

Erdbebengerechtes Verstärken von Mauerwerk durch Faserverbundwerkstoffe – experimentelle und numerische Untersuchungen

Zur Erlangung des akademischen Grades eines

DOKTOR-INGENIEURS

der Fakultät für

Bauingenieur-, Geo- und Umweltwissenschaften
der Universität Fridericiana zu Karlsruhe (TH)

genehmigte

DISSERTATION

von

Dipl.-Ing. Christian Wallner
aus Ostfildern

Tag der mündlichen Prüfung: 07. Dezember 2007

Hauptreferent: Prof. Dr.-Ing. L. Stempniewski

Korreferent: Prof. Dr.-Ing. E. Fehling

Karlsruhe 2008

Kurzfassung

Infolge schwerer Erdbeben kommt es häufig bei Bauwerken aus unbewehrtem Mauerwerk infolge nicht ausreichender Tragfähigkeiten der aussteifenden Schubwände zu großen Schäden oder gar zum Einsturz der Struktur. Eine effiziente Möglichkeit der nachträglichen Ertüchtigung besteht im Auflaminieren von Faserverbundwerkstoffen (FVW) auf die Oberflächen der Wandscheiben. Bislang kommen hierzu jedoch ausschließlich faserverstärkte Kunststofflamine zum Einsatz, deren Harz-Matrix mit zahlreichen Nachteilen verbunden ist. Alternative, zementgebundene Werkstoffe wurden bislang in diesem Zusammenhang systematisch nicht untersucht. Darüber hinaus mangelt es an detaillierten, numerischen Modellen zur Simulation des laminatverstärkten Mauerwerks. Zu beiden Fragestellungen leistet die vorliegende Arbeit einen Beitrag.

Nach umfangreichen Materialprüfungen der verwendeten Mauerwerks- und FVW-Komponenten wurden in zahlreichen Kleinversuchen, welche die typischen Beanspruchungen von FVW über Rissen im darunter liegenden Mauerwerk nachstellten, unterschiedlichste Laminatwerkstoffe sowie der Einfluss der Laminatfaserausrichtungen untersucht. Bei Verwendung einer Epoxidharzmatrix zeigte sich generell ein sprödes Versagen ohne wesentliche Dissipation von Energie, während ein kunststoffmodifizierter Zementmörtel - insbesondere bei einer schrägen Ausrichtung der Fasern zur Beanspruchungsrichtung - zu einem pseudo-duktilen Mechanismus über den simulierten Mauerwerksrissen führte. Prinzipiell geeignete FVW-Varianten wurden auf realmaßstäblichen Mauerwerkswandscheiben in insgesamt acht, pseudodynamisch durchgeführten Großversuchen einer endgültigen Bewertung unterzogen. Alle Lamine führten einheitlich zu

signifikanten Tragfähigkeitssteigerungen der Wandprüfkörper, wobei kein negativer Einfluss auf die Anfangssteifigkeiten zu erkennen war. Als unter allen Aspekten die vorteilhafteste Variante stellte sich eine Kombination aus Kohlenstoffgewebe und modifiziertem Zementmörtel heraus, für die weitere Versuche durchgeführt wurden. Diese zeigten, dass eine lediglich einseitige Wandapplikation den Zuwachs an Tragfähigkeit gegenüber einer beidseitigen Verstärkung halbiert und die Existenz einer Wandöffnung den Ertüchtigungserfolg deutlich reduziert.

Zur zweidimensionalen Simulation der Prüfkörper im Sinne einer vereinfachten Mikromodellierung wurde eine Materialroutine zur Beschreibung des Mauerwerksfugenverhaltens auf Basis der nichtassozierten Plastizitätstheorie mit Entfestigung entwickelt. Um eine vollständige Risschließung zu ermöglichen, wurden die Formulierungen durch einen schädigungstheoretischen Ansatz erweitert. Für die im ungeschädigten Zustand als isotrop angenommenen Mauersteine wurde ein Versagen bei reiner Druckbeanspruchung ausgeschlossen. Die Abbildung von Zugversagen erfolgte über ein schädigungstheoretisches Modell mit verschmiertem und fixiert orthogonalem Risskonzept. Das orthotrop, druckschlaff und schubweich abgebildete Laminat wurde über Zwei-Knoten-Elemente punktuell mit dem Mauerwerk verknüpft. Die zugehörige Verbundformulierung erfasste die Ablösungsprozesse des Laminates. Nachrechnungen der eigenen Klein- und Großversuche führten sowohl für unverstärkte als auch verstärkte Prüfkörper zu überwiegend guten Übereinstimmungen zwischen Experiment und Simulation. Vorhandene Abweichungen resultierten allenfalls aus der nicht vorhandenen Möglichkeit der Modellierung, ein Mauerwerksdruckversagen, welches bei verstärkten Strukturen zunehmend an Bedeutung gewinnen kann, abzubilden, und der isotropen Festigkeitsannahme für den Laminatverbund, welche dessen Abhängigkeit von der Beanspruchungsrichtung nicht berücksichtigt.

Abstract

Strong earthquakes often yield heavy damage or even failure of unreinforced masonry structures due to insufficient load-bearing capacities of the stiffening shear walls. An efficient method of retrofitting is the application of fibre reinforced composites (FRC) to the walls' surfaces. Up to now mainly laminates made of fibre reinforced plastics whose matrices comprise various disadvantages are used for this purpose. Systematic studies on the alternative use of cementitious materials have not been carried out so far. Moreover there is a lack of suitable detailed models for the numerical simulation of composite-strengthened masonry. This work makes its contribution to both aspects.

After comprehensive testing on the masonry and FRC-materials used in this study numerous experiments on small samples were conducted in order to analyse the performance of different FRC-laminates and the influence of their fibre orientation. The used test set-ups considered typical loading conditions of surface-applied FRCs over cracks in the underlying masonry. The use of a matrix made of epoxy resin caused brittle failure without appreciable dissipation of energy while the delaminations in conjunction with a polymer cement mortar - especially for an inclined fibre orientation relative to the direction of loading - lead to pseudo-ductile mechanisms. Suitable FRC-variants were then applied to full-scale masonry walls which were tested pseudodynamically. All laminates gave rise to significant increases in terms of load-bearing capacities of the wall specimen while their initial stiffnesses remained unchanged. A combination of carbon fibre fabric and polymer cement mortar showed the best overall performance and was therefore chosen for additional tests. By these it could

be shown that a one-sided application of the FRC halves the increase in capacity compared to a laminate applied on both sides of the specimen and that the existence of a wall's opening reduces the efficiency of the suggested strengthening method noticeably.

For the two-dimensional simulation of the test samples in the framework of simplified micro-modelling an interface model describing the constitutive behaviour of masonry joints was developed based on the principles of non-associated plasticity with softening. To enable the cracks to close completely the formulations had to be extended by damage theoretical considerations. The isotropically assumed masonry bricks remained elastic under biaxial pressure. Tension failure was incorporated by an approach of damage theory with a smeared and fixed orthogonal crack model. The orthotropic FRC-laminate with negligible stiffness in compression and shear was tied to the masonry by 2-node connector elements. The corresponding bond model covered the delaminations of the composite. Simulations of the executed tests on small samples and real-scale masonry walls showed good correlations between experimental and numerical results for both unstrengthened and retrofitted specimen. Existent discrepancies followed from the incapability of the model to capture the failure of masonry in compression which can become more important for strengthened structures and from the assumption of isotropic bond strength between fibres and matrix ignoring its dependence on the direction of loading.

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Zeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Abteilung Massivbau, der Universität Karlsruhe (TH).

Mein Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. Lothar Stempniewski für die Möglichkeit zur Mitarbeit am Institut, die Unterstützung der Arbeit sowie die Übernahme des Hauptreferats. Herrn Prof. Dr.-Ing. Ekkehard Fehling danke ich für sein Interesse an der Arbeit und die Übernahme des Korreferats.

Des Weiteren möchte ich mich an dieser Stelle bei allen ehemaligen Kolleginnen und Kollegen für die gemeinsame Zeit und die angenehme Arbeitsatmosphäre bedanken. Letztendlich darf ich einige von Ihnen inzwischen als wahre Freunde bezeichnen. Meinem ehemaligen Zimmerkollegen Herrn Dr.-Ing. Andreas Fäcke gebührt hierbei eine besondere Erwähnung aufgrund der wertvollen fachlichen Diskussionen, aber auch des mitunter wissenschaftlich weniger tiefgreifenden Austausches, welcher entscheidend zu dem angenehmen "Raumklima" beigetragen hat.

Darüber hinaus möchte ich mich bei allen Werkstattmitarbeitern der Materialprüfungsanstalt sowie den Mitarbeiterinnen des Zeichenbüros für Ihre tatkräftige Unterstützung bedanken.

In besonderem Maße danke ich meinen Eltern, aber auch all den Menschen, die mich im Privaten über die Zeit hinweg begleitet haben und hoffentlich weiter begleiten werden. Ohne deren Unterstützung und Rückhalt wäre ein Gelingen dieser Arbeit nur schwer möglich gewesen.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Problemstellung und Zielsetzung	1
1.2	Aufbau der Arbeit	3
2	Grundlagen	5
2.1	Eigenschaften von unbewehrtem Mauerwerk	5
2.1.1	Allgemeine Werkstoffcharakteristika	5
2.1.2	Tragverhalten von Mauerwerksscheiben	7
2.1.2.1	unter einachsiger Beanspruchung	7
2.1.2.2	unter zweiachsiger Beanspruchung	11
2.2	Faserverbundwerkstoffe im Bauwesen	20
2.2.1	Allgemeine Charakteristika	20
2.2.2	Fasern und deren Erzeugnisse	21
2.2.3	Matrix-Werkstoffe	26
2.2.4	Beanspruchung und Versagen von Mauerwerkslami- naten	29
2.3	Prüfverfahren zur Simulation von Erdbebenlasten	31
2.3.1	Übersicht	31
2.3.2	Pseudodynamische Versuchsmethodik	33
2.4	Numerische Simulation von Mauerwerk	38
2.4.1	Modellbildung	39
2.4.2	Materialgesetze der Plastizitätstheorie	42
2.4.2.1	Grundlagen	42
2.4.2.2	Gebräuchliche Versagenstheorien	51
2.4.2.3	Algorithmische Umsetzung	57

3	Stand der Technik	67
3.1	Nachträgliche Mauerwerksertüchtigung	67
3.1.1	Faserverstärkte Kunststofflamine	68
3.1.2	Alternativverwendung von Zementmatrizes	76
3.2	Numerische Untersuchungen von Mauerwerk	79
3.2.1	Unverstärkte Mauerwerksschubwände	79
3.2.1.1	Makromodellierungen	79
3.2.1.2	Mikromodellierungen	82
3.2.2	Laminatverstärktes Mauerwerk	84
4	Experimentelle Untersuchungen	87
4.1	Materialeigenschaften	88
4.1.1	Mauerwerk	88
4.1.2	Faserverbundwerkstoffe	94
4.1.2.1	Matrizes	94
4.1.2.2	Textilbewehrungen	99
4.1.2.3	Laminatapplikation	100
4.2	Kleinversuche	104
4.2.1	Zugversuche	104
4.2.2	Scherversuche	110
4.3	Großversuche an Wandscheiben	113
4.3.1	Versuchsaufbau und Lastsimulation	113
4.3.2	Vergleich verschiedener Laminatverstärkungen . . .	124
4.3.3	Praxisrelevante Variationen der Prüfkörper	135
5	Numerische Untersuchungen	143
5.1	Vorbemerkungen zu den Lösungsverfahren	143
5.2	Simulation des Mauerwerks	149
5.2.1	Modellierung und Materialmodelle	149
5.2.2	Nachrechnung der Versuche	168
5.3	Implementierung der textilbewehrten Laminatverstärkung .	179
6	Zusammenfassung und Ausblick	187
	Literaturverzeichnis	193

1 Einleitung

1.1 Problemstellung und Zielsetzung

Der Mauerwerksbau gehört zu den ältesten Bauweisen der Menschheit und ist aufgrund der einfachen und materialkostengünstigen Herstellung und den guten bauphysikalischen Eigenschaften traditionell weltweit stark verbreitet. Ebenso häufig anzutreffen sind jedoch die durch Erdbeben gefährdeten Regionen. Viele der hier vorhandenen Bauten aus unbewehrtem Mauerwerk sind seismisch induzierten Horizontalbelastungen nur unzureichend gewachsen und müssen daher als besonders schadensanfällig beurteilt werden. Wie die Schadensbilder stärkerer Erdbeben weltweit belegen, sind große Schäden bis hin zum Einsturz ganzer Bauwerke die Folge [84, 130].

Maßgeblich verantwortlich hierfür ist eine unzureichende Schubtragfähigkeit der aussteifenden Mauerwerkswandscheiben. Die Gründe hierfür liegen zum einen in der Tatsache begründet, dass sich eine gewöhnliche Dimensionierung lange Zeit hauptsächlich auf die gesicherte Abtragung von Vertikallasten beschränkte, die Bemessung aber nicht in ausreichendem Maße die während eines möglichen Erdbebens auf die Tragkonstruktion einwirkenden Trägheitskräfte berücksichtigte, deren wahre Größe lange Zeit auch nur ungenügend prognostiziert werden konnte und in älteren Normenvorschriften teilweise gravierend unterschätzt wurde. Zum anderen können aber auch eine mangelhafte Bauausführung, Fehler in der Auslegung bzw. Nachweisführung oder - insbesondere bei älteren Bauwerken - eine starke Zersetzung des Materials durch Witterungseinflüsse für einen

nicht ausreichenden Erdbebenwiderstand und die besondere Schadensanfälligkeit von unbewehrtem Mauerwerk im Bestand verantwortlich sein. Wenn es beispielsweise aus ökonomischen oder denkmalschützerischen Gründen nicht möglich ist, alte Strukturen durch neue zu ersetzen, müssen wirtschaftliche Lösungen gefunden werden, um diese nachträglich erdbebentauglich zu machen.

Diese Notwendigkeit führte in den letzten Jahren zunehmend zur Entwicklung von Beurteilungsverfahren der seismischen Schadensanfälligkeit sowie von effizienten Methoden zur nachträglichen Ertüchtigung von gefährdeter Mauerwerksbaubsubstanz. Letztere sollen es ermöglichen, Gebäude im Bestand erdbebensicher zu machen und somit sowohl Personenschäden als auch materielle Verluste im Falle eines Erdbebenereignisses zu verringern. Eine der möglichen Verstärkungsstrategien stellt die Applikation von auf die Mauerwerksoberflächen auflaminierten Faserverbundwerkstoffen (FVW) dar. Bislang jedoch wurden hierzu fast ausschließlich faserverstärkte Kunstharze mit den zahlreichen, für die Verwendung von Kunststoffmatrizes typischen Nachteilen verwendet. Neben alternativen Werkstoffen besteht des Weiteren dringender Bedarf an detaillierten numerischen Rechenmodellen zur Simulation des mechanischen Tragverhaltens von laminatverstärkten Mauerwerkswandscheiben. Eine verbindliche Regelung für Bemessung und Ausführung solcher nachträglich ertüchtigten Bauteile existiert mitunter aufgrund dieses Defizits bis zum jetzigen Zeitpunkt nicht.

Die Zielsetzung der vorliegenden Arbeit besteht daher zum einen aus experimenteller Sicht in der Untersuchung verschiedener, oberflächenapplizierter FVW-Lamine zur nachträglichen Erdbebenverstärkung von aussteifenden Wandscheiben aus unbewehrtem Mauerwerk. Die Eignungsprüfungen sollen unter realistischen, der Problemstellung angepassten Lastsituationen erfolgen. Ein wesentliches Ziel besteht hierbei darin, im Bereich der FVW-Matrizes zementgebundene Möglichkeiten neben den problembehafteten Harzprodukten aufzuzeigen und deren Eigenschaften und Anwendbarkeit zu untersuchen. Zum anderen sollen geeignete numerische Modelle formuliert werden, um das Verhalten von Mauerwerkswand-

scheiben, die durch oberflächenapplizierte FVW nachträglich ertüchtigt wurden, zuverlässig beschreiben zu können.

Es soll an dieser Stelle bereits ausdrücklich darauf hingewiesen werden, dass sich die in dieser Arbeit präsentierten Untersuchungen ausschließlich auf reine Mauerwerkswände beziehen. Kombinierte Systeme in Form von Mauerwerksausfachungen, die durch Rahmentragwerke eingefasst sind, besitzen ein unterschiedliches Tragverhalten und werden daher an dieser Stelle nicht behandelt. Die gewonnenen Erkenntnisse sind allerdings grundsätzlich durchaus übertragbar.

1.2 Aufbau der Arbeit

In **Kapitel 2** werden zunächst alle für die eigenen Untersuchungen relevanten Grundlagen zusammengestellt. Dies beinhaltet neben einer Beschreibung des Tragverhaltens von Mauerwerksscheiben unter ein- und zweiachsiger Beanspruchung einen umfassenden Überblick über die verschiedenen Faserverbundwerkstoffkomponenten für technische Textilverstärkungen im Bauwesen. Des Weiteren werden die Grundzüge der pseudodynamischen Versuchsmethodik erläutert. Abschließend erfolgt eine Einführung in die Grundlagen der numerischen Simulation von Mauerwerksstrukturen. Dies reicht von der Vorstellung der verschiedenen Modellierungsstrategien über die Theorie der gebräuchlichen Materialformulierungen bis hin zur Bereitstellung von Hilfsmitteln zu deren algorithmischen Implementierung im Rahmen einer Materialroutine.

Kapitel 3 enthält eine Vorstellung der nach Kenntnis des Autors für die behandelten Themenbereiche relevanten Publikationen. Dies sind zum einen experimentelle Untersuchungen, die sich mit der nachträglichen Verstärkung von Mauerwerk durch die Applikation von Faserverbundwerkstoffen beschäftigen. Zum anderen wird auf bisherige numerische Untersuchungen von Mauerwerk - unverstärkt und verstärkt - eingegangen.

In **Kapitel 4** erfolgt die Dokumentation der eigenen experimentellen Untersuchungen. Dies beinhaltet zunächst eine detaillierte Zusammenstellung der Materialeigenschaften der verwendeten Mauerwerks- und Faserverbundwerkstoffe. Anschließend wird in umfangreichen Kleinversuchen die Eignung verschiedener Laminatvarianten im Hinblick auf eine nachträgliche Mauerwerksertüchtigung geprüft. Zur endgültigen Bewertung werden ausgewählte Werkstoffe anschließend auf realmaßstäbliche Wandversuchskörper appliziert, die mit Hilfe der Pseudodynamik realistischen Erdbebenlasten unterworfen werden. Nach endgültiger Auswahl des Verstärkungslaminates erfolgen im Hinblick auf eine praktische Umsetzung weitere Wandscheiben-Großversuche, bei denen anwendungsrelevante Aspekte untersucht werden.

Für eine detailgetreue Simulation laminatverstärkter Mauerwerkswände sind sowohl die maßgeblichen Versagensmechanismen des Mauerwerks, als auch die mechanischen Eigenschaften der Faserverbundwerkstoffe sowie des Verbundes zum Mauerwerk korrekt in das Rechenmodell zu implementieren. In **Kapitel 5** wird daher zunächst die verwendete Modellierung der Mauerwerksstruktur erläutert. Einen wesentlichen Bestandteil stellt hierbei die im Bezug auf die Problemstellung eigens formulierte Kontaktroutine dar, welche das mechanische Verhalten der Mauerwerksfugen beschreibt. Eine Nachrechnung der eigenen Versuche an unverstärkten Prüfkörpern dient der Modellverifikation. Anschließend wird die gewählte Strategie zur Erfassung der Laminatverstärkung beschrieben und die Qualität des Gesamtmodells durch Vergleiche von numerisch und experimentell ermittelten Daten beurteilt.

Kapitel 6 fasst die wesentlichen Erkenntnisse der Arbeit zusammen und zeigt ausblickend Möglichkeiten für eine weiterführende Bearbeitung der Thematik auf.

2 Grundlagen

2.1 Eigenschaften von unbewehrtem Mauerwerk

2.1.1 Allgemeine Werkstoffcharakteristika

Unbewehrtes Mauerwerk ist - abgesehen von dem hier nicht berücksichtigten Spezialfall des Trockenmauerwerks - ein Verbundwerkstoff aus Mauersteinen und Mauermörtel. Das Materialverhalten dieses heterogenen Werkstoffes wird durch dessen Bestandteile sowie deren Interaktion und Verarbeitung im Verband bestimmt wird [132]. Eine Einteilung lässt sich über die verwendeten Mauersteine vornehmen. So wird unterschieden zwischen Mauerwerk aus künstlichen Steinen und Natursteinmauerwerk (z.B. Bruchsteinmauerwerk). Alternativ ergibt sich eine Klassifizierung über die Funktion des Mauerwerksbauteils in tragendes und nichttragendes Mauerwerk oder man spricht, falls ästhetische Aspekte ausschlaggebend sind, beispielsweise von Sicht- oder Verblendmauerwerk.

Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit unbewehrtem Mauerwerk aus künstlichen Steinen. Entsprechend dem Ausgangsmaterial unterscheidet man hier im Wesentlichen Mauerziegel, Kalksand-, Porenbeton- und Betonsteine. Weitere Unterschiede ergeben sich durch die verschiedenen Steinformate sowie aus dem Anteil und der Form eventuell vorhandener Lochungen. Im Bezug auf die Steingrößen kann zwischen Mauersteinen, Blöcken und Elementen unterschieden werden. Ist aus Gründen der Wärmedämmung oder der einfacheren Handhabung eine Lochung vorhanden,

so ist je nach Lochanteil von Voll- oder Lochsteinen (bzw. Voll- oder Hohlblöcken) zu sprechen. Nähere Erläuterungen zu den Eigenschaften und Herstellungsverfahren der verschiedenen Steinarten sind in [135] zu finden.

Mauermörtel ist ein Gemisch aus Sand, Bindemitteln und Wasser. Unter Umständen können auch Zusatzstoffe oder -mittel beigemischt werden. Der Fugenmörtel sorgt für eine Kraftübertragung zwischen den Mauersteinen und gleicht gegebenenfalls deren Maßabweichungen aus. Nach Mörtelarten unterschieden wird zwischen Normal-, Leicht- und Dünnbettmörteln. Während Leicht- und Dünnbettmörtel - meist in Form von Werkmörtel vorgemischt - als Ausdruck moderner, auf Rationalisierung ausgerichteter Bauprozesse häufig auf den heutigen Baustellen anzutreffen sind und im Rahmen dieser Arbeit nicht weiter behandelt werden, wurde in früherer Zeit zur Errichtung der Strukturen, die im Fokus der eigenen Arbeit stehen, Normalmauermörtel zur Herstellung der Fugen verwendet.

Mauerwerk aus künstlichen Steinen wird im regelmäßigen Verband ausgeführt, d.h. die Mauersteine sind abwechselnd schichtweise gegeneinander versetzt. Die zwischen den einzelnen Mauersteinen verlaufenden Fugen werden je nach deren Ausrichtung in Lagerfugen (horizontal) und Stoßfugen (vertikal) unterteilt. Diese Morphologie ermöglicht es dem Baustoff, nicht nur lotrechte Druckbeanspruchungen abzutragen, sondern auch horizontale Zugkräfte aufzunehmen. Außerdem steigert sie die Schubbeanspruchbarkeit deutlich [135]. Allerdings führen die ungleichen Verformungseigenschaften der Mauersteine und der Mörtelfugen zu einer Orthotropie des Verbundwerkstoffes, die in Richtung der Lager- und Stoßfugen verläuft. Verstärkt wird dieses richtungsabhängige Verhalten gegebenenfalls noch durch anisotrope Mauersteincharakteristika, die infolge einer Steinlochung oder bereits durch den Herstellungsprozess bedingt entstehen [75].

Die wesentlichen Vorteile von Mauerwerk sind neben der einfachen und kostengünstigen Herstellung raumabschließender Wandbauteile vor allem die hervorragenden bauphysikalischen Eigenschaften, die ein behagliches Raumklima entstehen lassen. Darüber hinaus wird im Falle von

Sichtmauerwerk das Erscheinungsbild als ausgesprochen angenehm empfunden. Der Nachteil des Werkstoffes besteht hauptsächlich in dessen verhältnismäßig geringen Festigkeiten, weshalb Bauwerke aus tragenden Mauerwerkswandscheiben auf wenige Stockwerkszahlen beschränkt sind. Vor allem die Zug- und Schubfestigkeiten von unbewehrtem Mauerwerk betragen nur einen Bruchteil seiner Druckfestigkeit.

2.1.2 Tragverhalten von Mauerwerksscheiben

Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit Bauwerkskonstruktionen, die aus tragenden Mauerwerkswandscheiben in Verbindung mit Stahlbeton-Geschossdecken bestehen. Die Wandscheiben dienen hier zum einen der vertikalen Abtragung der Gewichts- und Verkehrslasten, zum anderen aber auch der Aufnahme horizontaler Beanspruchungen wie Wind- und Erdbebenlasten, welche über die steifen Deckenscheiben auf die einzelnen Wände verteilt werden. Hierbei werden die Mauerwerkswände aufgrund der wesentlich größeren Steifigkeit einer auf Scheibenschub im Vergleich zu einer auf Plattenbiegung beanspruchten Wand hauptsächlich in ihrer Ebene beansprucht. Die folgenden Ausführungen beziehen sich daher auf eine Beschreibung des Tragverhaltens von Wandscheiben aus unbewehrtem Mauerwerk unter in ihrer Ebene angreifenden Lastsituationen.

2.1.2.1 unter einachsiger Beanspruchung

Hierbei ist im Wesentlichen zwischen einer vertikalen Druckbeanspruchung sowie zwischen Zugbeanspruchungen, die entweder senkrecht oder parallel zu den Lagerfugen auftreten können, zu unterscheiden.

HILSDORF beschrieb in [67] das grundlegende mechanische Verhalten von druckbeanspruchtem Mauerwerk und stellte eine entsprechende Versagenstheorie auf. Sie besagt, dass nicht die Druckfestigkeiten der Komponenten, sondern die Beanspruchbarkeit der Mauersteine gegenüber

Querzug die aufnehmbaren Druckspannungen begrenzen. Üblicherweise - insbesondere bei älterem Mauerwerk - ist die Steifigkeit des Fugenmörtels geringer als die der Mauersteine. Wird solch ein Mauerwerk senkrecht zu den Lagerfugen druckbeansprucht, so versuchen die Mörtelfugen, sich stärker als die angrenzenden Mauersteine querzudehnen, werden jedoch von den darüber und darunter liegenden Steinen über Haftverbundkräfte in den Grenzflächen behindert. Aufgrund der unterschiedlichen Verformungseigenschaften entsteht somit im Mauerwerk ein innerer Spannungszustand, der durch Druck-Zug-Zug-Spannungen in den Mauersteinen und einem dreiachsigen Druckspannungszustand in den Mörtelfugen gekennzeichnet ist.

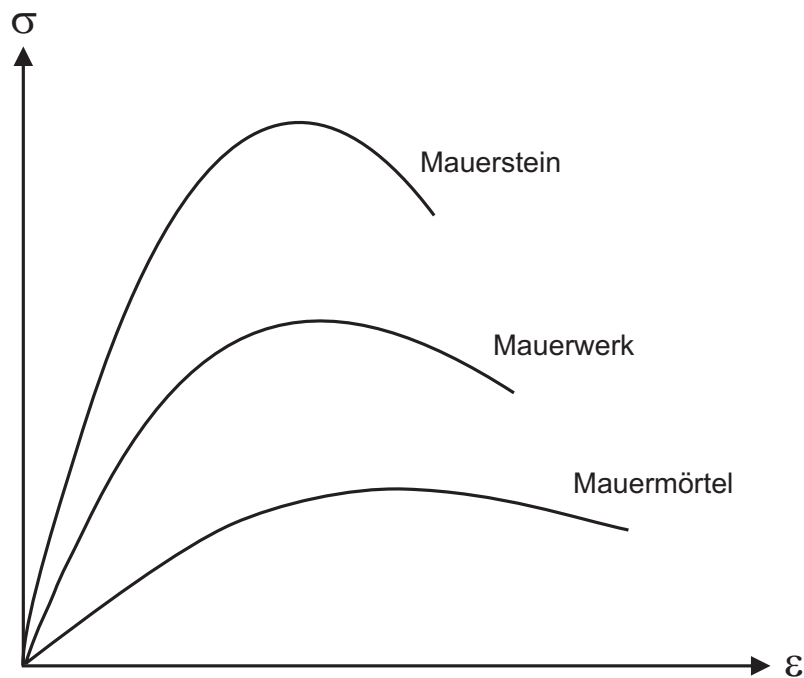


Bild 2.1: Typische einaxiale Druckarbeitslinien von Mauerwerk und dessen Einzelkomponenten

Aufgrund des räumlichen Spannungszustandes im Mörtel und der damit verbundenen Festigkeitssteigerung lässt sich die Belastung des Mauerwerks über die einaxiale Druckfestigkeit des Mörtels steigern. Die Querzugspannungen senkrecht zur Belastungsrichtung im Stein, die umso größer sind, je größer der Unterschied der Querverformbarkeit der Einzelkomponenten ist, führen nach Überschreiten der Steinzugfestigkeit zu vertikalen Rissen. Es entstehen senkrecht stehende, schlanke Steinsäu-

len, die bei weiterer Laststeigerung ausknicken, während die eigentliche Druckfestigkeit der Steine noch nicht erreicht ist [144]. Die wichtigsten Parameter, welche die Druckfestigkeit von Mauerwerk beeinflussen, lauten zusammengefasst:

- Druckfestigkeit des Mauermörtels
- Querkzugfestigkeit der Mauersteine
- Verhältnis der Querdehnmöduln von Mauerstein und Fugenmörtel
- Haftverbund zwischen Stein und Mörtel
- Fugendicke (Reduktion verringert Querdehnungen)

Neben der fundamentalen Bruchtheorie von HILSDORF für druckbeanspruchtes Mauerwerk [67] existieren weitere, weniger verbreitete Ansätze, die teilweise lediglich Modifikationen dieser Theorie darstellen. Der Vollständigkeit halber sei an dieser Stelle auf eine Übersicht in [34] verwiesen. Experimentell ermittelte Spannungs-Dehnungs-Linien von druckbeanspruchtem Mauerwerk sind für eine monotone Belastung beispielsweise in [61, 106], für zyklische Einwirkungen in [17] dargestellt. Angaben zu Steifigkeiten von Mauerwerk unter Druckbeanspruchung finden sich in [18, 142].

Zur rechnerischen Ermittlung von Mauerwerksdruckfestigkeiten existieren zahlreiche, empirische Ansätze verschiedener Autoren. Umfassende Zusammenstellungen finden sich beispielsweise in [34, 172]. Die gesuchte Festigkeitsgröße ergibt sich hierbei überwiegend aus den Festigkeitseigenschaften der einzelnen Komponenten des Mauerwerks. Am gebräuchlichsten ist heutzutage ein Produktansatz aus Potenzfunktionen nach Gleichung 2.1, wie er beispielsweise in [141] angegeben wird. Die erforderlichen Koeffizienten bzw. Exponenten a , b und c sind abhängig von Stein- und Mörtelart:

$$f_{c,Mauerwerk} = a \cdot f_{c,Stein}^b \cdot f_{c,Mörtel}^c \quad (2.1)$$

Umfangreiche experimentelle Untersuchungen zur einaxialen Druckfestigkeit von Mauerwerk wurden beispielsweise in [171] durchgeführt.

Zugspannungen entstehen in Mauerwerksscheiben im Wesentlichen beim Schwinden oder infolge Temperaturänderungen von Bauteilen, deren Formänderungen durch Randbedingungen behindert sind [135]. Bei einer Beanspruchung senkrecht zur Lagerfuge (vertikale Zugbeanspruchung) versagt das Mauerwerk infolge einer Überschreitung entweder der vertikalen Steinzugfestigkeit, der Haftzugfestigkeit zwischen Stein und Lagerfugenmörtel oder der Mörtelzugfestigkeit. Bild 2.2 (links) zeigt die verschiedenen Möglichkeiten. In der Regel - insbesondere bei älterem Mauerwerk - ist die Haftzugfestigkeit der Fuge maßgebend.

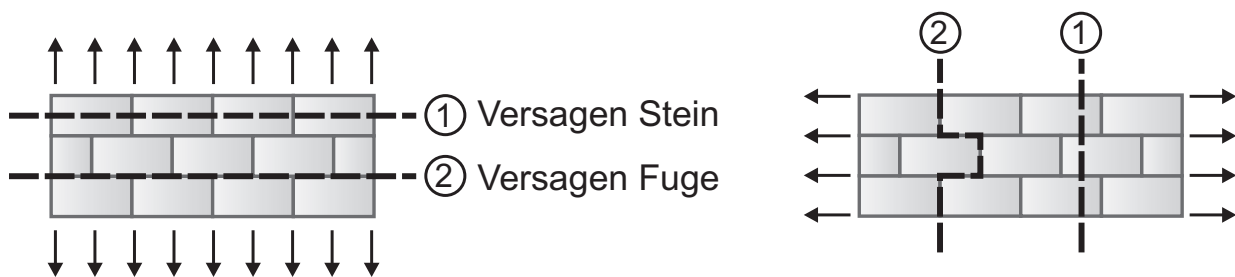


Bild 2.2: Versagensmechanismen von Mauerwerk bei Zugbeanspruchung senkrecht (links) und parallel (rechts) zur Lagerfuge, nach [135]

Bei einer Einwirkung parallel zur Lagerfuge (horizontale Zugbeanspruchung) ist - abhängig von der Größe der Auflast - zwischen zwei Versagensmechanismen zu unterscheiden (vgl. Bild 2.2, rechts). Bei Bauteilen ohne wesentliche Auflast kommt es zum Schubversagen im Bereich der Lagerfugen und zum Zugversagen der Stoßfugen, deren Haftzugfestigkeit ohnehin jedoch als gering eingestuft werden muss, da infolge von Mörtelschwindprozessen der Haftverbund in diesen Bereichen bereits meist aufgehoben ist. Dieser Mechanismus des Fugenversagens ist durch einen sprunghaften Rissverlauf entlang der Fugen gekennzeichnet. Für den Fall dagegen, dass in relevantem Maße Normdruckspannungen senkrecht zur Lagerfuge wirken, kommt es aufgrund der dadurch gesteigerten Schubbeanspruchbarkeit der Lagerfugen zu einem Zugversagen der Steine.

