbauweise vorbehalten. Hier können aufgrund der Materialeigenschaften und einer gezielten Dimensionierung der Bauteile Plastifizierungsvorgänge vorhersagbar eingeplant werden.

Dieses Wissen um das Bauwerksverhalten ermöglicht die sichergestellte Ausnutzung plastischer bzw. duktiler Trageigenschaften und deren Berücksichtigung bei der Auslegung der Gebäudestruktur. Für den Nachweis des Gebäudes ergibt sich somit die Möglichkeit von der schadensfreien linear elastischen Auslegung abzuweichen und im „Katastrophenlastfall“ Erdbeben eine Schädigung der Struktur zu akzeptieren, ohne die Standfähigkeit zu gefährden. Dies eröffnet eine wirtschaftlichere Auslegung der Tragkonstruktionen mit nicht linearen Berechnungsverfahren.

Es gibt Bestrebungen dieses Verständnis, welches im Stahlbetonbau bzw. Stahlbau auf stabilen reproduzierbaren Tragmechanismen beruht, auch auf Mauerwerksgebäude zu übertragen. Hierzu gilt es somit das Tragverhalten von Mauerwerkgebäuden bezüglich ihrer Duktilität und Fähigkeit zur Energiedissipation zu bewerten.

Biegedruckversagen

Die Rotation der Wandscheibe, bevor es zum Biegedruckversagen kommt, zeichnet sich durch ein großes Verformungspotential bei annähernd konstantem Widerstandsniveau aus. Die Kraft-Verformungs-Beziehung ist nichtlinear ausgeprägt. Das Verformungspotential schöpft das System aus der Rotation, dem Klaffen der Wandscheibe am Wandkopf und Wandfuß. Die Schädigung der Wandscheibe bis zur Überschreitung der Biegedrucktragfähigkeit bleibt dabei klein. Im Umkehrschluss entstehen aber auch keine maßgeblichen plastischen Deformationsprozesse oder Gleit-Reibungs-Bewegungen. Die Hystereseschleifen unter einer zyklischen Schubbeanspruchung sind eng (Bild 2.9) und dementsprechend niedrig fällt der Grad der Energiedissipation aus. Das System verfügt somit nur über ein geringes Dämpfungsvermögen und neigt zum Aufschaukeln.

Weiterhin ist nach mehreren Verformungszyklen ein „Wandern“ der Wand senkrecht zur Wandebene beobachtet worden [10]. Infolge der kurzen Aufstandsflächen erfährt die Wand im ausgelenkten Zustand nur eine schwache seitliche Halterung.

Schubversagen

Der Mechanismus des Schubversagens als Folge eines Reibungsversagens mit abschließendem Ecksteinriss (Treppenriss) oder eines Steinzugsversagens verfügt über keine nennenswerten duktilen Trageigenschaften. Bis zum abrupten spröden Widerstandsabfall infolge eines Steinrisses in der Wanddecke kann die Wand nur eine kleine Verformungsgröße erreichen.

Einem Reibungsversagen kann in einigen Fällen eine duktile Trageigenschaft nach *Tomazevic* zugewiesen werden [T3]. Dazu erfolgt eine Überführung der in Experimenten ermittelten Widerstandskurve in eine bilineare Beziehung. Deren maximale Verschiebungsgröße d_u bestimmt sich als zugehörige Verformung des auf 80 % zurückgegangenen Tragwiderstands. Die duktilen Eigenschaften dieses Mechanismus sind jedoch trotzdem nur von geringer Größe.

Infolge der Steinrisse und Gleitbewegungen kommt es zu einer Energiedissipation – die Hysterese wird breiter (Bild 2.10). Sie ist jedoch das Ergebnis eines fortschreitenden, nicht reproduzierbaren Schädigungsprozesses. Es stellt sich kein stabiler Mechanismus ein.

Die Zuweisung eines duktilen, dissipativen Tragverhaltens zu einem Mauerwerksgebäude und dessen Ausnutzung bei der Auslegung ist aufgrund der instabilen bzw. nicht reproduzierbaren Tragmechanismen als kritisch einzustufen.

2.3 Verstärkungsmaßnahmen für Mauerwerkswände

Die Notwendigkeit Mauerwerkswände zu verstärken kann aus unterschiedlichen Gründen resultieren. Im Falle einer Umnutzung oder Aufstockung eines Gebäudes kann sich herausstellen, dass die Tragfähigkeit von Mauerwerkswänden nicht mehr ausreicht und so eine Ertüchtigung zur Steigerung der Tragfähigkeit notwendig ist. Der Fokus dieser Arbeit liegt auf Verstärkungsmaßnahmen für aussteifende Mauerwerkswände insbesondere unter Erdbebeneinwirkung. Mögliche Verstärkungsmaßnahmen lassen sich entsprechend ihres Einbringungszeitpunkts in vier Kategorien unterteilen:

1. In Neubauten zur grundsätzlichen Verbesserung der Trageigenschaften der Mauerwerkswände, um das Ausweichen auf eine andere Bauart (z.B. Stahlbetonwände) zu vermeiden
2. In bestehenden Gebäuden vor einem Schadensereignis als Präventivmaßnahme
3. Nach einem Schadensereignis als Sicherungsmaßnahme
4. Nach einem Schadensereignis als Sanierungsmaßnahme

Je nach Einbringungszeitpunkt unterscheiden sich die Randbedingungen, denen eine Verstärkungsmaßnahme unterliegt. Die engsten Rahmenbedingungen steckt dabei die Einbringung als Präventivmaßnahme in einem bestehenden Gebäude. Hier sollte die Maßnahme schnell eingebracht, leicht zum Einsatzort zu transportieren und die Montage mit möglichst geringer Verschmutzung verbunden sein. So lässt sich die Nutzungseinschränkung gering halten.

Bei Neubauten kann die Verstärkungsmaßnahme direkt im Rohbau in den Bauprozess integriert werden, was auch andere Bauarten wie bewehrte Mauerwerkswände ermöglicht.

Maßnahmen nach einem Schadensereignis müssen auf die eventuell geschädigte Struktur reagieren können. Grundsätzlich muss im Vorfeld einer möglichen Sanierungsmaßnahme die geschädigte Wand bezüglich ihrer Eignung zur Ertüchtigung beurteilt und gegebenenfalls ausgebessert werden. Eine ergänzende Maßnahme kann dann die ursprüngliche Tragfähigkeit wieder herstellen oder gegebenenfalls sogar mögliche Tragreserven ausschöpfen. Die Veröffentlichung von *Fouad et al.* [F2] stellt die wesentlichen Verstärkungsmaßnahmen für Mauerwerk zusammen und erläutert ihre Funktionsweise.

Die nachfolgende Zusammenstellung zeigt Forschungsergebnisse für drei Ausführungsarten, die auf der Wandoberfläche appliziert werden. Sie ermöglichen die Ertüchtigung einer bestehenden Mauerwerkswand und verbessern nachweislich deren Trageigenschaften.

Weiterhin gibt es Varianten zur Sanierung einer Struktur durch Einsatz von Stahlankern, die ins Mauerwerk eingebracht werden, Ergänzungen mit Stahlkonstruktionen oder Holzkonstruktionen. Letztere stellen jedoch einen deutlichen Eingriff in die Struktur dar und sind daher als Zusatz bzw. Ersatz der bestehenden Wand zu werten.

2.3.1 Ergänzungen in Spritzbeton

Das freigelegte Mauerwerk wird mit einer Schicht aus Spritzbeton verstärkt. Die Bewehrung dieser Spritzbetonschicht ist üblicherweise eine Bewehrungsmatte aus Stahl. Aus den notwendigen Bauteildicken für den Korrosionsschutz ergibt sich eine Mindestschichtdicke von 60 mm [E7]. Wichtig ist der Verbund zwischen der Ergänzungsschicht und dem ursprünglichen Mauerwerk. Es gibt unterschiedliche Ansätze den Verbund zwischen dem Mauerwerk und der aufgespritzten Betonschicht zu verbessern. *Fouad et al.* zeigen eine Verzahnung der beiden Schichten durch gezielte Entfernung bestimmter Steine auf [F2]. Nach *Kahn* [K1] sind weitere Möglichkeiten der Oberflächenvorbereitung ein Wässern oder die Beschichtung mit einer Epoxyschicht als Haftbrücke. Weiterhin kann eine gezielte Schubverdübelung des Bewehrungsgitters mit der Mauerwerkswand vorgenommen werden. *Kahn* zeigt in seinen Untersuchungen, dass eine ergänzende Schicht aus bewehrtem Spritzbeton die Tragfähigkeit der Mauerwerkswand deutlich steigern kann.

ElGawady führt Untersuchungen an Wandstrukturen im Maßstab 1:2 durch [E8]. Der Wandkopf ist frei verdrehbar, die Bodenplatte unverschieblich verankert. Es ergibt sich somit das System einer Kragwand.

Kopf- und Fußbalken besitzen im Übergangsbereich zur Wand deren Dicke. Die Spritzbetonverstärkung wird in den Versuchen über die Wand hinaus bis auf diese Bereiche weitergeführt. Durch diese Art des Anschlusses wird ein mögliches Klaffen in den Fugen unterbunden. Es entsteht ein direkter Kraftfluss zwischen den lasteinleitenden Bauteilen und der Verstärkungsschicht. Zusätzlich wird bei einem Versuchskörper (Bild 2.15) dieser Bereich mit Stahllankern verbunden.

Die Untersuchungen zeigen eine deutliche Zunahme der Tragfähigkeit der Wand um den Faktor 3 (Bild 2.16). Dies muss eine Folge der Verankerung der Mauerwerkswand im Fußbalken sein. Dem maximalen Tragwiderstand folgt ein stark ausgeprägter Widerstandsabfall, der sich stetig fortsetzt. Nichts desto trotz bleibt die Widerstandskraft



Bild 2.15 Ergänzung einer bewehrten Spritzbetonschicht (l) – Ende des Versuchs (r) [E8]

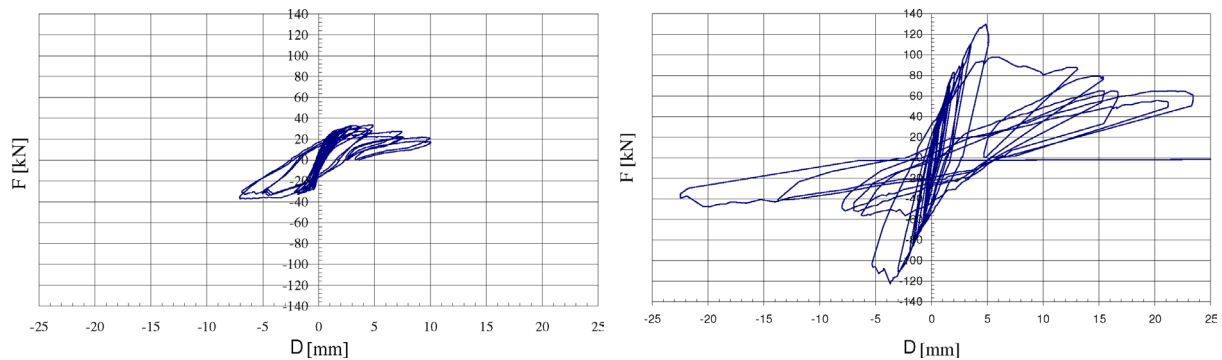


Bild 2.16 Kraft-Verformungs-Beziehung unverstärkte Referenzwand (l) – verstärkte Wand (r) [E8]

auch für größere Verformungen höher als die der unverstärkten Mauerwerkswand. Die Verformungskapazität und die Energiedissipation kann gesteigert werden – der abrupte Widerstandsabfall ist jedoch also spröde zu charakterisieren.

2.3.2 Stahllamellen und CFK-Lamellen

Das Ertüchtigen von Konstruktionen mit aufgeklebten oder verankerten Carbonfaser- bzw. Stahllamellen ist ein im Markt eingeführtes System. Verschiedene Hersteller bieten Produkte an, die für die Verstärkung von Betonkonstruktionen aber auch von Mauerwerkswänden eingesetzt werden können (vgl. z.B. [S5]).

Schwegler untersucht Mauerwerkswände mit aufgeklebten CFK-Lamellen [S4]. Die Lamellensysteme sind in den angrenzenden Bauteilen endverankert. Bild 2.17 stellt die Ergebnisse in Form von Widerstandskurven bezüglich einer unverstärkten Referenzwand (BW5) dar. Gegenüber der unverstärkten Wand weist *Schwegler* einen Tragfähigkeitszuwachs von ca. 20 % aus. Weiterhin zeichnet sich ein deutlicher Zuwachs der Duktilität für die verstärkte Wand ab. Die Untersuchungen zeigen jedoch auch, dass es bei größeren Verformungen zu Laminatablösungen zwischen den Lamellen und dem Mauerwerk

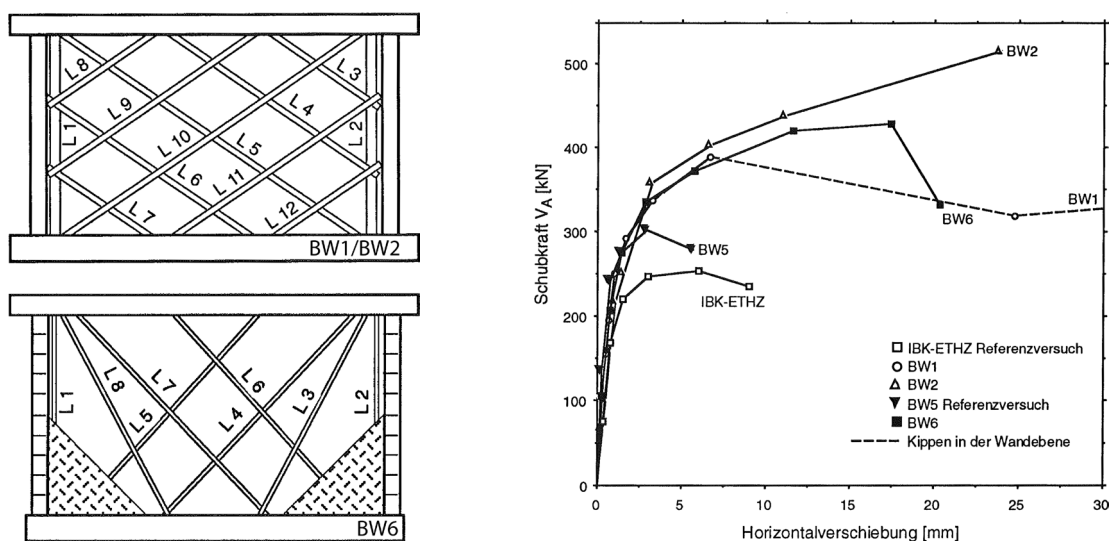


Bild 2.17 Versuchswand BW1 / BW2 und BW6 (l) – Kraft-Verformungs-Beziehung (r) [S4]

kommt. Durch die Endverankerung der Lamellen an den Betonbauteilen ist jedoch weiterhin eine Aufnahme von Zugbeanspruchungen möglich. So kommt es trotz der Ablöseerscheinungen nicht zu einem direkten Abfall der Widerstandskraft.

Untersuchungen zu Verstärkungen mit angedübelten Stahlstreifen werden von *Taghdi et al.* in der Veröffentlichung [T5] behandelt. Die Untersuchungen wurden an Mauerwerks- und Betonwänden durchgeführt. Wie in Bild 2.18 ersichtlich wird, handelt es sich hierbei um in den lasteinleitenden Bauteilen verankerte Systeme. Die nebenstehende Abbildung der Kraft-Verformung-Beziehung zeigt eine deutliche Steigerung des Tragwiderstands (Faktor 4) durch die aufgebrachten Stahlstreifen. Die Verformung bis zum Erreichen der maximalen Widerstandskraft kann deutlich gesteigert werden. Danach kommt es zu einem sich stetig fortsetzenden Widerstandsrückgang. Die Form der Hystereseschleifen lässt auf eine starke Energiedissipation bereits vor dem Erreichen der maximalen Widerstandskraft schließen.

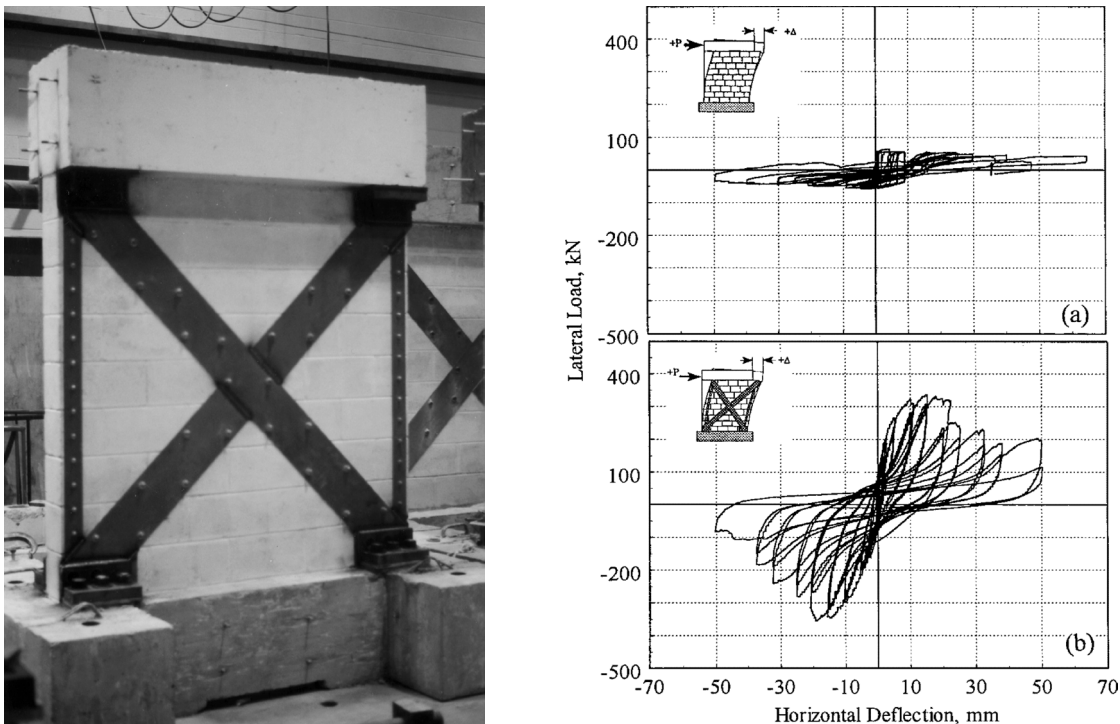


Bild 2.18 Versuchswand 9R mit Stahlblechstreifenverstärkung nach *Taghdi et al.* [T5]

2.3.3 Flächenhafte Applikation von Faserverbundwerkstoffen

Die Entwicklung von flächenhaft applizierten Faserverbundwerkstoffen als Verstärkungsmaßnahme für Mauerwerksstrukturen charakterisiert ein weiteres Forschungsgebiet. Die Untersuchungen am Karlsruher Institut für Technologie (KIT) wurden aufgrund der umfangreich dokumentierten Wandversuche repräsentativ ausgewählt. Untersuchungen an Faserverbundwerkstoffen zur Mauerwerkertüchtigung fanden unter anderem auch an der Universität Kassel [P1] statt und stellen auch international ein breites Forschungsfeld dar - hier sei beispielhaft auf [S3], [E9] und [T4] verwiesen.

Wallner untersuchte verschiedene flächenhaft applizierte Faserverbundwerkstoffe auf Epoxidharz- und auf Mörtelbasis. Die Untersuchungen wurden an geschosshohen Mauerwerkswänden (2,5 m) mit einer Wandlänge von 2,5 m und einer Wanddicke von 24 cm durchgeführt. Die über vorgespannte Monolitzen aufgebrachte Normalspannung betrug $0,55 \text{ N/mm}^2$ - es resultiert eine Auflast von ca. 330 kN. Wallner erläutert, dass aufgrund der dehnweichen Litzen die Auflast im Versuchslauf auch bei größeren Horizontalverschiebungen konstant blieb.

Untersucht werden Wandscheiben mit der Randbedingung einer Volleinspannung, zu deren Realisierung links und rechts der Wand im Spannungsfeld verankerte GEWI-Stangen (je $2\text{Ø}36\text{mm}$) die Verdrehungen des Kopfbalkens unterbinden sollen (Bild 2.19). Die Aufbringung der Horizontallast erfolgte mithilfe eines impliziten, pseudodynamischen Algorithmus.

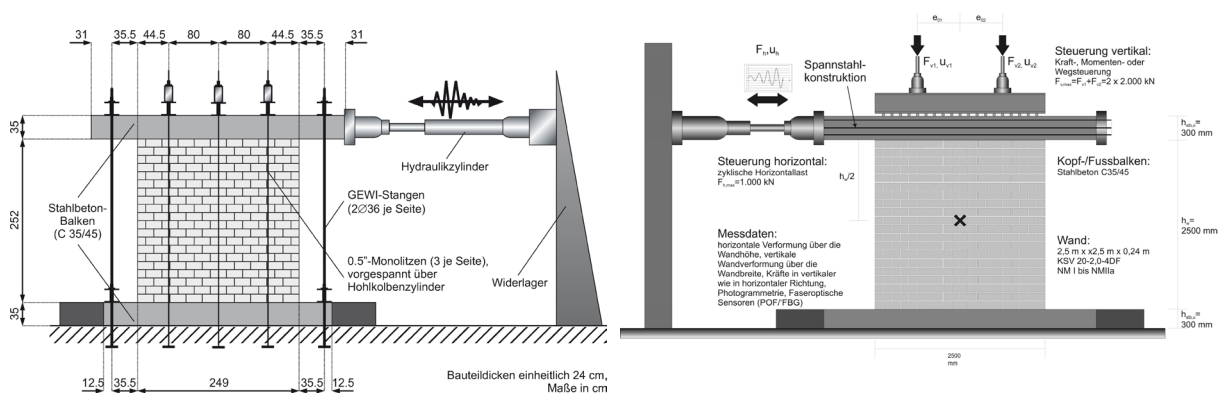


Bild 2.19 Versuchsaufbau Wallner [W1] (l) und Versuchsaufbau Münich [M4] (r)

Bild 2.20 zeigt die unverstärkte Referenzwand (WPK1) und die verstärkte Versuchswand (WPK3). Hier wurde ein Kohlenstoffgewebe in einem modifizierten Zementmörtel als Verstärkungsschicht aufgebracht. Die dunklen Bereiche reflektieren die Laminatablösungen nach abgeschlossener Prüfung. Sie bilden sich entlang der Hauptdiagonalen. Die rechte Abbildung zeigt, dass Wallner den Ansatz verfolgt, die Fuge zwischen der Mauerwerkswand und den lasteinleitenden Bauteilen mithilfe eines Metallblechs kraftschlüssig zu überbrücken.

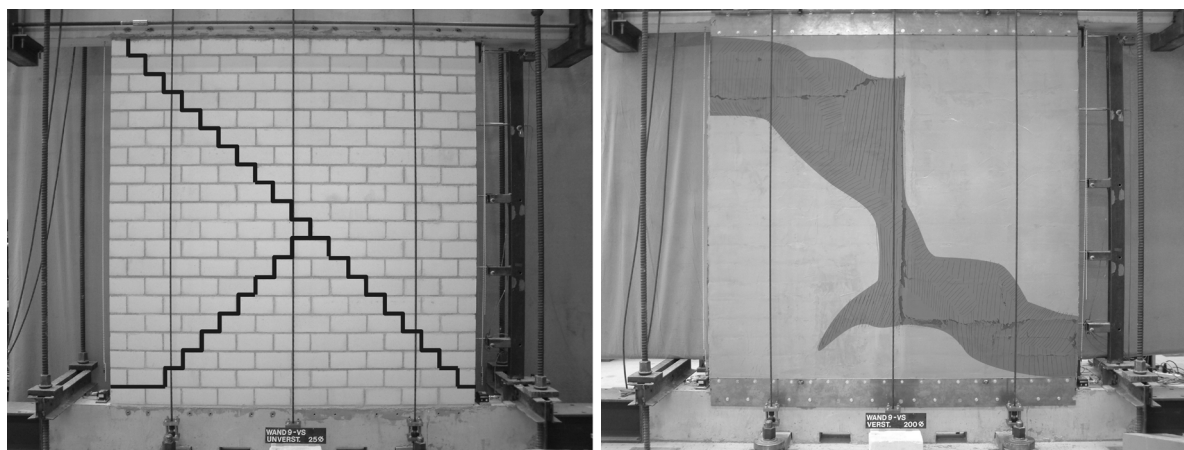


Bild 2.20 Versuchswände WKP1 (l) und WKP3 (r) [W1]

Die in Bild 2.21 aufgezeigten Hystereseschleifen zeigen den Unterschied zwischen der Referenzwand (links) und der verstärkten Mauerwerkswand (rechts). Für die verstärkte Wand konnte in diesem Fall eine um den Faktor 2 gesteigerte Horizontaltragfähigkeit realisiert werden. Das maximale Widerstandsniveau wird bei einer Kopfverformung von 10 mm erreicht, was im Vergleich zur unverstärkten Wand einen deutlichen Verformungszuwachs darstellt. Die Hystereseschleifen sind breit und repräsentieren eine hohe Energiedissipation. Für die positive Verschiebungsrichtung ist ein Tragwiderstandsrückgang bei Verformungen die 10 mm überschreiten festzustellen. Die Ablösungen der Verstärkungsschicht entlang der Diagonalen einer Bewegungsrichtung zeigen hierfür die Ursache. Zum Versuchsende wies das Mauerwerk zahlreiche Steinrisse auf. Weiterhin sind Scherverformungen der Lagerfugen beobachtet worden. Mit dem Tragfähigkeitsabfall zeigt sich ein fortlaufender Schädigungsprozess.

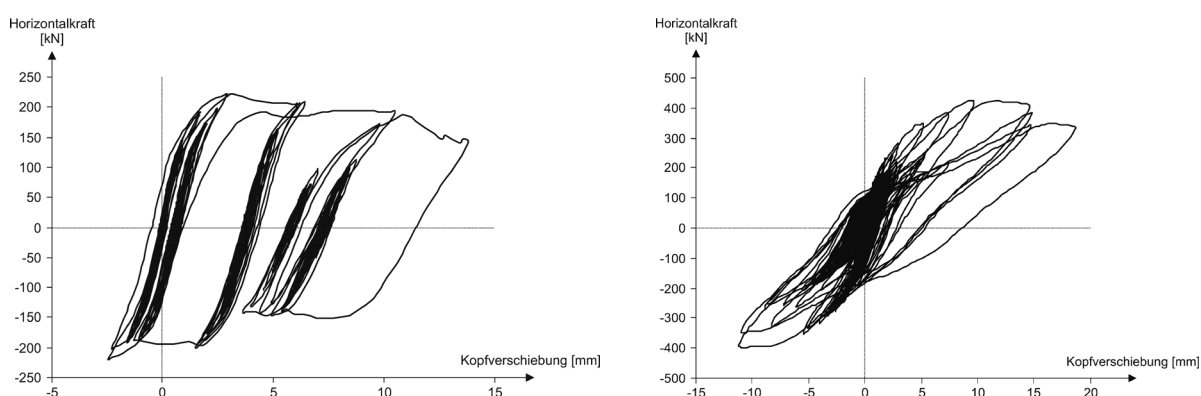
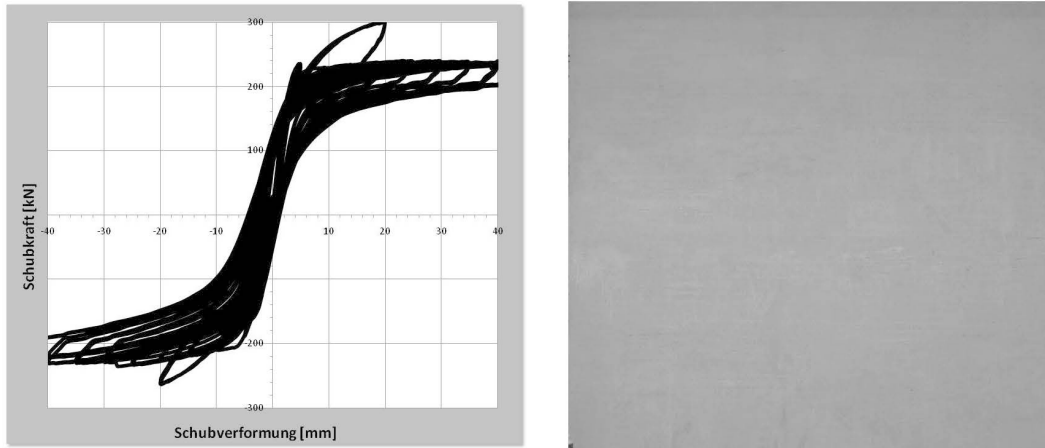


Bild 2.21 Hystereseschleifen WKP1 (l) und WKP3 (r) [W1]

Aufbauend auf den Untersuchungen von *Wallner* analysiert *Münich* ausführlich unterschiedliche Aufbauten für Wandversuche und führt seine eigenen Untersuchungen mit einem durch Hydraulikzylinder geregelten Kopfbalken durch (Bild 2.19). Die Versuchswandabmessungen bleiben im Vergleich zu *Wallner* unverändert. Es werden Kalksandsteine im Format 4DF im Normalmörtelbett verwendet.



a) Hysteresese

b) Rissbild

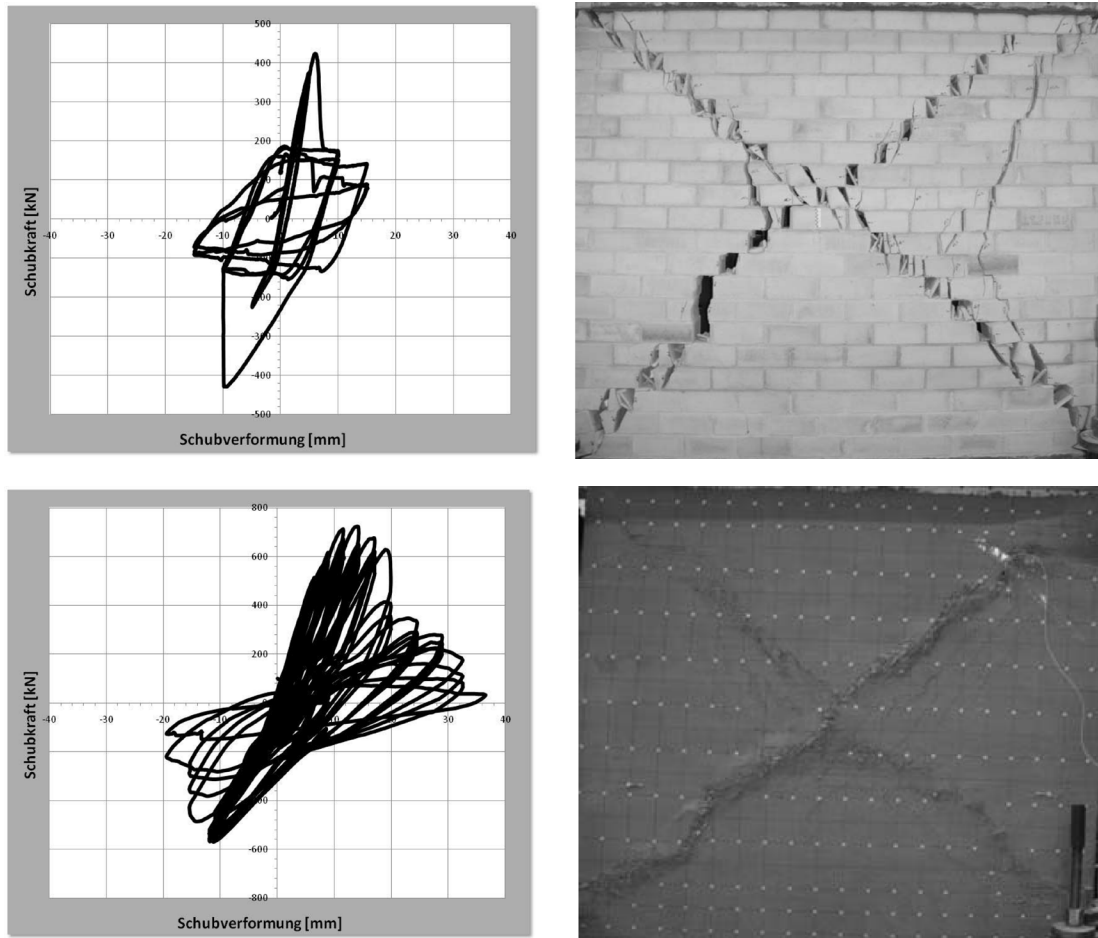
Bild 2.22 Ergebnisse Wandversuch Kragwand verstärkt RW_02 [M4]

Die Verstärkungsgewebe werden in eine zementöse Matrix, die auf die Wandoberfläche appliziert wird, eingebunden. Ein Anschluss der Verstärkungsschicht an lasteinleitende Bauteile wird nicht beschrieben.

Die erste Versuchsreihe unterliegt einer konstanten Auflast im gesamten Versuchslauf mit der Randbedingung einer Kragwand. Die Versuchswände erfahren keine zusätzliche Überbrückung der Fugen zu den lasteinleitenden Bauteilen. Das Auflastniveau wird mit 400 kN angegeben. Wie zu erwarten rotiert die verstärkte Mauerwerkswand ohne eine größere Schädigung aufzuweisen (Bild 2.22). Im Vergleich zur unverstärkten Referenzwand kann der Tragwiderstand nicht merklich gesteigert werden. Dies ist für die Kragwand zu erwarten, da bereits die unverstärkte Wand den idealisierten Tragwiderstand der rotierenden Wandscheibe nahezu erreicht (Formel (2.2)). Der kurzzeitig erhöhte Tragwiderstand lässt sich unter den Randbedingungen einer freien Rotation und einer konstanten Auflast nicht begründen.

Eine weitere Versuchsreihe wurde unter der Randbedingung einer konsequenten Fixierung des Momentennulldurchgangs in Wandmitte durchgeführt. Die Auflast zu Versuchsbeginn liegt wie zuvor bei ca. 400 kN. *Münich* beschreibt in seiner Arbeit, dass es durch die Fixierung des Momentes in Wandmitte während des Versuchslaufs zu deutlichen Auflaststeigerungen kommt. Die Auflaststeigerung wird dabei nicht begrenzt sondern der Fixierung des Momentennulldurchgangs in der Wandmitte untergeordnet. Diese Auflaststeigerung beeinflusst in besonderem Maße den erreichbaren Tragwiderstand der Wandscheibe.

Bild 2.23 zeigt die Ergebnisse der unverstärkten Referenzwand und einer verstärkten Wand. In beiden Fällen ist die Zunahme der Auflast während des Versuchslauf der Hysteresese zu entnehmen – nicht in ihrem Umfang aber die Existenz ist ersichtlich. Bereits die unverstärkte Wand weist einen maximalen Querkrafttragwiderstand von ca. 420 kN aus. Dieser Wert ist höher als die anfängliche Auflast und somit bei einem Schubversagen unter konstanter



a) Hysterese

b) Rissbild

Bild 2.23 Ergebnisse Wandversuch Referenzwand RW_05 (oben) - RW_06 verstärkt (unten) [M4]

Auflast nicht erreichbar. Der abrupte Tragwiderstandsabfall ist charakteristisch für den Spröbruch.

Die verstärkte Wandscheibe erreicht mit 720 kN einen höheren maximalen Tragwiderstand, allerdings kann hier auch eine höhere Auflast als bei der Referenzwand vorliegen. Der erhöhte Tragwiderstand lässt sich mit der anfänglichen Auflast nicht in Relation setzen. Nach Erreichen des maximalen Tragwiderstands fällt dieser deutlich ab. Die Hysteresen werden in dieser Phase breiter und weisen ein dissipatives Tragverhalten aus. Insgesamt wird die Verformungskapazität der Mauerwerkswand durch die Verstärkungsmaßnahme gesteigert.

2.3.4 Zusammenfassung

Grundsätzlich zeigen die vorgestellten Beispiele für Verstärkungsmaßnahmen, dass eine Steigerung des Tragwiderstands und eine Verbesserung der duktilen Trageigenschaften erreicht werden können.

Losgelöst von der Materialität der Verstärkungsmaßnahme können sie in Bezug auf den verfolgten Ansatz in zwei Gruppen eingeteilt werden. Die erste Gruppe umfasst Verstärkungskonzepte, die auf die Mauerwerkswand begrenzt bleiben. Die zweite Gruppe beinhaltet Verstärkungsmaßnahmen, die eine zusätzliche zugfeste Verbindung zu den lasteinleitenden Bauteilen am Wandfuß und Wandkopf herstellen. Besonders die der zweiten Gruppe zuzuordnenden Maßnahmen zeigen große Zuwächse im erreichbaren Tragwiderstand. Durch die zugfeste Überbrückung der „klaffenden“ Fuge zu den lasteinleitenden Bauteilen wird ein grundsätzlich anderes Tragsystem geschaffen. Allerdings ist die Realisierung einer nachträglichen Anbindung an die Deckenplatten, z.B. mit Stahlwinkeln, nur eingeschränkt möglich und wenn mit einem großen Aufwand verbunden. Maßnahmen, deren Applizierung auf die Mauerwerkswand beschränkt bleibt, können leichter in ein Gebäude eingebaut werden. Die Einbringung mancher Verfahren, z.B. bei der Einbringung einer Spritzbetonschicht, ist jedoch mit einem großen Eingriff in die Nutzung des Gebäudes verbunden. In Bezug auf den erreichbaren Tragwiderstandszuwachs bleiben diese Verfahren auf den idealisierten Tragwiderstand einer rotierenden Wandscheibe begrenzt (Formel (2.2)). Bild 2.24 stellt einen möglichen Zugewinn des Tragwiderstands für die beiden Konzepte anhand der Kraft-Verformungs-Beziehung gegenüber.

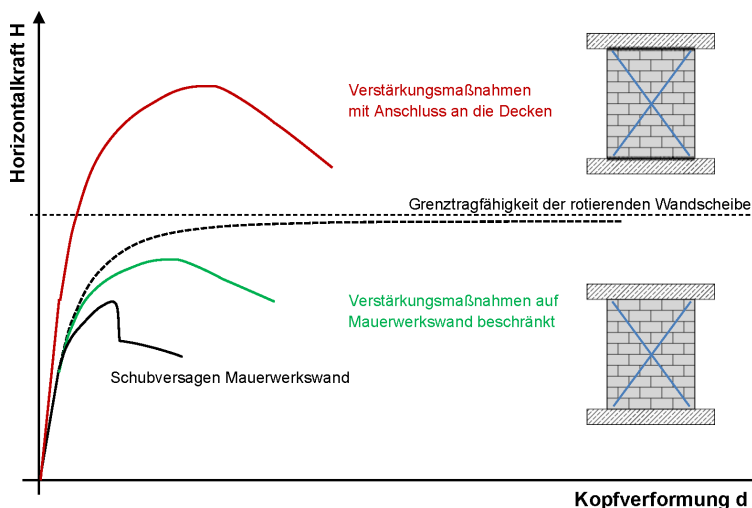


Bild 2.24 Tragwiderstandszuwachs in Abhängigkeit des Verstärkungskonzeptes

Unabhängig von dem verfolgten Konzept vermag es keine Verstärkungsmaßnahme für Mauerwerkswände, die unverstärkt ein Schubversagen aufweisen, einen erhöhten Tragwiderstand auf einem stabilen Niveau für größere Verformungen beizubehalten. Es zeigt sich ein sukzessiver Rückgang der Resttragfähigkeit für die weiteren Verformungszyklen. Dies offenbart einen fortschreitenden Schädigungsprozess.

3 Verbundsystem zur Verstärkung von Mauerwerkswänden

3.1 Ausgangspunkt und Ziel der Verstärkungsmaßnahme

Ausgangspunkt der untersuchten Verstärkungsmaßnahme ist die zuvor aufgezeigte Erkenntnis, dass die Aussteifungsqualität von Mauerwerkswänden für Erdbebenanregungen aufgrund ihres Spröbruchversagens grundsätzlich kritisch zu bewerten ist. Insbesondere die Wände, deren Tragwiderstand durch ein Schubversagen begrenzt wird, weisen bereits bei kleinen Relativverschiebungen ein Versagen auf. Bei Wänden aus Kalksandstein kommt es mit der Ausbildung des Ecksteinrisses zu einem abrupten Tragwiderstandsabfall. Im weiteren Verlauf nimmt der Widerstand mit fortschreitender diagonaler Rissbildung weiter ab (Bild 3.1). Das nicht stabile Widerstandsniveau kann für einen weiterführenden Standsicherheitsnachweis nicht gesichert herangezogen werden.

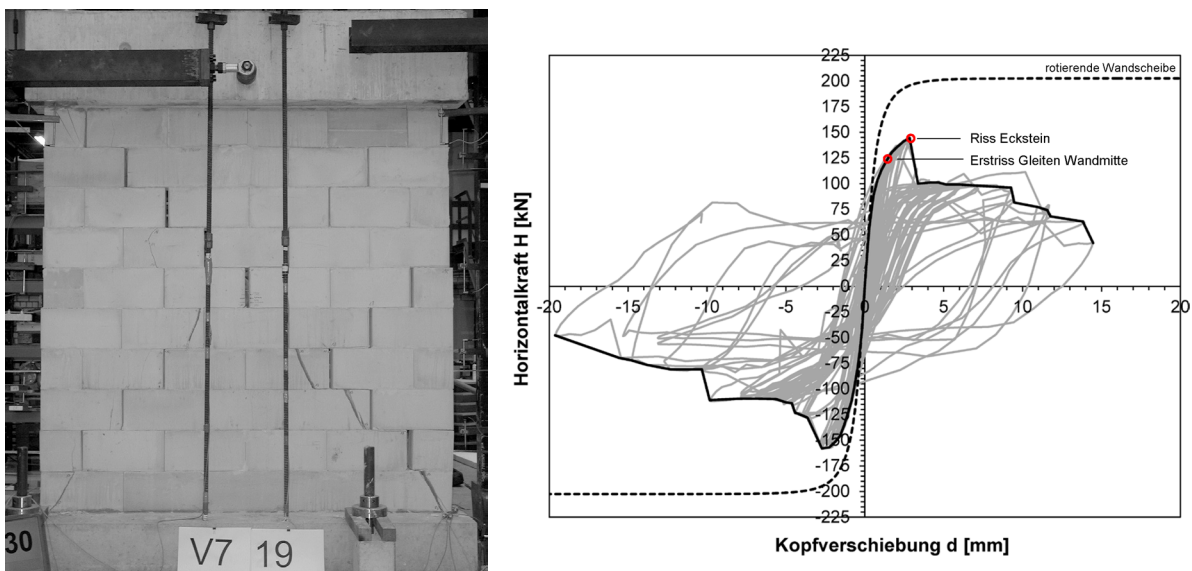


Bild 3.1 Wandversuch V07 und zugehörige Kraft-Verformungs-Beziehung [Ö4]

Aufbauend auf den Erkenntnissen aus den Dortmunder Wandversuchen für aussteifende Mauerwerkswände aus Kalksandstein ist ein Schubversagen dieser Art ab einem Längen zu Höhenverhältnis von $l_w / h_w > \sim 0,7$ zu erwarten. Allerdings werden insbesondere diese längeren Wände benötigt um einen ausreichenden Tragwiderstand des Aussteifungssystems zu erzeugen.

Das Diagramm in Bild 3.1 zeigt neben der erreichten Widerstandskurve des Versuchslaufs ebenfalls die idealisierte Widerstandskurve der rotierenden Wandscheibe für eine Volleinspannung. Der Vergleich der beiden Kurven zeigt, dass der erreichte Tragwiderstand der auf Schub versagenden Wand deutlich und bereits auch vor Auftreten des Ecksteinversagens hinter der Tragfähigkeit einer ungeschädigten Wandscheibe zurückbleibt. Dies ist auf die fortschreitenden internen Schädigungsmechanismen mit Einsetzen des Reibungsversagens im Mauerwerk zurückzuführen.

Der nachfolgend vorgestellte eigene Ansatz für ein Verstärkungssystem bleibt auf die Wand beschränkt, um den Eingriff in die Struktur maßvoll zu halten. Das Konzept verzichtet bewusst auf den Anschluss an die lasteinleitenden Bauteile und somit auf die Realisierung eines möglichst hohen Tragwiderstands. Ziel des Verstärkungssystems ist es den Erhalt eines gemäßigt erhöhten Tragwiderstands im Sinne der Verformungskapazität zu sichern und einen spröden Versagensmechanismus zu unterbinden. Die Ziele lassen sich komprimiert wie folgt benennen:

1. Gemäßigte Steigerung des Tragwiderstands
2. Überführung in einen stabilen, reproduzierbaren Grenztragmechanismus
3. Steigerung der Duktilität der Wandscheibe
4. Erhöhung der Fähigkeit der Wandscheibe zur Energiedissipation

Bild 3.2 zeigt diese Ziele an der Kraft-Verformungs-Beziehung auf. Die gestrichelte schwarze Linie charakterisiert die Widerstandskurve der ungeschädigten rotierenden Wandscheibe. Diese beschreibt den oberen Grenzwert des erreichbaren Tragwiderstands für das verstärkte Wandsystem. Die durchgezogene schwarze Linie gibt exemplarisch das Verhalten einer unverstärkten Schubwand an, mit dem maximalen Tragwiderstand H_{\max} . Die grüne Kurve beschreibt eine mögliche Zielkurve für das verstärkte Wandsystem. Das Verstärkungssystem erhöht die Integrität der Wandscheibe, indem das Gleiten in Wandmitte unterbunden wird. Die Wanddeckbereiche werden gestärkt, so dass hier eventuell eintretende Steinrisse überbrückt werden können. Ein erhöhter Tragwiderstand (1) kann erreicht werden. Als Folge des durch die Verstärkung zusammengehaltenen Mauerwerkverbands wird das Scheibentragverhalten verbessert und so die Rotationsfähigkeit und Steifigkeit gesteigert. Dies führt zu einer Verschiebung der Widerstandskurve in Richtung der Grenzfunktion (2). Gelingt durch die Unterbindung des spröden Querkraftversagens eine Überführung in einen stabilen, reproduzierbaren Grenztragmechanismus auch für größere Verformungen, lässt sich eine gesteigerte Duktilität (3) ausweisen. Für eine hohe Energiedissipation (4) müsste ein stabiler Reibungsmechanismus eintreten. Dieser könnte ein Aufschaukeln der Struktur verhindern und bei stärkeren Erdbeben die Beanspruchungen niedriger halten.

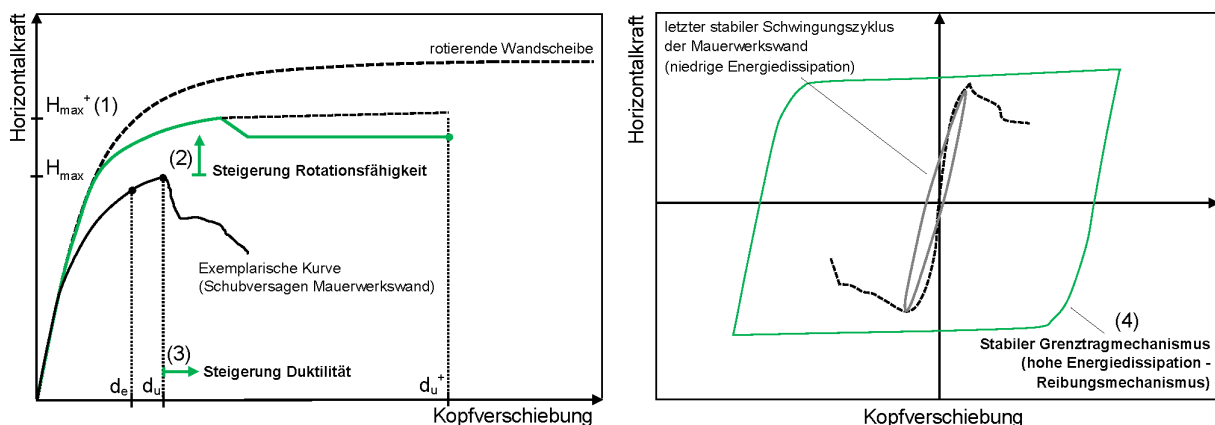


Bild 3.2 Ziele der Verstärkungsmaßnahme – globales Tragverhalten der Wandscheibe

3.2 Konstruktion des Verbundsystems

Systemaufbau

Das entwickelte Verstärkungssystem [O1] besteht aus einer Mauerwerkswand als Grundelement und daran angebrachten vorgefertigten zugfesten Verstärkungselementen aus textilbewehrtem Beton. Diese werden mithilfe von mechanischen Verbindungsmitteln an den Steinen der Wandscheibe befestigt. Bild 3.3 stellt die grundlegende Konzeptskizze für das System dar.

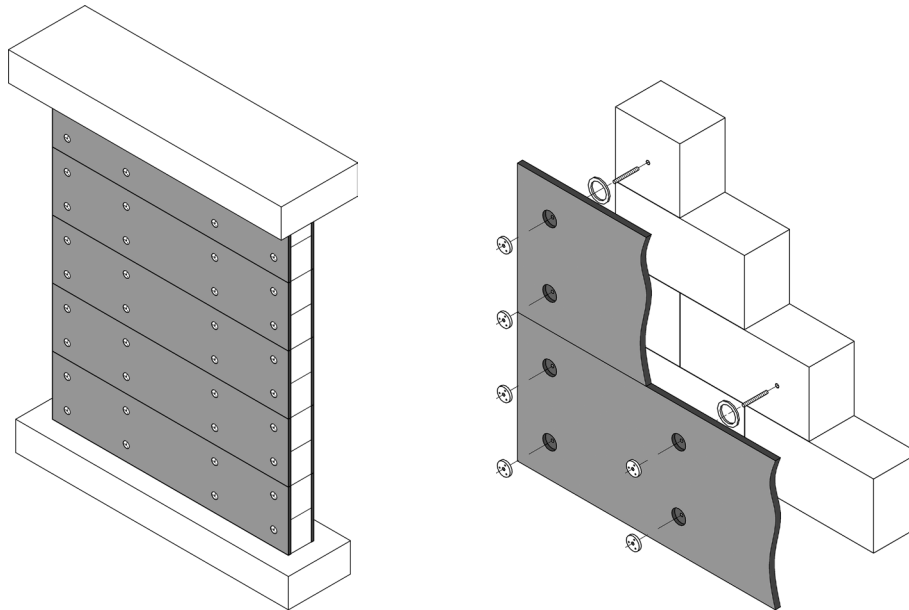


Bild 3.3 Aufbau des Verbundsystems zur Verstärkung von Mauerwerkswänden

Neben den zuvor aufgezeigten tragkonstruktiven Zielen für die Entwicklung der Verstärkungsmaßnahme sind folgende ausführungstechnische Aspekte systemrelevant:

- Das Verstärkungssystem soll im Neubau wie im Bestandsgebäude einsetzbar sein.
- Die Verstärkung von bereits bestehenden Mauerwerkswänden wird das hauptsächliche Anwendungsgebiet darstellen, deshalb soll
 - die Verstärkungsmaßnahme im bestehenden Gebäude ohne technisches Gerät zum Einbauort gebracht werden können – hohe Flexibilität
 - die Schmutzentwicklung und der Eingriff in die Gebäudestruktur so gering wie möglich ausfallen, um die Nutzung des Gebäudes nicht zu beeinträchtigen
 - eine schnelle Montage möglich sein
- Die Verbindung zwischen Mauerwerksschicht und Verstärkungsschicht soll mit einem dauerhaft tragfähigen Verbindungsmittel erfolgen.
- Von einem Anschluss der Verstärkungselemente an die flankierenden Decken wird abgesehen. Eine solche Verbindung ist für den angestrebten Grenztragmechanismus aller Voraussicht nach nicht notwendig und der Verzicht auf weitere Anschlüsse erleichtert den Einbauprozess.

Die Verstärkungselemente besitzen eine Dicke von ca. 20 mm und sind mit einer textilen Bewehrung aus einer Kohlefaser oder alternativ einer Glasfaser bewehrt. Die Bewehrung ist so ausgelegt, dass auch nach Überschreiten der Betonzugtragfähigkeit eine weitere Tragwiderstandssteigerung möglich ist. Der Anspruch an die Oberflächenqualität der Elemente, Ausbildung der Ankerstellen und Anbringung der Elemente ist so gesetzt, dass eine Montage als sichtbarer Oberflächenabschluss möglich ist. Elemente aus Textilbeton werden heute bereits als Fassadenelemente eingesetzt. Alternativ zu Sichtbeton könnten diese Elemente auch einen Oberflächenabschluss im Gebäudeinnern darstellen.

Die Verankerung der Befestigung erfolgt in der Bauteilebene des Verstärkungselementes (Bild 3.3). Dies scheint für eine sichtbare Montage neben einer ansprechenden Ausbildung des Ankerkopfes unerlässlich - ist jedoch weiterhin auch notwendig um alternativ eine Überputzbarkeit der Elemente zu gewährleisten.

Die Entwicklung der Verstärkungselemente geschah gemeinsam mit der Firma Hering Bau GmbH & Co. KG, die auf Fassadenelemente aus textilbewehrtem Beton spezialisiert ist. In Absprache und Rücksicht auf den Fertigungs-, Transport- und Montageprozess wurde eine Dicke von 20 mm als sinnvolle Ausgangsgröße für die Prototypenreihe festgelegt.

Die Befestigung der Verstärkungselemente an der Wand erfolgt mit bekannten, in den Markt eingeführten Befestigungssystemen. Die Wahl fiel aus den folgenden Beweggründen auf ein Injektionsmörtelsystem:

- keine entstehenden Spaltkräfte im Stein bei Einbringung des Dübels
- hohe Querkrafttragfähigkeiten im Kalksandstein möglich
- breite Anwendungsmöglichkeit auf verschiedene Mauerwerksarten

Weiterhin ermöglicht die Verfüllung des Lochbereichs mit dem Injektionsmörtel auch im Verstärkungselement einen Formschluss ohne Schlupf, trotz der für die Montage notwendigen Toleranzen.

Für die Ausbildung und konstruktive Durchbildung der Verbindung und des Ankerkopfes liegen unterschiedliche Überlegungen vor, die unter anderem auf das jeweilige Mauerwerk eingehen. Im Rahmen dieser Arbeit wird nur die bei den Wänden aus Kalksandsteinen angewandte Verbindungsart erläutert.

Die Löcher in den Verstärkungselementen sind für Systemmauerwerk planmäßig bereits bei der Herstellung der Elemente angelegt. So ist eine abgetreppte Ausbildung der Lochgeometrie, die das Versenken des Ankerkopfes erst ermöglicht, realisierbar (vgl. Bild 3.3 und Bild 3.5). Die Lochanordnung folgt dem oktametrischen Maßsystem, um eine Abstimmung auf das zugrundeliegende Mauerwerk zu erhalten. Darüber hinaus ist auch eine nachträgliche Bohrung der Löcher möglich, die dann auf die wirkliche Geometrie der Mauerwerkswand eingehen kann. In diesem Fall kann jedoch nur ein aufgesetzter Ankerkopf eingebracht werden, da eine Abtreppung des gebohrten Lochs nicht möglich ist. Die

mechanischen Verbindungsmittel werden in jeder Steinreihe eingebracht. Verankerungen sind je nach Steingröße in einem Abstand von 600 mm – 750 mm vorgesehen.

Die Verstärkungsmaßnahme kann prinzipiell einseitig oder beidseitig angebracht werden. Eine beidseitige Montage wird jedoch bevorzugt, um eine Exzentrizität im verstärkten Wandsystem zu vermeiden.

Elementierung

Aus der aufgestellten Randbedingung, dass die Verstärkungsmaßnahme ohne technische Hilfsmittel zum Einbauort gebracht werden kann, resultiert eine notwendige Limitierung der Elementgrößen. Die maßgebende Kenngröße stellt das Gewicht eines Elementes dar. Es muss somit eine Aufteilung in einzelne Elemente vorgenommen und ein Anordnungsschema entwickelt werden.

Ein erster Ausgangspunkt zur Bestimmung einer Anordnung der Elemente war die Vorstellung einer großen zusammenhängenden Wandscheibe. Diese könnte durch ein vollflächiges Element bestmöglich erreicht werden. Zur Übertragung dieser Vorstellung auf eine Zusammensetzung aus mehreren kleineren Elementen, sind im Konzept der Verstärkungsmaßnahme zwei Ausführungsarten angedacht. In der ersten Variante wird der Zusammenschluss der einzelnen Lamellen über eine Schubverzahnung erreicht. Eine zweite, deutlich einfachere Möglichkeit bildet die versetzte Anordnung der Verstärkungselemente auf Vorder- und Rückseite der Wand.

Die Ausführungsvariante, welche in dieser Arbeit untersucht wird, sieht die beidseitige Anordnung von fünf Lamellen ohne Schubverzahnung vor, die jeweils nur zwei Steinreihen zusammenfassen (Bild 3.4). Die schubfeste Überbrückung dieser Lagerfuge ist konzeptionell nicht vorgesehen. Dies stellt eine Vereinfachung der Geometrie der Verstärkungselemente und des Montageprozesses dar. Die horizontale Ausrichtung soll die Trennung der Wand entlang des Trepperrisses unterbinden und so die Integrität der Mauerwerkswand

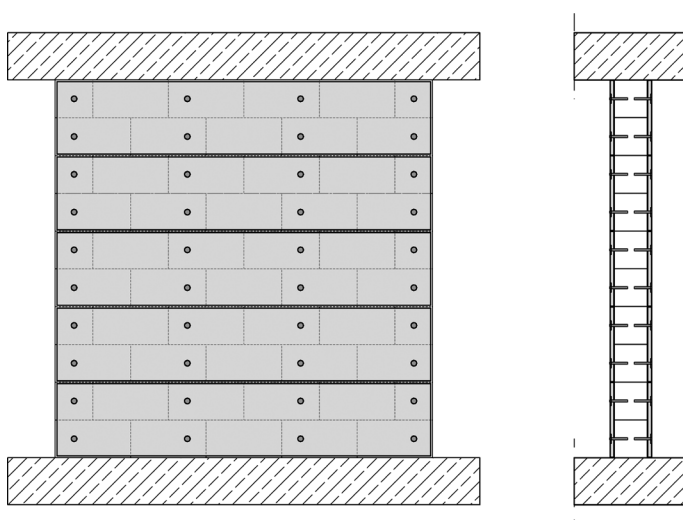


Bild 3.4 Ausführungsvariante fünf beidseitig angebracht horizontale Lamellen

verbessern. Die Eckbereiche erfahren durch die Maßnahme eine Stärkung und die Bildung des Ecksteinrisses kann eventuell unterbunden oder zumindest hinausgezögert werden. Dementsprechend sollte ein erhöhter maximaler Tragwiderstand erreicht werden.

In der Idealvorstellung entstehen so fünf Blöcke, zwischen denen sich jeweils eine freie, nicht verstärkte und somit im Tragwiderstand niedriger einzuschätzende Lagerfuge befindet. Hier besteht die Möglichkeit zur Ausbildung eines Reibmechanismus.

Montage

Die Montage der Verstärkungsmaßnahme erfolgt direkt am Mauerwerk, welches bei einer nachträglichen Ertüchtigungsmaßnahme zuvor zur Sichtung des Bestands freizulegen ist. In Bild 3.5 wird kurz der Montageablauf anhand von Skizzen erläutert. Im ersten Schritt werden die Verstärkungselemente als Bohrschablone vor der Mauerwerkswand ausgerichtet. So können passgenau die Löcher für die Verankerung der jeweiligen Ankerstange gesetzt werden (1). Im Anschluss kann nach Herabnahme der Elemente und Säuberung der Löcher die Ankerstange mit dem Injektionsmörtel in das Bohrloch gesetzt werden (2). Danach werden die Elemente wieder an die Wand gebracht, über die Ankerstangen geführt und mit dem Ankerkopf festgedreht (3). Es erfolgt eine horizontale und vertikale Ausrichtung, sowie eine Positionierung in der Tiefe. Durch das Anziehen der Ankerköpfe, gegen den in der Wand befestigten Dübel, wird der sich am Verstärkungselement befindliche Verpressring komprimiert und gleicht Unebenheiten aus. So stellt er einen definierten Abschluss für das anschließende Verpressen der Ankerstange im Verstärkungselement dar. Abschließend

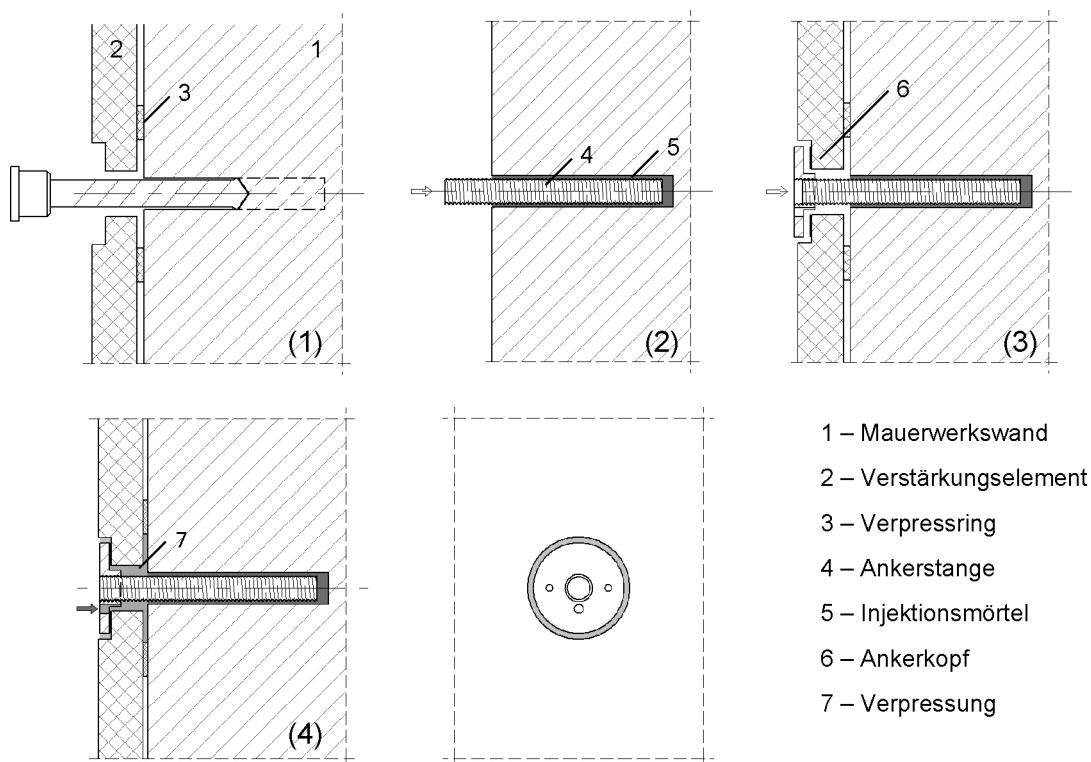


Bild 3.5 Schrittweise Montage der Verstärkungselemente



Bild 3.6 Ausführung Montage und Ankerkopf bei den Prototypen

erfolgt die Verpressung des Ankerkopfes im Verstärkungselement (4). Die einzelnen Arbeitsschritte und das abschließende Erscheinungsbild des Ankerkopfanschlusses sind in Bild 3.6 fotografisch festgehalten.

Eine alternative Ausführungsvariante sieht den Einsatz von Durchgangsankern vor, bei denen die Verstärkungselemente auf beiden Seiten der Wand mit einer gemeinsamen Gewindestange befestigt werden (Bild 3.7). Vorteil dieser Verbindungsart könnte durch die größere „Einbindetiefe“ eine Reduzierung der Beanspruchungen im Stein sein. Weiterhin ist durch die durchgehende Ankerstange eine Verbindung auch senkrecht zur Wand im Verankerungsbereich vorhanden. Dieses könnte in geschädigten Eckbereichen einen besseren Zusammenhalt bieten. Allerdings ist die Erzeugung eines durchgehenden, im Rahmen der Toleranzen passgenauen, Bohrloches wesentlich aufwendiger.

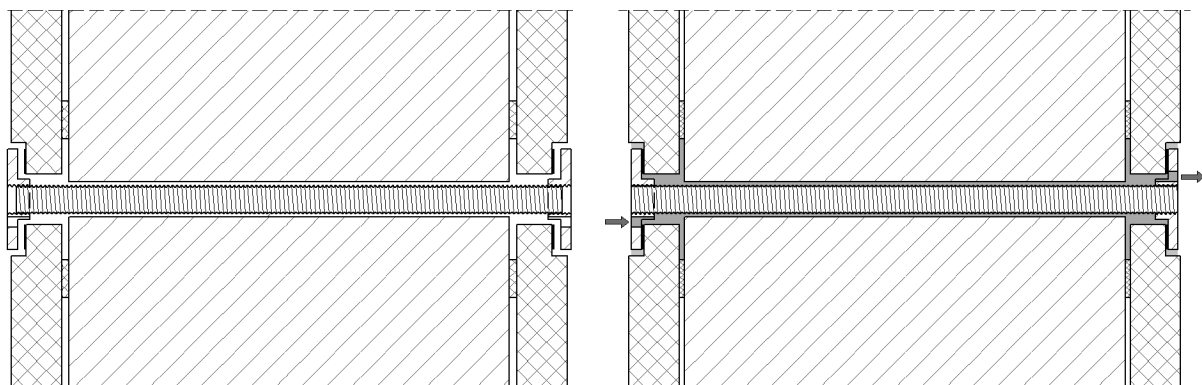


Bild 3.7 Montage der Verstärkungselemente mit Durchgangsanker

3.3 Wirksamer Wandlängenbereich bei Wänden aus Kalksandstein

Der Fokus der Untersuchungen und der Anwendung ist auf Wände ausgerichtet, bei denen durch die Applikation der Verstärkungsmaßnahme das spröde Schubversagen unterbunden und so eine grundsätzliche Verbesserung des Tragverhaltens erreicht werden kann. Dabei handelt es sich in der Regel um längere Wände.

Kurze Wände werden durch ihre Biegekapazität begrenzt. Sie schöpfen die Tragfähigkeit einer rotierenden ungeschädigten Wandscheibe bis zum Versagen in der Wandecke nahezu vollständig aus (vgl. Bild 2.9). Sie besitzen eine große Verformungsfähigkeit bei konstantem Widerstandsniveau. Die Grundlagen eines duktilen Tragverhaltens sind gegeben, die Fähigkeit zur Energiedissipation ist infolge der Rotationsbewegung (Klaffen) niedrig.

Im Vorfeld der Untersuchungen wurde zur Abgrenzung eines möglichst wirksamen Einsatzbereichs des verstärkten Wandsystems eine Parameterstudie durchgeführt. Für geschosshohe Wände wird in Abhängigkeit der Wandlänge und der Auflast die begrenzende Versagensart und die zugehörige Widerstandsgröße der unverstärkten Mauerwerkswand ausgewertet. Für die untersuchten Mauerwerkswände aus Kalksandsteinen im Format 2:1 lassen sich im relevanten Auflastbereich die Versagensarten auf das Biegedruckversagen und das Reibungsversagen (Treppenriss) begrenzen.

Als Grundlage dienen die von *Elsche* eingeführten Formeln zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Mauerwerkswandscheiben [E1]. Diese weisen in Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Dortmunder Wandversuchen eine sehr gute Prognose des erreichten Tragwiderstands und des zugehörigen Versagensmechanismus aus.

Grenzkriterium Biegedruck:

$$V_B = 0,9 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \ell_w^2 \cdot t_w \cdot \sigma_N \cdot \left(1 - \frac{\sigma_N}{f_{MW}} \right) \cdot \frac{1}{k_M \cdot h_w} \right) \quad (3.1)$$

Grenzkriterium Reibungsversagen in Wandmitte:

$$V_R = \frac{1}{1 + \mu} \cdot (\alpha \cdot f_{vk0} + \mu \cdot \sigma_N) \cdot \frac{\ell_w \cdot t_w}{c - \left(\left(\frac{\ell_s}{\ell_w} \right)^2 \cdot (c - 1) \right)} \quad (3.2)$$

$$\text{mit: } c = 1,35 + 0,15 \cdot \left(\frac{2500 - \ell_w}{1250} \right) \quad \text{für } 1250 \leq \ell_w \leq 2500 \text{ mm} \quad (3.3)$$

Eingangswerte für Kalksandstein Plansteine:

$$f_{MW} = 15 \text{ N/mm}^2 ; f_{vk0} = 0,90 \text{ N/mm}^2 ; \alpha = 0,33 ; \mu = 0,65$$

Im Rahmen der Studie werden die folgenden Parameter variiert:

- Untersucht werden beidseitig eingespannte Wandscheiben für einen Einspanngrad von $k_M = 0,5$ und $k_M = 0,6$.
- Wandlängenvariation zwischen 1,25 m und 2,5 m bei einer Wandhöhe von 2,5 m.
- Die ausgewerteten Normalspannungen am Wandfuß betragen $\sigma_N = 0,3 \text{ N/mm}^2$ (niedrige Auflast), $0,5 \text{ N/mm}^2$ (repräsentative Auflast im Erdgeschoss) und $1,0 \text{ N/mm}^2$ (erhöhte Auflast)

Die Auswertung der Parameterstudie ist in Bild 3.8 dargestellt. In Abhängigkeit von der Normalspannung repräsentiert jeweils eine Kurve die Biegetragfähigkeit und die andere den Tragwiderstand des prognostizierten Reibungsversagens. Für eine ausgesuchte Wandlänge kennzeichnet die jeweilige untere Kurve den Versagenswiderstand. Sollte das Reibungsversagen den Widerstand begrenzen, charakterisieren die grau angelegten Flächen das Potential zur Steigerung der Tragfähigkeit bei Unterbindung des Schubversagens in Wandmitte. Die Ergebnisse zeigen, dass für die repräsentative Normalspannung ($0,5 \text{ N/mm}^2$) im Erdgeschoss eines zwei- bis dreigeschossigen Gebäudes ein Schubversagen ab einer Länge zwischen 1,60 m und 1,80 m zu erwarten ist. Höhere Auflasten führen zu einer Verkürzung, niedrigere Auflasten führen zu einer Verlängerung der Wandlänge. Mit zunehmender Wandlänge wird die Differenz zwischen einer möglichen Biegedrucktragfähigkeit und der Tragfähigkeit des Schubversagens stetig größer. Der Abstand vergrößert sich mit zunehmender vertikaler Einwirkung. Für größere Wandlängen existiert somit ein großes Potential durch die Einbringung einer Verstärkungsmaßnahme die Tragfähigkeit zu steigern. Der bevorzugte Einsatzbereich ist somit bei Wänden ab einer Mindestlänge von 2,0 m zu finden.

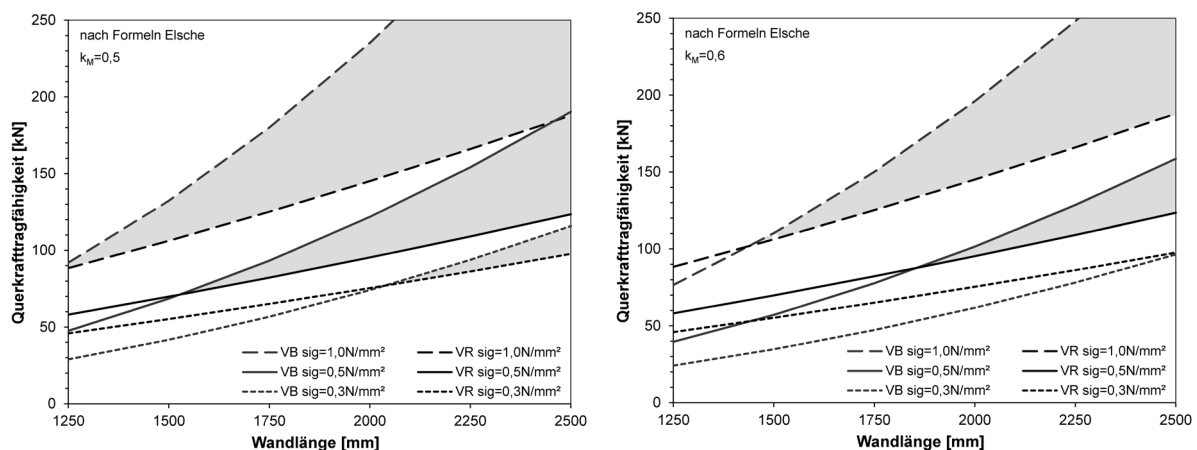


Bild 3.8 Tragfähigkeitsanalyse unverstärkte Wand

Aussagen in Bezug auf eine mögliche Überführung in einen stabilen Grenztragmechanismus können mithilfe der Parameterstudie nicht getätigt werden. Hier werden die durchgeführten Untersuchungen, die in den nachfolgenden Kapiteln dargelegt sind, Aufschluss geben.

4 Experimentelle Untersuchungen verstärkter Mauerwerkswände unter zyklischer Querkraftbeanspruchung

Ein wesentlicher Baustein bei dem Nachweis der Wirksamkeit der vorgestellten Verstärkungsmaßnahme sind die im Rahmen meiner Tätigkeit am Lehrstuhl Tragkonstruktionen durchgeführten Großversuche an Mauerwerkswandscheiben. In Tastversuchen wurde die Verstärkungsmaßnahme auf Mauerwerkswände (2 x 2 m) aus Kalksandstein (SFK 20), mit einem Steinformat von 2:1 und der halben Steinlänge als Überbindemaß angewendet. Die Steine für die Versuche in einem Format (L x H x B) von 400 x 199 x 175 mm wurden aus Vollsteinen mit Sägeschnitten an drei Seiten gewonnen. Die Verlegung der Steine erfolgte in einem Dünnbettmörtel, die Stoßfugen blieben unvermörtelt. Die Lagerfugen zu den flankierenden Bauteilen wurden mit einem Zementmörtel in Normalmörtelfugendicke (~12 mm) ausgeführt.

Die Prototypenversuche bauen auf dem Versuchsstand der „Dortmunder Wandversuche“ (vgl. Bild 2.5) auf. Die Querkrafttragfähigkeit der Wandscheibe wird durch eine schrittweise Steigerung von zyklischen Kopfverformungen als Widerstandskraft ermittelt. Die Erkenntnisse zum Tragverhalten unter der kombinierten Normal- und Querkraftbeanspruchung kann auf aussteifende Mauerwerksscheiben infolge einer Erdbebeneinwirkung übertragen werden.

Die Dokumentation der experimentellen Untersuchungen gliedert sich in drei Abschnitte:

1. Voruntersuchungen zur Bestimmung der Werkstoffeigenschaften (Kleinversuche)
2. Erweiterte Kleinversuche zur Bestimmung des Tragverhaltens der Dübelverbindung
3. Großversuche an Mauerwerkswänden unter zyklischer Horizontaleinwirkung

In den Voruntersuchungen wurden für die verwendeten Steine und Mörtel jeweils die Druck- und Biegezugfestigkeiten ermittelt und in Drei-Stein-Versuchen die Haftscherfestigkeit der Lagerfugen bestimmt. Dehnkörperversuche mit Probekörpern aus Textilbeton offenbarten die Trageigenschaften unter einer Zugbeanspruchung und ermöglichten in einem iterativen Prozess die Konfektionierung zuverlässiger Verstärkungselemente für die Wandversuche.

Nach der Bestimmung der Trageigenschaften der wesentlichen Systemkomponenten wurden mit der Durchführung von erweiterten Kleinversuchen unter Hinzunahme der ausgewählten mechanischen Verbindungsmittel die Trageigenschaften der Verbindung von Mauerwerkswand und Verstärkungselementen bestimmt.

Die Erkenntnisse aus den Voruntersuchungen werden in der Folge kurz dargestellt. Die Vorstellung der Wandversuche erfolgt in Absatz 4.3, in dem ausführlich auf die Ergebnisse der Untersuchungen eingegangen wird.

4.1 Material- und Kleinversuche

4.1.1 Kalksandsteinmauerwerk

In Voruntersuchungen wurden die Werkstoffkennwerte der verwendeten Steine, der verwendeten Mörtel und die maßgebenden Mauerwerkskennwerte entsprechend der jeweiligen normativen Bestimmungen ([15] - [20]) ermittelt. Die Bestimmung des Reibungsbeiwertes und der Haftscherfestigkeit erfolgte am Drei-Stein-Versuch (vgl. [18]). Die Mauerwerksdruckfestigkeit wurde aus den Werkstoffkennwerten gemäß DIN EN 1996-1-1 Abschnitt 3.6.1.2 rechnerisch ermittelt. Tabelle 4.1 stellt die ermittelten Kennwerte für die Versuchswände zusammen.