2.1.2.2 unter zweiachsiger Beanspruchung

Wird eine Wandscheibe zweiachsig durch den Druck einer vertikalen Auflast sowie durch eine am Wandkopf angreifende Horizontallast beansprucht, so können sich die im Folgenden nach [92, 118] beschriebenen Versagensformen ausbilden. Eine grafische Darstellung ist Bild 2.3 zu entnehmen.

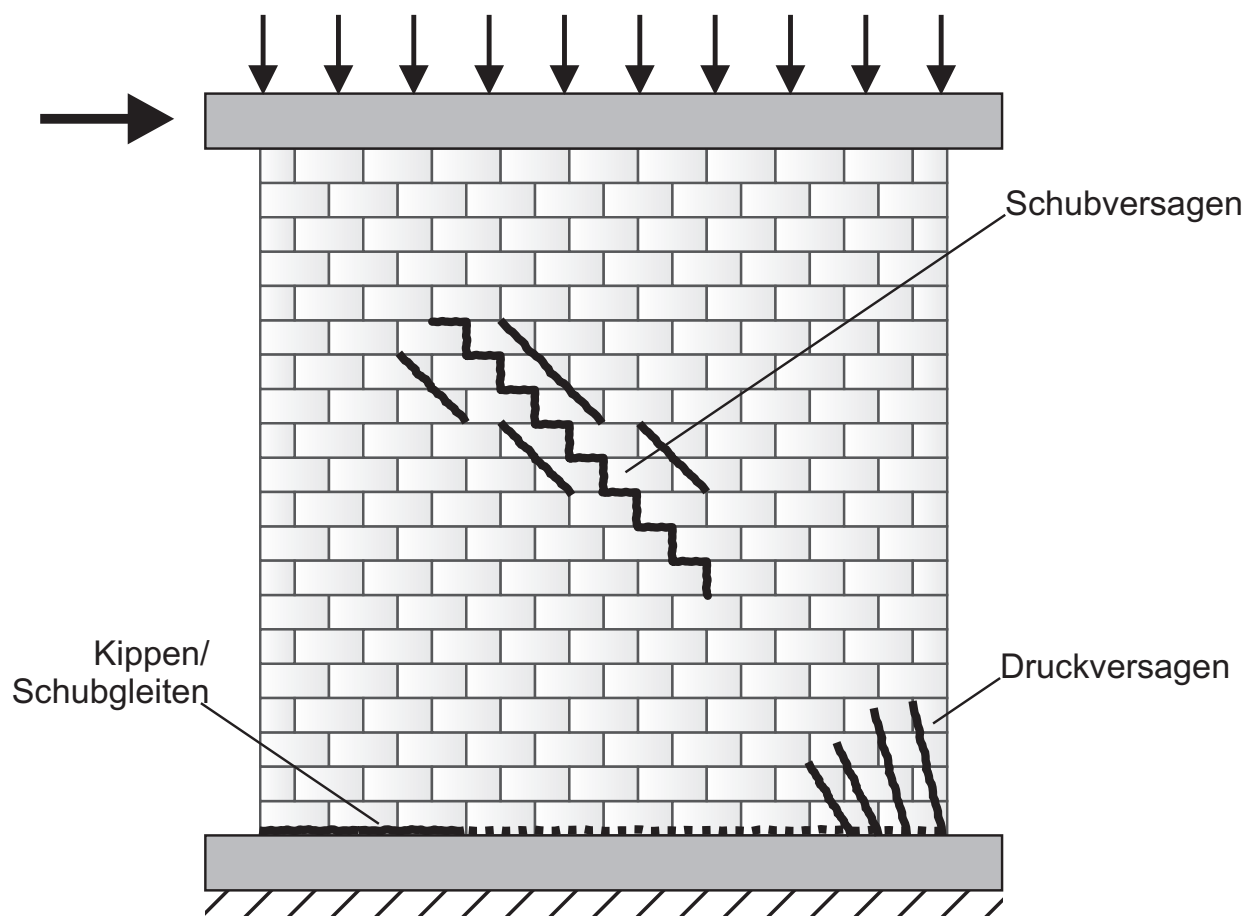


Bild 2.3: Versagensmechanismen von zweiachsig beanspruchten Mauerwerksscheiben

Kippen:

Durch ein Lagerfugenversagen mit anschließender Klaffung in der Zugzone des Wandfußquerschnittes ergibt sich ein Kippen der Wand (*rocking*), welches durch ein annähernd elastisches Last-Verformungs-Verhalten charakterisiert wird, allerdings aufgrund der Reduktion des wirksamen Wandquerschnittes und der damit verbundenen Steifigkeitsabnahme nichtlinear ist. Eine merkliche Energiedissipation oder eine Abnahme der Tragfähig-

keit sind nicht zu beobachten. Dieser Mechanismus tritt gewöhnlich bei geringem Auflastniveau ein.

Schubgleiten:

Reicht der Haftwiderstand entlang des überdrückten Querschnittsteils einer Lagerfuge nicht aus, um die äußere Horizontalkraft aufzunehmen, so kommt es in der Folge zu einem Reibungsgleiten der Wand entlang der Fuge. Diese Versagensform führt zu einem stabilen Bruchprozess, dissipiert verhältnismäßig viel Energie und tritt ebenfalls bei geringer Auflast, meist in Verbindung mit geringen Mörtelfestigkeiten, auf.

Schubversagen:

Wenn das Verhältnis von Höhe h zur Länge l der Scheibe klein ist ($h/l < 2$), es sich also um eine gedrungene Wandscheibe handelt, bei der Schubeinflüsse dominieren, entsteht bei einer kritischen Kombination der Hauptdruck- und Hauptzugspannungen ein in Richtung der Wandschubdiagonalen orientierter Riss, der sich bei geringer vertikaler Auflast und bei im Vergleich zu den Steinfestigkeiten geringen Mörtelfestigkeiten treppenartig entlang dem Mörtelfugenraster ausbildet (vgl. Bild 2.3). Die hierbei auftretende Fugenreibung sorgt für ein deutlich ausgeprägtes hysteretisches Verhalten des Bauteils mit entsprechend großer Energiedissipation und für eine Erhaltung einer Resttragfähigkeit und -steifigkeit der Wandscheibe. Bei mittlerer Auflast und höheren Mörtelfestigkeiten verläuft der Riss diagonal durch die Mauersteine. Hierbei nehmen sowohl die Tragfähigkeit als auch die Steifigkeit wesentlich stärker ab und die Energiedissipation ist geringer.

Druckversagen:

Im Bereich der druckbeanspruchten Ecke am Wandfuß findet ein Querszugversagen der Mauersteine statt, welches in einem Ausbrechen der Wandecke resultiert. Dies entspricht dem Mechanismus des Druckversagens bei einachsig beanspruchten Wandscheiben (vgl. Kapitel 2.1.2.1). Die Energiedissipation ist in diesem Falle gering. Im Falle von Vollsteinen bleibt die Tragfähigkeit zunächst weitestgehend erhalten, bei stark gelochten Steinen nimmt diese schnell ab. Dieser Mechanismus tritt meist bei

großen Auflasten ein, vor allem wenn das Verhältnis Höhe zur Länge der Wandscheibe relativ groß ist ($h/l > 2$). Bei einer solch schlanken Geometrie dominiert die Biegung das Verhalten des Bauteils, Schubbeeinflüsse sind von untergeordneter Bedeutung.

Die wesentlichen Einflussfaktoren auf die Art des eintretenden Versagensmechanismus lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Zugfestigkeit Stein
- Zug- und Haftfestigkeit Mörtel
- Druckfestigkeit Mauerwerk
- Wandgeometrie
- Randbedingungen der Wandscheibe
- Steinformat und Art des Mauerwerksverbandes
- Größe der Auflast

Zur rechnerischen Beschreibung der Tragfähigkeit von schubbeanspruchtem Mauerwerk existieren zahlreiche Bruchtheorien. Deren Formulierung erfolgt üblicherweise im Spannungsraum, wobei anzumerken ist, dass aufgrund des orthotropen Materialverhaltens von Mauerwerk (vgl. Kapitel 2.1.1) alleine durch Angabe der Hauptspannungen der Spannungszustand in einer Scheibe nicht ausreichend beschrieben werden kann. Entweder ist als weiterer Parameter der Winkel der Hauptspannungen zu den Richtungen der Orthotropie einzuführen oder es werden die in das Hauptachsensystem der Orthotropie transformierten Spannungskomponenten $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ angegeben. Meist wird die zweite Variante gewählt, da die Materialparameter von Mauerwerk bereits auf die Orthotropieachsen bezogen sind.

[62, 131, 160] enthalten Zusammenstellungen der wesentlichen Bruchtheorien für querkraftbeanspruchte Mauerwerksscheiben, die sich grundsätzlich nach der Art ihrer Herleitung unterscheiden lassen. Entweder entstanden die Versagensthypothesen über eine theoretische Analyse der

Mechanik von schubbeanspruchtem Mauerwerk und wurden anschließend experimentell bestätigt oder aber es wurden zunächst experimentelle Untersuchungen durchgeführt, deren Ergebnisse anschließend auf analytische Weise entsprechend zusammengefasst und verallgemeinert wurden. Zur ersten Gruppe zählen im Wesentlichen die im Folgenden kurz erläuterten Arbeiten von MANN und MÜLLER [97, 98] sowie GANZ und THÜRLIMANN [168], die beispielsweise durch die experimentellen Untersuchungen von DIALER an verkleinerten, biaxial beanspruchten Mauerwerksscheiben [37] bestätigt wurden. Stellvertretend für die zweite Gruppe soll an dieser Stelle auf verschiedene Arbeiten von PAGE eingegangen werden.

MANN und MÜLLER formulierten ihre ursprüngliche Bruchtheorie für unbewehrtes Mauerwerk [97, 98] aufbauend auf einer Wandscheibe, die einer kombinierten Beanspruchung aus vertikaler Normalkraft und horizontaler Querkraft am Wandkopf ausgesetzt ist. An einem ausgeschnittenen Wandelement werden die daraus resultierenden Spannungsgrößen angebracht. Normalspannungen in Richtung der Lagerfugen werden hierbei vernachlässigt und es wird angenommen, dass das Überbindemaß \ddot{u} der Steinhöhe h entspricht, somit also ein regelmäßiger Läuferverband vorliegt und die Steinlänge $l = 2 \cdot h$ beträgt.

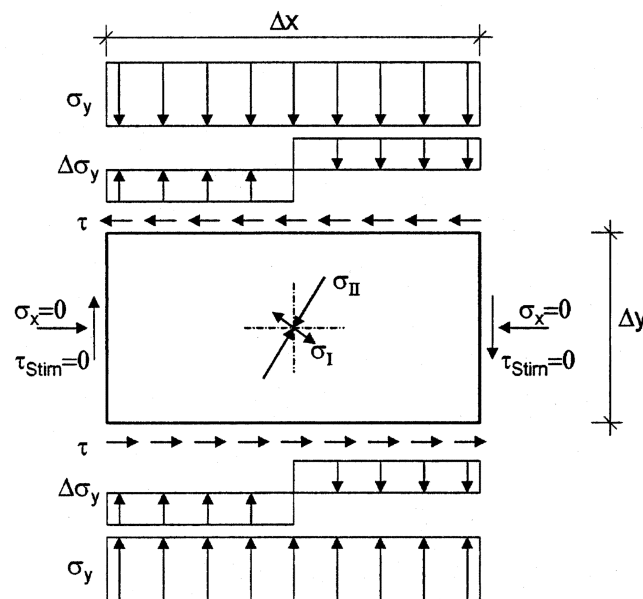


Bild 2.4: Beanspruchungssituation am Einzelstein nach MANN und MÜLLER, aus [131]

Die Herleitung der einzelnen Versagenskriterien erfolgt durch eine Gleichgewichtsbetrachtung am Einzelstein, wobei davon ausgegangen wird, dass in den Stoßfugen keinerlei Spannungen übertragen werden können. Diese Annahme wird dadurch begründet, dass zum einen parallel zu den Lagerfugen praktisch keine Normalspannungen herrschen. Zum anderen sind in diesen Bereichen Adhäsionskräfte zwischen Mörtel und Stein nicht oder nur in geringem Maße vorhanden, da sich der Mörtel meist infolge Schwindverkürzung bereits vom Stein abgelöst hat oder die Fuge ohnehin nicht voll vermörtelt ist. Ausschließlich in den horizontalen Lagerfugen wirken somit Schubspannungen und erzeugen ein Drehmoment am Einzelstein. Aufgrund der fehlenden Spannungen in den Stoßfugen kann das notwendige Gleichgewicht nur durch ein entgegen drehendes Kräftepaar aus zusätzlichen vertikalen Druckspannungen hergestellt werden (vgl. Bild 2.4). Aus dieser Anschauung heraus werden die folgenden vier Versagenskriterien abgeleitet:

- Klaffen der Lagerfuge (in der Steinhälfte mit der geringeren Drucknormalspannung)
- Gleiten der Lagerfuge (in der Steinhälfte mit der geringeren Drucknormalspannung)
- Schräges Steinzugversagen (in Steinmitte)
- Mauerwerksdruckversagen (in der Steinhälfte mit der höheren Drucknormalspannung)

Trägt man diese Kriterien gemeinsam in einem σ - τ -Diagramm auf, so ergibt sich ein Hüllkurvenzug, der den zulässigen Spannungsbereich umschließt und die Abhängigkeit des maßgebenden Kriteriums von der Normalspannung illustriert (vgl. Bild 2.5). Insbesondere basiert sowohl die Schubbemessung der bisherigen [5] als auch der aktuellen [13] deutschen Mauerwerksnorm auf dieser Bruchtheorie, allerdings ohne das Kriterium "Klaffen der Lagerfuge", welches in aller Regel nicht maßgebend wird.

Eine Erweiterung dieser ursprünglichen Bruchtheorie wurde von MANN und MÜLLER selbst vorgenommen [99], indem Spannungen in den Stoßfugen

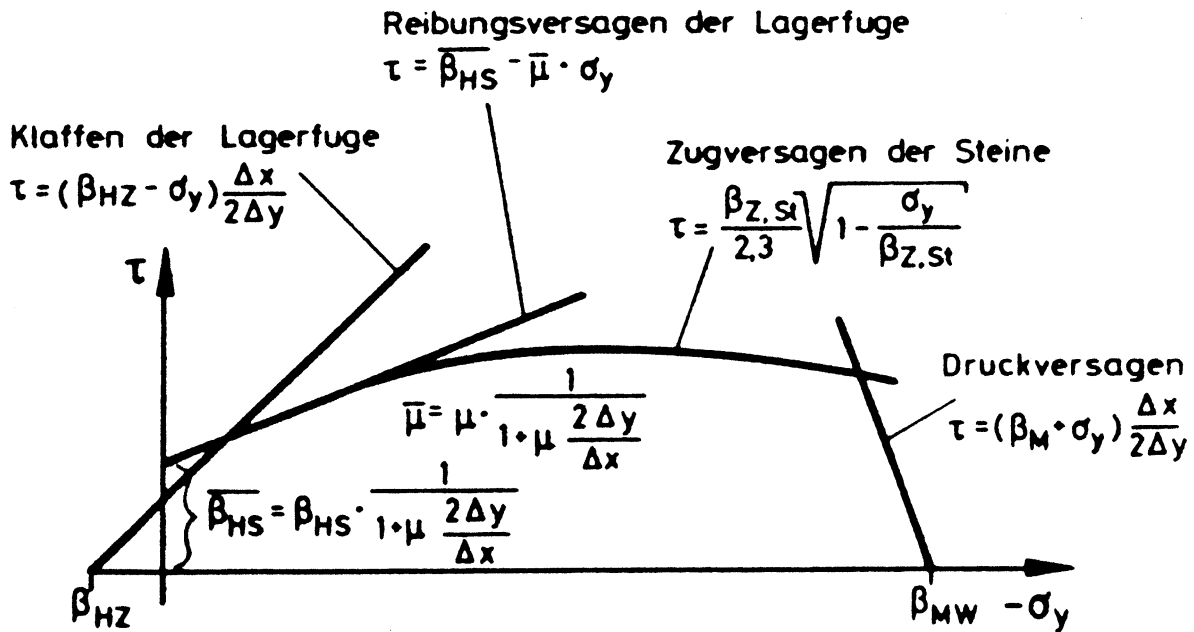


Bild 2.5: Versagenskriterien nach MANN und MÜLLER, aus [37]

berücksichtigt werden. Aufgrund der unsicheren Festigkeitswerte und der ungeklärten Normalspannungsverteilung in der Stoßfuge erfuhr diese Modifikation allerdings bislang keine normative Berücksichtigung und wird daher auch hier nicht weiter erläutert. Der Vollständigkeit halber soll auf eine Erweiterung der Bruchhypothese auf großformatige Steine unter Berücksichtigung unterschiedlicher Steinformate und Überbindemaße von SIMON [160] hingewiesen werden.

Die von **GANZ und THÜRLIMANN** entwickelte Schubbruchtheorie für unbewehrte Mauerwerksscheiben unter kombinierter Beanspruchung [168] geht von Normalspannungen in Richtung der Lagerfugen aus. Mauerwerkzugfestigkeiten werden nicht angesetzt, da angenommen wird, dass diese im Grenzzustand der Tragfähigkeit durch Rissbildung ausfallen. Durch Einführung richtungsabhängiger Festigkeiten lassen sich die orthotropen Eigenschaften gelochter Mauersteine erfassen. Dies erfolgt durch eine Aufteilung der Steinquerschnittsfläche in zweiachsig und einachsig beanspruchte Anteile sowie eine Lochfläche. Durch deren getrennte Betrachtung ergeben sich unter Verwendung des Hauptspannungskriteriums drei Bruchbedingungen für die Steinbereiche. Mit zwei weiteren Bedingungen

für die Mörtelfugen existieren somit insgesamt fünf Versagenskriterien für Mauerwerk ohne Ansatz einer Zugfestigkeit (vgl. Bild 2.6). Bei den erforderlichen Eingangskennwerten handelt es sich um die Druckfestigkeiten des Mauerwerks senkrecht und parallel zu den Lagerfugen sowie um die Haftscherfestigkeit und den Reibungswinkel in der Lagerfuge.

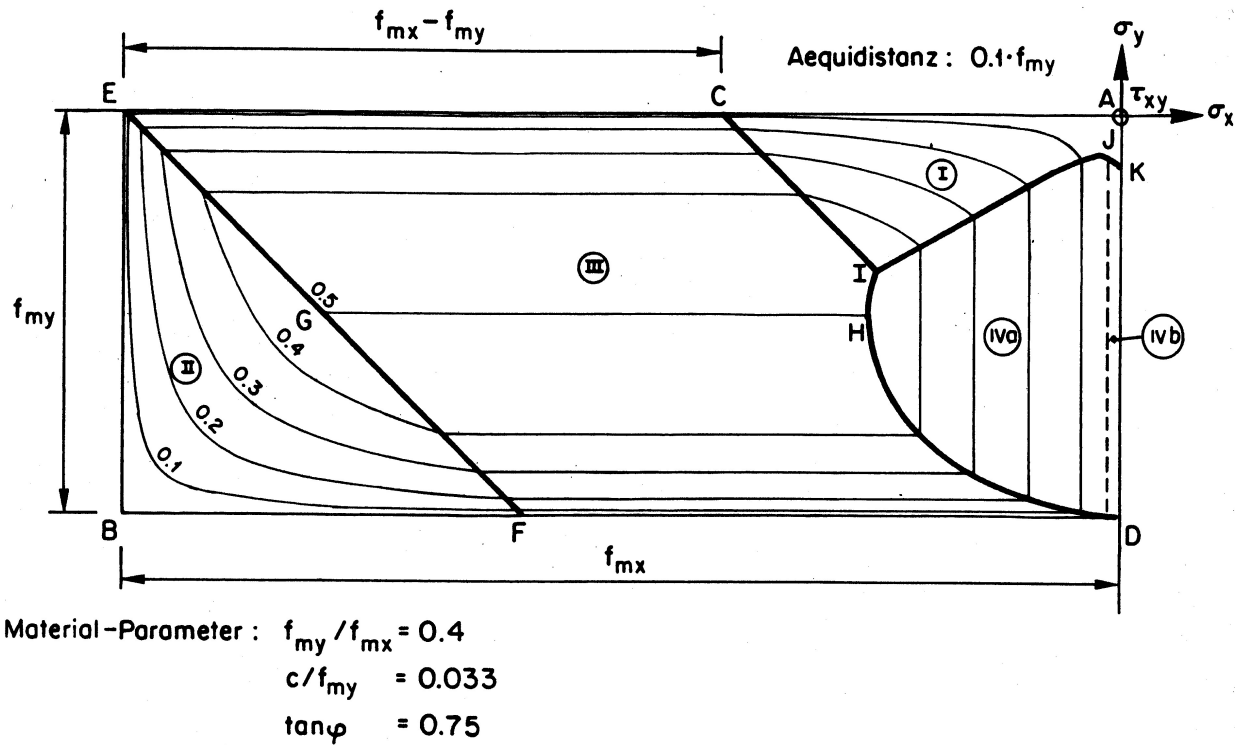


Bild 2.6: Versagenskriterien nach GANZ und THÜRLIMANN für unbewehrtes Mauerwerk ohne Zugfestigkeit, aus [56]

Eine Erweiterung wurde von GANZ für Untersuchungen von kombiniert beanspruchten Mauerwerksscheiben im Gebrauchszustand hergeleitet [56]. Unter dieser Bemessungssituation werden Zugfestigkeiten zugelassen und es ergeben sich insgesamt 12 Bruchkriterien. Die zusätzlichen, hierzu erforderlichen Eingangsgrößen sind die entsprechenden Zugfestigkeiten, die geometrischen Abstände von Lager- und Stoßfugen sowie das Verhältnis der Steinzug- zur Steindruckfestigkeit.

PAGE führte experimentelle Untersuchungen an zweiachsig beanspruchten, quadratischen Modellmauerwerksscheiben durch, deren Lagerfugeneigungen variiert wurden. Die biaxial aufgebrachten Hauptspannungen wurden so variiert, dass alle möglichen Beanspruchungskonstellationen,

d.h. Druck-Druck [119], Druck-Zug [120] und Zug-Zug [117], berücksichtigt wurden. Anschließend wurden in Abhängigkeit der Hauptspannungsgrößen sowie der Lagerfugenneigung dreidimensionale Versagenshüllflächen ermittelt (vgl. Bild 2.7).

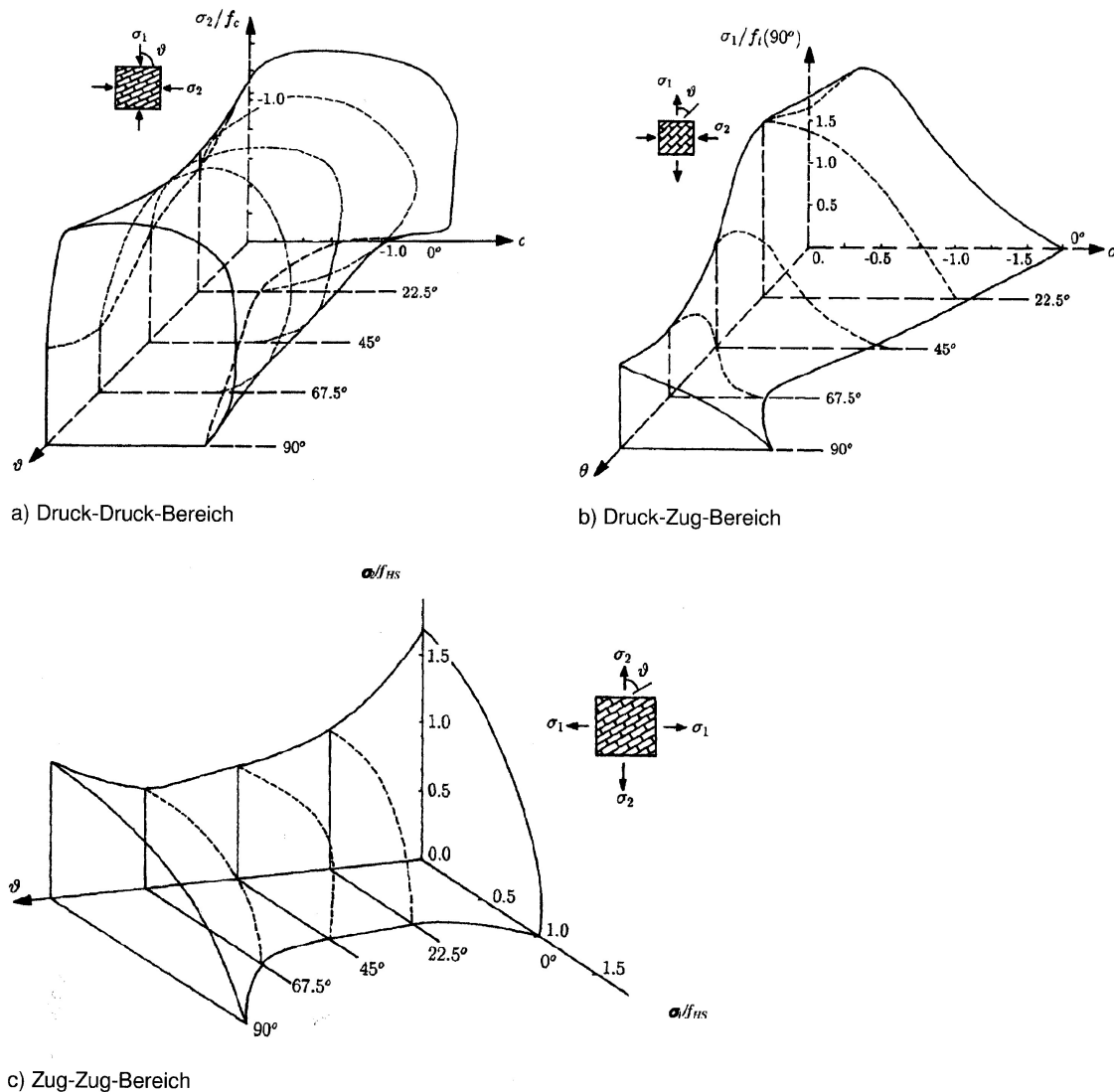


Bild 2.7: Versagensflächen nach PAGE, aus [62]

PAGE, SAMARASINGHE und HENDRY [121] führten ähnliche Untersuchungen an verkleinerten Mauerwerkskörpern für den Druck-Zug-Bereich durch und leiteten daraus die Versagensfläche nach Bild 2.8 ab, welche ebenfalls im Hauptspannungsraum mit der Lagerfugenneigung als zusätzlichen Parameter definiert ist.

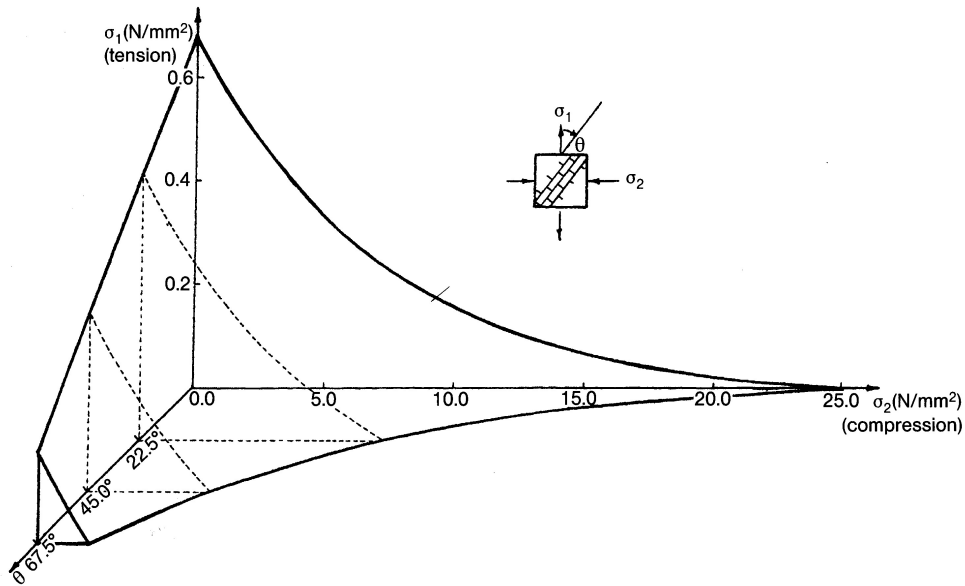


Bild 2.8: Versagensfläche nach PAGE, SAMARASINGHE und HENDRY für den Druck-Zug-Bereich, aus [62]

DHANASEKAR, PAGE und KLEEMAN [36] transformierten die in Bild 2.7 dargestellten Bruchflächen von PAGE in eine aus drei elliptischen Kegeln zusammengesetzte Versagenshüllfläche, die im auf die Orthotropieachsen des Mauerwerks bezogenen σ_x - σ_y - τ_{xy} -Spannungsraum definiert ist (vgl. Bild 2.9).

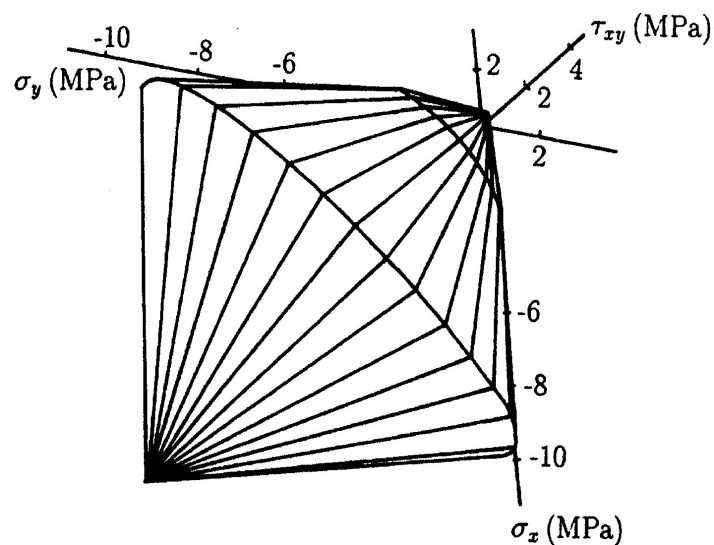


Bild 2.9: Versagensfläche nach DHANASEKAR, PAGE und KLEEMAN, aus [62]

2.2 Faserverbundwerkstoffe im Bauwesen

2.2.1 Allgemeine Charakteristika

Faserverbundwerkstoffe (FVW) wurden bereits vor Jahrzehnten in der Luftfahrtindustrie verwendet. Wegen der hohen Effizienz und den vielfältigen Vorteilen wurde diese Technologie auf weitere Felder des Ingenieurwesens übertragen (Maschinenbau, Automobilindustrie). Auch im Bauwesen kommen FVW in zahlreichen Formen zum Einsatz [23, 129]. So werden beispielsweise Glasfasergitter als Putzarmierung zur Rissüberbrückung verwendet, die Rissbildung von Beton durch Faserbewehrung verringert und somit dessen Gebrauchstauglichkeit verbessert (Faserbeton) und Betonbauteile durch nachträglich applizierte Faserverbundwerkstoffe erüchtigt. Dies reicht von der Verbesserung der Biege- und Schubtragfähigkeit von Balken durch aufgeklebte und mechanisch endverankerte FVW-Lamellen bis hin zum Umwickeln von Stützen mit FVW-Laminaten zur Verbesserung der Druck- und Schubbeanspruchbarkeit [104].

Allgemein verfolgen Verbundwerkstoffe das Ziel, durch die Kombination mehrerer Phasen mit sehr unterschiedlichen Eigenschaften einen Werkstoff mit vollkommen neuem und gegenüber den Einzelbestandteilen verbessertem Eigenschaftsprofil zu erschaffen. FVW entstehen durch die Einbettung einer Faserstruktur in eine Matrix. Aus mechanischer Sicht sind für die Festigkeit und Steifigkeit des hergestellten Verbundwerkstoffes hauptsächlich die Fasern verantwortlich, die Matrix als formgebendes Hüll- und Trägermaterial der Fasern gewährleistet über Stoffschluss die Kraftübertragung zwischen dem Grundmaterial und den Fasern sowie zwischen den einzelnen Fasersträngen und schützt die Fasern vor allen Arten von Einwirkungen (mechanisch, chemisch, Temperatur).

Die Vorteile von FVW gegenüber herkömmlichen Materialien (z.B. Stahl) sind vor allem die hohen spezifischen Festigkeiten und Steifigkeiten sowie die Resistenz der Werkstoffe gegenüber Sauerstoffkorrosion. Die geringe Masse der Materialien gewährleistet eine einfache Applikation und

stellt keine zusätzliche Belastung des Tragwerkes dar. Darüber hinaus lassen sich die Werkstoffe durch zweckmäßige Wahl und Ausrichtung der Faserstränge individuell an die jeweiligen Anforderungen anpassen. Die Nachteile hingegen sind das spröde Verhalten der Einzelkomponenten sowie eine Unbeständigkeit einiger Materialien gegenüber gewissen Umgebungsbedingungen.

Im Folgenden soll ein genereller Überblick über die verschiedenen Chemiefaser- und Matrixwerkstoffe gegeben werden, die für flächenhafte, vor Ort am Bauteil hergestellte Verbundwerkstofflamine zur Verstärkung im Bauwesen verwendet werden. Auf Materialien von im Hinblick auf statisch wirksame Bauteilertüchtigungen untergeordneter Bedeutung wie beispielsweise Naturfasern soll an dieser Stelle ebenso wenig eingegangen werden wie auf im Herstellwerk vorgefertigte Produkte (z.B. FVW-Lamellen) oder Stahlfasererzeugnisse.

2.2.2 Fasern und deren Erzeugnisse

Grundlegendes Element einer textilen Struktur ist die Faser. Für technische Anwendungen kommen i. Allg. Chemiefasern zum Einsatz, die unterteilt werden in Fasern auf anorganischer Basis sowie synthetisch erzeugten Fasern. Die wesentlichen Chemiefasern bestehen aus Kohlenstoff, Glas, Aramid und weiteren Polymeren. Eine Zusammenfassung der aus mechanischer Sicht wesentlichen Eigenschaften enthält Tabelle 2.1. Hierbei ist anzumerken, dass es sich bei den Angaben lediglich um grobe Richtwerte handelt, da die Einzelwerte je nach Hersteller in gewissem Umfang streuen können.

Kohlenstofffasern (Carbonfasern, C-Fasern) zeichnen sich in erster Linie durch ihre hohe Zugfestigkeit aus. Aufgrund ihrer ebenfalls großen Steifigkeit ergibt sich allerdings eine geringe Bruchdehnung. C-Fasern zeigen ein sehr gutes statisches und dynamisches Langzeitverhalten und bieten einen ausgezeichneten Widerstand gegen chemisch aggressive Medien und ständige Durchfeuchtung. Nachteilig ist allerdings der gegenüber

	Dichte [g/cm ³]	Zugfestigkeit [N/mm ²]	E-Modul [kN/mm ²]	Reißdehnung [%]	Wärmeausdehnungskoeffizient [10 ⁻⁶ 1/K]
Kohlenstoff (HT)	1.8	3500	250	1.5	-0.1
E-Glas	2.6	3400	75	4.5	5
Aramid (HM)	1.4	2900	90	3.4	-3.5
Polyester	1.4	1250	11	14	50
Polyethylen	1	3000	95	3.6	-12

Tabelle 2.1: Eigenschaften der wichtigsten Chemiefasern

anderen Materialien immer noch erhöhte, jedoch zunehmend sinkende Materialpreis.

Fasern aus gewöhnlichem elektrischen Glas (E-Glas) sind demgegenüber preisgünstig, besitzen aber bei erhöhten Dauerspannungen die Gefahr der Spannungsrisskorrosion sowie eine Reduktion der Festigkeit unter Feuchtigkeitseinwirkung. Vor allem existiert der baupraktisch entscheidende Nachteil, im alkalischen Milieu aufgrund von Auslaugungserscheinungen zu verspröden [35, 150]. Viele der im Bauwesen verwendeten Materialien weisen eine nicht unerhebliche basische Wirkung auf (z.B. Beton, Mauermörtel: $pH \approx 12.5$). Aufgrund dieser Problematik wurde in den letzten Jahrzehnten verstärkt an der Entwicklung von alkaliresistentem Glas (AR-Glas) gearbeitet, welches einen erhöhten Zirkoniumgehalt (> 15 Gew.-%) aufweist. Wie allerdings in [113] nachgewiesen wurde, führt auch hier Glaskorrosion im alkalischen Milieu zur signifikanten Reduktion der Zugfestigkeit infolge Lochfraß und Auslaugungserscheinungen an den Faseroberflächen. Je höher jedoch der Zirkoniumgehalt ist, desto geringer ist dieser Festigkeitsverlust.

Aramidfasern (auch bekannt unter dem Markennamen KEVLAR des Herstellers DUPONT) sind Kunstfasern aus Polyamiden. Der große Vorteil von Aramidfasern ist deren hohe Schlagzähigkeit und Querdruckfestigkeit, weshalb sie vorrangig bei ballistischen Fragestellungen eingesetzt werden (Aufprallschutz, kugelsichere Schutzbekleidung). Des Weiteren besitzt Aramid eine weitestgehend gute chemische Beständigkeit, unter ultravioletter Bestrahlung jedoch verliert es einen Großteil seiner Festigkeit [161].

Weitere Kunststofffasern wie beispielsweise Polyester (PES), Polypropylen (PP) oder Polyethylen (PE) verfügen gegenüber Aramid über ein deutlich erhöhtes Verformungsvermögen, d.h. sie besitzen bei geringerer Steifigkeit eine höhere Bruchdehnung. Auch sie weisen im Allgemeinen eine gute Beständigkeit gegenüber chemischen Einwirkungen auf. Lediglich bei Polyesterfasern führt ein stark alkalisches Milieu ($pH > 10$) infolge vor allem äußerer Hydrolyseprozesse, die die Molekülstruktur an der Faseroberfläche zerstören, zu Kerbbildungen und damit zur Reduktion der Zugfestigkeit [111]. Da es sich bei den erwähnten Werkstoffen um thermoplastische Kunststoffe handelt, zeigen diese bei Temperaturerhöhungen eine deutliche Erweichung (vgl. Bild 2.12) und lassen sich plastisch verformen [126]. Darüber hinaus können sie schon durch ein geringes Stützfeuer in Brand gesetzt werden und zu einer raschen Brandfortleitung führen [58]. Zur Verbesserung dieses nachteiligen Brandverhaltens besteht die Möglichkeit, im Zuge der Kunststoffausrüstung bestimmte Additive in Form von Flammschutzmitteln zuzusetzen.

Die Verarbeitung der Fasern hin zu flächigen Gebilden erfolgt in mehreren Schritten. Zunächst wird die Spinnmasse, d.h. das Fasermaterial, aufgeschmolzen und durch Spinndüsen gepresst. Dabei entstehen die Filamente. Diese werden zu den nächst größeren Einheiten zusammengefasst. Findet eine Drillung um die Längsachse statt, so entstehen Garne, ohne Drillung spricht man von Rovings. Mehrere, wiederum verdrehte Garne bilden einen Zwirn. Mit Faden wird allgemein die Erscheinungsform eines linienförmigen Gebildes beschrieben. Ein Faden kann beispielsweise ein Garn, ein Roving oder aber auch ein Zwirn sein. Das wesentliche Merkmal eines Fadens ist dessen Feinheit, die durch die längenbezogene Masse in der Einheit *tex* ausgedrückt wird ($1 \text{ tex} = 1 \text{ g}/1000 \text{ m Fadenlänge}$). Während der Herstellung der Fadenprodukte werden diese meist mit einer Beschichtung (Schlichte) versehen, um die Verarbeitung zu erleichtern. Dies hält beispielsweise die einzelnen Filamente in einem Roving zusammen. In der so genannten Endausrüstung (*finish*) werden die Erzeugnisse anschließend dem geplanten Verwendungszweck entsprechend beispielsweise durch Imprägnierung oder Beschichtung optimiert [80].

Im nächsten Schritt entstehen aus den einzelnen Fäden textile Flächengebilde. Diese können in drei Hauptgruppen unterteilt werden: Non-Wovens, Webwaren und Maschenwaren.

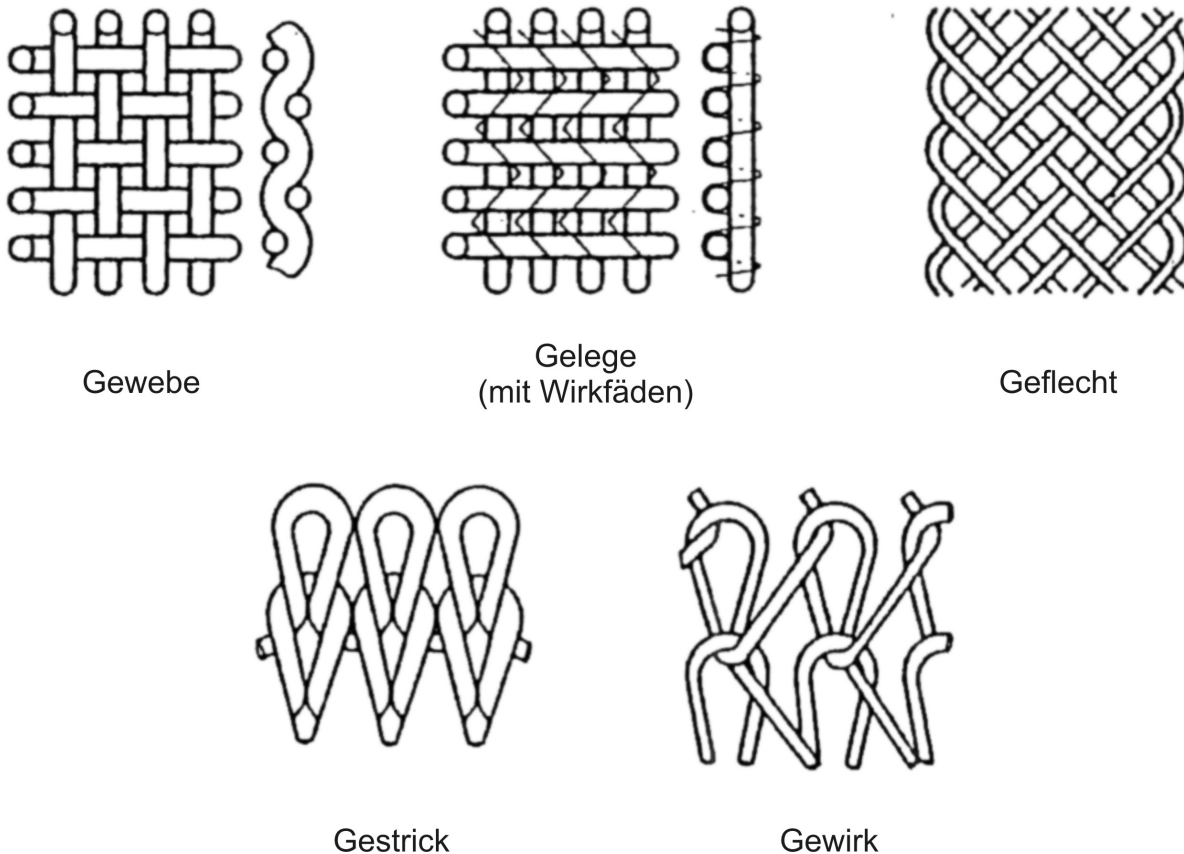


Bild 2.10: Textile Flächengebilde

Zu den Non-Wovens zählen neben Vliesstoffen und Filzprodukten mit den typischerweise orientierungslosen Faseranordnungen auch Gelege, bei denen in bestimmten Winkeln einzelne Lagen aus parallel ausgerichteten, gestreckt angeordneten Fäden aufeinander gelegt werden, und die somit keine Umlenkung der einzelnen Fadenstränge besitzen. Eine Dimensions- bzw. Formstabilität kann durch eine Fixierung der Knotenpunkte durch Vernähen oder Kleben oder durch Aufkaschieren von Folien sichergestellt werden.

Die Gruppe der Webwaren bilden Gewebe und Geflechte. Bei Geweben verkreuzen die Fadensysteme wechselnd. Die in Längsrichtung verlaufenden Kettfäden stehen orthogonal auf den quer ausgerichteten Schussfäden

und es ergibt sich somit ein orthotroper Aufbau. Bei Geflechtem hingegen ist dieser Winkel zwischen den Fadensystemen variabel. In beiden Fällen führt die Webung zu einer Welligkeit des Fadens, so dass dieser bei Krafteinwirkung zunächst gestreckt wird, was zu einer geringeren Steifigkeit im Vergleich zu Gelegestrukturen führt [80]. Je nach Verwebung von Kette und Schuss unterscheidet man Leinwand-, Köper- oder Atlasbindung (vgl. Bild 2.11). Gewebe mit geringer Fadendichte werden als Gittergewebe bezeichnet.

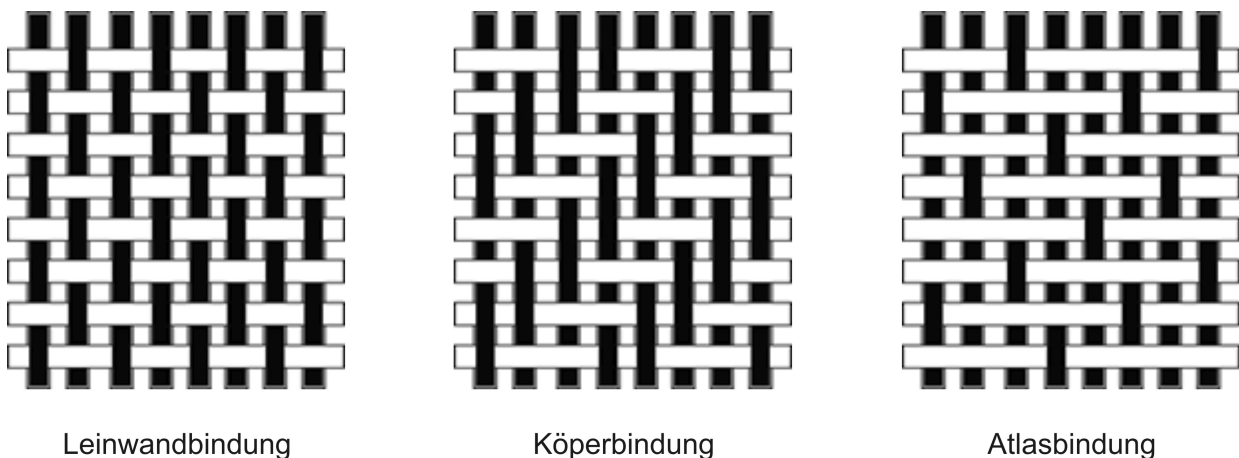


Bild 2.11: Arten der Gewebebindung

Zu den Maschenwaren zählen Gewirke und Gestricke, bei denen die Fäden durch Schleifenmaschenbildung zu einem dimensionslosen Gebilde miteinander verbunden sind. Die hierbei maßgebenden Schlingfestigkeiten erlauben nur eine begrenzte Ausnutzung der eigentlichen Faserfestigkeiten, die Anordnung der Fäden sorgt allerdings für ein großes Verformungsvermögen der Struktur.

Vor allem bei Gelegen und Geweben sind neben dem prinzipiellen Aufbau auch die Verhältnisse der Fasermengen in den jeweiligen Orientierungen ein wichtiges Merkmal. Verläuft der überwiegende Teil der Fasern in eine Richtung, so spricht man von einem unidirektionalen Aufbau. Bei bidirektionalen Strukturen existieren zwei, im Regelfall senkrecht zueinander stehende Richtungen mit gleichem Fasergehalt, bei multidirektionalem Aufbau sind es derer mindestens drei. Wurde bislang von einem einheitlichen Fasermaterial ausgegangen, so werden bei Mischstrukturen unterschied-

liche Fasermaterialien in den einzelnen Richtungen verwendet. Werden auch innerhalb einer einzelnen Richtung verschiedene Materialien eingesetzt, spricht man von Hybridstrukturen.

2.2.3 Matrix-Werkstoffe

In den traditionellen Einsatzgebieten der Automobil- oder Luftfahrtindustrie sowie in vielen Bereichen des Bauwesens werden die Fasererzeugnisse mit einer Kunststoffmatrix kombiniert. Hieraus ergeben sich die faserverstärkten Kunststoffe (FVK) bzw. im Speziellen - je nach Fasermaterial - beispielsweise glasfaserverstärkte Kunststoffe (GFK) oder kohlenstoff- (carbon-)faserverstärkte Kunststoffe (CFK). Bei denen im Bauwesen im Hinblick auf eine Verstärkungsapplikation zur Anwendung kommenden Materialien handelt es sich üblicherweise um kalt (d.h. unter gewöhnlichen Umgebungstemperaturen) aushärtende Reaktionsharzsysteme wie Epoxid-, Vinylester- oder ungesättigte Polyesterharze, die alle zur Gruppe der Duroplaste zählen [126] und deren wesentliche Eigenschaften in Tabelle 2.2 zusammengefasst sind.

	Dichte [g/cm ³]	Zugfestigkeit [N/mm ²]	Zugsteifigkeit [N/mm ²]	Bruchdehnung [%]
Epoxidharz	1.1-1.25	70-90	2800-3600	6.0-8.0
Vinylesterharz	1.07	75-85	3400-3500	3.5-7.0
Polyesterharz	1.12-1.25	70	3500-4700	< 3.0

Tabelle 2.2: Eigenschaften der wichtigsten Kunstharze

Duroplaste (auch als Duromere bezeichnet) bestehen aus zwei Komponenten: einer Harzbasis und einem Härter. Der Härter (Amino- oder Carbonsäuren) vernetzt nach seiner Zugabe das Grundgerüst aus Kettenmolekülen des Harzes und härtet den Werkstoff durch Polyaddition irreversibel aus. Es entstehen räumlich stark vernetzte Kunststoffe, die nicht erneut plastisch verformbar sind. Aufgrund der engen Verknüpfung der Makromoleküle besitzen diese Werkstoffe hohe Material- und Verbundfestigkeiten sowie ausgezeichnete physikalische und chemische Beständigkeiten.

Letzteres wird häufig im Rahmen von Beschichtungen zur Abdichtung und Versiegelung oder als Schutz korrosionsgefährdeter Bauteile genutzt. Auch durch erhöhte Temperaturen sind duroplastische Werkstoffe nicht erneut formbar, da deren Schmelztemperaturen über den Zersetzungstemperaturen liegen. Die mechanischen Eigenschaften sind bis zur Zersetzung des Materials, bei der irreversible Zerfallsprozesse der Molekülketten einsetzen, nahezu temperaturunabhängig. Eine signifikante Erweichung bei Erreichen der Glasübergangstemperatur wie bei Thermoplasten oder Elastomeren tritt nicht auf (vgl. Bild 2.12). Allerdings wurde eine Reduktion der Haftfestigkeiten bei steigenden Temperaturen beobachtet [164].

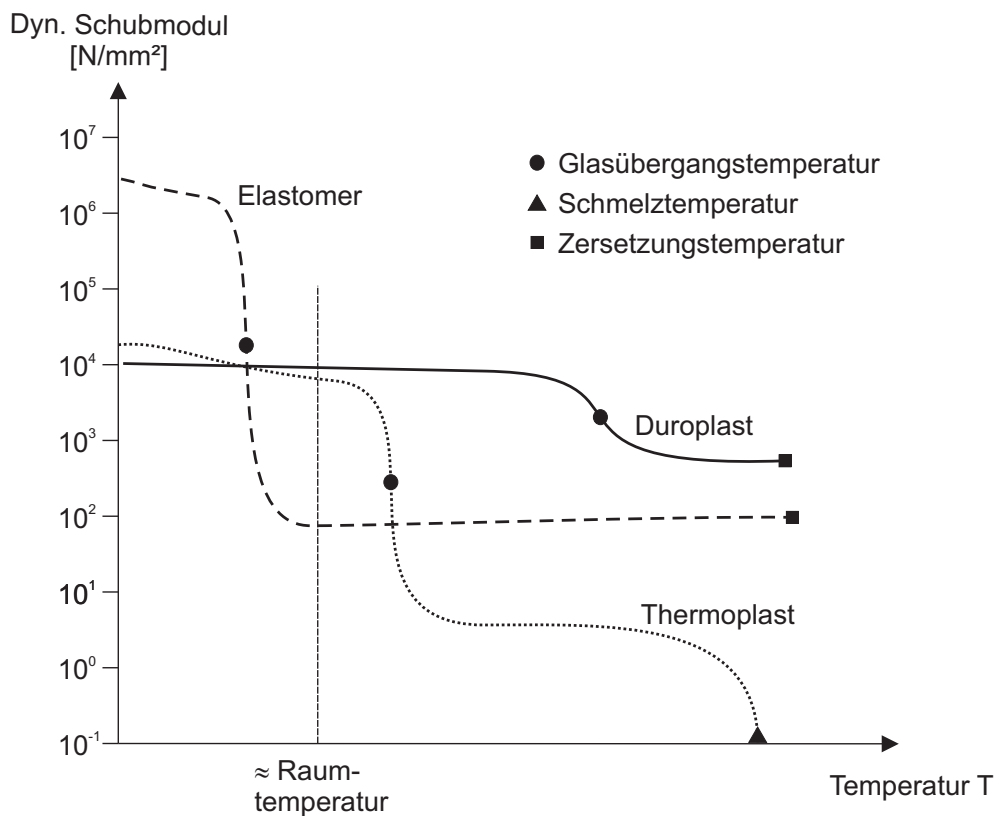


Bild 2.12: Temperaturverhalten der verschiedenen Kunststoffe, nach [42]

Neben diesen Vorteilen besitzen die beschriebenen Kunstharzmaterialien auch diverse Nachteile. Neben dem hohen Materialpreis ist hier vor allem die bauphysikalisch ungünstige dampfsperrende Eigenschaft zu nennen. Ist die Gas- und Wasserdampfdurchlässigkeit im Rahmen von Beschichtungen erwünscht, so stellt sie hingegen bei großflächigen Bauteilverstärkungen einen unangenehmen Nebeneffekt dar.

Da ein wesentlicher Bestandteil aller Kunststoffe das Element Kohlenstoff ist, beeinflussen diese Werkstoffe grundlegend das Brandgeschehen. Prinzipiell verhalten sich duroplastische Kunststoffe entflammbar und stellen eine zusätzliche Brandlast dar. Für eine Beurteilung der eigenständigen Brandfähigkeit ist ein wesentliches Kriterium die Gestaltsform, in der das Material vorliegt. Im Falle von auf Oberflächen aufgetragenen Laminaten geringer Dicke kann zwar von einer Selbstverlöschung ausgegangen werden. Das Brandverhalten kommt dann den Glutbildnern (z.B. Holz) sehr nahe. Dennoch tritt unter Brandbeaufschlagung eine Emission von Rauch und toxischen Dämpfen ein. Des Weiteren zu erwähnen sind der erhöhte erforderliche Arbeitsschutz sowie die Probleme bei der Entsorgung kunstharzhaltiger Werkstoffe aufgrund der schlechten Wiederverwendbarkeit bzw. Aufbereitungsmöglichkeit. Durch eine Beimischung bestimmter Additive lässt sich die Charakteristik des duroplastischen Werkstoffes in gewissem Umfang verbessern. So bewirkt beispielsweise eine Verfüllung mit Quarzsand oder Quarzmehl eine Verbesserung der Verarbeitbarkeit und des Brandverhaltens.

Eine Alternative besteht in der Verwendung von polymermodifizierten, zementgebundenen Mörteln, die auch als kunststoffvergütete Zementmörtel oder PCC-Mörtel (*polymer cement concrete*) bekannt sind. Bisher werden solche Systeme zur Sanierung von Betonbauteilen, als Porenverschluss und Flächenspachtel eingesetzt. Diese Materialien sind kostengünstiger als Kunstharzprodukte, besitzen ein neutrales Brandverhalten und sind unproblematisch zu verarbeiten. Vor allem aber sind sie aus bauphysikalischer Sicht aufgrund ihrer Durchlässigkeit im Bezug auf Dampfdiffusion unbedenklich sowie im Hinblick auf ihre Wärmeausdehnung kompatibel zu Mauerwerk (vgl. Tabelle 2.3).

PCC-Mörtel sind Systeme, deren Hauptkomponente ein sehr feinkörniges, hydraulisches Bindemittel (Zement) und Zuschlagsstoffe (i.d.R. Quarzsand) enthält. Hinzu kommt ein Reaktionsharzzusatz, der wie üblich aus zwei Komponenten besteht, dem eigentlichen Harz und dem Härter. Letzterer liegt in diesem Fall gemischt mit Wasser in einer Emulsion vor. Daher spricht man auch von wasseremulgierbaren, lösungsmittelfreien Harzen.

	Diffusionszahl μ [1]	Wärmeausdehnungskoeffizient α_T [10^{-6} 1/K]
Epoxidharz	10000	55-70
PCC-Mörtel	50-200	12-20
KS-Mauerwerk	15-25	8
Putzmörtel	10-35	6-12

Tabelle 2.3: Bauphysikalische Kompatibilität der FVW-Matrizes, nach [10, 40, 72, 136, 141, 163]

Dieses Wasser wird im Gemisch zur Hydratation der Zementbasis verwendet. Somit ist eine weitere Wasserzugabe nicht erforderlich und es muss beim Abbinden des Materials sorgfältig auf die Einhaltung des planmäßigen Wasserhaushaltes geachtet werden. Ein möglicher Wasserentzug durch die Umgebung kann durch entsprechende Vor- und Nachbehandlung (Vornässen, Grundieren, Abdecken) verhindert werden [80].

Die Kunststoffdispersion bildet nach dem Erhärten eine sekundäre, polymere Matrix neben dem Zementsteingefüge [41]. Dies führt zu einer Steigerung der Materialzugfestigkeit sowie der Verbundfestigkeit zu einer eingebetteten Faserstruktur [80]. Besteht der Kunststoffzusatz speziell aus einem Epoxidharz, so spricht man von ECC-Mörteln (*epoxy cement concrete*). Weitere Details zu diesen Materialien finden sich in [41]. Aufgrund des hohen Zementsteinanteils im PCC-Festmörtel und der damit verbundenen Alkalität sollten Glasfasererzeugnisse wegen der in Kapitel 2.2.2 beschriebenen Problematik der Glasfaserkorrosion nicht (E-Glas) oder nur unter Vorbehalt (AR-Glas) mit diesen Materialien kombiniert werden. Auch Polyesterfasern sind langfristig infolge einsetzender Hydrolyseprozesse nicht für eine gemeinsame Applikation geeignet.

2.2.4 Beanspruchung und Versagen von Mauerwerkslaminaten

Werden Faserverbundwerkstoffe großflächig auf in der Ebene beanspruchte Mauerwerksscheiben aufgebracht, so ist die Steifigkeit des ungerisse-

nen Mauerwerks analog zu einem Schichtenmodell zunächst zu groß, um eine nennenswerte Beteiligung des Laminates an der Lastabtragung zuzulassen. Es müssen sich zunächst Risse im Mauerwerk ausbilden, deren Rissufer sich gegenseitig verschieben, um den Faserverbundwerkstoff zu aktivieren (vgl. Funktionsprinzip von Stahlbetonbewehrung). Hierbei kann unterschieden werden zwischen Zugrissen (*mode I-crack*) und Scherrissen (*mode II-crack*), die beide sowohl im Bereich der Mauerwerksfugen als auch in den Mauersteinen auftreten können.

Bei einer solchen Rissüberbrückung werden die Kräfte vom Mauerwerk über die Matrix in die Faserstruktur eingeleitet und verteilt, um anschließend wieder über den Matrixverbund zurück ins Mauerwerk zu gelangen. Somit lassen sich folgende Versagensmechanismen (VM) unterscheiden:

1. Scherversagen im Mauerwerk (i. Allg. Ablösung der Steinhaut)
2. Adhäsionsversagen zwischen Matrix und Mauerwerk
3. Kohäsionsversagen innerhalb der Matrix
4. Verbundversagen zwischen Faser und Matrix
5. Zugversagen der Faser

Während VM 2-5 durch entsprechende Wahl der FVW-Materialien beeinflusst werden können, ist die zu VM 1 gehörige Beanspruchbarkeit durch den unveränderbaren Mauerwerksbestand vorgegeben und stellt daher die Obergrenze der übertragbaren Kraftgrößen dar.

Alle skizzierten Versagensmechanismen besitzen eine spröde Charakteristik. Wäre im Hinblick auf eine Verstärkung für regelmäßig wiederkehrende Lasten (z.B. Wind) ein rein elastisches Verhalten der ertüchtigten Struktur anzustreben und ein sprödes Versagen der Werkstoffe akzeptabel, so ist dies allerdings bei einer Nachverstärkung der Tragwerke für seismische Belastungen meist unerwünscht, da in solchen Fällen eine gewisse Duktilität und die damit verbundene Energiedissipation angestrebt werden. Die hiermit einhergehenden, bleibenden Schädigungen werden aufgrund der Seltenheit des Einwirkungsereignisses akzeptiert.

Ein solch duktiler Verhalten lässt sich mit den derzeit verfügbaren, spröden Werkstoffen nur über Beeinflussung des VM 4 erzielen, da alle anderen Mechanismen entweder direkt von den unveränderbaren Materialcharakteristika der Einzelkomponenten abhängig sind (VM 1,3,5) oder nur schwierig so zu steuern sind, dass sie maßgebend werden (VM 2). Lediglich VM 4 erlaubt die Einführung einer Pseudo-Duktilität durch ein schrittweises, abgestuftes Voranschreiten der Faserablösungen von der Matrix [144]. Bei Verwendung von Epoxidharz-Matrizes mit typischerweise hohen Verbundfestigkeiten wäre hierzu künstlich der Verbund zwischen Faser und Matrix zu schwächen. Dies könnte theoretisch durch eine entsprechende Beschichtung der Fasern im Rahmen ihrer Ausrüstung oder durch Verwendung eines sehr dichten, schlecht von dem Matrixmaterial durchdringbaren Faserproduktes erreicht werden. Bei Letzterem würde die schlechte Faserbenetzung zu der gewollten Reduktion der Verbundfläche und somit der aufnehmbaren Verbundkräfte führen. Bei zementgebundenen Werkstoffen ist aufgrund der geringeren Verbundfestigkeiten der Matrix zur Faser ein solcher Eingriff nicht notwendig. Der Verbund stellt hier bereits im Regelfall das schwächste Glied dar. Es muss im Gegenteil versucht werden, die Verbundfestigkeiten zu erhöhen, um ein ausreichendes Niveau zur Kraftübertragung zu erreichen. Dies geschieht beispielsweise durch den in Kapitel 2.2.3 erläuterten Kunststoffzusatz.

2.3 Prüfverfahren zur Simulation von Erdbebenlasten

2.3.1 Übersicht

Während mit quasistatisch durchgeführten Versuchen auf relativ einfache Weise eine vorab festgelegte, zyklische Belastung auf die Prüfstruktur aufgebracht wird, die allerdings nicht den realen Beanspruchungen im Falle eines Erdbebens entspricht [93] und daher lediglich grundsätzliche

Aussagen über das inelastische Verhalten (z.B. Tragfähigkeit, Verformungskapazität, Schadensmechanismen) einer Struktur liefern kann, sind zur genaueren experimentellen Untersuchung von Tragstrukturen unter seismischen Beanspruchungen komplexere Verfahren erforderlich. Diese erlauben es, die im Falle eines Erdbebens auf die Struktur einwirkenden, aufgrund des dynamischen Prozesses hervorgerufenen Trägheitskräfte zu berücksichtigen und die Kapazität zur Energiedissipation eines Versuchskörpers mit einer für ein Erdbeben erforderlichen Kapazität direkt in Verbindung zu bringen. Hierbei wird zwischen in Echtzeit ablaufenden Rütteltisch-Versuchen und pseudodynamisch gesteuerten Versuchsdurchführungen unterschieden.

Rütteltisch-Versuche ermöglichen zuverlässige Untersuchungen des dynamischen Strukturverhaltens unter seismischen Beanspruchungen, da sie die Erdbebenlasten auf die realistischste Weise abbilden. Allerdings sind derartige Versuchseinrichtungen technisch aufwändig und in ihren Kapazitäten in Bezug auf Größe und Gewicht der Versuchskörper häufig begrenzt [93]. Infolgedessen ist in diesen Fällen eine maßstäbliche Verkleinerung der Prüfkörper mit Hilfe von Modellgesetzen erforderlich, die allerdings Skalierungsprobleme hervorruft [170], da sie im Regelfall nicht zu einer vollständigen Modellähnlichkeit führt. Ein weiteres, vor allem bei spröden Materialien entscheidendes Problem betrifft den Einfluss eines Risses im Material. Da eine solche Diskontinuität nicht skalierbar ist, d.h. Rissweite und -anzahl unabhängig vom Maßstab des Prüfkörpers sind, die ungerissene Bezugslänge jedoch je nach Maßstab variiert, besitzt ein Riss je nach Skalierung unterschiedliche Einflüsse.

Aufgrund dieser Umstände wurde in den Siebziger Jahren des vergangenen Jahrhunderts in Japan die pseudodynamische Versuchsmethodik entwickelt [165]. Dieses Verfahren vereint die Simplizität einer quasistatischen Durchführung mit dem wirklichkeitsnahen Charakter eines Rütteltisch-Versuches [93]. So lässt sich das dynamische Verhalten einer praktisch beliebig großen Bauteil- oder gar Bauwerksstruktur im Originalmaßstab unter realistischen Beanspruchungen untersuchen. Eine spezielle Form der pseudodynamischen Versuchsmethodik ist das *substructuring*. Hierbei

werden die Teile aus einer Bauwerksstruktur herausgelöst und im Versuch getestet, deren Verhalten für das Gesamttragwerk von entscheidender Bedeutung ist und in denen die maßgebliche Schädigungsentwicklung im Falle eines Erdbebens erwartet wird. Die restlichen Tragwerksteile werden lediglich rechnerisch modelliert [153]. Auf die korrekte Abbildung der Übergangsbedingungen des Versuchskörpers zur restlichen, lediglich rechnerisch simulierten Struktur ist hierbei besonders zu achten [28]. Einen Überblick über die bisherigen Entwicklungen im Bereich der pseudodynamischen Versuchsmethodik gibt [94].