Mauersteine	Zuordnung (SFK)	Steindruckfestigkeit f_b	
KS-20-12DF-175	20	33,6 N/mm ²	
Mauermörtel	Zuordnung	Druckfestigkeit f_m	Biegezugfestigkeit f_{Bz}
Zementmörtel NMIII	M10	10,1 N/mm ²	3,1 N/mm ²
Dünnbettmörtel DM	M15	19,9 N/mm ²	5,6 N/mm ²
Zementmörtel flankierende Bauteile	-	51,5 N/mm ²	6,9 N/mm ²
Mauerwerk	Druckfestigkeit f_k	Reibungsbeiwert μ	Haftscherfestigkeit f_{v0k}
	15 N/mm ²	0,67	0,35 N/mm ²

Tabelle 4.1 Materialkennwerte des Mauerwerks der Versuchswände

4.1.2 Verstärkungselemente aus textilbewehrtem Beton

Textilbeton ist verglichen mit Mauerwerk ein sehr „junger“ Werkstoff. Seine Entwicklung zu einem leistungsfähigen tragkonstruktiven Element begann Mitte der 1990er Jahre und wurde erst durch Hochleistungsfasern aus Carbon- und Glasfaser möglich. Beim Textilbeton wird die Stahlbewehrung durch Faserstränge oder Rovings, die einzeln oder zu Geweben oder Gewirken zusammengefasst sind, ersetzt. Die Erstellung der Fäden oder Matten erfolgt analog zur textilverarbeitenden Industrie.

Im Gegensatz zum Stahlbeton ermöglicht dies noch filigranere tragfähige Strukturen, da eine notwendige Betonüberdeckung und die Bewehrungsquerschnitte, aufgrund der höheren Zugfestigkeit der Bewehrung, deutlich kleiner ausfallen können. Einen besonderen Vorteil hat Textilbeton in Schalenkonstruktionen bzw. Bauteilen, welche maßgeblich auf Membranspannungen beansprucht werden. Die hohen Tragfähigkeiten der Bewehrung, die hohe Betongüte und die geringen notwendigen Überdeckungen wirken sich hier besonders auf die Abmessungen der Struktur aus.

Die wesentlichen Erkenntnisse zur Tragwirkung und Ausbildung von Konstruktionen aus Textilbeton wurden in Deutschland in den beiden durch die DFG geförderten Sonderforschungsbereichen 528 und 532 an der Technischen Universität Dresden und der RWTH Aachen zusammengetragen.

Das in dieser Arbeit untersuchte verstärkte Wandsystem greift auf Elemente aus Textilbeton zurück, die oberflächennah an eine bestehende Mauerwerkswand montiert werden. Sie erfahren die maßgebliche Beanspruchung in Form von Druck- und Zugspannungen in ihrer Ebene. Die Lasteinleitung geschieht dabei lokal begrenzt. Einordnend sei an dieser Stelle angemerkt, dass im Rahmen dieser Arbeit Bauteile aus Textilbeton als konstruktives Element eingesetzt und angewendet werden. Eine weiterführende Untersuchung der Trageigenschaften von Textilbeton an sich steht nicht im Fokus. Hierzu sei unter anderem auf die Veröffentlichungen von Jesse [J1], Molnar [M2] und Voss [V1] verwiesen.

Da produktionsbedingt ein hochfester Beton (C55/67) zum Einsatz kommt und beim verstärkten Wandsystem weiterhin Verbindungen in einem engen Abstand mit der Mauerwerkswand bestehen, die das Textilbetonelement senkrecht zur Ebene stabilisieren, können Druckbeanspruchungen insgesamt als unkritisch eingestuft werden.

Das Tragverhalten der Textilbetonelemente unter einer Zugbeanspruchung gilt es jedoch zu bewerten. Hierzu kann die Spannungs-Dehnungs-Beziehung eines Dehnkörperversuchs herangezogen werden. Nach Jesse gliedert sie sich in drei Abschnitte (Bild 4.1). Analog zum Stahlbeton werden die Bezeichnungen Zustand I (ungerissen) und Zustand II (gerissen) verwendet.

Der Zustand I wird maßgeblich von den Eigenschaften der verwendeten Betonmatrix beeinflusst. Jesse zeigt auf, dass der Fasergehalt und die Art der Faserausbildung die Steifigkeitseigenschaften des Verbundwerkstoffs im Zustand I beeinflussen. Die Spannungs-Dehnungs-Linie kann im Zustand I linear angenähert werden, die kennzeichnende Größe ist der Elastizitätsmodul. Bei Überschreitung der Betonzugtragfähigkeit kommt es zum Erstriss, der den Zustand I beendet.

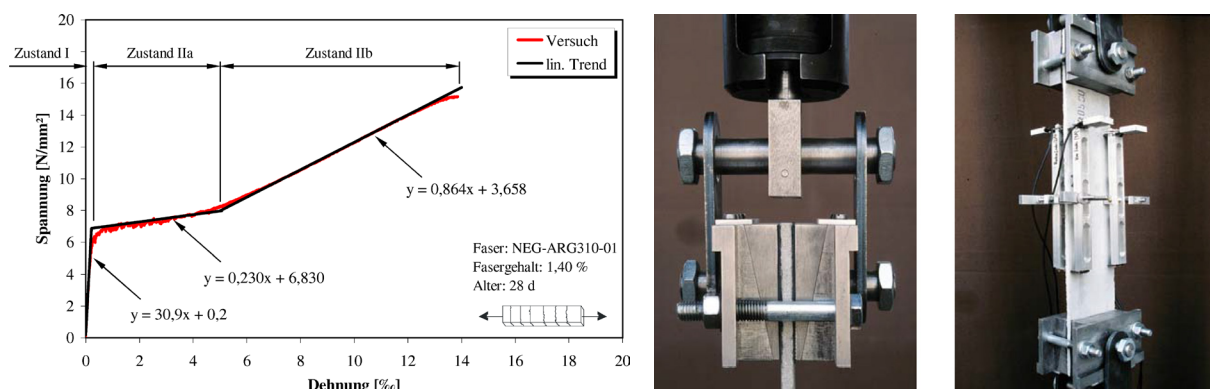


Bild 4.1 Spannungs-Dehnungs-Linie Zugprobe Textilbeton und Versuchsaufbau [J1]

Zustand II kann in zwei Bereiche unterteilt werden. Der Zustand IIa beginnt mit dem Erstriss. Im Riss muss die vorhandene Kraft zwischen den beiden Rissufern durch die verbindende Faserbewehrung übertragen werden. Kann die eingelegte Bewehrung dieses leisten, wird die Kraft des einzelnen Bewehrungsstrangs über die Verbundwirkung in den Beton übertragen. Erreicht die Spannung im Beton wieder das Rissniveau kommt es zum erneuten Riss. Es stellt sich ein Rissbild mit annähernd konstanten Abständen ein. Die Spannungs-Dehnungs-Linie verläuft im Bereich der Rissbildung nahezu konstant oder leicht ansteigend. Entwickelte Ingenieurmodelle (vgl. [J1] und [V1]) beschreiben im Zustand IIa einen Anstieg des Tragwiderstands der zwischen 0 % und 50 % liegen kann.

Haben sich im Probekörper Risse im gesamten Bereich zwischen den beiden Auflagerbereichen gebildet, ist das Rissbild abgeschlossen. Steht im Auflagerbereich eine ausreichend große Endverankerung zur Verfügung, kommt es nach dem abgeschlossenen Rissbild zu einer weiteren Zunahme des Tragwiderstands bis zum Erreichen der Tragfähigkeit der Bewehrung (Zustand IIb). Die Neigung der angenäherten Geraden im Zustand IIb steht in einem Zusammenhang mit dem Elastizitätsmodul der Bewehrung. Die daraus resultierende Dehnsteifigkeit der eingelegten Bewehrung wird jedoch nicht zu 100 % erreicht. Voss definiert einen Faktor k_B , der die Reduktion dieses Wertes für den Dehnkörper beschreibt [V1]. Das abschließende Versagen der Zugprobe ist entweder durch den Abriss der Bewehrung oder im Vorfeld durch ein Verbundversagen im Übergang zum Beton gekennzeichnet, bei dem die Bewehrung aus dem Beton gezogen wird. Ein Verbundversagen kann bei einem schlechten Verbund auch vor dem abgeschlossenen Rissbild auftreten.

Die Verstärkungselemente für die verstärkten Wandversuche wurden durch die Firma Hering Bau GmbH & Co. KG hergestellt. Die Firma produziert bereits seit einigen Jahren Textilbetonelemente für Fassaden und brachte somit ihr Wissen und ihre Erfahrung in der Herstellung von dünnen Textilbetonelementen in die Kooperation ein.

In Vorversuchen wurden im Rahmen der Zusammenarbeit zahlreiche Beton-Bewehrungskombinationen getestet. Der verwendete Feinbeton besaß dabei stets hohe Festigkeiten (75 – 100 N/mm² Druckfestigkeit bei Würfeln der Kantenlänge 150 mm) - vergleichsweise hohe Zugfestigkeiten des Betons gehen damit einher. Als Bewehrungsmaterialien wurden alkaliresistente Glasfaser- und Kohlefasergelege erprobt. In der letzteren Kategorie kamen 2D sowie 3D Gelege zum Einsatz.

Auf Grundlage der Erkenntnisse aus den Vorversuchen kam für die Verstärkungselemente der Prototypenversuche an Mauerwerkswänden ein Kohlefaser/Epoxy-Gelege C-Grid C50 1,8x1,6 des Herstellers Chomarat zum Einsatz (Tabelle 4.2). Das gewählte Gelege erreicht ein deutlich besseres Verbundverhalten als die anderen getesteten Kohlefasergelege, was vermutlich auf die Epoxy-Beschichtung zurückzuführen ist. So resultieren bei gleicher Bewehrungsmenge höhere Zugtragfähigkeiten des Textilbetonelementes im gerissenen Zustand. Die anderen getesteten Gelege besaßen eine Schlichte, die nicht auf einer Epoxy-

Basis beruht. Hier erfolgte in den Dehnkörperversuchen meist direkt nach dem Erstriss ein Fadenzug. Sie wurden für die Verstärkungselemente in der untersuchten Einsatzform als ungeeignet beurteilt.

Kenndaten C50 1.8x1.6	Längsrichtung (0°)	Querrichtung (90°)
Fadenquerschnitt	1,85 mm ²	1,85 mm ²
Abstand der Fäden (Achse)	46 mm (± 2,5 mm)	41 mm (± 2,5 mm)
Querschnitt pro m	40,36 mm ² /m	45,4 mm ² /m
Zugfestigkeit Faden	3,7 kN	3,25 kN
Elastizitätsmodul	234500 N/mm ²	234500 N/mm ²

Tabelle 4.2 Materialkenndaten C50 1.8x1.6 – Herstellerangaben Chomarat

In den Verstärkungselementen erfolgt ein zweilagiger, jeweils um ein halbes Raster versetzter, Einbau des Kohlefaser-Geleges. Die eingebrachte Bewehrungsmenge verdoppelt sich somit zu den Angaben in Tabelle 4.2. Die Entscheidung gegen eine Glasfaserbewehrung ist hauptsächlich auf die deutlich niedrigere Tragfähigkeit der Glasfaser besonders unter Berücksichtigung der Langzeitwirkung im Beton zurück zu führen.

Die verwendete Bewehrung wird als Rollenware mit einer Breite von 1,2 m geliefert. Die Verstärkungselemente der Wand weisen in den Prototypversuchen eine Länge von 2,0 m und eine Breite von 0,4 m auf. Der Einbau der Bewehrung kann somit, um einen Stoß zu vermeiden, trotz des niedrigeren zur Verfügung stehenden Bewehrungsquerschnitts nur in Längsrichtung des Geleges (Kette) erfolgen. Diese Richtung wird im Folgenden bei der Ermittlung der Tragfähigkeiten als 0°-Richtung definiert - senkrecht dazu dementsprechend die 90°-Richtung. Mit einer Dicke von 20 mm sind die Verstärkungselemente vergleichsweise dick und mit zwei Bewehrungslagen in einem groben Raster schwach bewehrt (Bild 4.2). Zum Vergleich die Probekörper von Jesse (Bild 4.1) besitzen eine Dicke von 8 mm und verfügen dabei über mehrere Bewehrungslagen. Die Wirksamkeit des Materialverbundes in Bezug auf den Abtrag von Zugspannungen wird jedoch in der nachfolgenden Dokumentation aufgezeigt.

Zur Bestimmung der Trageigenschaften der Elemente aus textilbewehrtem Beton unter Zugbeanspruchungen wurden Dehnkörperversuche durchgeführt. Bild 4.3 stellt den Versuchsaufbau dar. Der Einbau der Probekörper erfolgte im oberen und unteren Anschluss mit Gelenkköpfen, so dass der Probekörper als Pendelstab gelagert ist. In den Versuchen diente die Verschiebungsgröße des Zylinders am Querhaupt als Regelgröße.



0° - Fadenabstand 45mm

90° - Fadenabstand 40mm

Bild 4.2 Probekörper aus Textilbeton im Querschnitt – Bewehrungslage

Aufgrund der Maschenweite der verwendeten Bewehrungseinlagen wurde eine Probekörperbreite von 125 mm gewählt. Die Herstellung der Textilbetonelemente erfolgte in größeren Platten aus denen mithilfe einer Diamantsäge die einzelnen Probekörper der Zugversuche herausgetrennt wurden. Durch die abgestimmte Wahl der Schnitfführung wiesen alle Probekörper sechs Bewehrungsstränge je Richtung auf (Bild 4.2). Die Probekörper besitzen somit trotz der leicht unterschiedlichen Maschenweite in 0° und 90°-Richtung den gleichen Bewehrungsquerschnitt und sind somit direkt vergleichbar.

Für den Einbau in den Versuchsstand wurden an den Enden, mithilfe eines zwei Komponenten Epoxidharzklebers, Lasteinleitungsbleche appliziert. Zusätzlich verhinderte eine vorgespannte Quertraverse im Lasteinleitungsbereich ein frühzeitiges Auflagerversagen aufgrund von Querkzugspannungen (Bild 4.4). Die Abbildung zeigt weiterhin die Instrumentierung der Dehnkörperversuche und die Abmessungen der Versuchskörper.

Zusätzlich zu der Messung von Maschinenweg und zugehöriger Kraftgröße dienten zwei induktive Wegaufnehmer, die auf Vorder- und Rückseite an den Lasteinleitungsblechen befestigt sind, der Bestimmung der Verformungen des Probekörpers. Relevante Verschiebungen zwischen den Blechen und dem Probekörper können aufgrund der Verklebung ausgeschlossen werden. Zusätzlich erfolgte zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls und zur Kalibrierung der Wegaufnehmer die konkrete Bestimmung der Dehnungen im Mittelbereich des Probekörpers mithilfe von DD1-Wegaufnehmern. Diese wurden vor dem Erreichen des Erstrisses, um eine eventuelle Schädigung zu vermeiden, abgenommen.

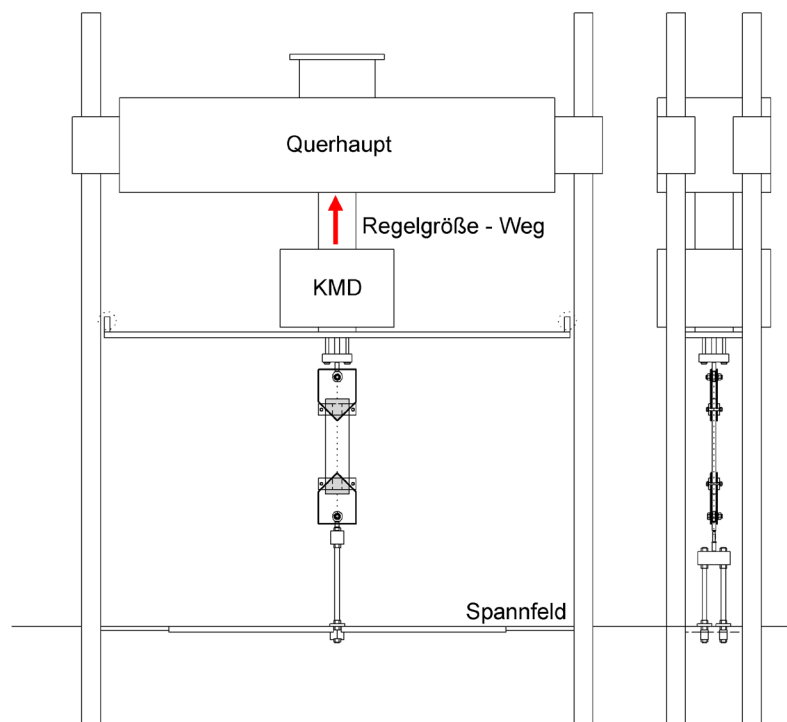


Bild 4.3 Versuchsaufbau Dehnkörperversuche Textilbeton

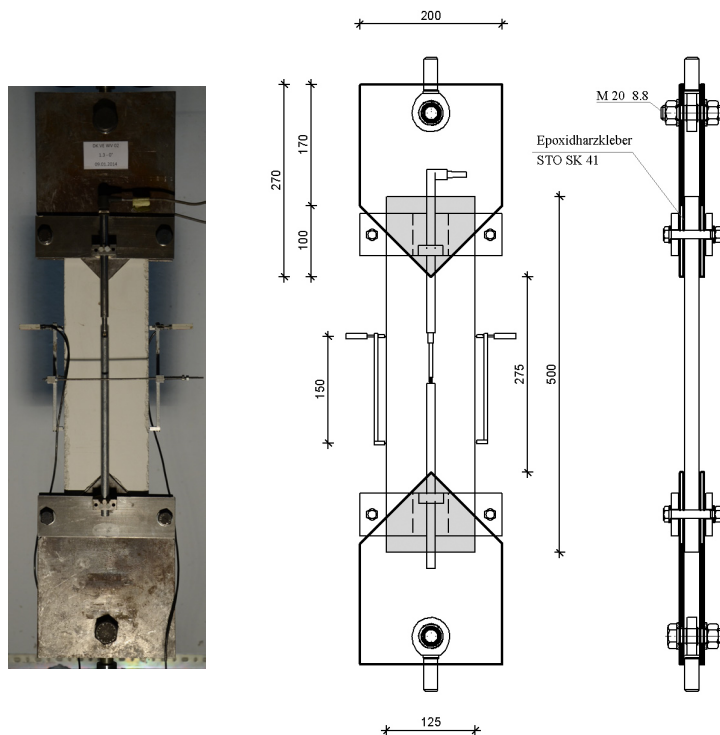


Bild 4.4 Instrumentierung und Probekörpergeometrie der Dehnkörperversuche

Ergänzend zu den bisherigen Erläuterungen zur Spannungs-Dehnungs-Linie folgen einige Anmerkungen bezüglich der eigenen Versuche.

Zustand I - Linearer Anfangsbereich

In der Versuchsdurchführung wurden in Anlehnung an das Vorgehen der DIN 1048-5 „Prüfverfahren für Beton“ zu Beginn eines Versuchslaufs drei Lastzyklen mit ca. 50 % des erwarteten Zugfestigkeitsniveaus gefahren. Aus der Sekantensteigung im Spannungs-Dehnungs-Diagramm zwischen 10 % und 50 % des späteren Erstrissniveaus wird der Elastizitätsmodul ermittelt. Die zugehörigen Dehnungen wurden im Mittelbereich des Probekörpers mithilfe von DD1 Wegaufnehmern über eine Messlänge von 150 mm erfasst.

Nach Bestimmung des Elastizitätsmoduls wurde die Probe bis auf eine kleine Vorspannung entlastet, die DD1 entfernt und der eigentliche Zugversuch mit monoton steigender Verformungszunahme durchgeführt.

Zustand IIa – Rissbildung

Verformungsgeregelt kommt es beim Eintreten des Erstrisses zu einem Widerstandsabfall, da die Steifigkeit der Probe durch den Riss deutlich zurückgeht. Der Bewehrungsgrad bestimmt die Höhe des Widerstandsabfalls bei Risseintreten. Einem hohen Bewehrungsgrad folgen kleine Widerstandsabfälle und Rissabstände, ein niedriger Bewehrungsgrad führt zu höheren Abfällen und größeren Rissabständen, demzufolge wenigen ausgeprägten Rissen. Aufgrund des vergleichsweise niedrigen Bewehrungsgrads sind der Widerstandsabfall beim

Risseintreten und die Rissabstände größer. Die ausgewählte Konfiguration zeigt in der Folge jedoch ihre Eignung für den vorgesehenen Zweck.

Bei den eigenen Untersuchungen der gewählten Materialkombination zeigte sich kein ausgeprägter Anstieg des Kraftniveaus – es wird dementsprechend vereinfacht von einem konstanten Widerstandsniveau für den Zustand IIa ausgegangen.

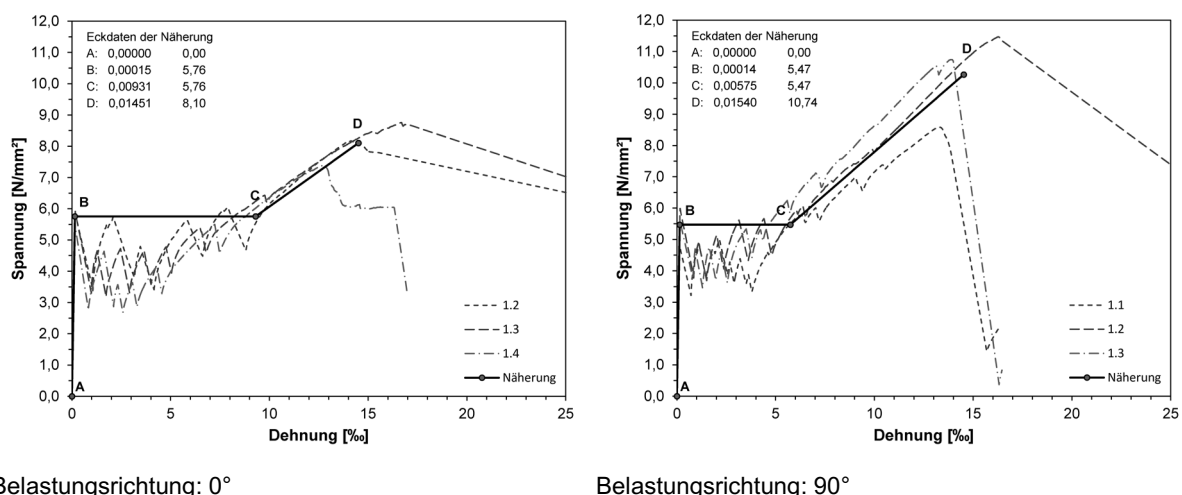
Zustand IIb – abgeschlossenes Rissbild

Für die dokumentierte Materialkombination konnte ein abgeschlossenes Rissbild und eine anschließende Laststeigerung erreicht werden. Die maximale Tragfähigkeit resultierte aus der Beanspruchbarkeit der Bewehrung verbunden mit einem spröden Versagen - einem plötzlichen Abriss.

Verstärkungselemente für Wandversuch WV02

Die Festigkeitseigenschaften des verwendeten Betons wurde an Würfeln der Kantenlänge 150 mm gemäß DIN 1048-5 [19] / DIN EN 12390-3 [20] ermittelt. Die Bestimmung der Druckfestigkeit ergab über die verschiedenen Chargen eine mittlere Druckfestigkeit von 76 N/mm². Damit erfolgt eine Eingruppierung in die Festigkeitsklasse C55/67. Gemäß DIN EN 1992-1-1 [21] liegen der erwartete Elastizitätsmodul bei $E_{cm} \sim 38.200$ N/mm² und die Zugfestigkeit bei $f_{ctm} = 4,2$ N/mm². In den durchgeführten Dehnkörperversuchen ermittelte sich das Zugelastizitätsmodul zu 37.800 N/mm² für die 0°-Richtung und 38.900 N/mm² für die 90°-Richtung und liegt damit im Bereich des rechnerischen Richtwertes aus den Druckversuchen.

Bild 4.5 stellt die ermittelte Spannungs-Dehnungs-Beziehung bezogen auf die Bruttoquerschnittsfläche der Probekörper dar. Die Erstrissspannungen liegen zwischen 5,5 N/mm² und 6,0 N/mm² und sind damit vergleichsweise hoch. Der Tragwiderstandsabfall beim Betonriss stellte sich zwischen 20 % und 50 % ein und ist mit einer deutlichen Verformungszunahme verbunden – jeweils für die 0°-Richtung stärker ausgeprägt als für die



Belastungsrichtung: 0°

Belastungsrichtung: 90°

Bild 4.5 Spannungs-Dehnungs-Beziehung - Dehnkörper für Wandversuch WV02

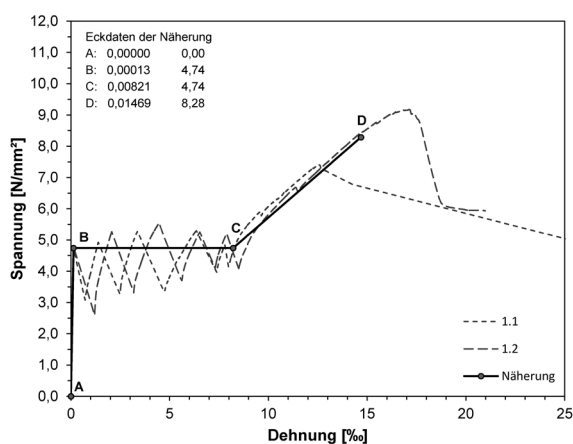
90°-Richtung. Die maximale Tragfähigkeit der 90°-Richtung liegt bei gleicher Bewehrungsmenge höher als die in 0°-Richtung.

In den Versuchen stellte sich ein abgeschlossenes Rissbild mit einem Rissabstand zwischen 50 mm und 70 mm ein. Die Tragfähigkeit am Ende von Zustand IIb wird in den meisten Fällen durch einen Abriss der Bewehrung begrenzt. In einigen Fällen kam es zu einem Querschnittsversagen im Lasteinleitungsbereich der Versuchskörper - ein Bewehrungsauszug und somit ein Verbundversagen konnte dabei nicht beobachtet werden.

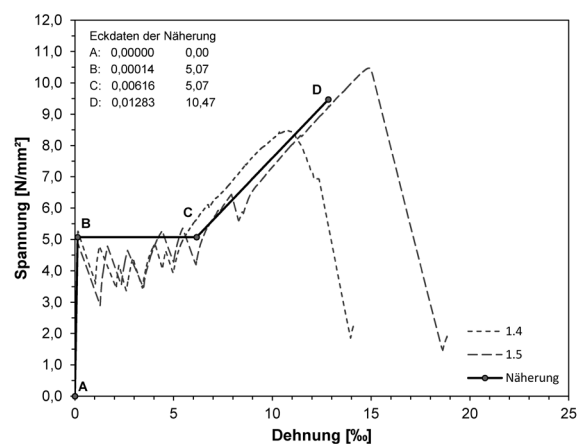
Verstärkungselemente für Wandversuch WV03

Die technischen Spezifikationen der Verstärkungselemente für den Wandversuche WV03 sind identisch mit den zuvor verwendeten Elementen. Die Produktion erfolgte jedoch zu einem späteren Zeitpunkt. Die Materialversuche weisen bezüglich der Betoneigenschaften leichte Differenzen auf. Die Bestimmung der Druckfestigkeit an Würfeln der Kantenlänge 150 mm eine höhere Druckfestigkeit im Bereich von 90 N/mm². Dies führt jedoch nicht zu einer größeren Zugbeanspruchbarkeit oder einem Steifigkeitszuwachs. Bei der Bestimmung des Elastizitätsmoduls unter einer Zugbeanspruchung ergaben sich leicht niedrigere Werte als für die Verstärkungselemente des Wandversuchs WV02. Für die 0°-Richtung konnte ein Wert von 35500 N/mm² ermittelt werden. Für die 90°-Richtung lag der Elastizitätsmodul bei 36600 N/mm². Wie zuvor liegt der 90°-Wert leicht höher.

Bild 4.6 zeigt die Spannungs-Dehnungs-Linien für beide Beanspruchungsrichtungen. Die grundsätzliche Charakteristik (Rissbild und Rissabstände sowie Dehnungen und die durch die Bewehrung bestimmte maximale Tragfähigkeit) stimmen mit den Versuchen der Verstärkungselemente der Versuchswand WV02 überein. Die Erstrissspannungen sind mit 4,8 N/mm² für die 0°-Richtung und 5,1 N/mm² für die 90°-Richtung etwas niedriger. Der Widerstandsverlust bei Rissentstehung fällt etwas kleiner aus (20 % – 40 %), vermutlich als Folge der niedrigeren Zugfestigkeit des Betons.



Belastungsrichtung: 0°



Belastungsrichtung: 90°

Bild 4.6 Spannungs-Dehnungs-Beziehung - Dehnkörper für Wandversuch WV03 links: 0° rechts: 90°

4.2 Erweiterte Kleinversuche

Die Bestimmung der Tragfähigkeit und der Verformungseigenschaften der Verbindungsstelle Stein – Dübel – Verstärkungselement erfolgte an erweiterten Kleinversuchen. Vergleichend wurden eine aufgesetzte Ankerkopfmontage, die als Ausgangspunkt dient, und eine weiterführende versenkte Montagemöglichkeit, die lokal jedoch mit einer Querschnittsschwächung im Lasteinleitungsbereich verbunden ist, gegenübergestellt. Bild 4.7 zeigt die beiden Ausführungsarten.



a) aufgesetzte Montage

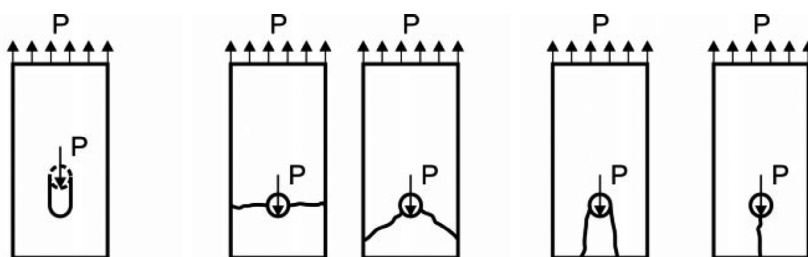
b) versenkter Ankerkopf

Bild 4.7 Ankerkopfausführung

Durch die diskrete Verbindung von Stein und Verstärkungselement mit einer gedübelten Schraubverbindung wird die Beanspruchung örtlich begrenzt in das Verstärkungselement eingeleitet. Eine lokal konzentrierte Lasteinleitung von Bolzenverbindungen in Bauteile aus textilbewehrtem Beton behandeln *Jesse et al.* in ihrer Veröffentlichung [J2]. Bild 4.8 stellt die grundlegenden Versagensarten eines auf Zug beanspruchten Probekörpers dar.

Es wird festgestellt, dass jeder Versagenszustand anfänglich durch Lochleibung eingeleitet wird. In den experimentellen Untersuchungen konnten die Versagensbilder 1 bis 3 bestätigt werden [J2]. Ein Spaltzugversagen ist zwar theoretisch möglich, wurde in den Versuchen jedoch nicht beobachtet.

Jesse et al. fassen als Erkenntnis zusammen, dass die Vorspannung des Lasteinleitungsbereichs senkrecht zur eigentlichen Beanspruchungsrichtung das Lastniveau



1) Lochleibung 2) Zug - (a) gerade (b) schief 3) Schub 4) Spaltzug

Bild 4.8 Versagensformen von scherbbeanspruchten Bolzenverbindungen [J2]

der einsetzenden Lochleibung steigern kann. Weiterhin kann die Tragfähigkeit bis zu einem gewissen Grad durch zusätzliche Bewehrung im Lasteinleitungsbereich gesteigert werden, wenn der Versagensmodus durch die Zugtragfähigkeit der Bewehrung beeinflusst wird. Mit zunehmender Größe des Randabstands in Krafrichtung wurde eine Steigerung der Tragfähigkeit und der Verformungen festgestellt. Für die eigenen Untersuchungen stellten die zuletzt genannten Punkte einen wichtigen Ausgangspunkt für die Überlegungen zur Ausbildung der Verbindungsstelle der Verstärkungsmaßnahme dar.

Zur Beurteilung der Tragfähigkeit und der Verformungseigenschaften in Abhängigkeit der Montageart wurden ein Versuch mit aufgesetzten Ankerköpfen (SZV-1) und drei Versuche mit versenkten Ankerköpfen (SZV-2 – SZV-4) durchgeführt. Bild 4.9 stellt in der Zeichnung und in einem Foto den Versuchsaufbau dar.

Zwei Steine werden beidseitig mit einem Verstärkungselement verbunden. An die Steine werden an den späteren Lagerfugenflächen Stahlbleche angeklebt. Die Klebefläche ist dabei so positioniert, dass der Stein bei der Einleitung der Querkraft im Wesentlichen eine Druckbeanspruchung erfährt und es nicht vorzeitig zu einem Zugversagen im Stein kommt. Zur Abbildung der Auflast in der Mauerwerkswand wird in den Kleinversuchen der verklebte Bereich durch eine vorgespannte Quertraverse überdrückt. Aufgrund des symmetrischen Aufbaus entsteht versuchsbedingt global gesehen keine Exzentrizität. Der Versuchskörper schließt an der oberen und unteren Lasteinleitung (in der Zeichnung gekennzeichnet mit d / F)

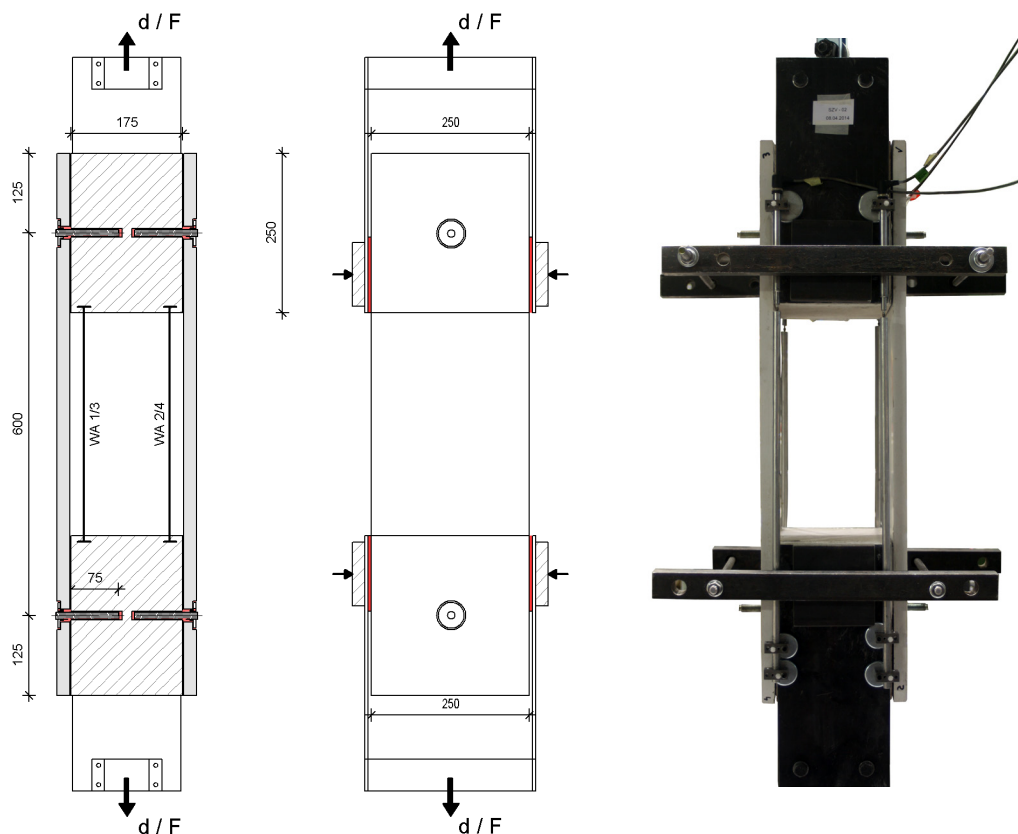


Bild 4.9 Versuchsaufbau erweiterter Kleinkörperversuch

F) mit einem Gelenkkopf ab. Es entsteht ein Pendelstabsystem. Der weitere Einbau in den Versuchsstand geschieht auf gleiche Weise wie in Bild 4.3 gezeigt. Der Kraftfluss im Versuchskörper erfolgt über den oberen verbindenden Querträger in die beiden Lasteinleitungsbleche – dort über die Verklebung in den Kalksandstein. Durch den auf Querkraft und Biegung beanspruchten Dübel erfolgt die Verbindung mit den beidseitig angebrachten Verstärkungselementen. Diese erfahren global eine Zugbeanspruchung, die durch die Dübelverbindung lokal begrenzt eingebracht wird. An der unteren Verbindungsstelle findet der Kraftfluss in umgekehrter Weise wieder seinen Weg in den im Boden verankerten Gelenkkopf. Die Versuche werden in einer Wegregelung durchgeführt.

Bild 4.10 und Bild 4.11 zeigen exemplarisch an einem Versuchskörper mit versenktem Ankerkopf das Verhalten während des Versuchslaufs und das abschließende Rissbild der Verstärkungselemente.

Die Zahlen am Rissbild geben die Reihenfolge der entstandenen Risse an. Man erkennt, dass als erstes immer die Risse auf Höhe der Dübelverbindungen entstanden. Nachfolgend setzten sich die Risse in den Bereich zwischen den beiden Verbindungsstellen fort.

Vor dem Erreichen der max. Tragfähigkeit entwickelte sich stets auch ein Spaltzugriss, der vom Loch zum freien Rand des Verstärkungselementes läuft.

Alle Versuche sind abschließend durch einen Ausbruch des Verankerungsbereichs zum freien Rand des Verstärkungselementes gekennzeichnet. Ein Steinversagen bzw. ein Dübelversagen im Stein konnte nicht beobachtet werden.

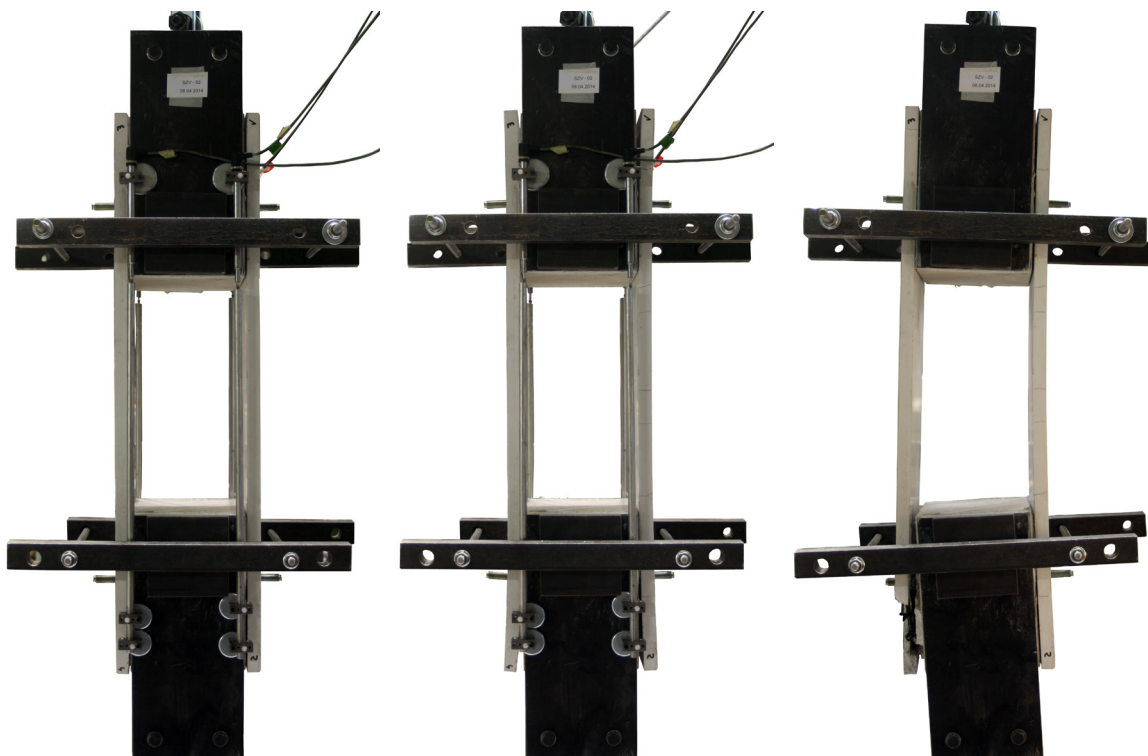


Bild 4.10 SZV-2 Versuchslauf frontale Ansicht

Die maximal erreichte Traglast ergibt sich in Versuchslauf SZV-1 zu 49,9 kN, die minimale Traglast zu 47,2 kN in SZV-2. Die Streuung der Ergebnisse fällt klein aus. Im Mittel wird eine maximale Traglast von 49 kN je Dübelpaar erreicht. Bei gleichmäßiger Aufteilung dieses Wertes auf zwei Verbindungselemente, was die kleinste Belastung je Verbindungsstelle bedeutet, können somit ca. 24 kN je Dübel in das Verstärkungselement eingeleitet werden.

Das gemittelte Erstrissniveau der Versuche SZV-1 bis SZV-4 liegt bei 17,9 kN. Unter Annahme einer gleichmäßigen Verteilung zwischen den beiden Elementen ergibt sich so eine Beanspruchung von ca. 9 kN in jeder Verbindungsstelle.

Die Verformungen wurden mithilfe von vier induktiven Wegaufnehmern gewonnen, die die Verschiebungen zwischen den Steinen aufgezeichnet haben. Die Steine können als Starrkörper betrachtet werden. Die gemessenen Verformungen setzen sich somit aus den Dübelverformungen, den Verformungen im Verfüllbereich der Dübel und den Dehnungen der Verstärkungselemente zusammen.

Bild 4.12 zeigt die Kraft-Verschiebungs-Beziehungen der durchgeführten Versuche. Hier konnten keine signifikanten Unterschiede zwischen den Probekörpern mit aufgesetzter und versenkter Montage der Ankerköpfe festgestellt werden.

Die ausgewiesene Anfangssteifigkeit wird als Sekantensteifigkeit im Kraft-Verformungs-Diagramm zwischen 10 % und 50 % der gemittelten Erstrisstragfähigkeit definiert. Für die Ausgleichskurve der Versuchsreihen ergibt sich die Anfangssteifigkeit zu $K_{anf} = 150 \text{ kN/mm}$. Weiterhin wird eine Sekantensteifigkeit $K_{Erstriss}$ für den Bereich bis zum Erstriss definiert.

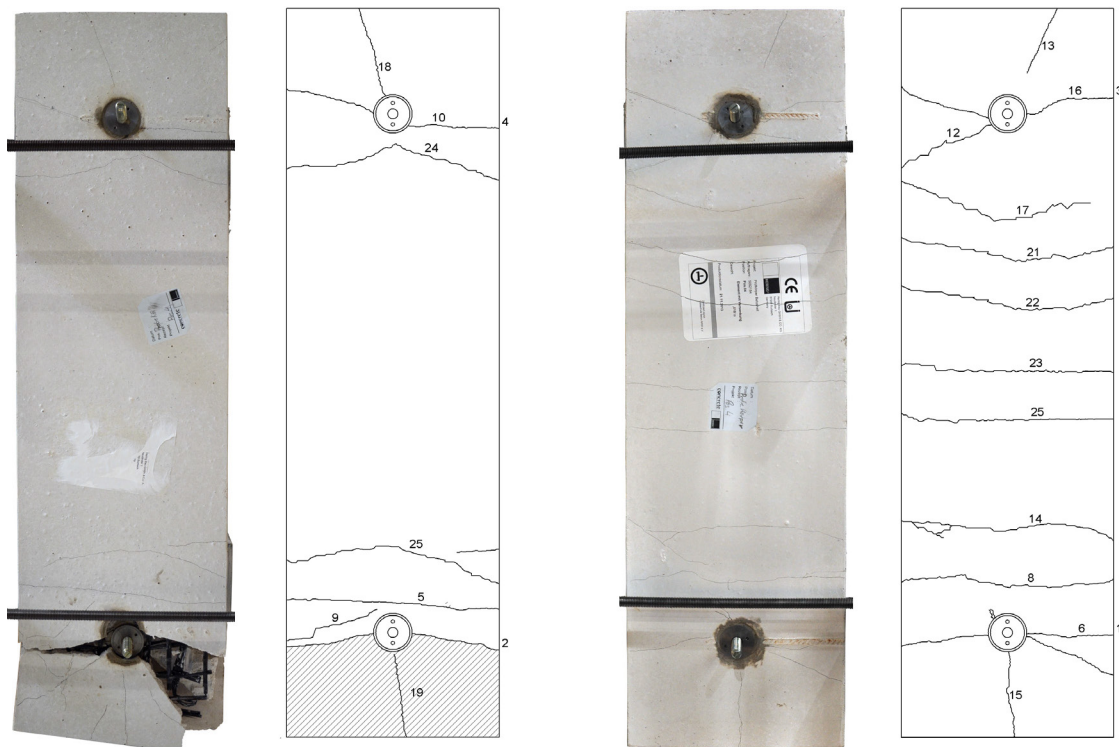


Bild 4.11 SZV-2 Ansicht links und rechts Versuchsende / Rissbilder

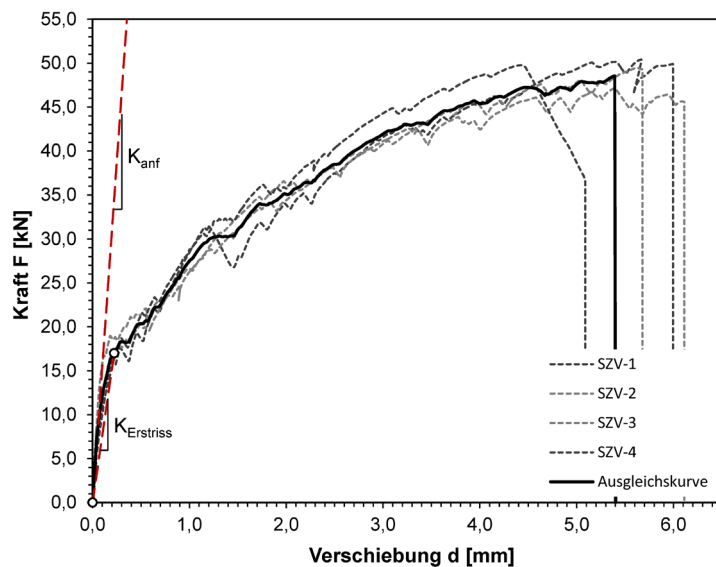


Bild 4.12 Kraft-Verformungs-Beziehung – durchgeführte erweiterte Kleinversuche mit Mittelwertkurve

Sie bestimmt sich zwischen 0 % und 95 % der Erstrisstragfähigkeit. Aus der Versuchsreihe ergibt sich diese Steifigkeit zu $K_{Erstriss} = 76 \text{ kN/mm}$.

Die Untersuchungen zeigen eine grundsätzliche Eignung der Verbindungstechnik für den Einsatz im verstärkten Wandsystem. Bei symmetrischer Montage können je Dübelpaar ca. 50 kN in die Verstärkungselemente eingeleitet werden. Ein Versagen im Stein wurde bei der gewählten Kombination nicht beobachtet. Auch nach dem Erstriss im Lochbereich konnte der Tragwiderstand noch deutlich gesteigert werden, so dass die Verstärkungsmaßnahme an der Wand auch weiterhin wirksam bleibt.

Die gewonnene Kraft-Verformungs-Beziehung dient im Weiteren als Grundlage zur Modellierung, Verifikation und Bewertung der numerischen Berechnungen (vgl. Kapitel 5).

4.3 Wandversuche

Die Grundlage zur Versuchsmethodik von Wandversuchen, auch im Vergleich zu anderen Testverfahren, wurden in Kapitel 2 vorgestellt. Die folgenden Ausführungen beziehen sich auf den eigenen Versuchsstand und die Durchführung der Wandversuche im Rahmen dieser Arbeit.

4.3.1 Versuchsaufbau

Der verwendete Versuchsstand baut auf dem am Lehrstuhl Tragkonstruktionen entwickelten Versuchsaufbau der Dortmunder Wandversuche auf (vgl. [L1] und [Ö1]). Der Versuchsstand hat seine Eignung in über 30 Wandversuchen aufgezeigt und wurde aus teilweise noch bestehenden und neuen ergänzenden Bauteilen wieder aufgebaut. Bild 4.13 stellt den Versuchsaufbau in einer Zeichnung und einem Foto dar.

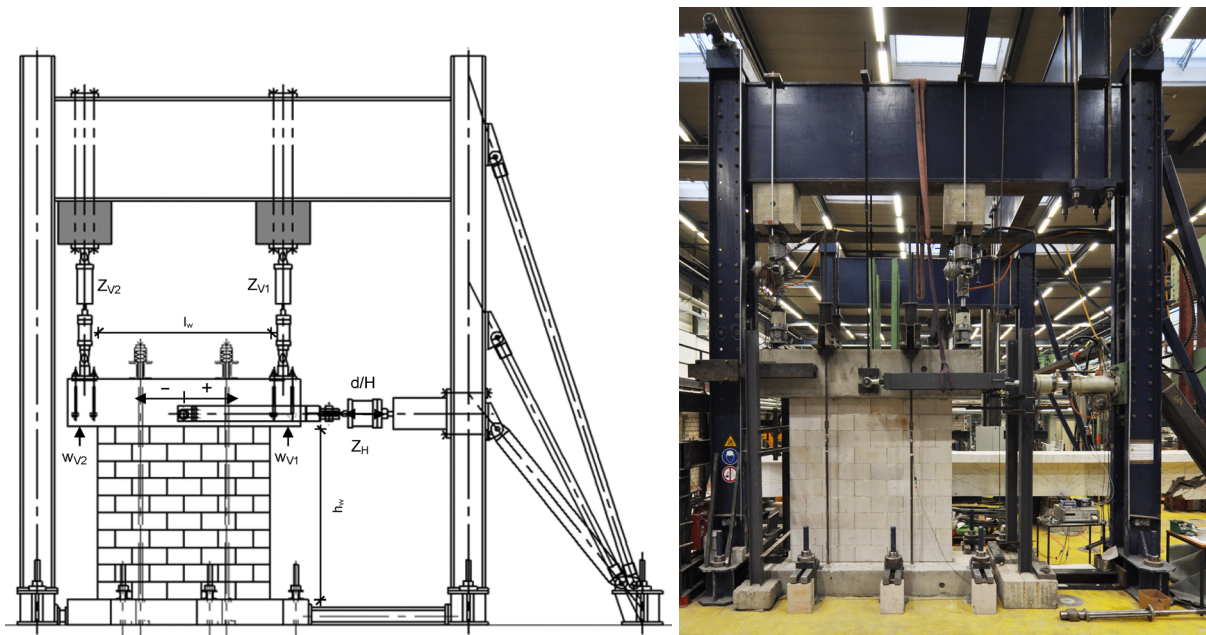


Bild 4.13 Versuchsaufbau Wandversuche

Die zu prüfende Wandscheibe wird auf einer Bodenplatte aus Beton, die auf dem Spannfeld verankert ist, aufgemauert. Den oberen Abschluss bildet ein aufgesetzter Kopfbalken aus Beton, der über einen horizontalen Hydraulikzylinder (Z_H) verfahren werden kann - Wege und zugehörige Kräfte werden dabei aufgezeichnet. Hydraulikzylinder und Kopfbalken sind über eine Gabel und eine einbetonierte Welle aus Stahl miteinander verbunden. Der Lastangriffspunkt befindet sich in Wandscheibenrichtung mittig im Kopfbalken und 15 cm oberhalb des Wandkopfes. Die Fuge zwischen der obersten Steinreihe und dem festverbauten Kopfbalken wird mit einem hochfesten Zementmörtel hergestellt, der (ab dem Versuch WV02b) die besseren Verbundeigenschaften einer aufbetonierten Ortbetondecke im realen Gebäude simuliert.

Die angestrebte vertikale Auflast wird über vorgespannte Zugstangen, die mit Tellerfedern gelagert sind, aufgebracht. Die Tellerfedern sind so ausgelegt, dass auch bei der zu erwartenden Lageveränderung des Kopfbalkens keine nennenswerten zusätzlichen Auflasten entstehen. Während des Versuchs werden zusätzlich die Kräfte in den Vorspannstangen über applizierte Dehnmessstreifen geprüft und aufgezeichnet.

Zwei vertikale Hydraulikzylinder (Z_{V1} und Z_{V2}) ermöglichen die Regelung der angestrebten zugelassenen Kopfbalkenverdrehung und legen somit den Einspanngrad der Wandscheibe am Wandkopf fest. Hierzu werden auch an diesen Zylindern die Wege und entstehenden Kräfte aufgezeichnet.

Zum Einsatz kommen Hydraulikzylinder der Firma Schenk. Die vertikalen Zylinder, die den Einspanngrad des Kopfbalkens steuern, besitzen eine Tragkapazität von 100 kN. Die beiden vertikalen Zylinder realisieren über das Kräftepaar mit dem Hebelarm von 2,3 m das obere Einspannmoment der Wandscheibe. Aus der Begrenzung der entstehenden Kraftgröße auf 100 kN lässt sich für eine sichergestellte Einspannung am Wandkopf eine maximale Horizontalbeanspruchung aus der Versuchsgeometrie ermitteln. Diese bestimmt sich für die angestrebten Wandversuche zu circa 215 kN. Der eingesetzte Horizontalzylinder (Z_H) weist eine Kapazität von 250 kN auf.

Die horizontale Auslenkung am Wandkopf erfolgt in Wegregelung. In Stufen mit je drei Zyklen werden die Verformungen in Intervallen gesteigert. Die Aufbringung erfolgt in Form einer Sinusfunktion mit der Frequenz $f = 0,0083$ Hz (Schwingdauer $T = 120$ s) (Bild 4.14).

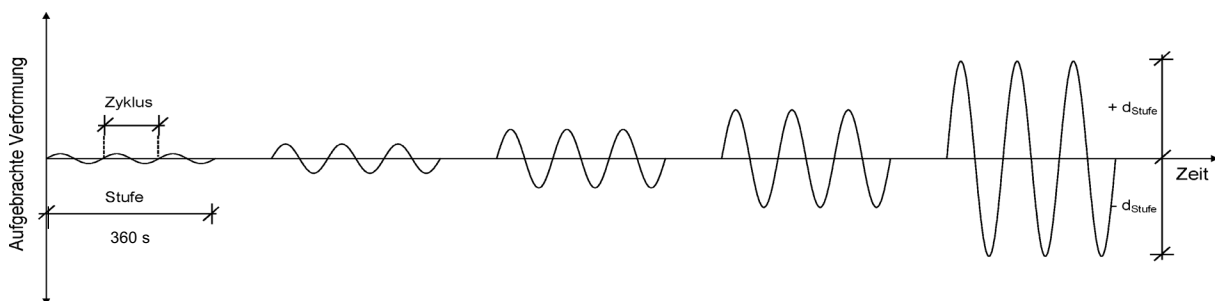


Bild 4.14 Aufbringung der Kopfbalkenverformung

Ziel der implementierten Regelung im Versuchsstand ist es am Wandkopf eine Einspannung der Wandscheibe in eine Decke und ein aufgehendes Geschoss abzubilden. Das bedeutet, dass der Wandkopf im Grenzfall unverdrehbar ist, sich jedoch durch die Rotation der Wand unter einer horizontalen Einwirkung vertikal verschieben kann. Die Auflast der Wandscheibe bleibt jedoch auch bei zunehmender horizontaler Auslenkung annähernd konstant.

So lassen sich zwei einzuhaltende Randbedingungen formulieren:

1. Die Summe der vertikalen Zylinderkräfte ist gleich „Null“ \Rightarrow keine Auflaststeigerung
2. Die Differenz der absoluten (extern gemessenen) Wege der vertikalen Zylinder ist gleich „Null“ \Rightarrow beide Zylinder verfahren gleichartig \Rightarrow keine Schiefstellung

Die Realisierung dieser Randbedingungen ist gegenüber den bisherigen Dortmunder Wandversuchen geändert worden. Die neue Ansteuerung der Servohydraulik macht von der Möglichkeit der modalen (abhängigen) Regelung einer Zylindergruppe in RS BaseLab Gebrauch. Dies war zuvor nicht möglich und die Regelung des Kopfbalkens musste über eine zusätzliche externe Software erfolgen. Durch die direkte Implementierung in die Software der Zylinderregelung konnte die Stabilität im Regelkreislauf verbessert werden.

Bei der modalen Regelung wird aus den IST-Werten der einbezogenen Zylinder eine neue Regelgröße f_B über eine festgelegte Linearkombination der Einzelwerte erstellt. Für die Regelgröße f_B wird nun deren Soll-Wert festgelegt und die Einzelzylinder verhalten sich entsprechend der vorgeschriebenen Funktion.

Lineare Kombination der Regelkanäle:

$$a \cdot CH1 + b \cdot CH2 = f_B \quad \text{mit } f_B : \text{modale Regelgröße} \quad (4.1)$$

Zur Sicherstellung der gewünschten Randbedingungen des Kopfbalkens werden zwei modale Regelvorschriften implementiert. Einmal aktiviert reagiert die Regelung eigenständig auf die durch die horizontale Verschiebung sich ändernde Einwirkungen auf den Kopfbalken. Die implementierte Regelungsart zeigte eine sehr hohe Stabilität des „Regelungskreislaufs“ und eine genaue Kontrolle und Anpassung des Kopfbalkens zur Erhaltung der angestrebten Randbedingung.

4.3.2 Versuchsprogramm

Das Versuchsprogramm, das im Rahmen dieser Arbeit vorgestellt wird, umfasst Mauerwerkswände aus Kalksandstein. Die Wanddicke der untersuchten Wandscheiben beträgt 17,5 cm. In den Versuchen werden ausschließlich „lange“ Wandscheiben untersucht, die am Wandfuß und Wandkopf eine Einspannung erfahren. Sie repräsentieren eine aussteifende Wand im Erdgeschoss eines Gebäudes. Diese aussteifenden Wände besitzen als unverstärkte Mauerwerkswand einen ungünstigen Grenztagmechanismus (Schubversagen), der zu einem frühzeitigen Abfall der Tragkapazität führt (vgl. Kapitel 2).

Für die verstärkten Wandscheiben sind grundsätzliche höhere Tragwiderstände als für die unverstärkten Mauerwerkswände zu erwarten. Als Maximum kann sich die in Kapitel 2 definierte Grenztraglast der rotierenden Wandscheibe $H_{gr,geom}$ einstellen. Diese liegt für eine quadratische Wand mit den vorgegebenen Randbedingungen in der Größenordnung der aufgetragenen Auflast. Bedingt durch die Kapazitätsgrenzen des Versuchsaufbaus wurde entschieden die Untersuchungen an Wänden mit einer Höhe (h_w) von 2 m durchzuführen. Untersucht werden quadratische Wände mit Steinen im Format 2:1 und den Abmessungen 400x199x175 mm. Die Versuche sind für eine repräsentative Drucknormalspannung eines mehrstöckigen Wohngebäudes am Wandfuß des Erdgeschosses von $\sigma_N = 0,5 \text{ N/mm}^2$

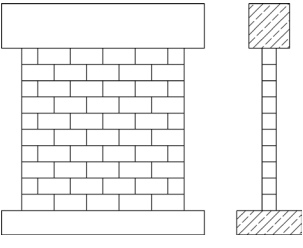
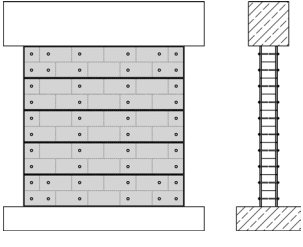
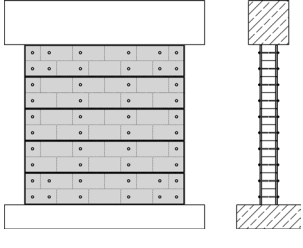
Durchgeführte Versuche an Wänden aus Kalksandstein						
	Beschreibung	Abmessung k _M -Wert	Verstärkung	Beanspruchung am Wandfuß		Versuchsskizze
				σ [N/mm ²]	N [kN]	
WV01	Referenzwand unverstärkt	l _w = 2000 h _w = 2045 t _w = 175 k _M = 0,58	keine	0,51	179	
WV02	beidseitig verstärkt	l _w = 2000 h _w = 2035 t _w = 175 k _M = 0,58	beidseitig - 4 Anker je Steinreihe + Zusätzliche Verbindungen in Ecken	0,52	182	
WV03	beidseitig verstärkt - erhöhte Auflast (2 Versuchs- läufe)	l _w = 2000 h _w = 2052 t _w = 175 k _M = 0,55	beidseitig - 4 Anker je Steinreihe + Zusätzliche Verbindungen in Ecken	0,79	275 (+9)	
				0,68	239 (+11)	

Tabelle 4.3 Versuchsprogramm der Wandversuche mit wesentlichen Versuchskenngrößen

konzipiert. Der Versuchsstand bietet Kapazitätsreserven auch eine erhöhte vertikale Auflast zu realisieren.

Tabelle 4.3 stellt die durchgeführten Wandversuche mit ihren wesentlichen Kenngrößen zusammen. Grundlage des Versuchsprogramms bildet eine unverstärkte Wandscheibe als Referenzversuch (WV01), deren Trageigenschaften mit den verstärkten Wandscheiben (WV02 und WV03) vergleichend bewertet werden kann. Die Versuchswand WV03 (erhöhte Auflast) wurde in zwei Versuchsläufen untersucht. Die Werte in den Klammern der Auflast N charakterisieren deren Zunahme bei Erreichen des maximalen Tragwiderstands.

Als Verstärkungssystem wird die Anordnung von fünf Lamellen übereinander erprobt, die beidseitig auf die Wand appliziert werden. Bild 4.15 stellt die Geometrie der verwendeten Verstärkungselemente dar. Die Materialeigenschaften und die Bewehrungsanordnung sind in 4.1.2 dokumentiert.

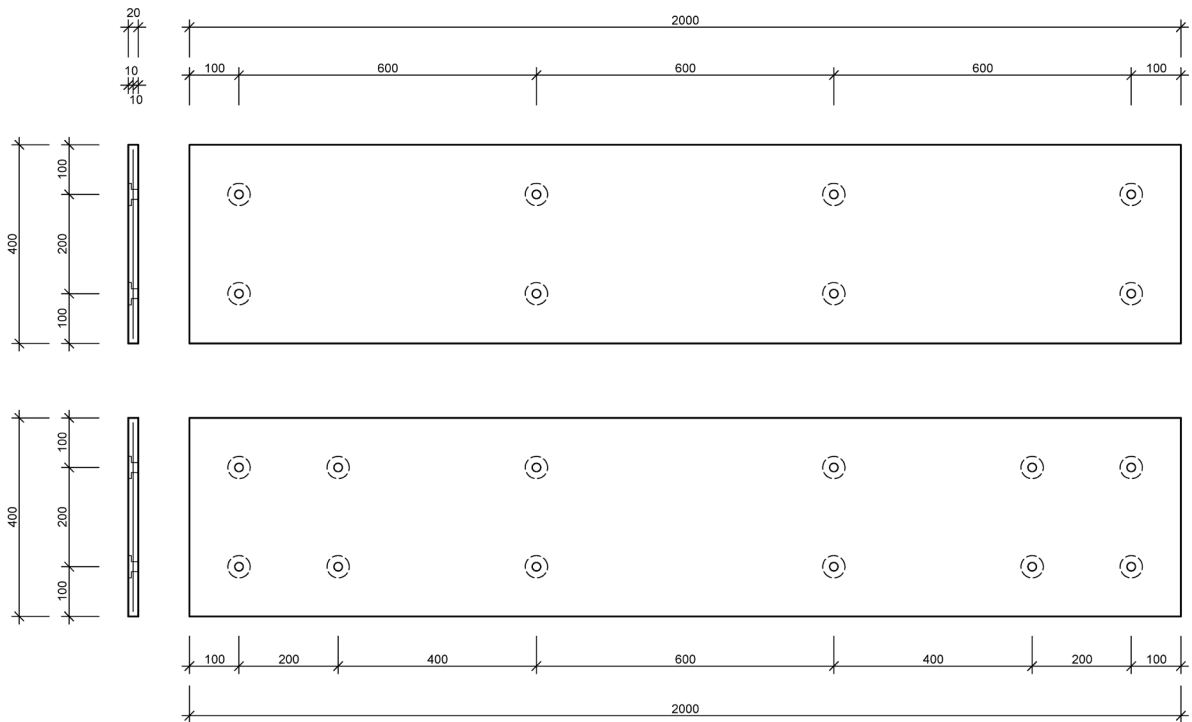


Bild 4.15 Verstärkungselemente – oben: Regelelemente – unten: Randelement

Die Montage des Verstärkungssystems an der Wand erfolgte wie in Kapitel 3 beschrieben. In den Wandversuchen kamen zwei unterschiedliche Verankerungsarten zum Einsatz. Die Verankerungen in Reihe 2 und Reihe 3 (Bild 4.16) wurden als einseitige Montage mit einer Einbindetiefe von 75 mm ausgeführt, während die äußeren (Reihe 1 und 4) mit einer durchgehenden Ankerstange in einem nachträglich verpressten Durchgangsloch erstellt wurden. Zusätzlich sind weitere Verankerungen vorgesehen worden (1b und 4b) um die besonders beanspruchten und gefährdeten Eckbereiche der Wand zu stärken.

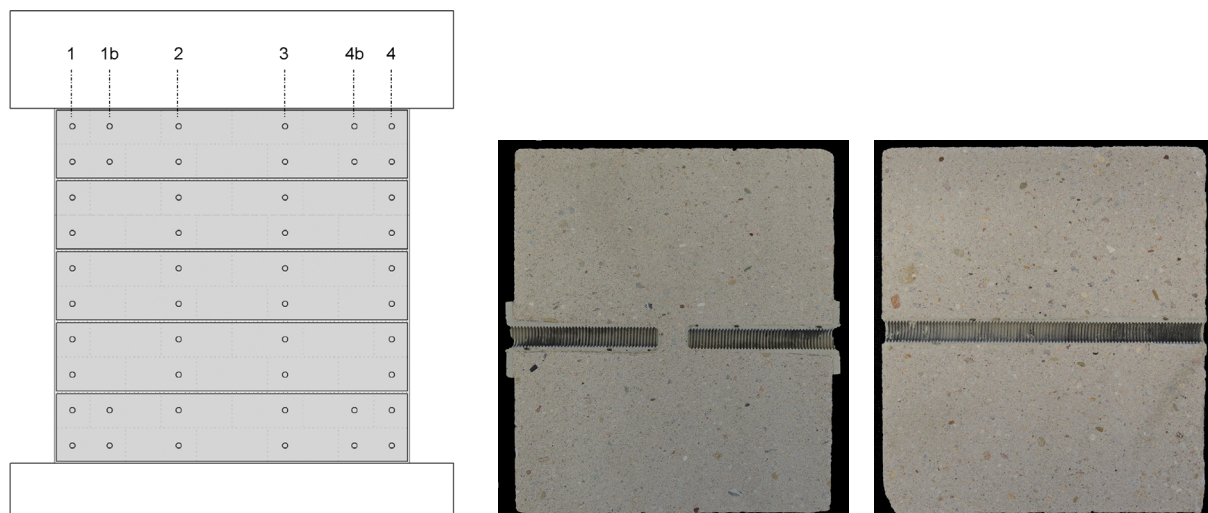


Bild 4.16 Verankerungsort (links) – Vertikalschnitt einseitige Montage (Mitte) / Durchgangsloch (rechts)

4.3.3 Instrumentierung der Wandversuche

Zur Dokumentation des Tragverhaltens der untersuchten Mauerwerkswände werden die Reaktionskräfte und die globalen Verformungswege der Wandscheibe gemessen. Neben den für die Steuerung des Versuchsstands benötigten Weg- und Kraftgrößen der Hydraulikzylinder und den zur Rotationsbestimmung des Kopfbalkens extern gemessenen vertikalen Wege wird die horizontale Verschiebung des lasteinleitenden Bauteils im Raum erfasst. Weiterhin ermöglichen Dehnmessstreifen auf den vier Vorspannstangen die Kontrolle der Auflast während des Versuchslaufs. Die Messdaten ermöglichen die Erstellung der Kraft-Verformungs-Beziehung der Wandscheibe.

Darüber hinaus ist die verstärkte Wandscheibe mit circa siebzig weiteren Messstellen versehen. Durch das Aufbringen der Verstärkungselemente ist die Sicht auf das dahinter befindliche Mauerwerk genommen. Aussagen zu Steinrissen und Gleitverformungen zwischen den Steinen wären somit während des Versuchslaufs nicht möglich, sondern könnten erst am Ende des Versuchs nach Abnahme der Verstärkungselemente aufgenommen werden. Eine zeitliche Zuordnung zu Geschehnissen während des Versuchs wäre jedoch kaum möglich.

Vor diesem Hintergrund wurde eine Messmethode entwickelt, die das lokale Verhalten der Wand während des Versuchs dokumentiert. Das Messkonzept hat zwei grundsätzliche Ziele:

1. Lokalisierung und zeitliche Erfassung von entstehenden Rissen in den einzelnen Mauerwerkssteinen ohne bestehenden Sichtkontakt
2. Bestimmung der Relativverformungen in der Mauerwerkswand zur Erfassung des Tragmechanismus der Mauerwerkswandscheibe

Das Messverfahren darf keinen nennenswerten Platz bei der Fixierung an der Wand benötigen, da der Abstand zwischen den Verstärkungselementen und den Steinen nur wenige Millimeter beträgt.

Unter diesen Vorgaben wurde ein einfaches, zuverlässiges und aufgrund der Vielzahl der Messstellen kostengünstiges Messverfahren gesucht.

Das präzise Messen von Wegen stellt grundsätzlich höhere Anforderungen an die Qualität der Messstelle als zur Detektion eines Steinrisses. So fiel die Wahl auf zwei unterschiedliche Messverfahren, die nachfolgend einzeln vorgestellt werden.

4.3.3.1 Messverfahren zur Bestimmung von Steinrissen

Kalksandsteine weisen ein sprödes Materialverhalten auf. Entstehende Risse treten plötzlich ohne Vorankündigung auf und gehen meist sofort durch den gesamten Stein. Wertet man Rissbilder von Wänden nach einem Erdbebenereignis oder von einem durchgeführten Wandversuch aus, so zeigen sich vornehmlich Risse, welche vertikal gerichtet durch den Stein verlaufen. Ziel bei der Erfassung der Steinrisse ist es, für jeden Stein das Eintreten

eines Risses zu erkennen und mit den restlichen Messdaten zeitlich zu synchronisieren. Die genaue Position im Stein ist dabei nicht relevant, dieses kann im Nachgang, nach der Herabnahme der Verstärkungselemente, geschehen.

Aufbauend auf dem Rissbild der unverstärkten Wand erfolgt eine Instrumentierung, nicht in jedem Stein, sondern entlang der Wanddiagonalen (Bild 4.17). Das Verfahren zur Rissdetektion erfuhr im Rahmen der Vorversuche und Wandversuche eine ständige Weiterentwicklung. Nachfolgend ist der letzte Stand der Messtechnik zur Rissdokumentation aufgezeigt.



Bild 4.17 Rissbild unverstärkte Mauerwerkswand (WV01) / Instrumentation Detektion Steinrisse (WV03)

Zur Rissdetektion werden in jeden zu erfassenden Stein eine wenige Millimeter tiefe Nut an der Oberseite und Unterseite gefräst und ein Draht eingeklebt (Bild 4.18). Der verwendete Draht besitzt einen Durchmesser von wenigen Mikrometern. Er lässt sich mühelos von Hand durchreißen, was wiederum beim Einbau große Sorgfalt erfordert. In Vorversuchen wurde der geeignet Kleber gefunden, der sowohl zum Stein als auch zum Draht einen guten Verbund herstellt und spröde genug ist, den entstehen Riss nicht zu überbrücken. An der Wand wird der Draht über die Steinlänge in Steinlängsrichtung eingeklebt und die Enden auf einem Lötstützpunkt fixiert. Hier wird der Kontakt zu einem dickeren Draht mit Ummantelung hergestellt. Dieser Draht wird auf der Wandoberfläche zu den Seiten der Wand geführt und mit dem Messverstärker (CANHEAD) verbunden.

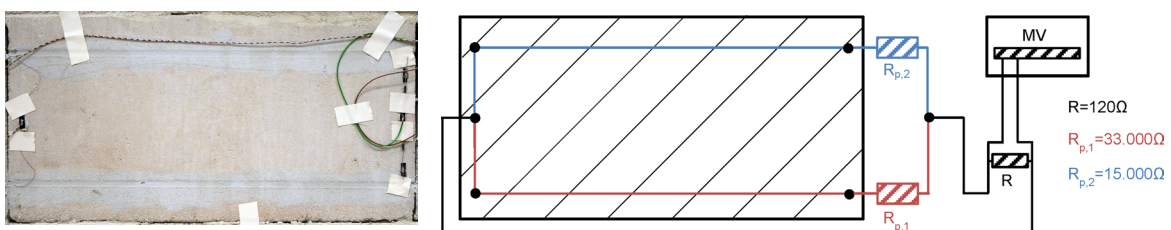


Bild 4.18 Widerstandsschaltung zur Rissdetektion

Durch den gezielten Einbau von elektrischen Shunt-Widerständen bei paralleler Schaltung ist es möglich mit einem Schaltkreis vier Aussagen zum Steinzustand zu differenzieren:

1. Intakt
2. Riss oben / oben durchtrennt
3. Riss unten / unten durchtrennt
4. Riss durchgehend / oben und unten durchtrennt

Neben den Vorversuchen wurde die Funktionsweise der Rissdetektion auch am unverstärkten Referenzversuch erprobt. Hier konnte das Gemessene direkt mit den wahrgenommenen Rissen verglichen werden. Nach Auswertung aller Versuche lässt sich sagen, dass bei sorgfältiger Montage diese Art der Steinrisserkennung zuverlässige Ergebnisse liefert und die entstandenen Erstrisse in den instrumentierten Steinen korrekt angezeigt wurden.

4.3.3.2 Messverfahren zur Erfassung von Gleitbewegungen im Mauerwerksverband

Ziel des hier vorgestellten Messverfahrens ist die Erfassung der relativen Gleitbewegungen zwischen benachbarten Steinen in einer Mauerwerkswand. Wie Bild 4.17 zeigt, stellt sich der Treppenriss, wenn er nicht als Riss durch einen Stein läuft, als aufgehende Stoßfuge zwischen zwei benachbarten Steinen dar. Wegaufnehmer im klassischen Sinne können nicht verwendet werden, da zwischen Mauerwerk und Verstärkungselement nur wenige Millimeter Platz verbleiben. Aus Untersuchungen im Rahmen der Dortmunder Wandversuche und vergleichenden numerischen Berechnungen konnte bestimmt werden, dass die relativen Verformungen der benachbarten Steine, die zu einem sichtbaren Riss im Mörtel der Lagerfuge führen, zwischen 0,2 mm und 0,4 mm liegen. Die zu messende Verschiebung tritt zwischen zwei als Starrkörper zu betrachtenden Steinen auf, das heißt die Deformation der Steine ist im Vergleich zu den Fugenbewegungen nachlässigbar gering. Der Ansatz stellt sich aufbauend auf diesen Gedanken wie folgt dar:

- Dehnmessstreifen (DMS) werden über die offene Stoßfuge geklebt – dieses führt zu einer unverklebten freien Länge.
- Verformungen, die zu einer Widerstandsänderung der DMS führen, können alleine der aufgehenden Fuge zugewiesen werden. Bei einer konstanten festgelegten freien Länge sind die Ergebnisse reproduzierbar.
- Der elastische Bereich der DMS darf nicht überschritten werden. Die Festlegung der freien Länge erfolgt in Abhängigkeit der zu erwartenden Verformungen.
- Die vergleichsweise niedrige Steifigkeit des die Stoßfuge überbrückenden DMS beeinflusst nicht das Verformungsverhalten der Mauerwerksfugen.

Die Überprüfung dieser Thesen, die Montage und Ausführungstechnik und Reproduzierbarkeit der Ergebnisse wurden im Rahmen von Voruntersuchungen erprobt. Hier zeigte sich, dass für eine ausreichend gewählte freie Länge, die mithilfe einer Umklebung mit

PTFE-Band wiederholbar sichergestellt werden, zuverlässige Messergebnisse ausgegeben werden (Bild 4.19). Für diese Applikation ließ sich ein Umrechnungsfaktor des gemessenen, sich ändernden elektronischen Widerstands auf die realen Verschiebungen bestimmen.



Bild 4.19 Modifizierte Dehnmessstreifen auf Stoßfuge

4.3.3.3 Instrumentierung der verstärkten Versuchswände

Die Anordnung der Messstellen an der Mauerwerkswand konzentriert sich auf den Bereich entlang der beiden Hauptdiagonalen. Hier werden die Relativverformungen der Mauersteine mithilfe der in 4.3.3.2 vorgestellten Messmethode erfasst, um Informationen zur Bildung bzw. Unterbindung eines möglichen Trepperrisses zu erlangen und somit die Wirksamkeit der Maßnahme beurteilen zu können.

Weiterhin werden die Steine links und rechts der Hauptdiagonalen mit Rissdetektoren ausgestattet, da vornehmlich hier und besonders in den Eckbereichen mit Steinrissen zu rechnen ist. Bild 4.20 stellt in der linken Abbildung die instrumentierten Steine zur Steinrisserkennung und in der rechten Darstellung die Messstellen zur Beobachtung der Fugerverschiebungen mit Ihren Bezeichnungen für die Versuchswand WV03 dar.

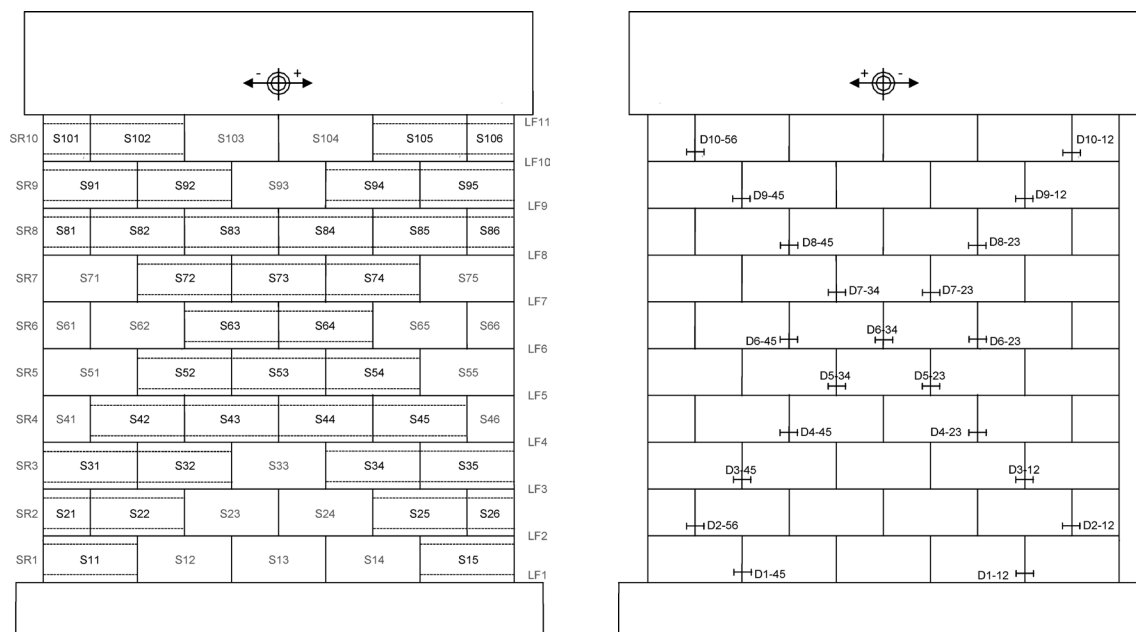


Bild 4.20 Instrumentierung Mauerwerk der Versuchswand WV03

4.3.4 Versuchsergebnisse

4.3.4.1 Wandversuch WV01 (unverstärkte Referenzwand)

Der Wandversuch WV01 ist der Referenzversuch zur vergleichenden Bewertung einer unverstärkten Mauerwerkswand. Der Versuchslauf wurde bis zu einer Kopfverformung von $\pm 4,5$ mm durchgeführt. Die Mauerwerkswand wies zu diesem Verformungsschritt bereits erheblichen Schaden (Bild 4.22) verbunden mit einem deutlichen Rückgang des Tragwiderstands auf 70 % von H_{\max} auf (Bild 4.23).

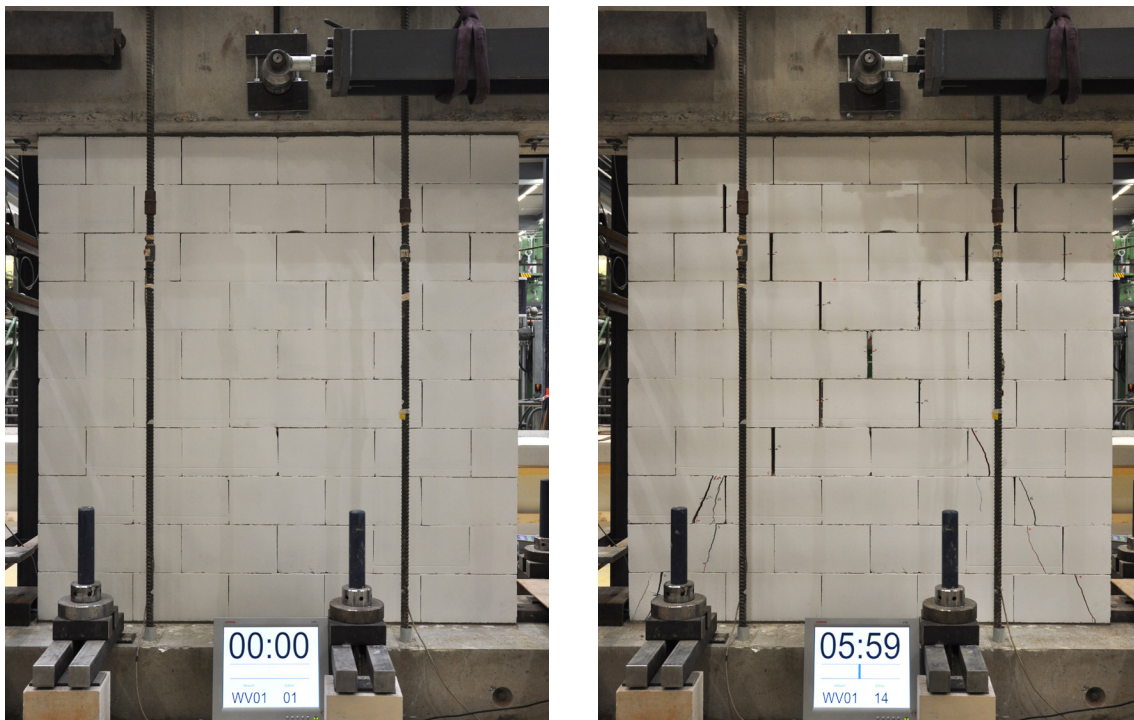


Bild 4.22 Versuch WV01: Ausgangszustand – Endzustand

Der Versuch wurde an dieser Stelle beendet, da alle relevanten Erkenntnisse gewonnen waren. Als sinnvolle Nutzung der zur Verfügung stehenden Ressourcen bot sich hier die Möglichkeit, diese geschädigte Wandscheibe als Ausgangspunkt für einen ersten Tastversuch einer Sanierungsmaßnahme nach einem Schadensereignis zu nutzen. Die Tabelle 4.4 stellt die ermittelten globalen Kenndaten der Versuchswand WV01 zusammen.

Das Erstrissniveau der Versuchswand, charakterisiert durch „Gleiten in Wandmitte“, stellte sich bei einem Widerstandswert von $H_{\text{Erstriss}}^+ = 73,5$ kN und $H_{\text{Erstriss}}^- = -80,0$ kN in der siebten

WV01	$N_{\text{Fuß}}$ [kN]	k_M [-]	$H_{\text{gr,el}}$ [kN]	$H_{\text{gr,geom}}$ [kN]	K_{anf} [kN/mm]	H_{\max} [kN]	$d_{H\max}$ [mm]	H_{Plateau} [kN]	d_{\max} [mm]
	179	0,58	50	150	211	102 -94	1,43 -1,51	x	4,5 -4,5

Tabelle 4.4 WV01: Zusammenstellung der globalen Versuchsdaten

Verformungsstufe ein. Die zugehörigen Kopfverschiebungen betragen $d_{\text{Erstriss}}^+ = 0,60 \text{ mm}$ und $d_{\text{Erstriss}}^- = -0,80 \text{ mm}$. Mit dem Beginn des Gleitens in der Wandmitte bildete sich entlang der Diagonalen der Treppennriss. Bei einer Kopfverformung von $d = 1,43 \text{ mm}$ in positiver Verformungsrichtung (Stufe 11) und $d = -1,51 \text{ mm}$ in negativer Verformungsrichtung (Stufe 10) wurde der maximale Tragwiderstand der jeweiligen Beanspruchungsrichtung erreicht. Bei einem zugehörigen Querkraftniveau von $H_{\text{max}} = 102 \text{ kN}$ bzw. $H_{\text{min}} = -94 \text{ kN}$ entstanden in den unteren Wandecken Steinrisse, in deren Folge es zu einem deutlichen Rückgang der Widerstandskraft kam. Bei der weiteren Steigerung der Kopfverformungen bis zum Ende des Versuchslaufs öffneten sich die bestehenden Risse stetig, ergänzt um vereinzelte Risse im unteren Bereich der Wand (Bild 4.23 rechts). Das Widerstandsniveau ging bis zum Ende des Versuchs auf 70 kN zurück.

Bild 4.23 stellt im linken Diagramm die Kraft-Verformungs-Beziehung des Versuchslaufs im Vergleich zur idealisierten Widerstandskurve der rotierenden Wandscheibe (vgl. 2.2) dar. Nebenstehend ist das Rissbild zum Versuchsende dargestellt. Die Zahlen geben die Verformungsstufe des Risseintretens an.

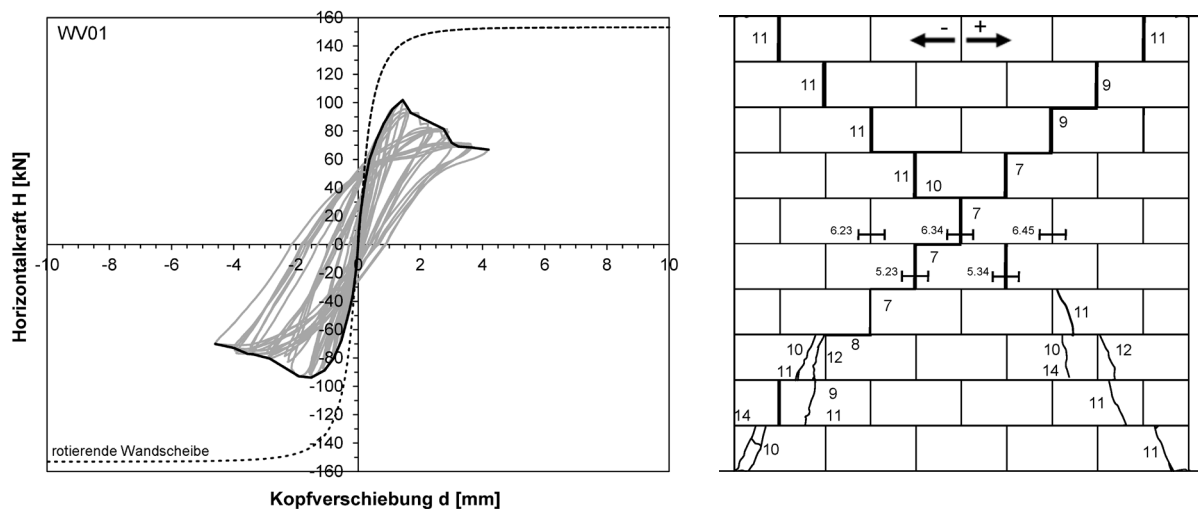


Bild 4.23 WV01: Kraft-Verformungs-Beziehung und Rissbild

Die Initialisierung des Gleitens konnte visuell durch feine Risse in den Lagerfugen wahrgenommen werden. Zugehörig zu den feinen Rissen in Stufe 7 wurden Relativverformungen von $0,35 \text{ mm}$ in der Spitze und einer bleibenden Verschiebung von $0,175 \text{ mm}$ aufgezeichnet (Bild 4.24). Bereits in Stufe 4 zeigen sich leichte Relativverschiebungen zwischen den Steinen an den Messstellen 6.34, 5.23 und 5.34. Diese sind jedoch sehr klein und führen bis einschließlich der Stufe 6 augenscheinlich zu keinen Schäden an der Wand, nehmen jedoch stetig zu. Die Initialisierung des im späteren Verlauf visuell wahrnehmbaren Treppennrisses findet somit schon deutlich früher statt. Wie die Messstellen 6.23 und 6.45 zeigen, entstehen links und rechts von der diagonalen Treppe nahezu keine Relativverformungen.

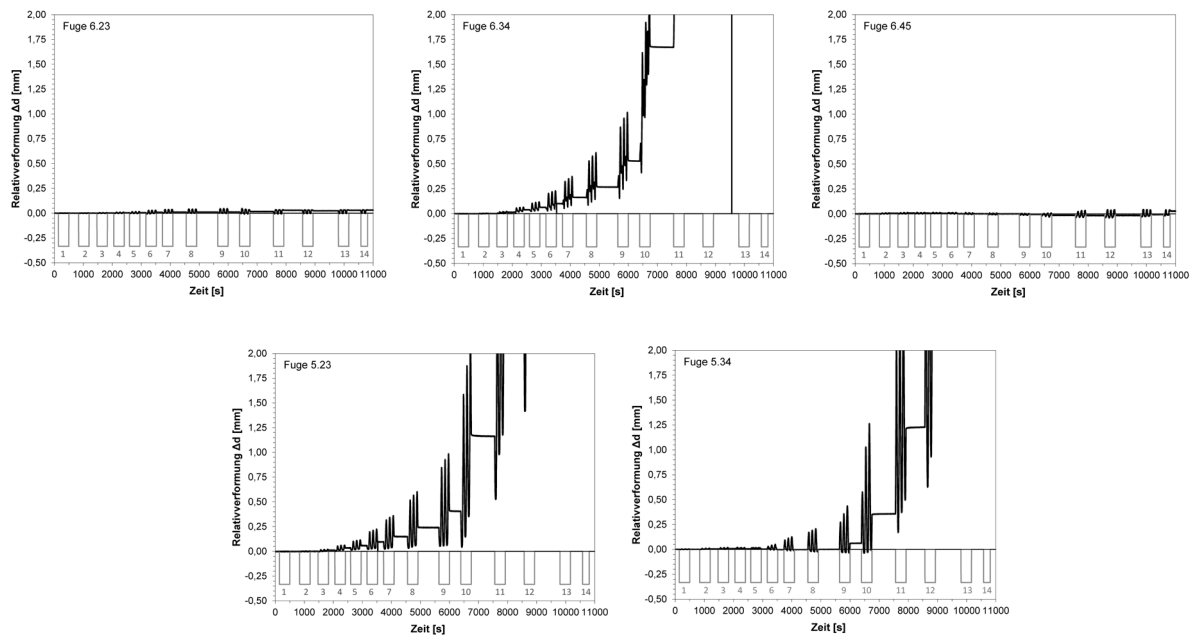


Bild 4.24 WV01: Ausschnitt Wandmitte – Relativverformungen in Stoßfugen

Für eine genauere Betrachtung des Verformungsverhaltens der Mauerwerkswand sind für die Verformungsstufen 4, 7 und 10 die gemessenen Fugenbewegungen in Bild 4.25 und Bild 4.26 grafisch aufgearbeitet. In Stufe 4 sind die auftretenden Relativverformungen in allen Bereichen sehr klein und gehen nach Beendigung der Beanspruchung wieder auf „Null“ zurück. In Stufe 7 wurde die Initialisierung des Treppenrisses für die negative Beanspruchungsrichtung ausgemacht. In den dargestellten Messdaten zeigen sich in den Fuge 5.23 und 6.34 deutliche Verformungen, die auch nach Abschluss der Beanspruchung in einer Restgröße erhalten bleiben. Weiterhin zeigen die Messdaten deutlich das Öffnen und Schließen der einzelnen Fugen je nach Beanspruchungsrichtung.

Bei einer Beanspruchung in positiver Verformungsrichtung (0-60 s; 120-180 s; 240-300 s) wird die Diagonale von oben links nach unten rechts beansprucht. Ein Öffnen zeigt sich in 6.34 und 5.34 während 5.23 keine Relativverformungen aufweist.

Bei der Beanspruchung der Wandscheibe in negativer Verformungsrichtung (60-120 s; 180-240 s; 300-360 s) öffnet sich die Fuge 5.23, die auf der Diagonalen von oben rechts nach unten links liegt, während nun die Fuge 5.34 geschlossen bleibt. Die Fuge 6.34 zeigt ein Öffnen für beide Beanspruchungsrichtungen, da sie die Schnittstelle der beiden sich kreuzenden Diagonalen bildet.

Die Messdaten aus Stufe 10 zeigen deutlich das stetige Anwachsen der Öffnungsweiten bei jedem Bewegungszyklus, den die Wand durchläuft. Anhand der Fuge 5.23 lässt sich erkennen, wie die bleibenden Relativverformungen auf der Diagonalen für die negative Beanspruchungsrichtung stetig anwachsen. Die Fuge 5.34 in der Diagonalen der positiven Beanspruchungsrichtung schließt sich weiterhin.

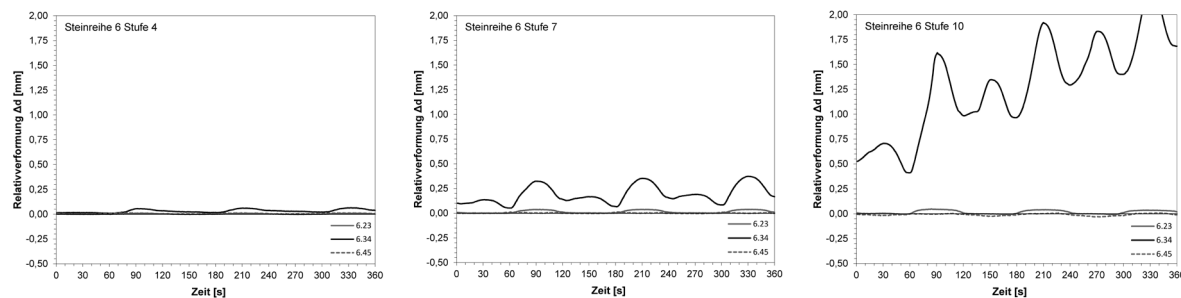


Bild 4.25 WV01: Steinreihe 6 – Relativverformungen in Stoßfugen – Stufe 4 / 7 / 10

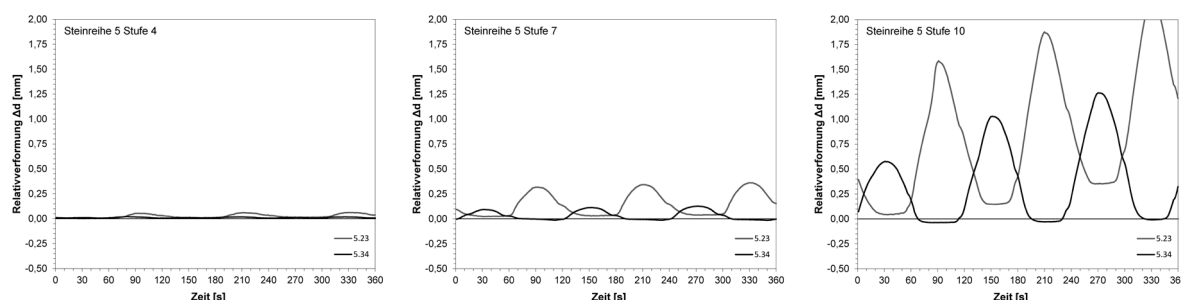


Bild 4.26 WV01: Steinreihe 5 – Relativverformungen in Stoßfugen – Stufe 4 / 7 / 10

Zieht man vergleichend die Kraft-Verformungs-Beziehung (Bild 4.23) heran, so zeigt sich nach Verlassen des linear-elastischen Anfangsbereichs in Stufe 4 bis 5 ein Abweichen der Versuchskurve von der idealisierten Widerstandskurve. Als naheliegende Ursache für diesen Steifigkeitsrückgang kann die zuvor aufgezeigte frühzeitige Entwicklung des Trepperrisses (Schubversagen) herangezogen werden. Durch die auftretenden Verschiebungen innerhalb des Gefüges steigen die Verzerrungen der Wand an und im Kehrwert sinkt die Schubsteifigkeit der Mauerwerkswand.

Bei weiterer Steigerung der Kopfverformung nehmen die Öffnungsmaße stetig zu und die bleibenden Verformungen nach Abschluss einer Beanspruchungsstufe werden zunehmend größer. Dieses Verhalten lässt sich nun auch optisch wahrnehmen und führt schließlich zu dem Erscheinungsbild am Ende des Versuchslaufs (Bild 4.22 rechts). Die Fuge 6.34 weist zum Versuchsende mit 21,8 mm die größte Öffnungsweite auf.

Mit Abschluss des unverstärkten Referenzversuchs blieb festzuhalten, dass sich das Tragverhalten der gedungenen unverstärkten Mauerwerkswand, wie erwartet einstellte. Als begrenzender Tragmechanismus zeigte sich ein Reibungsversagen in der Wandmitte, welches nach Bildung eines Trepperrisses abschließend zu einem Steinriss in der unteren Wandecke führte.

Weiterhin offenbarte sich das Reibungsversagen in der Wandmitte als schleichender Prozess, der bereits frühzeitig einsetzte und zu einem Rückgang der Steifigkeit der Mauerwerkswand führte. So blieb die Widerstandskurve deutlich hinter dem idealisierten Tragwiderstand der rotierenden Wandscheibe zurück. Diese Differenz zeigt die Möglichkeit einer ausgeprägten Tragfähigkeitssteigerung bei Anwendung des Verstärkungssystems.

4.3.4.2 Wandversuch WV02

Die Mauerwerkswand des Wandversuchs WV02 wurde baugleich zur Versuchswand WV01 ausgeführt. Nach Fertigstellung und Aufbringung der vertikalen Auflast über die Vorspannstangen wurden auf beiden Wandseiten Verstärkungselemente ergänzt. Wie bei der Wand WV01 wurde eine Vorspannkraft aufgebracht, die zu einer Normalkraft von 178 kN am Wandfuß führte. Durch das Eigengewicht der Verstärkungselemente erhöht sich die vorgegebene Beanspruchung auf 182 kN, dieses entspricht einer konstant verteilten Normalspannung von $0,52 \text{ N/mm}^2$ am Wandfuß. Die Befestigung der Elemente erfolgte wie im Absatz 4.3.2 erläutert. Bild 4.27 zeigt die Versuchswand am Versuchsbeginn und zum Versuchsende.

Im Versuch stellte sich bei einer Kopfverformung von $d \sim \pm 2,5 \text{ mm}$ eine Gleitbewegung in der Mörtelfuge zwischen der obersten Steinreihe und dem Kopfbalken ein. Bei wiederholtem Auftreten dieser Fugenbewegung im nachfolgenden Belastungszyklus wurde der Wandversuch am Ende dieser Verformungsstufe ($d \sim \pm 4 \text{ mm}$) vorerst beendet.

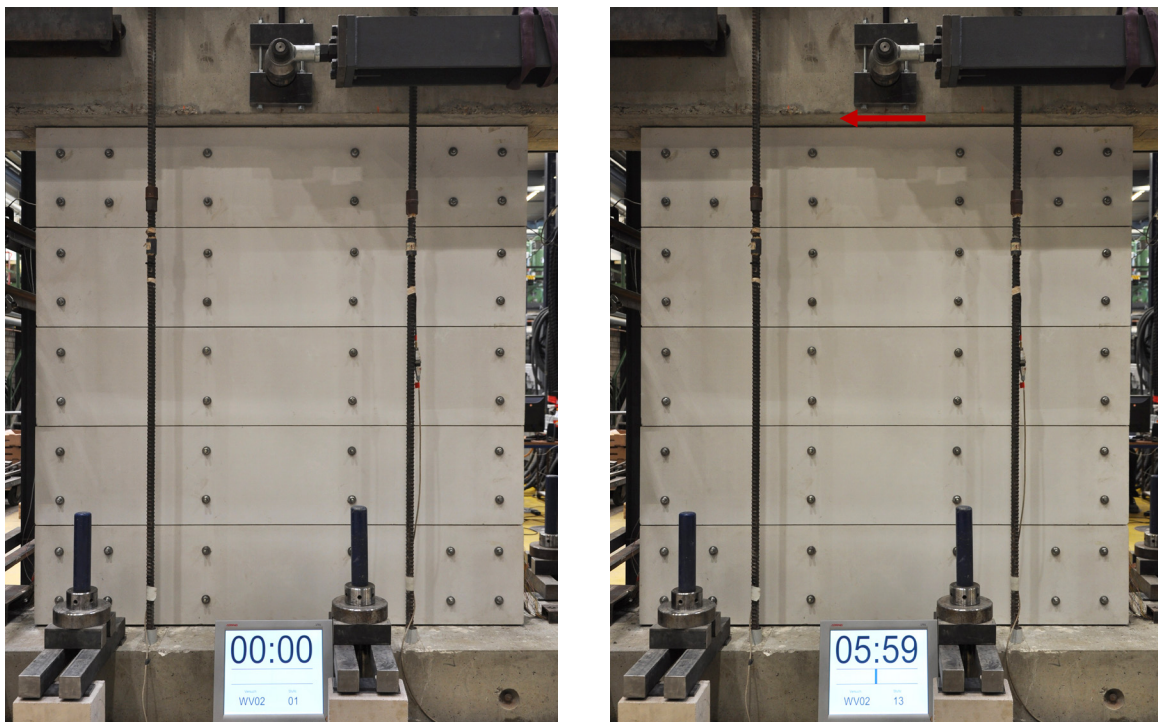


Bild 4.27 Versuch WV02: Ausgangszustand – Endzustand

Tabelle 4.5 stellt die ermittelten globalen Versuchsdaten zusammen.

WV02	$N_{\text{Fuß}}$ [kN]	k_M [-]	$H_{\text{gr,el}}$ [kN]	$H_{\text{gr,geom}}$ [kN]	K_{anf} [kN/mm]	H_{max} [kN]	$d_{H_{\text{max}}}$ [mm]	H_{plateau} [kN]	d_{max} [mm]
	182	0,58	51	154	300	142 -142	2,46 -2,94	x	($\pm 4,0$)

Tabelle 4.5 WV02: Zusammenstellung der globalen Versuchsdaten

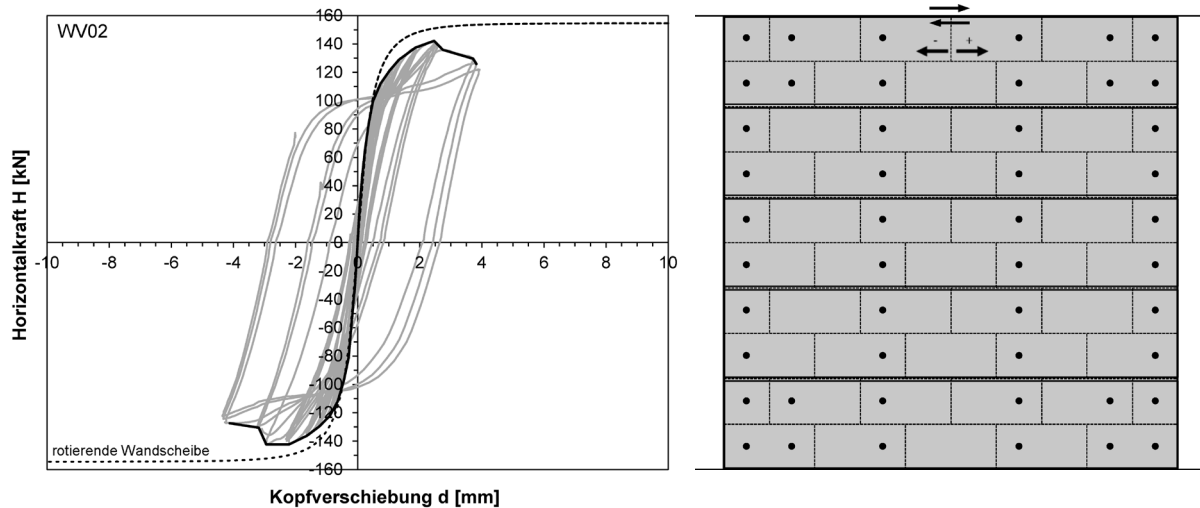


Bild 4.28 WV02: Kraft-Verformungs-Beziehung und Rissbild

Bild 4.28 zeigt die aufgezeichnete Kraft-Verformungs-Beziehung. Im Vergleich zur Referenzwand kann die verstärkte Wandscheibe einen deutlich höheren Tragwiderstand aktivieren. Dies zeigt sich besonders bei der direkten Gegenüberstellung mit der idealisierten Kurve der rotierenden Wandscheibe. Die beiden Kurven verlaufen nun bis zu einem Tragwiderstand von ca. 100 kN deckungsgleich.

Die Auswertung der applizierten DMS auf der Mauerwerkswand zeigen allgemein, dass die Relativverformungen entlang der beiden Hauptdiagonalen klein ausfallen. Exemplarisch sind in Bild 4.29 die Messergebnisse in Wandmitte aufgeführt, die in der Wand die größten Verschiebungsanteile aufweisen. Bis zur Belastungsstufe 7 werden so gut wie keine Relativverschiebungen angezeigt. Ab der achten Belastungsstufe nehmen die Verformungen langsam zu. Weiterhin setzen zu diesem Zeitpunkt auch die ersten signifikanten Relativbewegungen am Wandkopf ein (Bild 4.30). Die Kraft-Verformungs-Beziehung (Bild 4.28) weist bei weiterer Steigerung der Kopfverformung ein leichtes Abflachen auf und bleibt hinter der idealisierten Widerstandskurve zurück.

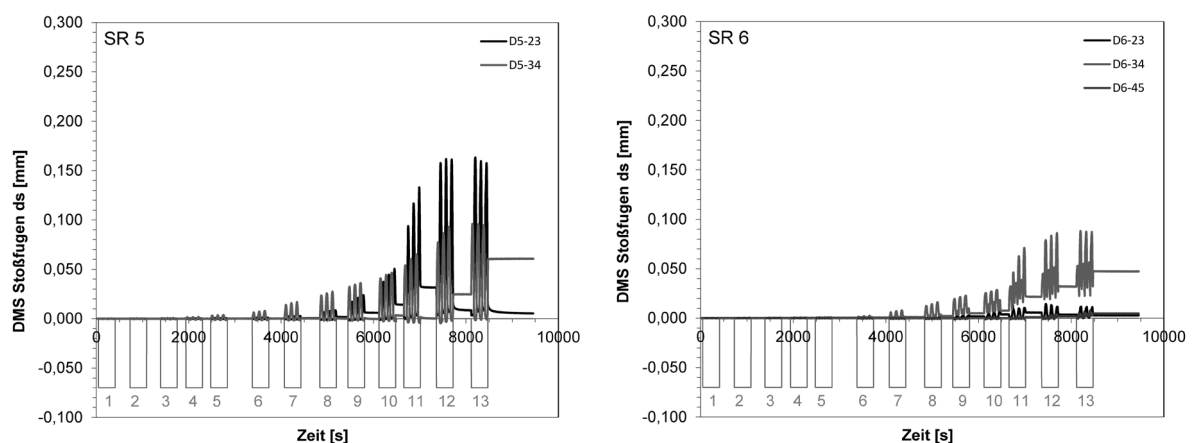


Bild 4.29 WV02: Relativverformungen Stoßfugen in der fünften und sechsten Steinreihe

Im Versuch wird eine maximale Querkrafttragfähigkeit von 142 kN für beide Beanspruchungsrichtungen erreicht. Dieses entspricht 78 % der vertikalen Auflast am Wandfuß und 87 % der vertikalen Beanspruchung am Wandkopf. Die zugehörigen Verformungen stellen sich zu $d^+ = 2,46$ mm und $d^- = -2,94$ mm ein. Die maximale Traglast stellt einen Wert von 92 % des ideellen Grenztragwiderstands dar. Die unverstärkte Wandscheibe WV01 erreichte hier maximal einen Wert von 68 %, was in Bezug auf den Tragwiderstand die Wirksamkeit der Verstärkungsmaßnahme belegt.

Mit dem Erreichen der maximalen Traglast in negativer Verformungsrichtung in Stufe 12.2 setzt am Wandkopf, zwischen der obersten Steinreihe und dem Kopfbalken, ein Gleitvorgang entlang der gesamten Lagerfuge ein. Wie sich bei der späteren Herabnahme des Kopfbalkens an Schleifspuren zeigte, entstanden die Relativbewegungen an der Schnittstelle zwischen der Mörtelschicht und der oberen Steinreihe. Der Übergang der Mörtelschicht zum Kopfbalken ließ keine Anzeichen einer Gleitbewegung erkennen. Ein deutlich höherer Reibungsbeiwert der aufgerauhten Betonoberfläche des Kopfbalkens wurde als Grund ausgemacht.

Durch das einsetzende Gleiten und dem damit verbundenen Abfall der übertragbaren Schubkraft in der Fuge kommt es zu einem Rückgang des Tragwiderstands der Wandscheibe (vgl. Bild 4.28). Gleichzeitig verbreitern sich jedoch die Hystereseschleifen deutlich, begründet durch eine zunehmende Energiedissipation beim Gleiten.

Die Auswertung der Relativverformungen in der Mörtelfuge am Kopfbalken (Bild 4.30) zeigt bereits am Ende der Stufe 11 eine leichte Abweichung von der Nulllage und deutet somit auf ein einsetzendes Gleiten hin. In Stufe 12 kommt es dann in negativer Verformungsrichtung zu einem deutlichen Versatz der mit jedem Belastungszyklus größer wird. Nach Abschluss der Stufe 12 verbleibt eine relative Verschiebung von 1,3 mm in der Fuge am Wandkopf, die nach der 13. Stufe zum Versuchsende auf 2,5 mm ansteigt (Bild 4.30 links).

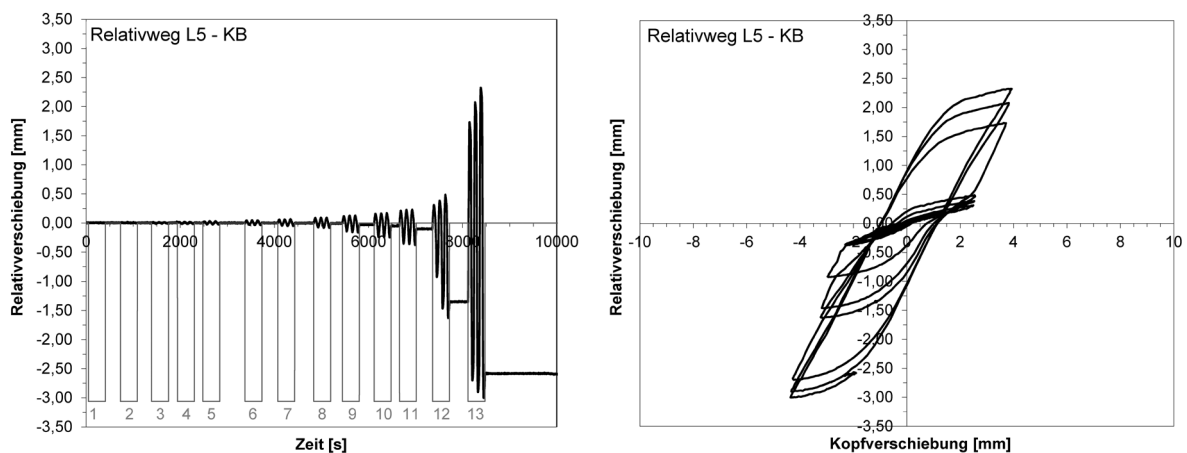


Bild 4.30 WV02: Relativ-Verformung der Lagerfuge am Wandkopf (SR10 bzw. L5 – Kopfbalken)

Mit Einsetzen des Gleitens in Stufe 12 nimmt die anteilige Verformung der Lagerfuge an der Gesamtverformung stetig deutlich zu. Betrachtet man zum Versuchsende die negative Verformungsgröße, so ist in der aufgebrachtene Kopfverformung von $d_{\text{Kopf}} = -4,3 \text{ mm}$ ein Relativ-Verformungs-Anteil von $\Delta d = -3,0 \text{ mm}$ enthalten, dies entspricht 70 % (Bild 4.30 rechts).

Im Gegensatz zu den Verschiebungen am Wandkopf bleiben die Verformungen in den weiteren freien Lagerfugen klein. Die Verformungswerte bis zur Stufe 11 fallen etwas kleiner aus als am Wandkopf. Ab der Stufe 12 ist keine weitere Zunahme der Bewegungen in den weiteren Fugen festzustellen. Bedingt durch das Gleiten am Wandkopf werden die übrigen Fugen trotz steigender aufgebrachtener Verformung nicht mehr weitergehend beansprucht. In diesen Fugen bleiben nach Abschluss eines Beanspruchungszyklus keine Relativverformungen zurück.

Bild 4.31 stellt nach *Chopra* (Bild 2.14) die dissipierte Energie im Schwingungszyklus der Formänderungsenergie gegenüber und gibt die äquivalente Dämpfung über die aufgebrachtene Kopfverformung aus. Mit der Initialisierung des Gleitmechanismus am Wandkopf steigt der Anteil der dissipierten Energie und umgerechnet das äquivalente Dämpfungsmaß schlagartig an.

Vor Eintreten des Gleitmechanismus wie auch nach Beendigung des Versuchslaufs konnten aufgrund der Messdaten keine Störungen am Wandgefüge festgestellt werden. Insgesamt erreichen die Fugenöffnungen im Wandinneren eine Größe von ca. 0,2 mm und sind damit deutlich kleiner als die Verformungswerte, die bei der unverstärkten Wand einen Treppenriss anzeigten.

Nach Abnahme der Verstärkungselemente im Anschluss an den Versuchslauf bestätigen sich diese Messergebnisse visuell. Schädigungen in den Lagerfugen entlang der Hauptdiagonalen waren nicht festzustellen, lediglich eine bleibende Relativverformung in der Fuge zum Kopfbalken hatte sich eingestellt.

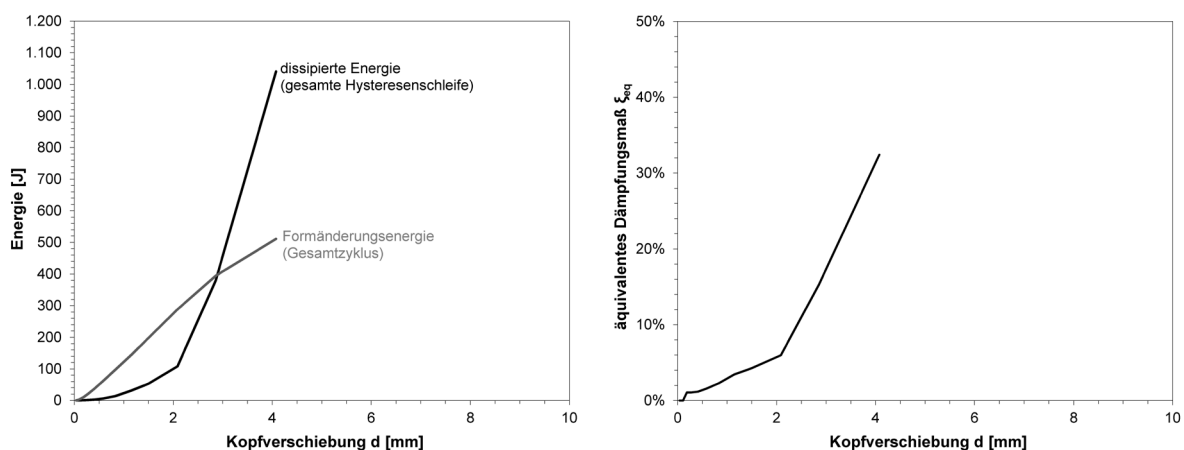


Bild 4.31 WV02: dissipierte Energie und äquivalentes hysteretisches Dämpfungsmaß

4.3.4.3 Wandversuch WV02b

Der Wandversuch WV02b ist die Weiterführung des Versuchslauf WV02. Für die Fortsetzung des Versuchs wurde der Kopfbalken angehoben und am Wandkopf eine neue Lagerfuge aus Feinbeton mit einer Stärke von ca. 15 mm eingebracht. Zum Zeitpunkt des Versuchs lag die Festigkeit der Feinbetonschicht auf dem Niveau eines C25/30. Die erneute Durchführung des Versuchs sollte klären, ob bei besseren Eigenschaften der Fuge zum lasteinleitenden Bauteil, z.B. bei einer direkt aufbetonierten Decke, weiterhin ein gutmütiger Tragmechanismus erhalten bleibt.

Für die Durchführung des zweiten Versuchslaufs blieben Auflast und die weiteren Randbedingungen unverändert. Die Aufbringung der horizontalen Verformungsgröße orientiert sich am ersten Versuchslauf. Tabelle 4.6 stellt die ermittelten Kenndaten des Wandversuchs WV02b zusammen.

WV02b	N [kN]	k_M [-]	$H_{gr,el}$ [kN]	$H_{gr,geom}$ [kN]	K_{anf} [kN/mm]	H_{max} [kN]	d_{Hmax} [mm]	$H_{Plateau}$ [kN]	d_{max} [mm]
	182	0,58	51	154	220	145 -145	2,67 -2,74	116	±43,0

Tabelle 4.6 WV02b: Zusammenstellung der globalen Versuchsdaten

Die ermittelte Anfangssteifigkeit fiel erwartungsgemäß, begründet durch die Vorbelastung, niedriger aus. Der bezogene Einspanngrad beim Wiederaufahren stellte sich wie zuvor zu $k_M = 0,58$ ein. Im Vergleich der Kraft-Verformungs-Beziehungen (Bild 4.32 links) zeigt sich die etwas niedrigere Anfangssteifigkeit des wiederholten Versuchslaufs. Im Bereich des maximalen Tragwiderstands von WV02 erreicht die Kurve von WV02b den alten Widerstandswert und steigt noch etwas weiter an.

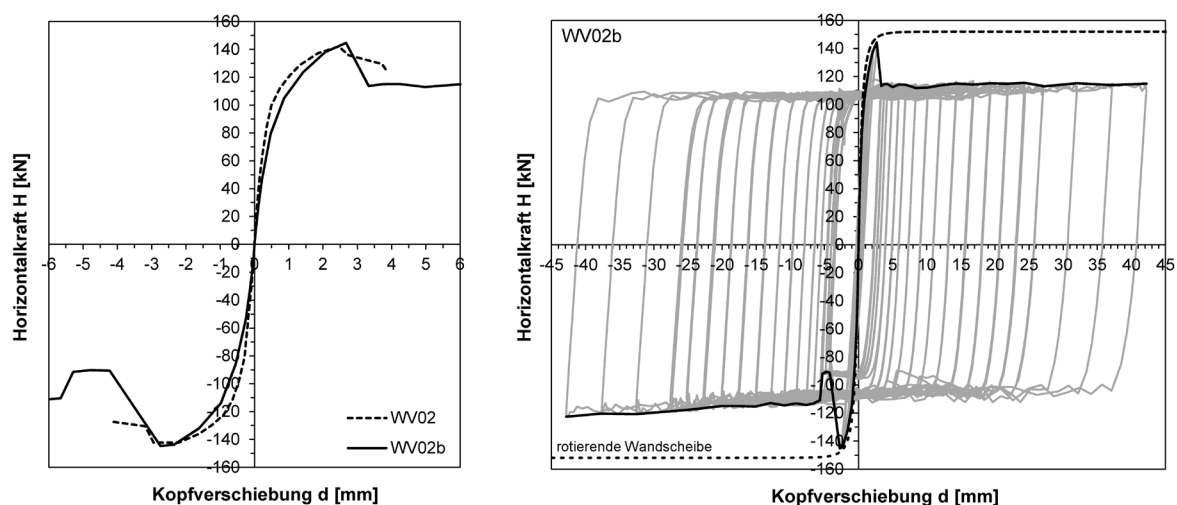


Bild 4.32 WV02b: Kraft-Verformungs-Beziehung im Vergleich mit WV02

Der maximale Tragwiderstand wird in Stufe 8 bei 145 kN für beide Beanspruchungsrichtungen erreicht. Dieser Wert entspricht 80 % der Auflast am Wandfuß und 89 % der Auflast am Wandkopf. Bezogen auf die ideale Grenztragfähigkeit wird ein Anteil von 95 % $H_{gr,geom}$ erreicht. Der Tragwiderstand ist damit geringfügig höher als zuvor bei WV02. Die zugehörigen Verformungen liegen bei $d^+ = 2,67$ mm und $d^- = -2,74$ mm.

Die Widerstandszunahme wurde in der Stufe 8.1 durch ein ruckartig einsetzendes Gleiten der freien Lagerfuge zwischen der vierten und fünften Lamelle in negativer Verformungsrichtung begrenzt. Es entstand ein horizontaler Versatz von 2,7 mm in der gleitenden Fuge (Bild 4.33 / Bild 4.34).

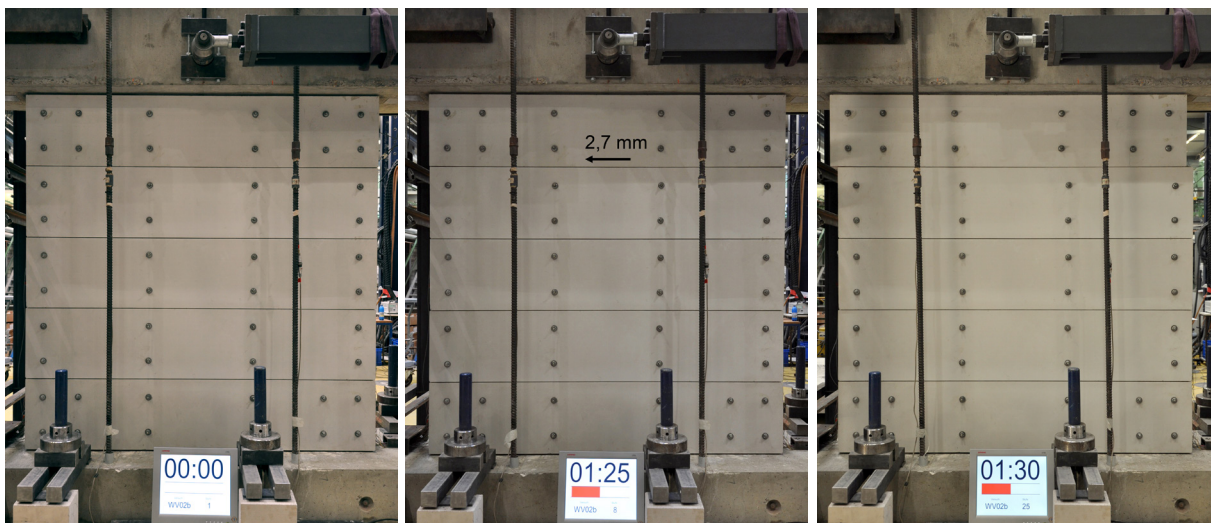


Bild 4.33 WV02b: Versuchsbeginn / Stufe 8 Einsetzen Gleiten / maximale Verformung Stufe 25

Bild 4.34 zeigt in der linken Abbildung, dass diese Relativverschiebung auch nach Beendigung der Beanspruchungszyklen in der Fuge erhalten blieb. Mit dem Einsetzen des Gleitens fiel der Tragwiderstand von 145 kN auf einen Wert von 116 kN ab.

In der Folge stellte sich ein stabiler Gleitreibungsmechanismus in der Lagerfuge zwischen der vierten und fünften Lamelle ein. So konnte das Widerstandsniveau für

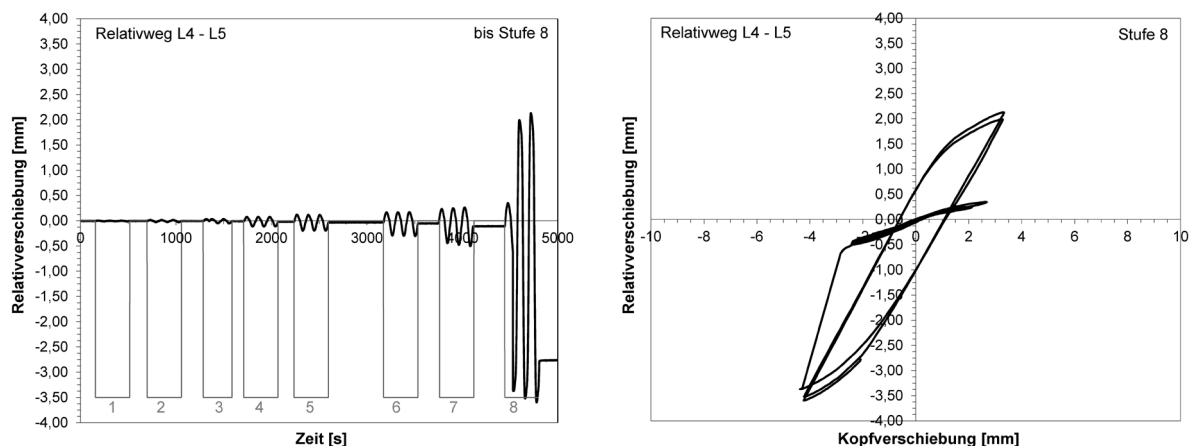


Bild 4.34 WV02b: Relativverformungen der freien Lagerfuge zwischen Lamelle 4 und 5 bis Stufe 8

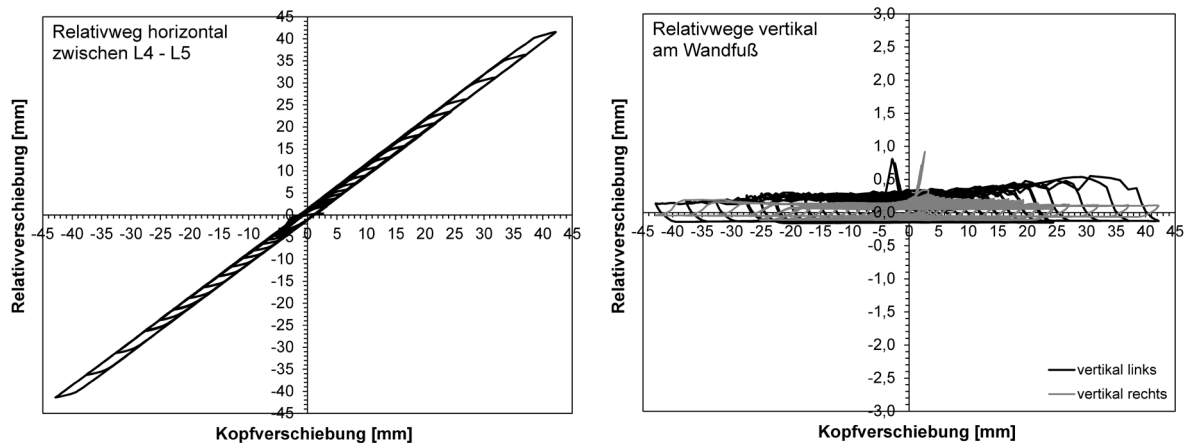


Bild 4.35 WV02b: Relativverschiebungen - horizontal zwischen Lamelle 4-5 (l) / vertikal am Wandfuß (r)

Kopfverschiebungen bis zu einer Größe von ± 43 mm (Bild 4.33 rechts) bestätigt werden. Mit einer vertikalen Auflast von 166 kN in der gleitenden Fuge ermittelte sich der Widerstand zu $H_{GL} = 0,7 \cdot N$ und lag damit im Bereich des zuvor ermittelten Reibungsbeiwertes (Tabelle 4.1).

Die Diagramme in Bild 4.35 verdeutlichen den stabilen Reibungsmechanismus. Aufgebrachte Verformungen am Kopfbalken werden mit Erreichen des Reibungswiderstands in der Lagerfuge L4-L5 maßgeblich in Gleitbewegung umgesetzt (linke Abbildung). Trotz steigender Gesamtverformung erfährt die restliche Wandscheibe keine weitere zusätzliche Beanspruchung. So erklärt sich, dass die übrigen Bereiche der verstärkten Wandscheibe nahezu schadungsfrei blieben. Die „schwächste“ Stelle in der Wand ist die gleitende Lagerfuge. Die Tragkapazität der übrigen Wandbereiche liegt höher.

Das rechte Diagramm zeigt die vertikalen Verformungswege der Wanddecken am Wandfuß. Bedingt durch die beidseitige Einspannung stellen sich am Wandkopf ähnliche Verformungen ein. Es zeigt sich, dass die Wand trotz großer horizontaler Auslenkung nur sehr kleine Rotationsbewegungen vollzieht. Mit Einsetzen des Gleitens gehen die vertikalen Verformungen und somit der Rotationsanteil zurück.

Die Schädigung der Wandscheibe fiel insgesamt sehr gering aus. Bild 4.36 zeigt das Rissbild der Wand und der Verstärkungselemente zum Versuchsende. Angemerkt sei, dass die Bruchfläche in der oberen rechten Wanddecke außerhalb des letzten Ankers in Steinreihe 9 verläuft. Unmittelbar nach dem Einsetzen der horizontalen Verschiebung in der Lagerfuge kam es in der oberen rechten Ecke, die zu diesem Zeitpunkt hauptsächlich belastet war, zu Steinrissen im Wandendbereich, oberhalb und unterhalb der gleitenden Lagerfuge. Die gebrochenen Endsteine am Wandkopf traten erst in Stufe 12 deutlich seitlich aus der Wand hervor und wurden im späteren Verlauf entfernt. Durch die Gleitbewegung in der Lagerfuge, die durch viele kleine ruckartige Bewegungen gekennzeichnet war, entstanden weitere Steinrisse in den benachbarten Steinreihen 8 und 9. Diese wurden jedoch durch die Verstärkung zusammengehalten. Die entstehenden Risse in den Verstärkungselementen verteilten sich hauptsächlich auf die beiden an die gleitende Fuge angrenzenden Lamellen.

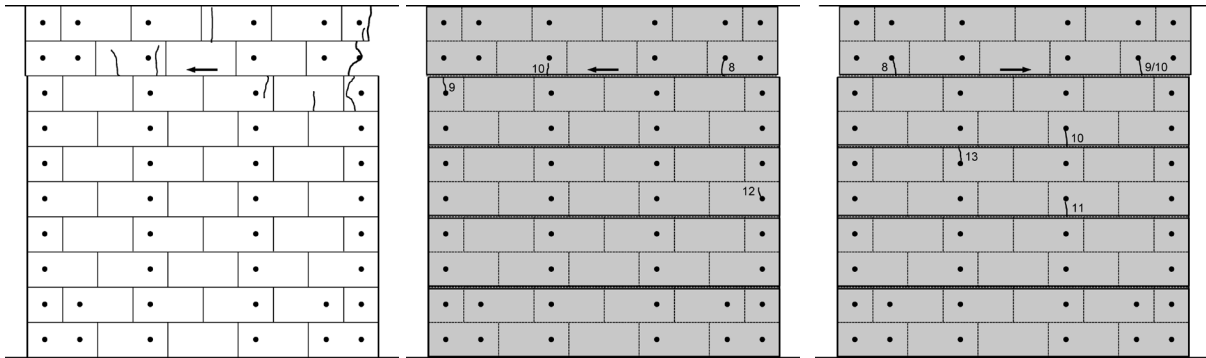


Bild 4.36 WV02b: Rissbild Versuchsende – Mauerwerk / Verstärkungselemente Vorder- und Rückseite

Die Rissöffnungen waren sehr klein ($< 0,1$ mm). Eine ausreichende Tragfähigkeit der Verbindungsmittel und Verstärkungselemente war für den gesamten Versuchslauf sichergestellt.

Die Herabnahme der Verstärkungselemente zu einem späteren Zeitpunkt offenbarte lediglich die zuvor aufgezeigten Steinrisse im Bereich der gleitenden Fuge (Bild 4.37). Die übrigen Wandbereiche, auch die Lagerfugen zeigten keine Anzeichen einer Schädigung. Die visuelle Wahrnehmung lässt sich anhand der Auswertung der Relativverformungen im Steingefüge, mithilfe der aufgetragenen DMS, bestätigen. Im Wandmittenbereich liegen die aufgezeichneten Verschiebungen bei maximal 0,25 mm (Bild 4.38). Sie sind damit deutlich kleiner als bei der unverstärkten Wand, wo ein Wert von 0,35 mm erste Risse in den Lagerfuge optisch in Erscheinung treten ließ. Die Verstärkungselemente unterbinden die Verformungen im Steingefüge somit nicht vollständig, begrenzen sie jedoch mit ihrer Steifigkeit. Die Ausbildung eines ausgeprägten Treppenrisses entlang der Hauptdiagonalen wird unterbunden.

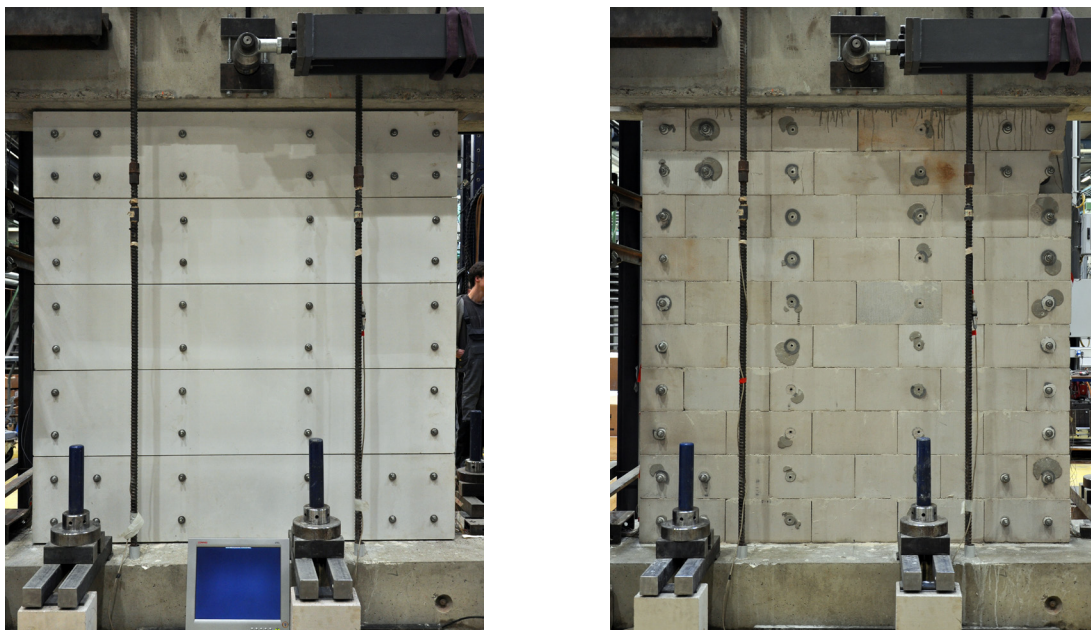


Bild 4.37 WV02b: Zustand Versuchsende (l) und nach Herabnahme der Verstärkungselemente (r)

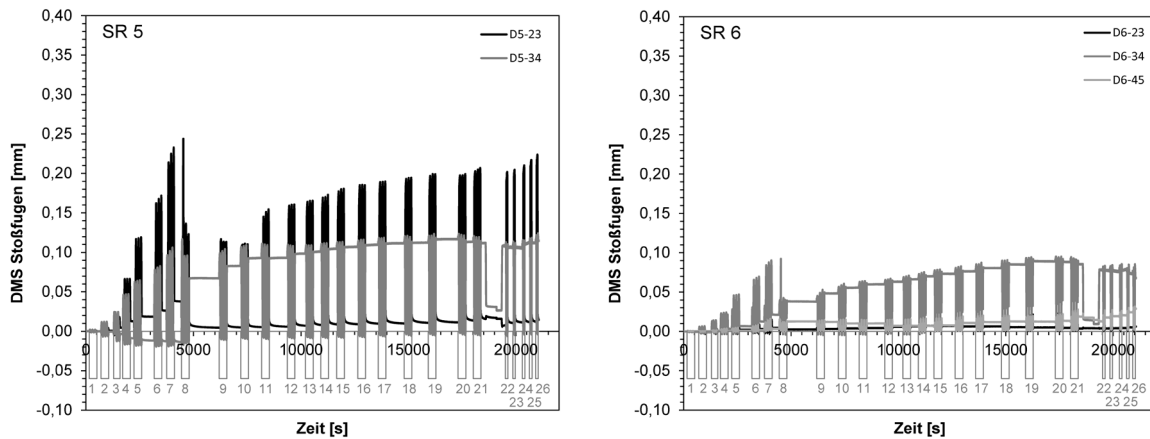


Bild 4.38 WV02b: Relativverformungen Stoßfuge und Lagerfuge in der Wandmitte

Die Diagramme in Bild 4.39 und Bild 4.40 zeigen die Kraft-Verformungs-Beziehung vier ausgewählter Belastungsstufen: Stufe 4 und Stufe 7 vor dem Einsetzen des Gleitens, Stufe 12 und Stufe 21 bei gleitender Lagerfuge. Aus den Hystereseschleifen lassen sich die Verformungsanteile der Wandscheibe und ihr dissipativer Charakter ablesen.

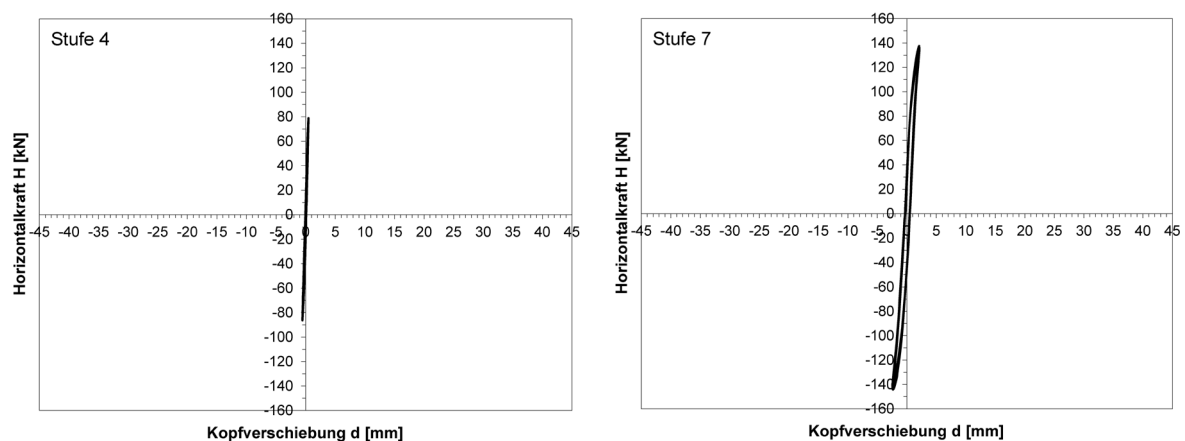


Bild 4.39 WV02b: Hystereseschleifen vor Einsetzen des Lagerfugengleitens

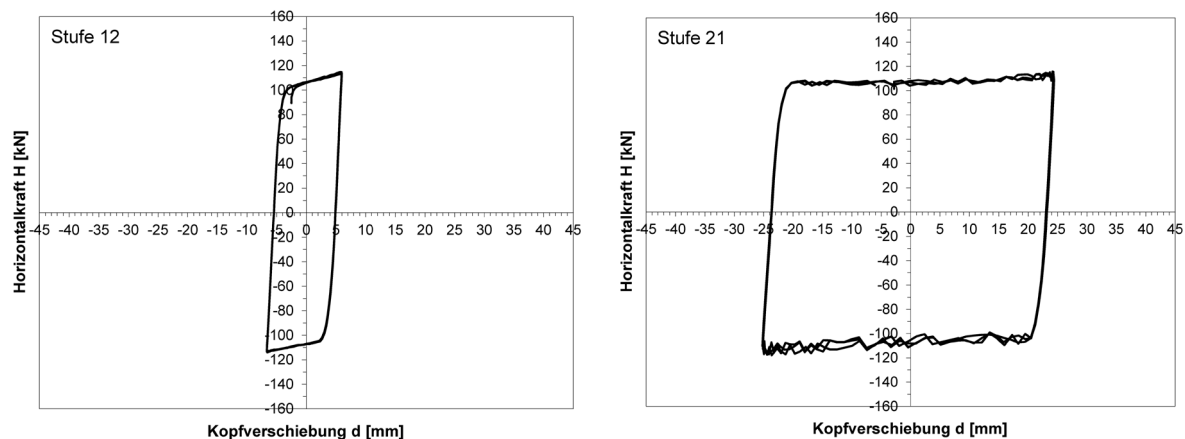


Bild 4.40 WV02b: Hystereseschleifen nach Einsetzen des Lagerfugengleitens

Stufe 4 repräsentiert den nahezu linearen Anfangsbereich. Der Belastungsast entspricht auch dem der Entlastung. Analog sind die relativen Verformungen im Gefüge der Wandscheibe sehr gering. Die Verformungen der Wandscheibe setzen sich aus einer elastischen Verbiegung und Verzerrung zusammen. Stufe 7 zeigt die Nichtlinearität, die sich durch die zusätzliche Rotation bzw. dem Aufklaffen der Wandscheibe an Wandkopf und -fuß einstellt. Bild 4.38 verdeutlicht, dass nun auch die Relativverformungen in Wandmitte zunehmen. In der Folge wird die Hysterese breiter. Mit Einsetzen des Gleitreibungsmechanismus in Stufe 8 ändert sich die Form der Hysterese. Es entwickelt sich ein Vorgang bei dem es zu einer hohen Energiedissipation in der Reibfläche kommt. Dementsprechend verbreitert sich die Hysterese deutlich und nimmt schließlich die Form eines nichtlinear plastischen Werkstoffverhaltens an (Bild 4.40 Stufe 21).

Bei der Überführung der dissipierten Energie in eine äquivalente Dämpfung für das schwingende System ergibt sich für große Verformungen ein Dämpfungsgrad von 55 % (Bild 4.41). Dass die ermittelte äquivalente Dämpfung anfänglich nicht bei „Null“ liegt, begründet sich aus der Vorbelastung im Versuchslauf WV02. Wie die linke Abbildung zeigt, sind im Anfangsbereich die Absolutwerte der Energieanteile jedoch auch sehr klein. Mit dem Einsetzen des Gleitens bei ca. 2,7 mm Verformung erkennt man links die deutliche Zunahme der dissipierten Energie und rechts einen sprunghaften Anstieg des äquivalenten Dämpfungsmaßes.

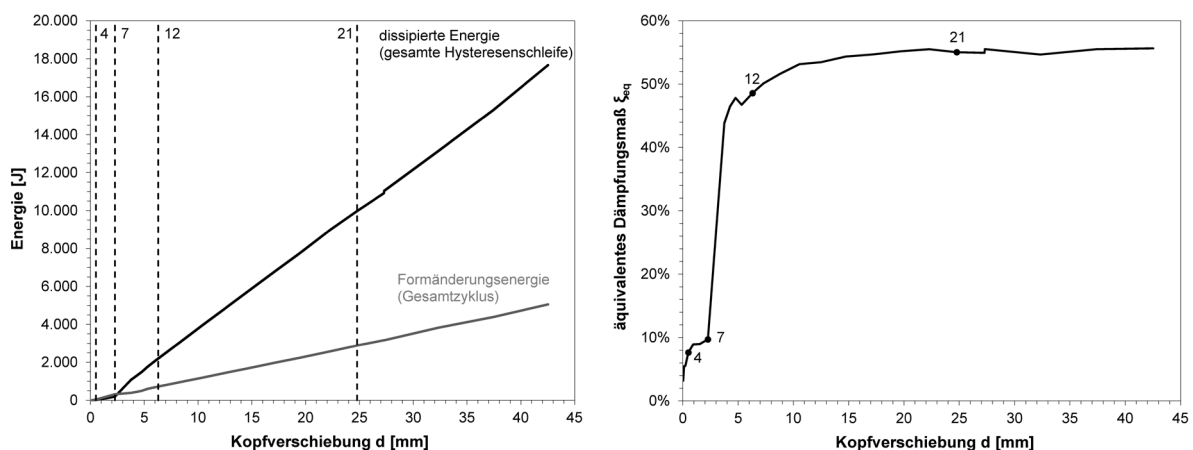


Bild 4.41 WV02b: dissipierte Energie und äquivalentes hysteretisches Dämpfungsmaß

Zum Abschluss der Betrachtungen des Wandversuchs WV02b bleibt rückblickend auf die Kraft-Verformungs-Beziehung (Bild 4.32) noch ein Punkt, der einer weiterführenden Klärung bedarf.

In negativer Verformungsrichtung wurde nach Einsetzen des Gleitreibungsmechanismus für einen kleinen Verformungsabschnitt nur ein geringerer Tragwiderstand von 92 kN erreicht, bevor auch hier der Widerstand auf den zuvor aufgezeigten Reibungswiderstand anstieg.

Die gewonnenen Messdaten liefern keine direkten Erklärungsansätze für diesen zwischenzeitlichen Rückgang, jedoch sind folgende Feststellungen zu treffen:

- Die Auflast bleibt über den gesamten Versuchslauf konstant.
- Wie spätere Verformungen sowie die Bewegung in die positive Verformungsrichtung zeigen, liegt der Reibungsbeiwert in der gleitenden Fuge bei $\mu = 0,7$.
- Die gleitende Fuge ist eine freie unverstärkte Lagerfuge, die gesamte Auflast muss durch die Fuge übertragen werden.
- Es gibt keine anderen signifikanten Fugenbewegungen, die den Widerstand der Wandscheibe reduzieren könnten.

Da trotz vorhandener Normalkraft in der gleitenden Fuge ein Widerstand von $\mu \cdot N$ nicht erreicht wird, muss ein Teil der Normalkraft ohne Reibung zu erzeugen übertragen werden. Ein plausibel erscheinender Erklärungsansatz wird in Bild 4.42 dargestellt und nachfolgend erläutert.

Der nachweislich gebrochene Stein am Ende der Steinreihe 9 erfährt, da er sich in negativer Verformungsrichtung direkt unter der konzentrierten Lasteinleitung in der Wanddecke befindet, eine Auflast. Aufgrund seiner kurzen Länge rotiert er jedoch und baut so keinen Reibungswiderstand auf. Im restlichen gleitenden Fugenbereich steht nun weniger Auflast an und dementsprechend kleiner ist der Reibungswiderstand. Die in Bild 4.42 eingetragene Kräfteverteilung ergibt sich als Rückrechnung aus dem erzeugten Tragwiderstand von 92 kN. Nach einigen Bewegungszyklen ist der Bruchstein soweit verschoben bzw. weiter gebrochen, dass er keinen Widerstand mehr leistet. Somit wird die gesamte Normalkraft wieder über den gleitenden Fugenbereich übertragen und der Reibungswiderstand steigt auf das erwartete Niveau an. Für die positive Verformungsrichtung liegt der gebrochene Stein nicht im maßgeblich überdrückten Bereich und wirkt sich nicht auf den Tragwiderstand aus.

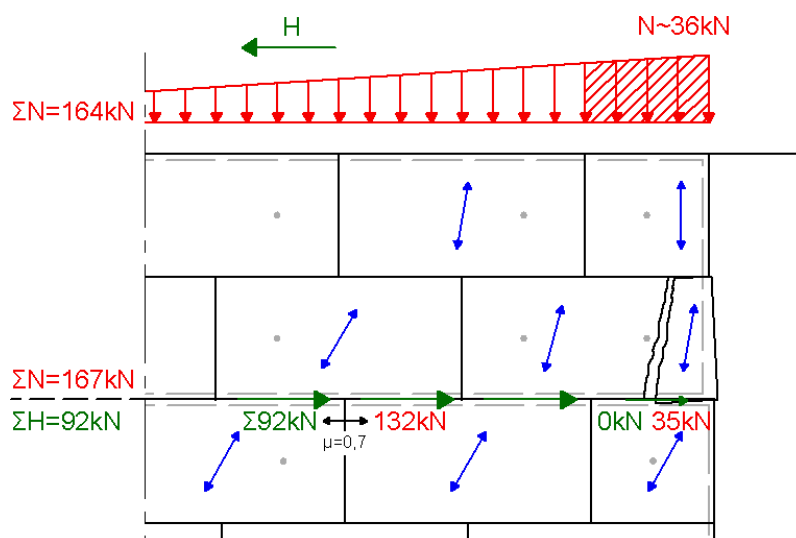


Bild 4.42 WV02b: Rotation gebrochener Stein – Reduktion des Querkraftwiderstands

Für die weiteren Betrachtungen wird eine Kombination der beiden Versuchsläufe erstellt, die die Erstbelastungskurve der am Wandkopf nicht gleitenden Wand repräsentiert. Die Kombination erfolgt derart, dass die Hystereseschleifen von WV02 bis zur Stufe vor dem Einsetzen des Gleitens am Wandkopf verwendet werden. Danach schließen die verformungsäquivalenten Stufen von WV02b an. Insgesamt ergibt sich eine Widerstandskurve (Bild 4.43), die im Anfangsbereich etwas oberhalb der Kurve des Versuchslaufs WV02b liegt. Analog erfolgt die Bestimmung der dissipierten Energie und der äquivalenten hysteretischen Dämpfung. Deren Verlauf über die aufgebrauchte Kopfverschiebung ist in der linken Abbildung dargestellt.

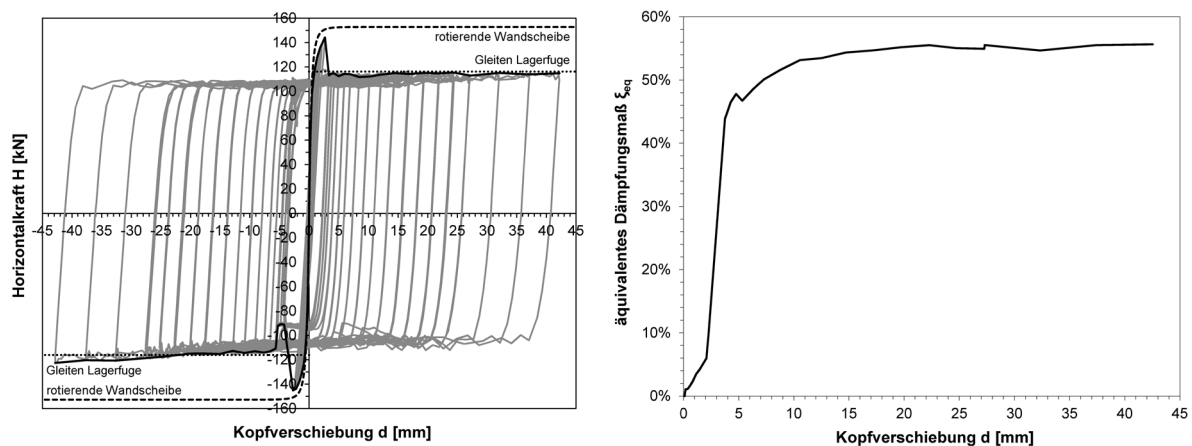


Bild 4.43 WV02k: kombinierte Kraft-Verformungs-Beziehung (l) / äquivalentes Dämpfungsmaß (r)

Tabelle 4.7 stellt die wesentlichen Kennwerte für die kombinierte Versuchskurve zusammen.

WV02k	N [kN]	k_M [-]	$H_{gr,el}$ [kN]	$H_{gr,geom}$ [kN]	K_{anf} [kN/mm]	H_{max} [kN]	d_{Hmax} [mm]	$H_{plateau}$ [kN]	d_{max} [mm]
	182	0,58	51	154	300	145 -145	2,67 -2,74	±116	±43,0

Tabelle 4.7 WV02k: Zusammenstellung der globalen Kennwerte

Zwischenfazit:

Mit dem ersten verstärkten Wandversuch konnte die Wirksamkeit des verstärkten Wandsystems in Bezug auf die in Kapitel 3 formulierten Ziele aufgezeigt werden. Die maximale Tragfähigkeit der Wandscheibe stieg um den Faktor 1,4 und erreichte 95 % der idealisierten Grenztragfähigkeit der rotierenden Wandscheibe. Mit Einsetzen des Lagerfugengleitens sank der Tragwiderstand zwar um 20 %, dieser Widerstandswert blieb jedoch für die weiteren Verformungen konstant erhalten. Die Widerstandskurve zeigte insgesamt ein ausgeprägt duktilen Wandverhalten kombiniert mit einem hohen Maß an dissipierter Energie.