2.3.2 Pseudodynamische Versuchsmethodik

Ein Tragsystem unter dynamischer Fußpunktanregung, das sich als eine diskrete Struktur mit einer endlichen Anzahl an Freiheitsgraden idealisieren lässt, kann mit Hilfe der Massenmatrix M , der viskosen Dämpfungsmatrix C und der Steifigkeitsmatrix K durch die allgemeine Bewegungsgleichung beschrieben werden [20, 33, 105, 108]:

$$M \cdot \ddot{\mathbf{u}} + C \cdot \dot{\mathbf{u}} + K \cdot \mathbf{u} = \mathbf{F} \quad (2.2)$$

Der rechtsseitige Lastvektor wird mit Hilfe eines Beschleunigungs-Zeit-Verlaufes der Bodenbewegung $\ddot{\mathbf{u}}_g$ vorgegeben:

$$\mathbf{F} = -M \cdot \ddot{\mathbf{u}}_g \quad (2.3)$$

Der Verschiebungsvektor \mathbf{u} und der Geschwindigkeitsvektor $\dot{\mathbf{u}}$ ergeben sich durch entsprechende Integrationen des Beschleunigungsvektors $\ddot{\mathbf{u}}$ zu:

$$\mathbf{u} = \int \int \ddot{\mathbf{u}} \cdot dt \cdot dt \quad (2.4)$$

$$\dot{\mathbf{u}} = \int \ddot{\mathbf{u}} \cdot dt \quad (2.5)$$

Die fundamentale Erkenntnis der Pseudodynamik besteht nun darin, den Term der Rückstellkräfte in Gleichung 2.2 durch die am realen Versuchs-

körper ermittelten Reaktionskräfte R , die die Nichtlinearität des Systems exakt erfassen, zu ersetzen:

$$K \cdot u = R \quad (2.6)$$

Dies trennt die zeitunabhängigen Größen, die experimentell ermittelt werden, von den Größen, die eine Zeitabhängigkeit besitzen und lediglich rechnerisch abgebildet werden. Ein solches Vorgehen ist möglich, da sowohl die Masse als auch die viskose Dämpfung im Gegensatz zur Steifigkeit als über die Zeit konstant und die zugehörigen Kräfte somit als linear angesehen werden können. Die Unterteilung in experimentelle und numerische Prozesse erfordert eine gegenüber der Echtzeit des Belastungsereignisses verlangsamte Versuchsdurchführung, um keine Vermischung der einzelnen Anteile zu erhalten. Ein Vorteil hiervon ist zum einen die Möglichkeit einer umfassenden Dokumentation. Zum anderen ist die Masse des im Rechenmodell dynamisch angeregten Gesamtsystems physisch nicht zu modellieren, da die hiervon beeinflussten Trägheitskräfte lediglich rechnerisch simuliert werden.

Pseudodynamische Versuche sind somit Versuche, bei denen der Versuchskörper einer durch Interaktion mit der momentanen Systemantwort ermittelten Lastgeschichte unterworfen wird. Da die dynamischen Eigenschaften durch die Lösung der Bewegungsgleichung miteinbezogen werden, erfährt der Prüfkörper dieselbe Belastung wie im Falle eines tatsächlichen Erdbebens, nur eben in Zeitlupe [93]. Aber anstatt wie bei einem Rütteltisch-Versuch die Bodenplatte der Gesamtstruktur anzuregen, werden den einzelnen Freiheitsgraden des Systems über entsprechende Stellglieder analog zu einer quasi-statischen Versuchsdurchführung Verschiebungsverläufe vorgegeben, die denen, die unter einer tatsächlichen Fundamentanregung auftreten würden, entsprechen [153]. Somit wird der genaue Duktilitätsbedarf eines realen Erdbebens an das Tragwerk erfasst. Durch die numerische Simulation der Massen können grundsätzlich beliebig große oder beliebig geformte Strukturen, die mit quasi-statischen Versuchseinrichtungen prüfbar wären, im Maßstab 1:1 untersucht werden.

Die Aufteilung des Systems in Rechnung und Versuch wird anhand der verschiedenen Dämpfungsarten deutlich, die die Energie eines schwingenden Systems dissipieren. Grundsätzlich wird unterschieden zwischen viskoser Dämpfung, COULOMB-Dämpfung und hysteretischer Dämpfung [93]. Viskose Dämpfung stellt die Idealisierung der natürlichen Dämpfung, die für den Rückgang der Amplituden bei freien Schwingungen verantwortlich ist, dar und beschreibt die Werkstoffdämpfung im elastischen Bereich [173]. COULOMB-Dämpfung wird durch Reibung hervorgerufen, die in Kontaktflächen zwischen Bauteilen auftritt. Reibungseffekte im Material zählen dagegen ebenso wie alle anderen Phänomene inelastischen Materialverhaltens zur hysteretischen Dämpfung (auch wenn "hysteretisch" eigentlich ungenau ist, da auch viskose Dämpfung und COULOMB-Dämpfung ein hysteretisches Verhalten verursachen [173]).

Die geschwindigkeitsabhängige viskose Materialdämpfung wird in der Pseudodynamik rechnerisch berücksichtigt und beeinflusst das Verhalten der elastischen Struktur. Die Größe des zugehörigen Dämpfungsmaßes lässt sich beispielsweise durch einen freien Ausschwingversuch am elastischen System bestimmen. Da die freien Schwingungen sehr kleine Amplituden besitzen und daher lineares Materialverhalten unterstellt werden kann, werden andere Dämpfungsmechanismen als die der viskosen Dämpfung nicht aktiviert. Zur Aufstellung der viskosen Dämpfungsmatrix im Rahmen des Lösungsverfahrens wird meist der Ansatz einer RAYLEIGH-Dämpfung (vgl. Kapitel 4.3.1) gewählt, um die gewünschte Diagonalform der Matrix herzustellen. Besonders bei Systemen mit wenigen Freiheitsgraden und ähnlichen modalen Dämpfungsmaßen führt dies zu einer ausreichenden Genauigkeit [28]. Bei höheren Belastungsstufen und einsetzendem inelastischen Materialverhalten ist die viskose Dämpfung nicht länger von entscheidender Bedeutung. Hier dominieren dann die am Versuchskörper über die Rückstellkräfte vollständig erfassten, geschwindigkeitsunabhängigen Dämpfungsmechanismen wie COULOMBSche oder hysteretische Dämpfung. Daher wirken sich Unsicherheiten bei der Annahme des viskosen Dämpfungsmaßes im Rahmen von Untersuchungen im materiell nichtlinearen Bereich nur gering aus [93].

Zur inkrementellen Lösung von Gleichung 2.2 können entweder explizite oder implizite Integrationsverfahren verwendet werden. Zu Beginn der Verwendung pseudodynamischer Versuchsmethodiken wurden überwiegend explizite Verfahren (z.B. zentrales Differenzenverfahren oder explizites NEWMARK-Verfahren) angewendet [93, 151]. Explizite Zeitintegrationsverfahren ermitteln die Verschiebungen am Ende eines Zeitschrittes allein aus den Informationen, die am Anfang eines Schrittes zur Verfügung stehen und benötigen daher kein iteratives Vorgehen. Sie eignen sich vor allem für Untersuchungen an Versuchskörpern mit möglichst wenigen Freiheitsgraden [166]. Für die numerische Stabilität expliziter Zeitintegrationsverfahren ist die Einhaltung eines Grenzwertes für die Zeitinkrementgröße in Abhängigkeit der größten Systemeigenfrequenz ω_{max} erforderlich:

$$\Delta t \leq \frac{2}{\omega_{max}} \quad (2.7)$$

Aufgrund der Tatsache, dass sich auch ein anfangs geringer Fehler bei expliziten Verfahren kumulativ fortpflanzt und dieser Fehler proportional zur Eigenfrequenz der entsprechenden Schwingungsform ist (was vor allem bei Systemen mit mehreren Freiheitsgraden und somit höheren Eigenfrequenzen zu Problemen führt), kamen nach und nach verstärkt implizite Verfahren zur Anwendung. Solche Verfahren wie z.B. die α -Methode nach HILBER, HUGHES und TAYLOR (vgl. Kapitel 4.3.1) gelten als unbedingt stabil, besitzen allerdings aus experimenteller Sicht den Nachteil, dass im Zuge der Lösungsfindung vor allem in Bereichen stark variierender Steifigkeiten häufig mehrere Iterationsschritte erforderlich sind, welche zu unrealistischen Belastungszyklen führen und bei inelastischem und somit lastpfadabhängigem Materialverhalten unerwünscht sind. Dies kann algorithmisch durch entsprechende Hilfsmittel bei der Aufbringung der Verformungsgrößen auf den Prüfkörper verhindert werden. Eine Möglichkeit besteht in der Einführung eines Reduktionsfaktors, durch den zunächst nur ein Teil der errechneten Verformung aufgebracht wird und somit während der Iteration ein Überschreiten der am Inkrementende bestimmten Verschiebungsgröße (*overshoot*) verhindert werden soll [153, 166]. Ein weite-

res, als I-Modifikation bekanntes Verfahren besteht darin, die durch ein Toleranzkriterium akzeptierte Differenz zwischen Soll- und Ist-Verschiebung nach Abschluss der Iteration durch eine rechnerische Korrektur des Rückstellkraftvektors zu berücksichtigen [166].

Allerdings bestehen auch gewisse Einschränkungen für die Anwendbarkeit der pseudodynamischen Versuchsmethodik [93, 153]. So muss sich die Struktur beispielsweise diskretisieren, d.h. durch ein Modell mit konzentrierten Massen bzw. einer endlichen Zahl an Freiheitsgraden idealisieren lassen. Dies ist erforderlich, da jeder Freiheitsgrad eines sich am dynamischen Verhalten der Struktur beteiligenden Massenpunktes in der experimentellen Durchführung durch ein entsprechendes Stellglied angesteuert werden muss. Eine weitere Einschränkung gilt für Werkstoffe, deren Materialverhalten stark von der Belastungsgeschwindigkeit abhängt. Pseudodynamisch geprüfte Versuchskörper spiegeln dann nicht das Verhalten einer in Echtzeit dynamisch geprüften Struktur wieder [152]. Während es nämlich für die ersten beiden Terme der Bewegungsgleichung (vgl. Gleichung 2.2), die direkt von der Zeit abhängige, aber lediglich rechnerisch simulierte Größen darstellen, unerheblich ist, mit welcher Geschwindigkeit der Versuch durchgeführt wird, beeinflusst eine Ratenabhängigkeit des Materialverhaltens die am Versuchskörper gemessenen Rückstellkräfte. Es kann allerdings bei Mauerwerk davon ausgegangen werden, dass dieser Dehnrateneffekt im Normalfall nicht von Bedeutung ist. Da dem Autor jedoch keine Untersuchungen zur Abhängigkeit der Mauerwerkfestigkeiten von der Belastungsgeschwindigkeit bekannt sind, wird zur Argumentation an dieser Stelle aufgrund der ähnlichen Werkstoffcharakteristik ersatzweise auf die Dehnratenabhängigkeit der Betonzugfestigkeit zurückgegriffen. Für einen mittleren Anhaltewert der üblichen, in pseudodynamisch durchgeführten Versuchen erreichten Dehnraten kann von $\dot{\epsilon} \approx 10^{-3}$ ausgegangen werden [166], bei einer realen Erdbebenbeanspruchung erfährt die Struktur nach [134] Belastungsgeschwindigkeiten von $\dot{\epsilon} \approx 10^{-1}$. Der hieraus resultierende Unterschied im Materialverhalten ist nach Bild 2.13 vernachlässigbar gering.

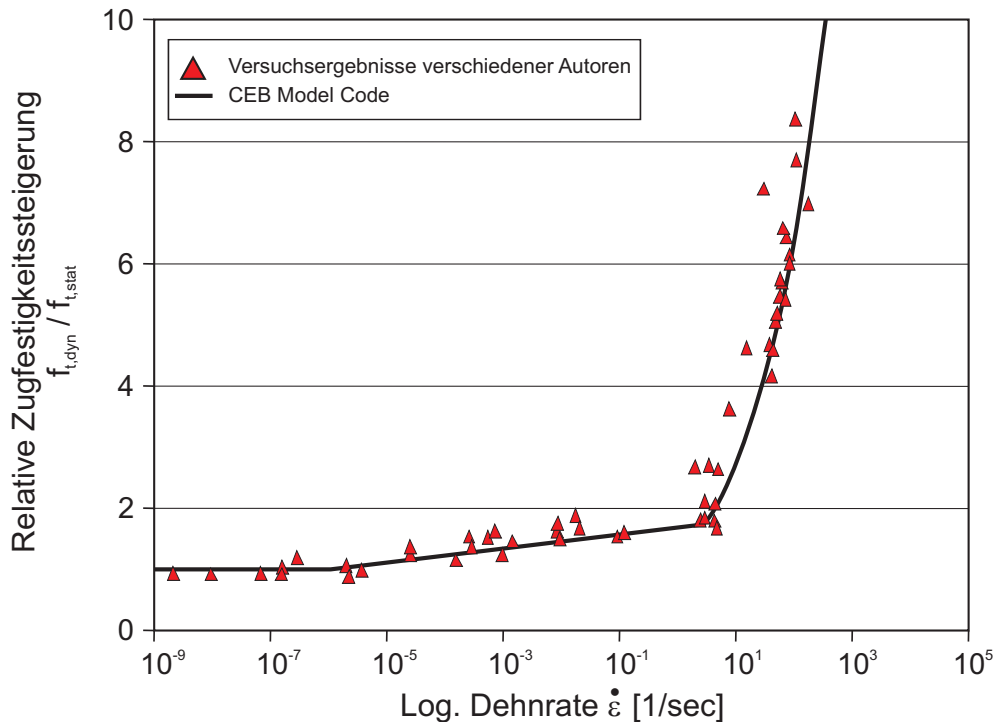


Bild 2.13: Dehnrateneffekt der Betonzugfestigkeit, nach [30]

2.4 Numerische Simulation von Mauerwerk

Das Tragverhalten des Verbundwerkstoffes "Mauerwerk" ist durch das Zusammenwirken von Mauersteinen und Fugenmörtel äußerst komplex. Eine wirklichkeitsnahe Erfassung des nichtlinearen Materialverhaltens der beiden Komponenten und deren Interaktion ist nur mit Hilfe numerischer Methoden möglich. Grundsätzlich lassen sich hierbei zwei Berechnungsverfahren unterschieden, die Finite-Elemente-Methode (FEM) sowie die Distinkte-Elemente-Methode (DEM).

Die DEM als Alternative zur weit verbreiteten FEM kommt ursprünglich aus der Felsmechanik und eignet sich speziell zur Modellierung von Diskontinuumswerkstoffen, d.h. Werkstoffen, deren physikalisches Verhalten sich lokal sprunghaft ändert. Bei Mauerwerk stellen die Mörtelfugen diese Diskontinuitäten dar. Bei einer DEM-Modellierung wird die Struktur als eine Ansammlung distinkter Blöcke aufgefasst, die innerhalb der Blockgrenzen homogene Eigenschaften besitzen und durch Kontinuums-elemente abge-

bildet werden können. Die Interaktion zwischen den einzelnen Blöcken wird über Kontaktfederelemente an den Randknoten des Kontinuums simuliert. Die Kontaktbedingungen bleiben hierbei nicht - wie bei der FEM üblich - dauerhaft den ihnen anfänglich zugewiesenen Knoten zugeordnet, sondern können sich verändern und neu ausbilden. Hierzu werden spezielle Prozeduren zur Kontaktdetektion verwendet [90]. Daher können mit der DEM nahezu beliebige Verformungskonfigurationen bis hin zum finalen Kollaps der berechneten Struktur simuliert werden. Numerisch sinnvoll umsetzbar wird dies durch die Verwendung expliziter Lösungsverfahren, bei denen eine berechnungsintensive Neuformulierung der globalen Steifigkeitsmatrix im Zuge der iterativen Lösungsfindung entfällt. Für Details zu dieser Methode sowie deren Anwendungen wird auf [38, 109] verwiesen.

Die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten numerischen Untersuchungen basieren auf der FEM. Grund hierfür ist die wesentlich stärkere Verbreitung der Methode und damit verbunden die größere Übertragbarkeit der entwickelten Modelle. Darüber hinaus besteht die Zielsetzung der eigenen Berechnungen nicht darin, die Struktur bis zur völligen Destruktion zu simulieren, sondern in einer zuverlässigen Beschreibung von Tragfähigkeiten, des nichtlinearen Verformungsverhaltens und einer korrekten Erfassung der die Entfestigung bestimmenden Versagensmechanismen. In den folgenden Kapiteln sollen die für die eigene Arbeit wesentlichen Aspekte einer numerischen Untersuchung von Mauerwerk mittels der FEM erläutert werden. Für eine detaillierte Darlegung der grundlegenden Zusammenhänge der FEM sei auf die zahlreich vorhandene Fachliteratur verwiesen [22, 79, 176, 177].

2.4.1 Modellbildung

Im Rahmen der FEM ist eine Diskretisierung der untersuchten Struktur, d.h. ein Übergang von unendlich vielen Punkten des Lösungsgebietes auf endlich viele diskrete Punkte, erforderlich. Diese Modellknoten werden über ein Elementnetz miteinander verknüpft. Zur Simulation des Werkstoff-

festes "Mauerwerk" existieren grundsätzlich zwei verschiedene Strategien zur Elementierung der Struktur: einphasige makroskopische Modelle und zweiphasige mikroskopische Modelle (kurz: Makro- und Mikro-Modelle).

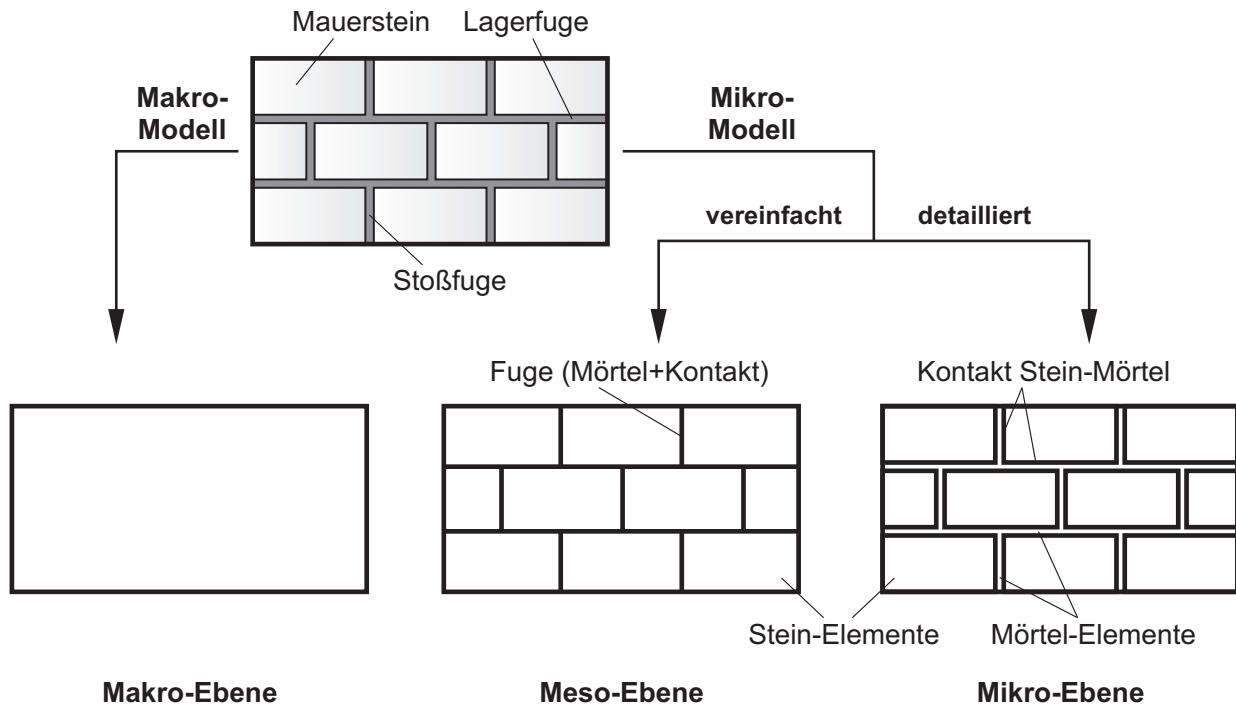


Bild 2.14: Numerische Modellierungsstrategien für den Verbundwerkstoff "Mauerwerk"

Bei Makromodellen wird das heterogene Mauerwerk als homogenes Material betrachtet, dessen konstitutive Beziehungen mit Hilfe eines verschmierten Ersatzkontinuums beschrieben werden und somit das globale Verhalten des Baustoffes beschreiben. Die Eigenschaften des homogenisierten Werkstoffes werden aus den Materialcharakteristika sowie den geometrischen Ausdehnungen der Mauersteine und der Mörtelfugen bestimmt. Die Elemententeilung unterscheidet nicht zwischen Mauerstein und Mörtelfuge. Im Material entstehende Risse werden über ein verschmiertes Konzept, d.h. über Anpassung des zugrunde liegenden Materialmodells, eingebracht. Die Netzgeometrie bleibt dabei unverändert. Dies ist ein Vorteil gegenüber diskreten Rissmodellen, bei denen die Lage der geometrischen Diskontinuität im Verschiebungsfeld bereits bei der Diskretisierung bekannt sein oder durch einen komplexen Netzgenerierungsalgorithmus nachträglich eingefügt werden muss [14]. Bei einer verschmierten Rissimulation ist allerdings die inkonsistente Betrachtungsweise dieser durch eine Verschie-

nungsgröße charakterisierten Diskontinuität zu berücksichtigen. Erfolgt die Materialbeschreibung im Sinne eines kontinuumsmechanischen Ansatzes über eine Spannungs-Dehnungs-Beziehung, so sind die Kenngrößen des Materialmodells über eine konstante Materialgröße (z.B. Bruchenergie) auf eine charakteristische Länge zu beziehen, um eine Netzabhängigkeit der Berechnung zu vermeiden.

Makro-Modelle sind umso zuverlässiger, je homogener das Mauerwerk ist, d.h. je weniger sich die Verformungseigenschaften der Einzelkomponenten "Stein" und "Mörtel" voneinander unterscheiden [90]. Diese Art der Modellierung eignet sich in erster Linie zur Berechnung ganzer Tragwerksstrukturen oder größerer Strukturelemente. Eine Einschränkung besteht darin, dass keine Rotationen einzelner Mauersteine und somit keine Verkantungs- oder Verblockungseffekte abgebildet werden können, was je nach Beanspruchungssituation zu einer mehr oder weniger ausgeprägten Unterschätzung der Tragfähigkeit führt [133].

Bei Mikro-Modellen wird unterschieden zwischen einem detaillierten und einem vereinfachten Ansatz. Eine detaillierte Mikromodellierung erfasst den geometrischen Aufbau des Mauerwerksverbandes exakt. Es erfolgt eine Diskretisierung der Einzelbestandteile "Mauersteine" und "Mörtelfugen" entsprechend ihren geometrischen Ausdehnungen durch Kontinuumsselemente. Der Übergang zwischen beiden Komponenten wird durch geeignete Kontaktformulierungen oder Verbundelemente erfasst, welche eine Diskontinuität im Verschiebungsfeld erzeugen. Aufgrund der detaillierten Erfassung des Werkstoffaufbaus ist bei Verwendung geeigneter Materialmodelle für die einzelnen Bestandteile eine äußerst wirklichkeitsnahe Abbildung der mechanischen Zustände im Mauerwerk möglich, jedoch sind zahlreiche Materialkennwerte erforderlich. Des Weiteren ist dieses Vorgehen sehr modellierungs- und berechnungsintensiv.

Um den Aufwand einer detaillierten Mikromodellierung zu verringern, aber dennoch die Unterscheidung zwischen Mauersteinen und Mörtelfugen bei der Diskretisierung zu erhalten, besteht die Möglichkeit der vereinfachten Mikromodellierung. Hierbei wird im Rahmen der Netzgenerierung auf eine

eigenständige Abbildung des Mörtelmaterials verzichtet und dessen Eigenschaften mit denen des Verbundes zwischen Stein und Mörtel in einer Interaktionsformulierung, die das Verhalten zwischen den Steinblöcken beschreibt, zusammengefasst. Hierzu werden üblicherweise diskrete Fugenelemente verwendet, um die Diskontinuitäten und die darin auftretenden Verschiebungen zu simulieren. Für eine ausführliche Diskussion zur Formulierung solcher Elemente sei auf [70] verwiesen. Alternativ besteht die Möglichkeit der Beschreibung mit Hilfe von Kontaktdefinitionen.

Die Materialdefinition für die Mauersteine ist beliebig und wird der jeweiligen Problemstellung angepasst. Eine Abbildung des Druckversagens von Mauerwerk, d.h. die Erfassung der Mörtelfugenquerdehnung und eine daraus resultierende Querkzugbeanspruchung der Mauersteine, ist allerdings aufgrund der fehlenden kontinuumsmechanischen Ansätze im Bereich der Fugen mit einer vereinfachten Mikromodellierung auf direktem Wege nicht möglich. Behelfsweise lässt sich dies gegebenenfalls aber in die Materialformulierung der Steine oder Fugen implementieren.

Mikromodelle dienen der detaillierten Analyse des mechanischen Verhaltens und lokaler Effekte eines Mauerwerksverbandes. Die Materialkenngrößen der Einzelkomponenten gehen auf direkte und somit nachvollziehbare Weise ein, die einzelnen Versagensmechanismen lassen sich anschaulich darstellen. Aufgrund des erhöhten Diskretisierungsaufwandes sind Mikromodelle lediglich zur Analyse kleinerer Strukturelemente wie einzelner Bauteile geeignet, bilden allerdings eine zuverlässige Grundlage zur Erstellung und Verifikation effizienter Makro-Modelle.

2.4.2 Materialgesetze der Plastizitätstheorie

2.4.2.1 Grundlagen

Zur numerischen Beschreibung des inelastischen Werkstoffverhaltens von Mauerwerk eignen sich Materialmodelle auf Grundlage der Plastizitätstheorie besonders, da hiermit die irreversiblen Verformungen der Materialien

wirklichkeitsnah abgebildet werden können [91]. Vor allem bei zyklischen Beanspruchungen ist dies für eine zuverlässige Materialbeschreibung unerlässlich [14]. Darüber hinaus ist eine Berücksichtigung einer Anisotropie, wie sie der Verbundwerkstoff "Mauerwerk" besitzt und infolge derer die Richtungen der Hauptspannungen nicht mit denen der Hauptdehnungen übereinstimmen, über einen Plastizitätstheoretischen Ansatz möglich. Dies gilt beispielsweise für die Verwendung äquivalenter Spannungs-Dehnungs-Linien nicht uneingeschränkt.

Die hier verwendete Plastizitätstheorie ist phänomenologisch motiviert, d.h. beschränkt sich auf eine möglichst korrekte Beschreibung des von Außen wahrnehmbaren Materialverhaltens, welches als geschwindigkeitsunabhängig angenommen wird. Die Verzerrungen werden als klein vorausgesetzt. Zur theoretischen Formulierung von Stoffgesetzen im Rahmen der ratenunabhängigen Plastizitätstheorie sind drei Aussagen notwendigerweise erforderlich: eine Fließbedingung, die den elastischen Materialbereich definiert, eine Fließregel, die die Größe der plastischen Verformungsanteile bestimmt sowie ein Verfestigungsgesetz, das eine mögliche Änderung der Fließfunktion mit dem Auftreten plastischer Verformungen beschreibt. Im Folgenden werden die wesentlichen Grundzüge der Theorie zusammengestellt, wobei die Ausführungen - der Problemstellung der vorliegenden Arbeit entsprechend - für einen zweidimensionalen Spannungszustand erfolgen. Für ein weiterführendes Studium sei beispielsweise auf [64, 83, 103, 132] verwiesen.

Während bei einem elastischen Stoffgesetz jeder Beanspruchung des Materials eindeutig eine Verformung zugeordnet ist, sind bei plastischen Werkstoffansätzen die Last-Verformungs-Beziehungen nicht umkehrbar, d.h. das Materialverhalten ist abhängig von dem zuvor beschriebenen Lastpfad. Eine Materialformulierung mit Hilfe der Plastizitätstheorie geht von einem additiven Split der Gesamtverformungen in einen reversiblen elastischen sowie einen irreversiblen plastischen Anteil aus, wie er bei kleinen Verzerrungen möglich ist:

$$\varepsilon = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{pl} \quad (2.8)$$

Spannungen werden ausschließlich durch den elastischen Anteil hervorgerufen. Eine Verknüpfung von Spannungen und Dehnungen erfolgt üblicherweise über das linear elastische Stoffgesetz nach HOOKE mit der elastischen Proportionalitätsmatrix \mathbf{K}_0 :

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{K}_0 \cdot \boldsymbol{\varepsilon}_{el} = \mathbf{K}_0 \cdot (\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}_{pl}) \quad (2.9)$$

Eine Ratenformulierung ergibt:

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}} = \mathbf{K}_0 \cdot \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_{el} = \mathbf{K}_0 \cdot (\dot{\boldsymbol{\varepsilon}} - \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_{pl}) \quad (2.10)$$

Die Abgrenzung des elastischen gegenüber dem plastischen Bereich wird mit Hilfe der Fließfunktion F über die Fließbedingung

$$F = 0 \quad (2.11)$$

vorgenommen, die im Zweidimensionalen implizit eine Kurve beschreibt, für die per Voraussetzung Konvexität gefordert wird (s.u.). Die Fläche innerhalb der Kurve ($F < 0$) kennzeichnet den elastischen Bereich, der Bereich außerhalb dieser Fläche ($F > 0$) ist unzulässig. Die Fließfunktion F wird üblicherweise im Spannungsraum definiert. Für isotrope Materialien mit dreihinvarianten Werkstoffensoren bietet sich die Darstellung im Hauptspannungsraum an, während dies bei anisotropem Materialverhalten aufgrund der unterschiedlichen Orientierungen von Hauptspannungen und Hauptdehnungen nicht möglich ist. Hier ist als Bezugssystem ein raumfestes, auf die Achsenrichtungen der Anisotropie bezogenes Koordinatensystem zu verwenden (vgl. Kapitel 2.1.2.2).

Für den Sonderfall des ideal-plastischen Materialverhaltens hängt die Fließfunktion lediglich vom Spannungszustand ab:

$$F = F(\boldsymbol{\sigma}) \quad (2.12)$$

Im allgemeinen Fall stellt die Fließbedingung jedoch eine skalare Verknüp-

fung der Spannungsgrößen und inneren Variablen dar:

$$F = F(\boldsymbol{\sigma}, \boldsymbol{\kappa}) \quad (2.13)$$

Die inneren Variablen hängen von der plastischen Belastungsgeschichte ab und steuern die Ver- oder Entfestigung des Materials, was sich in einer Änderung von Form und Lage der Fließfläche äußert (vgl. Bild 2.15). Verschiedene Ansätze werden hierbei unterschieden:

- isotrope Verfestigung
- kinematische Verfestigung
- Mischung aus isotropem und kinematischem Ansatz

Bei einer isotropen Verfestigung wird die Fließfläche geometrisch ähnlich transformiert, ohne ihre prinzipielle Lage zu ändern, d.h. sie weitet sich um einen konstanten Bezugspunkt auf (bzw. schrumpft bei Entfestigung). Bei einer kinematischen Verfestigung verschiebt sich die Fließfläche im Bezugssystem. Quasi-spröde Werkstoffe wie Mauermörtel oder die üblichen Mauersteinmaterialien zeigen infolge von plastischen Formänderungen oder Risswachstum hauptsächlich Entfestigungseffekte [91], die sich durch einen isotropen Ansatz hinreichend genau beschreiben lassen. Im Gegensatz zu einer kinematischen oder gemischten Verfestigung ist hierzu lediglich eine innere Variable erforderlich, die Verfestigungsparameter genannt wird.

Um die im Allgemeinen tensoriell vorliegenden Informationen, die die Evolution des Verfestigungsparameters bestimmen, auf eine skalare Größe zu reduzieren, existieren zwei Vorgehensweisen zur Formulierung eines Verfestigungsgesetzes [31]. Eine Möglichkeit besteht in der Definition über eine äquivalente plastische Dehnung (Verzerrungsverfestigung bzw. *strain hardening*):

$$\dot{\kappa} = \dot{\kappa}(\dot{\boldsymbol{\epsilon}}_{pl}) \quad (2.14)$$

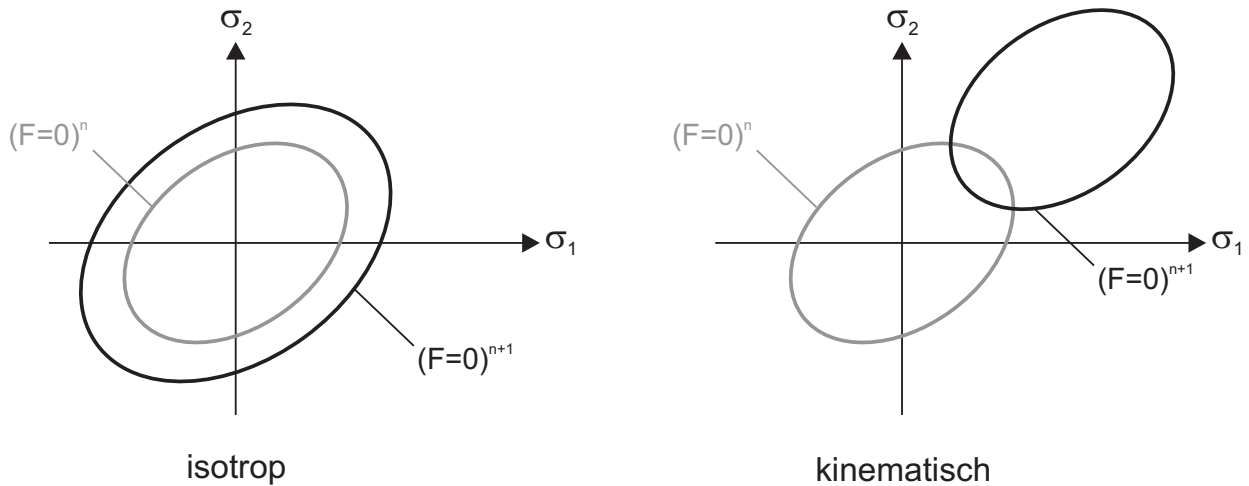


Bild 2.15: Evolution der Fließfläche bei isotroper (links) und kinematischer Verfestigung (rechts)

Alternativ kann eine Formulierung mit Hilfe der verrichteten plastischen Arbeit W_{pl} erfolgen (Arbeitsverfestigung bzw. *work hardening*):

$$\dot{\kappa} = \dot{\kappa} \left(\dot{W}_{pl} \right) \quad (2.15)$$

Da der Verfestigungsparameter ein Maß für die Werkstoffschädigung darstellt, muss aufgrund der Irreversibilität derselben $\dot{\kappa} \geq 0$ gelten.