4.3.4.4 Wandversuch WV03

Die Wandversuch WV03 gleicht in seiner Geometrie, den verwendeten Materialien und Komponenten der zuvor beschriebenen Versuchswand WV02. Seine Durchführung erfolgte jedoch unter einer erhöhten Auflast, um die Normkraftabhängigkeit des Grenztragverhaltens der verstärkten Wandscheibe zu untersuchen. Die Erhöhung der Auflast wurde durch eine Umschichtung des Tellerfederpaketes erreicht (vgl. 4.3.1). Dies ermöglichte größere Vorspannkräfte, erhöhte jedoch gleichwohl die Steifigkeit des Federpaketes. Als Folge kam es im Versuchslauf in Abhängigkeit des Auslenkungszustands zu einer Auflaststeigerung von maximal 5,0 %, da sich die vertikalen Verformungen infolge der Rotation der Wandscheibe nicht mehr ungehindert einstellen konnten. Die Vorspannkräfte wurden aufgezeichnet und bei der Auswertung berücksichtigt.

Bild 4.44 zeigt die Versuchswand zu Versuchsbeginn von der Vorder- und der Rückseite. Die Ansicht der Rückseite weist die eingebrachten Wegaufnehmer zur Erfassung der Relativverschiebungen der verstärkten Wandscheibe aus.

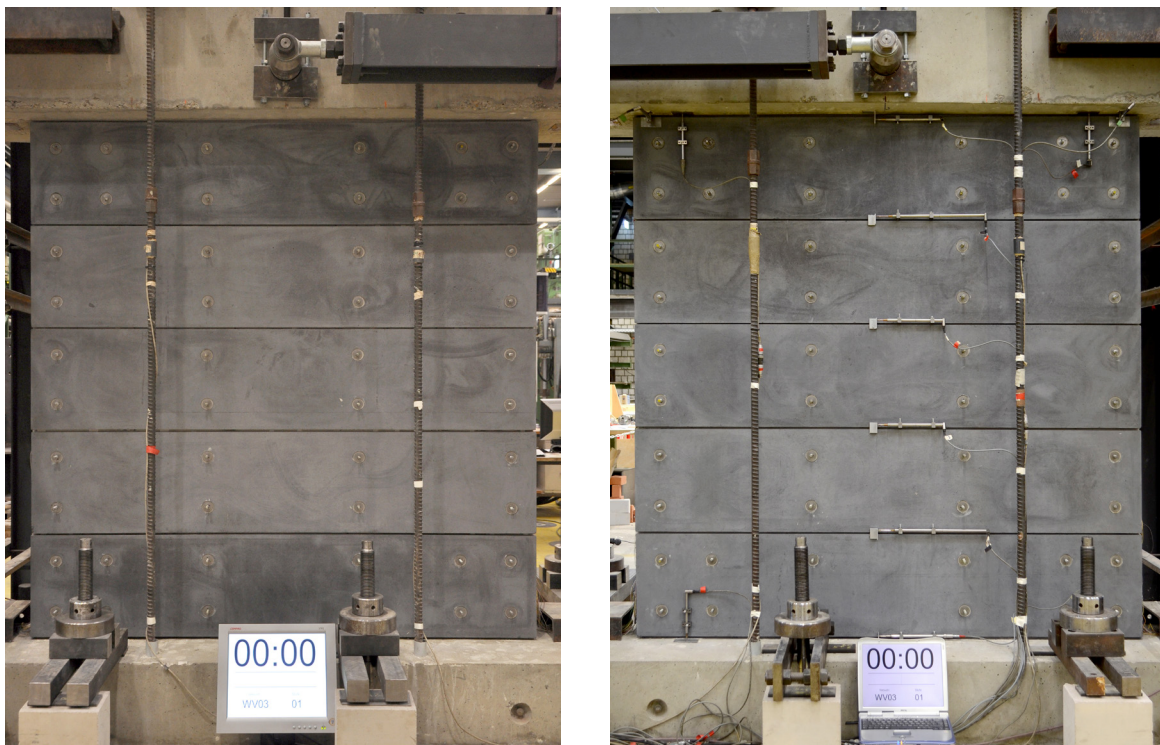


Bild 4.44 Versuch WV03: Hauptansicht und Rückansicht zu Versuchsbeginn

Die Dokumentation des Versuchs WV03 gliedert sich in zwei Abschnitte. Geplant war, den Versuch mit einer Auflasterhöhung von 50 % gegenüber WV02 ($\sigma_{N,Wandfuß} = 0,78 \text{ N/mm}^2$) durchzuführen. Durch eintretende Regelschwierigkeiten eines Vertikalzylinders bereits bei 90 % seiner Nennkapazität musste der Versuchslauf jedoch vorzeitig beendet werden. Eine stabile Regelung des Kopfbalkens für eine weitere Lasterhöhung war nicht sichergestellt. Der Wandversuch wurde anschließend mit einer um 30 % erhöhten Normkraft gegenüber WV02 ($\sigma_{N,Wandfuß} = 0,68 \text{ N/mm}^2$) wiederaufgenommen und zu Ende geführt.

Versuchslauf WV03-1:

Einleitend werden kurz die Ergebnisse des ersten Versuchslaufs WV03-1 dokumentiert. Tabelle 4.8 stellt dazu die wesentlichen Kenndaten zusammen.

WV03-1	N [kN]	k_M [-]	$H_{gr,el}$ [kN]	$H_{gr,geom}$ [kN]	K_{anf} [kN/mm]	H_{max} [kN]	d_{Hmax} [mm]	$H_{plateau}$ [kN]	d_{max} [mm]
	275 (+9)	0,55	81	243	337	188 -200	1,61 -1,75	-	-

Tabelle 4.8 WV03-1: Zusammenstellung der globalen Kennwerte

Die maximal erreichten Widerstandskräfte im ersten Versuchslauf liegen bei $H_{max,-} = 200$ kN für die negative Verformungsrichtung und $H_{max,+} = 188$ kN für die positive Richtung mit den zugehörigen Verformungen $d_{max,-} = -1,75$ mm und $d_{max,+} = 1,61$ mm. Die Auflast lag zur Zeit der maximalen Widerstandskraft bei $N_{max} = 284$ kN.

Bild 4.45 stellt in dem linken Diagramm die ermittelte Kraft-Verformungs-Beziehung der verstärkten Versuchswand dar. Die Hysterese ist noch sehr eng, Belastungs- und Entlastungsast liegen dicht beieinander. Das rechte Diagramm zeigt die vertikalen Bewegungen der Wandscheibe am Wandfuß und Wandkopf. In Abhängigkeit der Bewegungsrichtung ergibt sich hier ein Aufklaffen bzw. eine Stauchung der Fuge zum lastweiterleitenden Bauteil. Diese gemessenen Wege spiegeln die Rotation der gesamten Wandscheibe wider.

Die aufgezeichneten Verformungen im Steingefüge waren minimal. Steinrisse oder eine andere Schädigung, die zu einem Abfall der Widerstandskraft führen, konnten nicht festgestellt werden. Bild 4.46 stellt exemplarisch das Verformungsverhalten im Wandinneren dar. Die linke Abbildung zeigt die aufgezeichnete Relativverformung zwischen der ersten und der zweiten Lamelle von unten. Man erkennt das lineare Verformungsverhalten. Im Betrag sind die gemessenen Relativverformungen sehr klein. Ein Gleitvorgang in den inneren freien Lagerfugen konnte ausgeschlossen werden. Eine Auswertung der relativen

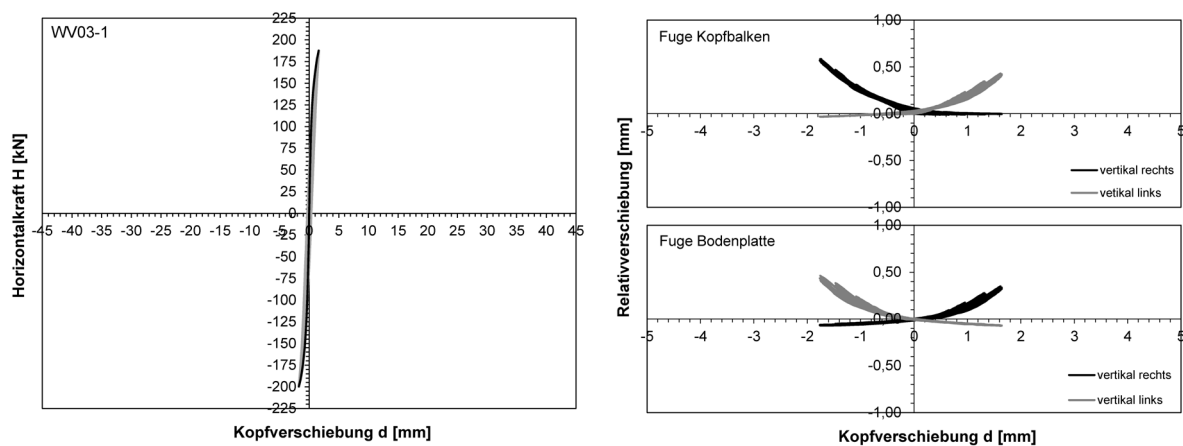


Bild 4.45 WV03-1: Kraft-Verformungs-Beziehung (I) – Rotation der Wandscheibe (r)

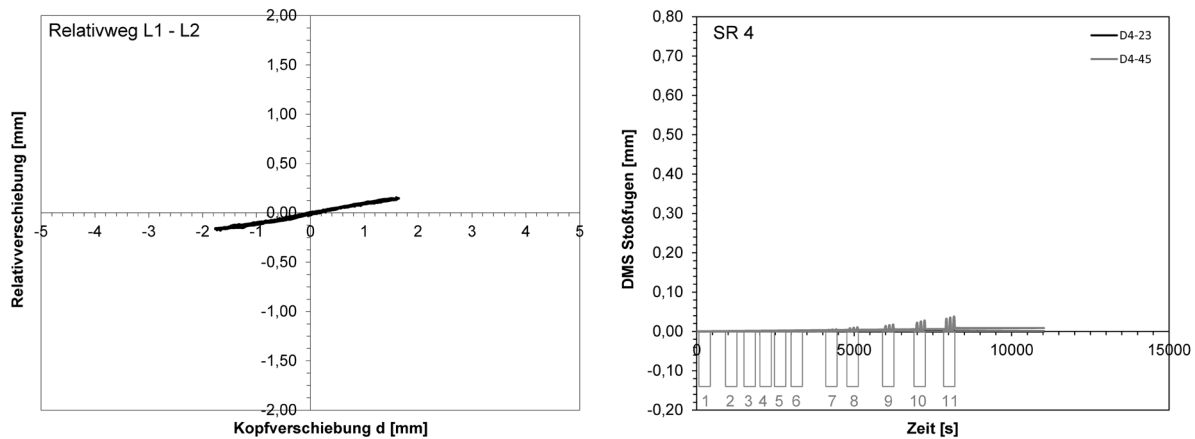


Bild 4.46 WV03-1: Relativverschiebungen – zwischen Lamelle 1 und 2 (l) – in Steinreihe 4 (r)

Steinbewegungen (rechts) ließ den gleichen Schluss zu.

Insgesamt wiesen die Messergebnisse des ersten Versuchslaufs keine nennenswerte Schädigung der Versuchswand aus. Eine maßgebende Beeinflussung, die die Aussagekraft des zweiten Versuchslaufs einschränkt, konnte auch anhand des visuellen Eindrucks nicht ausgemacht werden. Der Versuchslauf wurde dementsprechend nach der Reduktion der Auflast neu begonnen.

Versuchslauf WV03-2:

Beim Wiederanfahren des Versuchslaufs ist die niedrigere Steifigkeit der Versuchswand, trotz unveränderten Einspanngrads von $k_M = 0,55$, auffällig. Sie liegt im Vergleich zum ersten Versuchslauf bei 70 %. Auch im durchgehenden Versuchslauf geht die Anfangssteifigkeit der Wandscheibe mit jedem Belastungszyklus infolge minimaler Schädigungsprozesse im Wandgefüge zurück (vgl. Bild 4.46 rechts). Der Neustart des Versuchslaufs und die erneute Ausweisung einer „Anfangssteifigkeit“ machen diesen Prozess sichtbar. Die maximal erreichbaren Tragfähigkeiten bleiben unbeeinflusst.

Grundsätzlich zeigte der Wandversuch auch mit der erhöhten Auflast ein gleichartiges Tragverhalten wie zuvor WV02. Ein einsetzendes Gleiten in einer freien Lagerfuge (hier zwischen Lamelle 1 und Lamelle 2) begrenzte den maximalen Tragwiderstand. Danach stellte sich ein konstantes Widerstandsplateau mit dem Wert $H_{\text{Plateau}} = \mu \cdot N$ ein, welches bis zum Ende des Versuchslaufs bei einer Kopfauslenkung von ± 42 mm erhalten blieb.

Tabelle 4.9 stellt die weiteren Kenndaten des Versuchs WV03-2 zusammen.

WV03-2	N [kN]	k_M [-]	$H_{\text{gr,el}}$ [kN]	$H_{\text{gr,geom}}$ [kN]	K_{anf} [kN/mm]	H_{max} [kN]	$d_{H_{\text{max}}}$ [mm]	H_{Plateau} [kN]	d_{max} [mm]
	238 (+12)	0,55	70	212	235	167* -191	1,78* -2,17	± 156	± 42

Tabelle 4.9 WV03-2: Zusammenstellung der globalen Kennwerte

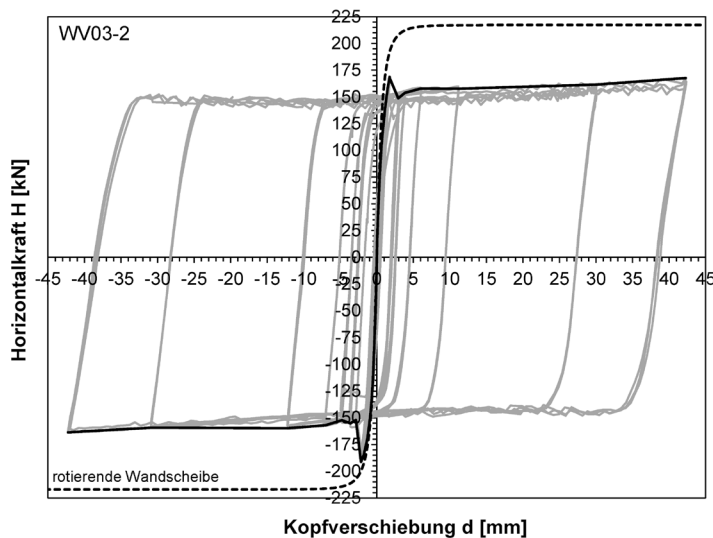


Bild 4.47 WV03-2: Kraft-Verformungs-Beziehung (I) – Ansicht maximale Verformung (r)

Die Kraft-Verformungs-Beziehung des Versuchslaufs ist in Bild 4.47 aufgeführt. Das nebengestellte Foto zeigt die Versuchswand in Stufe 15 bei maximaler Auslenkung. Hier erkennt man deutlich den Versatz in der gleitenden Lagerfuge im unteren Bereich der Wand.

Die maximale Widerstandskraft lag im Versuch bei $H_{\max} = 191 \text{ kN}$ für die negative Verformungsrichtung. Dieser Wert entspricht 76 % der Normalkraft am Wandfuß ($N_{H,\max} = 250 \text{ kN}$) bzw. 78 % der Normalkraft in der gleitenden Fuge zwischen der zweiten und dritten Steinreihe. Bezogen auf die idealisierte Grenztragfähigkeit ergibt sich eine Ausnutzung von 87 %. In positiver Verformungsrichtung fiel der erreichte Tragwiderstand geringer aus, da das einsetzende Gleiten in negativer Verformungsrichtung eine weitere Zunahme verhinderte.

Das Lagerfugengleiten setzte in Stufe 9.3 zwischen der ersten und zweiten Lamelle ein. Es war gekennzeichnet durch eine abrupte Zunahme der Verformungen um 1,0 mm, die auch nach der Belastungsstufe als bleibende Relativverschiebung zurückblieb.

Eine nähere Untersuchung des Geschehens liefert Bild 4.48. Dort sind gestrichelt die Relativverformung der Lagerfuge L1-2 (LF3) sowie die Kopfbalkenverschiebung bezogen auf die rechte Ordinate abgetragen. Die aufgeführten Relativverschiebungen zwischen den Steinen S21 und S22 (Endsteine links) sowie zwischen S25 und S26 (Endsteine rechts) beziehen sich zahlenmäßig auf die linke Ordinatenachse (Bezeichnungen vgl. Bild 4.20).

Wie die Darstellung über die Zeit ausweist, trat erst die Verformungszunahme der gesamten Lagerfuge ein, bevor es zu der Verschiebung des überdrückten Randsteins S21 kam. Die Initialisierung des Gleitens in der Fuge kann somit nicht auf die Ecke reduziert werden, sondern entwickelt sich aus der gesamten Lagerfuge. Steinrisse als Initiator des Gleitens sind ausgeschlossen, da diese erst in Stufe 10 auftraten.

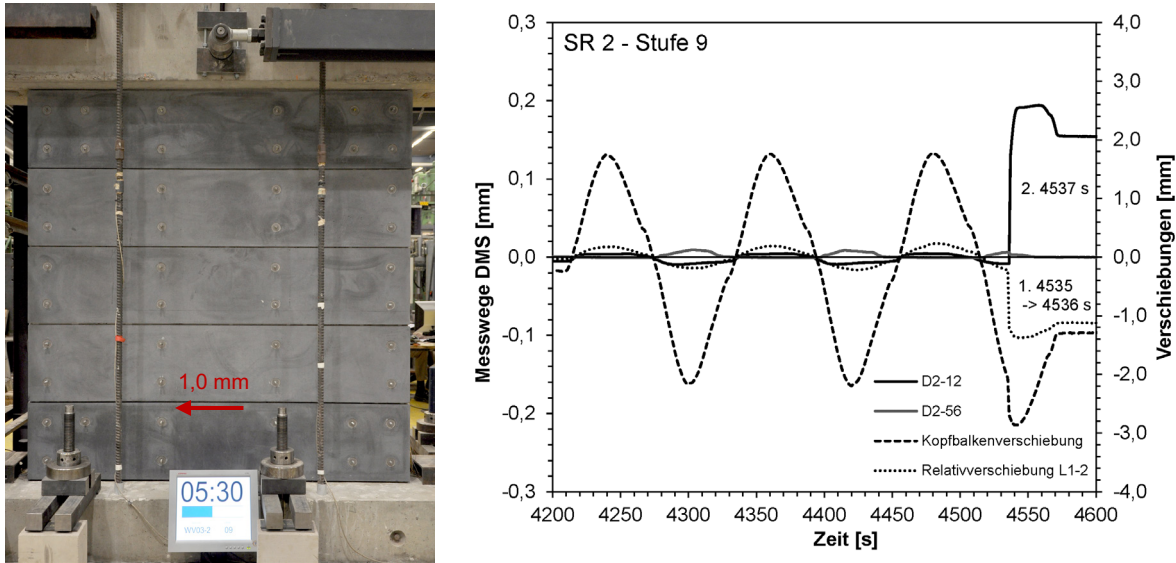


Bild 4.48 WV03-2: Stufe 9 Einsetzen des Lagerfugengleitens zwischen der ersten und zweiten Lamelle

Betrachtet man die vorangegangenen Verformungsstufen, so kündigt sich das Lagerfugengleiten, wenn auch scheinbar abrupt, im Vorfeld an (Bild 4.49). Beginnend mit der Belastungsstufe 8 nehmen die Relativverformungen in der offenen Lagerfuge zwischen der ersten und zweiten Lamelle in der negativen Verformungsrichtung stetig zu (Bild 4.49). Für die positive Beanspruchungsrichtung bleiben die maximalen Verformungen innerhalb einer Stufe einschließlich Stufe 8 konstant.

In Stufe 9 wachsen die Relativverformungen für beide Verschiebungsrichtungen von Zyklus zu Zyklus deutlich an, bevor es im dritten Zyklus in der negativen Verformungsrichtung zum Einsetzen des Lagerfugengleitens kommt.

Dieser Prozess lässt sich auch anhand des erreichten Tragwiderstands der Mauerwerkswand in Stufe 9 aufzeigen (Bild 4.50). In negativer Verformungsrichtung geht der Widerstand in jedem Zyklus langsam zurück bevor das Lagerfugengleiten einsetzt. Dieses ist in der rechten Abbildung als Sprung in Stufe 9.3 erkennbar.

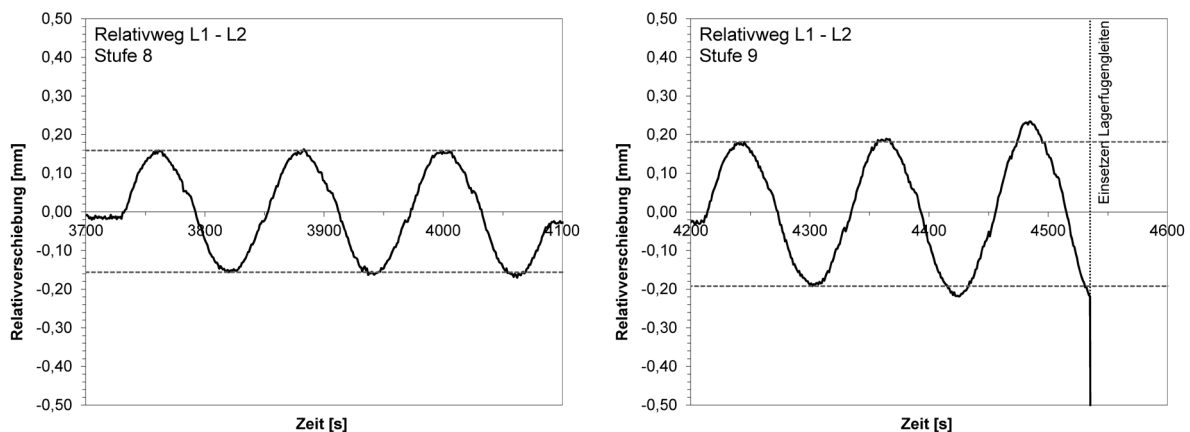


Bild 4.49 WV03-2: Entwicklung der Relativverformungen in offener Lagerfuge zwischen Lamelle 1 und 2

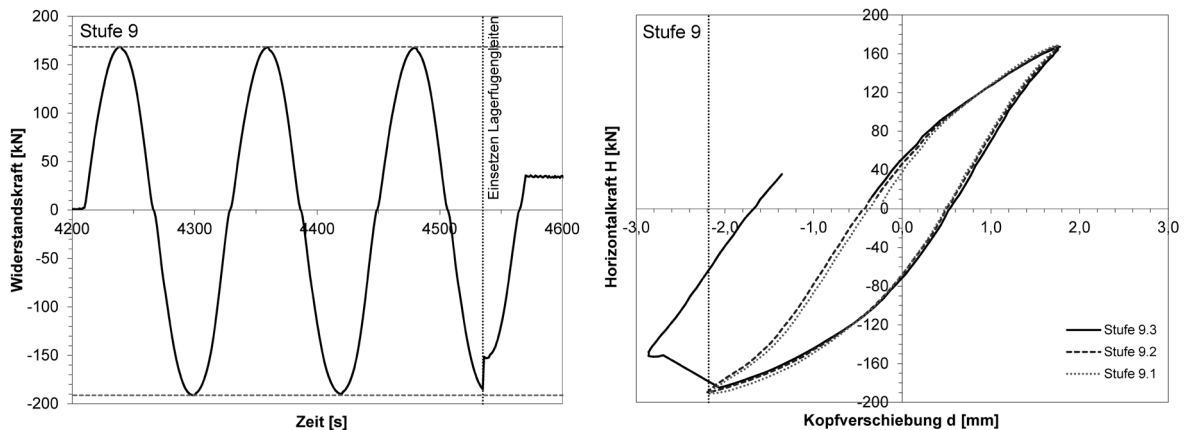


Bild 4.50 WV03-2: Entwicklung Tragwiderstand der verstärkten Wandscheibe in Stufe 9

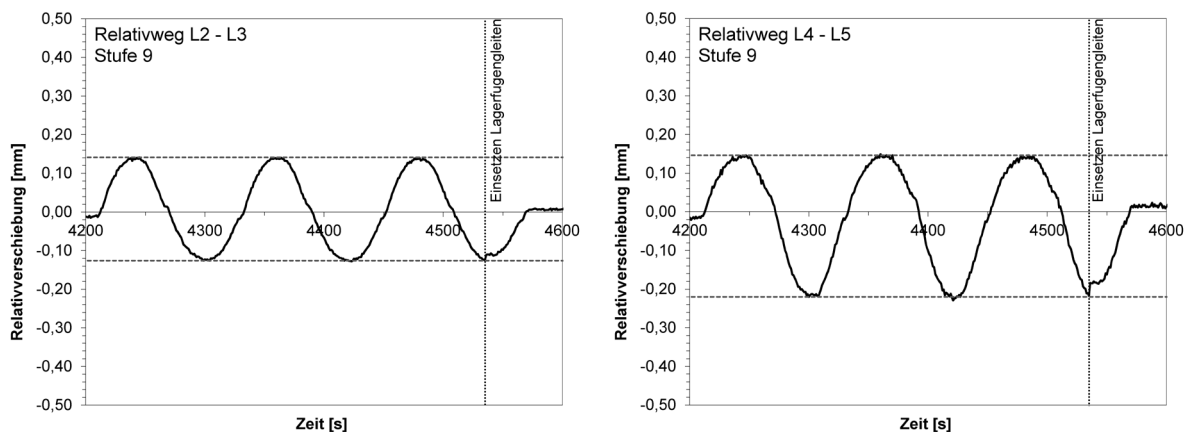


Bild 4.51 WV03-2: Relativverformungen in den weiteren freien Lagerfugen

Die anderen freien Lagerfugen sind zu diesem Zeitpunkt noch frei von Gleitbewegungen wie Bild 4.51 zeigt. Der Mechanismus scheint sich somit nur in der später gleitenden Fuge abzuspielen.

Mit Einsetzen des Lagerfugengleitens fiel der maximale Tragwiderstand auf ca. 156 kN ab. Dieser Wert entspricht dem Produkt aus Reibungsbeiwert und Normalkraft in der gleitenden Lagerfuge. Der Reibungsbeiwert liegt bei $\mu = 0,67$.

Unter Hinzunahme der visuellen Auswertung der Rissbildung in den Verstärkungselementen lässt sich der folgende Ablauf rekonstruieren.

1. Einsetzen Gleiten in der Lagerfuge Zwischen Lamelle 1 und 2 (global)
2. Halbstein (S21) in der zweiten Steinreihe verschiebt sich deutlich, wird durch Verstärkungselement zurückgehalten. Es entsteht ein Riss im Verstärkungselement ausgehend von der Dübelverbindung zu Stein 21
3. Steinrisse im Eckstein erste Steinreihe (S11) und im Halbstein der zweiten Steinreihe (S21) folgen bei weiterer Verformung

Wie Bild 4.52 zeigt, liegen die meisten Steinrisse im Bereich der gleitenden Lagerfuge und entstehen nach und nach im Gleitprozess. Selbiges wurde auch beim Wandversuch WV02 beobachtet.

Die Verstärkungselemente weisen lediglich in der ersten Lamelle am äußeren Eckstein Risse auf. Oberhalb der dritten Steinreihe sind sowohl die Steine, wie auch die Verstärkungselemente frei von Rissen.

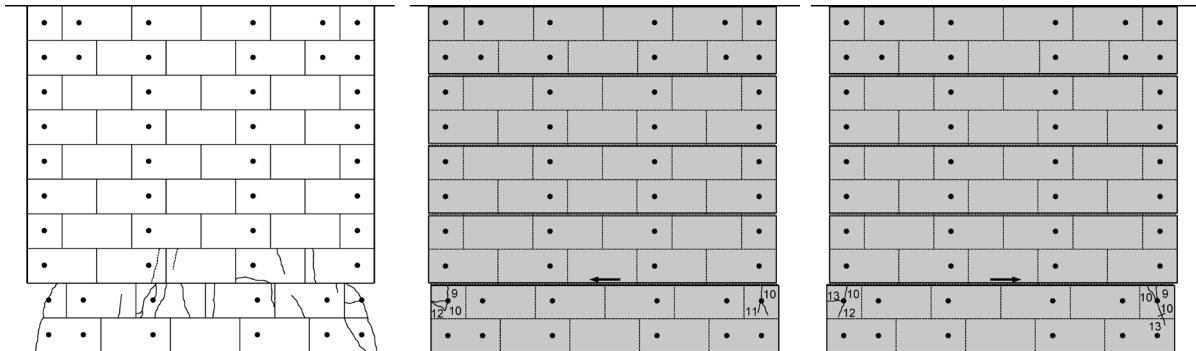


Bild 4.52 WV03-2: Rissbild Versuchsende – Mauerwerk / Verstärkungselemente Vorder- und Rückseite

Abschließend zeigt Bild 4.53 die dissipierte Energie und das äquivalente hysteretische Dämpfungsmaß im Wandversuch. Wie im Versuch WV02 wird im Gleitvorgang ein Dämpfungsmaß von circa 50 % erreicht.

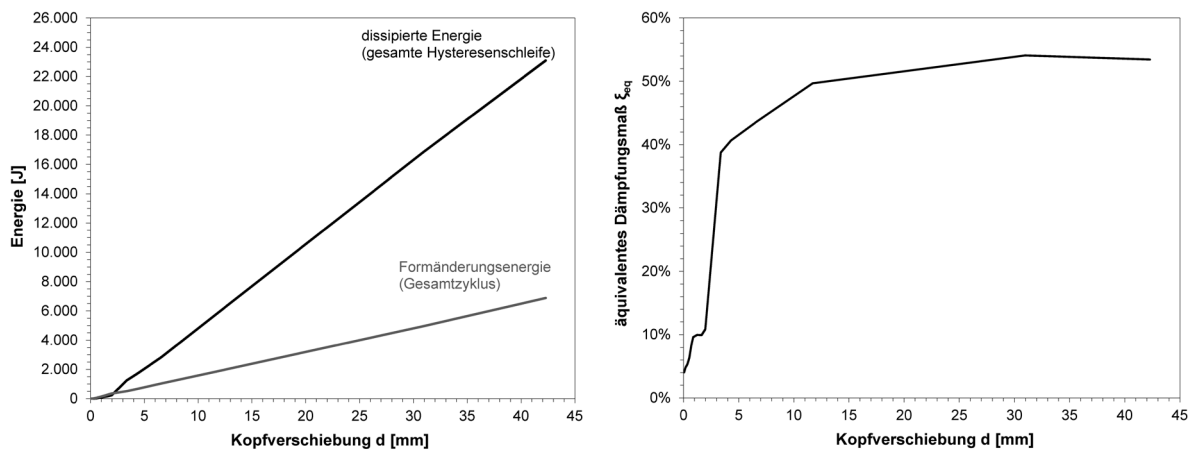


Bild 4.53 WV03-2: dissipierte Energie und äquivalentes hysteretisches Dämpfungsmaß

4.4 Erkenntnisse aus den experimentellen Untersuchungen

Mit den experimentellen Untersuchungen konnte die grundsätzliche Wirksamkeit des verstärkten Wandsystems für Kalksandsteinwände unter einer zyklischen Beanspruchung aufgezeigt werden. Das Schubversagen (Treppenriss), bekannt von den unverstärkten Mauerwerkswänden, wurde unterbunden und das Gesamtsystem zeichnete sich durch ein gutmütiges und stabiles Tragverhalten aus.

In den untersuchten verstärkten Mauerwerkswänden konnte ein Gleitreibungsmechanismus einer vollständigen freien Lagerfuge als Grenztragmechanismus realisiert werden. Dieses Tragverhalten, in der Folge Blockgleiten genannt, erwies sich als reproduzierbar auch unter einer erhöhten Auflast. Neben einer Steigerung des Tragwiderstands gegenüber einer unverstärkten Mauerwerkswand konnte so besonders die Duktilität und die Fähigkeit zur Energiedissipation gesteigert werden.

Bis zum Erreichen des maximalen Tragwiderstands zeigten die verstärkten Wandscheiben visuell keine Schädigung auf. In den Messdaten offenbart sich jedoch ein Abflachen der Widerstandskurve bei ca. 70 % der maximalen Widerstandskraft, korrespondierend mit der Zunahme der relativen Verschiebungen in der Wand. Mit der Überschreitung des Reibungswiderstands (Reibung + Kohäsion) in der anschließend gleitenden Lagerfuge wird der maximale Tragwiderstand begrenzt. In der Folge ergab sich ein ausgeprägtes Tragfähigkeitsplateau in Größe des Reibungswiderstands $H_R = \mu \cdot N$, das bis zum Ende des Versuchslaufs erhalten blieb. Verglichen mit dem maximalen Tragwiderstand H_{\max} lag das Niveau bei 80 %.

Bei „guter“ Ausbildung der Fugen zu den angrenzenden Bauteilen setzte das Blockgleiten in einer ersten freien Lagerfuge ein (in Versuch WV02 zwischen der vierten und fünften Lamelle in Versuch WV03 zwischen der ersten und zweiten Lamelle).

Mit Einsetzen des kontrollierten Gleitens in der Lagerfuge (Reibungsmechanismus) ergibt sich ein ausgeprägt dissipatives Tragverhalten (vgl. Bild 4.43 und Bild 4.53). Durch die hohe Energiedissipation erfährt das Gesamtsystem eine starke Dämpfung welche die Schwingungen und in der Folge auch die resultierenden Beanspruchungen reduzieren kann. Im Gegenzug erfährt die Wand in der gleitenden Lagerfuge unter Umständen eine bleibende Verformung. Die Tragfähigkeit ist für eine erneute Belastung in vollem Umfang vorhanden.

In den experimentellen Untersuchungen begrenzte lediglich der Versuchsaufbau das Verformungspotential der Wandscheibe. Es konnte eine maximale Kopfverformung von ± 43 mm realisiert werden.

Steinrisse im Mauerwerksgefüge traten erst nach dem Einsetzen des Blockgleitens auf. Sie entstanden in den stark beanspruchten Wandecken und entlang der gleitenden Lagerfuge. Sie führten jedoch nicht zu einem Rückgang des Tragwiderstands.

Die Verstärkungselemente verzeichneten nur wenige sehr feine Risse, die sich meist in den Eckbereichen befanden und ebenfalls erst nach Erreichen des maximalen Tragwiderstands auftraten. Auch hier konnte kein Einfluss auf den Tragwiderstand der Wandscheibe festgestellt werden.

Die gewählte Verbindungstechnik zur Befestigung der Verstärkungselemente an der Mauerwerkswand war in der Lage die Kräfte zwischen Mauerwerk und Textilbetonelement zu übertragen. In Verbindung mit den Verstärkungselementen stellten sie eine ausreichende Steifigkeit zur Verfügung um die jeweiligen Mauerwerkswandabschnitte zusammenzuhalten. Ein Schlupf in den Verbindungsstellen konnte nicht festgestellt werden, weiterhin waren keine Schäden im Bereich der Anker im Kalksandsteinmauerwerk zu verzeichnen. Die angewandte Montagetechnik hat sich somit bewährt und durchweg ohne Einschränkungen funktioniert.

Bei dem Rückbau der Versuchswände zeigte sich, dass die Verstärkungselemente problemlos von der Wand entfernt werden können und so einen Austausch ermöglichen. Aus tragkonstruktiven Gesichtspunkten besteht dazu jedoch, auch nach einem Schadensereignis, keine Notwendigkeit.

Die Versuchswände wurden nach Beendigung des Hauptversuches wiederholt einer zyklischen Belastung ausgesetzt. Hier konnte bestätigt werden, dass auch bei einer Wiederbelastung der Reibungswiderstand der gleitenden Lagerfuge als Tragfähigkeit der Wandscheibe zur Verfügung steht.

Tabelle 4.10 stellt zusammenfassend für die Versuchswände die erreichten maximalen Tragwiderstände und die Resttragwiderstände bei einsetzendem Blockgleiten zusammen.

	H_{\max}	$N_{\text{Fuß}}$ bei H_{\max}	$H / N_{\text{Fuß}}$	N_{Fuge} bei H_{\max}	H / N_{Fuge}	H_{plateau}
	[kN]	[kN]	[-]	[kN]	[-]	[kN]
WV01	102	180	0,57	-	-	-
WV02	145	185	0,78	170	0,85	116
WV03	191	250	0,76	247	0,77	156

Tabelle 4.10 Zusammenstellung Wandversuche - Querkraft und Auflast bei maximalem Tragwiderstand

5 Numerische Untersuchungen am verstärkten Wandsystem

In den zuvor vorgestellten experimentellen Untersuchungen konnte die grundsätzliche Wirksamkeit und Realisierbarkeit des Verstärkungssystems für Mauerwerkswände aus Kalksandstein aufgezeigt werden. Die Durchführung von Wandversuchen ist jedoch finanziell aufwendig und zeitintensiv und konnte deshalb nur an ausgewählten Konfigurationen erfolgen. Weiterhin war es messtechnisch nicht möglich die Beanspruchungen der Verstärkungselemente und Verbindungsmittel im Versuchslauf zu erfassen.

Die Ziele der numerischen Untersuchungen sind daher:

- der Nachweis, dass die Versuchsergebnisse mit einem allgemeingültigen Modell reproduzierbar sind
- die Übertragung des Modells auf andere Wandabmessungen und Auflastsituationen zum rechnerischen Nachweis, dass das experimentell ermittelte Verhalten sich als allgemeiner Grenztragzustand einstellt
- die Darstellung der Wirkungsweise des Verbundsystems

5.1 Modellierungsstrategie

Möglichkeiten der Modellierung für Mauerwerk

Der Stand der Technik weist bezüglich der Abbildung von Mauerwerk in einer numerischen Berechnung drei grundlegende Modellierungsstrategien aus (Bild 5.1). Die Aussagefähigkeit der numerischen Untersuchungen hängt dabei maßgebend von der Güte des numerischen Modells und der Modellierungstiefe ab. Letztere unterscheidet die Modelle maßgebend. So haben die Untersuchungsziele einen entscheidenden Einfluss auf die Wahl des numerischen Modells. Für die Ermittlung der globalen Widerstandskurve der Mauerwerkswand in Bezug auf ihre Randbedingungen, gegebenenfalls auch an einem Gebäudemodell, kann eine Modellierung auf der Makroebene ausreichen. Mit einem erweiterten Materialmodell kann die rechnerische Prognose noch verbessert werden. Ist das diskrete Verhalten oder die

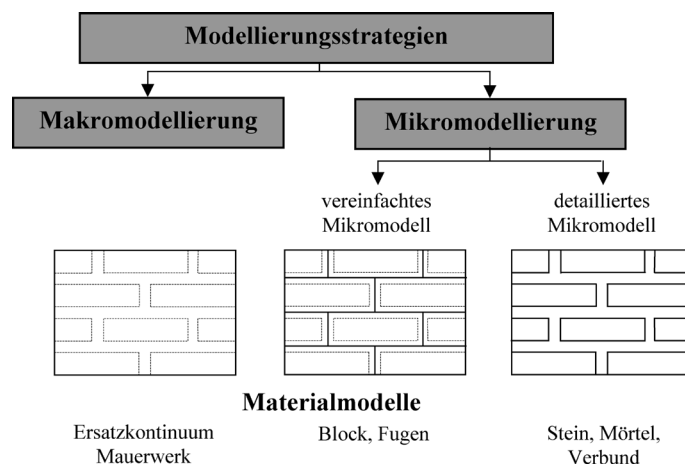


Bild 5.1 Modellierungsstrategien zur numerischen Abbildung von Mauerwerk [S1]

Spannungsverteilung der einzelnen Steine relevant, ist ein Mikromodell notwendig. Hierbei ist zu beachten, dass die Rechenzeit mit zunehmender Komplexität des Modells stark zunimmt. Nachfolgend werden die einzelnen Modellierungsstrategien kurz vorgestellt.

a) Mikromodell

Im Mikromodell werden Stein und Mörtel in der realen Geometrie mit den jeweiligen Werkstoffeigenschaften der einzelnen Bestandteile abgebildet. So lässt sich die größte Modellierungstiefe der drei aufgeführten Modelle erreichen. Der rechnerische Aufwand ist jedoch sehr groß, so dass es sich eher für die Berechnung von kleineren Strukturen eignet.

b) Vereinfachtes Mikromodell

Das vereinfachte Mikromodell (auch Mesomodell genannt) fasst Stein und Mörtel zu einem um die Hälfte der Lagerfuge und ggf. auch Stoßfugen ergänzten Block zusammen. Die Abbildung der Eigenschaften der Lagerfugen zwischen den Steinen im Verband wird mithilfe von Kontaktelementen realisiert. Es wird ein Druckkontakt erzeugt und die Zugfestigkeit der Kontaktfuge kann auf „Null“ reduziert werden. Der Scherwiderstand in der Lagerfuge wird in der Regel mit dem Reibungsgesetz nach Mohr-Coulomb abgebildet. Im vereinfachten Mikromodell wird die Verbandsstruktur der Mauerwerkswand berücksichtigt. Dies ermöglicht die Ermittlung von Spannungsverteilungen in den Lagerfugen und in jedem einzelnen Stein. Relativverschiebungen im Steingefüge (Verschiebungen, Rotationen, Klaffen) können sich einstellen. Für einen tieferen Einblick sei auf die Arbeiten von *Elsche* [E1], *Löring* [L1] und *Schlegel* [S1] verwiesen.

c) Makromodell

Das Makromodell bildet die gesamte Wandscheibe oder großflächige Wandteile in einem Kontinuum, in einem zusammenhängenden FE-Netz, ab. Die Geometrie der einzelnen Steine im Verband geht verloren. Es kann lediglich das Scheibentragverhalten der homogenen Scheibe, die zwischen Wandkopf und -fuß rotiert, abgebildet werden. Es gibt Ansätze, das anisotrope inhomogene Verhalten der Mauerwerkswand mit speziell entwickelten Werkstoffgesetzen näherungsweise zu erfassen. Hier sei für eine weitergehende Auseinandersetzung auf die Arbeiten von *Schlegel* [S1] und *Mistler* [M5] verwiesen. Eine weitere Möglichkeit das Finite-Element-Modell „intelligenter“ zu machen zeigt *Jordan* auf [J3]. Hier werden mit gezielt vorgegebenen Rissmöglichkeiten und implementierten Übergangsbedingungen die Effekte im Inneren verschmiert abgebildet.

Gewählte Modellierung

Das zu entwickelnde numerische Modell steht im Spannungsfeld zwischen der Notwendigkeit einer detailgetreuen Abbildung und einem vertretbaren modellertechnischen und rechenkapazitativen Aufwand. Ziel der numerischen Abbildung ist es, das grundsätzliche Tragverhalten und den Grenztragmechanismus der verstärkten Mauerwerkswandscheibe in einer guten Näherung abzubilden.

Das numerische Modell wurde in die Softwareumgebung ANSYS implementiert. Für die Beschreibung des verstärkten Wandsystems wird ein ebenes Finite-Element-Modell verwendet – Trageffekte senkrecht zur Mauerwerksebene werden somit nicht berücksichtigt. Sowohl bei den Versuchen an unverstärkten Mauerwerkswänden als auch bei den symmetrisch verstärkten Wandscheiben konnten kein relevantes Bauteilverhalten senkrecht zur Wandebene festgestellt werden, welches das Scheibentragverhalten beeinflusst. Die Annahme eines ebenen Modells schränkt somit die Aussagefähigkeit der Ergebnisse nicht ein.

Das zu übertragende Wandsystem weist zahlreiche nichtlineare Trageigenschaften und diverse Versagensmodi auf. Für die Vereinfachung zur Beschreibung in einem numerischen Modell erfolgt eine Unterteilung in nichtlineare Effekte, deren Abbildung notwendig ist und Trageigenschaften, die mit einem linearen Modell angenähert beschrieben werden können.

Weiterhin wird unterschieden, welche Versagensmodi eine explizite Berücksichtigung erfahren und welche implizit anhand der Ergebnisse überprüft werden. Eine explizite Berücksichtigung bedeutet eine direkte Implementierung der Schädigung in den

Bauteil	Versagensmodus	Erfassung	Abbildungsart
Steine	Steinzugversagen (Rissbildung) Steindruckversagen	explizit	Implementierung eines Schädigungsmodells für Mauersteine
Lagerfugen	Gleiten (Berücksichtigung von Kohäsion und Reibungsbeiwert)	explizit	Implementierung eines Schädigungsmodells für die Lagerfugen
mechanische Verbindungsmittel bzw. Lasteinleitungsbereich	Versagen (Ausbruch) im Stein oder im Verstärkungselement Überschreitung der Lochleibung (Druckversagen) im Lasteinleitungsbereich	implizit	Überprüfung der Kräfte in den Verbindungsstellen und Abgleich mit zulässiger Kraftgröße aus Zwei-Stein-Versuchen
Verstärkungselemente	Zugversagen	implizit	Überprüfung der Zugspannungen im Verstärkungselement und Abgleich mit der zentrischen Zugfestigkeit aus den Dehnkörperversuchen

Tabelle 5.1 überprüfte Versagensmodi im numerischen Modell

Berechnungslauf. Folgen eines solchen Prozesses werden somit direkt im nächsten Rechenschritt berücksichtigt. Eine implizite Überprüfung des Versagensmodus steht für eine Kontrolle zulässiger Festigkeitskennwerte, Kraftgrößen oder Verformungswege im Anschluss an den Rechenlauf. Dieses Verfahren wird angewandt für die Versagensmodi, deren Auftreten nicht wahrscheinlich oder in den Versuchen als nicht Verhaltensrelevant eingestuft wurde. Tabelle 5.1 stellt für die einzelnen Bauteile die möglichen Versagensmodi und ihre Berücksichtigung im numerischen Modell zusammen.

Die numerische Abbildung basiert auf dem am Lehrstuhl Tragkonstruktionen entwickelten, vereinfachtem Mikromodell zur Abbildung von Mauerwerkswänden. Die Leistungsfähigkeit des Modells wurde in diversen Veröffentlichungen aufgezeigt (vgl. [L1], [E1]). Die Steine werden einzeln in ihren Abmessungen, ergänzt um die Fugenabmessungen, im entsprechenden Verband abgebildet. In den Lagerfugen und in den Stoßfugen werden Kontaktelemente eingebracht, die das Tragverhalten der Mörtelfuge repräsentieren. Eine Einspannung der Wand am Wandkopf wird, analog zu den durchgeführten experimentellen Untersuchungen, durch die Unterbindung der Verdrehung des Kopfbalkens realisiert.

Bezüglich der Mauerwerkswand erfährt das numerische Modell im Wesentlichen folgende Ergänzungen.

- Die Aufbringung der Horizontalverschiebung erfolgt in einzelnen Sequenzen an deren Ende jeweils eine Auswertung des IST-Zustands erfolgt und eventuelle Anpassungen am numerischen Modell vorgenommen werden können. Bild 5.2 stellt den Programmablauf als Flussdiagramm dar.
- Die Mauerwerkssteine erhalten ein Versagenskriterium, so dass eintretende Steinrisse durch das numerische Modell abgebildet werden und Auswirkung auf das weitergehende Tragverhalten der Mauerwerkswand haben.
- Das Tragverhalten der Lagerfuge wird mit dem Reibungsgesetz nach Mohr-Coulomb abgebildet und erhält ein Schädigungsmodell.

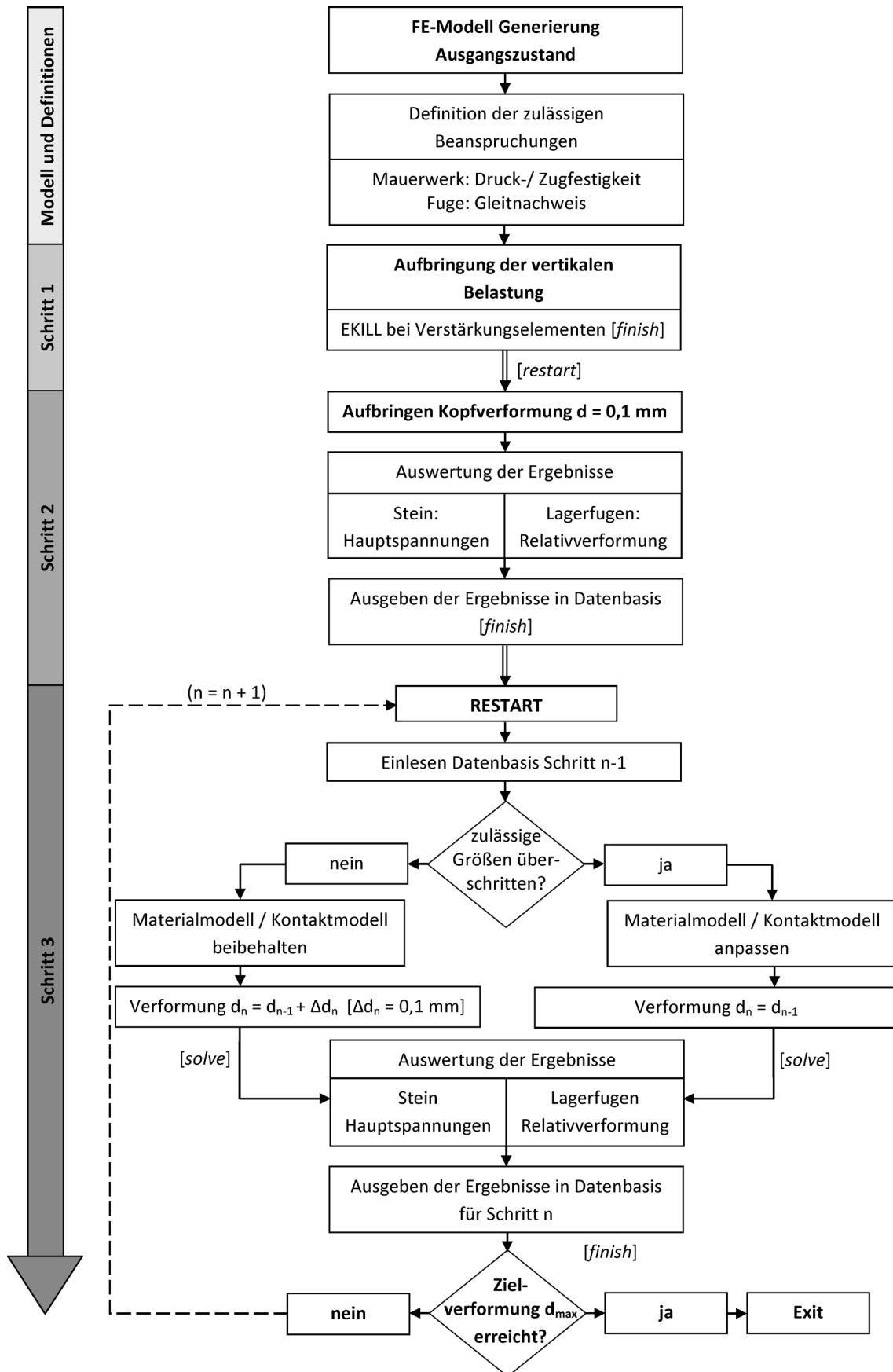


Bild 5.2 Ablaufschema des Rechenlaufs

Implementierung der Schädigungsmodelle

Mauersteine:

Für die Abbildung der Werkstoffeigenschaften der Mauersteine wird ein anisotropes Werkstoffgesetz verwendet. Wie *Elsche* erläutert, kann für Kalksandsteine, die mit einem Dünnbettmörtel eingebracht sind, von einem Elastizitätsmodul $E = 10000 \text{ N/mm}^2$ ausgegangen werden [E1]. Die Schubweichheit des Mauerwerksverbandes wird durch ein herabgesetztes Schubmodul berücksichtigt. Dessen Einstellung zeigte sich in der Modellierung sensitiv bezüglich der Konfiguration der Kontaktelemente. So wird in den eigenen Berechnungen ein Ansatz von $G = 2550 \text{ N/mm}^2$ verwendet. Einmalig aus einer Anfangssteifigkeit ermittelt bleibt dieser Wert für die Stein-Mörtel-Kombination unverändert, losgelöst von Wandabmessungen, Auflastniveau oder den Randbedingungen.

Ergänzt wird das bekannte Materialmodell für die Steine durch einen neu implementierten Schädigungs-Algorithmus. Primär dient der Ansatz der Abbildung von Steinrissen, die auf Grund einer Überschreitung von Randzugspannungen entstehen. Durch die zuvor geschilderte Gliederung des Rechenablaufs in Abschnitte besteht am Ende jeder Sequenz die Möglichkeit den IST-Zustand auszuwerten. Es erfolgt eine Überprüfung der Elementspannungen in den Mauersteinen und ein Abgleich mit den zugehörigen zulässigen Festigkeitskennwerten.

Bei Überschreitung der Zugfestigkeit entsteht in der Realität ein Riss im Stein. ANSYS ermöglicht bei der Verwendung des impliziten Gleichungslösers keine Möglichkeit der direkten Netzanpassung. Eine punktuelle Trennung des FE-Netzes oder eine Entfernung von konkreten Elementen, wie es zum Beispiel bei expliziten Gleichungslösern wie LS-DYNA möglich ist, scheidet aus. Der entstehende Riss kann nur verschmiert abgebildet werden. Hierzu wird die Steifigkeit (Elastizitäts- und Schubmodul) des betroffenen Elementes soweit herabgesetzt, dass ein Kraftfluss ausbleibt (ähnlich dem EKILL-Befehl). Der „Riss“ wird nun durch die Plastifizierung des geänderten Elementes in das Modell integriert. Bild 5.3 zeigt das Ergebnis am Beispiel des Ecksteinrisses.

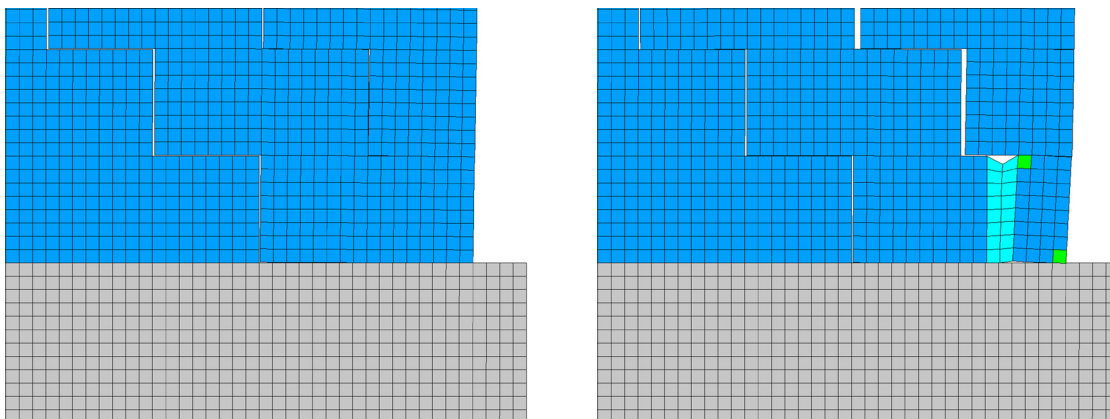


Bild 5.3 Riss im Eckstein – Verformungsplot vor Eintreten (l) und nach Eintreten (r)

Untersuchungen an Mauerwerkswänden zeigen, dass Steinrisse zumeist am Steinrand entstehen und den Stein spalten. Die Risse verlaufen vertikal gerichtet durch den Stein, annähernd in Richtung der Hauptdruckspannungen geneigt. Im numerischen Modell wird bei Überschreitung der Zugspannungen am Steinrand sofort der weitere Steinriss vorgegeben. Vereinfacht wird der Rissweg lotrecht angenommen.

Der Festigkeitskennwert der Randzugspannung von Steinen aus Kalksandstein wurde bereits durch *Elsche* mit $f_{z,SR} = 2,7 \text{ N/mm}^2$ angegeben [E1]. Dieser Werte konnte, für die Steine der eigenen Wandversuche, durch Kleinversuch und deren numerischen Berechnung unter Verwendung des zuvor beschriebenen Auswertungsalgorithmus bestätigt werden.

Lagerfugen:

Die Schertragfähigkeit der Mauerwerkslagerfuge setzt sich zusammen aus dem Reibungswiderstand $\mu \cdot \sigma_N$ und der Haftscherfestigkeit f_{v0k} . Der Reibungsbeiwert für die Lagerfuge kann in einem Bereich zwischen $0,60 \leq \mu \leq 0,70$ angenommen werden. Die Größe der Haftscherfestigkeit unterliegt einer breiten Streuung und wird durch zahlreiche Faktoren beeinflusst (vgl. [G1]). Die im numerischen Modell angesetzte Kohäsionsgröße wird in Vergleichsrechnungen für die eingesetzten Kontaktelemente bestimmt.

In Untersuchungen zum Verhalten der Mauerwerkslagerfugen unter zyklischer Schubbeanspruchung zeigen *Atkinson et al.* [A1], dass die maximale Schertragfähigkeit nur im ersten Zyklus erreicht werden kann. Im Fazit dieser Veröffentlichung steht:

„Masonry bed joints show peak strength for the first cycle followed by residual shear strength afterwards. [...] Peak and residual shear strength are well represented by the Mohr Coulomb criterion. The residual shear strength does not seem to be affected by the number of shear cycles”

Bild 5.4 zeigt den verwendeten Versuchsaufbau und ein exemplarisches Ergebnis als Kraft-Verformungs-Beziehung. Die von *Atkinson et al.* aufgezeigten grundsätzlichen Eigenschaften der gleitenden Lagerfuge konnten in den eigenen Wandversuchen bestätigt werden.

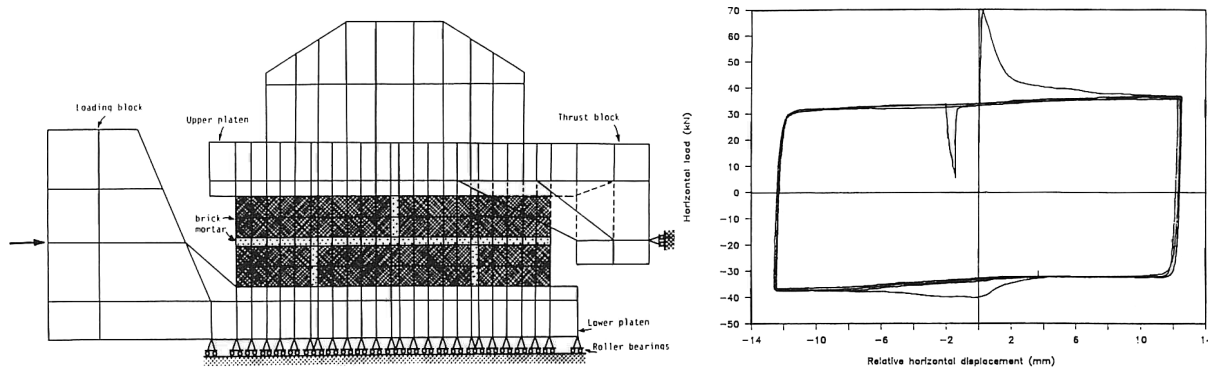
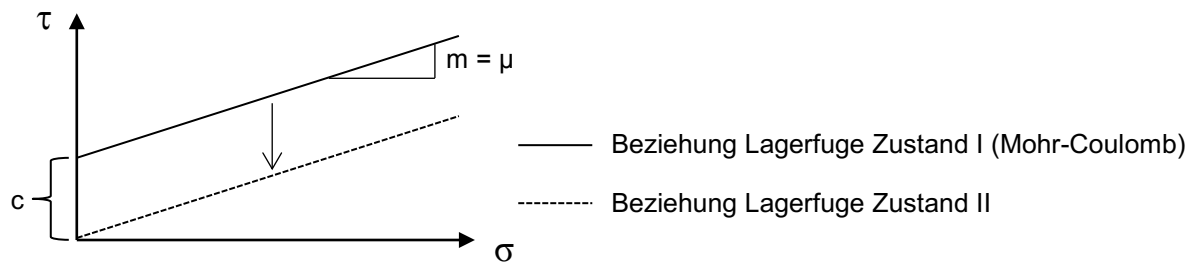


Bild 5.4 Mauerwerkslagerfuge – Verhalten unter zyklischer Scherbeanspruchung [A1]

Für die numerische Abbildung der Mauerwerkswand wird dieser Sachverhalt mit einem vereinfachten Ansatz berücksichtigt (Bild 5.5). Den verwendeten Kontaktelementen werden zwei mögliche Zustände zugewiesen. Im ersten Zustand (ungerissen) wird die Schertragfähigkeit mithilfe der Formulierung nach Mohr-Coulomb beschrieben. Der zweite Zustand (gerissen / gleiten) definiert den Scherwiderstand lediglich über einen Reibungsbeiwert. Wie zuvor erfolgen die Abfrage und eine eventuelle Änderung des Kontaktzustands am Ende einer jeden Sequenz.



mit: $\tau = \mu \cdot \sigma_N (+c)$ (5.1)

τ : Schubspannung; μ : Reibungsbeiwert; c : Kohäsion / Haftscherfestigkeit

σ_N : Spannung senkrecht zur Lagerfuge;

Bild 5.5 Formulierung des Scherwiderstands in der Mörtelfuge

Als Indikator ob sich der Kontakt im Zustand I oder in Zustand II befindet, wird die „Sliding distance“ also der Gleitweg zwischen Kontakt und Zielelement, herangezogen. Per Definition ist ein maximal zulässiger Gleitweg vorgegeben, nach dessen Überschreitung Gleiten einsetzt und die Kontaktformulierung geändert wird. Die Auswertung der eigenen Wandversuche mit Dünnbettmörtel zeigte, dass sichtbares Gleiten, welches zu bleibenden Verschiebungen in der Mauerwerkswand führt, mit Relativverformungen von 0,2 - 0,3 mm korrespondiert. Entsprechend wird das Grenzkriterium im numerischen Modell mit 0,25 mm definiert.

In den durchgeführten experimentellen Untersuchungen wurden die Mauerwerkswände einer zyklischen Beanspruchung ausgesetzt. Die numerischen Berechnungen berücksichtigen jedoch nur eine monotone Auslenkung der Mauerwerkswand in eine Bewegungsrichtung. Bei wechselseitiger Beanspruchung können entlastete Wandbereiche, welche für die eine Beanspruchungsrichtung ein Gleiten in den Lagerfugen verzeichnen, im nächsten Moment für die andere Beanspruchungsrichtung wieder Auflast bekommen und zur Abtragung der resultierenden Querkräfte herangezogen werden. Entsprechend der zuvor aufgezeigten Ergebnisse kann hier jedoch nun, nach einmaliger Überschreitung des Scherwiderstandes, nur noch eine kleinere Horizontalkraft übertragen werden. Bild 5.6 zeigt für das Beispiel des einsetzenden Treppennisses bei unverstärkten Wänden den Unterschied zwischen einer zyklischen (links) und monoton steigenden Beanspruchung (rechts) auf.

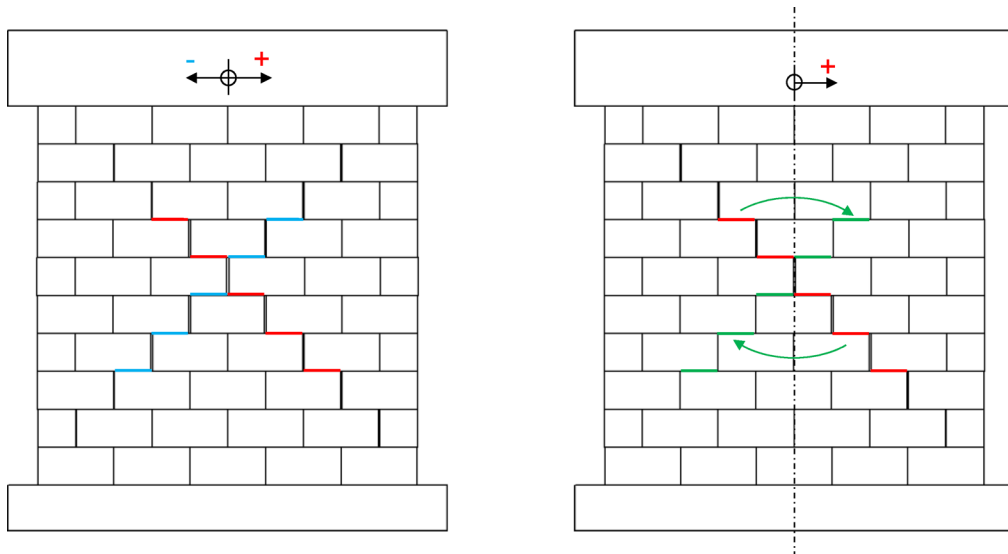


Bild 5.6 Spiegeln der Kontaktänderungen zur Erfassung der zyklischen Beanspruchung

Die untersuchten Wände weisen in Bezug auf ihre vertikale Mittelachse einen symmetrischen Aufbau auf. Um die Effekte aus der realen zyklischen Beanspruchung bei monotoner Berechnung abzubilden, werden erfasste Kontaktänderungen (im Bild rot) auf die andere Wandhälfte gespiegelt (im Bild grün).

Einbindung der Verstärkungsmaßnahme in das numerische Modell

Die Verstärkungselemente aus Textilbetonelementen werden mit mechanischen Verbindungsmittel (Stahlgewindestangen) und einem Injektionsmörtelsystem an der Wand befestigt (Bild 5.7). Im numerischen Modell muss somit eine Abbildung der Elemente und ihrer Befestigung vorgenommen werden. Ziel der gewählten Modellierung ist, die Steifigkeit der Verstärkungsmaßnahme im relevanten Bereich in einer guten Näherung abzubilden.

Bei der gewählten Abbildung werden die Verstärkungselemente in ihrer realen Geometrie eingegeben. So ist der Einfluss der geometrischen Anordnung der einzelnen Elemente realitätsnah erfasst.

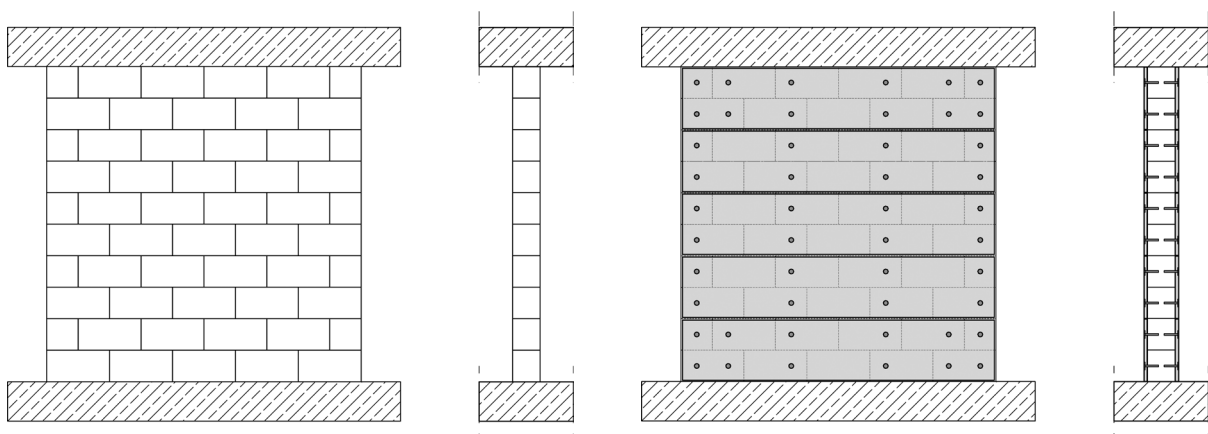


Bild 5.7 Ausführungsvariante der im numerischen Modell umgesetzten Verstärkungsmaßnahme

In den Wandversuchen setzte ein Schädigungsprozess in den Verstärkungselementen erst nach Eintreten des Gleitvorgangs ein. Im Vorfeld konnten auch im Bereich der Verbindungsmittel keine Schädigung ermittelt werden. Die Rissöffnungen in den Verstärkungselementen waren sehr fein ($\leq 0,1$ mm) und ihr Eintreten zeigte keine Auswirkung auf das Tragverhalten der Wandscheibe. Generell konnte ein Ausbruch der Verbindungsmittel im Stein nicht beobachtet werden.

Auf dieser Basis wird den Verstärkungselementen für die hier vorgestellten Berechnungen ein linear elastisches Materialverhalten zugewiesen, welches die in Kapitel 4 aufgezeigten Werkstoffeigenschaften der Textilbetonelemente in Zustand I repräsentiert. Die Überprüfung auf eine etwaige Schädigung der Verstärkungselemente erfolgt implizit im Nachgang der Berechnungen durch Auswertung der auftretenden Zugspannungen.

Die Verbindungsmittel erfahren bei der Einbindung in das FE-Modell keine explizite Abbildung. Die Dübelverbindung unterliegt in der Realität einer Beanspruchung auf Querkraft und Biegung. Die dabei aktivierte Verschiebungssteifigkeit wurde in Versuchen ermittelt (vgl. 4.2). Im numerischen Modell repräsentieren Wegfedern zwischen einem Knoten der Wand und dem zugehörigen Knoten des Verstärkungselementes die Verschiebungssteifigkeit der Dübelverbindung. Die Ersatzfeder bildet sämtliche Verformungen des Verbindungsmittels mit ihrer Dehnsteifigkeit ab. Für die Federelemente wird eine lineare Federkennlinie verwendet. Im gewählten Modell steht für alle Beanspruchungsrichtungen die gleiche Federsteifigkeit zur Verfügung.

Die Bestimmung der adäquaten Federsteifigkeit erfolgt auf der Grundlage der Ergebnisse der Zwei-Stein-Versuche (Bild 5.8). Der Versuchsaufbau und die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen sind in Kapitel 4.2 dargelegt.

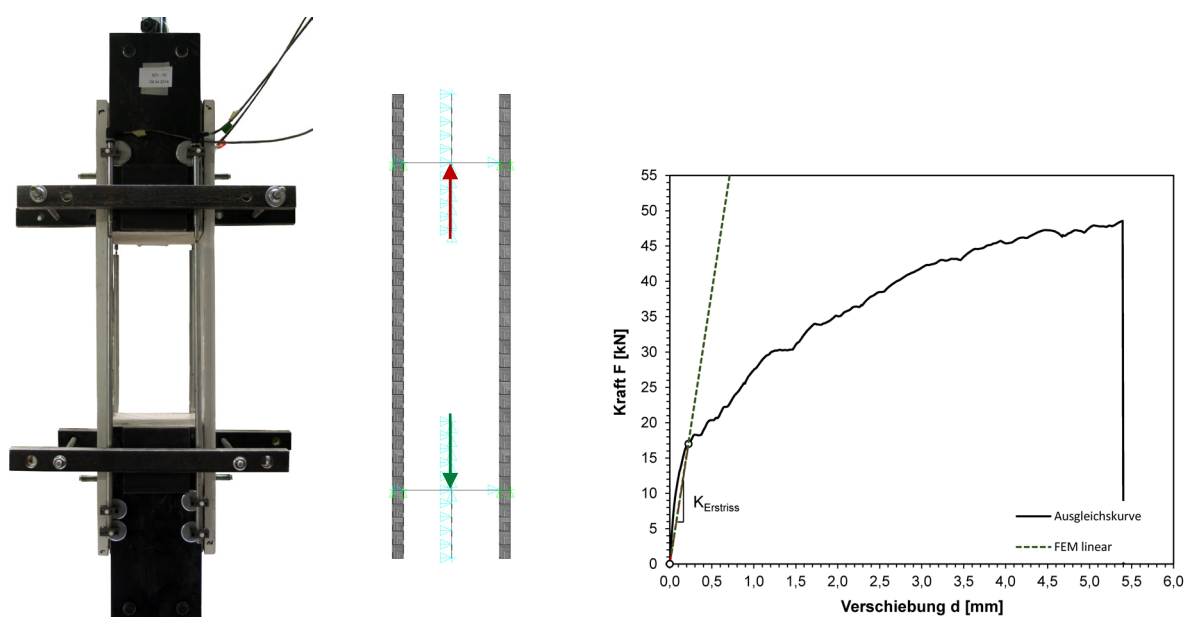
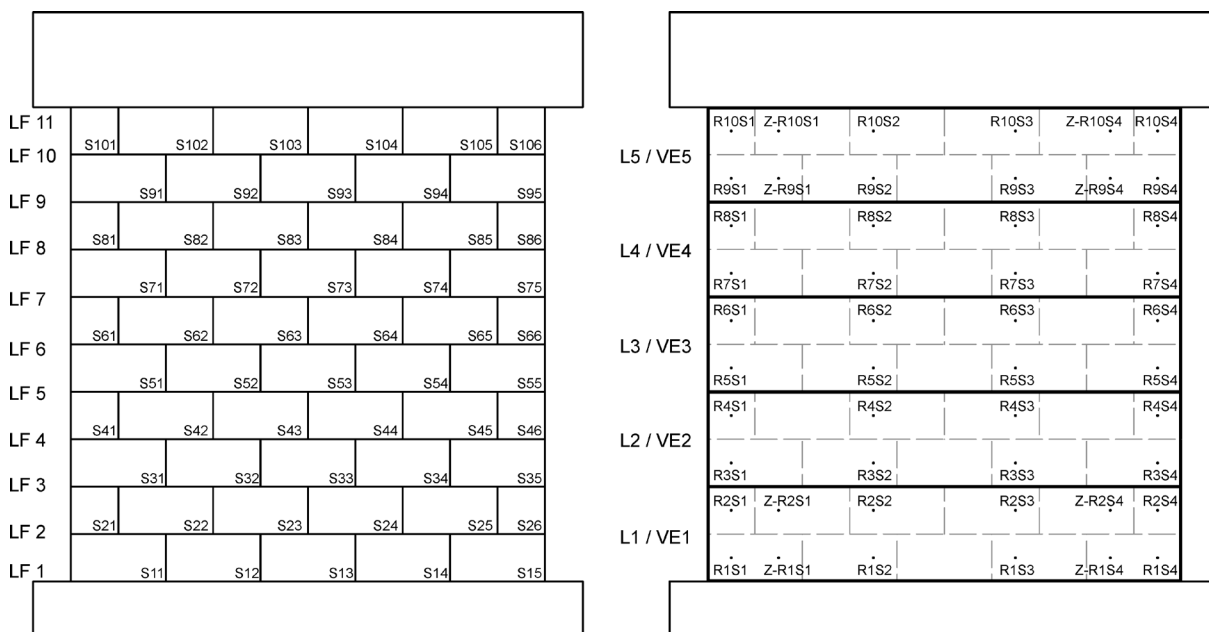


Bild 5.8 Versuchsaufbau / num. Modell des Zwei-Stein-Versuchs (links) / lineare Näherung (rechts)

Das numerische Modell bildet das Tragverhalten bis zum einsetzenden Erstriss in den Elementen aus Textilbeton als lineare Näherung ab. Die Kombination aus Wegfeder und Verstärkungselement repräsentiert die Sekantensteifigkeit des Systems im Versuchslauf. Die numerische Widerstandskurve liegt im Anfangsbereich etwas unterhalb der Versuchskurve - auf der sicheren Seite. Es ergibt sich die Ersatzfedersteifigkeit der Verbindungsmittel im gewählten numerischen Modell zu $k_{\text{Fed,Ersatz}} = 130 \text{ kN/mm}$.

Mit der Rissbildung in den Textilbetonelementen wird der Widerstand durch die Modellierung überschätzt. Das Modell eignet sich somit vorzugsweise für Untersuchungen bis zum Auftreten von Rissen in den Verstärkungselementen. Als Grenztragfähigkeit der Dübelverbindung zur impliziten Ermittlung eines möglichen lokalen Versagens wird in Anlehnung an die Ergebnisse des Zwei-Stein-Versuchs auf $F_{D,\text{grenz}} = 24 \text{ kN}$ gesetzt.

Bild 5.9 stellt die Verortung und die Bezeichnungen der Steine, Lagerfugen, Verstärkungselemente und der Verbindungsstellen wie sie in den nachfolgenden Auswertungen verwendet werden, zusammen. Die Nummerierung erfolgt von unten nach oben und von links nach rechts in aufsteigender Reihenfolge.



LF4: Lagerfuge 4

L3 / VE3: Lamelle / Verstärkungselement 3

S41: Steine - Steinreihe 4 Stein 1

R1S3: Verbindungsmittel: Reihe 1 - Spalte 3

Z-R2S4: Zusätzliche Verbindungsmittel: Reihe 2 - Spalte 4

Bild 5.9 Bezeichnungen der Bauteile für weitere Auswertung am numerischen Modell

5.2 Unverstärkte Mauerwerkswände

Die Verifikation des vorgestellten Rechenmodells der Mauerwerkswand erfolgt im Vergleich mit vier durchgeführten Wandversuchen aus Kalksandstein. Drei dieser Versuche wurden am Lehrstuhl Tragkonstruktionen der Technischen Universität Dortmund im Rahmen der Dortmunder Wandversuche (vgl. [Ö1], [Ö4]) durchgeführt. Es handelt sich um die Versuche V01, V04 und V07 – eine Kragwand und zwei beidseitig eingespannte Wandscheiben. Weiterhin dient der Versuch WV01 der in Kapitel 4 vorgestellten eigenen Untersuchungen zur Verifikation, welcher ebenfalls eine beidseitig eingespannte Mauerwerkswand darstellt.

Tabelle 5.2 stellt die experimentell ermittelten Eckdaten der numerisch untersuchten unverstärkten Mauerwerkswände zusammen.

Bez.	RB	L / T / H [mm]	σ_N [N/mm ²]	H_{\min} / H_{\max} [kN]	Grenztrag- mechanismus
V01	Kragwand	2500x175x2500	0,50	-103 / 102	Biegedruckversagen
V04	beidseitig eingespannt	1250x175x2500	0,51 / 0,65*	-72 / 69	Biegedruckversagen
V07	beidseitig eingespannt	2500x175x2500	0,51	-150 / 153	Gleiten Wandmitte / Ecke Steinzug
WV01	beidseitig eingespannt	2000x175x2000	0,51	-94 / 102	Gleiten Wandmitte / Ecke Steinzug

* Auflaststeigerung im Versuchslauf aufgrund großer Rotation

Tabelle 5.2 Eckdaten der untersuchten unverstärkten Mauerwerkswände

Tabelle 5.3 zeigt die Eingangswerte für die numerische Berechnung der unverstärkten Mauerwerkswände. In den letzten beiden Spalten sind die experimentell ermittelten Anfangssteifigkeiten den Ergebnissen aus den numerischen Berechnungen gegenübergestellt. Für die gewählten Materialkennwerte zeigt sich durchgehend eine sehr gute Übereinstimmung.

Die Differenz in der angesetzten Kohäsion im numerischen spiegelt im Verhältnis die Ergebnisse der Materialvorversuche wieder. Für die Stein-Mörtel-Kombination der Versuche

Bez.	Elastizitäts- modul	Schubmodul	Reibungs- beiwert	Kohäsion	Anfangssteifigkeit	
	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	μ [-]	f_{vk0} [N/mm ²]	K_{Versuch} [kN/mm]	K_{FEM} [kN/mm]
V01	10000	2550	0,65	0,45	150	150
V04					70	75
V07					220	221
WV01	10000	2550	0,67	0,20	211	212

Tabelle 5.3 Werkstoffparameter der Mauerwerkswand im FE-Modell / Anfangssteifigkeit

V01, V04 und V07 wurde seinerzeit ein Kohäsionswert von $f_{vk0} = 0,9 \text{ N/mm}^2$ ermittelt. Die aktuelle Versuchsreihe wies in den Vorversuchen einen Kohäsionswert von $f_{vk0,neu} = 0,35 \text{ N/mm}^2$ aus (vgl. Tabelle 4.1). Neben den bekannten Einflussfaktoren auf die Kohäsionseigenschaften (vgl. [G1]) könnte die weniger porige Oberflächenstruktur der geschnittenen Steine zu geringeren Werten der Haftscherfestigkeit führen.

Das numerische Modell muss vergleichend mit den Ergebnissen der experimentellen Untersuchungen den folgenden Kriterien genügen:

- Abbildung der Widerstandskurve der Mauerwerkswandscheibe in einer guten bis sehr guten Näherung
- korrekte Abbildung des im Versuch beobachteten Grenztragmechanismus durch das numerische Modell
- Abbildung des begrenzenden Ecksteinversagens bei den Versuchswänden V07 und WV01

5.2.1 Verifikationsrechnungen unverstärkter Versuchswände

Versuchswände V01 und V04:

Die Widerstandskurven (Bild 5.10) beider Versuchswände werden in einer sehr guten Näherung abgebildet. Unter Berücksichtigung der Auflaststeigerung von V04, kann auch hier der weitergehende Traglastanstieg dargestellt werden.

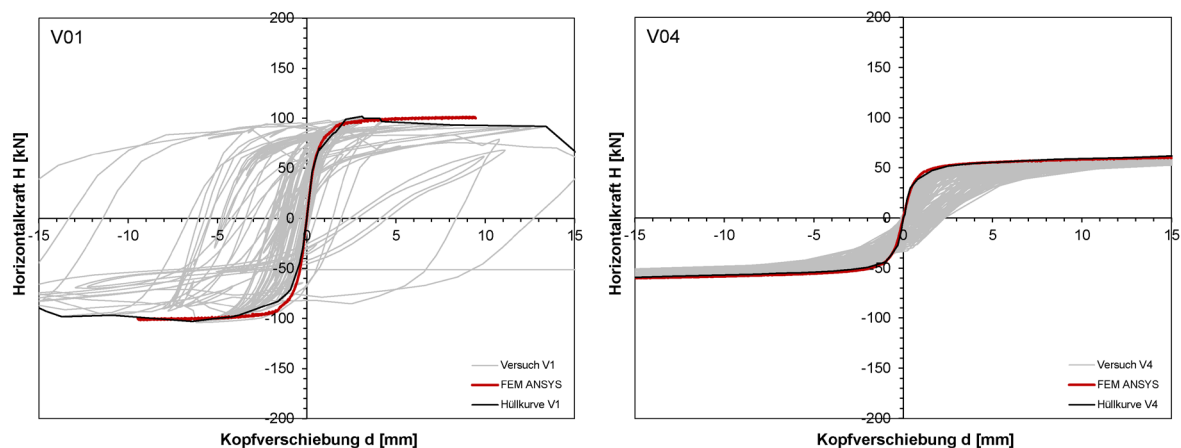


Bild 5.10 V01 und V04: Kraft-Verformungs-Beziehung - Gegenüberstellung Versuch und FE-Ergebnisse

Die Verteilung der Hauptdruckspannungen (Bild 5.11) zeigt deutlich das Kragwandverhalten der Wandscheibe V01 (links) sowie die verteilte Einspannung der Wandscheibe V04 (rechts).

Maßgebende Gleitbewegungen in Lagerfugen sind in der numerischen Berechnung nicht auszumachen. Die Zugspannungen in den Steinen liegen im untersuchten Verformungsbereich unterhalb der Zugfestigkeit, somit ist ein Auftreten von Steinrissen ausgeschlossen. Das Tragverhalten der Versuchswände V01 und V04 ist durch die Rotation der Wandscheibe geprägt.

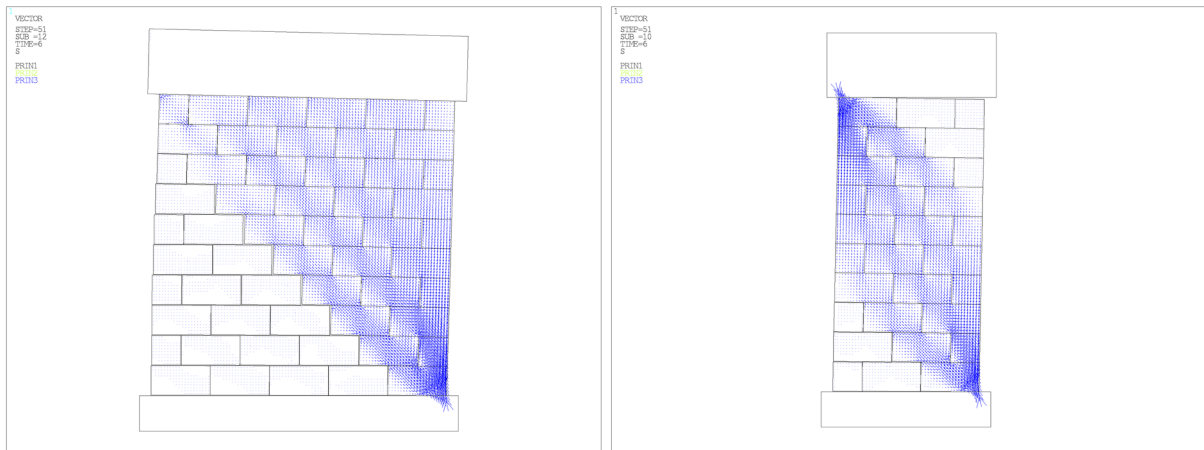


Bild 5.11 V01 und V04: verformter Vektorplot der Hauptdruckspannungen

Bild 5.12 stellt die in der Berechnung ermittelten Normalspannungen in den Lagerfugen dar. Die eingezeichnete globale Druckstrebe kennzeichnet die Schwerpunktlage der Normalspannungsverteilung. Im dargestellten Verformungsschritt von $d = 5$ mm führt ihr Verlauf in die Wandecken. Die Widerstandskurve weist für diesen Verformungsschritt bereits ein horizontales Plateau auf. Es zeigt sich die Rotationsbewegung der Wandscheibe über die Ecke. Eine weitere Traglaststeigerung, wie in V04, ist nur durch die Zunahme der Auflast möglich. Analog ist in den Wandecken eine deutliche Konzentration der Druckspannungen zu erkennen, die bei weiterer Steigerung der aufgetragenen Verformung zu einem Steindruckversagen im Eckbereich führt.

Insgesamt bilden die numerische Berechnung der beiden Versuchswände die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen in einer sehr guten Näherung ab. Für die Kragwand (V01), wie auch für die beidseitig eingespannte Wandscheibe (V04) wird der Grenztragmechanismus korrekt abgebildet. Die Überprüfung der implementierten Versagensmodi zeigt keine Widersprüche zum realen Geschehen.

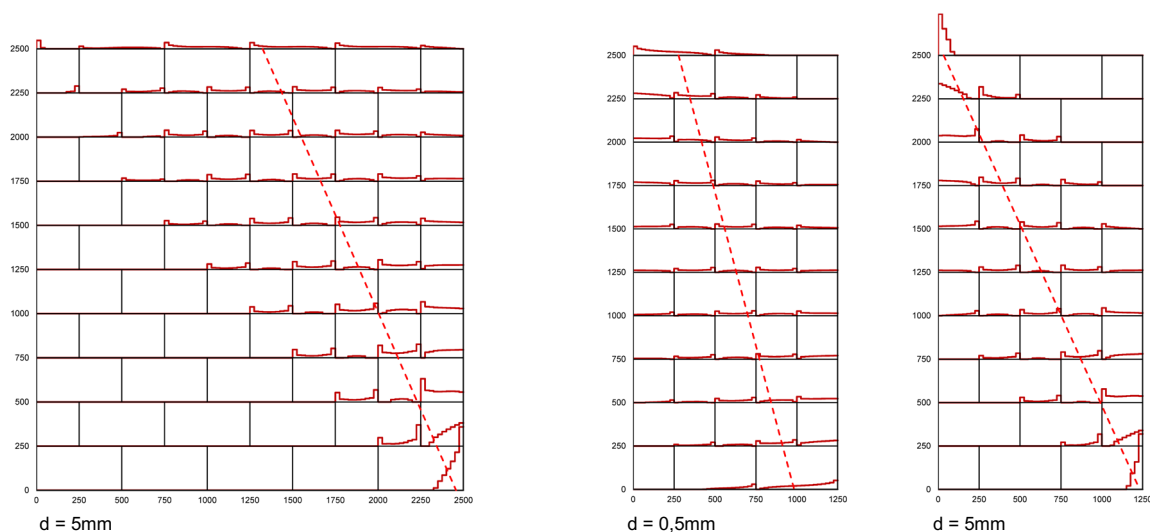


Bild 5.12 V01 und V04: Normalspannungsverteilung in Lagerfugen mit globaler Druckstrebe

Versuchswände V07 und WV01:

Die Wandversuche V07 und WV01 repräsentieren gedrungene aussteifende Mauerwerkswände. Sie erfahren am Wandkopf und am Wandfuß eine Einspannung in die angrenzenden Bauteile. Ihr Tragverhalten ist durch einen einsetzenden Treppenrisse und ein abschließendes Ecksteinversagen, welches die maximale Tragfähigkeit begrenzt, charakterisiert.

Die in den Versuchen ermittelte Widerstandskurve wird durch die numerischen Berechnungen in einer sehr guten Näherung wiedergegeben (Bild 5.13). Die grüne Kurve bildet die Ergebnisse ohne Schädigungsalgorithmus, die rote Kurve die Ergebnisse mit aktiviertem Steinversagen ab (vgl. Bild 5.14). Verglichen mit den Versuchskurven stimmen der maximale Tragwiderstand und die zugehörige Verformung annähernd überein.

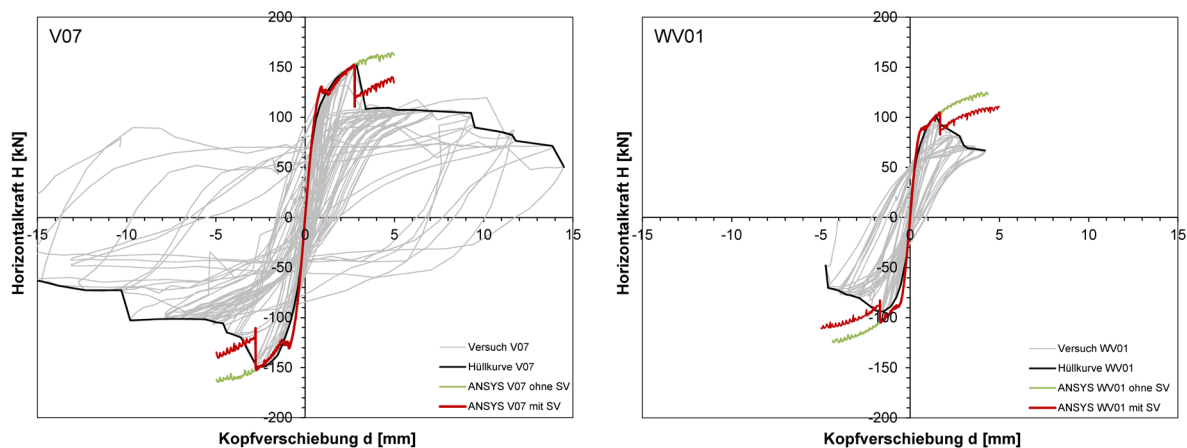


Bild 5.13 V07 und WV01: Kraft-Verformungs-Beziehung - Gegenüberstellung Versuch und FE-Ergebnisse

Die experimentellen Untersuchungen an unverstärkten Mauerwerkswänden haben gezeigt, dass die Initialisierung des Treppenrisse in Wandmitte ein schleicher – langsam beginnender Prozess ist (vgl. 4.3.4), der jedoch erst ab einer gewissen Größenordnung visuell in Erscheinung tritt. Der Ort und die Größenordnung der relativen Verschiebungen können im numerischen Modell bestätigt werden. Der Prozess setzt jedoch etwas später und

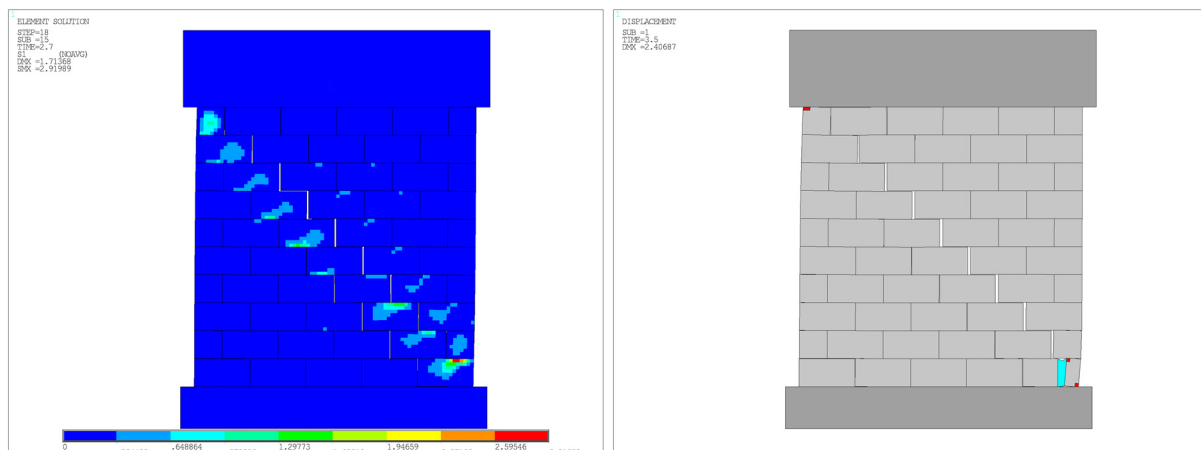


Bild 5.14 WV01: Eintreten des Ecksteinversagens

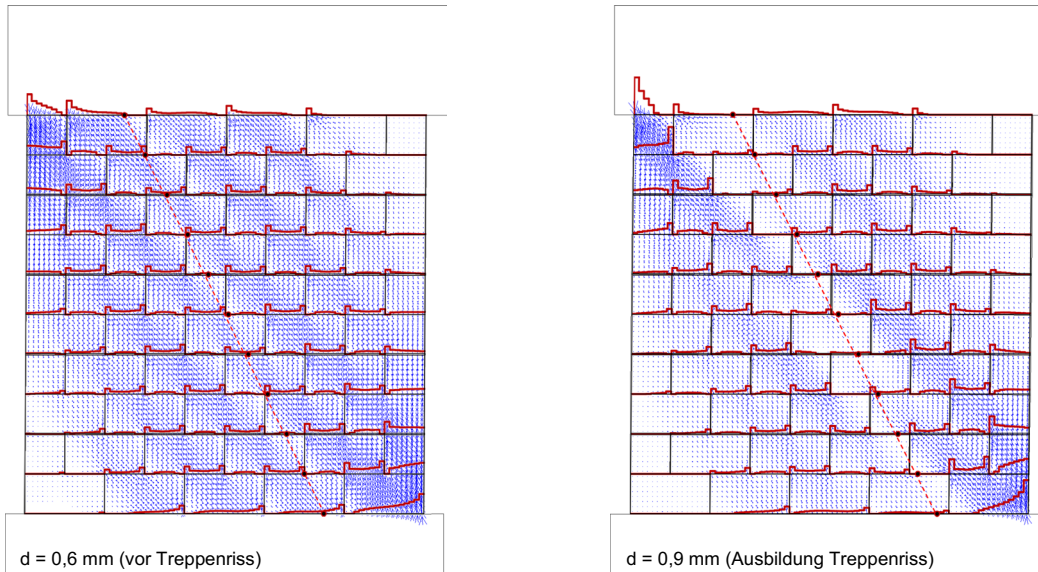


Bild 5.15 WV01: Normalspannungsverteilung Lagerfugen und Hauptdruckspannungstrajektorien

dafür abrupter ein. So kommt es zu einer Überschätzung der Steifigkeit in einem kurzen Verformungsabschnitt, bevor die FE-Kurve auf den Verlauf der Versuchskurve zurückkehrt. Die relevanten Auswertungsdaten werden hiervon jedoch nicht beeinflusst.

Im Wandmittenbereich lässt sich für kleine Verformungen, vor der Ausbildung des Treppenrisses, die Umverteilung der Normalspannungen am Stein gemäß dem Ansatz von *Mann/Müller* erkennen (Bild 5.15 links). Insgesamt ist eine durchgängige Verteilung der Normalspannungen in den Fugen auszumachen. Die Schwerpunktlage fällt mit der globalen Druckstrebe in der Wand, die sich aus dem Verhältnis N / H ergibt, zusammen. Der Ansatz von *Elsche* [E1] kann somit auch mit den eigenen numerischen Untersuchungen bestätigt werden. Diese Beziehung bleibt auch für die weiteren Verformungsstufen erhalten. Mit steigender Verformung zeigt sich entlang der Diagonalen eine Teilung der durchgehenden Normalspannungsverteilung in zwei Hälften, links und rechts des späteren Treppenrisses (Bild 5.15 rechts).



Bild 5.16 WV01: Hauptzugspannungstrajektorien links: $d = 0,6 \text{ mm}$ - rechts: $d = 1,2 \text{ mm}$

Wie aus der Literatur bekannt entwickelt sich der Treppenriss aus der Wandmitte. In den entlasteten Steinabschnitten entlang der Wanddiagonalen kommt es zu Relativverformungen, die optisch als aufgehende Stoßfugen hervortreten. In Folge der Umlagerungen erfahren die Steine, besonders im unteren Wandabschnitt, eine Zunahme der Zugspannungen am Steinrand (Bild 5.16)

Anfänglich sind die Randzugspannungen im Wandinneren am größten, erreichen jedoch nicht die Zugfestigkeit der verwendeten Steine. Initialisiert durch eine Überschreitung der Zugfestigkeit am Steinrand im unteren Eckstein entsteht, analog zu den experimentellen Untersuchungen, ein Steinriss (Bild 5.14). Dieser führt zu einem deutlichen Abfall des Tragwiderstands, der in seiner Größenordnung die Versuchswerte in einer sehr guten Näherung wiedergibt.

Nachfolgend ergibt sich allerdings im numerischen Modell wieder ein Anstieg der Widerstandskraft. Der Grund liegt in der vollen Mitwirkung des abgespaltenen Steinabschnitts im FE-Modell, wohingegen im Versuch der abgespaltene Steinteil sich nach und nach der Auflast entzieht und aus dem Mauerwerksgefüge fällt. Die Abbildung dieses Sachverhalts ist mit dem numerischen Modell nicht möglich. Das Nachbruchverhalten von unverstärkten Mauerwerkswänden kann somit durch das numerische Modell nur eingeschränkt abgebildet werden.

5.2.2 Bewertung des numerischen Modells für unverstärkte Mauerwerkswände

Das numerische Modell bildet das experimentell ermittelte Tragverhalten der untersuchten unverstärkten Wände in einer sehr guten Näherung ab. Die Anfangssteifigkeit und der maximale Tragwiderstand mit zugehöriger Verformungsgröße werden in ihrer experimentell ermittelten Größe wiedergegeben.

Biegebeanspruchte Wände zeigen als Grenztragverhalten die Rotation der Wandscheibe. Vorzeitig begrenzende Steinrisse oder ein Lagerfugengleiten können, wie auch in den Versuchen, nicht festgestellt werden.

Für Schubwände kann das Phänomen des eintretenden Treppenrisses aufgezeigt und durch die Integration des Steinschädigungsalgorithmus der begrenzende Ecksteinriss ermittelt werden. Somit wird der relevante Tragmechanismus, den die Verstärkungsmaßnahme unterbinden soll, im numerischen Modell korrekt abgebildet.

Die ermittelten Normal- und Schubspannungsverteilungen in den Lagerfugen spiegeln die bekannten Ansätze aus dem Stand der Technik wieder. So sind auch bei der Übertragung auf verstärkte Mauerwerkswände belastbare Aussagen zur Spannungsverteilung in der Wandscheibe zu erwarten.

5.3 Verstärkte Mauerwerkswände

Zur Verifikation der numerischen Berechnungen an verstärkten Mauerwerkswänden dienen die in Kapitel 4 vorgestellten Wandversuche WV02 und WV03. Es handelt sich um symmetrisch verstärkte Mauerwerkswände, die am Wandkopf und am Wandfuß durch die Decken eine Einspannung erfahren. In Tabelle 5.4 sind die relevanten Versuchsdaten zusammengefasst.

Bez.	RB	k_M -Wert	L / T / H [mm]	σ_N [N/mm ²]	H_{\min} / H_{\max} [kN]	Grenztrag- mechanismus
WV02	beidseitig eingespannt	0,58	2000x175x 2000	0,52	-145 / 145	Lagerfugen- gleiten L4-L5
WV03	beidseitig eingespannt	0,55	2000x175x 2000	0,68 / (0,71)	-191 / 167*	Lagerfugen- gleiten L1-L2

(...)-Werte bei H_{\max} infolge der Auflaststeigerung

* kleinerer Wert resultiert aus dem vorzeitigen Versagen in negativer Verformungsrichtung

Tabelle 5.4 Eckdaten der untersuchten verstärkten Mauerwerkswände

Für die Berechnungen der verstärkten Mauerwerkswände wird der zuvor herabgesetzte Schubmodul wieder auf das Niveau, das sich aus der Querkontraktionszahl für ein isotropes Material ergibt, erhöht.

$$G = \frac{1}{2(1+\nu)} \cdot E = \frac{1}{2(1+0,2)} \cdot 10000 = 4167 \text{ N/mm}^2 \quad (5.2)$$

Erste Untersuchungen an verstärkten Wänden mit dem herabgesetzten Schubmodul zeigten, dass der in den experimentellen Untersuchungen ermittelte Zuwachs der Anfangssteifigkeit allein durch das Hinzufügen der Verstärkungselemente nicht erreicht wird. Bei gleichbleibendem Schubmodul beläuft sich der Zuwachs lediglich auf 5 %, in den Versuchen wurde jedoch ein Wert um 50 % ermittelt. Dieses deutet darauf hin, dass der Steifigkeitszuwachs nicht allein durch die hinzugefügten Elemente entsteht, sondern die Schubsteifigkeit des Mauerwerksgefüges selber, durch die verbesserte Integrität, gesteigert wird.

Mit dem erhöhten Schubmodul vergrößert sich die Anfangssteifigkeit der verstärkten Mauerwerkswand im Rechenmodell auf einen Wert von $K_{\text{anf}} = 300 \text{ kN/mm}$. Die Steifigkeit der untersuchten Mauerwerkswände wird damit in einer guten Näherung abgebildet.

Der Reibungswiderstand μ wurde in den Drei-Stein-Versuchen ermittelt und bestätigte sich als Gleitwiderstand in den verstärkten Wandversuchen. Für die Berechnung der verstärkten Wände wird wie zuvor der Reibungsbeiwert zu $\mu = 0,67$ gesetzt.

Der Ansatz zur Kohäsionswirkung in den Lagerfugen hat einen großen Einfluss auf den entwickelten Tragwiderstand der Wandscheibe. Bild 5.17 verdeutlicht den Einfluss der Kohäsion auf den Verlauf der Widerstandskurve und den maximalen Tragwiderstand am Beispiel der Versuchswand WV02.

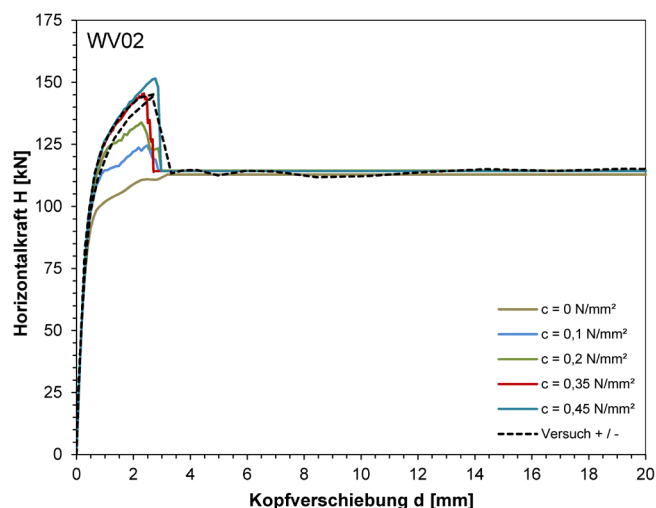


Bild 5.17 Einfluss des Ansatzes der Kohäsion auf die Widerstandskurve

Für kleine Verformungen verlaufen die Widerstandskurven deckungsgleich, bevor sie in Abhängigkeit der angesetzten Kohäsion nach und nach abflachen und schließlich auf die Kurve des reinen Reibungswiderstands zurückfallen. Diese Kurve stellt den unteren Grenzwert einer möglichen Widerstandskurve dar. Mit der Zunahme der kohäsiven Eigenschaften der Lagerfuge steigt der maximale Widerstand an. Das grundsätzliche Tragverhalten mit dem klar ersichtlichen Übergang in ein Lagerfugengleiten und die zugehörige Resttragfähigkeit bleiben unverändert.

Der aufgezeigte Zusammenhang versteht sich dabei nicht als reine Fragestellung zur numerischen Simulation, sondern wird sich auch in der Realität je nach vorhandener Größe der Haftscherfestigkeit.

Für die untersuchte Ausführung des verstärkte Wandsystems erwies sich ein Ansatz der Kohäsion von $c = 0,35$ N/mm² als zielführend. Mit dieser Größe werden der maximal erreichte Tragwiderstand und die zugehörige Verformungsgröße in einer guten Näherung abgebildet.

5.3.1 Verifikationsrechnungen verstärkter Versuchswände

Verstärkte Versuchswand WV02:

Die Widerstandskurve der verstärkten Wandscheibe wird in den numerischen Berechnungen in einer sehr guten Näherung wiedergegeben. Der maximale Tragwiderstand stellt sich mit $H_{\max} = 145 \text{ kN}$ bei einer zugehörigen Kopfverschiebung von $d_{H_{\max}} = 2,4 \text{ mm}$ ein. Im Vergleich lag der Verschiebungswert im Versuch bei identischem maximalen Tragwiderstand mit $d_{H_{\max}} = 2,7 \text{ mm}$ leicht höher. Wie im Versuch wird der Tragwiderstand durch ein einsetzendes Gleiten in der offenen Lagerfuge zwischen der vierten und fünften Verstärkungslamelle (Lagerfuge 9) begrenzt (Bild 5.18).

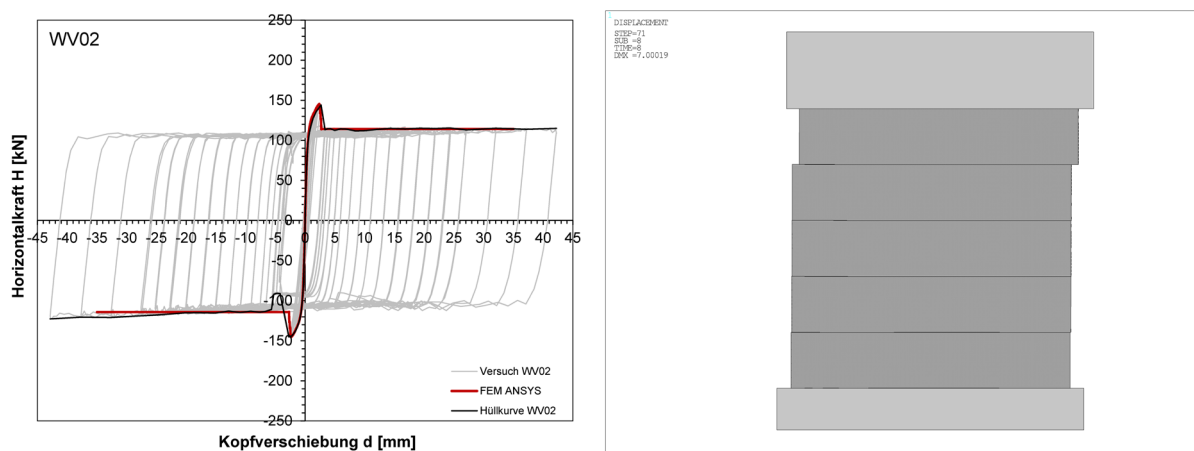


Bild 5.18 WV02: Kraft-Verformungs-Beziehung Versuch und FE-Lösung / Verformungsplot Blockgleiten

Bis zum Erreichen der maximalen Widerstandsgröße liegen die Zugspannungen in den Steinen unterhalb der Randzugfestigkeit. Ein Steinversagen kann somit, wie auch in den Versuchen, als Grund des Widerstandsrückgangs ausgeschlossen werden (Bild 5.19 rechts).

Die Hauptdruckspannungsverteilung in den Mauersteinen bei H_{\max} (Bild 5.19 links) zeigt eine deutliche Konzentration der eingeleiteten Kräfte im halben Eckstein am Wandkopf. In den übrigen Wandbereichen stellt sich ein gleichmäßiges Verteilungsbild ein. Eine Umverteilung

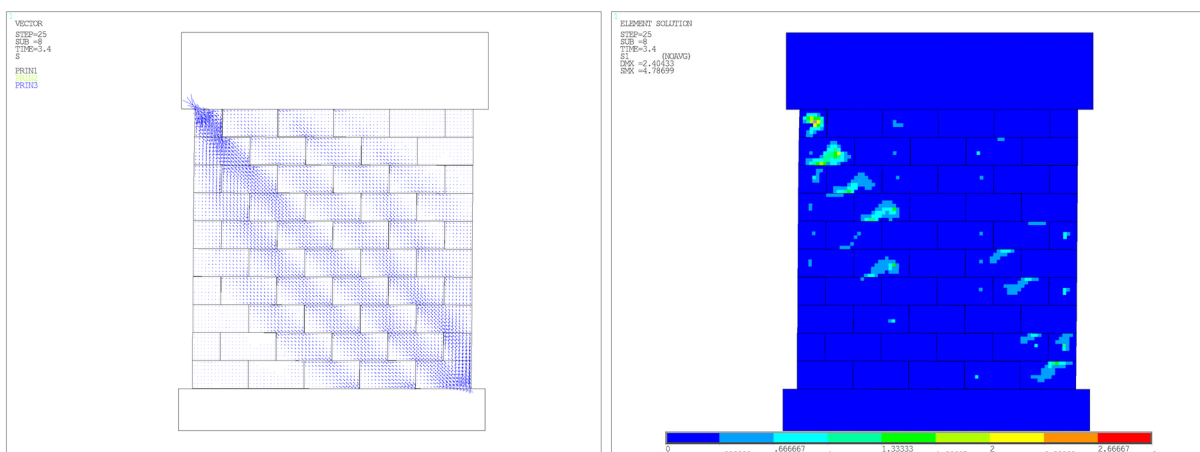


Bild 5.19 WV02: Mauersteine - bei H_{\max} - Hauptdruckspannungen (links) / Hauptzugspannungen (rechts)

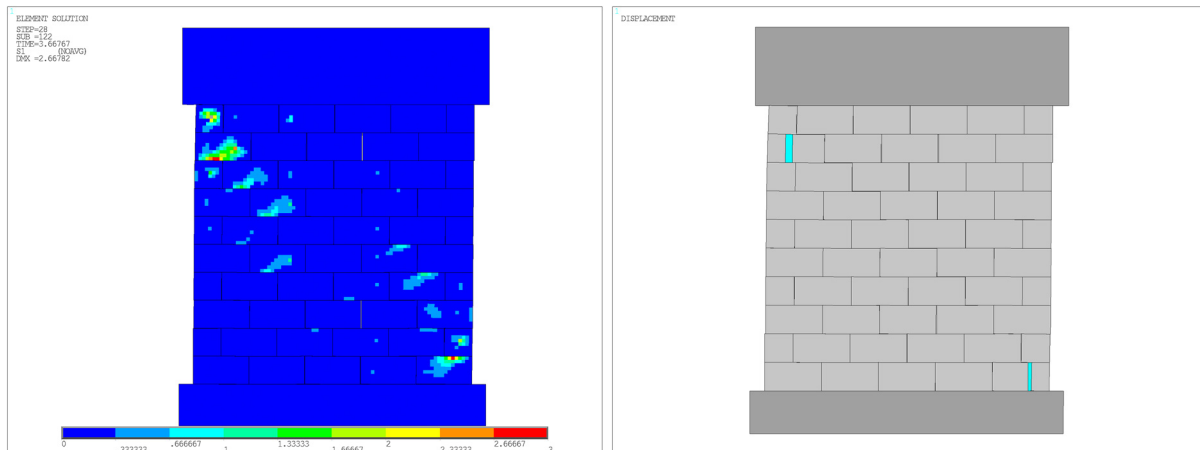


Bild 5.20 WV02: Mauersteine - Einsetzen des Gleitens - Hauptzugspannungen und Rissbildung

oder deutliches „Aufgehen“ der Wand, die auf einen ausgeprägten Treppenriss hindeuten (vgl. Bild 5.14), sind nicht auszumachen.

Wie in den experimentellen Untersuchungen ergibt sich nach Überschreitung des Scherwiderstandes in der Lagerfuge ein Gleitmechanismus. In Folge des einsetzenden Gleitens und der resultierenden Umlagerungen entsteht im Randstein der neunten Steinreihe eine Randzugspannung, die zu einem Steinriss an dieser Stelle führt (Bild 5.20). Dieser Steinriss wurde auch in den experimentellen Untersuchungen unmittelbar nach dem Einsetzen des Gleitens festgestellt. Ein weiterer Steinriss im unteren Eckstein konnte in den experimentellen Untersuchungen nicht beobachtet werden. Seine Ausbildung im numerischen Modell entsteht jedoch aus einer nur geringfügigen Überschreitung des angesetzten Festigkeitswertes.

Bei weiterer Steigerung der Verformungen kann das Widerstandsniveau als Reibungswiderstand bestätigt werden - eine konstante Resttragfähigkeit bleibt erhalten.

Die Überprüfung der impliziten Versagensmodi geschieht im Nachgang des Berechnungslaufs. In der Auswertung sind die finiten Elemente, an denen die

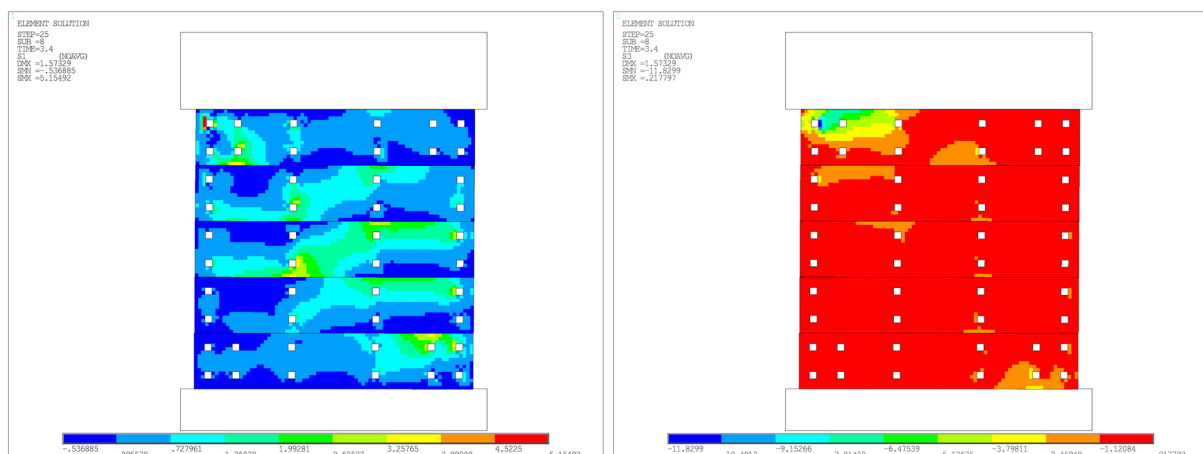


Bild 5.21 WV02: Verstärkungselemente - bei H_{max} – Hauptzug- (links) / Hauptdruckspannungen (rechts)

Verbindungsfeder befestigt ist, ausgespart. Hier entsteht aufgrund der punktuellen Anbindung des Federelementes eine Spannungsspitze. Ein mögliches lokales Versagen im Lasteinleitungsbereich wird im Weiteren über die erreichte Kraftgröße des Federelementes überprüft.

Bild 5.21 zeigt die Hauptzugspannungen und Hauptdruckspannungen zur Überprüfung der Schädigung des Verstärkungselementes bei Erreichen der maximalen Querkraft. Die Zugspannungen im Verstärkungselement (Bild 5.21 links) weisen bis zum Eintreten des Gleitens keine Überschreitung der Zugfestigkeiten auf. Die größten Spannungen zeigen sich in der obersten Lamelle im Umfeld der Verbindungsstelle R10S1 mit $\sigma_{Zmax} = 5,1 \text{ N/mm}^2$. In den Bereichen, die durch die Verbindungsmittel nicht direkt beeinflusst sind, liegt die maximale Zugspannung bei $\sigma_{Zmax} = 3,5 \text{ N/mm}^2$.

Die maximale Druckspannung findet sich ebenfalls im Lasteinleitungsbereich in der linken oberen Ecke (Bild 5.21 rechts). Mit einem Wert von $\sigma_{Dmax} = -12 \text{ N/mm}^2$ ist die Gefahr eines Druckversagens auszuschließen.

Die Kräfte in den Federelementen sind abgesehen von der Verbindungsstelle R10S1 alle als unkritisch einzustufen. Mit dem Erreichen des größten Tragwiderstands wächst die maximale Kraftgröße in der Verbindung Z-R9S1 auf 7,9 kN an. Mit Einsetzen des Blockgleitens steigt der Kraftwert der Verbindungsstelle R2S4 deutlich und repräsentiert anschließend mit maximal 11,5 kN die größte Kraft in den Verbindungsstellen.

Die Verbindungsstelle R10S1 befindet sich an der linken Seite am Wandkopf. Sie verbindet den, bei der aufgetragenen Verformung nach rechts, stark belasteten Halbstein mit der Verstärkungsschicht. Bis zum Einsetzen des Gleitens steigt die Kraftgröße der Wegfeder auf 28,1 kN. Dieser Wert liegt höher als die gemittelte Grenzkraft aus den Voruntersuchungen von 24 kN. Im Gegensatz zu den Voruntersuchungen und zu den meisten anderen Verbindungsstellen, wird an der Verbindungsstelle R10S1 das Verstärkungselement jedoch einer Druckbeanspruchung ausgesetzt (Bild 5.21 rechts). Ein vorzeitiges lokales Versagen des Verstärkungselementes auf Zug kann somit ausgeschlossen werden. Die experimentellen Untersuchungen bestätigen, dass in diesem Bereich keine Anzeichen für ein lokales Versagen auszumachen sind. Die reine Dübeltragfähigkeit kann durchaus höher ausfallen.

Die numerische Berechnung der Versuchswand WV02 zeigt insgesamt eine sehr gute Abbildung der experimentellen Versuchsergebnisse. Im Analogieschluss wird für die Verbindungsstelle R10S1 festgehalten, dass eine ermittelte Kraftgröße in dem verwendeten numerischen Berechnungsmodell von 28,1 kN in der Realität kein Versagen im Stein hervorruft.

Verstärkte Versuchswand WV03:

Die Gegenrechnung des Wandversuchs WV03 nimmt Bezug auf den zweiten Versuchslauf der experimentellen Untersuchungen. Wie bei der Versuchswand WV02 wird auch das Tragverhalten der Versuchswand WV03 in einer sehr guten Näherung durch das numerische Modell wiedergegeben. Bild 5.22 stellt im linken Diagramm die numerisch ermittelte Widerstandskurve der im Versuch WV03-2 bestimmten Kraft-Verformungs-Beziehung gegenüber. Die Auflaststeigerung, die sich während des Versuchslaufs ergab, wird in der Berechnung abgebildet.

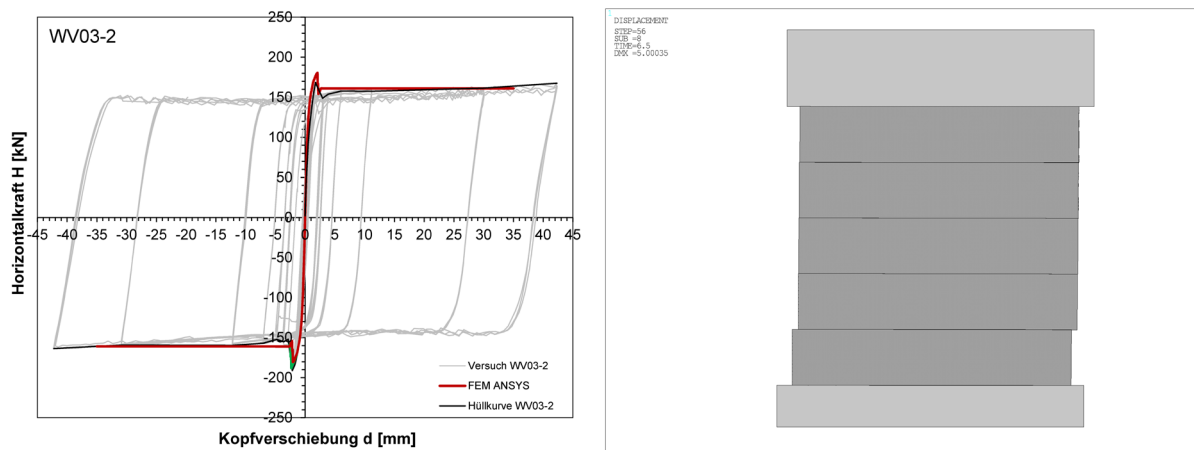


Bild 5.22 WV03-2: Kraft-Verformungs-Beziehung Versuch und FE-Lösung / Verformungsplot

In der numerischen Berechnung stellt sich der maximale Tragwiderstand mit einem Wert von $H_{\max} = 181 \text{ kN}$ ein. Dieser Wert entspricht 95 % der Widerstandsgröße der experimentellen Untersuchungen. Die zugehörige Verformungsgröße liegt nahezu deckungsgleich mit dem experimentellen Versuchslauf bei $d_{H_{\max}} = 2,1 \text{ mm}$. Eine Angleichung des maximalen Tragwiderstandes könnte durch eine geringfügige Erhöhung des Kohäsionsansatzes von $c = 0,35 \text{ N/mm}^2$ auf $c = 0,40 \text{ N/mm}^2$ erreicht werden. Die zugehörige Widerstandskurve ist im negativen Verformungsbereich grün in das Diagramm von Bild 5.22 eingetragen. Für beide angesetzten Kohäsionswerte bildet das numerische Modell die weiteren Geschehnisse des Versuchslaufs korrekt ab.

Der Tragwiderstand wird begrenzt durch ein einsetzendes Gleiten in der freien Lagerfuge zwischen der ersten und zweiten Lamelle (Bild 5.22 rechts). Mit Einsetzen des Gleitens werden Resttragfähigkeit und das Verformungsverhalten der Versuchswand durch das numerische Modell korrekt wiedergegeben.

Wie zuvor bei der Berechnung der Versuchswand WV02 sind bis zum Erreichen des maximalen Tragwiderstands keine Steinrisse in der Wand zu verzeichnen. Die maximale Steinzugspannung liegt bei $2,0 \text{ N/mm}^2$ in Stein 101 angrenzend an den Lasteinleitungsbereich des Verbindungsmittels. Eine Überschreitung der Zugfestigkeit in den Steinen ergibt sich zu Beginn des einsetzenden Gleitens im Eckstein (Stein 15) am Wandfuß (Bild 5.23). Diese Entwicklung konnte auch in den Wandversuchen beobachtet werden.

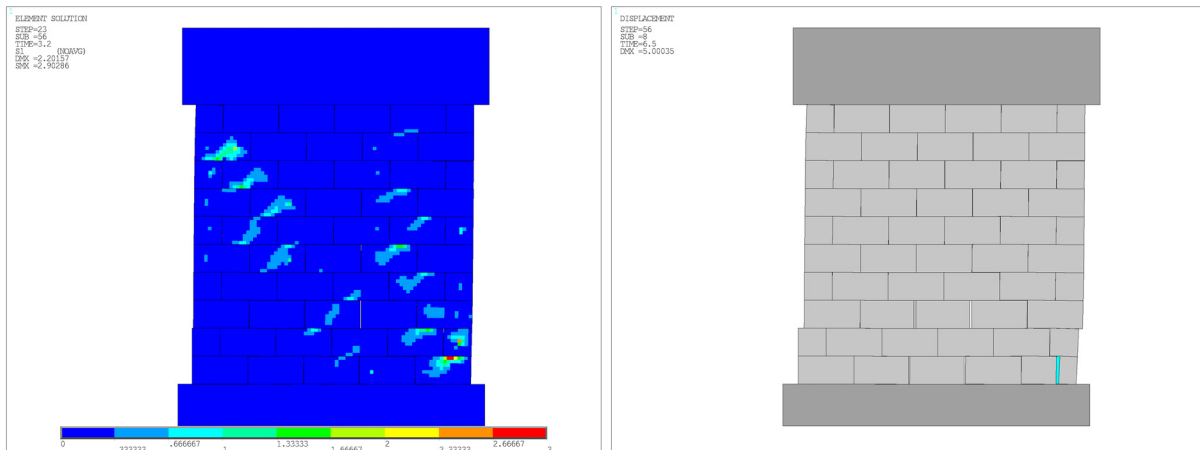


Bild 5.23 WV03-2: Steinriss im Eckstein und Gleiten zwischen erster und zweiter Lamelle

Die maximalen Zugspannungen in den Verstärkungselementen liegen bis zum Einsetzen des Gleitmechanismus bei $4,0 \text{ N/mm}^2$, die maximalen Druckspannungen bei $9,0 \text{ N/mm}^2$. Ein vorzeitiges Versagen der Verstärkungselemente wird somit auch implizit nicht ausgewiesen.

Die höchste Kraft in den Verbindungsmitteln weist bis zum Einsetzen des Gleitens die Verbindungsstelle R10S1 in der fünften Lamelle aus. Sie liegt mit $21,4 \text{ kN}$ jedoch unterhalb der Grenzkraft. Die übrigen Dübelverbindungen sind weniger stark beansprucht. Hier liegt die maximale Kraftgröße in der Verbindung R2S4 mit $7,7 \text{ kN}$ vor. Mit Einsetzen des Gleitens nimmt die Kraft dieser Verbindungsstelle jedoch deutlich zu. Eine weitere Erhöhung ergibt sich mit Einsetzen des Steinrisses im unteren Eckstein. Bild 5.24 zeigt die zuvor beschriebene Kraftentwicklung in den Verbindungsstellen anhand der horizontalen Kraftanteile in der ersten und fünften Lamelle.

Mit dem Anstieg der Kraftgröße der Verbindung R2S4 nach dem Steinriss wird in der numerischen Berechnung eine Kraftgröße erreicht, die auf eine Rissbildung im Lasteinleitungsbereich dieser Dübelverbindung hindeutet. Dieses Ergebnis ergibt sich auch bei der Auswertung der Zugspannungen in den Verstärkungselementen. Bild 5.25 zeigt die Konzentration der Zugspannungen im Verstärkungselement in der unteren rechten Ecken.

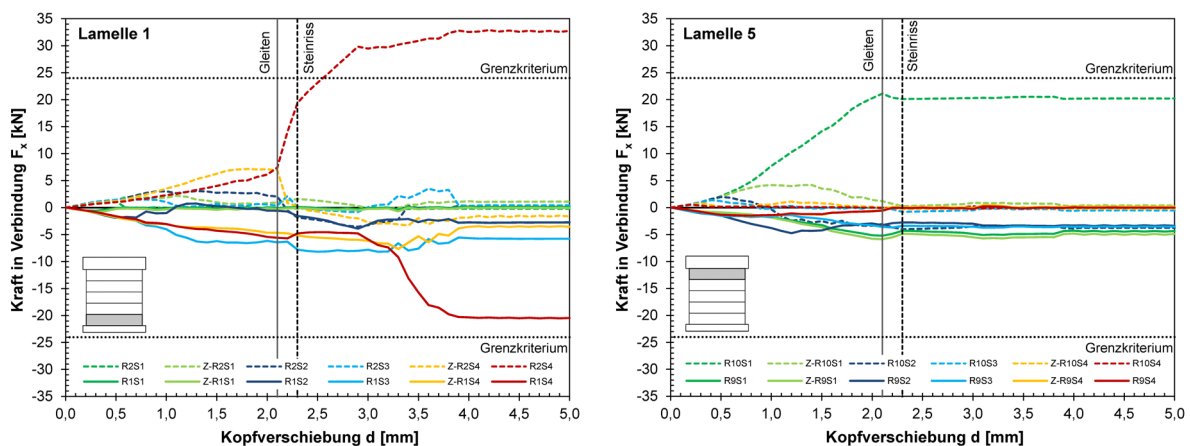


Bild 5.24 WV03-2: Horizontalkräfte in den Verbindungsmitteln der Lamelle 1 und Lamelle 5

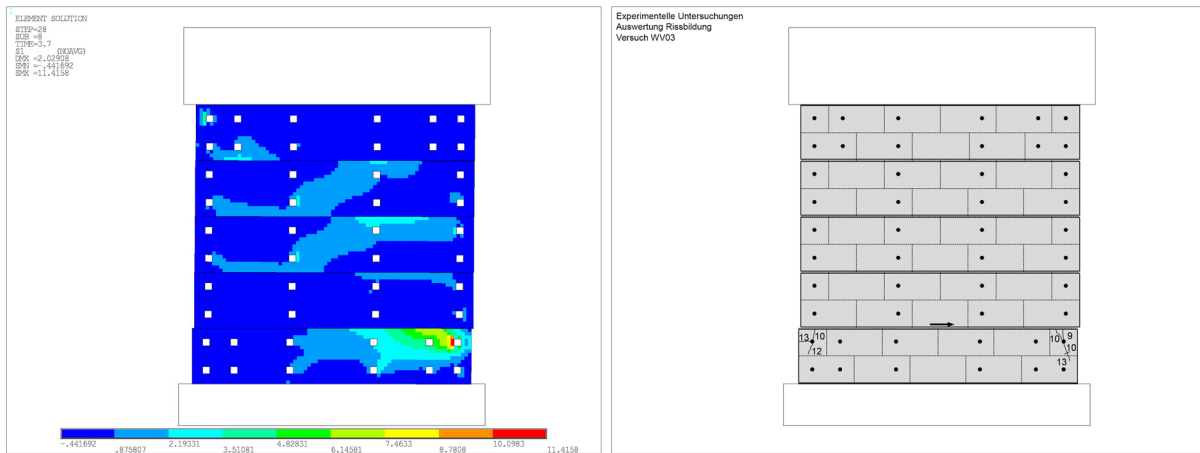


Bild 5.25 WV03-2: Verstärkungselemente - Blockgleiten - Hauptzugspannungen (I) / Rissbild Versuch (r)

Aus dem Verformungsplot (Bild 5.23 rechts) wird ersichtlich, dass die Verstärkungselemente hier gefordert sind, die Wanddecke zusammenzuhalten. Aufgrund der Größe der erreichten Zugspannungen ist im Bereich der Lasteinleitungsstelle R2S4 mit einer Rissausbildung zu rechnen. Dies bestätigen die experimentellen Untersuchungen, deren Auswertung vergleichend nebenstehend dargestellt ist.

Bei Verwendung des leicht erhöhten Kohäsionsansatzes, zum Erreichen des Tragwiderstands aus den Versuchen, werden ebenfalls keine implizit überprüften Versagensmodi überschritten. Die Kraft im Verbindungsmittel R10S1 steigt auf 25,7 kN an, liegt damit aber weiterhin unterhalb der in WV02 bestimmten Kraftgröße.

5.3.2 Bewertung des numerischen Modells für das verstärkte Wandsystem

Insgesamt ist festzuhalten, dass die numerischen Berechnungen das globale Tragverhalten des verstärkten Wandsystems in einer sehr guten Übereinstimmung mit den durchgeführten Wandversuchen wiedergeben. Die Widerstandskurven werden in Verlauf und Größe in einer sehr guten Näherung abgebildet.

Der Grenztragmechanismus des Lagerfugengleitens (Blockgleiten) stellt sich wie in den Versuchen zwischen der vierten und fünften (WV02) bzw. zwischen der ersten und zweiten Lamelle (WV03) ein. Weiterhin konnte eine Übereinstimmung der relativen Verschiebungen im Wandinnern und der Verortung von maßgebenden Steinrissen aufgezeigt werden.

Die Auswertung der implizit überprüften Versagensmodi der Verstärkungsmaßnahme zeigt bis zum Einsetzen des Blockgleitens, analog zu den Versuchen, keine Überschreitung der zulässigen Kenngrößen im Verstärkungselement und den Verbindungsstellen.

Tabelle 5.5 stellt wesentliche Kenngrößen aus den Wandversuchen und der numerischen Abbildung gegenüber.

Bez.	Versuch			numerische Berechnung		
	H_{\max} [kN]	$d_{H\max}$ [mm]	Grenztrag- mechanismus	H_{\max} [kN]	$d_{H\max}$ [mm]	Grenztrag- mechanismus
WV02	145	2,70	Lagerfugen- gleiten L4-L5	145	2,4	Lagerfugen- gleiten L4-L5
WV03	191	2,17	Lagerfugen- gleiten L1-L2	181 / 189	2,1 / 2,3	Lagerfugen- gleiten L1-L2

Tabelle 5.5 Gegenüberstellung Wandversuche – numerische Berechnungen

Das Rissverhalten entlang der gleitenden Lagerfuge und Risse im Verstärkungselement, die während des Gleitvorgangs entstehen, können durch das numerische Modell nicht explizit abgebildet werden. Die experimentellen Untersuchungen haben jedoch gezeigt, dass diese sekundären Schädigungseffekte keinen Einfluss auf den verbleibenden Tragwiderstand und die Verformungskapazität haben.

Die Aussagefähigkeit der numerischen Berechnung zur grundsätzlichen Wirkungsweise des verstärkten Wandsystems bleibt somit bestehen. Im Nachgang an die Berechnung können Spannungskonzentrationen in den Verstärkungselementen und Kraftzunahmen in Verbindungsstellen, die auf mögliche Risse hindeuten, lokalisiert werden.

Es kann davon ausgegangen werden, dass die numerische Simulation der Versuchswände auch für weiterführende Auswertungen herangezogen werden kann. So kann im Rahmen einer Parameterstudie mithilfe des numerischen Modells das Tragverhalten von verstärkten Wänden mit anderen Wandabmessungen und Auflastniveaus simuliert werden.

5.3.3 Analyse des Tragverhaltens

Die weiteren Auswertungen am numerischen Modell ermöglichen einen Einblick in das Zusammenwirken von Mauerwerkswand und Verstärkungselementen, die in den experimentellen Untersuchungen messtechnisch nicht direkt zu erfassen sind. Für die Auswertung werden die numerischen Ergebnisse der Versuchswand WV02 herangezogen. Unterschiede die sich aus einer erhöhten Auslast ergeben, werden im Vergleich mit den Berechnungen zu Wandversuch WV03 aufgezeigt.

Die Analyse des Tragverhaltens wird auf zwei Kernaussagen begrenzt.

1. Wirkungsweise der Verstärkungslamellen / Wechselwirkung mit der Mauerwerkswand
2. Einsetzen des Blockgleitens in einer freien Lagerfuge im numerischen Modell

Die bisherigen Untersuchungen haben gezeigt, dass die Mauerwerkswand durch die gewählte Anbringung der Verstärkungslamellen zu fünf Blöcken zusammengefasst wird. Im untersuchten Fall wird am Wandkopf (Lagerfuge 11) die Normalkraft und Querkraft nur in die Mauerwerkswand eingeleitet - am Wandfuß (Lagerfuge 1) wieder nur aus dem Mauerwerk an die Bodenplatte übergeben. Jede zweite Lagerfuge bleibt offen – ist somit nicht verstärkt. Hier müssen ebenfalls die gesamte Normalkraft wie auch die gesamte Querkraft, als Scherkraft, durch die Lagerfuge übertragen werden. In den durch die Verstärkungselemente zusammengefassten Blöcken muss eine Verteilung der Kraftgrößen zwischen Mauerwerkswand und Verstärkungselement erfolgen.

Durch die Montage der Verstärkungsmaßnahme an der Mauerwerkswand im bestehenden Gebäude bzw. im bereits vertikal belasten Wandversuch sind die Verstärkungselemente anfänglich spannungsfrei. Eine Beanspruchung erfahren sie erst bei Einleitung einer horizontalen Verformung. Mit ihrer Steifigkeit beteiligen sie sich an dem Widerstand der Wandscheibe und halten den Mauerwerksverband zusammen. So entwickeln sie als Folge der Ihnen aufgezwungenen Verformungen Zwangsbeanspruchungen.

5.3.3.1 Wirkungsweise des Verstärkungssystems

Bild 5.26 stellt im linken Diagramm die Verteilung der übertragenen Querkraft zwischen der Mauerwerkswand und den Verstärkungselementen über die aufgebrachte Kopfverschiebung dar. Die oberste schwarze Kurve repräsentiert die horizontale Widerstandskraft der verstärkten Wandscheibe - die deckungsgleiche rot-gestrichelte Linie die Scherkräfte in den offenen Lagerfugen. In den durch die Verstärkungselemente überbrückten Lagerfugen 2, 4, 6, 8 und 10 erfolgt eine Aufteilung der Scherbeanspruchung zwischen dem Haftreibungskontakt in der Lagerfuge und dem Anteil im Verstärkungselement. Die aufgeführten Kräfte in den Verstärkungselementen teilen sich jeweils hälftig auf das Element auf der Vorder- und auf der Rückseite auf.

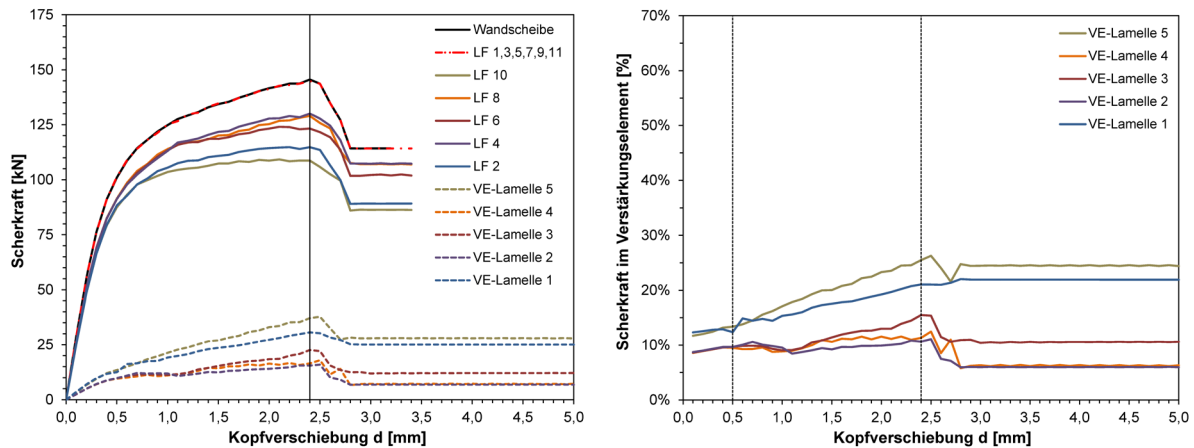


Bild 5.26 WV02: Verteilung der Scherkraft zwischen Lagerfuge und Verstärkungselement

Die betragsmäßig größte Beteiligung ist in den Verstärkungselementen am Wandkopf (Lamelle 5) und Wandfuß (Lamelle 1) auszumachen. Das rechte Diagramm zeigt den prozentualen Anteil der übertragenen Scherkraft in den Verstärkungselementen im Verhältnis zur jeweiligen gesamten Scherkraft. Es zeigt sich eine nahezu konstante Beteiligung bis zur Verformungsgröße von $d = 0,5$ mm. Danach folgt eine deutlich Zunahme zuerst in den Lamellen 1 und 5 und später auch in Lamelle 3 beginnt.

Die Verformungsgröße von $d \sim 0,5$ mm konnte in den experimentellen Untersuchungen mit dem Beginn der Relativverschiebungen im Mauerwerksgefüge korreliert werden. Gleiches zeigt sich auch in den numerischen Untersuchungen. Bild 5.27 zeigt in der linken Abbildung das Abflachen der Widerstandskurve bei ca. 0,5 mm Kopfverformung. Parallel nehmen die Verschiebungen im Steingefüge (Bild 5.27 rechts) deutlich zu. Bei den nachfolgenden Auswertungen wird vorrangig der Bereich zwischen den beiden gestrichelten Linien $0,5 \text{ mm} < d \leq 2,4 \text{ mm}$ (d_{Hmax}) betrachtet. Das Nachbruchverhalten kann, wie erläutert, modellbedingt nur als Tendenz verstanden werden.

Tabelle 5.6 stellt die maximalen Scherkräfte und ihre Verteilung in den überbrückten Lagerfugen bei Erreichen des maximalen Tragwiderstands zusammen.

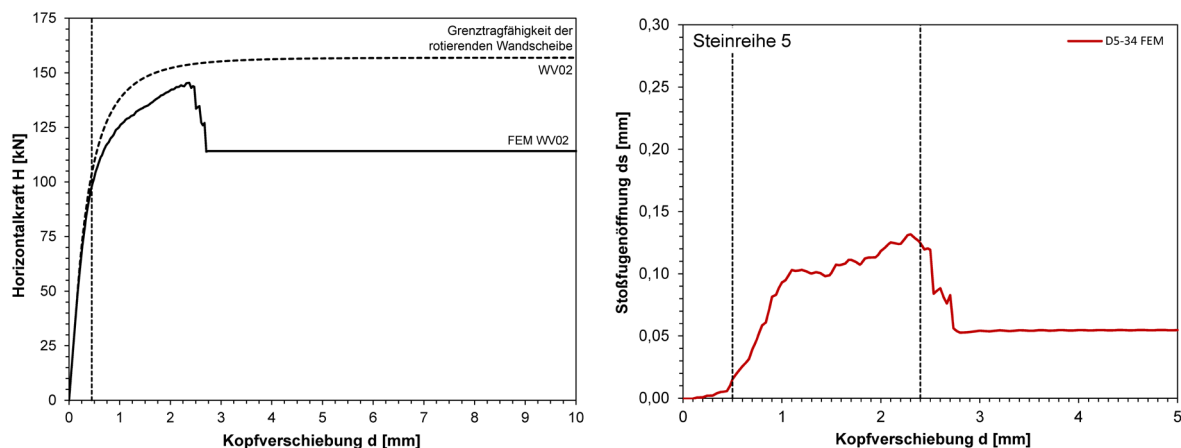


Bild 5.27 WV02: Kraft-Verformungs-Beziehung und relative Verformung zwischen Stein 53 und Stein 54

Bez.		Scherkraft in [kN]		gesamt [kN]
		Lagerfuge	VE	145,6
LF 10	VE 5	108,7	37,1 (25,4 %)	145,8
LF 8	VE 4	129,0	16,5 (11,3 %)	145,5
LF 6	VE 3	123,2	22,5 (15,4 %)	145,7
LF 4	VE 2	130,1	15,5 (10,6 %)	145,6
LF 2	VE 1	114,8	30,6 (21,0 %)	145,4

Tabelle 5.6 WV02: Scherkräfte - Aufteilung überbrückte Lagerfuge und Verstärkungselement bei H_{max}

Absolut betrachtet werden somit in den Verstärkungslamellen am Wandkopf und Wandfuß 20 – 25 % der Querkraft der Wand durch die Verstärkungselemente aufgenommen und als Scherbeanspruchung zwischen der oberen und unteren Dübelreihe vermittelt.

Bild 5.28 stellt die grundlegende Beanspruchung der Verstärkungselemente in Form der Hauptdruckspannungstrajektorien (links) und der Hauptzugspannungstrajektorien (rechts) zum Zeitpunkt der maximalen Querkraft H_{max} dar. Weiterhin sind die Verbundkräfte in den Verbindungsmitteln als einwirkende Kraftgröße auf die Verstärkungselemente angegeben. Prinzipiell bleibt die aufgezeigte Spannungsverteilung und die Orientierung der Verbundkräfte ab der Verformungsgröße von $d = 0,6$ mm weitestgehend unverändert.

In den Lamellen 2 - 4 dominieren Zugspannungen das Beanspruchungsbild. Für die untersuchte Verformungsrichtung nach rechts zeigt sich, dass besonders die Dübel am rechten Wandende die Zugkraft in die Verstärkungselemente einleiten. Die Einleitung erfolgt hier in der oberen Dübelreihe. Das Trajektorienbild verdeutlicht die Verankerung dieser Zugbeanspruchung in der linken Wandhälfte und hier vornehmlich in der jeweiligen unteren Dübelreihe.

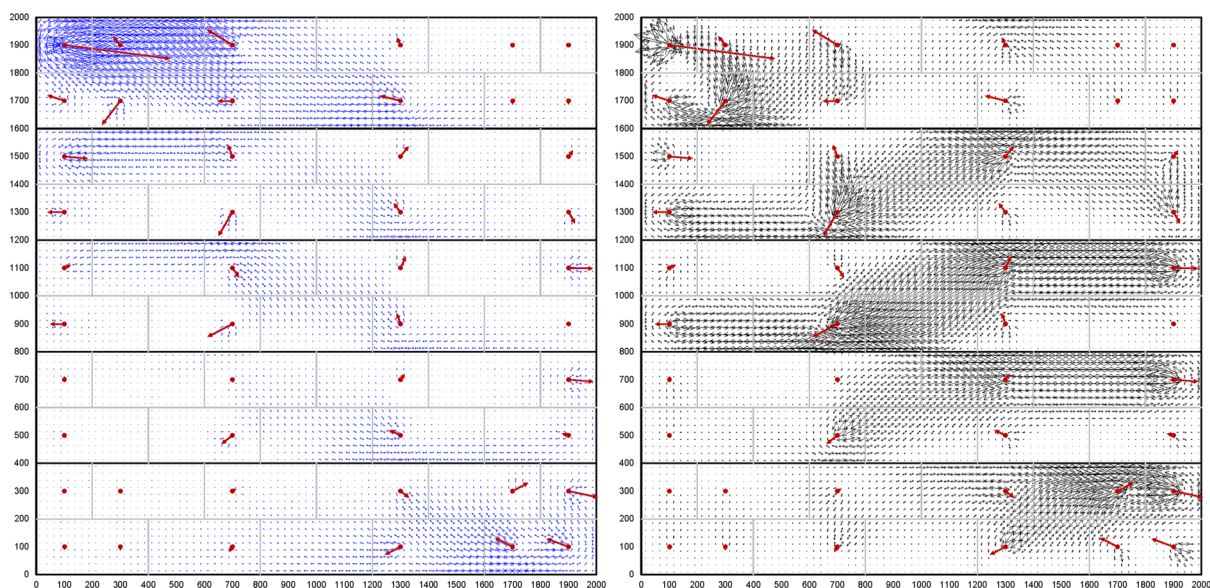


Bild 5.28 WV02: Hauptdruck- / Hauptzugspannungen Verstärkungselemente mit Verbundkräften bei H_{max}

Die Überführung der Scherkraft erfolgt zwischen den mittleren Verbindungsmitteln. Sie wird in der Neigung der Trajektorien sichtbar.

Das Trajektorienbild der untersten Lamelle reflektiert die Verankerung der Wanddecke durch die Verstärkungselemente. Es entstehen sowohl Zug- als auch Druckbeanspruchungen, die eine Scherkraft zwischen der oberen und unteren Dübelreihe vermitteln. Die Beanspruchung der Verstärkungselemente bleibt vornehmlich auf den Eckbereich begrenzt.

In der obersten Lamelle wird die größte Scherkraft übertragen (vgl. Bild 5.26). Dies geschieht jedoch nicht in Form von Zugbeanspruchungen im Verstärkungselement, sondern in einer deutlichen Konzentration von Druckspannungen auf der lasteinleitenden Wandseite (vgl. Bild 5.28). Die Querkraft wird in diesem Verformungszustand maßgeblich in der linken Ecke am Wandkopf ins Mauerwerk eingeleitet. Die Weiterleitung der Kraft in das Verstärkungselement erfolgt über die stark beanspruchte Verbindungsstelle R10S1. Die umliegenden Verbindungsmittel nehmen die eingebrachte Kraft ab und leiten sie ans Mauerwerk zurück. So ergibt sich am Wandkopf eine Umverteilung der konzentriert eingeleiteten Querkraft aus der Wanddecke in die angrenzenden Bereiche.

Die Umverteilung der Normal- und Scherbeanspruchungen durch die Verstärkungselemente zwischen den freien Lagerfugen verdeutlicht Bild 5.29. Links erfolgt die Darstellung für den absoluten Kraftwert, die rechte Abbildung weist den gleichen Sachverhalt als prozentualer Wert bezogen auf die jeweilige Gesamtkraft in der Fuge aus.

Im Hintergrund liegt die Darstellung der Hauptdruckspannungstrajektorien für die Steine der Mauerwerkswand für den gleichen Verformungszustand. Die einzelnen sich ausbildenden Druckstreben sind mit einer blauen Umrandung hervorgehoben. Die überdrückten Bereiche

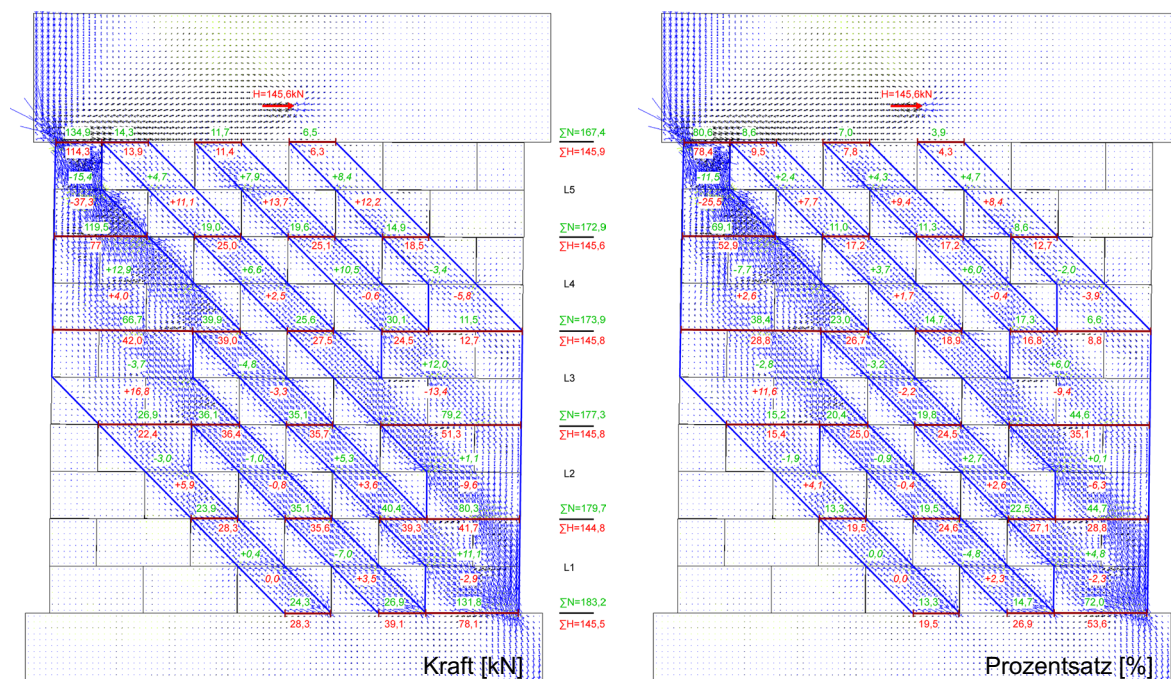


Bild 5.29 WV02: Umverteilung der Normal- und Scherkräfte in der Mauerwerkswand

je Lagerfuge sind rot markiert. In grün sind oberhalb der Fuge die Normalkraft und unterhalb der Fuge in rot die übertragene Querkraft im Fugenabschnitt aufgeführt. Die Werte auf halber Höhe zwischen den betrachteten Lagerfugen geben jeweils die Veränderung in der Druckstrebe an.

Grundsätzlich ist eine Umverteilung sowohl in Bezug auf die Querkraft- wie auch die Normalkraftverteilung festzustellen. Letztere bleibt in ihrer Größe jedoch deutlich hinter der Umverteilung im Querkraftabtrag zurück.

Am Wandkopf erkennt man eine deutliche Umlagerung der hauptsächlich in der Wanddecke eingeleiteten Normal- und Querkraft innerhalb der obersten Lamelle. Etwa 25 % der zu übertragenden Querkraft werden aus der Ecke in die inneren Druckstreben umgelagert. Dieser Wert wurde auch bereits in Bild 5.26 bzw. in Tabelle 5.6 ausgewiesen. Durch die Mitwirkung der Verstärkungselemente werden somit die im unverstärkten Fall stark beanspruchten Wandbereiche entlastet und die angrenzenden Wandbereiche aktiviert.

In den Lamellen 2 – 4 zeigt sich, nun auch durch Zahlen belegt, die Rückverankerung des freien Wandendes in die Mitte der Wand. Zehn Prozent der Querkraft werden in der dritten Lamelle vom Wandende zur Mitte transferiert. Diese Rückverankerung ermöglicht eine breitere Aktivierung des Wandquerschnitts.

Bild 5.30 zeigt in der vergleichenden Darstellung der Druckspannungsverteilung einer unverstärkten Mauerwerkswand WV01 (links) und einer verstärkten Mauerwerkswand WV02 (rechts) das zuvor geschilderte Verhalten. Die verstärkte Wand weist eine deutlich gleichmäßigere und breitere Verteilung im Beanspruchungsbild auf.