Zur Ermittlung der plastischen Dehnungszuwächse wird der als Fließregel bezeichnete Ausdruck eingeführt:

$$d\boldsymbol{\varepsilon}_{pl} = \Delta\lambda \cdot \frac{\partial Q}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \quad (2.16)$$

Die partiellen Ableitungen der Potentialfunktion Q nach den einzelnen Spannungskomponenten bilden den Richtungsvektor des plastischen Dehnungszuwachses, welcher senkrecht auf der Potentialfläche steht. Für den Fall, dass Fließ- und Potentialfunktion übereinstimmen ($Q(\boldsymbol{\sigma}, \kappa) = F(\boldsymbol{\sigma}, \kappa)$), spricht man von einer assoziierten Fließregel. Die Richtung des plastischen Verzerrungsvektors steht dann senkrecht auf dem Gradienten der Fließfläche, weshalb eine assoziierte Fließregel auch als Normalenregel bezeichnet wird. Die Anwendung der Normalenregel sowie die Forderung nach Konvexität der Fließfläche ergeben sich beide als Ableitung

der Postulate von DRUCKER [43] zur Sicherung eines stabilen Werkstoffverhaltens (vgl. Bild 2.16). Diese Hypothesen fordern, dass die plastische Arbeit aus Spannungs- und plastischen Dehnungszinkrementen positiv ist (Stabilität im Kleinen) und dass die Arbeit, die zwischen dem aktuellen und einem Spannungszustand innerhalb der Fließfläche geleistet wird, nicht negativ wird (Stabilität im Großen).

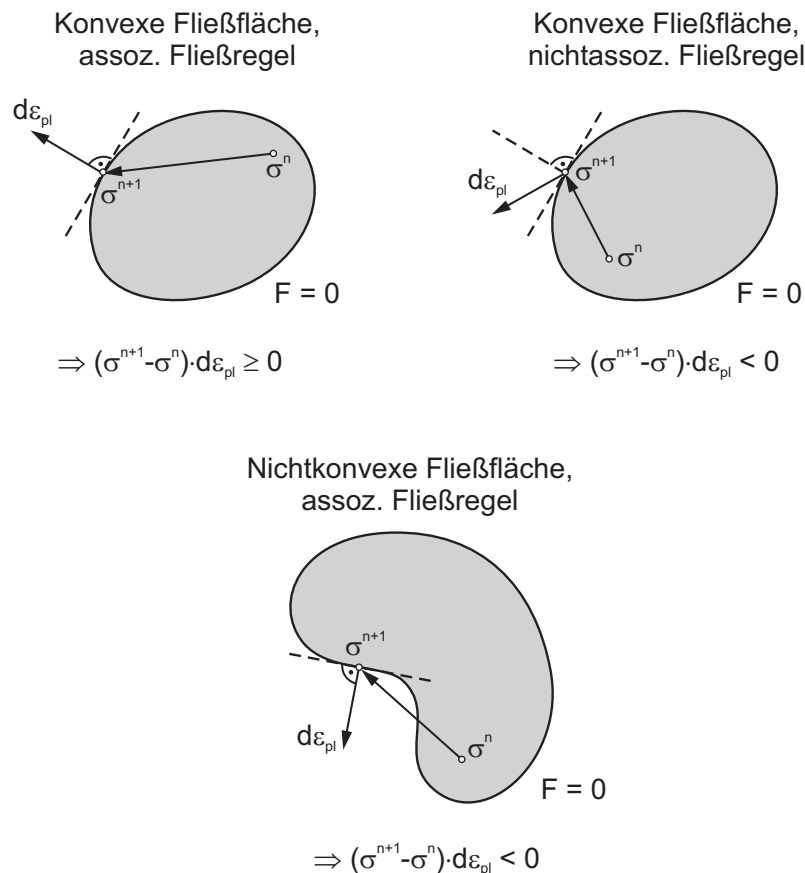


Bild 2.16: Veranschaulichung der DRUCKERSchen Postulate, nach [69]

Während die Normalenregel für metallische Werkstoffe und deren typischen Fließfunktionen die Richtung des plastischen Verzerrungsvektors und die hiermit verbundene Volumenzunahme realitätsnah beschreibt, würde deren Anwendung auf quasi-spröde Reibungsmaterialien, wie dies die Mauerwerkswerkstoffe darstellen, zu einer deutlichen Überschätzung der plastischen Volumenänderung infolge Dilatanz führen, die in diesem Maße experimentell nicht zu bestätigen ist [124] und weitere Verfälschungen des Materialverhaltens nach sich ziehen würde [19, 178]. Daher werden hierfür im Regelfall nichtassoziierte Fließregeln verwendet, bei denen sich die

meist phänomenologisch motivierte Potentialfunktion von der Fließfunktion unterscheidet ($Q(\boldsymbol{\sigma}, \kappa) \neq F(\boldsymbol{\sigma}, \kappa)$).

Der plastische Multiplikator $\Delta\lambda$ stellt in Gleichung 2.16 einen positiven Skalierungsfaktor dar, für den stets $\Delta\lambda \geq 0$ gilt. Um einen geschlossenen Ausdruck für dessen Bestimmung herzuleiten, ist zunächst Gleichung 2.16 in das Stoffgesetz in inkrementeller Form (Gleichung 2.10) einzusetzen:

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}} = \mathbf{K}_o \cdot \left(\dot{\boldsymbol{\varepsilon}} - \Delta\lambda \cdot \frac{\partial Q}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right) \quad (2.17)$$

Inelastisches Materialverhalten stellt sich nur ein, wenn nicht nur die Fließbedingung (Gleichung 2.11) zum untersuchten Zeitpunkt erfüllt ist, sondern sich der Spannungspunkt auch noch eine infinitesimal kurze Zeit danach auf der Fließfläche befindet. Mathematisch wird dies mit Hilfe der zeitlichen Ableitung der Fließfunktion durch

$$\dot{F} = 0 \quad (2.18)$$

ausgedrückt. Für den Fall der isotropen Verfestigung mit einer einzigen inneren Variablen folgt aus Gleichung 2.18:

$$\dot{F} = \left(\frac{\partial F}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right)^T \dot{\boldsymbol{\sigma}} + \left(\frac{\partial F}{\partial \kappa} \right) \dot{\kappa} = 0 \quad (2.19)$$

Einsetzen von Gleichung 2.17 in Gleichung 2.19 mit anschließender Ausmultiplikation ergibt:

$$\left(\frac{\partial F}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right)^T \cdot \mathbf{K}_o \cdot \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} - \left(\frac{\partial F}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right)^T \cdot \mathbf{K}_o \cdot \Delta\lambda \cdot \frac{\partial Q}{\partial \boldsymbol{\sigma}} + \left(\frac{\partial F}{\partial \kappa} \right) \dot{\kappa} = 0 \quad (2.20)$$

Durch Umformung folgt für den plastischen Multiplikator:

$$\Delta\lambda = \frac{\left(\frac{\partial F}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right)^T \cdot \mathbf{K}_o \cdot \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}}{\left(\frac{\partial F}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right)^T \cdot \mathbf{K}_o \cdot \left(\frac{\partial Q}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right) + h} \quad (2.21)$$

Die hierin enthaltene Hilfsgröße h wird als Verfestigungsmodul bezeichnet und ist definiert als:

$$h = -\frac{\partial F}{\partial \kappa} \cdot \frac{d\kappa}{d\Delta\lambda} \quad (2.22)$$

Für den Fall eines verfestigenden Materials gilt aufgrund der speziellen Vorzeichenkonvention in Gleichung 2.22 $h < 0$, für entfestigendes Material $h > 0$ und für idealplastisches Werkstoffverhalten $h = 0$.

Den bisherigen Ausführungen folgend lassen sich nun die aus der Optimierungstheorie abgeleiteten KUHN-TUCKER-Bedingungen (Gleichung 2.23-2.25) und die Konsistenzbedingung (Gleichung 2.26) formulieren:

$$F \leq 0 \quad (2.23)$$

$$\Delta\lambda \geq 0 \quad (2.24)$$

$$\Delta\lambda \cdot F = 0 \quad (2.25)$$

$$\Delta\lambda \cdot \dot{F} = 0 \quad (2.26)$$

Während Gleichung 2.23 und 2.24 prinzipielle Anforderungen der ratenunabhängigen Plastizitätstheorie darstellen, verdeutlichen Gleichung 2.25 und 2.26 die Bedingungen für das Auftreten von plastischen Verformungen und erlauben somit grundsätzlich eine formale Unterscheidung zwischen Entlastung, neutralem Lastzustand und plastischer Belastung, da es zur Erfüllung der Bedingungen entweder erforderlich ist, dass keine inelastischen Verformungen auftreten ($\Delta\lambda = 0$) oder, falls diese vorhanden sind, $F = \dot{F} = 0$ gelten muss. Eine eindeutige Differenzierung zwischen den einzelnen Lastfällen ist mit den hier eingeführten Größen allerdings nur für verfestigendes Materialverhalten möglich [69]. Eine erweiterte Diskussion sowie eine allgemeingültige, alternative Vorgehensweise wird in Kapitel 2.4.2.3 im Rahmen der algorithmischen Umsetzung der Plastizitätstheorie vorgestellt.

Rücks substituiert man den Ausdruck für den plastischen Multiplikator aus Gleichung 2.21 in Gleichung 2.17, so ergibt sich die Ratenform des elasto-

plastischen Werkstoffgesetzes nach Umformung zu:

$$\dot{\sigma} = \left(\mathbf{K}_0 - \frac{\mathbf{K}_0 \cdot \left(\frac{\partial Q}{\partial \sigma} \right) \cdot \left(\frac{\partial F}{\partial \sigma} \right)^T \cdot \mathbf{K}_0}{\left(\frac{\partial F}{\partial \sigma} \right)^T \cdot \mathbf{K}_0 \cdot \left(\frac{\partial Q}{\partial \sigma} \right) + h} \right) \cdot \dot{\epsilon} \quad (2.27)$$

Der Klammerausdruck stellt hierbei den elastoplastischen Tangentensteifigkeitstensor des Kontinuums \mathbf{K}_{ep} dar, der sich somit aus der Einhaltung der Konsistenzbedingung auf Kontinuumsebene ergibt. Für den Fall einer assoziierten Fließregel ist dieser Materialtensor stets symmetrisch [69]. Für den elastischen Fall gilt $\mathbf{K}_{ep} = \mathbf{K}_0$.

Unter bestimmten Lastsituationen beschreibt die Plastizitätstheorie alleine das mechanische Verhalten von Mauerwerk allerdings nur unzureichend. Dies betrifft vor allem Fälle, bei denen die Zugfestigkeit des Materials überschritten wird, und es im weiteren Verlauf zu Ent- und gegebenenfalls Wiederbelastungen des Materials kommt. Hier wäre es unrealistisch, dies mit unveränderten Werkstoffsteifigkeiten und bleibenden Materialverformungen zu simulieren. Daher kommt in solchen Fällen häufig die Einbindung eines schädigungstheoretischen Ansatzes zur Anwendung, um die reduzierten Materialsteifigkeiten wirklichkeitsnah zu erfassen.

Die Schädigungstheorie [87] geht davon aus, dass ein nichtlineares Materialverhalten ausschließlich auf der Reduktion des effektiven Querschnittes durch lokale Materialschädigungen beruht. Bis zum Erreichen der Festigkeitsspannung verhalten sich die intakten Materialbereiche des Querschnittes linear elastisch. Wird die maximale Beanspruchbarkeit in einzelnen Bereichen überschritten, so können hier keine Spannungen mehr aufgenommen werden und die effektive Querschnittsfläche, die an der Lastaufnahme beteiligt ist, verringert sich. Als Maß hierfür wird die Schädigungsvariable D eingeführt:

$$D = \frac{A_d}{A} \quad \text{mit} \quad 0 \leq D \leq 1 \quad (2.28)$$

Diese gibt den Anteil der geschädigten Querschnittsfläche A_d in Bezug auf die Gesamtquerschnittsfläche A an und beschreibt somit den Mate-

rialzustand im Querschnitt. $D = 0$ bezeichnet einen vollständig intakten und $D = 1$ einen vollständig geschädigten Querschnitt. Da Schädigungen irreversibel sind, muss $\dot{D} \geq 0$ gelten. Zwangsläufig ist mit einer Reduktion der effektiven Querschnittsfläche auch eine proportionale Abnahme der Querschnittssteifigkeit verbunden. Die Ersatzsteifigkeit ergibt sich in Abhängigkeit der Schädigungsvariablen als Bruchteil der Anfangssteifigkeit für den einaxialen Fall zu:

$$\tilde{E} = (1 - D) \cdot E_0 \quad (2.29)$$

Da sich der reduzierte, noch intakte Querschnittsteil linear elastisch verhält, erfolgt eine Ent- und Wiederbelastung über die Sekantensteifigkeit und für die Nennspannungen - bezogen auf den Gesamtquerschnitt - gilt daher:

$$\sigma = (1 - D) \cdot E_0 \cdot \varepsilon \quad (2.30)$$

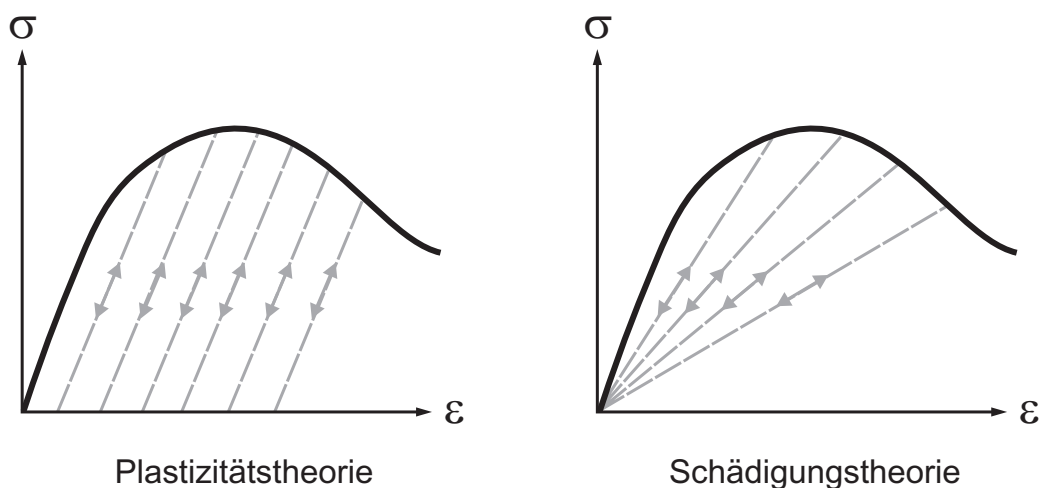


Bild 2.17: Prinzipien der beiden Materialtheorien bei einaxialer Betrachtung

2.4.2.2 Gebräuchliche Versagenstheorien

In diesem Abschnitt sollen einige gängige Versagenstheorien beschrieben werden, die oft bereits in den Materialbibliotheken kommerzieller

Berechnungssoftware vorhanden sind und im Rahmen einer plastizitätstheoretischen Materialbeschreibung von Mauerwerk oder dessen Einzelkomponenten häufig als Fließbedingung verwendet werden. Mit diesen Hypothesen lassen sich meist einzelne mechanische Phänomene oder das Materialverhalten unter bestimmten Beanspruchungssituationen ausreichend genau erfassen. Die im Folgenden verwendete Darstellung erfolgt analog zum bisherigen Vorgehen im zweidimensionalen Spannungsraum. Für räumliche Formulierungen sei beispielsweise auf [32][103] verwiesen. Des Weiteren ist anzumerken, dass es sich sowohl bei den typischen Mauerwerkskomponenten als auch bei einem als homogenisiertes Kontinuum betrachteten Mauerwerk um Reibungsmaterialien handelt, die nicht wie metallische Werkstoffe durch ein verhältnismäßig einfaches Schubspannungskriterium (z.B. TRESCA, VON MISES) zutreffend beschrieben werden können. Der Grund hierfür liegt in der Tatsache, dass die Festigkeiten solcher Werkstoffe, die in hohem Maße auf Reibungserscheinungen beruhen, nicht nur vom deviatorischen, sondern vor allem vom hydrostatischen Anteil des Spannungstensors abhängen.

Eine grundsätzliche Einteilung gebräuchlicher Versagenstheorien führt zu der Unterscheidung, ob damit ein isotropes oder anisotropes Materialverhalten beschrieben wird. Bei isotropen Materialien reichen die Hauptspannungen bzw. die daraus abgeleiteten Spannungsinvarianten aus, um den Spannungszustand sowie die Fließfunktion eindeutig zu definieren. Klassische Vertreter isotroper Bruchhypothesen sind die Kriterien nach RANKINE, MOHR-COULOMB und DRUCKER-PRAGER.

Die Versagenstheorie nach RANKINE gehört zu der Gruppe der Ein-Parameter-Modelle, da sie die maximale Hauptzugspannung direkt und ausschließlich der einaxialen Zugfestigkeit des Materials gegenüber stellt:

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = f_t \quad (2.31)$$

Dieses Kriterium kommt vor allem zur Überprüfung eines Zugversagens bei spröden Materialien zur Anwendung. Die daraus resultierende Versagensfläche nach Bild 2.18 illustriert, warum dieses Kriterium auch als

tension cut-off bezeichnet wird. Eine Umformung von Gleichung 2.31 in eine Darstellung durch Spannungsinvarianten ergibt:

$$2 \cdot \sqrt{3 \cdot J_2} \cdot \cos \Theta + I_1 - 3 \cdot f_t = 0 \quad \text{mit} \quad 0^\circ \leq \Theta \leq 60^\circ \quad (2.32)$$

Hier wird die Abhängigkeit des Kriteriums von der ersten Spannungsinvarianten, also dem hydrostatischen Spannungsanteil, deutlich.

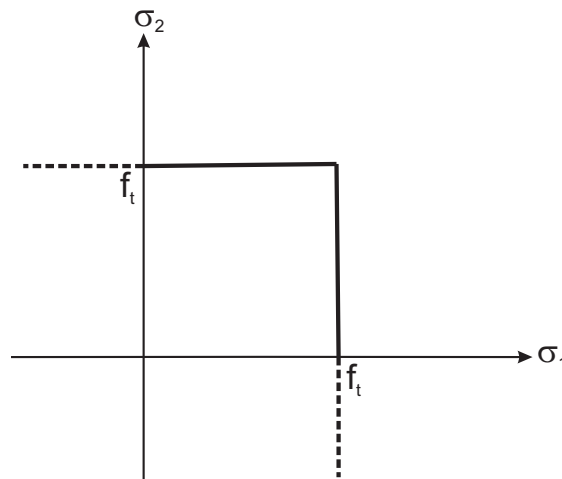


Bild 2.18: Grafische Darstellung des RANKINE-Kriteriums im Zugbereich

Eine spezielle Form des ursprünglichen MOHR-Kriteriums $|\tau| = h(\sigma)$ ergibt sich, falls die allgemein formulierte Funktion $h(\sigma)$ unter Verwendung der beiden Materialkennwerte der Kohäsion c und des inneren Reibungswinkels φ in eine lineare Form gebracht wird:

$$|\tau| = c - \sigma \cdot \tan \varphi \quad (2.33)$$

Gleichung 2.33 wird als das Kriterium von MOHR-COULOMB bezeichnet, das ein Materialversagen beschreibt, falls die maximale Schubspannung betragsmäßig einen zulässigen Höchstwert erreicht. Dieser ist allerdings außer für $\varphi = 0$, wofür sich der Spezialfall des TRESCA-Kriteriums ergibt, nicht konstant, sondern proportional zu der senkrecht zur zugehörigen Schnittenebene wirkenden Normalspannung. Aufgrund der Abhängigkeit des Kriteriums von zwei Materialkennwerten zählt diese Theorie zu den Zwei-Parameter-Modellen.

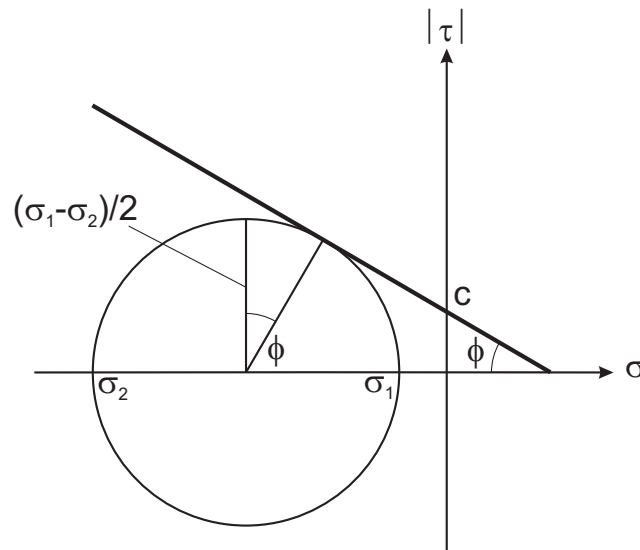


Bild 2.19: Grafische Darstellung des MOHR-COULOMB-Kriteriums in der $\sigma - \tau$ -Ebene

Eine Darstellung von Gleichung 2.33 in Abhängigkeit von den Hauptspannungen ergibt nach anschließender Umformung für den ebenen Spannungszustand:

$$\frac{\sigma_1}{f'_t} - \frac{\sigma_2}{f'_c} = 1 \quad \text{mit} \quad f'_t = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad \text{und} \quad f'_c = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (2.34)$$

Hierbei sind per Definition die Hauptspannungsgrößen nach Vorzeichen bzw. Größe derart zu sortieren, dass $\sigma_1 \geq \sigma_2$ gilt. Es ergibt sich damit im zweidimensionalen Hauptspannungsraum die in Bild 2.20 dargestellte Versagenskurve.

Das Versagenskriterium nach DRUCKER-PRAGER zählt ebenfalls zu den Zwei-Parameter-Modellen und stellt eine Erweiterung des VON MISES-Kriteriums durch Berücksichtigung des Einflusses des hydrostatischen Druckes dar. Die Formulierung mit Hilfe der Spannungsinvarianten und den Materialkonstanten α und k lautet:

$$\alpha \cdot I_1 + \sqrt{J_2} - k = 0 \quad (2.35)$$

Die grafische Darstellung im Hauptspannungsraum ist Bild 2.20 zu entnehmen. Für den Spezialfall $\alpha = 0$ stellt Gleichung 2.35 das VON MISES-Kriterium dar. Aufgrund der nichtglatten Gestalt der MOHR-COULOMB-

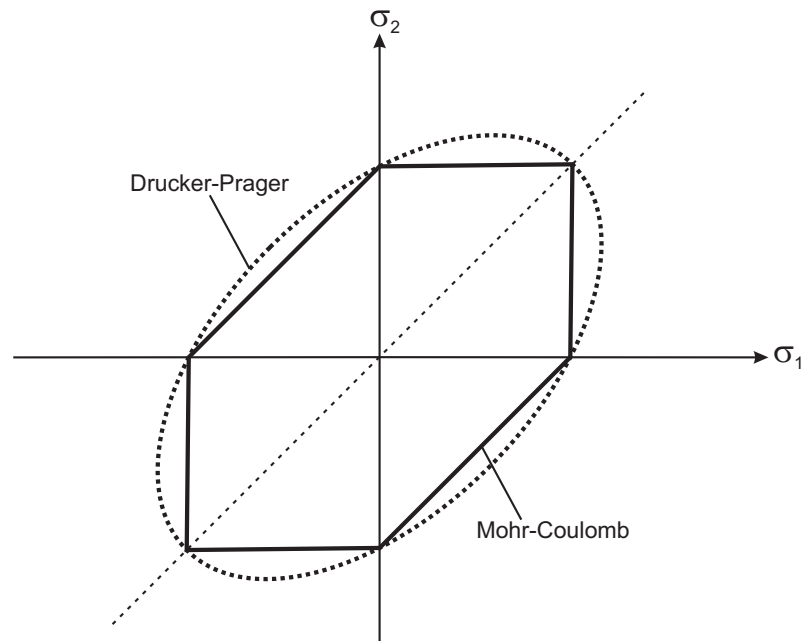


Bild 2.20: Grafische Darstellung der Kriterien von MOHR-COULOMB und DRUCKER-PRAGER im Hauptspannungsraum

Versagensfläche wird das ellipsenförmige DRUCKER-PRAGER-Kriterium häufig als geglättete Approximation des MOHR-COULOMB-Kriteriums verwendet. Diese Vorgehensweise umgeht die durch die Singularitäten an den Ecken auftretenden Schwierigkeiten bei einer numerischen Implementierung (vgl. Kapitel 2.4.2.3). Die Approximation erfolgt über eine Verknüpfung der Materialparameter beider Theorien:

$$\alpha = \frac{2 \cdot \sin \varphi}{\sqrt{3} \cdot (3 \mp \sin \varphi)} \quad (2.36)$$

$$k = \frac{6 \cdot c \cdot \cos \varphi}{\sqrt{3} \cdot (3 \mp \sin \varphi)} \quad (2.37)$$

Die unterschiedlichen Operatoren in den Nennern ergeben sich aus der Art der Approximation. Soll die DRUCKER-PRAGER-Ellipse das MOHR-COULOMB-KRITERIUM vollständig umschreiben, so sind die oberen, für den Fall einer Einbeschreibung die unteren Operatoren zu verwenden.

Versagenkriterien für anisotrope Werkstoffe lassen sich nicht durch Hauptspannungen oder Spannungsinvarianten ausdrücken. Für den Sonderfall der Orthotropie, bei der die Achsen der Anisotropie senkrecht aufeinander

stehen, schlug HILL ein Kriterium vor (vgl. Gleichung 2.38), das davon ausgeht, dass das Materialverhalten nicht durch einen hydrostatischen Druck beeinflusst wird. Dieses Kriterium kann als eine anisotrope Version des VON MISES-Kriteriums interpretiert werden. Die freien Parameter a_i sind durch experimentelle Untersuchungen zu bestimmen.

$$a_1 \cdot \sigma_y^2 - a_2 \cdot \sigma_y \cdot \sigma_x + a_3 \cdot \sigma_x^2 + a_4 \cdot \tau_{xy}^2 = 1 \quad (2.38)$$

Eine weitere Annahme dieser Theorie besteht darin, dass die Materialeigenschaften unter Druck- und Zugbeanspruchungen identisch sind. Dies trifft allerdings auf Mauerwerkswerkstoffe, die im Verhältnis zu ihren Druck- nur sehr geringe Zugfestigkeiten aufweisen, nicht zu. Daher eignet sich dieses Kriterium nur für Untersuchungen, bei denen die Laststellung weitestgehend unverändert bleibt. Häufig wird das HILL-Kriterium verwendet, um den Werkstoff im Hinblick auf ein Druckversagen zu überprüfen. Aufgrund der elliptischen Form des Kriteriums in einer $\sigma - \tau$ -Darstellung wird hierbei häufig von einem "Kappen-Kriterium" gesprochen.

Es wird deutlich, dass durch die Versagenshypothesen, die in diesem Abschnitt dargestellt und ursprünglich für homogene Werkstoffe aufgestellt wurden, einzelne Beanspruchungssituationen von Mauerwerk oder dessen Bestandteilen jeweils ausreichend realistisch beschrieben werden können. Verändern sich allerdings die Laststellungen, so können weitere Versagensmechanismen maßgebend werden. Für eine ganzheitlichere Erfassung des Werkstoffverhaltens von Mauerwerk oder dessen Komponenten ist daher eine Beschreibung durch ein einzelnes Bruchkriterium nicht ausreichend, sondern es sind verschiedene Hypothesen miteinander zu kombinieren. In gewissem Maße ist dies bei kommerzieller Berechnungssoftware häufig möglich. So stellt beispielsweise die Verknüpfung eines MOHR-COULOMB-Kriteriums für den Druckbereich mit einer RANKINE-Hypothese für den Zugbereich eine gängige Variante dar. Meist sind jedoch aber eigene, auf die Problemstellung angepasste Materialformulierungen über entsprechende Schnittstellen zu implementieren. Diese können sich grundsätzlich aus den gängigen, in diesem Abschnitt dar-

gestellten Materialmodellen zusammensetzen oder sich aber im Falle eines homogenisierten Mauerwerksmaterials aus den in Kapitel 2.1.2.2 erläuterten, speziell für den Verbundwerkstoff Mauerwerk hergeleiteten Versagenstheorien ableiten.

2.4.2.3 Anmerkungen zur algorithmischen Umsetzung

Rückprojektion plastischer Spannungszustände:

Zur algorithmischen Umsetzung der in Kapitel 2.4.2.1 beschriebenen Plastizitätstheorie kommen in der numerischen Mechanik sogenannte Rückprojektionsverfahren (*return mapping*) zum Einsatz. Diese dienen der Ermittlung der zum gewählten elastoplastischen Materialmodell konsistenten Materialspannungen im Integrationspunkt. Das Prinzip besteht hierbei in der getrennten Ermittlung der elastischen und plastischen Verformungsanteile (*operator split*). Zunächst wird aufbauend auf dem Ausgangszustand durch einen elastischen Prädiktor-Schritt ein Versuchsspannungspunkt ermittelt, wobei die plastischen Größen eingefroren werden, und die aufzubringende Verformung als vollständig elastisch angenommen wird:

$$\boldsymbol{\sigma}^{n+1,trial} = \boldsymbol{\sigma}^n + \mathbf{K}_0 \cdot \Delta \boldsymbol{\varepsilon}^{n+1} \quad (2.39)$$

Befindet sich dieser Versuchsspannungszustand außerhalb der Fließfläche ($F^{n+1,trial}(\boldsymbol{\sigma}^{n+1,trial}) > 0$), so ist es im Sinne einer realistischen Materialbeschreibung erforderlich, ihn zurück auf die Fließfläche zu projizieren. Für eine mit dem plastischen Potential assoziierte, per Voraussetzung konvexe Fließfläche ist der gesuchte Spannungszustand der Punkt auf der Fließfläche, der dem Versuchsspannungspunkt am nächsten liegt (*closest point projection*). Diese Rückführung geschieht durch den plastischen Korrektor, bei dem nun die elastischen Größen eingefroren werden. Hauptbestandteil dieses Korrektors ist ein algorithmisch umgesetztes Integrationsverfahren, das die algebraischen Evolutionsgleichungen des Materialverhaltens (Stoffgesetz, Fließfunktion, Fließregel, Verfestigungsgesetz) über das Zeitinkrement hinweg integriert.

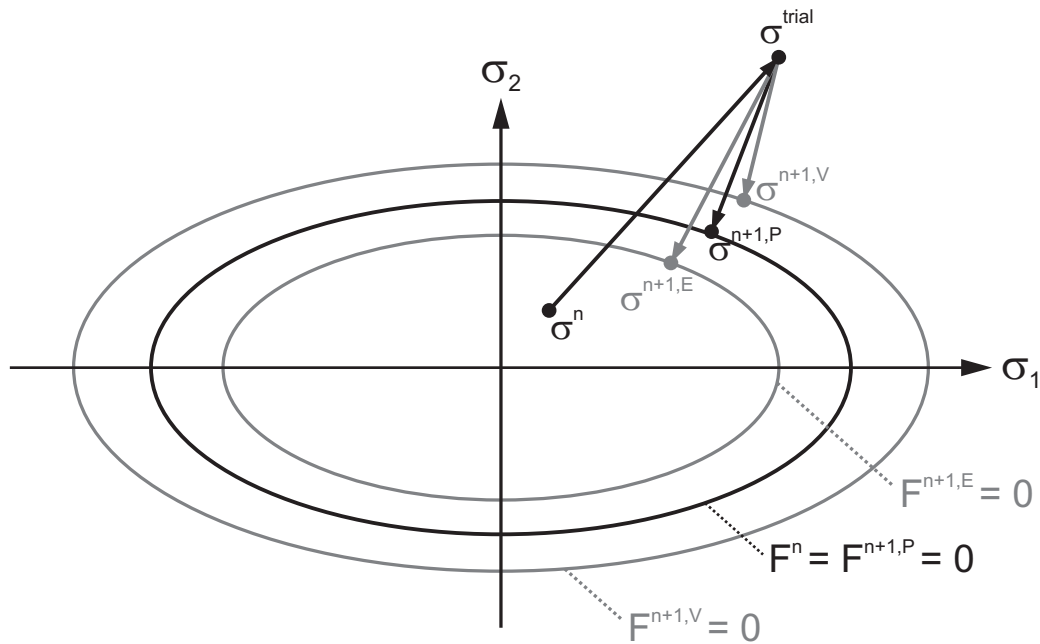


Bild 2.21: Elastischer Prädiktor und plastischer Korrektor bei idealplastischem sowie isotrop ent- und verfestigendem Material, nach [107]

Zur numerischen Integration einer Größe x über einen Zeitschritt Δt existieren in allgemeiner Form zwei unterschiedliche Ansätze von Integrationsregeln [114]. Die eine Variante wird durch die verallgemeinerte Trapezregel (*generalized trapezoidal rule*) beschrieben:

$$x^{n+1} = x^n + [(1 - \alpha) \cdot \dot{x}^n + \alpha \cdot \dot{x}^{n+1}] \cdot \Delta t^{n+1} \quad (2.40)$$

Eine weitere Möglichkeit stellt die verallgemeinerte Mittelpunkregel (*generalized midpoint rule*) dar:

$$x^{n+1} = x^n + \dot{x} (t^n + \alpha \cdot \Delta t^{n+1}) \cdot \Delta t^{n+1} \quad (2.41)$$

Allgemein gilt für beide Vorschriften $0 \leq \alpha \leq 1$. Für $\alpha > 0$ werden die Verfahren implizit. In der praktischen Umsetzung werden häufig die EULER-Integrationsverfahren verwendet. Diese ergeben sich aus Gleichung 2.40 und 2.41 in identischer Weise durch spezielle Parameterwahl: das explizite EULER-Vorwärts-Verfahren für $\alpha = 0$ und das implizite EULER-Rückwärts-Verfahren für $\alpha = 1$. Beide Integrationsmethoden besitzen eine Genauigkeit

erster Ordnung (*first order accuracy*), d.h. die durch numerische Integration berechneten Werte stimmen mit den exakten Werten in den linearen Termen der Schrittweite überein [114]. Daher sollten die Schrittweiten nicht zu groß gewählt werden [64]. Für einen erweiterten Überblick über die verschiedenen Integrationsverfahren sei beispielsweise auf [157] verwiesen.