In der Abbildung der verstärkten Wand (Bild 5.30 rechts) zeichnen sich sechs parallele Druckstreben ab, die unter einem Winkel von 45° verlaufen. Sämtliche Steine, die am

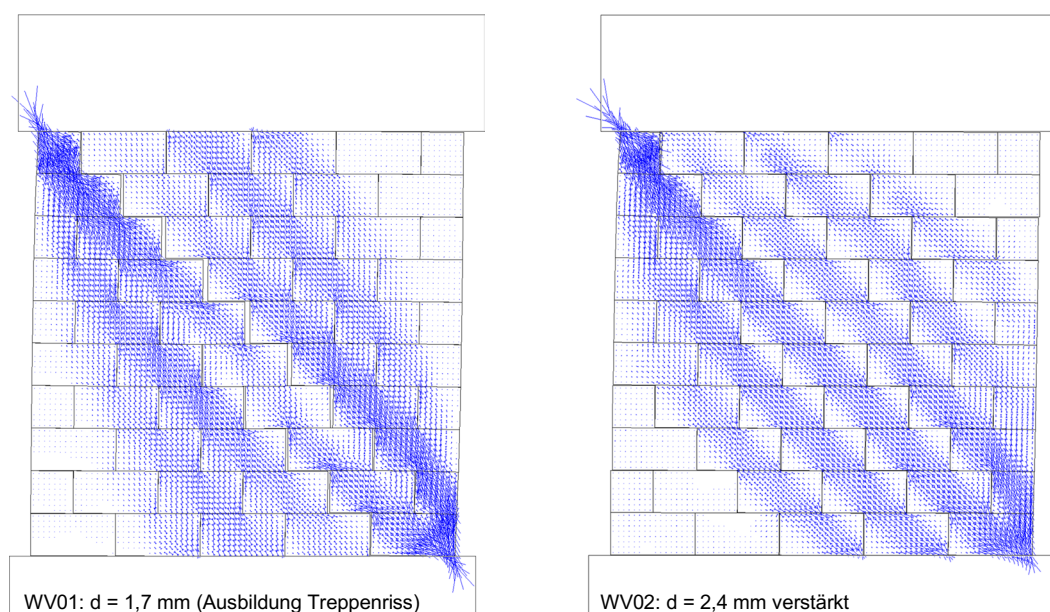


Bild 5.30 Verteilung der Druckspannungen im Mauerwerk – links: unverstärkt – rechts: verstärkt

Lastabtrag beteiligt sind, werden rein über ihre Diagonale beansprucht. Dieses lässt sich ebenfalls an den Spannungsverteilungen in den Lagerfugen des Wandverbunds der verstärkten Wand (Bild 5.31) ablesen. In den Wandecken erfahren die Steine durch die Zusammenführung der Druckstreben und ihrer Umlenkung ein komplexeres Spannungsbild, ähnlich dem einer unverstärkten Wand.

Die sechs Druckstreben deuten sich auch bei der unverstärkten Wand an. Die äußeren Streben laufen jedoch nicht zum freien Wandende, sondern fallen zur Wandmitte hin ab. Weiterhin ist eine Separierung durch den sich ausbilden Treppenriss deutlich abzulesen. Die verstärkte Wand zeigt keine derartige Zensur im Wandquerschnitt.

Bild 5.31 stellt die Normalspannungs- und die Schubspannungsverteilung in den Lagerfugen der unverstärkten und verstärkten Wand bei Erreichen der maximalen Querkraft gegenüber.

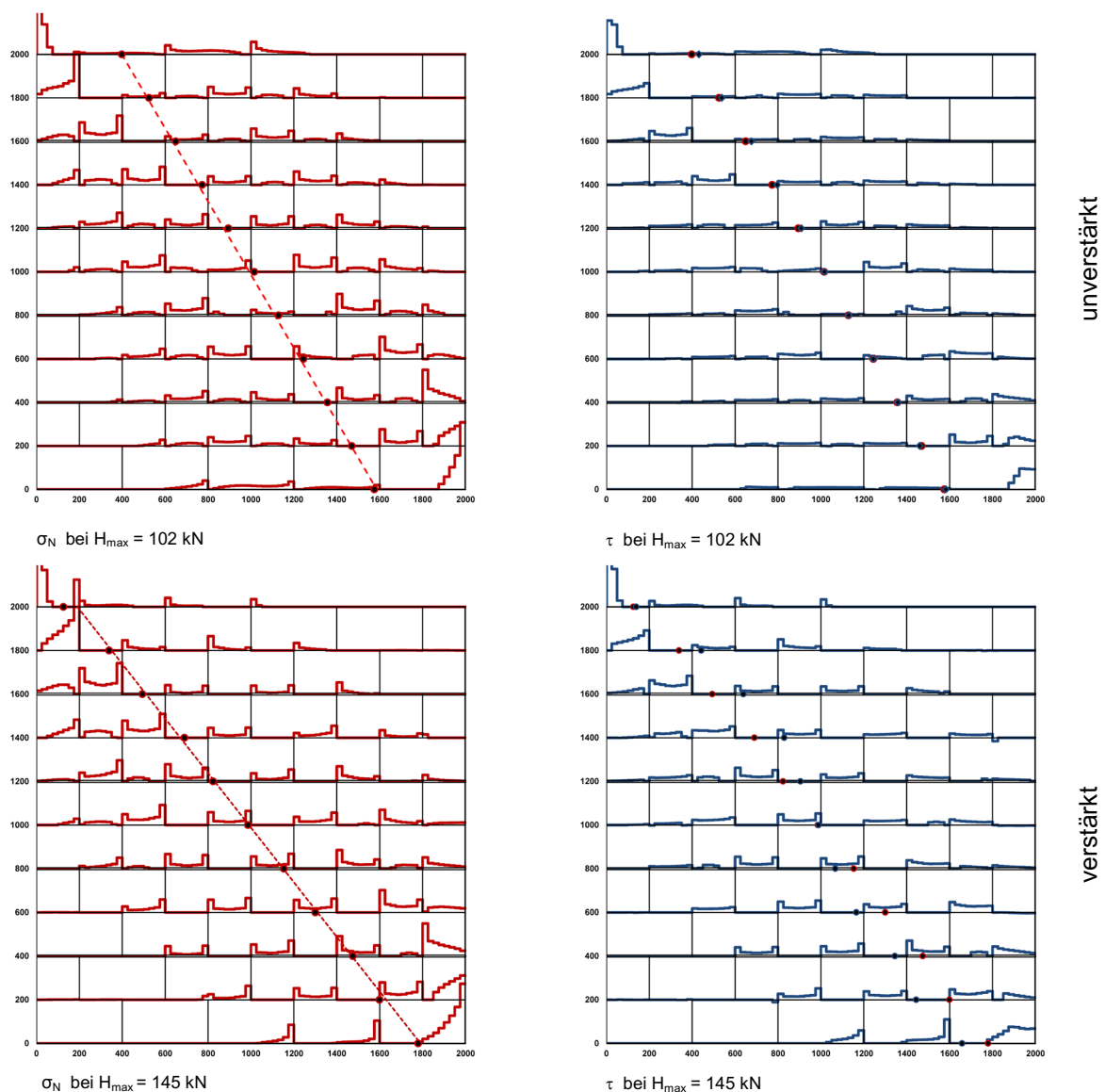


Bild 5.31 Verteilung der Normal- und Schubspannung in den Lagerfugen (H_{max}) - unverstärkt / verstärkt

Beide Bilder zeigen, dass die Schubspannungen dort übertragen werden, wo die Normalspannungen über die Fuge geleitet werden. Für die unverstärkte Wand liegen die Schwerpunkte (als Kreis eingetragen) der globalen Verteilung der Normal- und Schubspannungen nahezu deckungsgleich. Sie befinden sich auf der globalen Druckstrebe, die sich aus den äußeren Randbedingungen ableitet. Dieses Ergebnis bestätigt die Untersuchungen von *Elsche* [E1], welche bis zum Eintreten des Erstrisses eine Verteilung der Normal- und Schubspannungen um den gleichen Schwerpunkt ausweisen.

Bei der verstärkten Wand kommt es zu einer Verschiebung der Schwerpunktlage der Schubspannungen (blau) im Vergleich zu den Schwerpunkten der Normalspannungen (rot). Sie sind generell weiter zur Mitte orientiert. In der Wandmitte liegen die Schwerpunkte der Normal- und Schubspannungen nahezu übereinander. Diese Verteilung findet seine Bestätigung auch in der prozentualen Verteilung der Schub- und Normalkräfte von Bild 5.29.

Um der Verschiebung der Schwerpunktlage der Schubspannungen nachzugehen, wird ein Vergleich zur homogenen Scheibe, die den ideellen Grenzfall der verstärkten Wand darstellt, angestrebt. Weiterhin wird ein Lamellenmodell untersucht, das die verstärkte Wandscheibe als fünf zusammengefasste Verstärkungsblöcke abbildet. Die fünf Blöcke besitzen die Abmessungen der durch die Verstärkungselemente zusammengefassten Steinreihen. Zwischen den Blöcken befinden sich Kontaktelemente, die Druck- und Scherkräfte übertragen können. Beide numerischen Modelle bilden die Übergangsbedingungen zu den angrenzenden Bauteilen und die Auflasteinbringung wie zuvor ab. Der Schubmodell erfährt eine Anpassung derart, dass die Anfangssteifigkeit korrekt erfasst wird.

Bild 5.32 und Bild 5.33 stellen die Normal- und Schubspannungsverteilung in der homogenen Wandscheibe und dem Lamellenmodell dar.

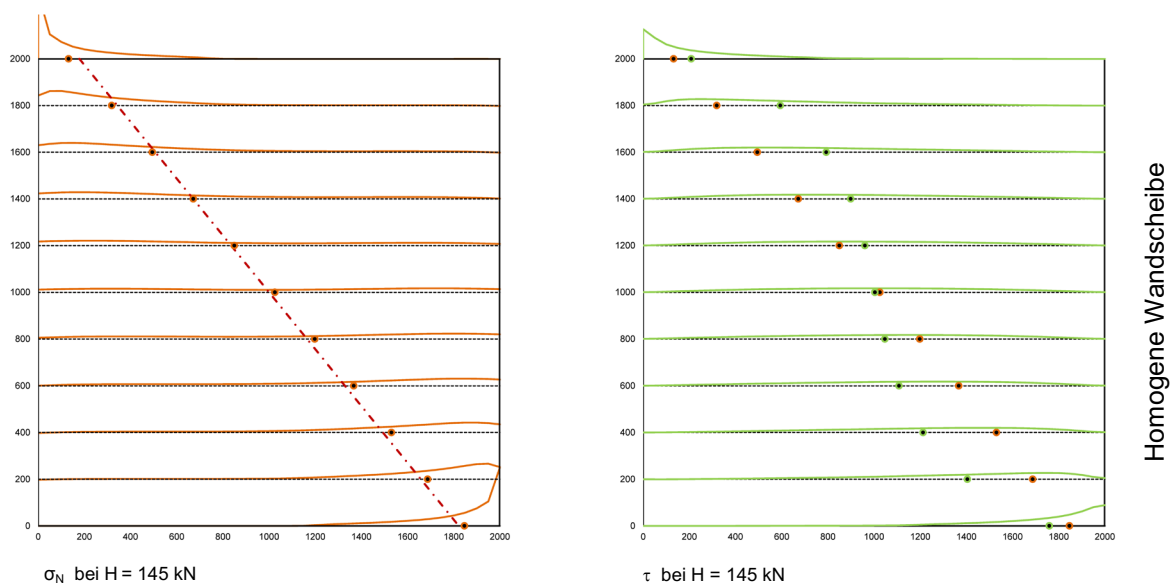


Bild 5.32 Normal- und Schubspannungen in der homogenen Wandscheibe

Die Auswertung der Spannungsverteilung erfolgt für die gleiche Widerstandskraft, die auch Bild 5.31 zugrunde liegt. Der Überhöhungsfaktor in der Darstellung ist in allen Abbildungen identisch. Normalspannungen, die im Schnittverlauf durch das Kontinuum erfasst werden, sind nun orange dargestellt. Gleiches gilt für die Schubspannungen, die dann in der Farbe Grün angelegt sind. Die Horizontalschnitte verlaufen auf den Höhen der eigentlichen Lagerfugen der Mauerwerkswand.

Für die homogene Wandscheibe zeigt sich, dass die einzelnen Schwerpunkte der Normalspannungsverteilung wie zuvor bei annähernd auf der globalen Druckstrebe liegen. Die Schubspannungsverteilung weist jedoch eine deutliche Verschiebung zur Wandmitte hin auf. Im Gegensatz zur linearen Verteilung der Schwerpunkte der Normalspannungen über die Höhe, ergibt sich für Schwerpunktverteilung der Schubspannungen eine Art „S“-Form. In den Kontaktfugen am Wandkopf und Wandfuß, in der keine Zugspannungen übertragen werden können, rückt die Verteilung der Schubspannungen nach außen - nähert sich so im Schwerpunkt der Normspannungsverteilung an.

Für das Lamellenmodell mit den fünf Blöcken zeigt sich im Vergleich zu Bild 5.31 eine sehr gute Übereinstimmung in der Lage der Schubspannungsschwerpunkte, besonders in den Kontaktfugen. Im Kontinuum liegen sie etwas weiter zu Mitte orientiert als im vereinfachten Mikromodell von Bild 5.31. Die Untersuchungen belegen, dass sich die Spannungsverteilung in der verstärkten Mauerwerkswand der der homogenen Wandscheibe annähert. Diese Erkenntnis passt zu den Beobachtungen, dass die Widerstandskurve der verstärkten Wand auf der Kurve der ideellen Grenztragfähigkeit liegt. Insgesamt kann die Spannungsverteilung in den freien Lagerfugen mit der Analogiebetrachtung von fünf geschichteten Blöcken identifiziert werden. Die überdrückten Längen der freien Lagerfugen fallen, aufgrund der fehlenden Rotation der Einzelsteine, etwas größer aus als im Mikromodell.

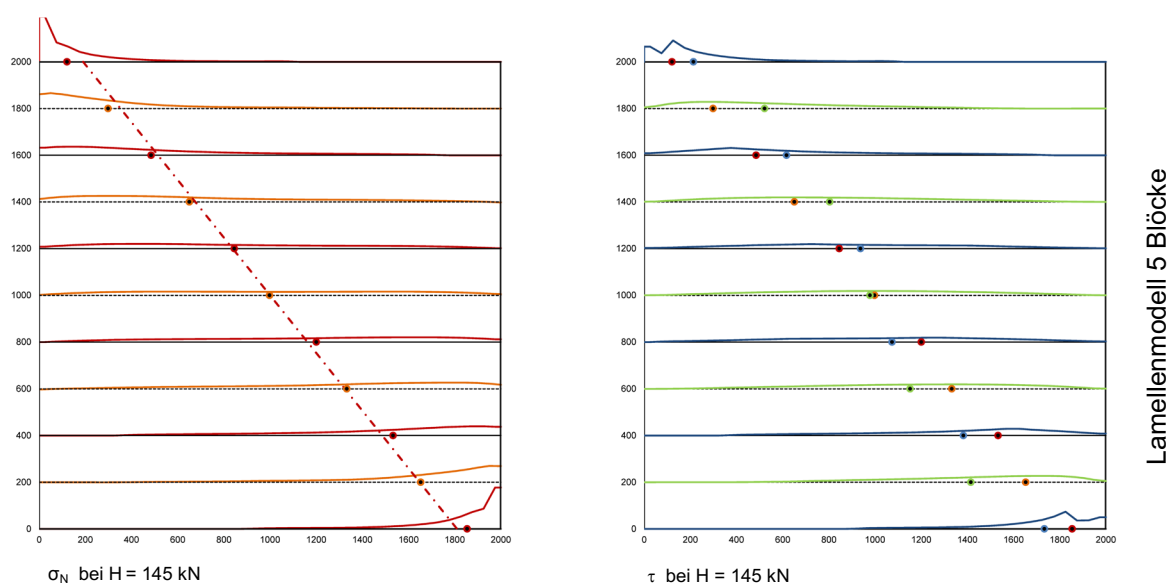


Bild 5.33 Normal- und Schubspannungen im Lamellenmodell „Fünf Blöcke“

Zur Sicherstellung dieses Tragverhaltens müssen die Verstärkungselemente die einzelnen Steine zu den fünf Blöcken zusammenfassen. Zuvor erfolgte bereits eine Auswertung der übertragenen Scherkraft, die durch das Verstärkungselement im Block, zwischen der oberen unteren Dübelreihe vermittelt wird. Bild 5.28 zeigte mithilfe der Hauptspannungstrajektorien, die grundlegende Beanspruchung der Verstärkungselemente bis zum Erreichen des maximalen Tragwiderstands.

Bild 5.34 stellt die Verteilung der σ_x -Spannungen (horizontal gerichtet) kurz vor Erreichen der maximalen Tragfähigkeit der Wandscheibe in den Verstärkungselementen dar. Die Lamellen 2 - 4 werden in der Mitte maßgeblich auf Zug beansprucht. Der Bereich zwischen den beiden inneren Dübeln hält die gedankliche linke und rechte Wandhälfte zusammen.

In den Endbereichen zeigt sich eine Biegebeanspruchung der Verstärkungselemente in der

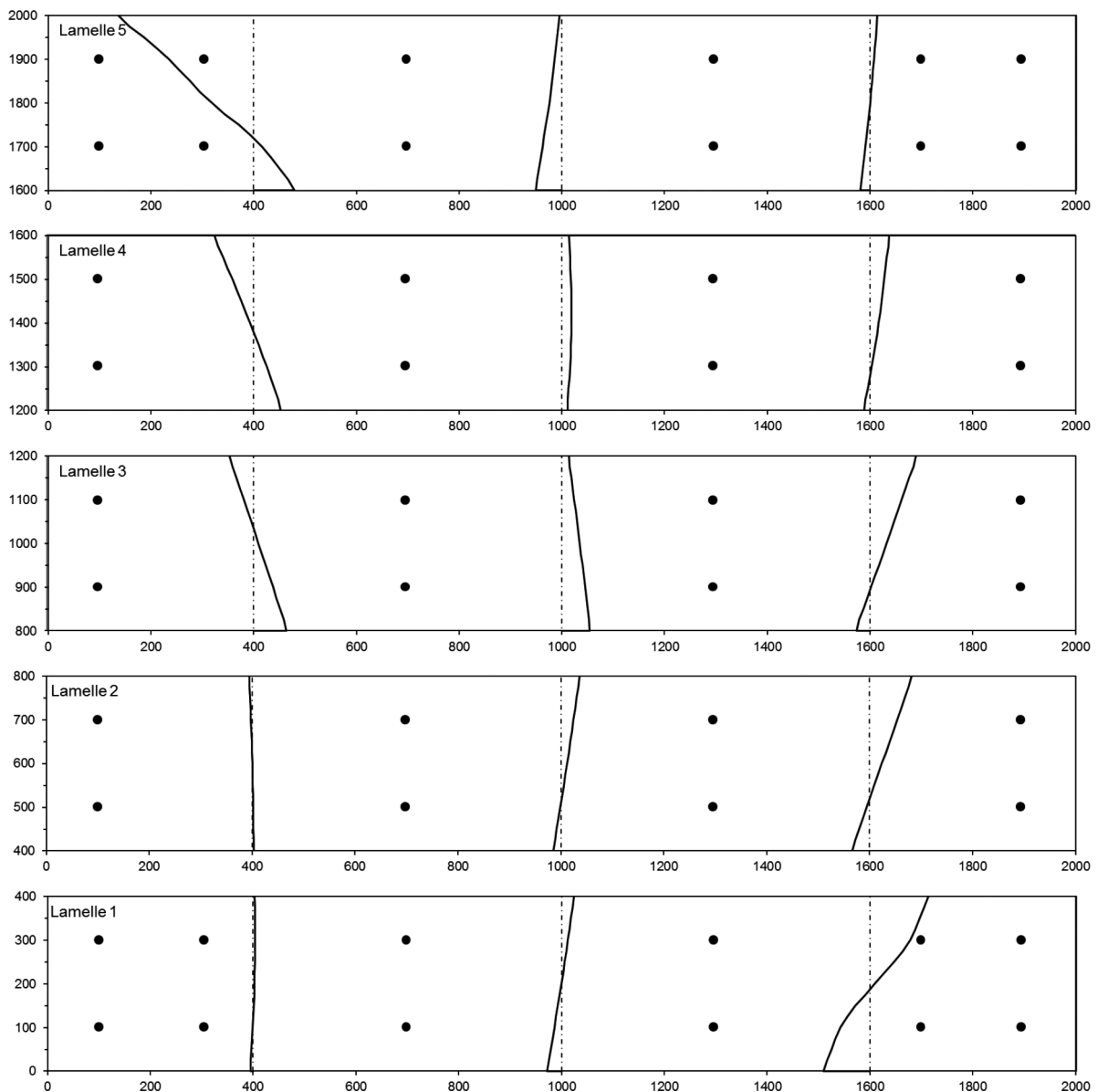


Bild 5.34 WV02: Verstärkungselemente – d = 2,3 mm – σ_x - Spannungen

Scheibenebene in einer antisymmetrischen Spannungsverteilung. Für die dargestellte Verformung nach rechts stellen sich auf der rechten Wandseite im oberen Bereich des jeweiligen Verstärkungselementes Zugspannungen und im unteren Bereich Druckspannungen ein. Hier wirken die Betonelemente einem Moment im Uhrzeigersinn entgegen. Am linken Wandende erfolgt die Beanspruchung genau entgegengesetzt. Dieses Verhalten zeigt sich besonders gut in der dritten Lamelle in Wandmitte. Zieht man Bild 5.30 heran begründet sich die Biegebeanspruchung der Verstärkungselemente aus dem Verformungsbild der Mauerwerkswand. Hier ist deutliche eine „S“-Form zu erkennen. Dieser Verformung entgegenwirkend entstehen entsprechende Zug- und Druckspannungen in den Verstärkungselementen. So zeigt das nebenstehende Verformungsbild der verstärkten Mauerwerkswand in Bild 5.30 eine deutlich kleinere „Verbiegung“ des Mauerverbands.

Durch Integration der Spannungsverläufe ergibt sich die horizontale Kraftgröße, die das Verstärkungselement zwischen den Verbindungsstellen aufnimmt - die Kraftgröße, die aktiviert wird, um die Wand zusammenzuhalten. Bild 5.35 zeichnet die Entwicklung dieser Kraft in den drei zuvor definierten Vertikalschnitten über die aufgebrachte Kopfverschiebung. Die angegebenen Kräfte verstehen sich als Summe beider Verstärkungsschichten.

Die folgenden Erkenntnisse lassen sich aus den Diagrammen ableiten:

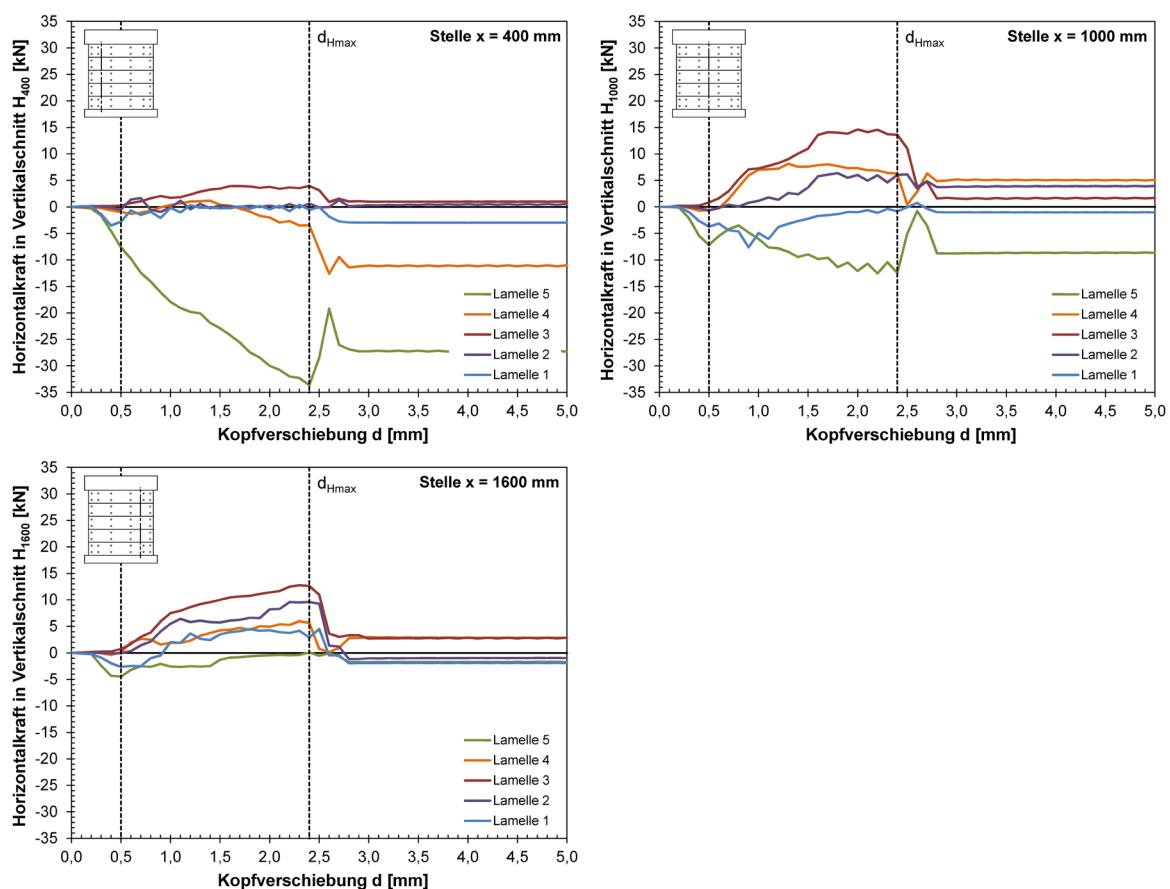


Bild 5.35 WV02: Verstärkungselemente – Horizontalkräfte in Schnitt $x = 400 / 1000 / 1600 \text{ mm}$

- Die Verstärkungselemente in der Wandmitte (Lamelle 2 – 4) erfahren Beanspruchungen erst infolge der einsetzenden Relativverschiebungen im Steingefüge ($d > 0,5$ mm) - Aktivierung der Verstärkungsschicht
- Die Lamellen 2 – 4 verzeichnen besonders in der Wandmitte und im rechten Wandbereich große Zugkräfte.
- Lamelle 3 zeigt die größte Beanspruchung auf Zug. In der Wandmitte erreicht sie eine maximale Größe von $H = 14,6$ kN. In der Verknüpfung von Bild 5.28 und Bild 5.35 zeigt sich, dass die Zugkraft hauptsächlich in der Dübelverbindung am rechten Wandende eingeleitet und über die Mitte zur linken Wandhälfte abgeleitet wird (Verankerung Druckstrebe / Zusammenhalten Wand).
- Das Verstärkungselement am Wandkopf erfährt von Beginn an Druckbeanspruchungen im linken und mittleren Bereich. Besonderes im linken Abschnitt (Lasteinleitungsbereich) werden große Druckkräfte aufgebaut.

Bei der Einordnung des Tragverhaltens mit Einsetzen des Blockgleitens ist festzustellen, dass in den meisten Abschnitten die Beanspruchung zurückgeht. Die beiden an die gleitende Lagerfuge angrenzenden Lamellen erfahren jedoch einen Beanspruchungswechsel. Dies zeigt sich für den Versuch WV02 in Lamelle 4 im linken Bereich ($x = 400$ mm). Hier kommt es zu einem deutlichen Anstieg der Druckbeanspruchung.

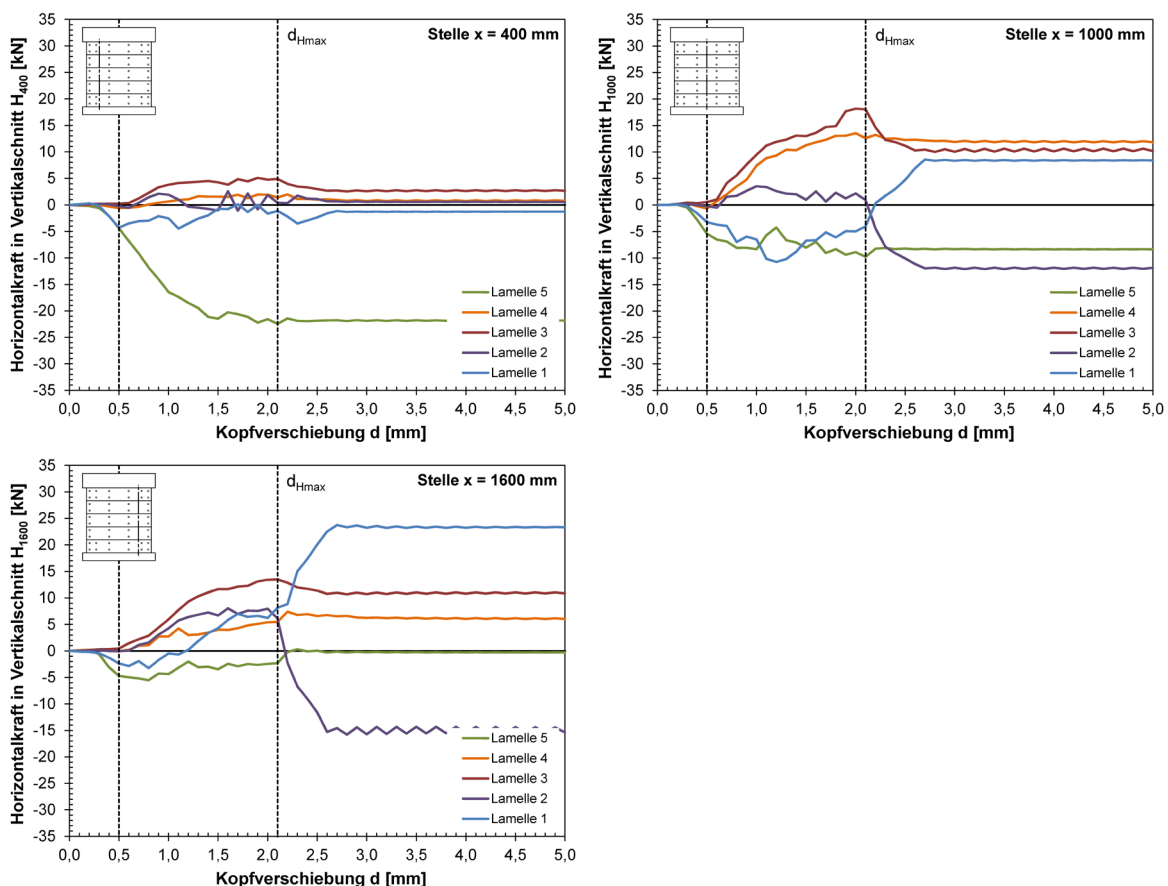


Bild 5.36 WV03-2: Verstärkungselemente – Horizontalkräfte in Schnitt x = 400 / 1000 / 1600 mm

Im Wandversuch WV03-2 setzt das Blockgleiten zwischen Lamelle 1 und 2 ein. Es kommt zu Änderungen in der Beanspruchung im mittleren ($x = 1000$ mm) und rechten Bereich ($x = 1600$ mm) (Bild 5.36). Bis dahin zeigt sich eine vergleichbare Verteilung wie zuvor bei WV02. Die Beanspruchungszunahme erfolgt somit in den Abschnitten entlang der gleitenden Lagerfuge.

Die Auswertung verdeutlicht, wie eine Aktivierung der Verstärkungselemente aus den Relativverschiebungen im Mauerwerksgefüge entsteht. Die Wandmitte, die bei der unverstärkten Wand der Initiator der Treppenrissbildung ist, fordert die größte Zugbeteiligung der Verstärkungsschicht ein.

5.3.3.2 Einsetzen des Blockgleitens in einer freien Lagerfuge

Die Auswertung der Kontakteigenschaften zeigt für WV02, dass erstmalig die definierten zulässigen Gleitwege in den Lagerfugen bei einer Kopfverformung von 2,4 mm überschritten werden. Hier wird die maximale Widerstandskraft erreicht, da in der Folge der Tragwiderstand auf Grund der nach und nach einsetzenden gleitenden Bereiche zurückgeht.

Bild 5.37 und die zugehörige Tabelle 5.7 verdeutlichen das Einsetzen des Blockgleitens in der numerischen Berechnung. Grafisch sind die Bereiche der Lagerfugen, in denen nur noch Reibung übertragen werden kann, grün angelegt. Bereiche, die zusätzlich eine blaue Färbung besitzen, kennzeichnen die Kontakte in denen die anstehende Scherkraft größer ist als der verbleibende Reibungswiderstand. Hier steht das zuvor eingeforderte Tragpotential nicht mehr zur Verfügung - es kommt zu einem Rückgang der Scherkraft. Die eingeschriebene Zahl gibt das Verhältnis von Scherkraft zu Auflast im jeweiligen Abschnitt an.

Die Initialisierung des Tragfähigkeitsrückgangs ist in der Lagerfuge 3 verortet. Ausgelöst durch den Kohäsionsverlust auf der entlasteten Wandseite kann nun in diesen Bereichen auf der belasteten Wandseite in einem kleinen Bereich die Scherkraft nicht mehr übertragen werden. Sie ist in ihrem Betrag sehr klein, daher der nur geringfügige Widerstandsverlust in der nachfolgenden Verformungsstufe. Wie Tabelle 5.7 zeigt, ist dieses Phänomen jedoch auf einen kleinen Bereich begrenzt, da für die gesamte Lagerfuge 3 betrachtet noch Gleichgewicht herrscht.

Im folgenden Verformungsschritt ($d = 2,5$ mm) erfolgt eine weitere Einschränkung der kohäsiven Bereiche auf die Wandmitte in der dritten Lagerfuge - auch in der Lagerfuge 9 werden kohäsive Kontakte in Reibungskontakte überführt. Sowohl in der dritten wie auch in der neunten Lagerfuge kann die vorherrschende Querkraft in den Bereichen ohne Kohäsion nicht mehr abgetragen werden. Ein Gleiten setzt somit in beiden Fugen ein, wobei in der dritten Lagerfuge mehr Kontakte ohne Kohäsionsanteil zu verzeichnen sind. Es resultiert eine weitere Reduktion des Tragwiderstands der Wandscheibe.

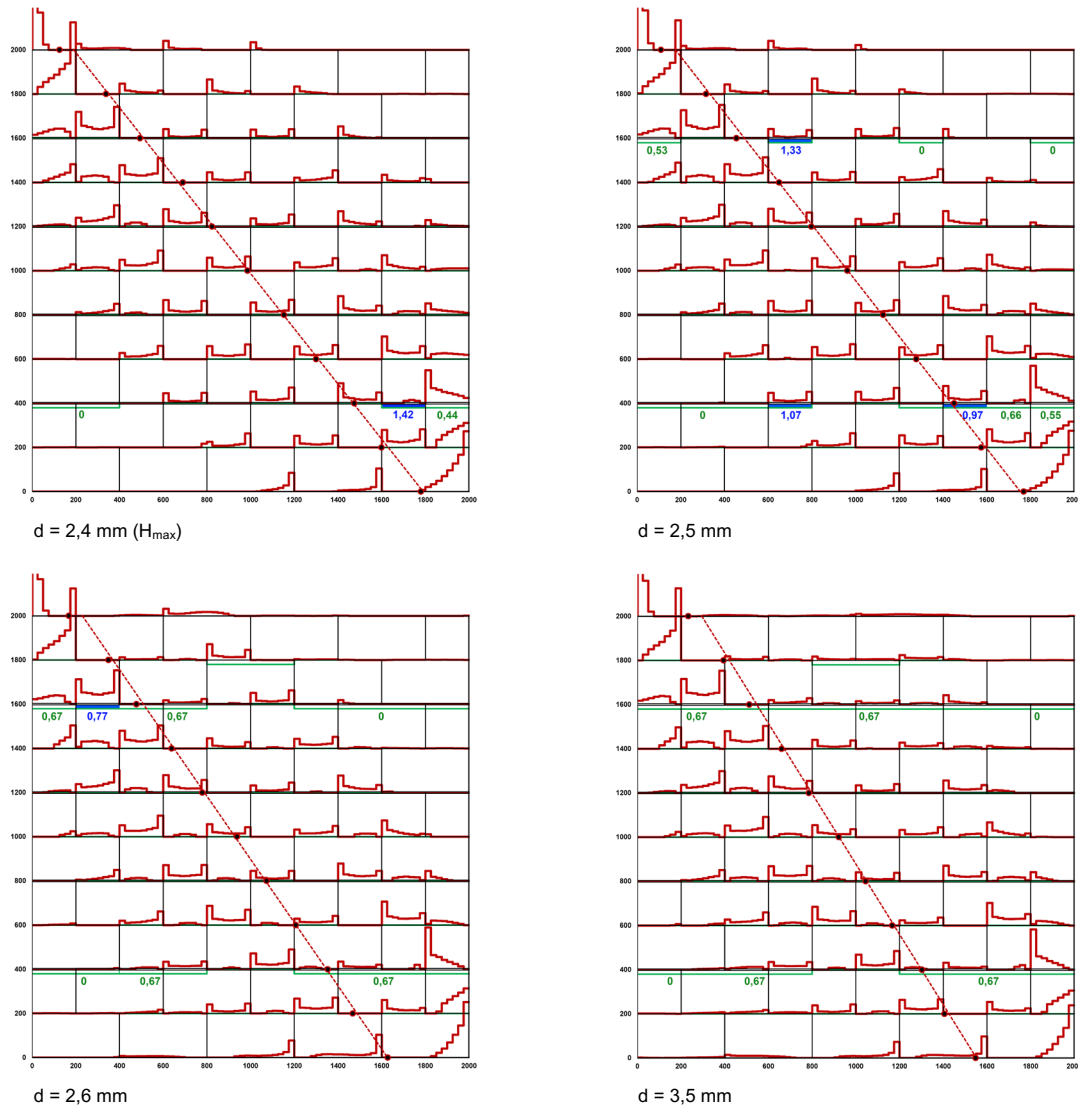


Bild 5.37 WV02: Normalspannungsverteilung und Kontaktzustand im Bereich von H_{max}

Für die weitere Verformung unterlegt Tabelle 5.7 die grafische Auswertung mit weiteren Auswertungsgrößen der freien Lagerfugen und zeigt im Verlauf, warum es zu einem vollständigen Gleiten in der neunten Lagerfuge kommt. Das Eigengewicht der Mauerwerkswand und der Verstärkungselemente führt zu einer Zunahme der Normalkraft zum Wandfuß (1) - dementsprechend steigt der mögliche Anteil einer zu übertragenden Reibkraft (3) an. Die Spalten 7 – 12 zeigen die Verteilung der Auflast, der übertragbaren und der zu übertragenden Querkraft in den Lagerfugenbereichen mit Kohäsion und ohne Kohäsion auf.

Im Verformungsschritt $d = 2,6$ mm stellt sich in der dritten Lagerfuge aufgrund des reduzierten Tragwiderstands und einer Umverteilung der Normal- und Schubspannungen Gleichgewicht ein. Der Reibungswiderstand im nicht kohäsiven Bereich ist größer als die vorherrschende Scherbeanspruchung. In der neunten Lagerfuge wird der kohäsive Bereich auf das Wandinnere verringert, der Reibungswiderstand ist weiterhin überschritten.

Diese Verteilung bleibt für die weiteren Verformungsschritte erhalten. Der Tragwiderstand der Wandscheibe sinkt auf das Reibungsniveau der neunten Lagerfuge ab. Dieses wird bei einer Kopfverformung von $d = 3,5$ mm erreicht, die Lagerfuge besteht nun nur noch aus Reibungskontakten.

In den Lagerfugen 5 und 7 sind keine Kontaktänderungen zu verzeichnen. Der Gleitmechanismus bleibt auf die obere und untere Lagerfuge begrenzt.

In der Gegenrechnung des Wandversuchs WV03-2 werden bei einer Kopfverformung von $d = 2,1$ mm acht der zehn Kontaktbereiche in der dritten Lagerfuge in einen Reibungswiderstand überführt (jeweils die äußeren vier). Es wird bei dieser Kopfverformung die maximale Widerstandskraft erreicht. Der Vorgang bleibt im Gegensatz zu WV02 in der Folge jedoch auf diese Lagerfuge begrenzt. Mit Überführung der beiden mittleren Kontaktbereiche in einen Reibungskontakt kann die Scherkraft nicht mehr übertragen werden und der Tragwiderstand der Wandscheibe sinkt auf das Reibungsniveau der dritten Lagerfuge ab.

Die numerischen Untersuchungen bestätigen das Einsetzen des Lagerfugengleitens in der ersten freien Lagerfuge im Wandinneren. Auf der entlasteten Wandseite verlieren Kontakte ihre kohäsiven Eigenschaften, was in der Folge bei der Übertragung zur belasteten Wandseite (Richtungswechsel) zu einer Überschreitung der übertragbaren Scherkraft führt. Dieser Mechanismus entwickelt sich vom Wandrand weiter ins Innere. Mit der Überführung der mittleren Lagerfugenkontakte in einen Reibungskontakt setzt das vollständige Gleiten der Lagerfuge und somit der Grenztragzustand Blockgleiten ein.

Lagerfuge	N Fuge [kN]	H Fuge [kN]	Anteil Reibung [kN]	Rest [kN]	Anzahl Kontakte mit Kohäsion	Anzahl Kontakte ohne Kohäsion	N in Bereichen mit Kohäsion [kN]	mög. H in Bereichen mit Kohäsion [kN]	vorh. H Bereichen mit Kohäsion [kN]	N in Bereichen ohne Kohäsion [kN]	mög. H in Bereichen ohne Kohäsion [kN]	vorh. H in Bereichen ohne Kohäsion [kN]
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
d = 2,4 mm												
9 (L4-L5)	172,9	145,6	115,8	29,7	80	0	172,9	175,6	145,6	0,0	0,0	0,0
7 (L3-L4)	173,9	145,8	116,5	29,3	80	0	173,9	197,7	145,8	0,0	0,0	0,0
5 (L2-L3)	177,3	145,8	118,8	27,0	80	0	177,3	195,3	145,8	0,0	0,0	0,0
3 (L1-L2)	179,7	144,8	120,4	24,4	48	32	99,4	103,3	103,2	80,3	53,8	41,7
d = 2,5 mm												
9 (L4-L5)	170,8	143,0	114,5	28,6	48	32	118,2	106,7	100,3	52,7	35,3	42,8
7 (L3-L4)	173,5	143,7	116,2	27,5	80	0	173,5	195,8	143,7	0,0	0,0	0,0
5 (L2-L3)	175,9	143,7	117,9	25,8	80	0	175,9	196,0	143,7	0,0	0,0	0,0
3 (L1-L2)	178,2	143,7	119,4	24,2	16	64	34,8	35,6	34,6	143,4	96,1	109,1
d = 2,6 mm												
9 (L4-L5)	170,0	134,8	113,9	20,9	16	64	30,1	35,5	32,4	139,9	93,8	102,4
7 (L3-L4)	171,9	134,8	115,2	19,6	80	0	171,9	182,6	134,8	0,0	0,0	0,0
5 (L2-L3)	178,1	134,8	119,3	15,5	80	0	178,1	200,5	134,8	0,0	0,0	0,0
3 (L1-L2)	179,1	134,8	120,0	14,8	16	64	54,7	53,5	52,8	124,4	83,3	82,1
d = 3,5 mm												
9 (L4-L5)	170,7	114,4	114,4	0,0	0	80	0,0	0,0	0,0	170,7	114,4	114,4
7 (L3-L4)	172,4	114,3	115,5	-1,2	80	0	172,4	189,0	114,3	0,0	0,0	0,0
5 (L2-L3)	176,8	114,3	118,5	-4,2	80	0	176,8	204,2	114,3	0,0	0,0	0,0
3 (L1-L2)	179,2	114,4	120,1	-5,7	16	64	48,7	51,0	44,5	130,6	87,5	69,9

Tabelle 5.7 WV02: Auswertung Kontaktergebnisse – Einsetzen des Lagerfugengleitens

5.4 Parameterstudie für das verstärkte Wandsystem

Im Rahmen einer Parameterstudie werden für verstärkte Mauerwerkswände die maximale Tragfähigkeit und die Resttragfähigkeit mit zugehörigem Grenztragmechanismus in Abhängigkeit der Auflast bestimmt. Das Vorgehen gliedert sich wie folgt:

- Untersuchung der zwei Meter hohen und zwei Meter langen Wand als eingespannte Aussteifungswand (Versuchswandgeometrie)
- Übertragung der Berechnungen auf gedrungene Wände mit einer Höhe und Länge von 2,5 m als eingespannte Aussteifungswand
- Erweiterung der Ergebnisse auf weitere Wandlängen
- Ableitung von formelmäßigen Beziehungen zur Beschreibung der maximalen Querkrafttragfähigkeit und der zugehörigen Verformungsgröße, sowie der Resttragfähigkeit für das Blockgleiten

Die Variation der Auflast zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit wird zwischen $\sigma_N = 0,3 \text{ N/mm}^2$ und $\sigma_N = 1,0 \text{ N/mm}^2$ vorgenommen. Diese Normalspannung am Wandfuß deckt das Spektrum der zu erwartenden Auflastsituation in üblichen Mauerwerksgebäuden, auch bei eventuellen Lastumlagerungen im Verlauf eines Erdbebens, sinnvoll ab. Die zuvor definierten Versagensmodi erfahren im Rahmen der Auswertung eine Überprüfung, um sicherzustellen, dass ein prognostiziertes Blockgleiten der erste eintretende Mechanismus ist. Alle Berechnungen werden mit einem Kohäsionsansatz von $c = 0,35 \text{ N/mm}^2$ durchgeführt.

Bild 5.38 stellt die numerisch ermittelten Querkrafttragfähigkeiten für die Geometrie der Versuchswand in Abhängigkeit der Auflast dar. Aufgetragen sind der maximal erreichte Tragwiderstand und die Resttragfähigkeit der gleitenden Lagerfuge im Zustand Blockgleiten. In den Berechnungen setzte das Blockgleiten in Abhängigkeit der Auflast entweder in der freien Lagerfuge zwischen Verstärkungslamelle 1 und 2 (Lagerfuge 3) oder zwischen der Verstärkungslamelle 4 und 5 (Lagerfuge 9) ein. Die in den Diagrammen eingetragene Resttragfähigkeit für das Blockgleiten definiert verallgemeinert, die Tragfähigkeit der neunten

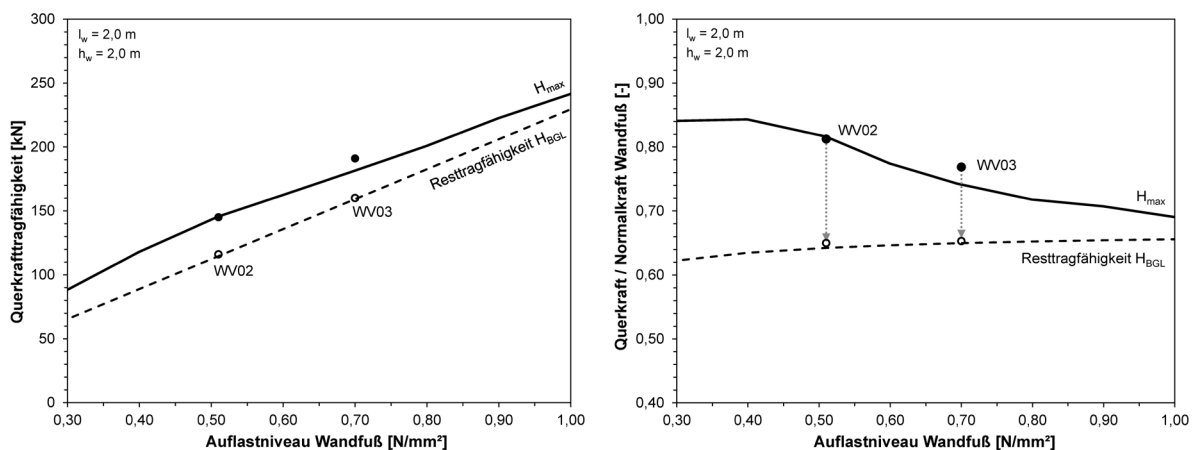


Bild 5.38 Querkrafttragfähigkeit in Abhängigkeit der Auflast ($l_w = 2,0 \text{ m}$, $h_w = 2,0 \text{ m}$)

Lagerfuge. Diese fällt, aufgrund des fehlenden Eigengewichtes der Wand, etwas kleiner aus als für die weiter unten befindliche Fuge. Sie bestimmt sich zu:

$$H_{\text{BGL}} = \mu \cdot N_{\text{LF9}} \quad (5.3)$$

mit: μ : angesetztter Reibungsbeiwert

N_{LF9} : Auflast in der neunten Lagerfuge

Der verallgemeinerte Ansatz zur Angabe der Resttragfähigkeit liegt auf der sicheren Seite und wird in der Folge zur vereinfachten Bestimmung des Widerstandsniveaus des Blockgleitens verwendet. Dieser Tragwiderstand kann gleichzeitig auch als unterer Grenzwert der erreichbaren Querkrafttragfähigkeit verstanden werden – ohne den Beitrag der Kohäsion (Haftscherfestigkeit) für die Erstbelastung.

Die linke Abbildung zeigt die absoluten Kraftwerte des maximalen Tragwiderstands (H_{max}) und der zuvor definierten Resttragfähigkeit (H_{BGL}). Der Abstand der beiden Kurven repräsentiert den Tragkraftzugewinn durch Ansatz der Haftscherfestigkeit vor Einsetzen des Gleitens. Dieser zeigt sich in den numerischen Berechnungen für einen Auflastbereich zwischen $0,4 \text{ N/mm}^2$ und $0,6 \text{ N/mm}^2$ am größten. In der rechten Darstellung wird derselbe Sachverhalt als Verhältnis des erreichten Querkrafttragwiderstands zur Normalkraft über das Auflastniveau am Wandfuß dargestellt. Der Einfluss der Haftscherfestigkeit auf den erreichten maximalen Querkrafttragwiderstand wird hier besonders für niedrigere Auflasten deutlich, wohingegen bei hoher Auflast der maximale Tragwiderstand sich dem reinen Reibungswiderstand annähert.

Die Eintragung der Versuchsergebnisse von WV02 und WV03 zeigt, dass die ermittelten Tragwiderstände in einer sehr guten Näherung wiedergegeben werden.

Im Rahmen der Variation der Auflast konnten auch bei höheren Belastungen keine Steinrisse bis zum Eintreten des Blockgleitens ermittelt werden. Auch die Überprüfung der impliziten Versagensmodi zeigte keine Abweichungen zu der, bereits bei der Gegenrechnung von WV02 dargelegten, Auswertung. In Abhängigkeit der Auflast bietet Bild 5.38 so die Möglichkeit die maximale Querkraft und das verbleibende Widerstandsniveau beim einsetzenden Lagerfugengleiten für die Versuchswandgeometrie zu bestimmen.

Für die weitere Anwendung erfolgt eine Transformation des Rechenmodells auf Mauerwerkswände einer Geschosshöhe von 2,5 m. Hier wird im ersten Schritt die 2,5 m lange Wand untersucht, die das Äquivalent der Versuchswand bei 2,5 m Wandhöhe darstellt.

Bild 5.39 stellt den zuvor aufgezeigten Zusammenhang zwischen maximalen Tragwiderstand und eine verbleibenden Resttragfähigkeit für die neue Wandgeometrie zusammen. Die zuvor getroffenen Aussagen treffen im gleichen Maß auf die geschosshohe Wand zu. Grundsätzlich lässt sich für die 2,5 m hohen Wände in den Berechnungen das gleiche Tragverhalten wie bei den untersuchten 2 m hohen Wände feststellen. Für alle untersuchten

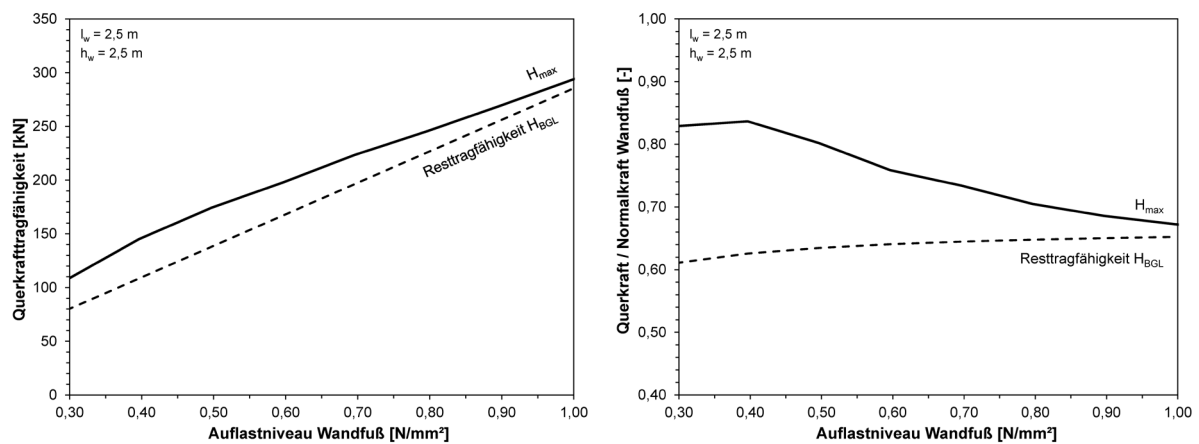


Bild 5.39 Querkrafttragfähigkeit in Abhängigkeit der Auflast ($l_w = 2,5 \text{ m}$, $h_w = 2,5 \text{ m}$)

Auflastniveaus ist das Blockgleiten der ermittelte Grenztragmechanismus. Die Gleitbewegungen zeigen sich in der dritten oder neunten Lagerfuge.

Steinrisse sind bis zum Einsetzen des Gleitmechanismus ebenfalls nicht zu verzeichnen. Wie bei den Versuchswänden weist die Verbindungsstelle in der oberen linken Ecke große Verbundkräfte auf. Diese liegen jedoch in der Größenordnung der ermittelten Werte von WV02 und WV03 und werden dementsprechend als unbedenklich eingestuft. In den Verstärkungselementen sind keine Spannungsüberschreitungen bis zum Eintreten des Blockgleitens zu verzeichnen.

In der erweiterten Parameterstudie werden Wandlängen zwischen 1,25 m und 2,50 m für Auflaststufen zwischen 0,3 N/mm² und 0,9 N/mm² untersucht. Ziel ist es für geschosshohe Aussteifungswände in Abhängigkeit ihrer Länge das Tragverhalten bei Einbringung einer Verstärkungsmaßnahme zu beurteilen. Dies ermöglicht eine Abschätzung des erreichbaren Tragwiderstands und eines ansetzbaren duktilen Verformungspotentials.

Bild 5.40 zeigt einleitend die gewählte Konfiguration der Dübelverbindungen zwischen der Mauerwerkswand und den Verstärkungslamellen für Wände ab einer Länge von 2 m. Kurze Wände, deren Grenztragmechanismus auch unverstärkt durch ein Biegetragverhalten bestimmt wird, erhalten lediglich Befestigungen in den Außenbereichen. Längere Wände erhalten zusätzlich Verbindungen im Wandinneren um hier die Querdehnungen, aus denen sich das Schubversagen in Form eines Treppenrisses entwickelt, einzuschränken. Bei Wänden der Längen 2,25 m und 2,50 m werden weiterhin Befestigungen in den Eckbereichen ergänzt, um diese besonders stark beanspruchten Wandpartien zu schützen.

Die Berechnungen mit dem numerischen Modell erweisen sich für die untersuchten Wandkonfigurationen als stabil laufend. Die Auswertung der Parameterstudie zeigt keine Anzeichen, die eine Übertragung der Verstärkungsmaßnahme auf die untersuchten Konfigurationen einschränken.

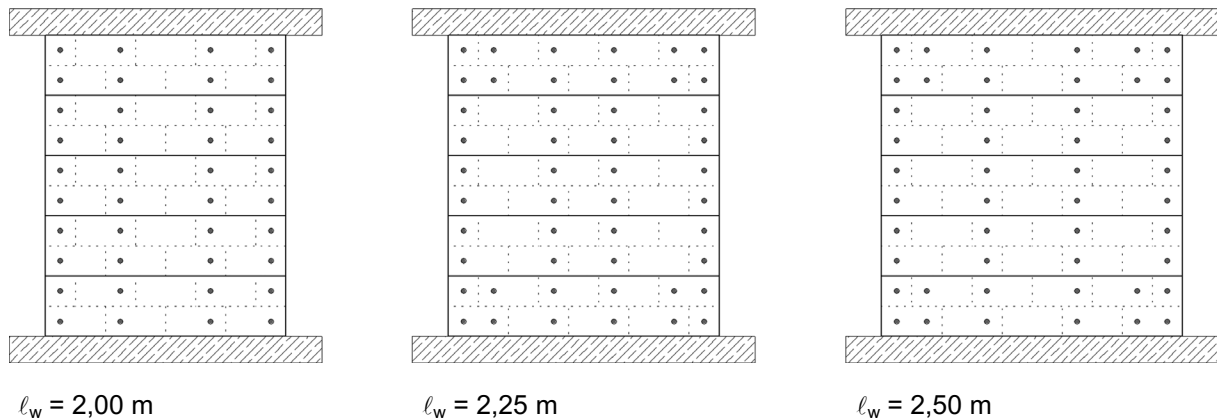


Bild 5.40 Anordnung des Verstärkungssystems für Untersuchungen im Rahmen der Parameterstudie

Bild 5.41 stellt im linken Diagramm den maximalen Tragwiderstand und das verbleibende Resttragniveau in Abhängigkeit der Wandlänge und des Auflastniveaus dar. In Bezug auf die Wandlänge lässt sich das Tragverhalten in zwei Bereiche gliedern. Das Grenztragverhalten von Wänden bis zu einer Länge von 1,75 m und einer Höhe von 2,5 m werden durch Biegedruckversagen bestimmt. In den Berechnungen zeigt sich eine Rotation der gesamten Wandscheibe. Dieses Verhalten besitzt bekanntermaßen ein großes Verformungspotential bis die konzentrierte Lasteinleitung im Eckbereich mit der Überschreitung der Druckfestigkeiten zu einem Tragfähigkeitsabfall führt.

Ab einer Wandlänge von 2 m wird die maximale Tragfähigkeit durch ein einsetzendes Blockgleiten limitiert (in den Diagrammen durch die ergänzenden gestrichelten Linien erkennbar). Der Reibungswiderstand der gleitenden freien Lagerfuge bleibt für weitere Verformungen konstant. Die Diagramme von Bild 5.41 zeigen den maximalen Tragwiderstands auf der Grundlage der numerischen Berechnungen. Die Abbildungen unterscheiden sich bezüglich des verbleibenden Widerstandsniveaus des Blockgleitens. Hier zeigt die linke Darstellung die Auswertung der numerischen Berechnungen (graue gestrichelte Linie). Die rechte Darstellung verfolgt den zuvor definierten Ansatz, die

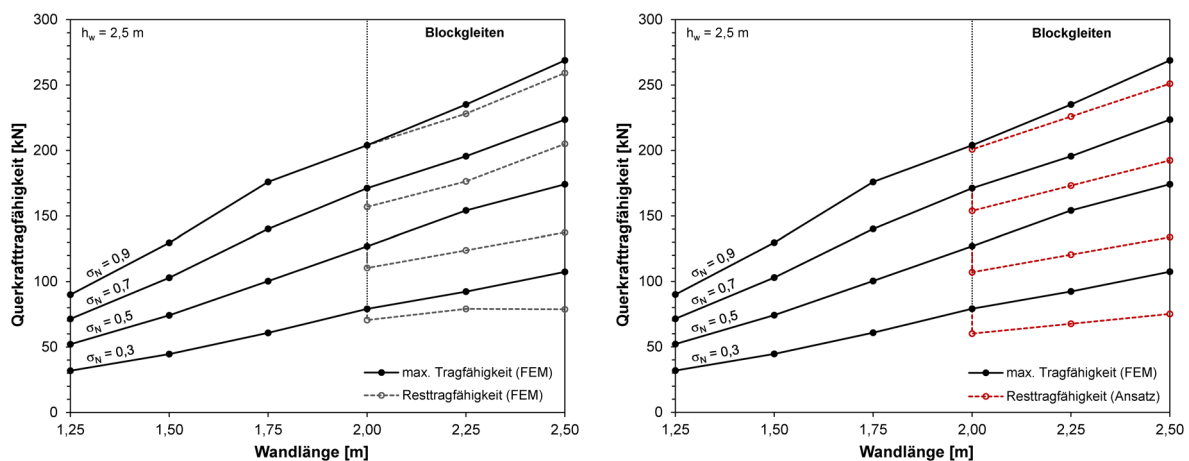


Bild 5.41 Querkrafttragfähigkeit - Abhängigkeit Wandlänge - FE-Ergebnisse / Ansatz Resttragfähigkeit

Tragfähigkeit auf das analytische Reibungsniveau der neunten Lagerfuge zu begrenzen (rote gestrichelte Linie). Im Vergleich zeigen sich nur geringfügige Abweichungen zwischen Ansatz und der direkten Auswertung der numerischen Ergebnisse.

Das Lagerfugengleiten (Blockgleiten) ist in der numerischen Analyse der begrenzende Tragmechanismus. Steinrisse oder ein vorzeitiges Versagen der Verstärkungselemente werden nicht prognostiziert. Wie zuvor ist die Beanspruchung der Verbindungsstelle in der oberen linken Ecke groß, liegt jedoch im Bereich der bereits zuvor tolerierten Größenordnung. Unter einer hohen Auflast prognostiziert das Rechenmodell nach Einsetzen des Blockgleitens in den Wandecken Steinrisse. Die Verortung kann dem Rissbild des experimentellen Wandversuchs WV03 zugeordnet werden. Hier konnte im Wandversuch geklärt werden, dass die entstehenden Risse keine Auswirkung auf die Tragfähigkeit und den verbleibenden Tragwiderstand haben. Dementsprechend wird für diese Charakteristik bei der Auswertung der numerischen Berechnungen von einem beständigen Blockgleiten ausgegangen.

Für die im Rahmen der Parameterstudie untersuchten Wände lassen sich die erreichten Tragwiderstände mit dem Tragfähigkeitsfaktor f_q in Abhängigkeit der vorherrschenden Normalkraft darstellen. Dieser Faktor gibt das Verhältnis des maximalen Tragwiderstands zur Normalkraft in der gleitenden Lagerfuge an. Zur querschnittsunabhängigen vergleichenden Betrachtung erfolgen die Darstellung und die formelmäßige Beschreibung bezogen auf die Normalspannung.

Bild 5.42 (links) zeigt gestrichelt die Ergebnisse der numerisch berechneten maximalen Tragwiderstände. Die durchgezogenen Linien repräsentieren die gewählte Näherung des Tragfähigkeitsfaktors als Ausgleichsgerade der Einzelergebnisse. Die rechte Abbildung zeigt in Abhängigkeit der Wandlänge in Rot den Resttragwiderstand nach dem zuvor aufgezeigten Ansatz und den maximalen Tragwiderstand entsprechend dem nachfolgend geschilderten Vorgehen. Der Faktor zur Bestimmung der maximalen Querkrafttragfähigkeit ermittelt sich

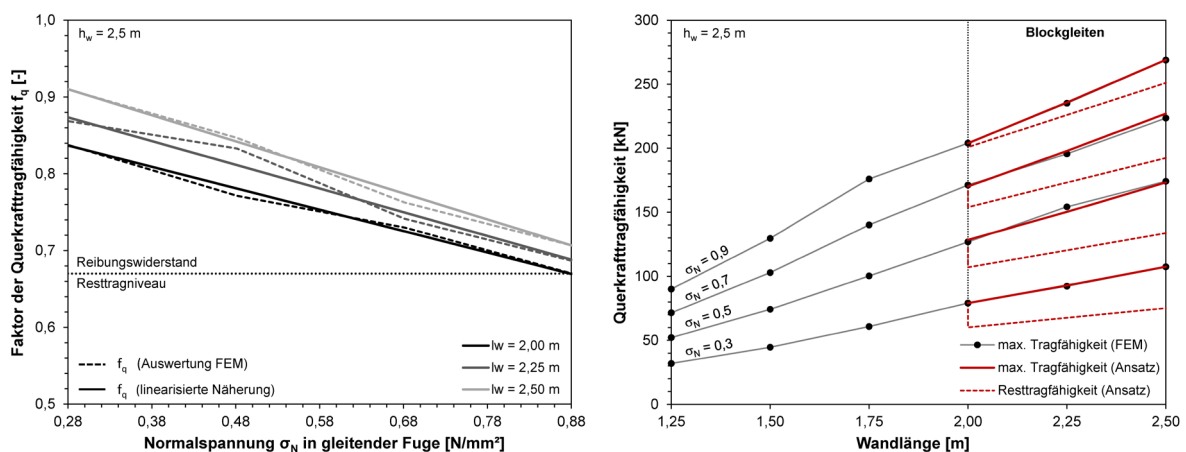


Bild 5.42 Näherung des Faktors der Querkrafttragfähigkeit f_q / Querkrafttragfähigkeit mit linearem Ansatz

als formelmäßige Beziehung aus den Ausgleichsgeraden der Einzelergebnisse und folgt der Gleichung:

$$f_q = -(0,279 + 2 \cdot \eta) \cdot \sigma_{N,BGL} + (0,915 + 3 \cdot \eta) \geq \mu \quad (5.4)$$

$$\text{mit: } \sigma_{N,BGL} = \sigma_{N,Wandfuß} - \frac{4}{5} \cdot h_w \cdot \gamma_{MW} \quad (5.5)$$

$$\eta = \frac{3 \cdot (\ell_w - 2)}{50} \quad (\ell_w \text{ in [m]}) \quad (5.6)$$

γ_{MW} : Wichte des Mauerwerks

μ : Reibungsbeiwert

Der maximale Querkrafttragwiderstand ermittelt sich zu:

$$H_{\max} = f_q \cdot \sigma_{N,BGL} \cdot \ell_w \cdot t_w \quad (5.7)$$

Der Tragwiderstand des Resttragniveaus bestimmt sich zu:

$$H_{BGL} = \mu \cdot \sigma_{N,BGL} \cdot \ell_w \cdot t_w \quad (5.8)$$

Mit den vorgestellten Formeln können der maximale Tragwiderstand und die Resttragfähigkeit für Wände des verstärkten Wandsystems losgelöst von einer erneuten numerischen Berechnung bestimmt werden. Zwischenwerte werden entsprechend der linearen Beziehung zwischen den Stützstellen der Parameterstudie erfasst. Der Anwendungsbereich bleibt vorerst auf Wände mit Steinen aus Kalksandstein begrenzt. Die untersuchten Wandlängen liegen zwischen 2,0 m und 2,5 m, kürzere Wände gehen wie aufgezeigt nicht bzw. nicht sichergestellt in den Grenzzustand Blockgleiten über. Der Auflastbereich umfasst Werte zwischen 0,3 N/mm² und 0,9 N/mm².

In Tabelle 5.8 sind die dem maximalen Tragwiderstand zugehörigen Kopfverformungen zusammengestellt. Die angegebenen Verformungsgrößen entsprechen für die jeweilige Wandlänge dem Mittelwert der untersuchten Auflastniveaus. Die Streuung der Verformungsgröße ist gering ausgeprägt, so dass die Verformungen zum maximalen Tragwiderstand mit wenigen Ausnahmen in einer guten Näherung erfasst werden. Die bestimmten Mittelwerte können so als ein gutes Maß, losgelöst von der Auflast, herangezogen werden.

Wandlänge ℓ_w	2,00 m	2,25 m	2,50 m
d_{Kopf} [mm]	2,8	2,3	2,3

Tabelle 5.8 gemittelte Kopfverformungen beim Erreichen der maximalen Tragfähigkeit

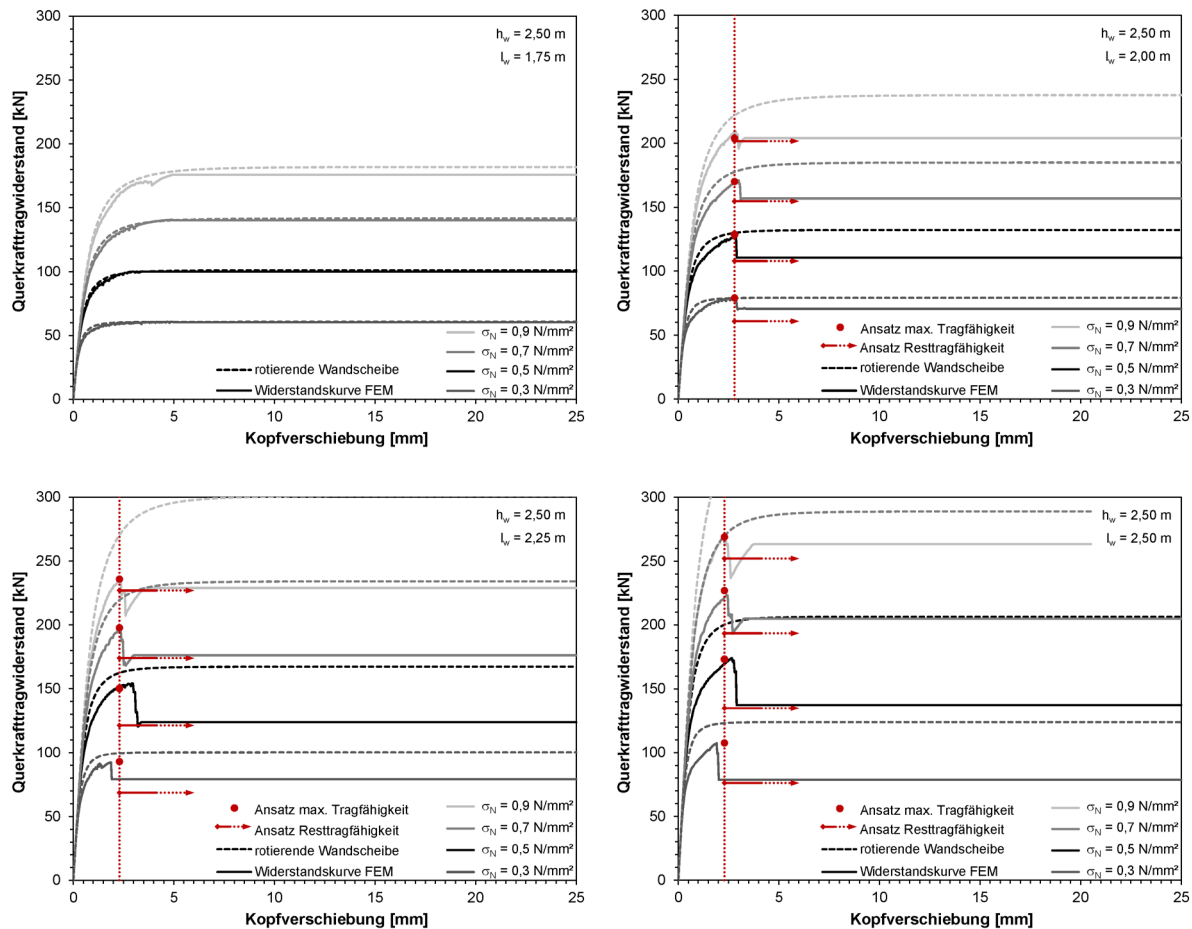


Bild 5.43 Kraft-Verformungs-Beziehung $l_w = 1,75\text{ m} - 2,50\text{ m}$ – FE-Ergebnis und ideale Widerstandskurve

Bild 5.43 zeigt ausgewählte Widerstandskurven der Parameterstudie für Wandlängen von 1,75 m bis 2,50 m und unterschiedliche Auflastwerte. Stellvertretend für kurze Wände weisen die Kraft-Verformungs-Beziehungen der 1,75 m langen Wand die Übereinstimmung mit der Kurve der idealisierten Tragfähigkeitskurve der rotierenden Wandscheibe aus. Diese sind zum jeweiligen Vergleich gestrichelt eingetragen. Längere Wände bleiben hinter der dieser idealisierten Tragkapazität zurück. Der Abstand wird mit zunehmender Wandlänge und Auflast größer. Mit Einsetzen des Blockgleitens kommt es zu einem Abfall des Tragwiderstands einer maximalen Größenordnung von 20 %. Für weitere Verformungen zeigt sich die verbleibende Resttragfähigkeit auf einem konstanten Niveau.

Die roten Eintragungen repräsentieren die Kennwerte des maximalen Tragwiderstands und der Resttragfähigkeit im Zustand des Blockgleitens mit der zuvor aufgeführten Näherungsbetrachtung. Die Verformungsgröße zum maximalen Tragwiderstand gemäß Tabelle 5.8 ist als gepunktete vertikale Linie eingetragen. Die roten Punkte repräsentieren den angenäherten maximalen Tragwiderstand nach Formel (5.7) für die jeweiligen vier Auflaststufen. Der eingetragene Pfeil zeigt das jeweils verbleibende Widerstandsniveau gemäß dem Ansatz der Formel (5.8). Es zeigt sich insgesamt eine gute Übereinstimmung der linearen Näherung mit den Kennwerten der numerischen Berechnungen.

5.5 Erkenntnisse aus den numerischen Untersuchungen

Die numerischen Berechnungen mit dem vorgestellten vereinfachten Mikromodell geben im direkten Vergleich mit den experimentellen Versuchsergebnissen die Widerstandskurve von unverstärkten und verstärkten Mauerwerkswänden in einer sehr guten Näherung wieder. Die Spannungsverteilung in den Lagerfugen der unverstärkten Wände kann mit den bekannten Ansätzen aus dem Stand der Technik in Einklang gebracht werden. Die Grenztragmechanismen werden entsprechend der Wandversuche ausgewiesen. Relevante Steinrisse können abgebildet werden.

Das experimentell ermittelte Tragverhalten kann mit den im numerischen Modell verwendeten allgemeingültigen Ansätzen abgebildet werden. Die Ausweitung auf weitere Wandabmessungen und Auflastniveaus zeigt, dass die Wandversuche keine singulären Ergebnisse repräsentieren.

Für die verstärkten Mauerwerkswände kann mit den numerischen Untersuchungen die Beteiligung der Verstärkungsmaßnahme am Querkraftabtrag aufgezeigt werden. Die Verstärkungselemente werden maßgeblich nach dem Einsetzen der Relativverschiebungen im Mauerwerksgefüge aktiviert. Im Wandinneren stehen sie mit ihrer Steifigkeit den Querdehnungen gegenüber und verhindern dort die Entstehung eines Treppenrisses. Ihre Wirkungsweise gleicht einer externen Bewehrung. Es entstehen vorrangig Zugbeanspruchungen in den Verstärkungselementen.

Besonders in den Übergangsbereichen zu den lasteinleitenden Bauteilen beteiligen sich die Verstärkungselemente am Abtrag der Scherbeanspruchung und ermöglichen so eine Umverteilung der konzentriert in den Ecken eingeleiteten Last auf mehrere Druckstreben. In der Folge geht die Beanspruchung der Mauersteine, die zu einem Versagen am Steinrand führt, zurück.

In Höhe der Wandmitte führen die Verstärkungselemente die Druckstrebe des Mauerwerks, die zum freien Wandrand läuft, zurück in die Mitte. Hier entstehen die größten globalen Zugbeanspruchungen.

Im Mauerwerk bilden sich so sechs parallele Druckstreben, die bei dem gewählten Mauerwerksverband unter 45° verlaufen und zu einer reinen Diagonalbeanspruchung der Steine führen.

Global betrachtet nähert sich die Widerstandskurve der verstärkten Wand, der einer idealisierten, rotierenden Wandscheibe gleicher anfänglicher Verformungssteifigkeit an. Dies belegt auch die Verschiebung der Schwerpunkte der Schubspannungsverteilung in den Lagerfugen in Richtung der Wandmittelachse.

Die numerischen Untersuchungen zeigen, dass die Größe der Kohäsion bzw. der Haftscherfestigkeit einen entscheidenden Einfluss auf den maximalen erreichten Tragwiderstand hat. Für die untersuchte Stein-Mörtel-Kombination können die Ergebnisse

der Wandversuche mit einem Kohäsionsansatz von $c = 0,35 \text{ N/mm}^2$ im numerischen Modell sehr gut wiedergegeben werden. Der Ansatz einer erhöhten Kohäsion zeigte für die verstärkte Wand keinen Einfluss auf den Verhaltensmechanismus. Der maximale Tragwiderstand fällt zwar höher aus, ein vorzeitiges Steinversagen konnte jedoch nicht ermittelt werden. Nach Überschreitung des erhöhten Tragwiderstands stellt sich das Blockgleiten ein.

Die durchgeführte Parameterstudie zeigt die Wirksamkeit der Maßnahme für geschosshohe Wände einer Länge zwischen 1,25 m und 2,50 m auf. Bezugnehmend auf Bild 3.2, das die Ziele der Verstärkungsmaßnahme verdeutlicht, können nun Aussagen zum erreichbaren Widerstandsniveau getroffen werden. Im Vergleich zur unverstärkten Wand zeigt sich eine Zunahme der maximalen Querkrafttragfähigkeit. Mit den vorgestellten Formeln (5.4) lassen sich der maximale Tragwiderstand und das Resttragniveau bei einsetzendem Blockgleiten in Abhängigkeit der Wandlänge und des Auflastniveaus bestimmen.

Von besonderer Bedeutung für die Wirksamkeit ist jedoch die Erkenntnis, dass die verstärkte Wand in einen duktilen Grenztragmechanismus übergeht. Für Mauerwerkswände, die unverstärkt ein sprödes Schubversagen erfahren, wird nun ein Blockgleiten erreicht, das über ein stabiles Widerstandsniveau und hohe dissipative Eigenschaften verfügt.

Die Ergebnisse der Parameterstudie dienen als Grundlage für den vereinfachten Ansatz zur Beschreibung der Widerstandskurve einer verstärkten Mauerwerkswand im folgenden Kapitel.

6 Tragverhalten und Bedeutung der Verstärkungsmaßnahme für Mauerwerksgebäude unter Erdbebeneinwirkung

Ausgangspunkt der Untersuchungen für ein Verstärkungssystem waren Aussteifungswände aus Mauerwerk, die aufgrund eines vorzeitig einsetzenden Treppenrisses ein sprödes Schubversagen aufweisen und so in der Tragkapazität beschränkt werden. In den experimentellen und numerischen Untersuchungen konnten für diese Wände die Wirksamkeit und die Funktionsweise der Verstärkungsmaßnahme bei der Anwendung auf Kalksandsteinmauerwerk aufgezeigt werden.

Mit den eingesetzten Elementen aus textilbewehrten Beton wird die Ausbildung des Treppenrisses unterbunden. Die Textilbetonelemente wirken wie eine externe Bewehrungslage mit hoher Steifigkeit und begrenzen die relativen Verformungen im Mauerwerksverband. In der Folge wird der Spröbruchmechanismus der unverstärkten Mauerwerkswand (diagonaler Treppenriss mit Ecksteinbruch) unterbunden. Die durch die Verstärkung erhöhte Integrität der Mauerwerkswand ermöglicht das Verhalten einer homogenen Wandscheibe mit erhöhter Steifigkeit und Rotationsfähigkeit.

Durch Integration der Verstärkungselemente gehen die Beanspruchungen in den Steinen zurück. In der vorgestellten Ausführungsvariante werden jeweils zwei Steinreihen zusammenfasst. Es ergibt sich eine erhöhte Querkrafttragfähigkeit in diesem Block. Die Textilbetonelemente in der Wandmitte erfahren vornehmlich eine Beanspruchung auf Zug. Neben der Übertragung einer anteiligen Scherkraft zwischen den beiden Steinreihen unterbinden sie die horizontale Trennung des Mauerwerks entlang der Wanddiagonalen (Treppenriss). Sie halten so die „beiden Wandhälften“ mit ihrer Dehnsteifigkeit zusammen. In der freien Lagerfuge zwischen den zusammengefassten Steinreihen muss die gesamte Querkraft über die Mörtelfuge übertragen werden. In einer dieser Fugen wird der Tragwiderstand infolge eines einsetzenden Gleitreibungsmechanismus begrenzt, der ein gutmütiges und stabiles Grenztragverhalten charakterisiert. Dieses Tragverhalten wurde als „Blockgleiten“ bezeichnet. Im Lasteinleitungsbereich am Wandkopf wird die in der Wanddecke konzentriert eingeleitete Kraft über Druckbeanspruchungen in den Verstärkungselementen in die angrenzenden Wandbereiche umgeleitet. So werden lokale Spannungsspitzen gemindert und eine größere Breite der Wand aktiviert. Am Wandfuß wird durch die Verstärkung die Ecke stabilisiert und ein fortschreitendes Versagen unterbunden.

Die auftretenden Beanspruchungen liegen bis zum Einsetzen des Blockgleitens unterhalb der ermittelten Festigkeitswerte. Die Verbindungsmittel konnten in den experimentellen Untersuchungen, wie auch in den numerischen Berechnungen, die auftretenden Kräfte lokal verankern. Ein sprödes Versagen der Verbindung zwischen Stein und Verstärkung kann daher für die untersuchte Konfiguration ausgeschlossen werden. Aufgrund der beidseitigen Anbringung der Verstärkungselemente tritt im System global keine Exzentrizität auf. Eine Biegebeanspruchung senkrecht zur Wandebene ist daher auszuschließen.

In den Untersuchungen entwickelte das verstärkte Wandsystem in Abhängigkeit der Wandschlankheit (Verhältnis der Wandhöhe zur Wandlänge) zwei charakteristische Grenztragverhalten. Schlanke Wände werden, wie auch ohne Verstärkungsmaßnahme, durch das Tragverhalten einer rotierenden Wandscheibe mit abschließendem Biegedruckversagen bestimmt (Bild 6.1 (1)). Im Gegensatz zur unverstärkten Wand kann hier jedoch erwartet werden, dass es zu keinem großen Tragfähigkeitsverlust bei einem Steinriss in der Wanddecke kommt. Die unverstärkte Wand verliert nach dem Ecksteinbruch die stabile Verbandsstruktur auch im Wandinneren (vgl. Bild 2.9). Bei der verstärkten Wand ist infolge eines möglichen Ecksteinrisses in der Wanddecke ein sprödes vollständiges Versagen nicht zu erwarten. Die Verstärkung hält die übrigen Wandbereiche zusammen und stärkt den verbleibenden Eckbereich. Die Wand findet ihr Gleichgewicht für eine kürzere Aufstandsfläche (Bild 6.1 (2)) und somit bei einem leicht reduzierten Tragwiderstand (Bild 6.1 (rechts)). Der Widerstandsabfall wird begrenzt und das Nachbruchverhalten verbessert.

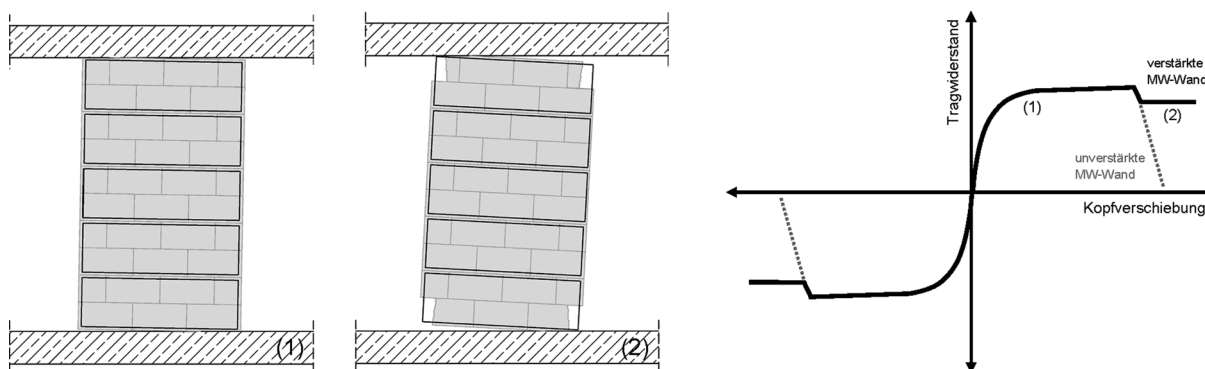


Bild 6.1 Grenztragmechanismus Rotation der Wandscheibe (schlanke Wände)

Im Forschungsvorhaben lag der Schwerpunkt auf längeren, weniger schlanken Wänden. Diese weisen unverstärkt das eingangs charakterisierte spröde Schubversagen auf. Für diese Wände konnte ein neues Grenztragverhalten – das Blockgleiten – aufgezeigt werden, welches für die verstärkte Wand ein erhöhtes Tragwiderstandsniveau mit großer Verformungskapazität ausweist. Bild 6.2 zeigt das signifikante Verformungsbild und die prinzipielle Widerstandskurve dieses Tragmechanismus, der in der Folge besprochen wird.

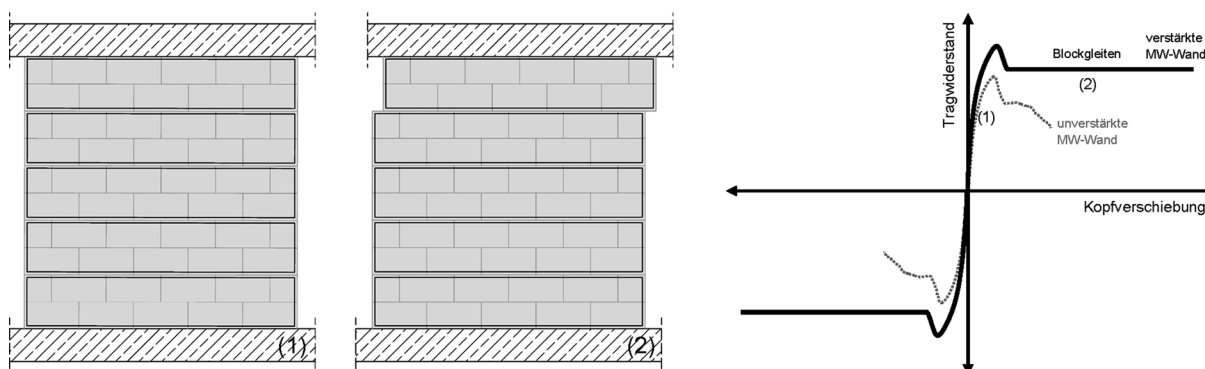


Bild 6.2 Grenztragmechanismus Blockgleiten (gedrungene Wände)

6.1 Neuer Grenztragmechanismus „Blockgleiten“

Bild 6.3 stellt den allgemeinen Verlauf der Widerstandskurve und eine Skizze einer verstärkten Mauerwerkswand, welche dieses Grenztragverhalten aufweist, dar. Die Kurve versteht sich als Hüllkurve der einzelnen Hysteresen unter einer zyklischen Einwirkung. Zur Veranschaulichung ist der Kurvenverlauf exemplarisch im ersten Quadranten dargestellt.

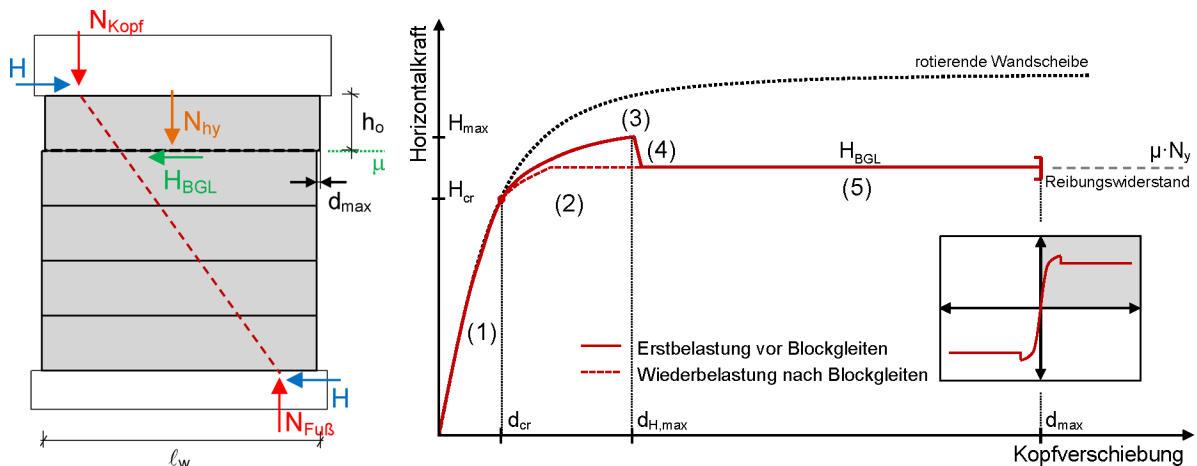


Bild 6.3 Grenztragmechanismus Blockgleiten und zugehörige allgemeine Form der Widerstandskurve

Die Widerstandskurve ist geprägt durch einen anfänglichen Anstieg entsprechend der Biegesteifigkeit der Wandscheibe (1). Der Beginn des nichtlinearen Bereichs ist durch die Rotation der Wandscheibe gekennzeichnet (vgl. Bild 6.4). Die Wand bleibt frei von Schädigung, so liegt die Widerstandskurve nahezu deckungsgleich auf der Grenzkurve der rotierenden Wandscheibe. Ab einem Widerstandswert H_{cr} von ca. 70 % der begrenzenden maximalen Querkrafttragfähigkeit (H_{max}) kommt es infolge einsetzender Relativbewegungen in den freien Lagerfugen und im Steingefüge zu einem Steifigkeitsrückgang (2), der sich im nichtlinearen Abschnitt der Widerstandskurve als Abflachung der Kurve darstellt. Bei Erreichen des Tragwiderstands H_{max} (3) überschreitet die Scherkraft in einer freien Lagerfuge den zur Verfügung stehenden Widerstand aus der Summe der verbleibenden Kohäsion der nicht klaffenden Abschnitte der Lagerfuge und dem Reibungswiderstand $\mu \cdot \sigma$. In der Folge kommt es zu einem ruckartig einsetzenden Gleitvorgang entlang der vollständigen Lagerfuge. Der Tragwiderstand geht leicht zurück (4). Der einsetzende Reibungsmechanismus verbraucht Energie, so dass der Impuls durch den plötzlichen Widerstandsabfall gedämpft wird. In den Versuchen findet das System nach einer Gleitverformung von circa 2 mm das neue Gleichgewicht und verbleibt fortan in einem stabilen Reibungsmechanismus. Dieser stellt sich in einer der ersten freien Lagerfugen im Wandinneren (LF3 bzw. LF9) ein. Für die weiteren Verformungen steht in der Folge ein konstanter Reibungswiderstand (H_{BGL}) (5) zur Verfügung.

Bis zum Eintreten des Blockgleitens konnte in den Untersuchungen keine Schädigung der Steine oder der Verstärkungsmaßnahme festgestellt werden. Kleinere Schäden, die für weitere Verformungen entlang der gleitenden Lagerfuge durch den Reibvorgang entstehen,

zeigten keine Auswirkung auf das Widerstandsniveau und die Verformbarkeit. In den übrigen Wandbereichen gingen mit Einsetzen des Gleitens die Beanspruchungen aufgrund des reduzierten Tragwiderstands zurück. Sie blieben in den experimentellen Untersuchungen frei von Schäden. In den Wandversuchen konnte eine maximale Kopfverschiebung von ± 43 mm realisiert werden.

Die von *Elsche* aufgezeigten Verformungsanteile einer unverstärkten Mauerwerkswand (Biege-, Verzerrungs- und Rotationsanteil) [E1] sind für eine derart verstärkte Mauerwerkswand um einen weiteren Verformungsanteil zu ergänzen – die Relativverschiebung in der gleitenden Lagerfuge (Bild 6.4). Diese ist nach ihrem Einsetzen für weiterführende Verformungen dominant. Der Anteil der Rotation an der Gesamtverformung, auch für große horizontale Auslenkungen, ist sehr gering. Somit kommt es im Gegensatz zum Grenztragverhalten Biegedruck nicht zu einer signifikanten Anhebung des Wandkopfes. Maßgebende Änderungen der Auflast während eines Erdbebens sind somit nicht zu erwarten.

In Bezug auf die in Bild 6.3 aufgeführte Widerstandskurve lassen sich die Verformungsanteile wie folgt zuordnen. Abschnitt (1) ist im überdrückten Anfangsbereich durch die Biegung (B) und Verzerrung (V) der Wand bestimmt. Mit Übergang zum nichtlinearen Abschnitt beginnt das Klaffen zu den Decken und die Rotation der Wandscheibe (R) setzt ein. Mit Einsetzen des Lagerfugengleitens (LFG) in Abschnitt (4) und (5) werden alle aufgezeigten Verformungsanteile aktiviert. Infolge des dabei eintretenden leichten Widerstandsrückgangs gehen die anderen Verformungsgrößen ((B), (V) und (R)) zurück. Alle weiteren aufgebrachten Verformungswege ($d > d_{H,max}$) werden allein durch das Lagerfugengleiten umgesetzt. Die Verformungsanteile von Biegung, Verzerrung und Rotation bleiben konstant. Dieses grundsätzliche Verformungsverhalten bleibt für die weiteren Verformungszyklen erhalten.

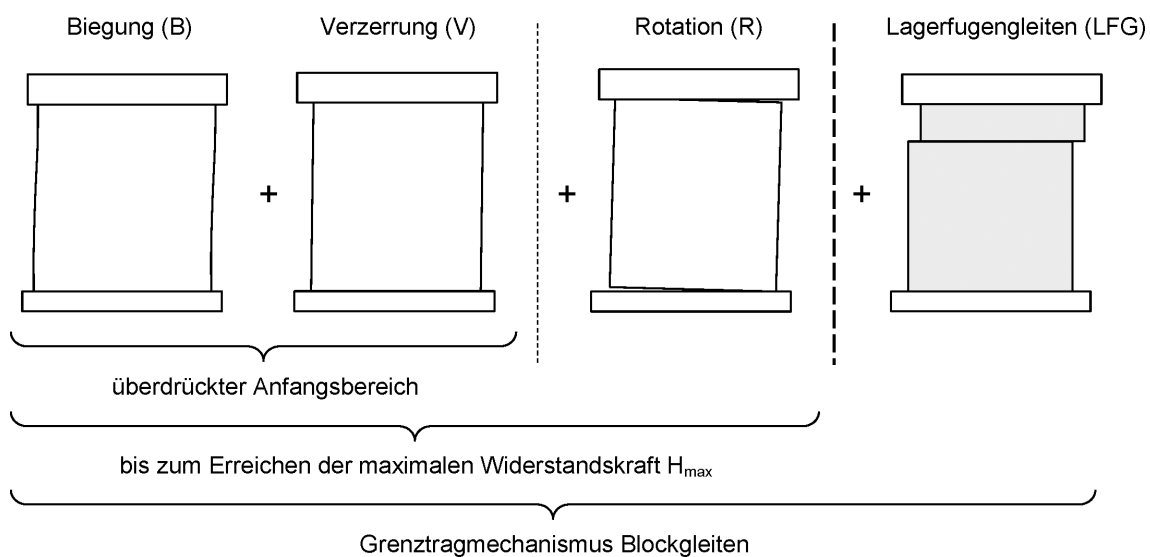


Bild 6.4 Verformungsanteile der verstärkten Mauerwerkswandscheibe

Bis zum Erreichen des Reibungswiderstands: $(B) + (V) + (R)$

Im Grenzzustand Blockgleiten: $\underbrace{(B) + (V) + (R)}_{\text{(konstant)}} + \underbrace{(LFG)}_{\text{(veränderlich)}}$

Der Tragwiderstand für das Blockgleiten H_{BGL} ist durch den Reibungsmechanismus in der gleitenden Lagerfuge bestimmt. Dieser lässt sich zuverlässig als das Produkt des Reibungsbeiwerts der Fuge und der vorherrschenden Normalkraft bestimmen.

$$H_{BGL} = \mu \cdot N_{hy} \quad (6.1)$$

mit: N_{hy} : Normalkraft in der gleitenden Fuge

μ : Reibungsbeiwert der Mörtelfuge

Zur Bestimmung des Widerstandsniveaus der Wandscheibe wird auf der sicheren Seite liegend vorgeschlagen die Normalkraft in der ersten freien Fuge von oben als Rechengröße zu verwenden, da diese aufgrund des fehlenden Eigengewichtes der Wand kleiner ausfällt.

Die Normalkraft N_{hy} bestimmt sich zu:

$$N_{hy} = N_{Fu\beta} - (h_w - h_o) \cdot \gamma_{MW} \cdot \ell_w \cdot t_w \quad (6.2)$$

mit: $N_{Fu\beta}$: Auflast am Wandfuß

h_o : Abstand bis zur gleitenden Fuge vom Wandkopf

h_w : Wandhöhe

ℓ_w : Wandlänge

t_w : Wanddicke

γ_{MW} : Rohdichte des Mauerwerks

Der Reibungsbeiwert einer Mörtelfuge liegt zwischen $\mu = 0,60$ und $\mu = 0,70$. Sein Auftreten und seine Größenordnung kann als zuverlässige Materialeigenschaft angesehen werden. Die DIN EN 1996-1-1 [04] gibt den ansetzbaren Reibungsbeiwert als Rechengröße mit $\mu = 0,65$ an. In den eigenen Versuchen konnte der Reibungsbeiwert mit $\mu = 0,67$ für die untersuchte Stein-Mörtel-Kombination bestätigt werden. Der verbleibende Tragwiderstand im Grenzzustand Blockgleiten ist somit eindeutig zu charakterisieren.

Der für erstmalige Beanspruchung erreichte maximale Tragwiderstand H_{max} ($> H_{BGL}$) wird maßgeblich von der Kohäsionswirkung in der Mörtelfuge beeinflusst (vgl. Bild 5.17). Im Gegensatz zum Reibungsbeiwert unterliegt die Kohäsion (Haftscherfestigkeit) jedoch ausgeprägten Schwankungen. *Graubner et al.* [G1] zeigen unter anderen als Einflussfaktoren auf die Größe die Oberflächenstruktur des Mauersteins, die „Sauberkeit“ der

Lagerfuge, der Feuchtegehalt des Mauersteins beim Vermörteln, die Fugendicke und die Erhärtungsbedingungen auf. Zusätzlich zu der Streuung der anfänglichen Kohäsionsgröße wird unter der zyklischen Einwirkung der Bereich in dem eine kohäsive Wirkung ansteht infolge der globalen Klaffung in den offenen Lagerfugen und der zusätzlichen Rotation der Einzelsteine mit zunehmender Auslenkung reduziert (vgl. 5.3.3.2). Die Kombination dieser beiden Unwägbarkeiten macht eine Bestimmung des erhöhten Tragwiderstands sehr unzuverlässig. Auf die Ermittlung eines verallgemeinerten Ansatzes wird bewusst verzichtet. Zur Einordnung der erreichbaren maximalen Widerstandsgröße wird für das untersuchte Wandsystem auf die Ergebnisse der numerischen Berechnungen zurückgegriffen (Formel (5.4)).

Durch einen zweiten nach dem „regulären“ durchgeführten Versuchslauf konnte gezeigt werden, dass die Versuchswand auch nach wiederholter Gleitbewegung für eine erneute Belastung den Tragwiderstand des Reibungsmechanismus erreicht. Es kann somit davon ausgegangen werden, dass bei korrekter Auslegung, selbst nach Eintreten des Bemessungsbebens die Tragfähigkeit der Wand und somit des Aussteifungssystems gewährleistet ist. Auch optisch weist die verstärkte Mauerwerkswand keine signifikante Schädigung auf, die eine Sanierungsmaßnahme erfordern würden. Der Reibungswiderstand kann somit als dauerhafte Tragwiderstandsgröße angesehen werden. Für die erneute Belastung steht der erhöhte Tragwiderstand H_{\max} nach einmaliger Überschreitung der Kohäsionsgröße und Überführung in den Gleitreibungsmechanismus nicht mehr zu Verfügung. Es ergibt sich eine zweite Widerstandskurve, die für kleine Verformungen deckungsgleich mit der Erstbelastungskurve ist und im nichtlinearen Bereich leicht flacher ausfällt (Bild 6.3 rot gestrichelter Kurvenabschnitt). Der Tragwiderstand wird mit Erreichen des Reibungswiderstands in der gleitenden Lagerfuge begrenzt.

Abgrenzung des Grenztragmechanismus

Die numerischen Berechnungen zeigten, dass auch Wände mit einer größeren Schlankheit in den Grenztragmechanismus Blockgleiten überführt werden können. Für die gewählte Kohäsionsgröße, die zu vergleichbaren Ergebnissen mit den Wandversuchen führte, konnte für 2,5 m hohe Wände ab einer Länge von 2,0 m unabhängig von der Auflast das Grenztragverhalten Blockgleiten ausgewiesen werden (Bild 5.42).

Losgelöst von der Größe der Kohäsion lässt sich aus der Wandgeometrie und dem Einspanngrad eine Mindestlänge definieren, die vorhanden sein muss, damit der Reibungswiderstand niedriger ausfällt als die Biegedrucktragfähigkeit. Durch Gleichsetzen der Beziehungen der Biegedrucktragfähigkeit (Formel (2.12)) und der prinzipiellen Mindestanforderung für Blockgleiten, dem Erreichen des Reibungswiderstands, lässt sich eine Mindestwandlänge bestimmen, ab der Blockgleiten einsetzen kann.

$$l_w \geq l_{w,BGL} = \frac{2 \cdot \mu \cdot k_M \cdot h_w}{1 - \frac{\sigma_N}{f_{MW}}} \quad (6.3)$$

Für eine Volleinspannung der verstärkten Mauerwerkswand lässt sich folgern:

$$l_w \geq l_{w,BGL} = \frac{\mu \cdot h_w}{1 - \frac{\sigma_N}{f_{MW}}} \quad (6.4)$$

Bild 6.5 zeigt das zuvor geschilderte Vorgehen. Die exemplarische Auswertung bezieht sich auf eine Normalspannung am Wandfuß ($\sigma_N = 0,7 \text{ N/mm}^2$) und stellt in Bezug auf die Wandlänge die Biegetragfähigkeit (unverstärktes Mauerwerk Formel (2.12)), die Grenztragfähigkeit der rotierenden Scheibe (Formel (2.2)) und den Reibungswiderstand gegenüber. Als vergleichbare Bezugsgröße wird ein Faktor der Querkrafttragfähigkeit $f_{q,Wf}$ ausgewiesen, der den Tragwiderstand auf die Auflast am Wandfuß bezieht.

$$f_{q,Wf} = \frac{H}{N_{\text{Wandfuß}}}$$

Es zeigt sich, dass schlanke Wände bis circa 1,5 m aufgrund ihrer Geometrieverhältnisse keinen ausreichend hohen Tragwiderstand entwickeln können um einen Gleitmechanismus auszulösen. Mit zunehmender Wandlänge nimmt der mögliche Tragwiderstand der rotierenden Wandscheibe zu. Die Biegedrucktragfähigkeit, die ein Versagen der Wanddecke in Abhängigkeit der Mauerwerksdruckfestigkeit berücksichtigt, verläuft etwas niedriger, so dass der Schnittpunkt mit der Kurve des Reibungswiderstands bei einer größeren Wandlänge ausgewiesen wird. Diesen Schnittpunkt bestimmt die Formel (6.4). Für die exemplarisch ausgewählte Auflast liegt die Mindestwandlänge bei circa 1,75 m (entspricht einer Schlankheit von $\lambda < 1,4$). Ab dieser Wandlänge liegt der Reibungswiderstand ohne Kohäsion unterhalb der Biegedrucktragfähigkeit.

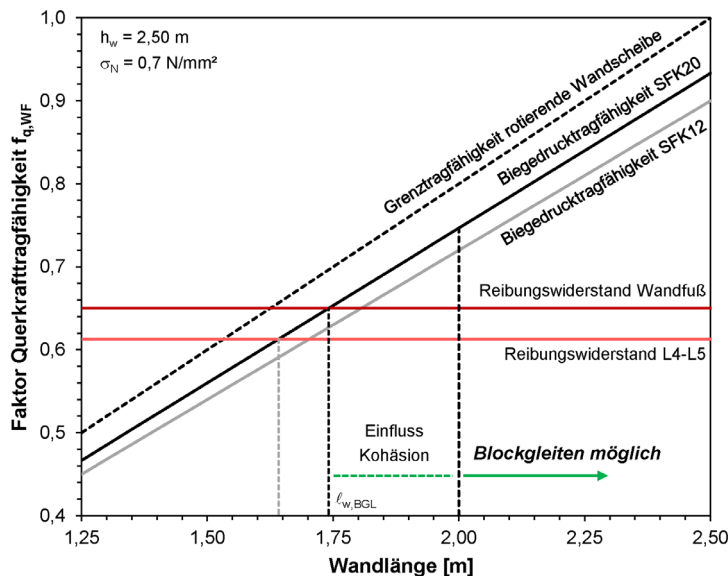


Bild 6.5 Prinzipielle Ermittlung der Mindestwandlänge für das Blockgleiten

Durch den Einfluss der Kohäsion kann jedoch für die Erstbeanspruchung ein erhöhter Tragwiderstand in der Lagerfuge aktiviert werden. Die erhöhte Querkrafttragfähigkeit erfordert als Folge eine größere Wandlänge für das Erreichen des Gleitens. In den numerischen Untersuchungen konnte ab einer Wandlänge von 2,0 m stets ein Reibungsmechanismus in Form des Blockgleitens ausgewiesen werden. Wände mit einer Länge in dem Übergangsbereich zwischen 1,75 m ($\lambda \sim 1,4$) und 2,0 m ($\lambda = 1,25$) werden bei hoher Kohäsionswirkung durch den Tragmechanismus Biegedruck und bei niedriger Kohäsionswirkung durch das Blockgleiten bestimmt.

Neben der Auflast, die je höher sie ausfällt eine größere Mindestwandlänge zur Folge hat, beeinflusst die Mauerwerksdruckfestigkeit die Mindestwandlänge. Niedrigere Festigkeitswerte, hier exemplarisch für die Steinfestigkeitsklasse 12 dargestellt, führen ebenfalls zu einer erhöhten Mindestwandlänge.

Weiterhin ist der Reibungswiderstand für ein gezielt eingeleitetes Gleiten in der Lagerfuge zwischen der vierten und fünften Verstärkungslamelle aufgeführt. Aufgrund der niedrigeren Auflast in dieser Fuge, würde dieser Zustand bereits bei deutlich kürzeren Wänden zu einem Gleitmechanismus führen.

Die Diagramme von Bild 6.6 stellen in Abhängigkeit der Normalspannung am Wandfuß die Tragwiderstände des Biegedruckversagens und des Blockgleitens gegenüber. Es zeigt sich, dass für Wandlängen ab 2,0 m ($\lambda < 1,25$) die Biegedrucktragfähigkeit, selbst des unverstärkten Mauerwerks, höher liegt als der erhöhte Tragwiderstand H_{\max} des Blockgleitens (Formel (5.7)). Sie liegen für die 2,0 m lange Wand noch nahe beisammen, was insbesondere für Steine mit einer niedrigeren Druckfestigkeiten (SFK 12) gilt. Ein Biegedruckversagen der Wand kann jedoch grundsätzlich ausgeschlossen werden.

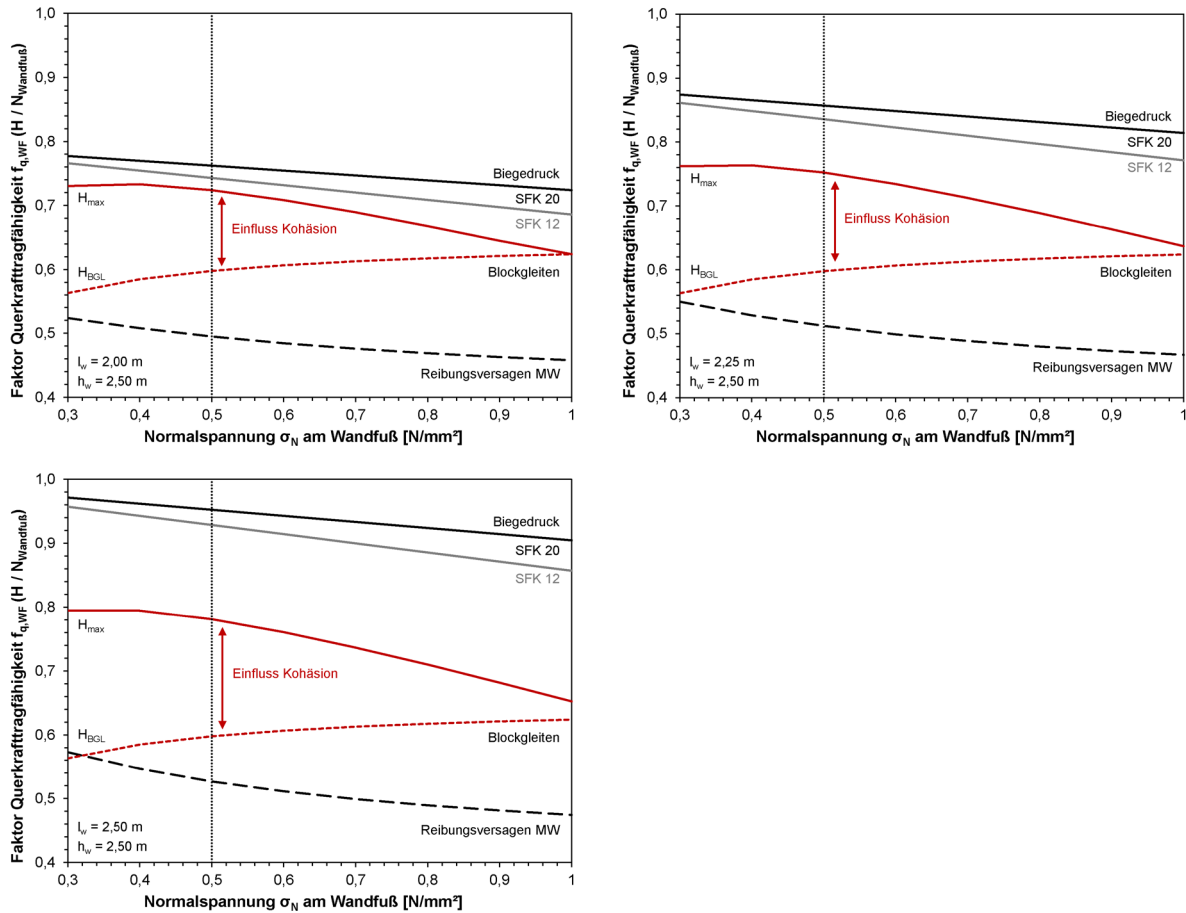


Bild 6.6 Abgrenzung der Tragmechanismen in Abhängigkeit der Wandlänge und Auflast

Weiterhin weisen die Diagramme den Einfluss der Kohäsion auf den maximalen Tragwiderstand in Abhängigkeit der Normalkraft in der Wand aus. Dieser zeigt sich als Differenz zwischen der roten gestrichelten Linie H_{BGL} und der roten durchgezogenen Linie H_{max} . Die kohäsive Wirkung des Mörtels in der Lagerfuge steigert insbesondere bei niedrigen Auflasten die Querkrafttragfähigkeit bei der erstmaligen Beanspruchung deutlich. Bei höheren Auflasten geht der Einfluss zurück und wird marginal.

Als eine erweiternde Veranschaulichung ist der Tragwiderstand für eine unverstärkte Mauerwerkswand gemäß DIN EN 1996-1-1 (NDP 3.6.2 (3) und NA.K.3) (Reibungsversagen) von Teilsicherheitsbeiwerten befreit aufgeführt. Es zeigt sich, dass der Tragwiderstand beim Blockgleiten immer oberhalb der aufnehmbaren Querkraft der unverstärkten Wand als Folge des Reibungsversagens gemäß DIN EN 1996-1-1 liegt.

6.2 Grenztragmechanismen der verstärkten Mauerwerkswand und deren Bedeutung für die Auslegung unter Erdbebeneinwirkung

Für Mauerwerkswände, die mit dem untersuchten Verstärkungssystem ertüchtigt wurden, konnten zwei Grenztragzustände ausgewiesen werden. Charakterisiert wurden das „Blockgleiten“, als der neue, durch das Verstärkungssystem zu erreichende Grenztragmechanismus und der Grenztragmechanismus „Rotation der Wandscheibe“. Letzterer ist als Tragmechanismus für schlanke Mauerwerkswände bekannt. Die Verstärkung kann hier jedoch die Eckbereiche schützen und stärkt weiterhin die Verbandsstruktur bei Eintreten des Druckversagens in der Wanddecke.

Bild 6.7 zeigt das charakteristische Verformungsverhalten der verstärkten Wandscheibe der beiden Grenztragmechanismen und stellt in der nebengestellten Kraft-Verformungs-Beziehung die zyklische Verformungskapazität dar.

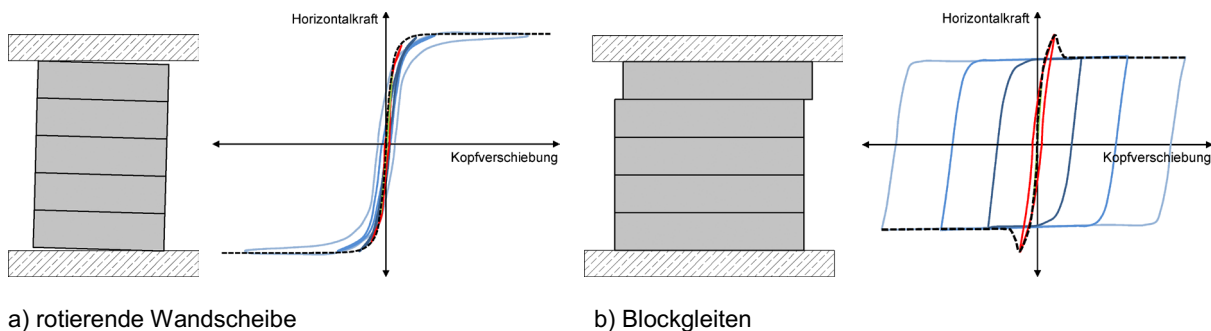


Bild 6.7 Duktile Tragmechanismen - Grad der Energiedissipation

Beide Grenztragmechanismen verfügen über ein ausgeprägtes Verformungspotential, welches sich als nahezu konstantes Widerstandsniveau für zunehmende Verformungen darstellt. Sie erfüllen somit beide die in 2.2.3 aufgeführte Bedingung für ein duktilen Tragverhalten. Dem duktilen Tragverhalten liegen jedoch zwei grundsätzlich unterschiedliche Mechanismen zugrunde.

In der linken Abbildung ist für eine schlanke Wand die Rotation zwischen den beiden Decken maßgebend. Infolge dieser Rotation nimmt die Länge der klaffenden Bereiche am Wandkopf und Wandfuß zu. Es kommt zu einer Kippbewegung der Wandscheibe in ihrer Ebene, die der Grund des konstanten Tragwiderstands ist. Diese Kippbewegung verläuft weitestgehend schädigungsfrei und ohne Deformationsvorgänge ab. Der Grad der Energiedissipation ist dementsprechend niedrig. In der Darstellung der Kraft-Verformungs-Beziehung spiegeln die engen Hysteresen in einer „S-Form“ die Nichtlinearität des Tragmechanismus und die niedrige Energiedissipation wieder.

Die rechte Darstellung zeigt das charakteristische Verformungsbild des Tragmechanismus Blockgleiten mit der Gleitbewegung in der ersten freien Lagerfuge. Hier setzt mit Überschreitung des Scherwiderstands (Kohäsion + Reibungswiderstand) in der Lagerfuge ein stabiler Gleitreibungsmechanismus ein. Dieser führt in hohem Maße die eingebrachte

Energie aus dem System. Es kommt zu einer ausgeprägten Energiedissipation. Der Reibungsmechanismus ist für weitere Schwingungszyklen und auch für eine Wiederbelastung reproduzierbar. Im Gegensatz zum unverstärkten Mauerwerk und auch zu den in Kapitel 2 vorgestellten Verstärkungsmaßnahmen bleibt ein fortschreitender Schädigungsprozess aus. Das Widerstandsniveau bleibt konstant. Eine die Tragfähigkeit einschränkende Schädigung der Wandscheibe konnte nicht festgestellt werden.

Bild 6.8 stellt in der linken Abbildung exemplarisch eine Hysterese im Zustand des Blockgleitens und nebenstehend das ermittelte äquivalente hysteretische Dämpfungsmaß dar (vgl. Bild 2.14).

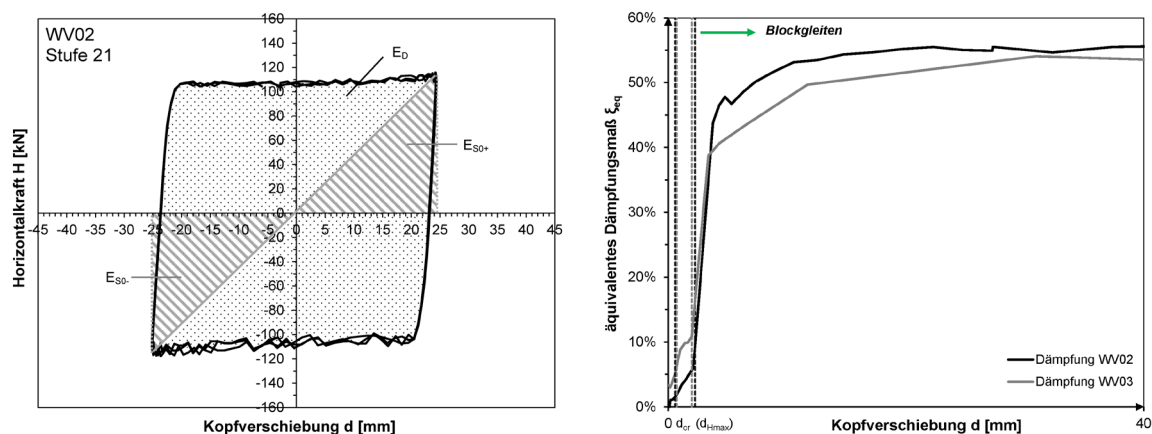


Bild 6.8 Blockgleiten - Dämpfungsansatz

Die Größenordnung der Energiedissipation und somit der äquivalenten hysteretischen Dämpfung steht in unmittelbarem Zusammenhang mit dem „Schadigungsgrad“ der Wandscheibe. Bis zu dem Verformungswert d_{cr} bleibt die verstärkte Wandscheibe nahezu schadensfrei. Somit ist keine signifikante Dämpfungskomponente zu erwarten. Bei weiterer Steigerung der Verformungen steigt der Dämpfungsmaß auf eine Größe von circa 10 % an. Die Wand ist äußerlich schadensfrei, jedoch führen bereits minimale Gleitwege zum Anstieg der Dämpfung. Mit dem Einsetzen des Blockgleitens nimmt die dissipierte Energie abrupt und deutlich zu. Es kommt zu einem erheblichen Anstieg der äquivalenten Dämpfungskomponente. Das maximale Dämpfungsmaß nähert sich für große Verformungen einem Wert zwischen 50 % und 55 % der kritischen Dämpfung. Wie der Tragwiderstand bleibt auch das Niveau der Energiedissipation und somit der ansetzbaren hysteretischen Dämpfung auf einem reproduzierbaren Niveau. Dies gilt auch für eine Wiederbelastung der verstärkten Mauerwerkswand.

Dieses duktile und dissipative Tragverhalten ermöglicht die Übertragung von Auslegungsstrategien bei Erdbebeneinwirkung auf verstärkte Mauerwerksgebäude, welche bisher nur Stahlbeton- oder Stahlbauten vorbehalten waren. Für diese Bauweisen ist das Prinzip der Kapazitätsbemessung - das „Capacity Design“ - seit den 70er Jahren bekannt und verbreitet. *Paulay* und *Priestley* illustrieren das zugrundeliegende Tragprinzip mithilfe

einer Kette (Bild 6.9). Der Beanspruchung ausgesetzt gibt es in der Kette spröde Kettenglieder und ein duktiles Kettenglied. Letzteres ist so ausgelegt, dass sein Tragwiderstand R_y niedriger liegt als der der spröden Kettenglieder R_u . Es kann somit seine vollständige Duktilität einbringen, ohne dass die anderen Kettenglieder ein Versagen aufweisen. Dieses Verständnis lässt sich auf die konstruktive Durchbildung von Bauteilen und auf ein Aussteifungskonzept als Gesamtes übertragen.

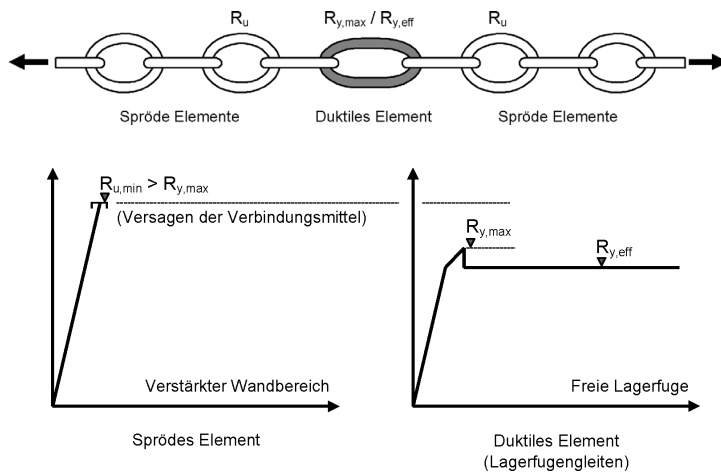


Bild 6.9 Duktile Kette aus [P2] in eigener Notation und Tragwiderstandsabstimmung

Das Tragverhalten der verstärkten Mauerwerkswand im Grenztragzustand Blockgleiten unterliegt konzeptionell betrachtet den Regeln des „Capacity Design“. Die aufgebrachte Verstärkungsmaßnahme wirkt wie eine externe Bewehrung und hält so die Wand zusammen. Der spröde Versagensmechanismus der Mauerwerkswand (diagonaler Treppenriss mit abschließendem Ecksteinversagen) kann effektiv unterbunden werden. Es kommt zu einem Tragwiderstandsanstieg. Die Zusammenführung von mehreren Steinreihen zu einem verstärkten Block durch die Verstärkungselemente erhöht für diese Wandabschnitte die Querkrafttragkapazität. Die Verstärkungselemente müssen mit ihrer Tragfähigkeit dieses Verhalten sicherstellen, dazu gehört auch die Tragfähigkeit der Verbindungsmittel. Diese wird als ein möglicher erster Versagenspunkt identifiziert, der zu einem Verlust des Tragverhaltens führen kann ($R_{u,min}$). Zwischen den verstärkten Wandbereichen verbleiben freie nicht verstärkte Lagerfugen, deren Querkrafttragwiderstand (R_y) im Gegensatz zu den verstärkten Blöcken niedriger ausfällt. Die Untersuchungen belegen die ausreichende Sicherheit gegenüber dem Verlust der Wirksamkeit der Verstärkungselemente ($R_{u,min} > R_y$). Vor diesem Hintergrund stellt sich der Grenztragmechanismus als Gleiten in der freien Lagerfuge ein und garantiert ein duktils und dissipatives Tragverhalten der Wand. Das duktile Bindeglied setzt alle weiteren Einwirkungen in einen Gleitweg um. Die auftretende Querkraft bleibt auf das Niveau des Reibungswiderstands begrenzt. Eine Schädigung der übrigen Wandbereiche wird verhindert. Das Eintreten des Gleitreibungsmechanismus ist als Folge der kohäsiven Eigenschaften der Lagerfuge durch eine Überfestigkeit geprägt. Die Überfestigkeit führt bei der Erstbelastung

zu einem erhöhten Tragwiderstand ($R_{y,max} > R_{y,eff}$). Dieser fällt in Abhängigkeit der Auflast und der Wandlänge (vgl. Bild 6.6) unterschiedlich hoch aus. Die Untersuchungen belegen, dass für die untersuchte Konfiguration auch dieser erhöhte Tragwiderstand niedriger als die Tragfähigkeit der verstärkten Wandbereiche liegt ($R_{u,min} > R_{y,max}$).

Der erhöhte Tragwiderstand ermöglicht eine längere Schadensfreiheit für leichte und mittlere Erdbeben (im Vergleich zu dem Bemessungsbeben). Für die gezielte Auslegung der verstärkten Mauerwerkswände auf den Grenztragmechanismus Blockgleiten ergibt sich jedoch ein Unschärfebereich, der zuvor bei der Diskussion der Mindestwandlängen für Blockgleiten (Bild 6.5) aufgezeigt wurde. Für den Einsatz des verstärkten Wandsystems in einem Neubau ist daher eine zweite Systemausführung denkbar. Im Sinne der Kapazitätsbemessung kann eine gezielte Ausbildung der obersten freien Lagerfuge (hier zwischen dem vierten und fünften Block) erfolgen, welche in der Fuge lediglich den Reibungswiderstand ohne Kohäsion zur Verfügung stellt. Dies könnte durch das Weglassen des Mörtels, einer Trennung der Mörtelfuge oder einer gezielten „schlechten“ Mörtelqualität erreicht werden. So wird die Überfestigkeit der Lagerfuge reduziert und der Tragwiderstand direkt auf den Reibungswiderstand beim Gleiten ($R_{y,eff}$) eingestellt. Für die Erstbelastung wie für alle nachfolgenden Beanspruchungen stünde dann die gleiche Tragwiderstandskurve zur Verfügung (vgl. Bild 6.3). In dem zuvor aufgezeigten Unschärfebereich kann eine Abgrenzung zwischen der Rotation und dem Blockgleiten erfolgen. Die Folge wäre, dass auch schlankere Wände in ein Blockgleiten überführt werden könnten. Für die Anwendung auf Wände aus Kalksandstein scheint die Strategie einer gezielt eingestellten Lagerfuge nicht notwendig. Bei der Übertragung des Verstärkungssystems auf Wände mit anderen Steintypen, z.B. Hochlochziegel, könnte eine besondere Ausführung einer freien Lagerfuge jedoch einen stabilen Reibungsmechanismus ermöglichen, der sonst für diese Wände nicht erwartet werden kann (Steinversagen – verzahnte Lagerfuge).

Durch die gezielte, abgestimmte Applikation der Verstärkungselemente gelingt es, die spröde versagende Mauerwerkswand in einen duktilen, dissipativen Tragmechanismus mit erhöhtem Tragwiderstand ohne fortschreitenden Schädigungsprozess zu überführen. Auf Grundlage dieses Tragverhaltens ergeben sich für die Entwicklung von Aussteifungskonzepten von Mauerwerksgebäuden ganz neue Möglichkeiten. Bei der Auslegung der Gebäudeaussteifung können dann nichtlineare, verformungsbasierte Berechnungsverfahren wie die Zeitschrittmethod oder die Kapazitätsspektrum-Methode eingesetzt werden, um so die Verformungskapazität und die Fähigkeit zur Energiedissipation auszunutzen.

Für das Aussteifungssystem gilt es in der Folge, die Tragkapazitäten der einzelnen Wände so auf ihre Beanspruchungen abzustimmen, dass die Wände, die ins Blockgleiten überführt werden sollen, die notwendige Beanspruchung erreichen, bevor die weiteren Wänden Schaden nehmen. In einem Mauerwerksgebäude befinden sich dann zwei Kategorien von Wänden - kurze Wände, die rotieren und dementsprechend große Verformungen ohne

Schädigung vollziehen können, jedoch keine nennenswerte Energiedissipation aufweisen und längere Wände die für ein Bemessungsbeben gegebenenfalls in den Grenztragmechanismus Blockgleiten übergehen und in der Folge eine hohe Energiedissipation bewirken. Mit Hinblick auf die Abstimmung der aussteifenden Bauteile untereinander und auf die weiteren nichttragenden Wände gilt es gegebenenfalls die zulässigen Verformungen im Rahmen einer späteren Auslegung zu begrenzen (vgl. 6.4.1).

6.3 Vereinfachter Ansatz zur Beschreibung der Widerstandskurve

In Hinblick auf die Anwendung einer nichtlinearen Berechnungsmethode (Kapazitätsspektrum-Methode) wird für verstärkte Mauerwerkswände aus Kalksandstein, die in den Tragmechanismus Blockgleiten übergehen, ein Ansatz zur vereinfachten Beschreibung der Widerstandskurve vorgeschlagen. Diese ermöglicht die Bestimmung der Kapazitätskurve des Gebäudes ohne aufwendige numerische Berechnungen für die verstärkte Wand im Vorfeld der Gebäudeanalyse. Es werden zwei Ansätze aufgezeigt. Ein erster Ansatz berücksichtigt den erhöhten Tragwiderstand infolge der Kohäsion in den Lagerfugen. Ein zweiter Ansatz verzichtet bewusst auf diesen erhöhten Tragwiderstand für die Erstbelastung und charakterisiert die Widerstandskurve ohne kohäsive Wirkung in der gleitenden Lagerfuge.

Multilinearer Ansatz der Widerstandskurve

Zur Beschreibung der Widerstandskurve verstärkter Mauerwerkswände mit Berücksichtigung des erhöhten Tragwiderstands infolge der Kohäsion wird ein multilinearer Ansatz vorgeschlagen. Der Bereich bis zum Erlangen der maximalen Tragfähigkeit (H_{\max}) wird in zwei lineare Abschnitte gegliedert. Für die weiteren Verformungen erfolgt eine Reduktion auf das Widerstandsniveau der Resttragfähigkeit (H_{BGL}). Bild 6.10 zeigt den gewählten multilinenen Ansatz. In den experimentellen Untersuchungen konnten

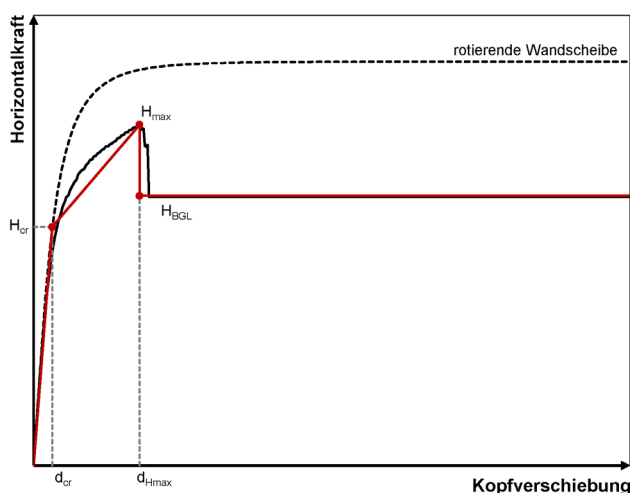


Bild 6.10 Blockgleiten: Ansatz multilinerer Näherung der Kapazitätskurve

Relativverschiebungen von 40 mm zwischen Bodenplatte und Kopfbalken bei einsetzendem Blockgleiten ohne eine Beeinträchtigung der Resttragniveaus realisiert werden. Die verstärkte Wand zeigte keine Verhaltensauffälligkeiten. Die maximal zulässige Verformung wird somit vorerst auf 40 mm begrenzt.

Die experimentellen Untersuchungen sowie die numerischen Berechnungen zeigen, dass die Widerstandskurve anfänglich auf der Kurve der rotierenden Wandscheibe liegt. Ab einem Widerstandsniveau von ca. 70 % der maximalen Tragfähigkeit geht die Steifigkeit zurück und die Kurve flacht ab. Mit der formelmäßigen Beschreibung der Widerstandskurve der rotierenden Wandscheibe (Formel (2.5)) lässt sich auf die zugehörige Verformung d_{cr} zurückrechnen.

$$d_{cr} = \frac{1}{K} \cdot (H_{gr,geom} - H_{gr,el}) \cdot \left(\operatorname{arctanh} \left(\frac{H_{cr} - H_{gr,el}}{H_{gr,geom} - H_{gr,el}} \right)^n \right)^{\frac{1}{n}} + d_{gr,el} \quad (6.5)$$

mit: $H_{cr} = 0,70 \cdot H_{max}$

H_{max} : gemäß Formel (5.7)

H_{BGL} : gemäß Formel (6.1)

d_{Hmax} : gemäß Tabelle 5.8

Die Ausprägung eines Peaks der Widerstandskurve ist, wie aufgezeigt, von der Auflast und im besonderen Maße von der Kohäsion abhängig. Der Ansatz der Kohäsion als bemessungsrelevante Größe bleibt jedoch mit vielen Unsicherheiten belastet. In Bezug auf die Kapazitätsbemessung wurde der Einfluss der Kohäsion als Überfestigkeit für die Erstbelastung charakterisiert. Es wird ein zweiter Ansatz vorgeschlagen, welcher den erreichbaren Tragwiderstand auf der sicheren Seite liegend abschätzt.

Bilinearer Ansatz der Kapazitätskurve

Der bilineare Ansatz verzichtet bewusst auf die Erfassung des anfänglich erhöhten Tragwiderstands und legt den Reibungswiderstand als maximal erreichbare Widerstandsgröße fest (Bild 6.11). Wie zuvor aufgezeigt lässt sich dieser in der gleitenden Lagerfuge eindeutig und zuverlässig bestimmen. Dieses Vorgehen ermöglicht eine idealisierte bilineare Näherung der Widerstandskurve. Der Ansatz charakterisiert weiterhin die Widerstandskurve für eine erneute Beanspruchung. Wie Bild 6.6 aufzeigt, wird, trotz des Verzichts auf den Ansatz der Kohäsionswirkung, ein Tragwiderstandszuwachs gegenüber der unverstärkten Wand erreicht, deren Tragfähigkeit normativ durch ein Schubversagen frühzeitig begrenzt wird.

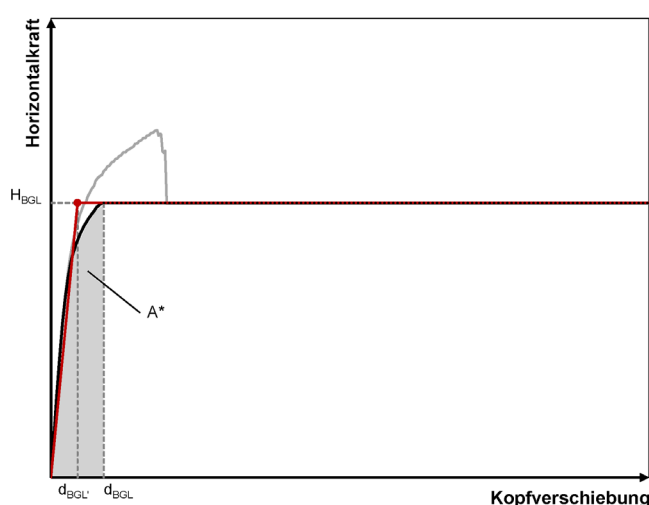


Bild 6.11 Blockgleiten: Ansatz bilineare Näherung der Kapazitätskurve

Zur Bestimmung der bilinearen Näherung wurden im Rahmen einer Parameterstudie die Widerstandskurven ohne kohäsive Eigenschaften der gleitenden Lagerfuge zwischen der vierten und fünften Lamelle bestimmt. Eine dieser Kurven ist exemplarisch in Bild 6.11 als schwarze Kurve eingetragen. Derart ermittelte Widerstandskurven zeigten auch eine sehr gute Übereinstimmung mit den Wiederbelastungskurven in den Wandversuchen.

Zur Ermittlung der linearen Anfangsgeraden der bilinearen Näherung wird eine Gleichheit der eingeschriebenen Fläche (Energieäquivalenz) unter der nichtlinearen, direkt in den Reibungsmechanismus übergehenden Widerstandskurve (schwarz) und der idealisierten Kurve (rot) angestrebt. Die Betrachtung kann, da das Widerstandsniveau bei einsetzendem Reibungsmechanismus unverändert bleibt auf den nichtlinearen Anfangsbereich begrenzt werden. Unter dieser Annahme ermittelt sich die Kopfverschiebung $d_{BGL'}$ zum Knickpunkt der idealisierten Kurve zu:

$$d_{BGL'} = \frac{2 \cdot (d_{BGL} \cdot H_{BGL} - A^*)}{H_{BGL}} \quad (6.6)$$

Eine Auswertung derart ermittelter Steigungen der linearen Anfangsgeraden zeigte für Kalksandsteinwände einer Länge zwischen 2,0 m und 2,5 m und einer Auflast zwischen 0,3 N/mm² und 1,0 N/mm², dass die Sekantensteigung zwischen 63 % und 71 % der Anfangssteifigkeit der verstärkten Mauerwerkswand liegt.

Die Anfangssteifigkeit lässt sich allgemeingültig gemäß Formel (2.7) bestimmen und zeigt eine sehr gute Abbildung der in den numerischen Berechnungen und den Wandversuchen ermittelten Werte. Reduziert für die beidseitig eingespannte Wandscheibe ergibt sich:

$$K_{\text{anf}} = \frac{1}{\frac{1}{12} \cdot \frac{1}{EI} \cdot h_w^3 + \frac{6}{5} \cdot \frac{1}{G \cdot A} \cdot h_w} \quad (6.7)$$

Für die verstärkte Wand aus Kalksandsteinen gilt:

$$E = 10.000 \text{ N/mm}^2 \quad G = 2.400 \text{ N/mm}^2 \text{ (reduziertes Schubmodul)}$$

Aufgrund der geringen Streuung lässt sich losgelöst von Wandlänge und Auflast die Steigung der Anfangsgeraden der bilinearen Näherung als Mittelwert zu 67 % der Anfangssteifigkeit der verstärkten Mauerwerkswand bestimmen. Die Verschiebungsgröße zum Knickpunkt d_{BGL} bestimmt sich so zu:

$$d_{\text{BGL}} = 1,5 \cdot \frac{H_{\text{BGL}}}{K_{\text{anf}}} \quad \text{mit: } H_{\text{BGL}}: \text{ gemäß Formel (6.1)} \quad (6.8)$$

Bild 6.12 zeigt die nach dem zuvor geschilderten Vorgehen ermittelten, angenäherten Widerstandskurven für die Wandlängen $l_w = 2,0 \text{ m}$ und $l_w = 2,5 \text{ m}$ und unterschiedlichen Auflastniveaus im Vergleich zu den Widerstandskurven der numerischen Berechnungen. Weiterhin wird vergleichend der multilineare Ansatz aufgeführt. Die vereinfachten Beziehungen zeigen eine gute Übereinstimmung mit den numerischen Ergebnissen.

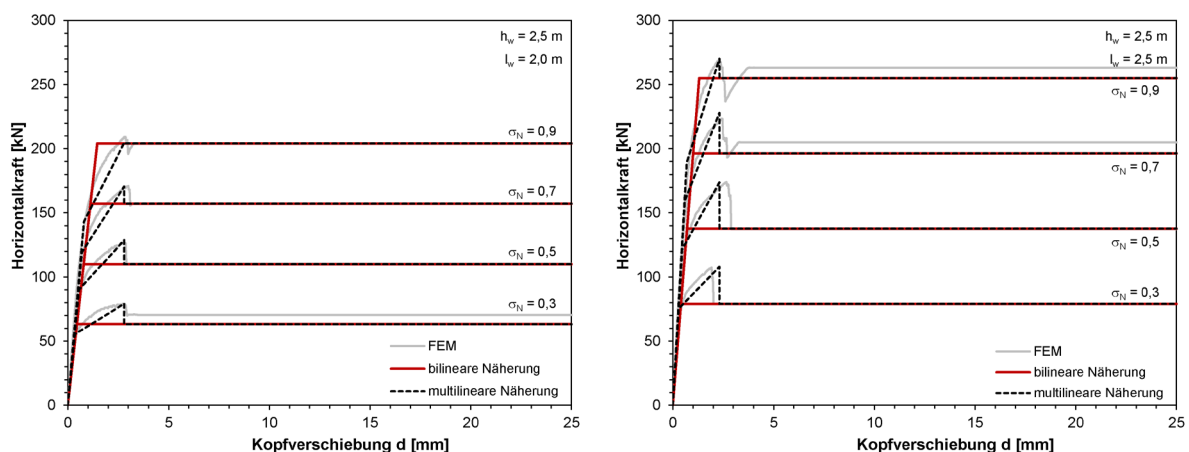


Bild 6.12 Bilineare und multilineare Näherung der Kapazitätskurven - $l_w = 2,0 \text{ m}$ und $l_w = 2,5 \text{ m}$

Die Abweichung des Widerstandswertes im Plateaubereich mancher Kurven erklärt sich aus der verallgemeinerten Annahme, dass das Blockgleiten in der obersten freien Fuge stattfindet. Es zeigt sich, dass diese getroffene Annahme den Tragwiderstand auf der sicheren Seite abschätzt.

Begleitend zu der Widerstandskurve erfolgt eine vereinfachte Beschreibung der Dämpfungseigenschaften der verstärkten Mauerwerkswand. In Anlehnung an die in den experimentellen Untersuchungen ermittelte Dämpfungsgröße wird für eine auf der sicheren Seite liegenden Beschreibung der Dämpfungseigenschaften folgender Verlauf vorgeschlagen (Bild 6.13).

Bis zu dem Verformungswert d_{cr} bzw. d_{BGL} bleibt die verstärkte Wandscheibe nahezu schadensfrei. Eine hysteretische Dämpfung wird nicht angesetzt. Bei weiterer Steigerung der Verformungen vor dem Einsetzen des Blockgleitens steigt der Dämpfungswert auf 5 % an. Die numerischen und experimentellen Untersuchungen legen nahe, dass eine Verformung von 3 mm eine gute obere Abschätzung der zugehörigen Verschiebungsgröße darstellt. Für den multilinearen Ansatz wird die Verformungsgröße von 3 mm durch den Wert d_{Hmax} ersetzt (vgl. Tabelle 5.8). Die Zunahme der Dämpfung mit Einsetzen des Blockgleitens wird linear bis zu einer Verformung von 10 mm in Anlehnung an die Versuchsergebnisse angenommen. Anschließend wird die Dämpfung mit einem maximalen Wert von 45 % begrenzt und bis zur Grenzverformung von 40 mm beibehalten.

Die resultierende Kurve ist über die Geschossverschiebung in Bild 6.13 rot, im Vergleich zu den Versuchsergebnissen (schwarze und graue Kurve), abgebildet. Der Dämpfungsansatz ist unabhängig von der Wandlänge und der vorhandenen Auflast.

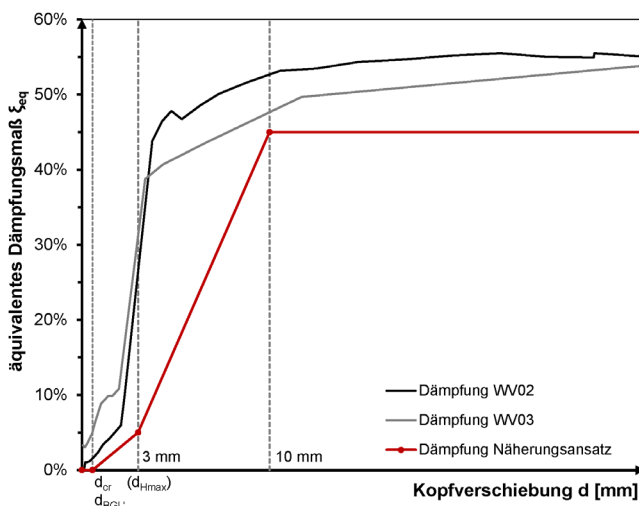


Bild 6.13 Blockgleiten – Vereinfachter Dämpfungsansatz

6.4 Wirksamkeit des Wandsystems als Gebäudeaussteifung bei Erdbebeneinwirkung

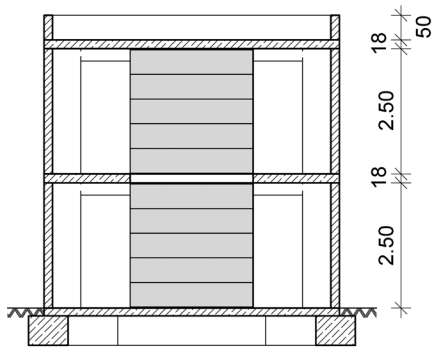
Die gewonnenen Erkenntnisse für Einzelwände werden abschließend auf die Anwendung als Aussteifungswand eines Gebäudes übertragen. Ziel der Analyse ist das Potential des verstärkten Wandsystems als Aussteifungskonzept eines Gebäudes unter Erdbebeneinwirkung aufzuzeigen. Die duktilen und reproduzierbaren Tragmechanismen der verstärkten Mauerwerkswand unter einer kombinierten Normal- und Querkraftbeanspruchung ermöglichen und rechtfertigen den Einsatz von nichtlinearen Berechnungsverfahren, welche die Verformungskapazität der aussteifenden Bauteile berücksichtigen. Die Berechnungen erfolgen mit der Kapazitätsspektrum-Methode, die normativ (DIN EN 1998-1 [05]) für die Nachweisführung zulässig ist.

Grundlage der Berechnungen ist ein idealisierter Reihenhaustypus. Es handelt sich um ein zweistöckiges Gebäude mit Flachdach. Zur Aussteifung in Längsrichtung stehen die langen Trennwände zur Verfügung. In Querrichtung sind die verstärkten Mauerwerkswände die einzigen Aussteifungselemente. Die kurzen Wandpfeiler in den Kopffassaden werden für die Aussteifung nicht angesetzt. Bild 6.14 stellt das Reihnhaus in der Deckenuntersicht und im Querschnitt dar.

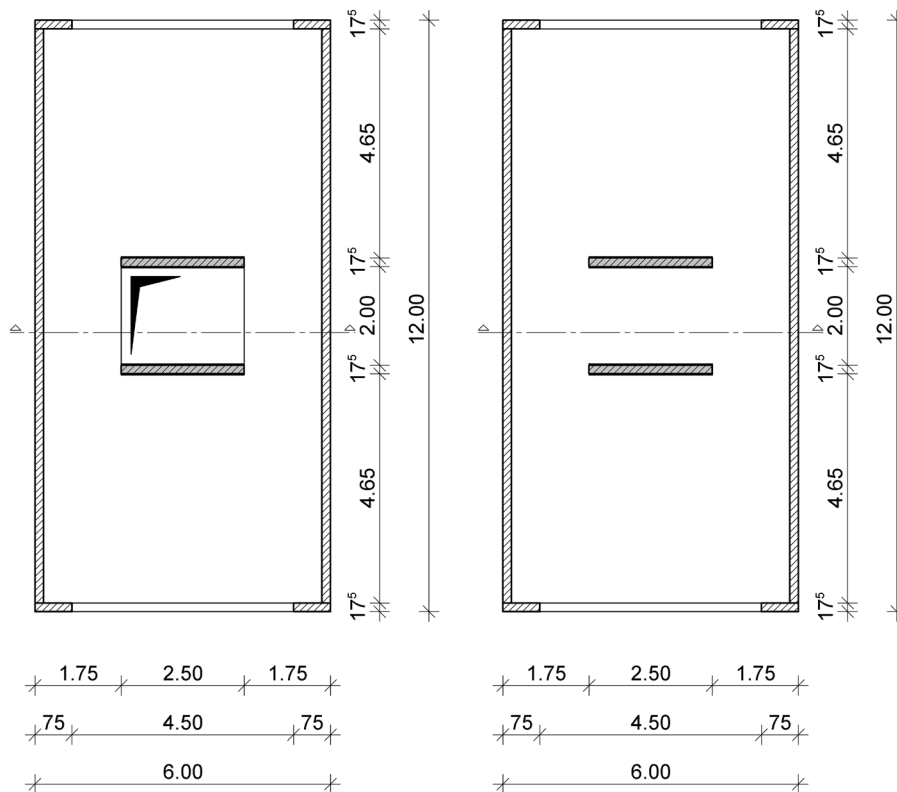
Die aussteifenden Querwände stehen im Zentrum des Gebäudes, eine Lastumverteilung infolge Exzentrizität ist so weitestgehend ausgeschlossen. Sie sind weiterhin von den Längswänden abgerückt, um für die Tastberechnungen eine Interaktion zwischen den Querwänden und den Längswänden auszuschließen. So können sich die Querwände frei verformen. Weiterhin werden Änderungen der Auflastverteilung und des Einspanngrads, die u.a. *Elsche* [E1] und *Ortlepp* [O2] für verformte Zustände in Mauerwerksgebäuden aufzeigen, für die untersuchte Konfiguration weitestgehend ausgeschlossen. Dazu trägt auch das Verformungsverhalten der verstärkten Mauerwerkswand im Grenzzustand Blockgleiten bei. Durch den einsetzenden Gleitreibungsmechanismus ist der Rotationsanteil an der Kopfverschiebung klein. So ist die zu erwartende Anhebung des Wandkopfes und in der Folge die Änderung der Auflast bzw. der Lasteinzugsbereiche der aussteifenden Querwände niedrig einzustufen.

Für die Untersuchungen wird von einer konstanten Auflast und gleichbleibendem Einspanngrad über den Verformungsverlauf ausgegangen. Am Wandfuß der Erdgeschosswand ergibt sich infolge der vertikalen Einwirkungen aus Eigengewicht und anteiliger Nutzlast eine Normalspannung von $\sigma_N = 0,53 \text{ N/mm}^2$.

Die angestrebten Berechnungen bauen auf charakteristische Kenngrößen der Einwirkung und des Tragwiderstandes auf. Die Zusammenstellung der Einwirkungen erfolgt entsprechend der Bemessungskombination für Erdbeben gemäß DIN EN 1990 [22].



Querschnitt



Erdgeschoss

Obergeschoss

Bild 6.14 Idealisiertes Reihenhaus in Deckenuntersicht und Vertikalschnitt

Die Berechnungen werden für das Normspektrum der DIN EN 1998-1 Typ 1 für den Untergrund Fels (Untergrundklasse A) durchgeführt. Die Parameterstudie umfasst Bodenbeschleunigungen zwischen $0,8 \text{ m/s}^2$ und $2,4 \text{ m/s}^2$. Die maximale Spektralbeschleunigung liegt somit zwischen $0,15$ und $0,60 \text{ g}$. Bild 6.15 zeigt die untersuchten elastischen Antwortspektren auch im Vergleich zu dem Normspektrum des nationalen Anhangs für Deutschland (rot eingetragen).

Für die Vergleichsrechnung mit unverstärkten Aussteifungswänden wird die Widerstandskurve (Hüllkurve) der Versuchswand V07 der Dortmunder Wandversuche als Grundlage der Kapazitätskurve verwendet (vgl. Bild 2.10). Die ermittelte Normalkraft im Rechenbeispiel stimmt annähernd mit der Auflast im Wandversuch überein.

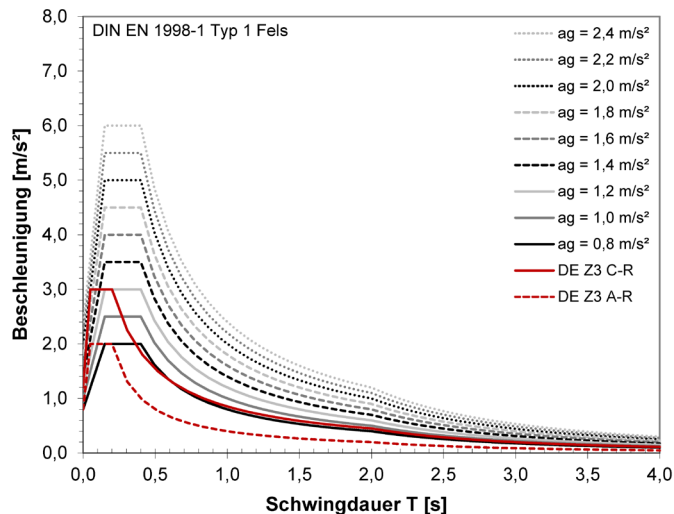


Bild 6.15 Elastische Antwortspektren der DIN EN 1998-1 – Untergrundklasse A – Typ 1

Für das verstärkte Wandsystem wird auf die zuvor aufgestellten Widerstandskurven zurückgegriffen. Die experimentellen Untersuchungen haben für die verstärkten Wände gezeigt, dass Relativverschiebungen von 40 mm zwischen Bodenplatte und Kopfbalken bei einsetzendem Blockgleiten ohne eine Beeinträchtigung des Resttragniveaus möglich sind. Bei der Anwendung als Aussteifungselement eines Gebäudes sind die zulässigen Geschossverformungen mit Rücksicht auf die weiteren Konstruktionselemente jedoch zu überprüfen und gegebenenfalls zu beschränken.

6.4.1 Begrenzung der Geschossverschiebung

Richtwerte für die Beschränkung der zulässigen Geschossverschiebungen von Mauerwerksgebäuden liefern die Regelwerke der FEMA (Federal Emergency Management Agency) hier FEMA 273 [08] Absatz 7.4.2.3 und die DIN EN 1998-3 [06] Absatz C.4.2.1 (2) und C.4.3.1 (2). Hintergrund ist die Schadensbegrenzung der aussteifenden Wände und somit die Sicherstellung der Tragfähigkeit.

Beide Regelwerke begrenzen die Verformungskapazität für Mauerwerkswände, deren Tragfähigkeit durch ein Schubversagen begrenzt wird, im Zustand der wesentlichen Schädigung bzw. collapse prevention auf 0,4 %.

Für die maximale Verformungsgröße bei zu erwartendem Schubversagen ergibt sich:

$$d \leq 0,004 \cdot h_w \quad (6.9)$$

Wänden, deren Tragfähigkeit durch ein Biegedruckversagen begrenzt wird, kann eine höhere Verformungskapazität zugewiesen werden. Wie zuvor aufgezeigt können diese Wände größere Verformungen schadensfrei bewerkstelligen und zeigen duktile Trageigenschaften. Die DIN EN 1998-3 [06] begrenzt, im Gegensatz zur FEMA 273 [08], für diese Wände die maximale Verformungsgröße in Abhängigkeit ihres Einspanngrads.