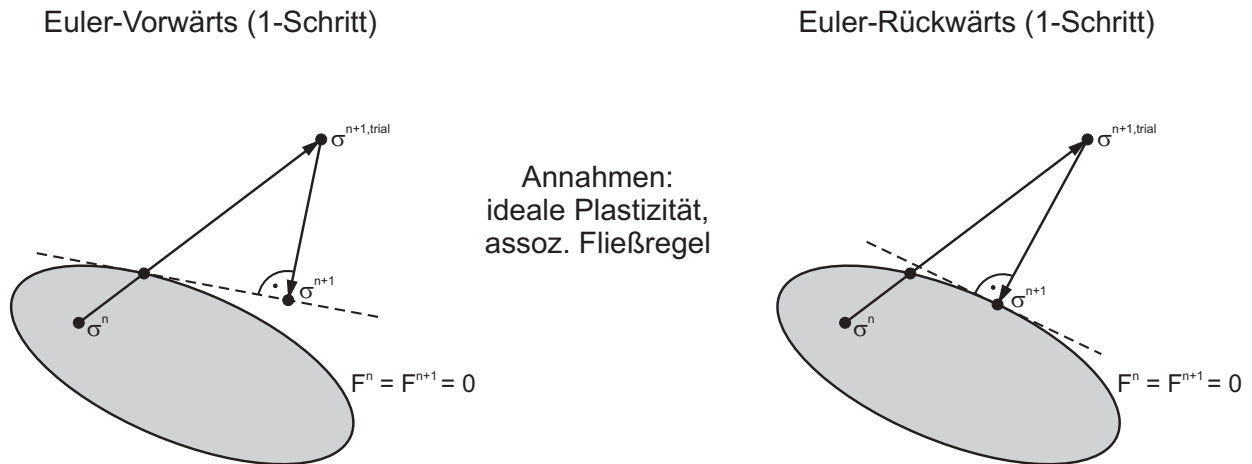


Bild 2.22: EULER-Verfahren, vorwärts (links) und rückwärts (rechts)

Bei dem impliziten EULER-Rückwärts-Verfahren werden die noch unbekannten Bestimmungsgrößen des plastischen Korrektors am Inkrementende (Zeitpunkt $n + 1$) zu Beginn (Zeitpunkt n) als konvergent angenommen und als Lösungsvariablen in die verschiedenen Evolutionsgleichungen (s.o.) eingesetzt [159]. Dadurch wird eine materialtheoretische Konsistenz am Inkrementende erzwungen, wodurch unter der Voraussetzung der Existenz einer Lösung gewährleistet ist, dass durch die Eigenschaft der unbedingten Stabilität des lokalen Integrationsverfahrens eine konvergierte Lösung auf Materialebene auch für hochgradig nichtlineare Werkstoffe erhalten wird [114]. Da keine Unterteilung des Inkrementes erfolgt, sondern die Stützstellen der Berechnung sich aus dem Anfangs- und Endzustand des Zeitschrittes ergeben, spricht man in solchen Fällen auch von Ein-Schritt-Verfahren. Das sich durch Umformung ergebende Gleichungssystem ist im Regelfall nur iterativ nach den Bestimmungsgrößen des plastischen Korrektors zu lösen (vgl. Bild 2.23, links). Als Iterationsverfahren kommt aufgrund der quadratischen Konvergenzrate meist das NEWTON-Verfahren (vgl. Kapitel 5.1) zur Anwendung. Anzumerken ist allerdings, dass seine Anwendung die Ableitungen der Lösungsfunktionen

erfordert, was sich bei komplexen Materialmodellen oft schwierig gestaltet. In solchen Fällen kann eine Linearisierung der Bestimmungsgleichungen durch TAYLOR-Reihen-Entwicklung um den bekannten Ausgangsspannungszustand hilfreich sein [64, 69, 125].

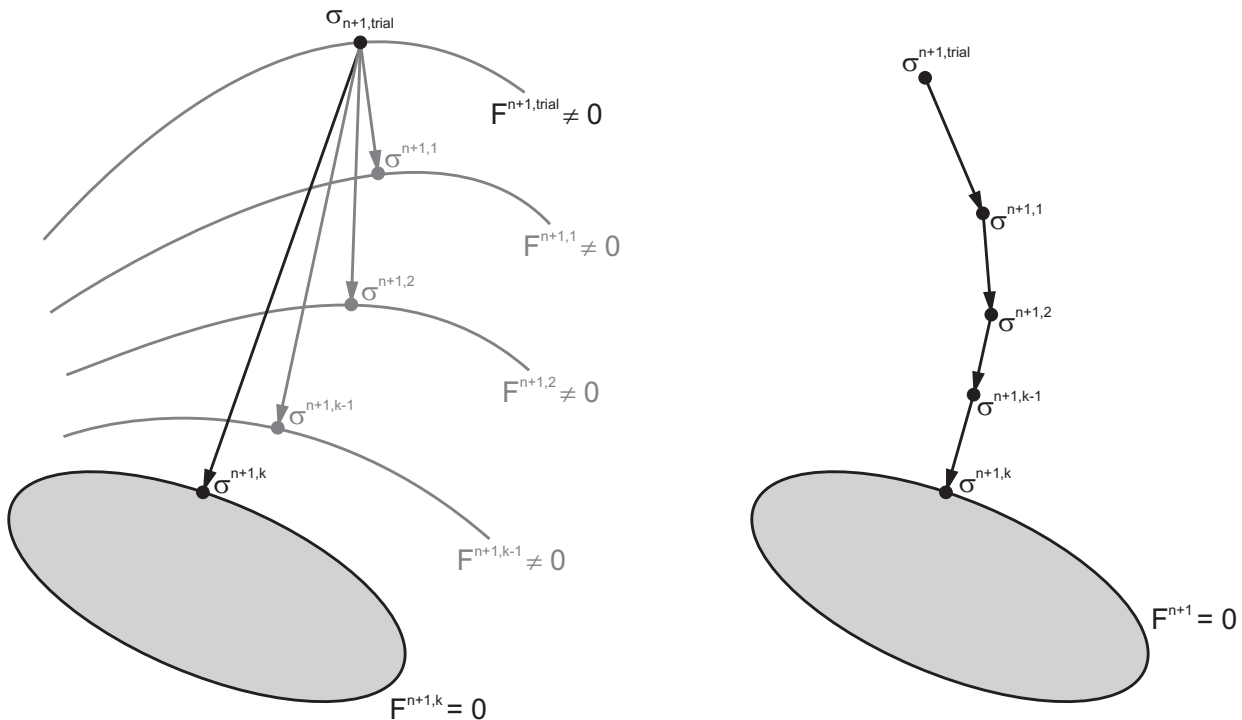


Bild 2.23: Plastischer Korrektor durch implizites Ein-Schritt-Verfahren (links) und explizites Mehr-Schritt-Verfahren (rechts), nach [155, 157]

Bei expliziten Zeitintegrationsverfahren wie dem EULER-Vorwärts-Verfahren ergibt sich der gesuchte Zustand am Inkrementende ausschließlich aus am Inkrementanfang bekannten Größen. Daher ist keine Iteration zur Bestimmung einer Lösung erforderlich, was die numerische Implementierung vereinfacht. Auf die Wahl eines ausreichend kleinen Zeitschrittes ist hier besonders zu achten, da der numerische Fehler am Inkrementende proportional zur Zeitschrittgröße ist [155]. Diese Abweichung entsteht dadurch, dass die Unbekannten auf Basis des Ausgangszustandes ermittelt werden und somit eine Konsistenz zu den Materialgleichungen am Inkrementende nicht zwingend gewährleistet ist. Alternativ besteht die Möglichkeit, eine Sub-Inkrementierung des Zeitschrittes vorzunehmen, d.h. mit Hilfe zusätzlicher Stützstellen das Berechnungsincrement zu unterteilen (RUNGE-KUTTA-Verfahren). Allgemein anzumerken ist, dass bei

expliziten Verfahren der Durchstoßpunkt des elastischen Prädiktors durch die Fließfläche ermittelt werden muss, da nur der Teil des Spannungszustandes auf die Fließfläche zurückgeführt wird, der außerhalb liegt.

Eine spezielle Anwendung des EULER-Vorwärts-Verfahrens stellt der *cutting-plane-Algorithmus* [115] dar. Hierbei werden im Rahmen des plastischen Korrektors mehrere EULER-Vorwärts-Schritte hintereinander ausgeführt, um sich der Lösung auf iterative Weise mit quadratischer Konvergenz anzunähern. Die Gesamtlösung ergibt sich in diesem Fall aus der Aufaddition der einzelnen Teilschrittlösungen (vgl. Bild 2.23, rechts). So kann sichergestellt werden, dass auch am Ende des Inkrementes die Bestimmungsgleichungen erfüllt sind. Voraussetzung für die Anwendung des Verfahrens ist ein lineares Verhalten des Materials in dessen elastischen Bereich.

Eckbereiche bei zusammengesetzten Fließflächen:

Häufig ist es im Sinne einer realistischen Materialbeschreibung erforderlich, dass sich die Fließbedingung aus mehreren Versagenskriterien zusammensetzt. Hierbei entstehen in der Fließfigur häufig nichtglatte Übergänge zwischen den einzelnen Kriterien. Im Bereich dieser Singularitäten sind Uneindeutigkeiten bei der algorithmischen Spannungsrückprojektion möglich. Anhand der plastischen Verzerrungsinkremente soll dies - der Anschaulichkeit halber für den Fall der assoziierten Plastizität - in Bild 2.24 verdeutlicht werden. Werden diese Bereiche nicht angemessen behandelt, kann dies zu lokalen Oszillationen auf Materialebene und infolgedessen zu globalen Konvergenzproblemen führen.

Die numerische Bearbeitung von solchen Eckbereichen kann auf unabhängige und abhängige Weise erfolgen [175]. Bei unabhängigen Strategien werden die plastischen Verzerrungsinkremente getrennt und unabhängig für die einzelnen Fließkriterien ermittelt. Bei einer abhängigen Bearbeitung werden die Wechselwirkungen berücksichtigt und es erfolgt eine Spannungsrückführung in die Schnittmenge der einzelnen Fließkriterien. Dies wird durch die Einführung einer zusätzlichen Aktivitätsbedingung möglich [158]. Diese überprüft, dass für jedes verletzte Fließkriterium der

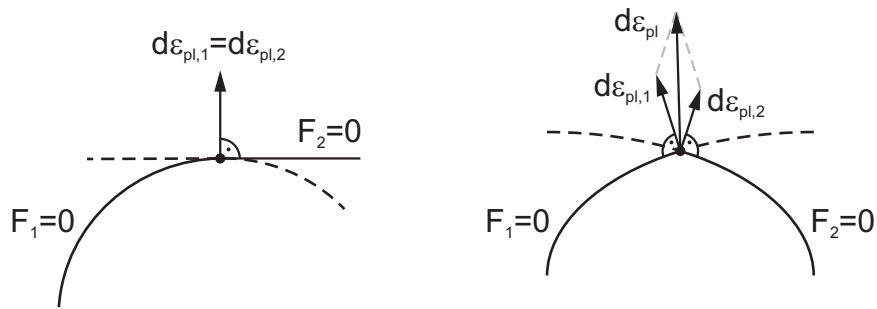


Bild 2.24: Plastische Verzerrungssinkremente bei glatten (links) und nicht-glatten (rechts) Übergängen zwischen zwei Fließbedingungen, nach [132]

bestimmte plastische Multiplikator nicht negativ wird, da sonst die Aktivität des Fließkriteriums nicht gegeben ist. Das resultierende plastische Verzerrungssinkrement ergibt sich dann aus entsprechender Vektoraddition der Einzelsinkremente (vgl. Bild 2.24, rechts). Für eine vertiefte Diskussion dieser Problematik sei auf [133] verwiesen.

Kriterien zur Lastfallunterscheidung:

Durch die algorithmische Aufbereitung der Plastizitätstheorie ist es nun möglich, die bereits in Kapitel 2.4.2.1 angedeuteten, eindeutigen Kriterien zur Unterscheidung der möglichen Lastfälle

- elastischer Lastzustand (EL)
- elastische Entlastung von einem plastischen Zustand (EE)
- neutrale Belastung von einem plastischen Zustand (NB)
- plastische Belastung (PB)

zu formulieren. Dies ist ohne die algorithmischen Größen der Plastizitätstheorie nur für verfestigendes Material möglich, was im Folgenden nach [69] für den Fall einer isotropen Verfestigung veranschaulicht werden soll. Hierzu wird Gleichung 2.19 mit Hilfe des plastischen Moduls

$$H = -\frac{\partial F}{\partial \kappa} \cdot \dot{\kappa} \cdot \frac{1}{\Delta \lambda} \quad (2.42)$$

umformuliert, und es ergibt sich für den plastischen Multiplikator:

$$\Delta\lambda = \frac{1}{H} \cdot \left(\frac{\partial F}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right)^T \cdot \dot{\boldsymbol{\sigma}} \quad (2.43)$$

Plastische Verformungen sind durch $\Delta\lambda > 0$ gekennzeichnet, $\Delta\lambda < 0$ ist unzulässig. Die Kriterien zur Lastfallunterscheidung lassen sich nun auf der Grundlage von Gleichung 2.25 und 2.26 und unter Zuhilfenahme von Gleichung 2.43 für verfestigendes Materialverhalten ($H > 0$) wie folgt formulieren:

$$\begin{aligned} F < 0 & \Rightarrow EL \\ F = 0 \text{ und } \left(\frac{\partial F}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right)^T \cdot \dot{\boldsymbol{\sigma}} < 0 & \Rightarrow EE \\ F = 0 \text{ und } \left(\frac{\partial F}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right)^T \cdot \dot{\boldsymbol{\sigma}} = 0 & \Rightarrow NB \\ F = 0 \text{ und } \left(\frac{\partial F}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right)^T \cdot \dot{\boldsymbol{\sigma}} > 0 & \Rightarrow PB \end{aligned} \quad (2.44)$$

Für ideal-plastisches Materialverhalten ($H = 0$) wird erkennbar, dass Gleichung 2.43 einen unbestimmten Ausdruck darstellt und eine Unterscheidung zwischen neutraler ($\Delta\lambda = 0$) und plastischer Belastung ($\Delta\lambda > 0$) nicht möglich ist. Bei entfestigenden Werkstoffen ($H < 0$) ist es unmöglich, zwischen einer elastischen Entlastung und einer plastischen Belastung zu unterscheiden, da aufgrund der kontrahierenden Fließflächen in beiden Fällen gilt:

$$\left(\frac{\partial F}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right)^T \cdot \dot{\boldsymbol{\sigma}} < 0 \quad (2.45)$$

Eine für alle Materialcharakteristika einheitliche und eindeutige Bestimmung des Lastzustandes ergibt sich nach [156] durch die Verwendung der im Rahmen der *return mapping*-Algorithmen eingeführten Versuchsspannungen (Gleichung 2.39). Die Be- und Entlastungsbedingungen ergeben sich dann aus den Kriterien in Gleichung 2.44, indem $\dot{\boldsymbol{\sigma}}$ durch $\dot{\boldsymbol{\sigma}}^{trial}$ ersetzt wird.

Konsistente Tangentensteifigkeiten:

Zur iterativen Gleichgewichtsermittlung zwischen inneren und äußeren Kräften auf globaler Ebene im Rahmen der FEM kommt meist das NEWTON-RAPHSON-Verfahren (vgl. Kapitel 5.1) zum Einsatz. Um dessen opti-

malerweise quadratische Konvergenzrate der Energien bei der Minimierung der Residuen in nichtlinearen Strukturberechnungen zu bewahren, ist auf lokaler Ebene auf eine Konsistenz zwischen den am Integrationspunkt ermittelten Spannungs- und Steifigkeitswerten zu achten, die nach jedem Berechnungsschritt an den globalen Berechnungsalgorithmus übergeben werden. Dies wird durch die Verwendung des konsistenten (algorithmischen) Tangentensteifigkeitstensors erreicht, welcher den Zusammenhang zwischen den algorithmisch ermittelten Spannungs- und den aktuellen Dehnungsinkrementen am Ende eines Berechnungsschrittes auf lokaler Ebene beschreibt [159, 176].

Der für plastische Belastungsfälle existente Unterschied zur kontinuierlichen Tangente (vgl. Kapitel 2.4.2.1) ergibt sich durch die Tatsache, dass bei einer numerischen Untersuchung mittels FEM kein nichtlineares Kontinuumsproblem, sondern ein mit finiten Schrittgrößen inkrementelles, abschnittsweise linearisiertes Problem vorliegt. Daher ist im Sinne einer konsistenten Betrachtung im Rahmen einer plastizitätstheoretischen Materialbeschreibung nicht - wie bei der Ermittlung der kontinuierlichen Tangente - die Konsistenzbedingung des Kontinuums, sondern die Konsistenzbedingung für den diskreten Algorithmus zu erfüllen. Kommt auf lokaler Ebene bei einem impliziten Integrationsschema das NEWTON-Verfahren zur Lösung des nichtlinearen Gleichungssystems, das sich aus den algorithmischen Bestimmungsgleichungen zur lokalen Spannungsberechnung ergibt, zur Anwendung (s.o.), so erfolgt eine Linearisierung dieser Vorschriften. Hieraus sind die algorithmischen Tangentensteifigkeiten direkt durch Inversion eines Unterraumes der bei diesem Iterationsverfahren auftretenden JACOBI-Matrix ableitbar [64, 69].

Für den speziellen Fall der Ein-Flächen-Plastizität und unter der Voraussetzung, dass das plastische Potential durch eine Funktion beschrieben wird, bei der die einzelnen Spannungskomponenten nur getrennt voneinander, nicht aber in gemischten Termen erscheinen, wird nachfolgend die Formulierung der konsistenten Tangente nach [91, 102] hergeleitet. Die totalen Differenziale der algorithmischen Bestimmungsgleichungen (Stoffgesetz,

Fließfunktion, Fließregel, Verfestigungsgesetz) lauten für den betrachteten Fall:

$$d\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{K}_0 \cdot (d\boldsymbol{\varepsilon} - d\boldsymbol{\varepsilon}_{pl}) \quad (2.46)$$

$$dF = \frac{\partial F}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \cdot d\boldsymbol{\sigma} + \frac{\partial F}{\partial \kappa} \cdot d\kappa = 0 \quad (2.47)$$

$$d\boldsymbol{\varepsilon}_{pl} = \frac{\partial Q}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \cdot d\Delta\lambda + \frac{\partial^2 Q}{\partial \boldsymbol{\sigma}^2} \cdot \Delta\lambda \cdot d\boldsymbol{\sigma} \quad (2.48)$$

$$d\kappa = \frac{\partial \kappa}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \cdot d\boldsymbol{\sigma} + \frac{\partial \kappa}{\partial \Delta\lambda} \cdot d\Delta\lambda \quad (2.49)$$

Setzt man Gleichung 2.48 in Gleichung 2.46 und Gleichung 2.49 in Gleichung 2.47 ein, so ergeben sich hieraus:

$$d\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{K}_0 \cdot \left(d\boldsymbol{\varepsilon} - \frac{\partial Q}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \cdot d\Delta\lambda - \frac{\partial^2 Q}{\partial \boldsymbol{\sigma}^2} \cdot \Delta\lambda \cdot d\boldsymbol{\sigma} \right) \quad (2.50)$$

$$\frac{\partial F}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \cdot d\boldsymbol{\sigma} + \frac{\partial F}{\partial \kappa} \cdot \left(\frac{\partial \kappa}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \cdot d\boldsymbol{\sigma} + \frac{\partial \kappa}{\partial \Delta\lambda} \cdot d\Delta\lambda \right) = 0 \quad (2.51)$$

Eine Ausmultiplikation von Gleichung 2.51 führt zu der Bedingung:

$$\frac{\partial F}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \cdot d\boldsymbol{\sigma} + \frac{\partial F}{\partial \kappa} \cdot \frac{\partial \kappa}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \cdot d\boldsymbol{\sigma} + \frac{\partial F}{\partial \kappa} \cdot \frac{\partial \kappa}{\partial \Delta\lambda} \cdot d\Delta\lambda = 0 \quad (2.52)$$

Mit dem modifizierten Fließflächengradienten $\boldsymbol{\gamma}$ und dem bereits in Kapitel 2.4.2.1 eingeführten Verfestigungsmodul h

$$\boldsymbol{\gamma} = \frac{\partial F}{\partial \boldsymbol{\sigma}} + \frac{\partial F}{\partial \kappa} \cdot \frac{\partial \kappa}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \quad (2.53)$$

$$h = -\frac{\partial F}{\partial \kappa} \cdot \frac{\partial \kappa}{\partial \Delta\lambda} \quad (2.54)$$

lässt sich Gleichung 2.52 wie folgt ausdrücken:

$$d\Delta\lambda = \frac{1}{h} \cdot \boldsymbol{\gamma}^T \cdot d\boldsymbol{\sigma} \quad (2.55)$$

Somit folgt für das Spannungsdifferential aus Gleichung 2.50:

$$d\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{K}_0 \cdot \left(d\boldsymbol{\varepsilon} - \frac{\partial Q}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \cdot \frac{1}{h} \cdot \boldsymbol{\gamma}^T \cdot d\boldsymbol{\sigma} - \frac{\partial^2 Q}{\partial \boldsymbol{\sigma}^2} \cdot \Delta\lambda \cdot d\boldsymbol{\sigma} \right) \quad (2.56)$$

Ausmultiplizieren und umformen von Gleichung 2.56 liefert:

$$d\varepsilon = \left(\mathbf{K}_0^{-1} + \frac{\partial Q}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \cdot \frac{1}{h} \cdot \boldsymbol{\gamma}^T + \frac{\partial^2 Q}{\partial \boldsymbol{\sigma}^2} \cdot \Delta\lambda \right) \cdot d\boldsymbol{\sigma} \quad (2.57)$$

Durch die Einführung einer modifizierten Elastizitätsmatrix

$$\mathbf{H} = \mathbf{K}_0^{-1} + \frac{\partial^2 Q}{\partial \boldsymbol{\sigma}^2} \cdot \Delta\lambda \quad (2.58)$$

ergibt sich aus Gleichung 2.57:

$$\frac{d\varepsilon}{d\boldsymbol{\sigma}} = \mathbf{H} + \frac{\partial Q}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \cdot \frac{1}{h} \cdot \boldsymbol{\gamma}^T \quad (2.59)$$

Eine Invertierung von Gleichung 2.59 mit Hilfe der SHERMAN-MORRISON-Formel liefert die gesuchte algorithmische Tangentensteifigkeit:

$$\mathbf{K}_{ep,n+1} = \frac{d\boldsymbol{\sigma}}{d\varepsilon} = \mathbf{H}^{-1} - \frac{\mathbf{H}^{-1} \cdot \frac{\partial Q}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \cdot \boldsymbol{\gamma}^T \cdot \mathbf{H}^{-1}}{h + \boldsymbol{\gamma}^T \cdot \mathbf{H}^{-1} \cdot \frac{\partial Q}{\partial \boldsymbol{\sigma}}} \quad (2.60)$$

Für Modelle, bei denen das plastische Potential Q höchstens linear von den Spannungen abhängt, d.h.

$$\frac{\partial^2 Q}{\partial \boldsymbol{\sigma}^2} = 0 \quad (2.61)$$

gilt, stimmt die modifizierte Elastizitätsmatrix mit der elastischen Deformationsmatrix überein ($\mathbf{H} = \mathbf{K}_0$). Darüber hinaus wird deutlich, dass auch bei assoziierter Plastizität die Steifigkeitsmatrix unsymmetrisch wird, wenn die interne Variable nicht linear mit dem plastischen Multiplikator wächst [91]. Bei nichtassoziierter Plastizität ist der algorithmische Tangententensor generell unsymmetrisch. Der hieraus resultierende erhöhte numerische Aufwand auf globaler Ebene wird häufig durch eine Symmetrisierung der Steifigkeitsmatrizen umgangen [175]. Des Weiteren zeigt ein Vergleich von Gleichung 2.60 mit Gleichung 2.27, dass die konsistente Tangente $\mathbf{K}_{ep,n+1}$ für ein verschwindendes plastisches Multiplikatorinkrement ($\Delta\lambda \rightarrow 0$) in die kontinuierliche Tangente \mathbf{K}_{ep} übergeht [78]. Zur Formulierung konsistenter Tangententensoren bei mehrflächiger Plastizität sei auf [64, 91] verwiesen.

3 Stand der Technik

In diesem Kapitel sollen in chronologischer Reihenfolge die für die Inhalte der eigenen Arbeit relevanten Publikationen vorgestellt werden. Im Bereich der experimentellen Untersuchungen (Kapitel 3.1) wird auf die aus Sicht des Autors wesentlichen Arbeiten eingegangen, die sich mit der nachträglichen Verstärkung von Mauerwerkswänden beschäftigen. Ein Anspruch auf Vollständigkeit soll allerdings aufgrund der Vielzahl an Untersuchungen und Ertüchtigungsverfahren nicht erhoben werden. Vielmehr sollen die Motivationen der eigenen Versuche abgeleitet werden. Im zweiten Abschnitt (Kapitel 3.2) wird auf die numerischen Untersuchungen von unverstärkten und verstärkten Mauerwerksstrukturen eingegangen.

3.1 Nachträgliche Mauerwerksertüchtigung durch oberflächenapplizierte Faserverbundwerkstoffe

Zur Verstärkung bestehender Mauerwerksstrukturen existieren verschiedene Möglichkeiten. Grundsätzlich ist zu unterscheiden, ob die bestehende Struktur durch den Einbau zusätzlicher Bauteile oder durch Ertüchtigung bestehender Bauteile verstärkt werden soll. Soll das bestehende Tragsystem durch das Hinzufügen weiterer Elemente erweitert werden, so geschieht dies meist durch die Anordnung von Stahlbetonwänden oder Stahlrahmen bzw. -fachwerken [21]. Im Falle einer Verstärkung der bestehenden Bauteile stellt vor allem die Applikation von Faserverbundwerkstoffen (FVW) in vielen Fällen ein - besonders bei der Ertüchtigung älterer

Baustrukturen - außerordentlich vorteilhaftes Verfahren dar. Hierbei lässt sich eine bereits in Kapitel 2.2.3 eingeführte Unterteilung nach Art der verwendeten Matrix vornehmen. Entweder kommen die bislang typischen Kunstharze zum Einsatz (Kapitel 3.1.1) oder es wird alternativ ein (kunststoffmodifizierter) Zementmörtel (Kapitel 3.1.2) verwendet.

Weitere Möglichkeiten der nachträglichen Mauerwerksertüchtigung wären beispielsweise:

- Bewehrte Spritzbeton- bzw. Ferrozementschichten
- Externe Vertikalvorspannung
- Aufgeklebte (und evtl. zusätzlich mechanisch endverankerte) Lamellen aus Stahl oder faserverstärkten Kunststoffen (FVK)
- In eingefräste Nuten eingeklebte FVK-Stäbe
- Einbau von Stabstahlbewehrung (Klammern, Vernadeln und Bewehren)

Für eine ausführliche Diskussion dieser Verfahren und deren Anwendungsmöglichkeiten, aber auch deren Nachteile, sei auf [27, 47, 49, 52, 169, 174] verwiesen. Besonders zu erwähnen sind darüber hinaus die Ausführungen in [122] zur Durchführung von Verstärkungsmaßnahmen in der Baupraxis. Hier wird die gesamte Ablaufkette von der Bestandsaufnahme des zu verstärkenden Ausgangszustandes über die Dimensionierung bis hin zur Ausführung der verschiedenen Ertüchtigungsvarianten für Mauerwerkswände inklusive der unterschiedlichen, damit verbundenen Problematiken erläutert.

3.1.1 Faserverstärkte Kunststofflamine

SCHWEGLER [144] untersuchte als einer der Ersten systematisch verschiedene Mauerwerksverstärkungen auf Basis faserverstärkter Kunststoffe (FVK). Zunächst wurden unterschiedlich FVK-Lamine aus verschiedenen Geweben und Epoxidharz in Zug-Kleinversuchen geprüft. Dabei zeigte

sich, dass für eine adäquate Rissüberbrückung ein Lösen der Faser aus dem Matrixverbund vor Erreichen der Faserzugfestigkeit erforderlich ist, und dass sehr gute Verbundeigenschaften der Matrix zur Faser und zum Mauerwerk nicht zwingend optimal sind, da das Bauteilversagen damit umso spröder wird. Anschließend wurde in zyklischen Großversuchen an realmaßstäblichen Mauerwerksschubwänden der Verstärkungserfolg von ausgewählten Gewebe-Epoxidharz-Laminaten und von aufgeklebten Lamellen aus kohlefaserverstärktem Kunststoff (CFK) untersucht, wobei verschiedene Applikationsgeometrien (vgl. Bild 3.1) gewählt wurden.

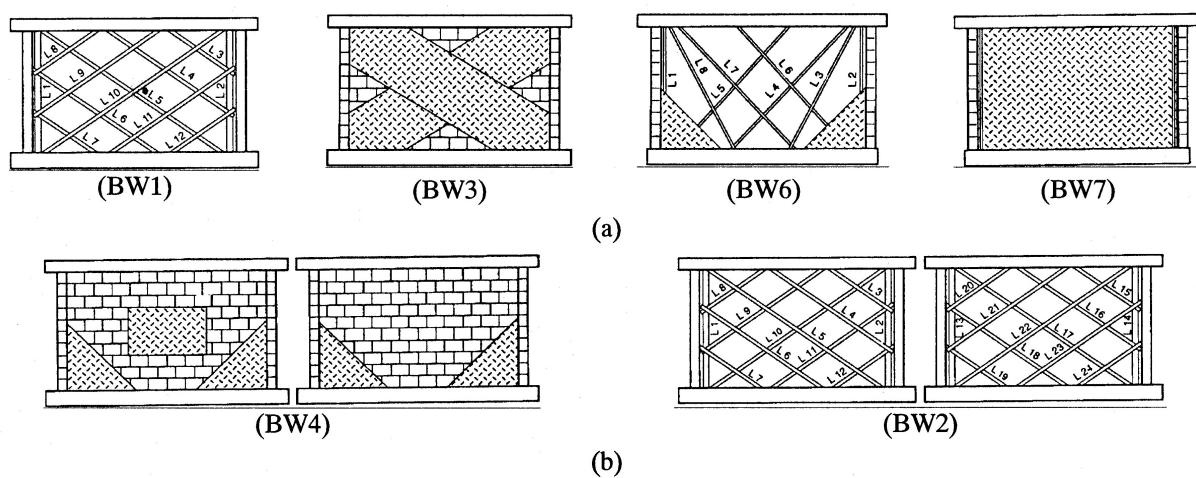


Bild 3.1: Versuchsprogramm von SCHWEGLER [144] an Mauerwerksschubwänden, aus [47]

Die Versuchsergebnisse sind in Bild 3.2 zusammengefasst. Es zeigte sich, dass aufgrund der konzentrierten Lasteinleitung bei Lamellen eine Verankerung derselben in den angrenzenden Beton-Bauteilen erforderlich ist, um einen frühzeitigen Ausfall der Verstärkungsmaßnahme zu verhindern. Bei Gewebelaminaten ist dies nicht erforderlich. Darüber hinaus sind die Verformungen senkrecht zur Wandebene bei einer einseitigen Verstärkungsapplikation vernachlässigbar gering. Dies wurde im Übrigen auch von [15, 47, 85] bestätigt. Eine praktische Umsetzung der Erkenntnisse von SCHWEGLER ist in [145] dokumentiert. Hier wird über eine Umbaumaßnahme in der Schweiz berichtet, bei der die aussteifenden Tragwände von sechsgeschossigen Mauerwerksgebäuden über endverankerte CFK-Lamellen verstärkt wurden. Eine Bemessung der verstärkten Struktur wurde mit Hilfe der Methode der Spannungsfelder vorgenommen, auf

die ebenfalls in [144] näher eingegangen wird. Ein vergleichbares Vorgehen wurde zur Erdbebenertüchtigung eines siebenstöckigen Hochhauses gewählt [24].

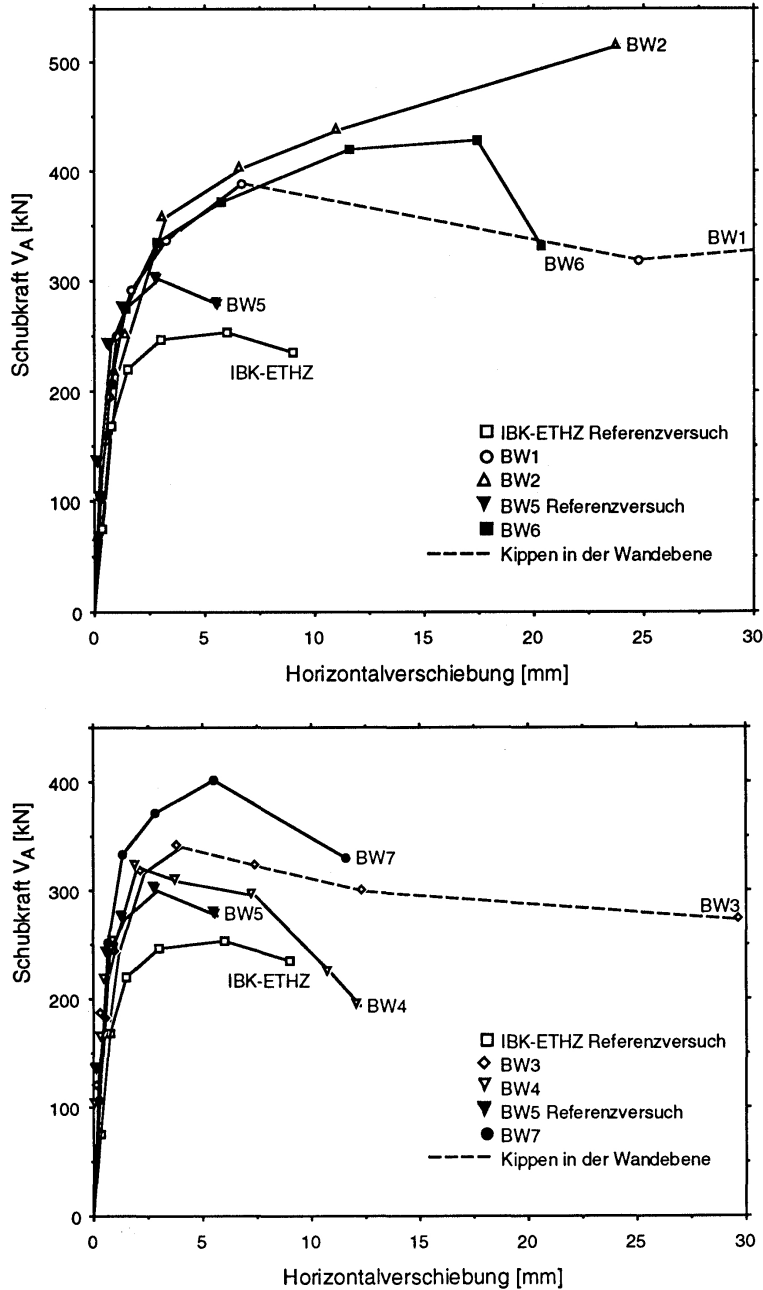


Bild 3.2: Einhüllkurven der Wandversuche von SCHWEGLER mit Lamellenverstärkung (oben) und Gewebeverstärkung (unten) [144]

LAURSEN ET AL. [85] führten zyklische Versuche im Maßstab 1:1 an Schubwänden aus bewehrtem Mauerwerk und an aus der Ebene beanspruchten Biegewänden aus unbewehrtem Mauerwerk durch. Die Versuchskörper wurden vollflächig und beidseitig mit CFK-Laminat verstärkt und über eine

konstante Auflast sowie eine zyklische Belastung am Wandkopf beansprucht. Bei den Schubwänden bestand das Mauerwerk aus gelochten Betonsteinen, in deren Aussparungen sowohl vertikal als auch horizontal Stabstahlbewehrung eingelegt wurde. Die vertikale Bewehrung wurde in den angrenzenden Stahlbetonbalken verankert (vgl. Bild 3.3). Im Gegensatz zur Traglast erhöhte sich die Duktilität durch die Ertüchtigung deutlich, da sich der Versagensmechanismus in Richtung eines Biegeversagens verschob, bei dem sich die maximal aufnehmbare Kraft auch bei zunehmender Schädigung nur langsam reduzierte (vgl. Bild 3.4).

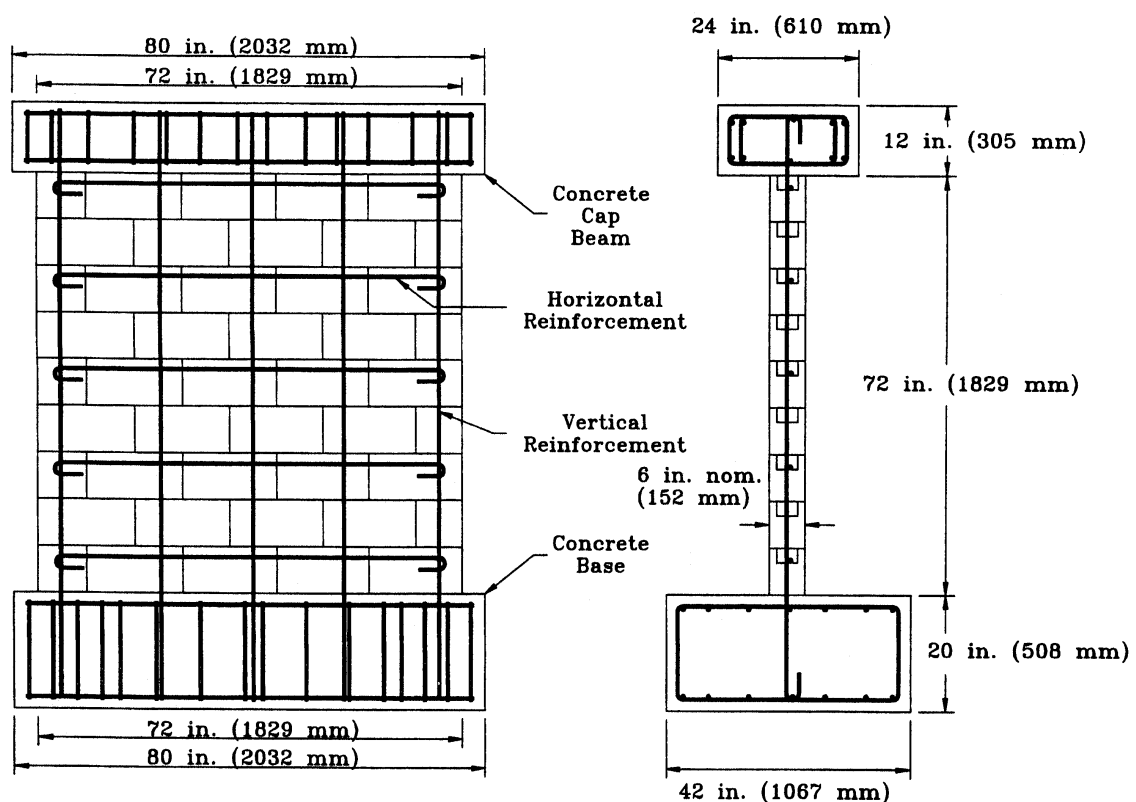


Bild 3.3: Aufbau der Schubwandversuche von LAURSEN ET AL. [85]

Des Weiteren wurde der unverstärkt geprüfte Referenzversuchskörper anschließend verstärkt und erneut geprüft. Der vorgeschädigte Ausgangszustand beeinflusste den Verstärkungserfolg allerdings nur geringfügig. Bei den Biegewänden, bei denen die aufgetragenen Lamine am oberen und unteren Wandrand im Bereich der Stahlbetonbalken zusätzlich verankert wurden, existiert kein unverstärkter Referenzversuch, so dass sich der Verstärkungserfolg nicht quantifizieren lässt.

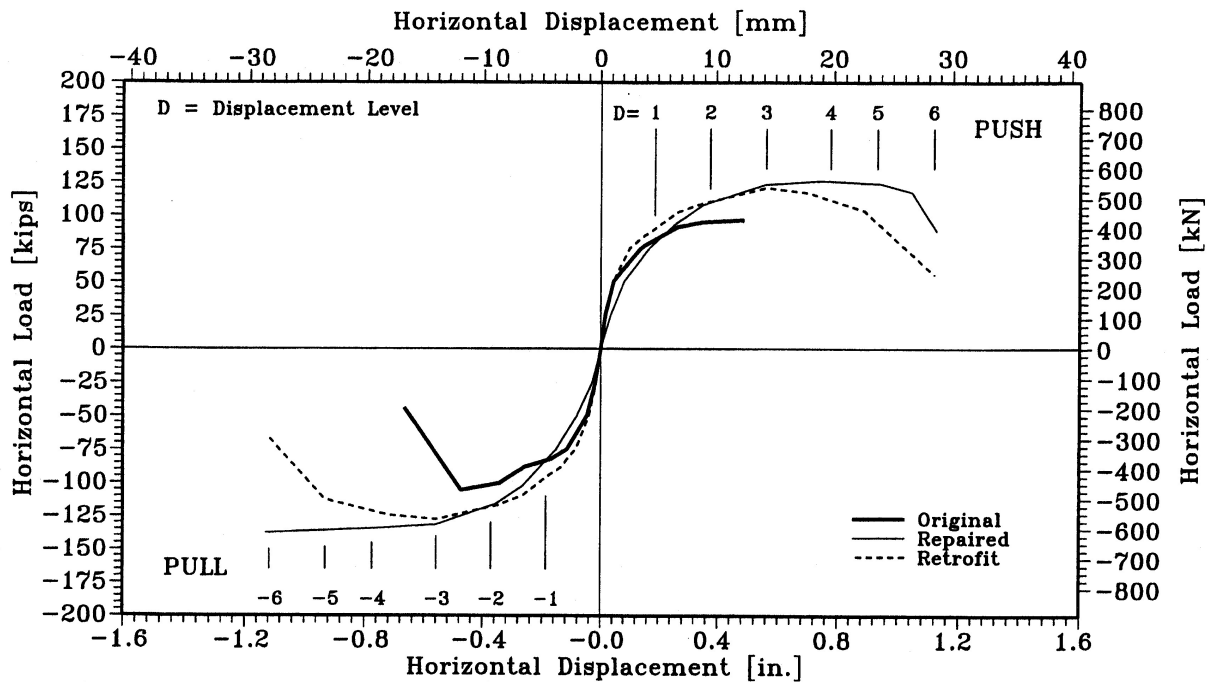


Bild 3.4: Ergebnisse der Schubwandversuche von LAURSEN ET AL. [85]

EHSANI [44] untersuchte verschiedene Lamine aus der Gruppe der glasfaserverstärkten Kunstharze zur Bauteilertüchtigung. Er variierte sowohl das Glasfasergewebe als auch die Kunstharzmatrix und führte für jede Kombination Kleinversuche an Biegebalken und Schubprüfkörpern aus Mauerwerk durch, wobei zwei unterschiedliche Fugenmörtelqualitäten berücksichtigt wurden. Aufbauend auf den experimentellen Erkenntnissen wurden zwei Gebäude in Kalifornien auf diese Weise ertüchtigt.

In [46] berichten EHSANI ET AL. über umfangreiche Kleinversuche an 3-Stein-Schubprüfkörpern, deren Fugen nicht vermörtelt, sondern mit geschmierten Sperrholzplatten gefüllt und auf deren Oberflächen unterschiedliche FVK-Lamine appliziert wurden. Variiert wurde neben dem Flächengewicht der verwendeten bidirektionalen Gewebe auch deren Faserorientierung zur Mörtelfuge. Es zeigte sich, dass eine diagonale Ausrichtung zu einer Steifigkeitssteigerung der verstärkten Prüfkörper führte, während der Einfluss auf die Beanspruchbarkeit gering war.

AL-CHAAR und HASSAN [15] führten Rütteltisch-Versuche an einem vereinfachten Bauwerksmodell durch, welches aus zwei Schubwänden aus

unbewehrten Betonsteinmauerwerk und einer aufliegenden Stahlbetondeckenplatte bestand (vgl. Bild 3.5). Zunächst wurde eine der beiden Wände einseitig durch ein Laminat aus Glasfasergewebe und Epoxidharz verstärkt und die Belastung auf den Versuchskörper anschließend so lange gesteigert, bis die unverstärkte Wand eine deutliche Schädigung aufwies. Dann wurde auch diese ertüchtigt und die Versuchsdurchführung fortgesetzt. Die positive Wirkung der Laminatverstärkung auf die Erdbbensicherheit von Konstruktionen aus unbewehrtem Mauerwerk konnte nachgewiesen werden.

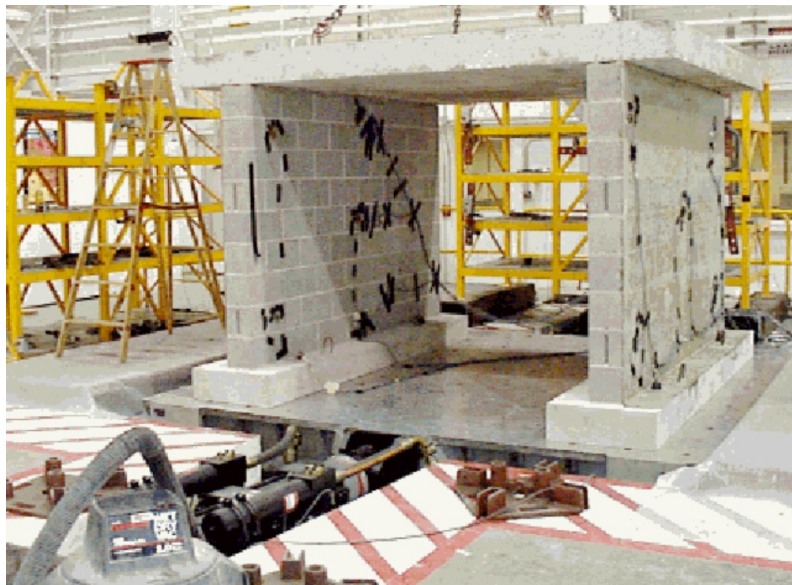


Bild 3.5: Versuchsaufbau nach AL-CHAAR und HASSAN [15]

EHSANI [45] führte experimentelle Untersuchungen an unbewehrten Mauerwerkswänden im Maßstab 1:2 durch, die senkrecht zur Ebene zyklisch beansprucht und durch ein Epoxidharz-Laminat, in welches ein vertikal ausgerichtetes, unidirektionales Glasfasergewebe eingelegt wurde, ertüchtigt wurden. Es konnte eine deutliche Steigerung der Biegetragfähigkeit sowie eine Abhängigkeit des Versagensmechanismus vom Flächengewicht der verwendeten Gewebe festgestellt werden. Bei leichteren Geweben trat ein Zugversagen derselben ein, bei schwereren Geweben löste sich das Laminat vom Mauerwerk ab.

MARSHALL ET AL. [100] untersuchten verschiedene FVK-Lamine in Kleinversuchen unter Schubbeanspruchungen. Die Prüfkörper waren zum einen

quadratische Mauerwerkskleinkörper, die einaxial entlang einer Diagonalen beansprucht wurden (*diagonal tension test*). Dieser Aufbau erwies sich allerdings aufgrund des daraus entstehenden Spannungszustandes als unrealistisch. Zum anderen wurden Versuche an 3-Stein-Schubprüfkörpern durchgeführt. Als Lamine kamen Kohlenstoff- und Glasgewebe zum Einsatz, als Matrix wurde sowohl ein Epoxid- als auch ein Vinylesterharz verwendet. Es wurde festgestellt, dass FVK-Lamine grundsätzlich ein großes Potential zur Erdbebenverstärkung von Mauerwerk besitzen.

Experimentelle Untersuchungen zur Verstärkung von Mauerwerkswänden bei Biegung aus ihrer Ebene heraus führten ALBERT ET AL. [16] durch. Hierbei wurden in insgesamt 13 Versuchen an vier Meter hohen Wandprüfkörpern folgende Parameter variiert:

- Material (CFK oder GFK in Form von Lamellen oder Laminen)
- Verstärkungsgehalt (Lagenzahl der Gewebe, Lamellenbreite)
- Auflast

Es zeigte sich durchweg eine signifikante Erhöhung der Traglast sowie der Duktilität der Prüfkörper. Die Art des FVK-Materials sowie dessen aufgebrauchte Menge beeinflussten deutlich die Steifigkeit der Wände.

HOLBERG und HAMILTON [71] führten zyklische Versuche an realmaßstäblichen Wandscheiben aus unbewehrtem Betonstein-Mauerwerk durch, wobei zur einseitigen Verstärkung unidirektionale Glasfaser-Gewebestreifen in einer Epoxidharz-Matrix verwendet wurden, welche zunächst zur Steigerung der Biegetragfähigkeit in Wandebene vertikal an den Wandrändern appliziert wurden. Um auch die Schubtragfähigkeit zu erhöhen, wurden bei den weiteren Prüfkörpern zusätzlich diagonale Laminatstreifen aufgebracht.

Um die Duktilität der Verstärkungsmaßnahme zu erhöhen, wurden zwei verschiedene Anschlusskonstruktionen zwischen Wand und angrenzenden Betonbauteilen untersucht (vgl. Bild 3.6). Eine Variante bestand darin, das Laminat über eine aufgedübelte, nachgiebige Stahlplattenkonstruktion

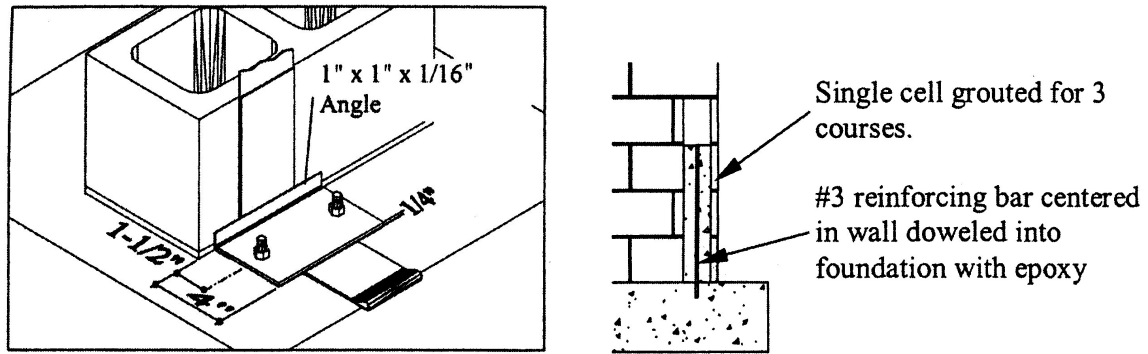


Bild 3.6: Anschlussvariante 1 (links) und 2 (rechts) von Wand an Betonbauteil nach HOLBERG und HAMILTON [71]

endzuverankern. Die andere Variante stellte eine Verbindung zwischen Wand und Betonbauteil über nachträglich eingeklebte Bewehrungsstäbe her. In beiden Fällen waren die Stahlkonstruktionen so bemessen, dass ihre Fließgrenze vor der Zugfestigkeit des Laminats erreicht wurde. Im Ergebnis konnten somit nicht nur die Tragfähigkeiten, sondern auch die Duktilitäten der Wandbauteile deutlich gesteigert werden (vgl. Bild 3.7).

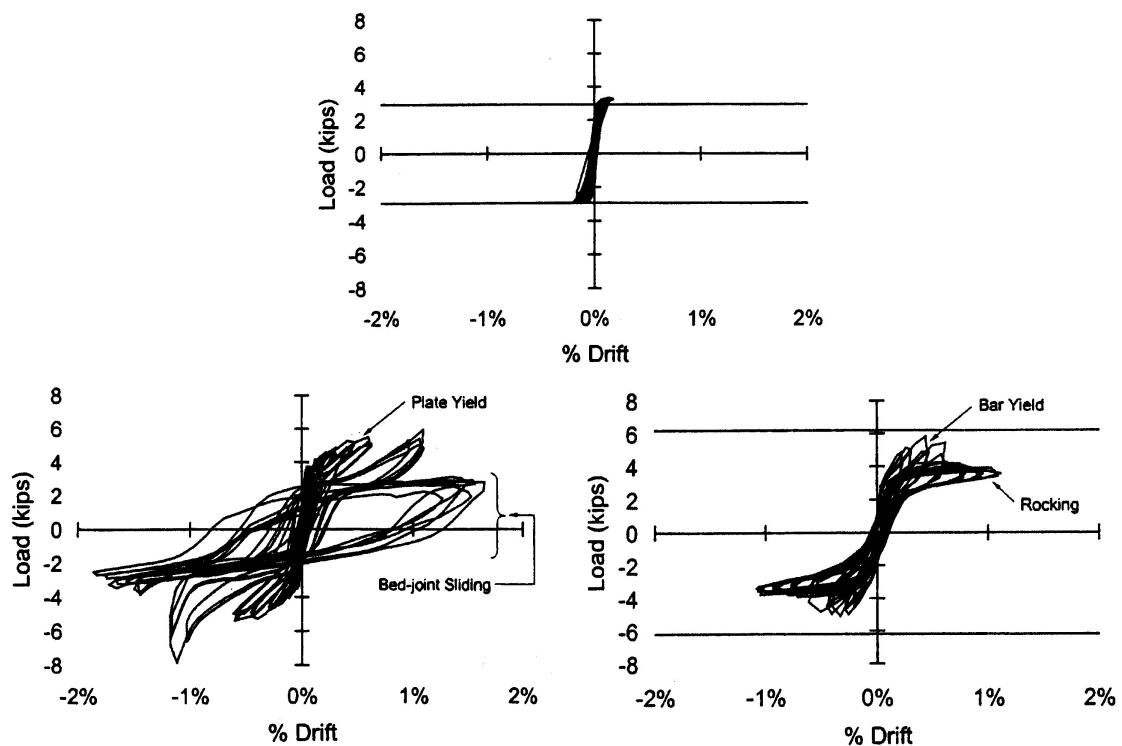


Bild 3.7: Versuchsergebnisse für unverstärkte Wand (oben), verstärkte Wand incl. Anschlussvariante 1 (unten links) und 2 (unten rechts) nach HOLBERG und HAMILTON [71]

ELGAWADY [47, 48] führte in einem umfangreichen Versuchsprogramm sowohl statisch-zyklische als auch dynamische (Rütteltisch) Untersuchungen an Lochziegel-Mauerwerksscheiben im Maßstab 1:2 durch, bei denen verschiedene, einseitig applizierte Gewebe-Epoxidharz-Lamine zum Einsatz kamen. Untersucht wurden die folgenden Einflüsse:

- Wandgeometrie
- Auflast
- Qualität des Mauermörtels
- Vorschädigung der Wandscheibe
- Material der Gewebefasern (Aramid, Glas, Kohlenstoff, Stahl)
- Laminatanordnung (vollflächig oder streifenförmig diagonal)

Es zeigte sich durchweg eine deutliche Steigerung der Horizontaltragfähigkeiten der Wandscheiben, die umso größer ausfiel, je größer der Einfluss eines Fugenschubversagens auf das Verhalten der Mauerwerksscheiben war (d.h. bei geringen Auflasten oder gedrungener Wandgeometrie). Eine klare Erhöhung der Duktilität war allerdings nicht zu verzeichnen. Bei den vorgeschädigten Prüfkörpern konnten die Steifigkeiten der ungeschädigten Wände wiederhergestellt werden. Von einer diagonal streifenförmigen Anordnung der Lamine wird aufgrund einer geringeren Redundanz im Falle eines lokalen Versagens abgeraten.

3.1.2 Alternativverwendung von Zementmatrizes

Kunststoffmodifizierte Zementmörtel, die eine Alternative zu den klassischen, aber auch mit diversen Nachteilen behafteten Kunstharzmatrizes darstellen (vgl. Kapitel 2.2.3), wurden im Rahmen einer nachträglichen Mauerwerksverstärkung bislang nur selten untersucht. Lediglich zwei Publikationen sind dem Verfasser bekannt.

GUNKLER [63] führte experimentelle Untersuchungen zu vollflächig auf Mauerwerkswände aufgetragenen, kunststoffmodifizierten Spritzmörtelbeschichtungen durch, die zur Steigerung der Wandbiegetragfähigkeiten bei Plattenbeanspruchung betonstahl- und stahlfaserbewehrt wurden. Es zeigte sich für die verwendeten Werkstoffe, dass die Material- und Verbundfestigkeiten des vergüteten Zementmörtels größer als die Mauersteinfestigkeiten waren und sich die Tragfähigkeiten ein- und zweiachsig tragender Mauerwerkswandplatten erheblich steigern ließen. Begrenzt wurde dies lediglich durch die Plattenschubtragfähigkeit der Wände.

KOLSCH berichtet in [81, 82] bzw. in der vollständigen Dokumentation des Forschungsprojektes [80] über experimentelle Untersuchungen an verstärkten Mauerwerkswänden, die entsprechend einem Drei-Punkt-Biegeversuch senkrecht zu ihrer Ebene ohne vertikale Auflast sowohl monoton als auch zyklisch beansprucht wurden. Die Ertüchtigung erfolgte über eine nachträglich auf die Wandflächen aufgetragene, faserverstärkte Laminatbeschichtung aus Kohlenstoffgewebe und einer kunststoffmodifizierten Zementmörtelmatrix ("Zementleim"). Diese Variante wurde zuvor mit Hilfe diverser Kleinversuche aus folgenden Kombinationen ausgewählt:

- Glasgewebe + Epoxidharz
- Glasgewebe + Zementleim
- Glasgelege + Zementleim
- Kohlenstoffgewebe + Zementleim
- Aramidgewebe + Zementleim
- Aramidgelege + Zementleim

In den Großversuchen konnte eine deutliche Steigerung der Biegetragfähigkeit der Mauerwerkswände sowie eine Verbesserung des Nachbruchverhaltens festgestellt werden (vgl. Bild 3.8).

Abschließend kann somit zusammengefasst werden, dass bereits zahlreiche Untersuchungen existieren, bei denen die Anwendbarkeit von faserverstärkten Kunststofflaminaten zur nachträglichen Mauerwerksverstärkung

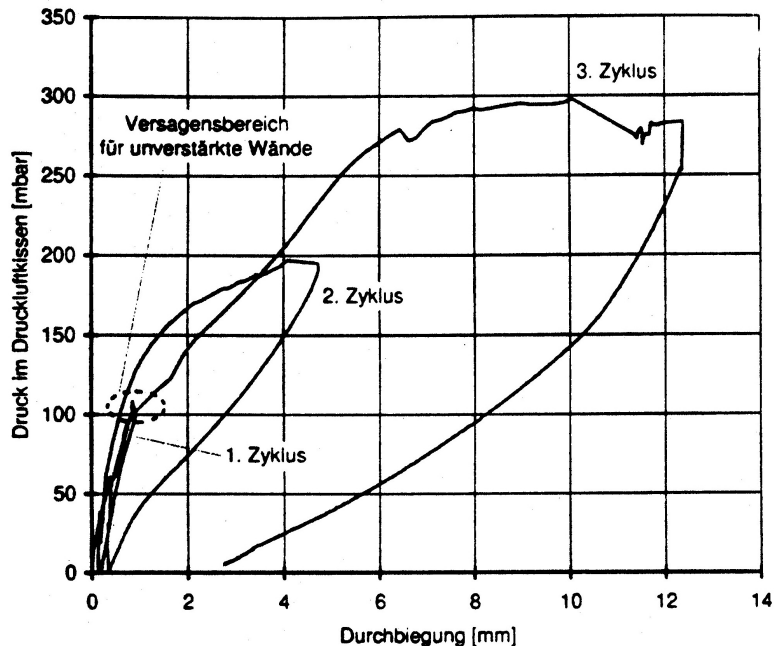


Bild 3.8: Zyklische Versuche von KOLSCH an laminatverstärkten Mauerwerkswänden unter Plattenbeanspruchung [82]

überprüft wurde. Die Verwendung alternativer Matrixwerkstoffe wurde bislang selten berücksichtigt. Die wenigen vorhandenen Untersuchungen beziehen sich darüber hinaus ausschließlich auf eine Ertüchtigung von senkrecht zu ihrer Ebene beanspruchten Wandplatten. Eine Überprüfung der Anwendbarkeit auf Mauerwerksschubwände existiert nach Kenntnis des Verfassers bislang nicht. Darüber hinaus mangelt es an Versuchen, bei denen realistische Erdbebenlasten auf die verstärkten Mauerwerkprüfkörper aufgebracht wurden. Zu diesen beiden Fragestellungen soll die vorliegende Arbeit einen Beitrag leisten.

3.2 Numerische Untersuchungen von Mauerwerk

3.2.1 Unverstärkte Mauerwerksschubwände

Bei den in diesem Abschnitt aufgeführten Arbeiten wird entsprechend der in Kapitel 2.4.1 vorgestellten Modellierungsstrategien unterschieden zwischen Makro- und vereinfachten Mikromodellierungen. Detaillierte Mikromodellierungen werden aufgrund des großen numerischen Aufwandes nur selten durchgeführt und an dieser Stelle nicht berücksichtigt.

3.2.1.1 Makromodellierungen

LOFTI und SHING [89] formulierten ein homogenisiertes Makromodell für bewehrte Mauerwerksschubwände, welches im Bereich von Drucknormalspannungen auf der Grundlage der J_2 -Plastizität beruht und im Zugbereich ein verschmiertes Rissmodell verwendet. Ein Vergleich mit Versuchsergebnissen zeigte zwischen experimentellen und numerischen Ergebnissen eine gute Übereinstimmung für biegedominierte Probleme, allerdings ein unbefriedigendes Resultat bei durch Schubeinflüsse beherrschten Problemen, besonders bei schwach bewehrten Wandscheiben.

VRATSANOY [172] stellte ein Ein-Phasen-Modell für zweiachsig beanspruchtes Mauerwerk unter zyklischer Horizontalbelastung auf und verwendete zur stoffgesetzlichen Beschreibung des unbewehrten Mauerwerks eine modifizierte Version eines ursprünglich für den homogenen Werkstoff "Beton" formulierten Werkstoffgesetzes auf Basis der äquivalenten einachsigen Dehnungen. Die Verifizierung erfolgte anhand von Versuchsergebnissen aus der Literatur.

SEIM [147] entwickelte durch leichte Modifikation der in Kapitel 2.1.2.2 dargestellten Versagenskriterien von GANZ und THÜRLIMANN [168] ein

Makro-Modell für zweiachsig beanspruchtes Mauerwerk. Insgesamt werden vier Versagenskriterien berücksichtigt. Als Eingangsgrößen dienen fünf gerichtete Eigenschaftswerte des Mauerwerks, d.h. vorhandene Anisotropien werden berücksichtigt. Vereinfachend wird von einer idealen Plastizität ausgegangen. Das Modell wurde an Versuchen aus der Literatur verifiziert und zur Nachberechnung verschiedener historischer Konstruktionen verwendet. In [148, 149] wurden darauf aufbauend weitere Parameterstudien veröffentlicht.

LEE ET AL. [86] stellten ein homogenisiertes Mauerwerksmodell auf, das die orthotropen Materialeigenschaften des Mauerwerks berücksichtigt. Es kann jedoch lediglich ein Zugversagen abbilden, welches über ein verschmiertes Risskonzept eingeführt wurde. Die Verifikation erfolgte anhand von Versuchsergebnissen an Wandscheiben ohne und mit Öffnung und ergab eine akzeptable Übereinstimmung zwischen Rechnung und Versuch.

LOURENÇO [91] entwickelte im Rahmen einer Makromodellierung ein plastizitätstheoretisches Materialmodell zur Beschreibung des Trag- und Verformungsverhaltens von zweiachsig beanspruchten Mauerwerksscheiben. Zur Beschreibung der Fließfläche (vgl. Bild 3.9) verwendete er im Bereich von Zugnormalspannungen das RANKINE-Kriterium. Im Druckbereich wird ein Mauerwerksversagen durch den Ansatz eines HILL-Kriteriums erfasst. Nachrechnungen verschiedener Versuche aus der Literatur ergaben größtenteils sehr gute Übereinstimmungen.

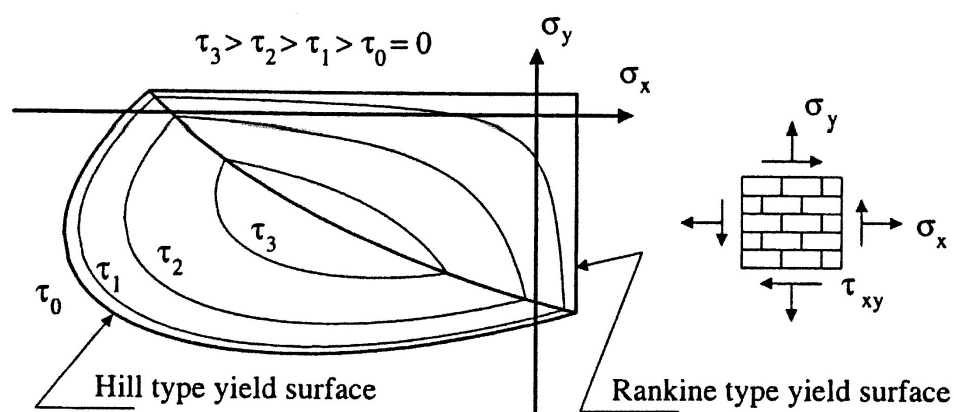


Bild 3.9: Versagensfläche des homogenisierten Mauerwerksmodells von LOURENÇO [91]

GAMBAROTTA und LAGOMARSINO [55] verwendeten zur Nachrechnung von zyklischen Versuchen an verschiedenen, in der Ebene beanspruchten Mauerwerkskonstruktionen eine Kontinuumsformulierung auf Basis der Schädigungstheorie. Die Modellierung des Mauerwerks erfolgte dabei durch ein Zwei-Schichten-Modell. Die erste Lage repräsentierte die Mauersteine sowie die Stoßfugen, die zweite Schicht diente der Abbildung der Mörtellagerfugen.

JAGFELD [73] entwickelte zur numerischen Analyse von gemauerten Gewölben, die durch große Auflagerverschiebungen beansprucht werden, ein orthotropes Materialmodell basierend auf der Theorie der Mehrflächenplastizität. Insgesamt wurden sieben Versagenskriterien implementiert. Eine Überprüfung und Kalibrierung des Modells erfolgte über eine Nachrechnung der Versuche von GANZ und THÜRLIMANN an zweiachsig beanspruchten Mauerwerkswandscheiben [57].

SCHERMER [131] formulierte ebenfalls auf Basis der mehrflächigen Plastizität ein verschmiertes Materialmodell für zweiachsig beanspruchte Mauerwerksscheiben unter statischer Normalkraft und zyklischer Horizontalkraft, welches auf den Versagensbedingungen von MANN und MÜLLER [97, 98] beruht. Allerdings wurde das Kriterium "Klaffen der Lagerfuge" nicht berücksichtigt. Die Erfassung des Nachbruchverhaltens bei Mauerwerksdruckversagen erfolgt über eine Materialentfestigung nach Überschreiten der Maximalbeanspruchung sowie durch eine Beschränkung der maximalen Dehnung. Die im Falle des Steinzugversagens auftretenden Risse wurden durch eine lineare Entfestigungsbeziehung verschmiert abgebildet. Eine Nachrechnung der eigenen, pseudodynamisch durchgeführten Versuche ergab eine im Wesentlichen gute Übereinstimmung zwischen Versuch und numerischer Simulation. Lediglich die Wandsteifigkeiten wurden mit den gewählten Materialkennwerten deutlich überschätzt.

SCHLEGEL [132] entwickelte im Rahmen der Plastizitätstheorie ein räumliches Materialmodell für regelmäßiges Mauerwerk, das die Anisotropie der Steifigkeiten und Festigkeiten berücksichtigt. Als Fließbedingungen wurden die Bruchkriterien von GANZ und THÜRLIMANN [168] verwendet. Allerdings

führte SCHLEGEL im Gegensatz zu SEIM [147] entsprechend angepasste Ver- und Entfestigungsfunktionen mit zugehörigen Bruchenergien ein. Verifizierende Nachrechnungen unterschiedlicher Mauerwerksversuchskörper zeigten eine gute Übereinstimmung mit den experimentellen Ergebnissen. Eine zusammengefasste Darstellung der Arbeit findet sich in [133].