Die zulässige Geschossverschiebung im Grenzzustand Biegedruckversagen ergibt sich zu:

$$d \leq 0,008 \cdot \frac{H_0}{D} \cdot H \quad (6.10)$$

mit: H_0 = Abstand zwischen dem Querschnitt, in dem die Biegekapazität erreicht wird, und dem Wendepunkt der Biegelinie – nach der zuvor eingeführten Konvention ergibt sich: $H_0 = k_M \cdot h_w$

D = Wandlänge

H = Stockwerkshöhe (entspricht h_w)

Umgeschrieben auf die zuvor verwendete Notation ergibt sich:

$$d \leq 0,008 \cdot k_M \cdot \frac{h_w^2}{l_w} \quad (6.11)$$

Für die Annahme einer beidseitigen Einspannung der Mauerwerkswand ergibt sich die Beziehung der FEMA 273 [08].

$$d \leq 0,004 \cdot \frac{h_w^2}{l_w} \quad (6.12)$$

Die Verformungskapazität sekundärer Tragelemente – Wände, die nicht am Abtrag der horizontalen Lasten beteiligt sind – kann für beide Versagensarten gemäß DIN EN 1998-3 [06] um den Faktor 1,5 erhöht werden. Die FEMA 273 [08] lässt hier sogar eine Vergrößerung um den Faktor 2 zu.

Wie zuvor aufgezeigt, ist der Grenztragmechanismus Blockgleiten im Tragwiderstand reproduzierbar und frei von einer fortschreitenden Schädigung. Die strengen Verformungsbegrenzungen, die den Schädigungsprozess des Schubversagens bzw. des Biegedruckversagens berücksichtigen, sind somit nicht auf das Blockgleiten anzuwenden. Mit Blick auf die weiteren Ausbauten und nichttragenden Bauteile ist die Geschossverformung jedoch zu begrenzen.

Für die angestrebten Untersuchungen wird hierzu die Verformungsgröße zur allgemeinen Schadensbegrenzung der DIN EN 1998-1 [05] (Abschnitt 4.4.3) herangezogen. Die zulässige Verformung bestimmt sich in Abhängigkeit der Duktilität der nichttragenden, an die Konstruktion befestigten Bauteile.

Im Hinblick auf das untersuchte Verstärkungssystem wird davon ausgegangen, dass die zur Aussteifung nicht herangezogenen Bauteile des Gebäudes ebenfalls aus Mauerwerk bestehen. Die Annahme eines spröden Werkstoffverhaltens weist die strengste Begrenzung der Geschossverschiebung aus.

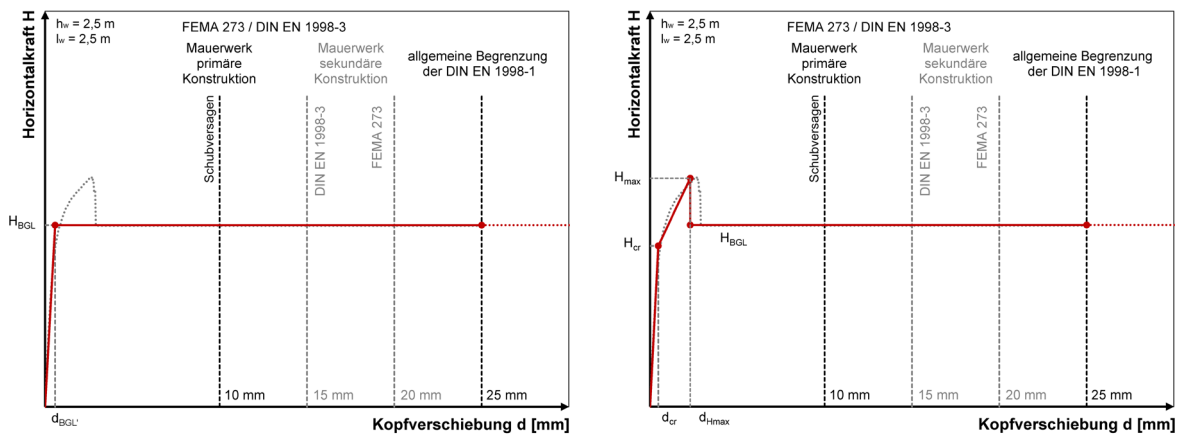


Bild 6.16 Begrenzung der zulässigen Geschossverschiebungen - quadratische Wand 2,5 m

So ergibt sich für die maximale gegenseitige Geschossverschiebung:

$$d_R \cdot n \leq 0,005 \cdot h \quad (6.13)$$

mit: $n = 0,5$ Annahme der Bedeutungskategorie II für Wohnbauten

h Geschosshöhe

d_R vorhandene Geschossverschiebung

Die Schadensbegrenzung (Gebrauchstauglichkeitsnachweis) ist gemäß DIN EN 1998-1 nur für eine Erdbebeneinwirkung mit einer größeren Auftretenswahrscheinlichkeit zu erfüllen, dies bedeutet für ein schwächeres Erdbeben. Um eine erneute Berechnung zu vermeiden, wird in der Norm der Reduktionsfaktor n eingeführt, der die ermittelte Verformung aus dem Tragfähigkeitsnachweis reduziert. Dementsprechend vergrößert sich nach der Umstellung der Gleichung die zulässige Stockwerksverschiebung d für das Bemessungsbeben auf:

$$d \leq 0,010 \cdot h_w \quad (6.14)$$

Für die weiteren Untersuchungen wird somit die Geschossverschiebung auf eine maximale Größe von 1 % der Geschosshöhe zur Berücksichtigung der nichttragenden Ausbauelemente begrenzt. Bild 6.16 stellt die zulässigen Verformungsgrößen für eine quadratische Wand der Höhe 2,5 m zusammen.

Für das untersuchte Gebäude wird bei der Beurteilung der Aussteifungsqualität die Tragfähigkeit der kurzen Wandpfeiler in der Fassade nicht mit angesetzt. Sie sind jedoch kraftschlüssig an die Decken angeschlossen und werden an der Verformung des Gebäudes teilhaben. Die kurzen Wandpfeiler werden zwischen den beiden Decken rotieren. Geht man auf der sicheren Seite liegend von einer beidseitigen Einspannung aus, so ergibt sich als Verformungsbegrenzung:

$$d \leq 0,008 \cdot 0,5 \cdot \frac{2,5^2}{0,75} = 0,033 \text{ m} = 33 \text{ mm}$$

Die zulässigen Verformungswege für die kurzen Wandpfeiler liegen somit, selbst bei Betrachtung als primäres Konstruktionselement, oberhalb der Verformungsgröße zur allgemeinen Schadensbegrenzung. Die Verformungskompatibilität ist somit bei einer Beschränkung der Geschossverformung auf 25 mm für alle Wandelemente gegeben.

6.4.2 Anwendung der Kapazitätsspektrum-Methode

Die angestrebten Tastberechnungen zur Gebäudeaussteifung sollen mit einem auch in der Praxis anwendbaren Rechenverfahren durchgeführt werden, um die Möglichkeit aufzuzeigen, dass das gutmütige nichtlineare Tragverhalten der verstärkten Mauerwerkswände auch ohne ein Finite-Element-Modell Berücksichtigung finden kann. Zum Einsatz kommt die Kapazitätsspektrum-Methode, ein bekanntes und verbreitetes nichtlineares Rechenverfahren zur Beurteilung des Tragvermögens von Gebäuden unter einer Erdbebeneinwirkung. Sie wurde von *Freeman et al.* in den 1970er Jahren vorgestellt und wird seitdem hauptsächlich in den Vereinigten Staaten von Amerika angewandt. Dort findet sie ihre Verankerung in der ATC-40 [01]. Sie ist auch in der europäisch harmonisierten DIN EN 1998-1 [05] (Abschnitt 4.3.3.4.2) als nichtlineares verformungsbasiertes Berechnungsverfahren verankert.

Für die Durchführung der Berechnung mit der Kapazitätsspektrum-Methode werden drei Bausteine benötigt.

1. die Kapazitätskurve (Pushover-Kurve), die den Tragwiderstand des Gebäudes unter einer zugeführten Verformung bzw. Kraft beschreibt
2. das Antwortspektrum der Erdbebeneinwirkung – in der Regel der normative Ansatz
3. die Dämpfungseigenschaften des Gebäudes in Bezug auf die Verschiebungsgröße

Die Kapazitätskurve des Gebäudes und das Antwortspektrum werden in ein gemeinsames Kapazitätsspektrum (S_a - S_d) überführt. Dazu bedarf es einer Umrechnung eines jeden Punktes der beiden Kurven. Im allgemeinen Fall folgt ein iterativer Prozess. Für einen Startwert ($S_{d,pi} / S_{a,pi}$) im S_a - S_d -Diagramm wird die Dämpfungskomponente bestimmt. Das Antwortspektrum wird entsprechend dem Dämpfungsgrad reduziert und der Schnittpunkt von Kapazitätskurve und reduziertem Antwortspektrum ermittelt. Liegt dieser im Toleranzbereich von $0,95 \cdot S_{d,pi} \leq S_{d,i} \leq 1,05 \cdot S_{d,pi}$ ist der „Performance Point“ gefunden und der Nachweis erfüllt. Falls sich kein Schnittpunkt im Toleranzbereich findet, wird der Vorgang mit einem neuen sinnvoll gewählten Ausgangspunkt wiederholt.

Das Antwortspektrum liegt in Form von Wertepaaren der Spektralbeschleunigung $S_{a,i}$ zu den Eigenschwingzeiten T_i vor.

Die Überführung in das S_a - S_d -Diagramm erfolgt gemäß ATC-40 [01] mit:

$$S_{d,i} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} \cdot S_{a,i} \quad (6.15)$$

Die zugehörige Eigenschwingzeit T_i bleibt im S_a - S_d Diagramm als Ursprungsgerade ablesbar. Für einen gegebenen Punkt im S_a - S_d -Diagramm ermittelt sie sich als Rückrechnung der umgestellten Gleichung (6.15) zu:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{S_d}{S_a}} \quad (6.16)$$

Bild 6.18 zeigt für zunehmende Dämpfungsgrade die Verschiebung der Kontrollperiode der Spektralbeschleunigung $T_b = 0,15$ s und $T_c = 0,4$ s entlang der Ursprungsgeraden.

Für die Gebäudekapazitätskurve (Pushover-Kurve) werden Widerstandswerte $F_{b,i}$ mit zugehöriger Verformung des betrachteten Bezugspunktes Δ_i ermittelt. In der Regel erfolgt die Ermittlung der Pushover-Kurve für die erste Eigenform der Struktur und auf die Dachverschiebung bezogen. Die Überführung dieser Wertepaare in das S_a - S_d -Diagramm erfolgt unter Berücksichtigung der dynamischen Kenngrößen des untersuchten Gebäudes auf Basis der Grundeigenform. Die Transformation basiert auf dem dynamischen Ersatzmodell eines äquivalenten Systems mit einem dynamischen Freiheitsgrad (SDOF) und folgt den folgenden Beziehungen [01], [M3]:

$$S_{a,i} = \frac{F_{b,i}}{M_{\text{tot,eff}} \cdot \alpha_1}$$

$$S_{d,i} = \frac{\Delta_{\text{Dach},i}}{\beta_1 \cdot \phi_{1,\text{Dach}}}$$

mit: $\phi_{1,\text{Dach}}$: Ordinate der Grundeigenform auf Höhe des Daches

$M_{\text{tot,eff}}$: effektive Gesamtmasse des Gebäudes (infolge Eigengewicht und anzusetzenden Verkehrslasten)

α_1 : Verhältnis effektive Masse der ersten Eigenform zur Gesamtmasse

$$\alpha_1 = \frac{M_{1,\text{eff}}}{M_{\text{tot,eff}}}$$

β_1 : modaler Anteilfaktor der ersten Eigenform

$(F_{b,i} / \Delta_{\text{Dach},i})$ sind die zu transformierenden Punkte der Kapazitätskurve

Mistler stellt in seiner Arbeit einen Ansatz für Mauerwerksgebäude vor, die Bewertung des Gebäudes basierend auf der Erdgeschoss-Kapazitätskurve vorzunehmen [M5]. Voraussetzung ist ein regelmäßiger Aufriss mit durchgängigen lastabtragenden Schubwänden über alle Geschosse und deren Einbindung in schubsteife Deckenscheiben. Er erläutert, dass unter diesen Voraussetzungen von einem Versagen im Erdgeschoss

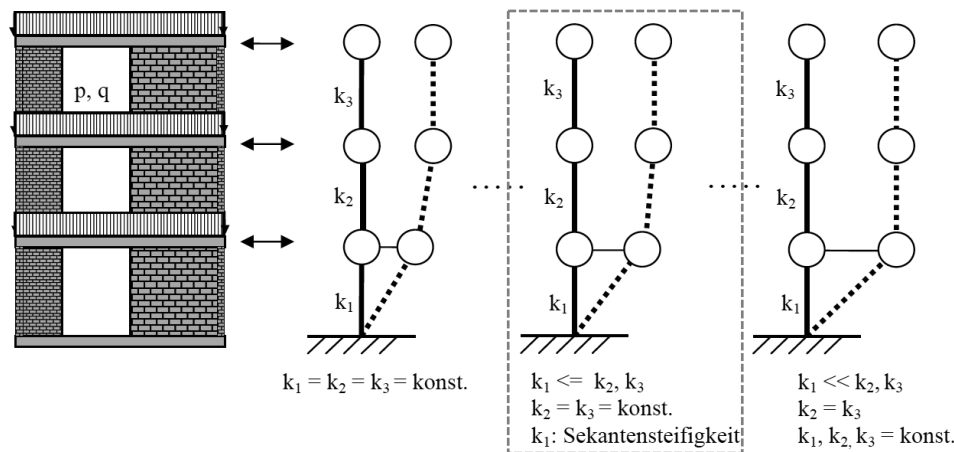


Bild 6.17 Ersatzsystem und Eigenformen - ungeschädigter Zustand bis zum weichen Erdgeschoss [M5]

ausgegangen werden kann. *Mistler* zeigt in vergleichenden Berechnungen auf, dass der Ansatz die Steifigkeitsänderung nur auf das Erdgeschoss zu beziehen eine auf der konservativen Seite liegende Annahme ist. In den weiteren Stockwerken geht der Ansatz von unveränderten elastischen Steifigkeiten aus. Dieses Vorgehen vereinfacht die Bestimmung des Kapazitätsspektrums des Gebäudes, da dieses nun direkt aus den Widerstandskurven der Erdgeschosswände abgeleitet werden kann. Die Widerstandskurven können in Wandversuchen oder numerischen Berechnungen gewonnen werden.

Als dynamisches Ersatzmodell wird ein Mehrmassenschwinger als Schubbalkenmodell verwendet, das eine Verdrehung der Decken ausschließt. Die Steifigkeit des Erdgeschosses wird als Sekantensteifigkeit der Widerstandskurve für jeden Punkt neu bestimmt. Infolge der Steifigkeitsänderung des Erdgeschosses ergibt sich für jeden Verformungszustand eine neue Eigenfrequenz des Ersatzsystems (Bild 6.17).

Für die Übertragung der Erdgeschosskapazität in das S_a - S_d -Diagramm werden die zuvor aufgeführten Beziehungen auf das Erdgeschoss bezogen.

$$S_{a,i} = \frac{F_{b,i}}{M_{\text{tot,eff}} \cdot \alpha_1} \quad (6.17)$$

$$S_{d,i} = \frac{\Delta_{EG,i}}{\beta_1 \cdot \phi_{1,EG}} \quad (6.18)$$

mit : $\phi_{1,EG}$: Ordinate der Grundeigenform auf Höhe der Erdgeschossdecke
 $(F_{b,i} / \Delta_{EG,i})$ sind die zu transformierenden Punkte der Kapazitätskurve des Erdgeschosses

Der modale Anteilfaktor β_1 und der Massenfaktor α_1 werden für die Grundeigenform des als Mehrmassenschwinger abgebildeten Gebäudes ermittelt.

Es ist bekannt, dass in Abhängigkeit der sich ändernden Normalkraft über die Gebäudehöhe für das unverstärkte Mauerwerk unterschiedliche Versagensmodi zu erwarten sind. Dies weist beispielhaft die FEMA 306 (Figure 7-9) aus, so dass eine Schädigung der Struktur nicht auf das Erdgeschoss begrenzt bleiben muss. Aus diesem Grund wird die Verstärkungsmaßnahme an den aussteifenden Wänden aller Geschosse eingebracht (Bild 6.14). So kann ein Tragfähigkeitsverlust in den Obergeschossen ausgeschlossen werden, denn auch für eine niedrigere Normalkraft bleibt das Blockgleiten der bestimmende Grenztragmechanismus (Bild 6.6).

Kann man den Tragfähigkeitsverlust in den Obergeschossen ausschließen, so stellt der gewählte vereinfachte Ansatz die nichtlinearen Werkstoffeigenschaften nur im Erdgeschoss anzusetzen für das Rechenverfahren eine konservative Annahme dar. In diesem Fall stellt sich für den Mehrmassenschwinger eine ungünstigere Grundeigenform ein, die als Grundlage für die Transformation des äquivalenten Einmassenschwingers in das Kapazitätsspektrum dient. Den Tragfähigkeitsnachweis auf das Erdgeschoss, in dem die größten Querkraftbeanspruchungen auftreten, zu fokussieren kann somit legitimiert werden. Was das Verfahren nicht berücksichtigen kann ist ein mögliches Einsetzen des Blockgleitens im Obergeschoss. Die angestrebten Tastberechnungen sollen einen Ausblick vermitteln, was mit verstärkten Mauerwerkswänden als Aussteifungssystem möglich scheint. Sie können ein Potential des Verstärkungssystems gegenüber unverstärkten Mauerwerkswänden ausweisen. Vor diesem Hintergrund und mit dem Wissen, dass ein Tragfähigkeitsverlust im Obergeschoss ausgeschlossen werden kann, wird der Nachweis vereinfacht im Erdgeschoss geführt und das von Mistler vorgeschlagene Verfahren zur Berechnung von Mauerwerksgebäuden angewandt.

Zur Bestimmung der Dämpfungseigenschaften der verstärkten Wände wurde in Bild 6.13 eine Beziehung in Abhängigkeit der Verformungsgröße ausgewiesen. Die äquivalente viskose Dämpfung, die näherungsweise den Einfluss der hysteretischen Dämpfungseigenschaften wiedergibt, ist somit für jeden Verformungszustand bekannt.

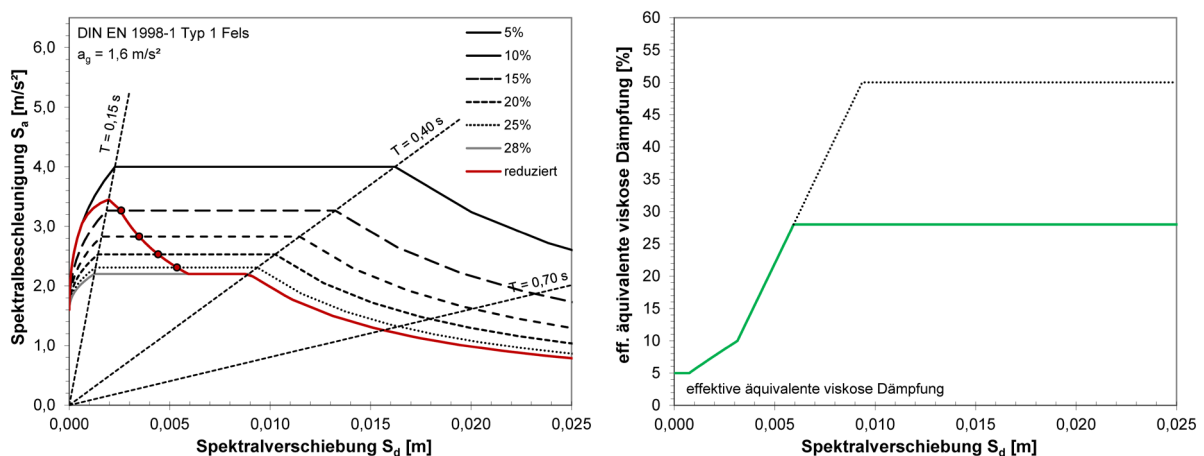


Bild 6.18 Reduziertes Antwortspektrum für $a_g = 1,6 \text{ m/s}^2$ (I) / effektive äquivalente viskose Dämpfung (r)

So kann jeder Spektralverschiebung direkt ein Dämpfungsgrad zugewiesen werden. Mit dieser Kenntnis kann der iterative Prozess zur Bestimmung des „Performance Point“ umgangen werden. Eine Reduktion des Antwortspektrums ist für jeden Punkt möglich.

Bild 6.18 zeigt beispielhaft das direkt reduzierte Antwortspektrum im Vergleich zu den jeweiligen vollständigen Antwortspektren ausgewählter Dämpfungsgrade. Nebenstehend ist der zugehörige Dämpfungsverlauf für das Gebäude mit verstärkten Aussteifungswänden über die Spektralverschiebung aufgetragen.

Zur Kombination der Dämpfungseigenschaften mehrerer aussteifender Wände gibt *Gellert* eine Kombinationsregel an [G2].

Die effektive Dämpfung des Gebäudesystems bestimmt sich dementsprechend zu ξ_{eff} .

$$\xi_{\text{eff}} = \xi_0 + \frac{\sum \xi_{\text{eq},i} \cdot E_{\text{S0},i}}{\sum E_{\text{S0},i}} \quad (6.19)$$

mit:	ξ_0	Grunddämpfung $\xi_0 = 0,05$ (5 %)
	$\xi_{\text{eq},i}$	äquivalentes Dämpfungsmaß Verformungszustand
	$E_{\text{S0},i}$	elastische Verformungsenergie des Verformungszustands

Bei dem untersuchten Reihenhaus werden für die Aussteifung in Querrichtung nur die beiden gleichartigen verstärkten Wandscheiben herangezogen. Dementsprechend ändern sich die Dämpfungseigenschaften für das Gebäude im Vergleich zu den Einzelwänden nicht.

Die DIN EN 1998-1 [05], wie auch die Vorgängernorm DIN 4149 [07], begrenzt den Reduktionsfaktor η , welcher die Berücksichtigung eines von 5 % abweichenden Dämpfungsansatzes ermöglicht, auf einen minimalen Wert von $\eta = 0,55$. Dies entspricht einem maximalen Dämpfungsmaß von ca. 28 % bzw. einer ansetzbaren äquivalenten Dämpfung von 23 %. Der höhere Dämpfungsgrad der Einzelwände kann somit nicht vollständig bei der Anwendung der Kapazitätsspektrum-Methode berücksichtigt werden. Der Ansatz der viskosen Dämpfung bleibt auf 28 % begrenzt.

Für die unverstärkten Aussteifungswände wird ein Ansatz von 5 % hysteretischer Dämpfung bis zum Erreichen von H_{max} angenommen. Dieser Wert korrespondiert mit dem im Versuch ermittelten Dämpfungsgrad und ist weiterhin mit dem Ansatz der verstärkten Wand im Anfangsbereich identisch.

Nach dem Ansatz von *Tomazevic* [T3] ist die Verformungskapazität der unverstärkten Mauerwerkswand auf die Relativverschiebung von H_{max} zu begrenzen, da sich nachfolgend ein Widerstandsrückgang größer als 20 % einstellt.

6.4.3 Gegenüberstellung der Ergebnisse für das untersuchte Reihenhaus mit unverstärkten und verstärkten Aussteifungswänden

Das Ergebnis der Berechnung mit der Kapazitätsspektrum-Methode für das Reihenhaus mit unverstärkten Aussteifungswänden ist in Bild 6.19 dargestellt. Für das untersuchte Antwortspektrum kann die Aufnahme einer Bodenbeschleunigung von $a_g = 0,8 \text{ m/s}^2$ nachgewiesen werden. Bei einem Ausgangswert der Bodenbeschleunigung von $1,0 \text{ m/s}^2$ ist die Findung eines „Performance Point“ nicht mehr möglich, weder im Bereich bis zum maximalen Tragwiderstand, noch in dem Bereich danach. Der Nachweis der Tragfähigkeit kann somit nicht erbracht werden.

Bild 6.20 zeigt für den Eingangswert der Bodenbeschleunigung von $a_g = 1,0 \text{ m/s}^2$ die Ergebnisse der Kapazitätsspektrum-Methode für das Reihenhaus mit verstärkten Aussteifungswänden. Das linke Diagramm zeigt für den multilinearen Ansatz die Möglichkeit des Nachweises für die Erdbebeneinwirkung durch den erhöhten Tragwiderstand der verstärkten Wand. Der „Performance Point“ liegt vor dem maximal generierten Tragwiderstand in der Kapazitätskurve. Die Wände sollten somit frei von Schaden bleiben.

Wie bereits bei der Einführung des bilinearen Ansatzes erläutert, ist die Abschätzung des erhöhten Tragwiderstands von zahlreichen Einflussfaktoren abhängig und daher nur für die untersuchte Stein-Mörtel-Kombination unter Versuchsrandbedingungen ansatzweise prognostizierbar. Auch mit dem Verzicht auf den maximalen Tragwiderstand bei dem bilinearen Ansatz lässt sich der Nachweis mit der Kapazitätsspektrum-Methode erbringen (Bild 6.20 rechts). Der „Performance Point“ liegt folglich jedoch bei einer größeren Spektralverschiebung. Die Zunahme der Schwingdauer T repräsentiert eine kleinere zugehörige Systemsteifigkeit (hier die Sekantensteifigkeit des Erdgeschosses) für die Findung des „Performance Point“. Eine Aussage, ob die verstärkte Wand sich bereits im Zustand des Blockgleitens befindet oder die Erdbebeneinwirkung bei der Erstbelastung noch elastisch aufnehmen konnte, ist mit dem bilinearen Ansatz nicht möglich.

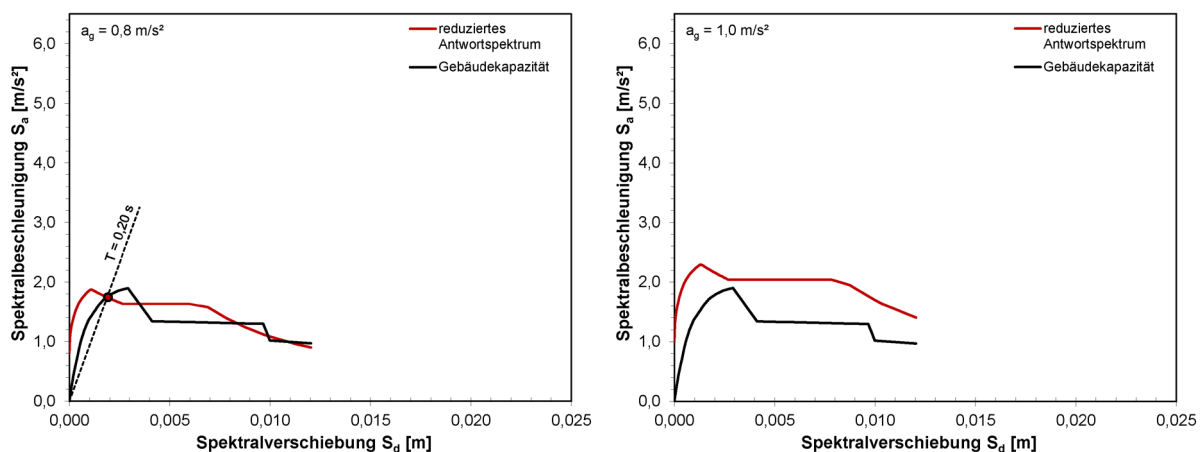


Bild 6.19 Kapazitätsspektrum-Methode: Auswertung mit unverstärkten Aussteifungswänden

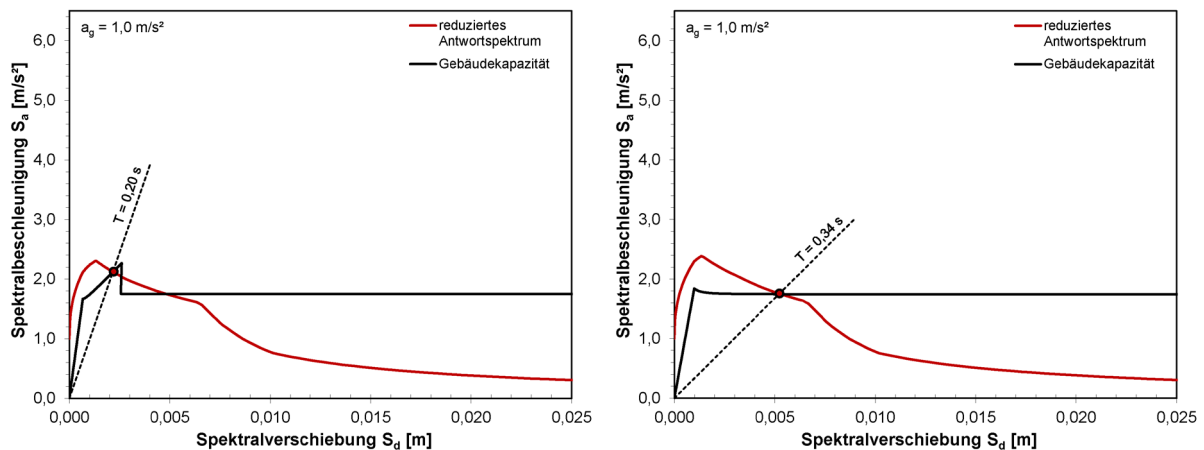


Bild 6.20 Kapazitätsspektrum-Methode: verstärkt - multilinearer (l) / bilinearer Ansatz (r) $a_g = 1,0 \text{ m/s}^2$

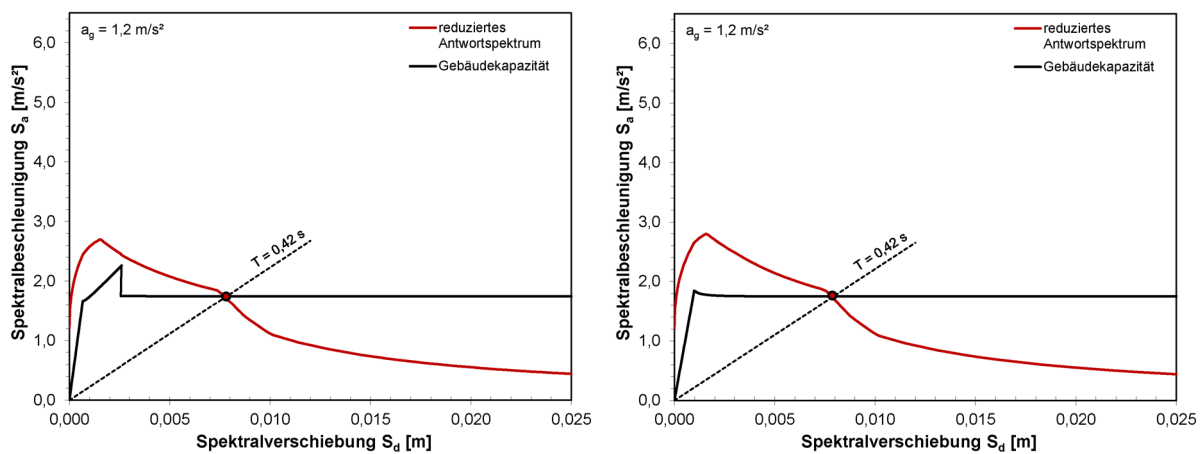


Bild 6.21 Kapazitätsspektrum-Methode: verstärkt - multilinearer (l) / bilinearer Ansatz (r) $a_g = 1,2 \text{ m/s}^2$

Der Unterschied der beiden Ansätze ist für größere Bodenbeschleunigungen jedoch nicht mehr relevant, da der Schnittpunkt in beiden Fällen auf dem Widerstandsplateau liegt. Dieses verdeutlicht Bild 6.21 für eine Bodenbeschleunigung von $a_g = 1,2 \text{ m/s}^2$. Die Spektralverschiebung liegt hier bei circa 8 mm.

Die weiteren Berechnungen zeigen eine Prognose, welche Erdbebeneinwirkungen aufgrund der ausgeprägten Duktilitätseigenschaften und Fähigkeit zur Energiedissipation durch das verstärkte Wandsystem als Aussteifungskonzept des Reihenhauses aufgenommen werden können. Bei Begrenzung der auftretenden Spektralverschiebung auf 10 mm, der maximalen Verformungsgröße bei unverstärkten aussteifenden Wänden (vgl. Bild 6.16), lässt sich für das Gebäude mit verstärkten Aussteifungswänden im untersuchten Rechenmodell eine Bodenbeschleunigung von $a_g = 1,5 \text{ m/s}^2$ realisieren (Bild 6.22 links).

Reizt man das Rechenmodell bis zu einer Geschossverschiebung von 1 % der Geschosshöhe aus, so ist für das gewählte Spektrum die Aufnahme einer Bodenbeschleunigung von $a_g = 2,35 \text{ m/s}^2$ möglich (Bild 6.22 rechts). Diese ist, verglichen mit der maximal realisierbaren Bodenbeschleunigung bei unverstärkten Aussteifungswänden, fast dreimal so hoch.

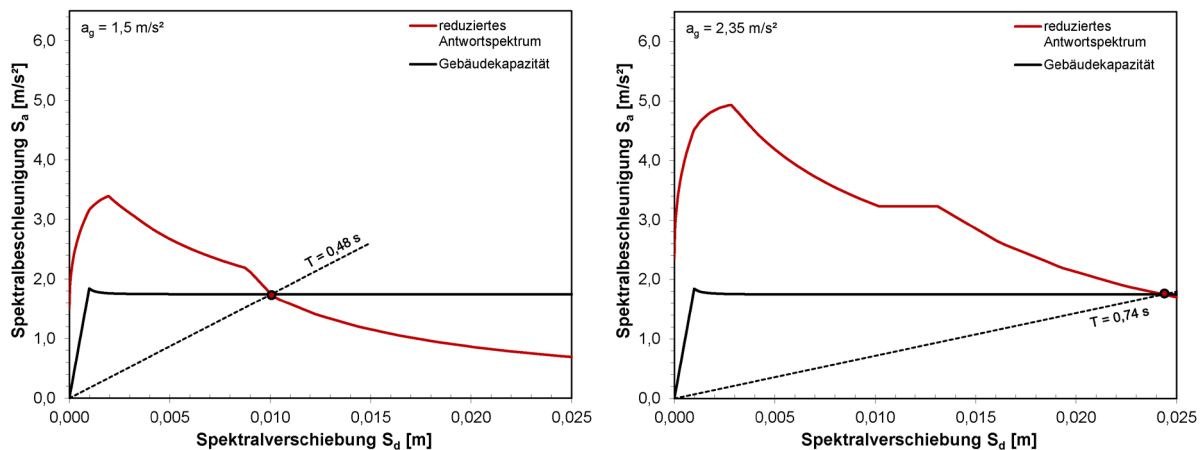


Bild 6.22 Kapazitätsspektrum-Methode: verstärkt - bilinearer Ansatz $a_g = 1,5 \text{ m/s}^2 / a_g = 2,35 \text{ m/s}^2$

Mit der Anwendung der Kapazitätsspektrum-Methode konnte für das untersuchte idealisierte Reihenhaus eine deutliche Steigerung der Aussteifungsqualität aufgezeigt werden. Mit der Begrenzung der Verformungen auf eine maximale Größe von 25 mm im Erdgeschoss werden die Regeln zur Schadensbegrenzung der DIN EN 1998-1 [05] eingehalten. Die kurzen Wandpfeiler in den Fassaden, die zwar zur Aussteifung nicht herangezogen, aber kraftschlüssig in das System eingebunden sind, weisen auch unverstärkt eine ausreichende Verformungskapazität auf, die maximale Geschossverschiebung von 25 mm schadensfrei zu bewältigen. Aufgrund der nicht vollständig angesetzten Dämpfungscharakteristik im Nachweisverfahren bleibt für das Gebäude mit verstärkten Aussteifungswänden eine zusätzliche Sicherheitsreserve erhalten.

Die ersten Tastberechnungen zeigen, dass der Einsatz der verstärkten Wände mit dem Grenztragmechanismus Blockgleiten die Tragfähigkeit des Gebäudes im Erdbebenfall deutlich verbessert. Diese Erkenntnisse stimmen sehr positiv, zukünftig die Trageigenschaften von Mauerwerksgebäuden, die eine derartige Verstärkungsmaßnahme an den maßgebenden Aussteifungswänden aufweisen, weitergehend zu untersuchen. Hierzu scheinen zur Analyse des Strukturverhaltens numerische Untersuchungen an dreidimensionalen Gebäudemodellen sinnvoll. Diese können den Reibungsmechanismus des Blockgleitens im Rahmen einer Zeitverlaufsberechnung gezielt erfassen. Somit werden auch Aussagen zu einem möglichen Blockgleiten in den Obergeschossen möglich. Bei einer Studie unterschiedlicher Grundrisstypen können im numerischen Gebäudemodell Lastumverteilungen und Exzentrizitäten systeminhärent berücksichtigt werden.

Weiterhin könnte mit derartigen Untersuchungen geklärt werden, ob bei einer gezielten Anordnung von kurzen rotierenden Wänden und längeren Wänden, welche im Grenzzustand ein Blockgleiten aufweisen, die Rückstellkraft der rotiert ausgelenkten Wänden mögliche Gleitwege nach dem Erdbebenereignis wieder zentriert. So ließe sich ein sehr effizientes Tragsystem entwickeln.

7 Zusammenfassung

Die vorgelegte Arbeit behandelt ein neuartiges System zum nachträglichen Verstärken von Mauerwerkswänden. Die Verstärkungsmaßnahme wurde am Lehrstuhl Tragkonstruktionen der Technischen Universität Dortmund konzipiert und in den letzten Jahren stetig weiterentwickelt. Die untersuchte Ausführungsvariante sieht je fünf dünne Elemente aus textilbewehrtem Beton vor, welche beidseitig an der Oberfläche einer bestehenden Mauerwerkswand befestigt werden. Die Verstärkungselemente fassen je zwei Steinreihen zu einem „Block“ zusammen. Die zwischen den gefassten Blöcken befindlichen Lagerfugen und die Fugen zu den angrenzenden Decken werden nicht überbrückt.

Ziel der Verstärkungsmaßnahme ist es, das Tragverhalten der Wandscheibe unter einer kombinierten Normal- und Querkraftbeanspruchung zu verbessern. Der Fokus der Untersuchungen liegt auf einem Einsatz des Systems bei Mauerwerksgebäuden in Erdbebengebieten. Das verstärkte Wandsystem soll hier die Möglichkeit eröffnen, als nachträgliche Präventivmaßnahme die Gebäudesubstanz gegenüber einem möglichen Schadensbeben zu schützen. Grundsätzlich ist auch eine Anwendung bei einer Neubaumaßnahme möglich.

Ziel der vorgelegten Arbeit ist es, die Wirksamkeit der Verstärkungsmaßnahme bei einer Anwendung auf Mauerwerkswände aus Kalksandstein aufzuzeigen. Das Vorgehen zum Erreichen dieses Ziels gliedert sich in drei wesentliche Bausteine:

1. In experimentellen Untersuchungen an verstärkten Mauerwerkswänden unter zyklischer Horizontalkrafteinwirkung und konstanter Auflast wird das Tragverhalten im 1:1 Versuch ermittelt und bewertet.
2. Die numerische Abbildung des verstärkten Wandsystems ermöglicht die Ausweitung und Verallgemeinerung der singulären experimentellen Versuchsergebnisse auf weitere Wandabmessungen und gewährt dabei einen weiterführenden Einblick in das Zusammenwirken von Mauerwerkswand und Verstärkungsschicht.
3. Die Überführung der Ergebnisse der einzelnen verstärkten Mauerwerkswand in einen Gebäudekontext zeigt das Potential als Aussteifungssystem eines Gebäudes unter Erdbebeneinwirkung.

Drei Wandversuche der durchgeführten experimentellen Untersuchungen sind in dieser Arbeit dokumentiert. Mit den gewählten Randbedingungen repräsentieren die Ergebnisse das Tragverhalten von aussteifenden Mauerwerkswänden im Erdbebenfall. Die Versuche wurden an zweiseitig (oben und unten) eingespannten Wandscheiben mit einem Höhen- zu Längenverhältnis von 1:1 durchgeführt. Diese Mauerwerkswände weisen unter Erdbebeneinwirkung im unverstärkten Zustand ein Schubversagen mit diagonalen Treppenrisen auf. Dabei kommt es in der Regel zu einem abrupten Widerstandsabfall und

eine mögliche, aus der Geometrie ableitbare, Tragkapazität der Wandscheibe kann nicht ausgenutzt werden.

Die Wirksamkeit des Verstärkungssystems gegenüber einer unverstärkten Referenzwand zeigt sich in den Versuchen in drei grundlegend verbesserten Trageigenschaften:

1. Zunahme des maximalen Tragwiderstands – in den Wandversuchen bis zu 40 %
2. Deutliche Steigerung der Duktilität der Wandscheibe
3. Ausgeprägte Fähigkeit zur Energiedissipation

Die verstärkten Mauerwerkswände weisen einen stabilen Grenztragmechanismus auf. Dieser entwickelt sich als vollständiges Gleiten einer durchgehenden, nicht überbrückten Lagerfuge. Ein derartiger Mechanismus konnte an unverstärkten wie auch mit bekannten Maßnahmen verstärkten Mauerwerkswänden bisher nicht beobachtet werden. In der Folge ermöglicht dieses gutmütige Verhalten große Verformungen auf einem konstanten Niveau in Höhe des Reibungswiderstands. Der Mechanismus erweist sich als hochdissipativ und führt so bei einem dynamisch angeregten System zu einem hohen hysteretischen Dämpfungsgrad. Neben den Verformungen in der gleitenden Fuge und wenigen Rissen in den flankierenden Steinen und Verstärkungselementen bleibt die Wand frei von weiterer Schädigung. Der Grenztragmechanismus wird als „Blockgleiten“ definiert.

Durchgeführte numerische Untersuchungen unterstützen die gewonnenen Erkenntnisse. Mithilfe des vorgestellten numerischen Modells kann das experimentell ermittelte Tragverhalten auf Grundlage von allgemeingültigen Ansätzen und Werkstoffkenndaten in einer sehr guten Näherung wiedergegeben werden. Weiterhin verdeutlichen die numerischen Untersuchungen die Wirkungsweise der Verstärkungsmaßnahme als eine externe Bewehrungsschicht, die sich maßgeblich mit ihrer Zugbeanspruchbarkeit und Dehnsteifigkeit in das Gesamtsystem einbringt.

Eine Parameterstudie, in welcher Auflast und Wandlänge variiert werden, liefert Widerstandskurven für geschosshohe verstärkte Mauerwerkswände. Die Variation der Auflast umfasst übliche zu erwartende Normalspannungsgrößen im Erdgeschoss von Mauerwerksgebäuden zwischen $0,3 \text{ N/mm}^2$ und $1,0 \text{ N/mm}^2$. Die Untersuchungen erfolgen für Wandlängen zwischen $1,25 \text{ m}$ und $2,50 \text{ m}$. Die Ergebnisse zeigen das Einsetzen des zuvor charakterisierten Grenztragmechanismus Blockgleiten unabhängig von der Auflast ab einer Wandlänge von $2,0 \text{ m}$. Das Tragverhalten kürzerer Wände ist durch die Rotation der Wandscheibe bestimmt. Beide Mechanismen sind duktiler Natur und ihr Eintreten ist somit positiv zu werten, jedoch verfügt nur das Blockgleiten über ausgeprägte dissipative Eigenschaften.

Das Tragverhalten der verstärkten Wand erfüllt die Regeln des „Capacity Design“. Die Verstärkung wirkt wie eine externe Bewehrung und hält die Wand zusammen. Der spröde Versagensmechanismus der Mauerwerkswand (diagonaler Treppenriss mit abschließendem Ecksteinversagen) kann verhindert werden. Es kommt zu einem Tragwiderstandsanstieg. Die Verstärkungselemente einschließlich der Verbindungsmittel müssen mit ihrer Tragfähigkeit dieses Verhalten sicherstellen. Es entstehen verstärkte Wandbereiche, deren Querkrafttragwiderstand höher liegt, als der der unverstärkten freien Lagerfugen. Vor diesem Hintergrund stellt sich der Grenztragmechanismus als Gleiten in der freien Lagerfuge ein und garantiert ein berechenbares, duktileres und dissipatives Tragverhalten der Wand. Das duktile Bindeglied setzt alle weiteren Einwirkungen in einen Gleitweg um. Eine Schädigung der übrigen Wandbereiche wird verhindert. Die korrespondierende Horizontalkraft wird durch den Reibungsbeiwert ($H = \mu \cdot N$) definiert.

Aufbauend auf diesen Ergebnissen wird ein vereinfachter Ansatz zur Beschreibung der Widerstands-Verformungsbeziehung für verstärkte Wandscheiben vorgestellt. Dieser ermöglicht die Anwendung der Kapazitätsspektrum-Methode für eine exemplarische Gebäudeanalyse unter einer Erdbebeneinwirkung.

Die Berechnungen zeigen die Wirksamkeit von verstärkten Mauerwerkswänden als Aussteifungsmaßnahme eines Gebäudes. Die zulässigen Geschossverschiebungen werden unter Berücksichtigung der Rotationsfähigkeit der weiteren aussteifenden Mauerwerkswände und in Bezug auf spröde nichttragende Elemente gemäß DIN EN 1998-1 Abschnitt 4.4.3 begrenzt. In der Berechnung des Gebäudebeispiels ermöglicht die Anwendung der Verstärkungsmaßnahme gegenüber dem unverstärkten Aussteifungssystem eine Erhöhung der einwirkenden Bodenbeschleunigung um den Faktor 3 bis die zulässigen Stockwerksverschiebungen erreicht werden.

Mit der Arbeit konnte die Wirkungsweise und die Wirksamkeit des verstärkten Wandsystems zur Verbesserung der Trageigenschaften unter Erdbebeneinwirkung an Wänden aus Kalksandstein aufgezeigt werden. In Bezug auf stärkere Erdbebeneinwirkungen sind besonders das duktile Tragverhalten und die Fähigkeit zur Energiedissipation als Hauptmerkmale einer erdbebengerechten Auslegung von Gebäuden hervorzuheben. Der Einsatz des Verstärkungssystems eröffnet die Überführung von Mauerwerkswänden in einen wiederholbaren und schädigungsfreien Reibungsmechanismus. So erreicht die verstärkte Mauerwerkswand ein duktileres Grenztragverhalten, das bisher nur Stahlbeton- oder Stahlbauteilen vorbehalten war und ermöglicht die Entwicklung neuer Konzepte zur Auslegung von Mauerwerksgebäuden für Erdbebeneinwirkung.

Literaturverzeichnis

- [A1] Atkinson, R. H. et al**
Response of Masonry Bed Joints in Direct Shear
Journal of Structural Engineering – Vol. 115, No.9 – September 1989
- [C1] Chopra, A. K.**
Dynamics of structures (3rd Edition)
Pearson / Prentice Hall – 2007
- [E1] Elsche, B.**
Zur rechnerischen Modellierung der Beanspruchungen und der Tragfähigkeit von aussteifenden Mauerwerkswänden
Technische Universität Dortmund – Dissertation – Schriftenreihe Tragkonstruktionen Heft 3 - 2008
- [E2] ESECMaSE – Report D7.1a**
Test results on the behaviour of masonry under static (monotonic and cyclic) in plane lateral loads
2007
- [E3] ESECMaSE – Report D7.2a**
Test results on the earthquake resistance on improved masonry materials by pseudo dynamic tests
2008
- [E4] ESECMaSE – Report D7.2b**
Test results on the earthquake resistance on improved masonry materials by pseudo dynamic tests
2008
- [E5] ESECMaSE – Report D7.1c**
Test results on the behaviour of masonry under static cyclic in plane lateral loads
2008
- [E6] Eligehausen, R. / Pregartner, T. / Weber, S.**
Befestigungen in Mauerwerk
in: Mauerwerk-Kalender 2000
- [E7] ElGawady, M. / Lestuzzi, P. / Badoux M.**
A Review of Conventional Retrofitting Techniques for URM
Beitrag: 13th International Brick and Block Masonry Conference - 2004
- [E8] ElGawady, M. / Lestuzzi, P. / Badoux M.**
Retrofitting of Masonry Walls Using Shotcrete
Beitrag: NZSEE Conference - 2006

- [E9] ElGawady, M. / Lestuzzi, P. / Badoux M.**
Aseismic retrofitting of unreinforced masonry walls using FRP
Composites Part B: Engineering - Volume 37 - 2005
- [F1] Feistel, G. / Scheller, E.**
Befestigungsmittel für den Mauerwerksbau Teil 1: Kunststoff- und Injektionsdübel mit nationalen und europäischen Zulassungen
in: Mauerwerk-Kalender 2007 – Ernst & Sohn (Berlin)
- [F2] Fouad, N. A. / Meincke, S.**
Verstärkungsmöglichkeiten für Mauerwerk in stark erdbebengefährdeten Gebieten
in: Mauerwerk-Kalender 2005 – Ernst & Sohn (Berlin)
- [G1] Graubner, C. / Kranzler, T. / Schubert, P. / Simon, E.**
Festigkeitseigenschaften von Mauerwerk – Teil 3: Schubfestigkeit von Mauerwerksscheiben
in: Mauerwerk-Kalender 2005 – Ernst & Sohn (Berlin)
- [G2] Gellert, C.**
Nichtlinearer Nachweis von unbewehrten Mauerwerksbauten unter Erdbebeneinwirkung
RWTH Aachen – Dissertation – 2010
- [J1] Jesse, F.**
Tragverhalten von Filamentgarnen in zementgebundener Matrix
Technische Universität Dresden – Dissertation - 2005
- [J2] Jesse, D. / Jesse, F. / Curbach, M.**
Lokale Lasteinleitung über Bolzenverbindungen in dünne Bauteile aus textilbewehrtem Beton
in: Beton- und Stahlbetonbau 103 (2008) – Heft 2
- [J3] Jordan, J.**
Effiziente Simulation großer Mauerwerksstrukturen mit diskreten Rissmodellen
Technische Universität München – Dissertation – 2011
- [K1] Kahn, L.**
Shotcrete Retrofit for unreinforced brick masonry
Beitrag: 8th World Conference on Earthquake Engineering – California - 1984
- [L1] Löring, S.**
Zum Tragverhalten von Mauerwerksbauten unter Erdbebeneinwirkung
Technische Universität Dortmund – Dissertation – Schriftenreihe Tragkonstruktionen Heft 1 - 2005

-
- [L2] **Leydecker, G.**
Erdbebenkatalog für Deutschland mit Randgebieten für die Jahre 800 bis 2008
Geologisches Jahrbuch E 59, Hannover, 2011
- [M1] **Mann, W. / Müller, H.**
Schubtragfähigkeit von Mauerwerk
In: Mauerwerk Kalender 1978
- [M2] **Moltar, M.**
Zum Tragverhalten von textilbewehrtem Beton
RWTH Aachen – Dissertation – 2005
- [M3] **Meskouris, K. / Hinzen, K.G. / Butenweg, C. / Mistler, M.**
Bauwerke und Erdbeben (3. Auflage)
Vieweg+Teubner Verlag / Springer Fachmedien Wiesbaden GmbH – 2011
- [M4] **Münich, J.**
Hybride Multidirektionaltexilien zur Erdbebenverstärkung von Mauerwerk
Universität Karlsruhe – Dissertation – 2010
- [M5] **Mistler, M.**
Verformungsbasiertes seismisches Bemessungskonzept für Mauerwerksbauten
RWTH Aachen – Dissertation – 2006
- [O1] **Offenlegungsschrift DE 10 2012 109 950 A1**
Anmelder: Hering Bau GmbH & Co. KG
Erfinder: Ötes, Atilla / Wertenbroch, Axel
Deutsches Patent und Markenamt
- [O2] **Ortlepp, S.**
Ansätze zur Ermittlung vertikaler Einwirkungen auf Schubwände
Mauerwerk, Heft 2/2011, Verlag Ernst & Sohn
- [Ö1] **Ötes, A., Löring, S.**
Zum Tragverhalten von Mauerwerksbauten unter Erdbebenbelastung
Bautechnik, Heft 2/2006, Verlag Ernst & Sohn
- [Ö2] **Ötes, A., Elsche, B.**
Erhöhung der Tragfähigkeit von KS-Wänden unter Erdbebenlasten durch Bewehrung
Technische Universität Dortmund – Schriftenreihe Tragkonstruktionen Heft 2 – 2005
- [Ö3] **Ötes, A.; Fehling, E**
Reaktionswand ISPRA
In: Bauingenieur 68 Heft 5 – 1993
-

- [Ö4] Ötes, A., Löring, S.**
Tastversuche zur Identifizierung des Verhaltensfaktors von Mauerwerksbauten für den Erdbebennachweis
Abschlussbericht DGfM e.V. Forschungsvorhaben – 2003
- [P1] Pfeiffer, U.**
Experimentelle und theoretische Untersuchungen zum Klebeverbund zwischen Mauerwerk und Faserverbundwerkstoffen
Universität Kassel – Dissertation – 2009
- [P2] Paulay, T. / Priestley M. J. N.**
Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings
Wiley-Interscience – 1992
- [S1] Schlegel, R.**
Numerische Berechnung von Mauerwerkstrukturen in homogenen und diskreten Modellierungsstrategien
Bauhaus-Universität Weimar – Dissertation – 2004
- [S2] Stempniewski, L. / Wallner, C. / Schnepf, S.**
Erdbebenverstärkung von Mauerwerk – experimentelle und numerische Untersuchungen
in: Massivbau in ganzer Breite - Förderverein Massivbau der TU München e.V. - 2004
- [S3] Schwegler, G.**
Verstärken von Mauerwerk mit Faserverbundwerkstoffen
ETH Zürich – Dissertation – 1994
- [S4] Schwegler, G.**
Verstärken von Mauerwerk mit Faserverbundwerkstoffen in seismisch gefährdeten Zonen
EMPA Bericht Nr. 229 – Dübendorf – 1994
- [S5] SIKA Produktinformation**
Construction Tragwerksverstärkung – Sika® CarboDur® und SikaWrap®
- [S6] Schubert, P. / Schmidt, U. / Krechting, A.**
Tastversuche Erdbebenbeanspruchung
Abschlussbericht F780 des ibac, Aachen – April 2002
- [T1] Tomazevic, M.**
Seismic Behaviour of Masonry Buildings – Shaking-Table Study of Masonry Building Models with different Structural Configurations - Summary Report, Models 1,2,3 and 4
1990

-
- [T2] Tomazevic, M.**
Seismic Behavior of Masonry Walls: Experimental Simulation
Journal of Structural Engineering – Vol. 122, No.9 – September 1996
- [T3] Tomazevic, M.**
Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings
Imperial College Press / London / 1999
- [T4] Tomazevic, M.**
Seismic strengthening of brick masonry walls with composites: an experimental study
Beitrag: Structural Engineers World Congress 2011
- [T5] Taghdi, M. / Bruneau, M. / Saatcioglu, M.**
Seismic Retrofitting of Low-Rise Masonry and Concrete Walls using Steel Strips
Journal of Structural Engineering – Vol. 126, Issue 9 – September 2000
- [V1] Voss, S.**
Ingenieurmodelle zum Tragverhalten von textilbewehrtem Beton
RWTH Aachen – Dissertation - 2008
- [W1] Wallner, C.**
Erdbebengerechtes Verstärken von Mauerwerk durch Faserverbundwerkstoffe –
experimentelle und numerische Untersuchungen
Universität Karlsruhe – Dissertation - 2008
- [W2] Wenk, T.**
Erdbebenertüchtigung von Bauwerken. Strategie- und Beispielsammlung aus der
Schweiz. Umwelt-Wissen Nr. 0832
Bundesamt für Umwelt, Bern - 2008

Normen, Regelwerke und Richtlinien:

- [01] **ATC-40**
Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings (Volume 1)
Hrsg. ATC Applied Technology Council – 1996
- [02] **ETAG 029**
Metal injection anchors for use in masonry
Hrsg. EOTA European Organisation for Technical Approvals – June 2010
- [03] **DIN 1053-100**
Mauerwerk – Teil 100: Berechnung auf der Grundlage des semiprobabilistischen Sicherheitskonzepts
Hrsg. DIN Deutsches Institut für Normung e.V. – September 2007
- [04] **DIN EN 1996-1-1**
Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk
Hrsg. DIN Deutsches Institut für Normung e.V. – Februar 2013
- [05] **DIN EN 1998-1**
Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten
Mit nationalem Anhang: DIN EN 1998-1 NA Januar 2011
Hrsg. DIN Deutsches Institut für Normung e.V. – Dezember 2010
- [06] **DIN EN 1998-3**
Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 3: Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden
Hrsg. DIN Deutsches Institut für Normung e.V. – Dezember 2010
- [07] **DIN 4149**
Bauten in deutschen Erdbebengebieten
Hrsg. DIN Deutsches Institut für Normung e.V. – April 2005
- [08] **FEMA 273**
NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings
prepared for the Building Seismic Safety Council by the Applied Technology Council (ATC-33 Project) funded by the Federal Emergency Management Agency – 1997
- [09] **FEMA 274**
NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings
prepared for the Building Seismic Safety Council by the Applied Technology Council (ATC-33 Project) funded by the Federal Emergency Management Agency – 1997

-
- [10] **FEMA 306**
Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings
prepared for the Partnership for Response and Recovery by the Applied Technology Council (ATC-43 Project) funded by the Federal Emergency Management Agency – 1998
- [11] **FEMA 307**
Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings – Technical Resources
prepared for the Partnership for Response and Recovery by the Applied Technology Council funded by the Federal Emergency Management Agency – 1998
- [12] **FEMA 308**
Repair of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings
prepared for the Partnership for Response and Recovery by the Applied Technology Council funded by the Federal Emergency Management Agency – 1998
- [13] **FEMA 356**
Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings
prepared for the Federal Emergency Management Agency by the American Society of Civil Engineers – 2000
- [14] **SIA 2018**
Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben, Merkblatt
Hrsg. Schweizer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich – 2004
- [15] **DIN EN 771-2**
Festlegungen für Mauersteine – Teil 2: Kalksandsteine
Hrsg. DIN Deutsches Institut für Normung e.V. – Juli 2011
- [16] **DIN EN 772-1**
Prüfverfahren für Mauersteine – Teil 1: Bestimmung der Druckfestigkeit
Hrsg. DIN Deutsches Institut für Normung e.V. – Juli 2011
- [17] **DIN EN 1015-11**
Prüfverfahren für Mörtel für Mauerwerk - Teil 11: Bestimmung der Biegezug- und Druckfestigkeit von Festmörtel
Hrsg. DIN Deutsches Institut für Normung e.V. – Mai 2007
- [18] **DIN EN 1052-03**
Prüfverfahren für Mauerwerk – Teil 3: Bestimmung der Anfangsscherfestigkeit (Haftscherfestigkeit)
Hrsg. DIN Deutsches Institut für Normung e.V. – Juni 2007
- [19] **DIN 1048-5**
Prüfverfahren für Beton; Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper
Hrsg. DIN Deutsches Institut für Normung e.V. – Juni 1991
-

- [20] DIN EN 12390-3**
Prüfung von Festbeton - Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern
Hrsg. DIN Deutsches Institut für Normung e.V. – Juli 2009
- [21] DIN EN 1992-1-1**
Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und
Spannbetontragwerken
Hrsg. DIN Deutsches Institut für Normung e.V. – Januar 2011
- [22] DIN EN 1990-1-1**
Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung
Hrsg. DIN Deutsches Institut für Normung e.V. – Dezember 2010

Abbildungsverzeichnis

- Bild 2.1 Karte der Schadenbeben [L2] / Erdbebenzonenkarte der DIN EN 1998-1 NA (2011) [05]
- Bild 2.2 Elastisches Antwortspektrum DIN EN 1998-1 Typ 1 – Baugrundklasse A-E (5 % Dämpfung) [05]
- Bild 2.3 Ausschnitt aus der European Seismic Hazard Map 2013 - PGA – 475 Jahre Wiederkehrperiode
- Bild 2.4 Spannungsverteilung im Mauerwerksverband (l) – Hüllkurvenzug der Bruchspannungen (r) [M1]
- Bild 2.5 Versuchsaufbau der Wandversuche an der Universität Dortmund [L1]
- Bild 2.6 Ansatz Normalspannungsverteilung Wandkopf und Wandfuß (überdrückter Zustand)
- Bild 2.7 Ansatz Normalspannungsverteilung Wandkopf und Wandfuß (klaffender Zustand)
- Bild 2.8 Prinzipielle Darstellung der Kraft-Verformungs-Beziehung nach *Elsche* [E1] (eigene und ergänzte Notation)
- Bild 2.9 Biegedruckversagen – Dortmunder Wandversuche [Ö4]
- Bild 2.10 Reibungsversagen / Treppenriss – Dortmunder Wandversuche [Ö4]
- Bild 2.11 Steinzugversagen – Dortmunder Wandversuche [Ö4]
- Bild 2.12 Grenztragmechanismen von unbewehrten Mauerwerkswänden
- Bild 2.13 Duktilität – bilineare Widerstandskurve
- Bild 2.14 Energieäquivalenz
- Bild 2.15 Ergänzung einer bewehrten Spritzbetonschicht (l) – Ende des Versuchs (r) [E8]
- Bild 2.16 Kraft-Verformungs-Beziehung unverstärkte Referenzwand (l) – verstärkte Wand (r) [E8]
- Bild 2.17 Versuchswand BW1 / BW2 und BW6 (l) – Kraft-Verformungs-Beziehung (r) [S4]
- Bild 2.18 Versuchswand 9R mit Stahlblechstreifenverstärkung nach *Taghdi et al.* [T5]
- Bild 2.19 Versuchsaufbau *Wallner* [W1] (l) und Versuchsaufbau *Münich* [M4] (r)
- Bild 2.20 Versuchswände WKP1 (l) und WKP3 (r) [W1]
- Bild 2.21 Hystereseschleifen WKP1 (l) und WKP3 (r) [W1]
- Bild 2.22 Ergebnisse Wandversuch Kragwand verstärkt RW_02 [M4]
- Bild 2.23 Ergebnisse Wandversuch Referenzwand RW_05 (oben) - RW_06 verstärkt (unten) [M4]
- Bild 2.24 Tragwiderstandszuwachs in Abhängigkeit des Verstärkungskonzeptes
- Bild 3.1 Wandversuch V07 und zugehörige Kraft-Verformungs-Beziehung [Ö4]
- Bild 3.2 Ziele der Verstärkungsmaßnahme – globales Tragverhalten der Wandscheibe
- Bild 3.3 Aufbau des Verbundsystems zur Verstärkung von Mauerwerkswänden
- Bild 3.4 Ausführungsvariante fünf beidseitig angebracht horizontale Lamellen
- Bild 3.5 Schrittweise Montage der Verstärkungselemente

-
- Bild 3.6 Ausführung Montage und Ankerkopf bei den Prototypen
- Bild 3.7 Montage der Verstärkungselemente mit Durchgangsanker
- Bild 3.8 Tragfähigkeitsanalyse unverstärkte Wand
- Bild 4.1 Spannungs-Dehnungs-Linie Zugprobe Textilbeton und Versuchsaufbau [J1]
- Bild 4.2 Probekörper aus Textilbeton im Querschnitt – Bewehrungslage
- Bild 4.3 Versuchsaufbau Dehnkörperversuche Textilbeton
- Bild 4.4 Instrumentierung und Probekörpergeometrie der Dehnkörperversuche
- Bild 4.5 Spannungs-Dehnungs-Beziehung - Dehnkörper für Wandversuch WV02
- Bild 4.6 Spannungs-Dehnungs-Beziehung - Dehnkörper für Wandversuch WV03 links: 0° rechts: 90°
- Bild 4.7 Ankerkopfausführung
- Bild 4.8 Versagensformen von scherbeanspruchten Bolzenverbindungen [J2]
- Bild 4.9 Versuchsaufbau erweiterter Kleinkörperversuch
- Bild 4.10 SZV-2 Versuchslauf frontale Ansicht
- Bild 4.11 SZV-2 Ansicht links und rechts Versuchsende / Rissbilder
- Bild 4.12 Kraft-Verformungs-Beziehung – durchgeführte erweiterte Kleinversuche mit Mittelwertkurve
- Bild 4.13 Versuchsaufbau Wandversuche
- Bild 4.14 Aufbringung der Kopfbalkenverformung
- Bild 4.15 Verstärkungselemente – oben: Regelelemente – unten: Randelement
- Bild 4.16 Verankerungsort (links) - Vertikalschnitt einseitige Montage (Mitte) / Durchgangsloch (rechts)
- Bild 4.17 Rissbild unverstärkte Mauerwerkswand (WV01) / Instrumentation Detektion Steinrisse (WV03)
- Bild 4.18 Widerstandsschaltung zur Rissdetektion
- Bild 4.19 Modifizierte Dehnmessstreifen auf Stoßfuge
- Bild 4.20 Instrumentierung Mauerwerk der Versuchswand WV03
- Bild 4.21 Instrumentierung Verstärkungsschicht
- Bild 4.22 Versuch WV01: Ausgangszustand – Endzustand
- Bild 4.23 WV01: Kraft-Verformungs-Beziehung und Rissbild
- Bild 4.24 WV01: Ausschnitt Wandmitte – Relativverformungen in Stoßfugen
- Bild 4.25 WV01: Steinreihe 6 – Relativverformungen in Stoßfugen – Stufe 4 / 7 / 10
- Bild 4.26 WV01: Steinreihe 5 – Relativverformungen in Stoßfugen – Stufe 4 / 7 / 10
- Bild 4.27 Versuch WV02: Ausgangszustand – Endzustand
- Bild 4.28 WV02: Kraft-Verformungs-Beziehung und Rissbild

- Bild 4.29 WV02: Relativverformungen Stoßfugen in der fünften und sechsten Steinreihe
- Bild 4.30 WV02: Relativ-Verformung der Lagerfuge am Wandkopf (SR10 bzw. L5 – Kopfbalken)
- Bild 4.31 WV02: dissipierte Energie und äquivalentes hysteretisches Dämpfungsmaß
- Bild 4.32 WV02b: Kraft-Verformungs-Beziehung im Vergleich mit WV02
- Bild 4.33 WV02b: Versuchsbeginn / Stufe 8 Einsetzen Gleiten / maximale Verformung Stufe 25
- Bild 4.34 WV02b: Relativverformungen der freien Lagerfuge zwischen Lamelle 4 und 5 bis Stufe 8
- Bild 4.35 WV02b: Verformungen Lagerfuge zw. Lamelle 4-5 / Verformung am Wandkopf abzüglich Gleiten
- Bild 4.36 WV02b: Rissbild Versuchsende – Mauerwerk / Verstärkungselemente Vorder- und Rückseite
- Bild 4.37 WV02b: Zustand Versuchsende (l) und nach Herabnahme der Verstärkungselemente (r)
- Bild 4.38 WV02b: Relativverformungen Stoßfuge und Lagerfuge in der Wandmitte
- Bild 4.39 WV02b: Hystereseschleifen vor Einsetzen des Lagerfugengleitens
- Bild 4.40 WV02b: Hystereseschleifen nach Einsetzen des Lagerfugengleitens
- Bild 4.41 WV02b: dissipierte Energie und äquivalentes hysteretisches Dämpfungsmaß
- Bild 4.42 WV02b: Rotation gebrochener Stein – Reduktion des Querkraftwiderstands
- Bild 4.43 WV02k: kombinierte Kraft-Verformungs-Beziehung (l) / äquivalentes Dämpfungsmaß (r)
- Bild 4.44 Versuch WV03: Hauptansicht und Rückansicht zu Versuchsbeginn
- Bild 4.45 WV03-1: Kraft-Verformungs-Beziehung (l) – Rotation der Wandscheibe (r)
- Bild 4.46 WV03-1: Relativverschiebungen – zwischen Lamelle 1 und 2 (l) – in Steinreihe 4 (r)
- Bild 4.47 WV03-2: Kraft-Verformungs-Beziehung (l) – Ansicht maximale Verformung (r)
- Bild 4.48 WV03-2: Stufe 9 Einsetzen des Lagerfugengleitens zwischen der ersten und zweiten Lamelle
- Bild 4.49 WV03-2: Entwicklung der Relativverformungen in offener Lagerfuge zwischen Lamelle 1 und 2
- Bild 4.50 WV03-2: Entwicklung Tragwiderstand der verstärkten Wandscheibe in Stufe 9
- Bild 4.51 WV03-2: Relativverformungen in den weiteren freien Lagerfugen
- Bild 4.52 WV03-2: Rissbild Versuchsende – Mauerwerk / Verstärkungselemente Vorder- und Rückseite
- Bild 4.53 WV03-2: dissipierte Energie und äquivalentes hysteretisches Dämpfungsmaß
- Bild 5.1 Modellierungsstrategien zur numerischen Abbildung von Mauerwerk [S1]
- Bild 5.2 Ablaufschema des Rechenlaufs
- Bild 5.3 Riss im Eckstein – Verformungsplot vor Eintreten (l) und nach Eintreten (r)
- Bild 5.4 Mauerwerkslagerfuge – Verhalten unter zyklischer Scherbeanspruchung [A1]
- Bild 5.5 Formulierung des Scherwiderstands in der Mörtelfuge
- Bild 5.6 Spiegeln der Kontaktänderungen zur Erfassung der zyklischen Beanspruchung

- Bild 5.7 Ausführungsvariante der im numerischen Modell umgesetzten Verstärkungsmaßnahme
- Bild 5.8 Versuchsaufbau / num. Modell des Zwei-Stein-Versuchs (links) / lineare Näherung (rechts)
- Bild 5.9 Bezeichnungen der Bauteile für weitere Auswertung am numerischen Modell
- Bild 5.10 V01 und V04: Kraft-Verformungs-Beziehung - Gegenüberstellung Versuch und FE-Ergebnisse
- Bild 5.11 V01 und V04: verformter Vektorplot der Hauptdruckspannungen
- Bild 5.12 V01 und V04: Normalspannungsverteilung in Lagerfugen mit globaler Druckstrebe
- Bild 5.13 V07 und WV01: Kraft-Verformungs-Beziehung - Gegenüberstellung Versuch und FE-Ergebnisse
- Bild 5.14 WV01: Eintreten des Ecksteinversagens
- Bild 5.15 WV01: Normalspannungsverteilung Lagerfugen und Hauptdruckspannungstrajektorien
- Bild 5.16 WV01: Hauptzugspannungstrajektorien links: $d = 0,6 \text{ mm}$ - rechts: $d = 1,2 \text{ mm}$
- Bild 5.17 Einfluss des Ansatzes der Kohäsion auf die Widerstandskurve
- Bild 5.18 WV02: Kraft-Verformungs-Beziehung Versuch und FE-Lösung / Verformungsplot Blockgleiten
- Bild 5.19 WV02: Mauersteine - bei H_{\max} - Hauptdruckspannungen (links) / Hauptzugspannungen (rechts)
- Bild 5.20 WV02: Mauersteine - Einsetzen des Gleitens - Hauptzugspannungen und Rissbildung
- Bild 5.21 WV02: Verstärkungselemente - bei H_{\max} - Hauptzug- (links) / Hauptdruckspannungen (rechts)
- Bild 5.22 WV03-2: Kraft-Verformungs-Beziehung Versuch und FE-Lösung / Verformungsplot
- Bild 5.23 WV03-2: Steinriss im Eckstein und Gleiten zwischen erster und zweiter Lamelle
- Bild 5.24 WV03-2: Horizontalkräfte in den Verbindungsmitteln der Lamelle 1 und Lamelle 5
- Bild 5.25 WV03-2: Verstärkungselemente - Blockgleiten - Hauptzugspannungen (l) / Rissbild Versuch (r)
- Bild 5.26 WV02: Verteilung der Scherkraft zwischen Lagerfuge und Verstärkungselement
- Bild 5.27 WV02: Kraft-Verformungs-Beziehung und relative Verformung zwischen Stein 53 und Stein 54
- Bild 5.28 WV02: Hauptdruck- / Hauptzugspannungen Verstärkungselemente mit Verbundkräften bei H_{\max}
- Bild 5.29 WV02: Umverteilung der Normal- und Scherkräfte in der Mauerwerkswand
- Bild 5.30 Verteilung der Druckspannungen im Mauerwerk – links: unverstärkt – rechts: verstärkt
- Bild 5.31 Verteilung der Normal- und Schubspannung in den Lagerfugen (H_{\max}) - unverstärkt / verstärkt
- Bild 5.32 Normal- und Schubspannungen in der homogenen Wandscheibe
- Bild 5.33 Normal- und Schubspannungen im Lamellenmodell „Fünf Blöcke“
- Bild 5.34 WV02: Verstärkungselemente – $d = 2,3 \text{ mm}$ – σ_x - Spannungen
- Bild 5.35 WV02: Verstärkungselemente – Horizontalkräfte in Schnitt $x = 400 / 1000 / 1600 \text{ mm}$
- Bild 5.36 WV03-2: Verstärkungselemente – Horizontalkräfte in Schnitt $x = 400 / 1000 / 1600 \text{ mm}$
- Bild 5.37 WV02: Normalspannungsverteilung und Kontaktzustand im Bereich von H_{\max}

- Bild 5.38 Querkrafttragfähigkeit in Abhängigkeit der Auflast ($l_w = 2,0$ m, $h_w = 2,0$ m)
- Bild 5.39 Querkrafttragfähigkeit in Abhängigkeit der Auflast ($l_w = 2,5$ m, $h_w = 2,5$ m)
- Bild 5.40 Anordnung des Verstärkungssystems für Untersuchungen im Rahmen der Parameterstudie
- Bild 5.41 Querkrafttragfähigkeit - Abhängigkeit Wandlänge - FE-Ergebnisse / Ansatz Resttragfähigkeit
- Bild 5.42 Näherung des Faktors der Querkrafttragfähigkeit f_q / Querkrafttragfähigkeit mit linearem Ansatz
- Bild 5.43 Kraft-Verformungs-Beziehung $l_w = 1,75$ m – $2,50$ m – FE-Ergebnis und ideale Widerstandskurve
- Bild 6.1 Grenztragmechanismus Rotation der Wandscheibe (schlanke Wände)
- Bild 6.2 Grenztragmechanismus Blockgleiten (gedrungene Wände)
- Bild 6.3 Grenztragmechanismus Blockgleiten und zugehörige allgemeine Form der Widerstandskurve
- Bild 6.4 Verformungsanteile der verstärkten Mauerwerkswandscheibe
- Bild 6.5 Prinzipielle Ermittlung der Mindestwandlänge für das Blockgleiten
- Bild 6.6 Abgrenzung der Tragmechanismen in Abhängigkeit der Wandlänge und Auflast
- Bild 6.7 Duktile Tragmechanismen - Grad der Energiedissipation
- Bild 6.8 Blockgleiten - Dämpfungsansatz
- Bild 6.9 Duktile Kette aus [P2] in eigener Notation und Tragwiderstandsabstimmung
- Bild 6.10 Blockgleiten: Ansatz multilineare Näherung der Kapazitätskurve
- Bild 6.11 Blockgleiten: Ansatz bilineare Näherung der Kapazitätskurve
- Bild 6.12 Bilineare und multilineare Näherung der Kapazitätskurven - $l_w = 2,0$ m und $l_w = 2,5$ m
- Bild 6.13 Blockgleiten – Vereinfachter Dämpfungsansatz
- Bild 6.14 Idealisiertes Reihenhaus in Deckenuntersicht und Vertikalschnitt
- Bild 6.15 Elastische Antwortspektren der DIN EN 1998-1 – Untergrundklasse A – Typ 1
- Bild 6.16 Begrenzung der zulässigen Geschossverschiebungen - quadratische Wand $2,5$ m
- Bild 6.17 Ersatzsystem und Eigenformen - ungeschädigter Zustand bis zum weichen Erdgeschoss [M5]
- Bild 6.18 Reduziertes Antwortspektrum für $a_g = 1,6$ m/s² (l) / effektive äquivalente viskose Dämpfung (r)
- Bild 6.19 Kapazitätsspektrum-Methode: Auswertung mit *unverstärkten* Aussteifungswänden
- Bild 6.20 Kapazitätsspektrum-Methode: *verstärkt* - multilinearer (l) / bilinearer Ansatz (r) $a_g = 1,0$ m/s²
- Bild 6.21 Kapazitätsspektrum-Methode: *verstärkt* - multilinearer (l) / bilinearer Ansatz (r) $a_g = 1,2$ m/s²
- Bild 6.22 Kapazitätsspektrum-Methode: *verstärkt* - bilinearer Ansatz $a_g = 1,5$ m/s² / $a_g = 2,35$ m/s²

TECHNISCHE UNIVERSITÄT DORTMUND
SCHRIFTENREIHE TRAGKONSTRUKTIONEN

Herausgeber: Professor Dr.-Ing. A. Ötes

HEFT 5

2017