MISTLER [107] stellte ein Materialmodell auf, bei dem er die Ansätze der Mehrflächenplastizität mit denen der Schädigungstheorie kombinierte. Als Versagenskriterien verwendete er die Bruchbedingungen der Schubbruchtheorie nach MANN und MÜLLER [97, 98]. In einer anschließenden Parameterstudie ermittelte er Kapazitätskurven von einzelnen Wandscheiben und automatisierte unter Verwendung der darauf aufgebauten Datenbank ein verformungsbasiertes Nachweisverfahren für Mauerwerksbauten auf Basis der Kapazitäts-Spektrum-Methode.

3.2.1.2 Mikromodellierungen (vereinfacht)

PAGE [116] modellierte Ziegelmauerwerk durch linear elastische Steinelemente. Für die dazwischen liegenden Mörtelfugen verwendet er nicht-lineare *Interface*-Elemente, wie sie bis dahin nur in der Felsmechanik verwendet wurden. Ein potentiell Versagen wird somit ausschließlich den Fugen zugeordnet. Aufgrund der fehlenden Möglichkeit, ein - vor allem durch Mörtelquerdehnung - induziertes Steinversagen abzubilden, ergaben sich keine befriedigenden Übereinstimmungen bei Nachrechnungen von Versuchen an druckbeanspruchtem Mauerwerk.

LOFTI und SHING [90] verwendeten zur Nachrechnung von Versuchen an Schubwänden aus unbewehrtem Betonstein-Mauerwerk eine Materialformulierung für die *Interface*-Fugenelemente, die auf einer hyperbolischen Versagensfunktion, welche eine Verallgemeinerung des MOHR-COULOMB-Kriteriums darstellt, basiert. Die gewählte Potentialfunktion ist nichtassoziiert und so gewählt, dass eine Fugendilatanz bei plastischen Tangentialverschiebungen beschrieben werden konnte. Die Elemente der Mauersteinblöcke wurden mit einer Materialformulierung entsprechend

einer assoziierten VON MISES-Plastizität mit isotroper Entfestigung versehen, die im Zugbereich mit einem RANKINE-Kriterium kombiniert wurde. Die verschmierte Rissbetrachtung erfolgte über ein rotierendes Rissmodell. Abgesehen von Abweichungen im Nachbruchbereich ergab sich bei einer Versuchsnachrechnung eine gute Korrelation zwischen numerischen und experimentellen Ergebnissen.

LOURENÇO [91] formulierte zur plastizitätstheoretischen Abbildung der Mauerwerksfugen im Rahmen einer Mikro-Modellierung ein *Interface*-Modell, welches über mehrere Bruchkriterien und isotrope Entfestigungsansätze die für Mauerwerksschubwände relevanten Versagensmechanismen berücksichtigt. Dies beinhaltet neben einem Zugversagen der Fugen, welches über ein RANKINE-Kriterium erfasst wird, auch ein Scherversagen derselben, das durch die Versagenshypothese von MOHR-COULOMB beschrieben wird. Darüber hinaus kann mit Hilfe einer elliptischen Versagensfläche durch entsprechende Modifikation der Fugencharakteristik bei großen Drucknormalspannungen ein Druckversagen des Mauerwerks trotz linear elastischer Materialansätze für die Mauersteine simuliert werden. Bild 3.10 zeigt die Versagensfläche für die Mörtelfugen.

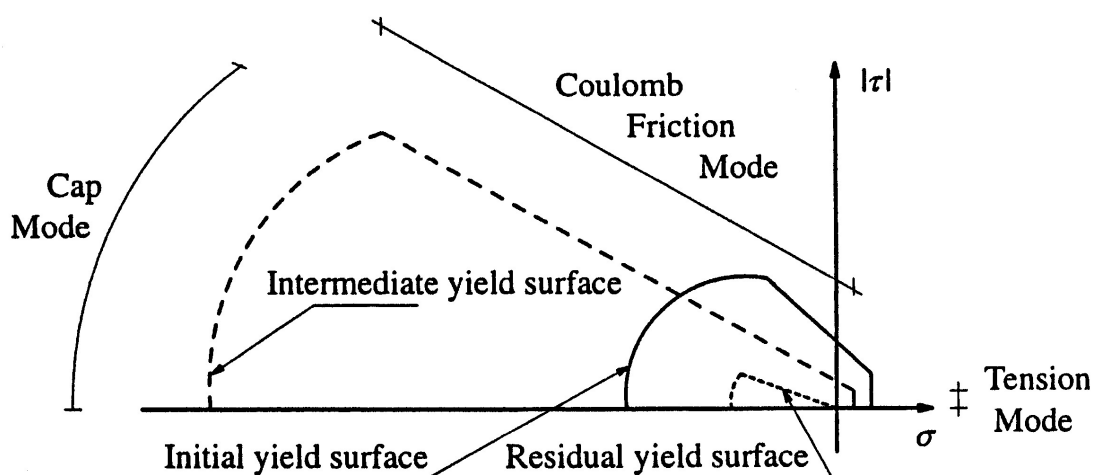


Bild 3.10: Zusammengesetzte Versagensfläche des Fugenmodells von LOURENÇO [91]

Eine Erweiterung des Materialmodells von LOURENÇO [91] nahm OLIVEIRA in [112] für zyklische Beanspruchungen vor. GIAMBANCO ET AL. [60] verwendeten eine ähnliche Formulierung wie LOURENÇO, allerdings mit

linearen statt exponentiellen Entfestigungsverläufen und ohne eine Kriterium für Mauerwerksdruckversagen. Allerdings wird hier neben einer materiellen Dilatanz bei plastischen Scherverformungen der Fuge auch eine Aufweitung der Fuge infolge der Rauheit der Rissflächen (geometrische Dilatanz) berücksichtigt.

GAMBAROTTA und LAGOMARSINO [54] verwendeten zur detaillierten Simulation von Mauerwerksschubwänden unter zyklischen Horizontalbelastungen für den Bereich der Mauerwerksfugen *Interface*-Elemente, deren Materialgesetz auf einem schädigungstheoretischen Ansatz aufbaut. In Verbindung mit ebenfalls nichtlinearen Materialansätzen für die Mauersteine konnten in den durchgeführten Berechnungen die wesentlichen Versagensmechanismen von Mauerwerksschubwänden qualitativ identifiziert werden, eine quantitative Übereinstimmung zwischen Rechnung und Versuch ließ sich allerdings nur bedingt herstellen.

GHOSH und AMDE stellten in [59] für numerische Untersuchungen an mauerwerksausgefachten, durch Horizontalkräfte beanspruchten Stahlbetonrahmenkonstruktionen ein *Interface*-Modell zur Abbildung der Mauerwerksfugen sowie des Kontaktes zwischen eingefasstem Mauerwerk und Rahmen vor. Während im Bereich der senkrecht zur Fuge wirkenden Druckspannungen das MOHR-COULOMB-Kriterium angesetzt wurde, erfolgte die Definition der aufnehmbaren Beanspruchungen im Zugnormalspannungsbereich über ein ausgerundetes *tension cut-off*-Kriterium, das auf einem Polynomansatz basiert und einen glatten Übergang zum Druckbereich gewährleistet.

3.2.2 Laminatverstärktes Mauerwerk

KOLSCH [80, 81] wählte zur Nachrechnung seiner in Kapitel 3.1.2 beschriebenen Versuche an laminatverstärkten, senkrecht zur Ebene beanspruchten Mauerwerkswänden zur Abbildung des Mauerwerks ein dreidimensionales, vereinfachtes Mikromodell. Die Mauersteine wurden über

quaderförmige Volumenkörper mit linear elastischem Werkstoffgesetz, die Fugen dazwischen über *Interface*-Elemente abgebildet. Das mechanische Verhalten der Fugen wurde aufgrund der bei dieser Problemstellung vernachlässigbaren Reibungsphänomene über entkoppelte, multilineare Kennlinien beschrieben. Das Laminat wurde über eine der Geometrie des Mauerwerks ähnliche Blockstruktur modelliert. Die Verknüpfungen zwischen den einzelnen Quadern in Laminatenebene wurden über Federn realisiert. Die Anbindung der Laminat- an die Mauerwerkselemente wurde im Modell über Verbundelemente mit ebenfalls entkoppelten, multilinearen Kennlinien umgesetzt. Die Nachrechnung für eine monotone Belastung zeigte bis zum Erreichen der Maximalbeanspruchbarkeit eine zufriedenstellende Übereinstimmung mit den experimentellen Ergebnissen (vgl. Bild 3.11).

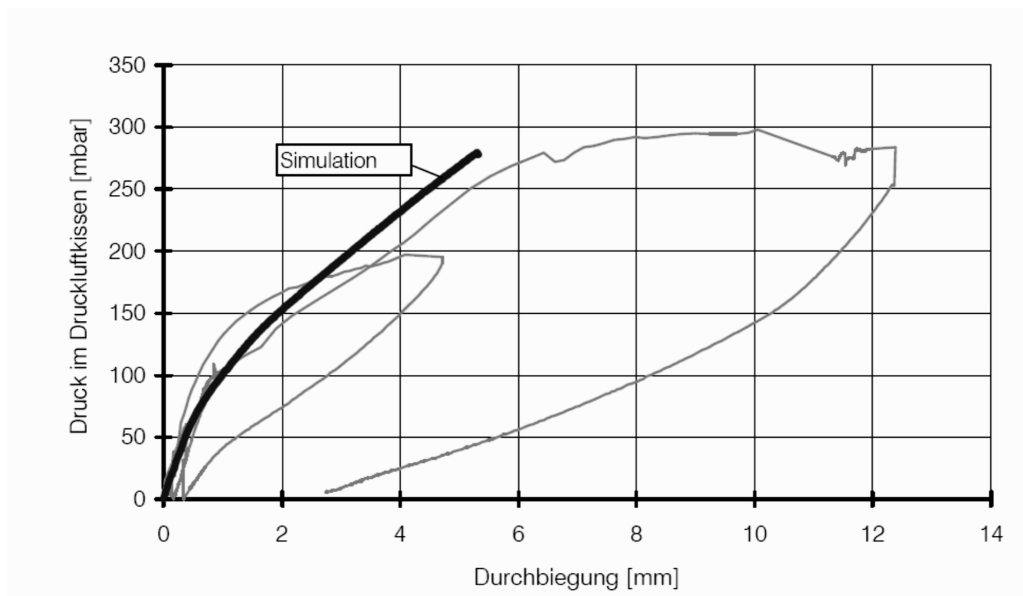


Bild 3.11: Monotone Nachrechnung von KOLSCH seiner zyklischen Versuche an laminatverstärkten, senkrecht zur Ebene beanspruchten Mauerwerkswänden [80]

KALKER [74] benutzte zur numerischen Simulation von zyklisch beanspruchten Mauerwerksschubwänden, die durch textilverstärkte Laminatbeschichtungen ertüchtigt sind, ein Schichtenmodell mit starrem Verbund zwischen den Ebenen. Die erste Schicht repräsentiert über eine Makromodellierung das Mauerwerk mit seinen anisotropen Materialeigenschaften. Die Formulierung des zweidimensionalen Materialmodells erfolgt über

das Prinzip der äquivalenten einachsigen Dehnungen. Die zweite Schicht stellte auf verschmierte Betrachtungsweise das FVW-Laminat dar, dessen Materialkennlinie in einem Bereich zwischen zwei Rissen im darunter liegenden Mauerwerk entsprechend modifiziert wurde, um das Mitwirken des Mauerwerks zwischen den Rissen (*tension stiffening*) zu erfassen. Die resultierende Textilspannung wurde mittels Kräftegleichgewichtsbedingungen am Risselement ermittelt, wobei der Winkel zwischen der im Modell variablen Verstärkungsausrichtung und der Rissorientierung berücksichtigt wurde. Nachrechnungen von Versuchen an unverstärkten Mauerwerkscheiben zeigten vor allem für monotone Beanspruchungen akzeptable Übereinstimmungen. Eine Validierung des Modells an verstärkten Wänden wurde nicht durchgeführt.

Es kann somit abschließend konstatiert werden, dass zur Simulation laminatverstärkter Mauerwerksschubwände sicherlich noch weiterer Bedarf vor allem an detaillierten numerischen Modellen besteht, die eine realitätsnahe Beschreibung sowohl des mechanischen Verhaltens des Mauerwerks und der oberflächenapplizierten Faserverbundwerkstoffe als auch des Verbundverhaltens zwischen diesen beiden Komponenten ermöglichen. Auch hierzu versucht die vorliegende Arbeit, ihren Beitrag zu leisten.

4 Experimentelle Untersuchungen

Ziel der eigenen experimentellen Untersuchungen war es, verschiedenste Faserverbundwerkstoff-Lamine für eine nachträgliche Verstärkung von Mauerwerkswandscheiben zu untersuchen. Ein wesentlicher Aspekt war hierbei vor allem, die Anwendbarkeit einer Alternative zu der üblichen Epoxidharzmatrix zu prüfen. Wie bereits in Kapitel 3.1.2 festgestellt wurde, besteht hier noch deutlicher Forschungsbedarf.

In einem realen Wandscheibentragwerk werden die horizontal auf das Gebäude wirkenden Erdbebenkräfte über die Geschosdecken auf die einzelnen aussteifenden Bauteile verteilt. Die in Richtung der Beanspruchung ausgerichteten Wandbauteile leisten hierbei aufgrund ihrer gegenüber einer Plattenbeanspruchung deutlich erhöhten Scheibensteifigkeit den überwiegenden Anteil am Abtrag der Horizontalbelastungen (vgl. Kapitel 2.1.2).

Daher konzentrierten sich die Untersuchungen ausschließlich auf unbewehrte Mauerwerks-Schubwände. Eine Beanspruchung senkrecht zur Wandebene wird im Folgenden nicht berücksichtigt, da die hier auftretenden Probleme meist nachgelagerter Natur sind, d.h. erst auftreten, wenn die primäre Aussteifungskonstruktion versagt oder zu große Verformungen zulässt, und es infolgedessen zu Stabilitätsproblemen der plattenbeanspruchten Wandbauteile kommen kann.

4.1 Materialeigenschaften

4.1.1 Mauerwerk

Bei der Wahl der Mauerwerksbaustoffe wurden die Verhältnisse berücksichtigt, die im Regelfall in älteren, besonders schadensanfälligen Bauwerken, welche im Fokus dieser Untersuchungen stehen, vorzufinden sind. Dabei kann von kleinformatischen Vollsteinen (i.d.R. Ziegelsteine), deren Außenflächen nicht profiliert sind, in Verbindung mit einem niederfesten Normalmauermörtel ausgegangen werden. Moderne Mauerwerkskonstruktionen aus großformatigen, meist stark gelochten Steinelementen, die mit Dünnbettmörtel verklebt und deren Stoßfugen planmäßig unvermörtelt sind, sollen nicht Gegenstand dieser Arbeit sein. Die für die experimentellen Untersuchungen gewählten Mauerwerksbaustoffe wurden über das gesamte Versuchsprogramm hinweg konstant gehalten, um eine direkte Vergleichbarkeit der verschiedenen Verstärkungsvarianten zu ermöglichen.

Für die Mauersteine wurden Kalksandvollsteine (KSV) der Steinfestigkeitsklasse 12 mit einer Rohdichte von 2.0 kg/dm^3 gewählt. KSV-Steine kommen im Hinblick auf das mechanische Verhalten und die Geometrie den oben beschriebenen Ziegelvollsteinen ausreichend nahe und sind vor allem heutzutage in den gewünschten Abmessungen wesentlich gängiger verfügbar als Ziegelvollsteine, was die Reproduzierbarkeit der Versuche deutlich erhöht. Die Steinformate waren vom jeweiligen Versuchsaufbau abhängig und variierten zwischen 2 DF und 4 DF. Aufgrund der konstanten Produktionsqualität von Kalksandsteinen war es ausreichend, die Materialprüfungen derselben lediglich einmalig durchzuführen. Zum einen fand eine Ermittlung der tatsächlichen Druckfestigkeit der Mauersteine senkrecht zur Lagerfuge nach DIN 106-1 [6] an sechs Prüfkörpern statt. Hieraus ergab sich ein Mittelwert von 20.4 N/mm^2 . Anzumerken ist, dass dies eine Zuordnung zur Druckfestigkeitsklasse 16 rechtfertigen würde, d.h. die Herstellerangabe unterschätzte die Steinfestigkeit um eine Klasse. Eine Druckfestigkeit parallel zur Lagerfuge wurde nicht untersucht. Es

kann jedoch bei Vollsteinen in sehr guter Näherung davon ausgegangen werden, dass diese dem Wert senkrecht zur Lagerfuge entspricht. Zum anderen wurde die Zugfestigkeit der KSV-Steine bestimmt. Während bei stark gelochten Steinen die zentrische Zugfestigkeit geprüft werden sollte, kann bei Vollsteinen alternativ die wesentlich einfacher zu ermittelnde Spaltzugfestigkeit als hinreichend genau beurteilt werden, da der Querschnitt in diesem Fall fast vollständig unter Zug steht. Eine gemäß den RILEM-Empfehlungen [127] an fünf Probekörpern vorgenommene Prüfung der Spaltzugfestigkeit parallel zur Lagerfuge ergab ein arithmetisches Mittel von 2.0 N/mm^2 . Wie bei der Druckfestigkeit kann auch hier von einer isotropen Festigkeitsverteilung ausgegangen werden.

Zur Bestimmung eines geeigneten Mauermörtelrezeptes wurden zunächst Eignungsprüfungen an einigen Mischungsentwürfen durchgeführt (vgl. Tabelle 4.1). Um die gewünscht geringen Festigkeiten zu erreichen, wurden keine reinen Zementmörtel, sondern ausschließlich Kalk-Zement-Mörtel verwendet. Hierzu kam Weißkalkhydrat CL 90 und trockener Sand der Körnung 0/2 mm zur Verwendung, die Wasserzugabe erfolgte bis zur Einstellung einer kellengerechten Mörtelkonsistenz.

Mischung	Rezept (Kalk:Zement:Sand) [Vol.-Teile]	Rohdichte [kg/dm ³]	Druckfestigkeit [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]
1	2:1:8	1.85	3.2	1.2
2	2:1:9	1.84	2.6	1.1
3	2:1:10	1.82	2.0	0.68
4	2:1:11	1.81	1.7	0.57

Tabelle 4.1: Eignungsprüfungen zur Festlegung des Mörtelrezeptes

Die Prüfung von Rohdichte, Druck- und Biegezugfestigkeit erfolgte nach DIN 18555-3 [1]. Für die weiteren Untersuchungen wurde Mischung 2 ausgewählt, für die umfangreiche Materialuntersuchungen durchgeführt wurden, welche im Folgenden dokumentiert werden. Anzumerken ist, dass alle Kennwerte für ein Mörtelalter von ca. 6 Wochen ermittelt wurden, was in etwa dem mittleren Alter der Wandversuchskörper zum Zeitpunkt ihrer Prüfung (vgl. Kapitel 4.3) entsprach.

Rohdichte	[kg/dm ³]	1.80		
Druckfestigkeit	[N/mm ²]	2.5	DIN 18555-3	am Prisma
Biegezugfestigkeit	[N/mm ²]	1.1		
Haftscherfestigkeit	[N/mm ²]	0.33	DIN 18555-5	alle Bruchbild A
Lagerfugendruckfestigkeit	[N/mm ²]	6.1	DIN 18555-9	Verfahren II (Plattendruckv.)

Tabelle 4.2: Ergebnisse der Materialprüfungen für den ausgewählten Mauerermörtel

Der große Unterschied zwischen Prismen- und Lagerfugendruckfestigkeit des Mörtels (vgl. Tabelle 4.2) ist vermutlich auf die unterschiedlichen Umgebungsbedingungen bei der Erhärtung der Mörtelprüfkörper zurückzuführen. Kalkhydrat-Zement-Mörtel erhärten sowohl durch Hydratation des Zements als auch durch Karbonatisierung des Kalkhydrates [140]. Während die Karbonatisierung des zur Gruppe der Luftkalke gehörenden Weißkalkhydrates in Verbindung mit dem Luftkohlendioxid erst nach längerer Zeit einen entscheidenden Einfluss auf die Materialfestigkeit hat, dominiert die Erhärtung des hydraulischen Bindemittels die anfängliche Festigkeitsentwicklung [53]. Neben dem zur Zementhydratation erforderlichen Elementarwasser beinhaltet das Anmachwasser des Mörtels üblicherweise zur Herstellung einer verarbeitbaren Konsistenz auch eine gewisse Menge an Überschusswasser. Dieses wird beim Einbau des Frischmörtels zwischen saugenden Mauersteinen, wie dies bei der Herstellung der Probekörper zur Prüfung der Lagerfugendruckfestigkeit vorgesehen ist, zum Teil durch diese entzogen [137]. Bei der Herstellung der Normprüfkörper in Stahlschalungen zur Ermittlung der Prismendruckfestigkeit tritt dieser Effekt nicht auf, was dazu führt, dass das überschüssige Wasser Poren im Festmörtel hinterlässt, die die dessen Festigkeit reduzieren.

Um neben den absoluten Festigkeitsgrößen weitere Informationen über das mechanische Verhalten des Mörtels unter Druckbeanspruchung zu erhalten, wurden die Arbeitslinien gemäß DIN 18555-4 [2] an drei Mörtelprismen der Abmessungen 95 x 95 x 200 mm³ ermittelt. Auf zwei sich gegenüberliegenden Seiten der Prismen wurden jeweils in Prüfkörpermitte Dehnmessstreifen (DMS) in vertikaler, horizontaler und diagonaler Richtung aufgebracht.

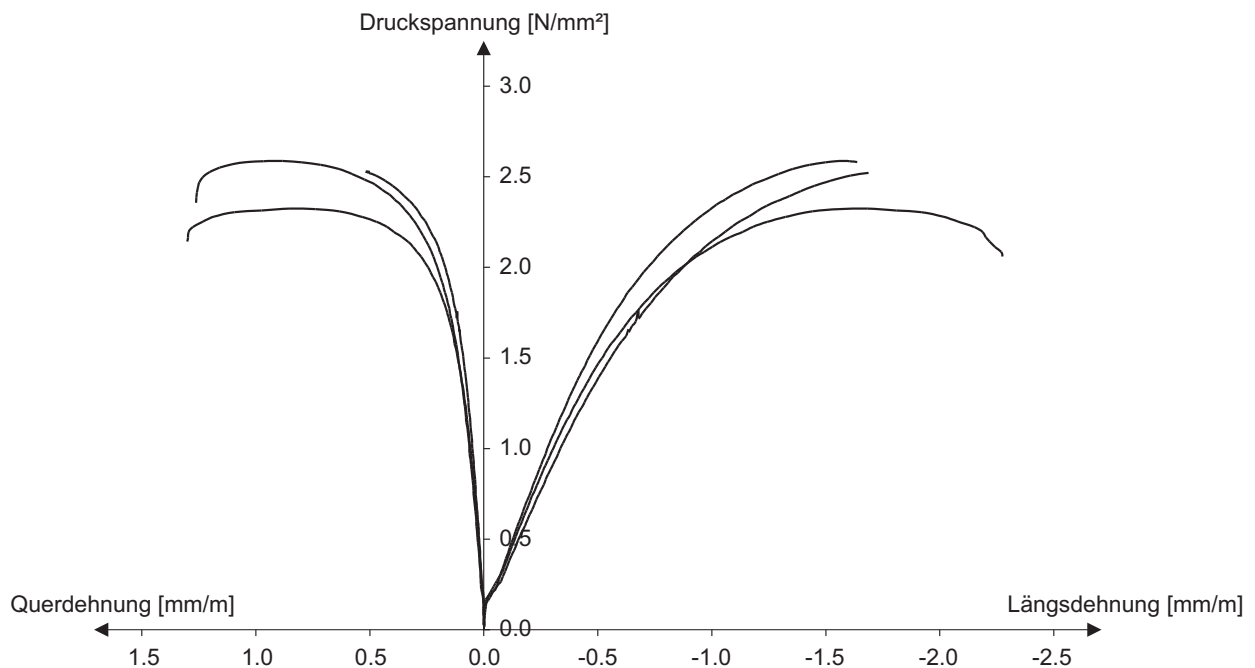


Bild 4.1: Druckspannungs-Dehnungs-Linien des Mauermörtels in Längs- und Querrichtung

Bild 4.1 zeigt die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen in Längs- und Querrichtung der Mörtelprismen, jeweils bis zum Ausfall der DMS im Nachbruchbereich infolge Abplatzungen der Prismenoberflächen. Eine normgemäße Auswertung ergibt die in Tabelle 4.3 aufgeführten Materialkennwerte.

Druckfestigkeit f_c	[N/mm ²]	2.5	Bestimmung aus Sekantensteifigkeiten bei $\sigma = f_c/3$
Längsdehnungsmodul E_l	[N/mm ²]	3054	
Querdehnungsmodul E_q	[N/mm ²]	17121	
Querdehnzahl ν	[1]	0.18	

Tabelle 4.3: Auswertung der Mörteldruckprüfungen

Des Weiteren wurde für die ausgewählte Stein-Mörtel-Kombination eine Scherfestigkeitsprüfung nach dem aktuellen Prüfverfahren DIN EN 1052-3 [9] vorgenommen, welches mittlerweile das Vorgehen nach DIN 18888, Teil 5 [3] ersetzt hat. Insgesamt wurden neun vermörtelte 3-Stein-Körper hergestellt. Für deren Prüfung wurde zunächst eine konstant gehaltene Vorlast senkrecht zu den Mörtelfugen aufgebracht, wobei drei unterschiedliche Laststufen berücksichtigt wurden: 0,2, 0,55 und 1,0 N/mm². Die eigentliche Prüfbeanspruchung in Form einer Vier-Punkt-Belastung auf Abscheren des Prüfkörpers erfolgte anschließend - abweichend von der in der Norm

vorgesehenen Kraftregelung - über eine weggeregelte Vertikalverschiebung des mittleren Steines, um auch den Nachbruchbereich erfassen zu können. Die Belastungsgeschwindigkeit betrug anfangs 1.0 mm/min, wurde allerdings nach Überschreitung der maximalen Beanspruchbarkeit und Erreichen des Reibplateaus auf 2.5 mm/min gesteigert.

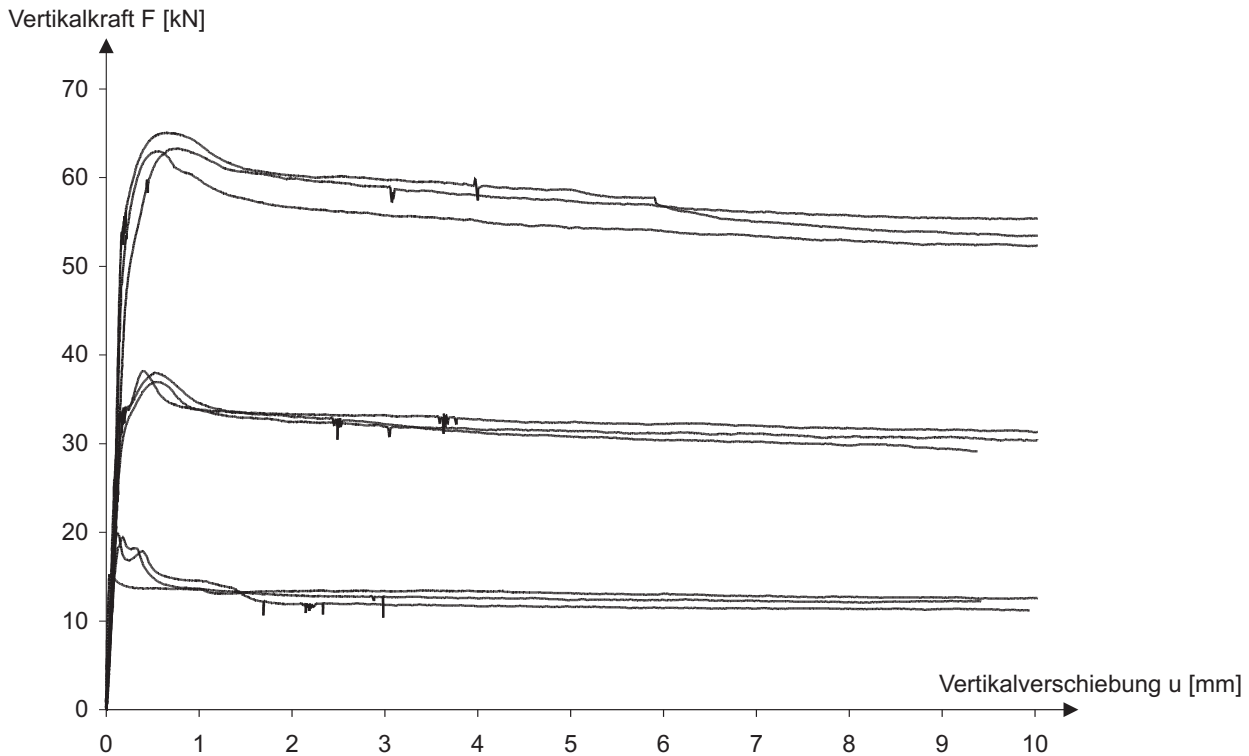


Bild 4.2: Ergebnisse der Mörtelscherfestigkeitsprüfungen nach [9]

In den Versuchen zeigte sich, dass mit zunehmender Normalspannung in der überdrückten Fuge das Versagen von einem Adhäsionsbruch zwischen Mauerstein und Mörtelschicht zunehmend in Richtung eines Bruches innerhalb der Mörtelfuge übergeht, verbunden mit rauen Rissoberflächen und bleibenden Anhaftungen des Mörtelmaterials am Mauerstein. Die Ergebnisse der Prüfungen sind in Bild 4.2 dargestellt. Ermittelt man hieraus mit Hilfe einer linearen Regressionsrechnung die Versagensfunktion der Mörtelfuge (Bild 4.3), so ergibt sich ein Reibungswinkel von 0.70 und eine Haftscherfestigkeit von 0.07 N/mm^2 .

Es ist festzustellen, dass sich die nach DIN EN 1052-3 [9] ermittelte Haftscherfestigkeit deutlich von dem nach DIN 18555-5 [3] bestimmten Wert (vgl. Tabelle 4.2) unterscheidet. Die große Abweichung der ermittelten

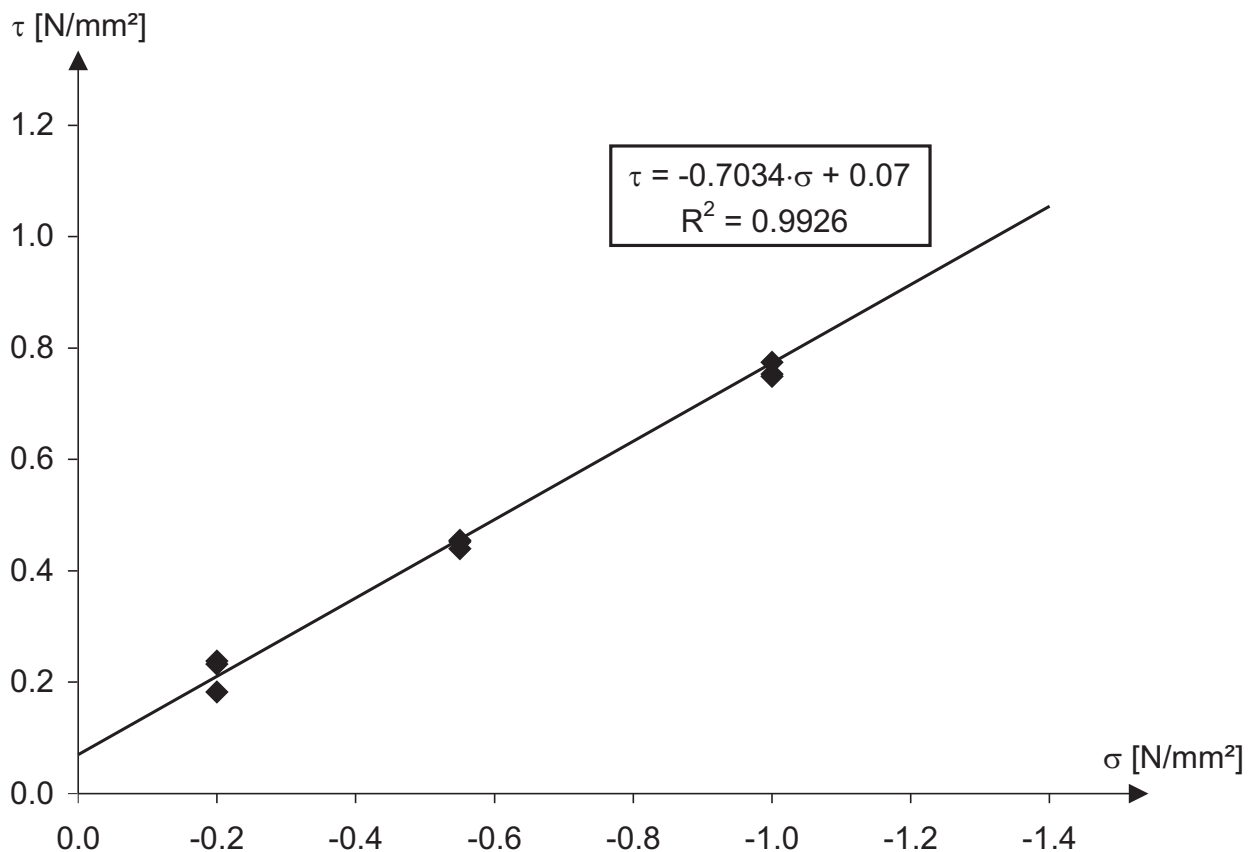


Bild 4.3: Nach [9] ermittelte Bruchgerade der Mörtelfuge

Haftscherfestigkeitswerte ist auf die bei den beiden Prüfverfahren unterschiedliche Spannungsverteilung in den Mörtelfugen zurückzuführen und wird in [26] detailliert diskutiert, wobei hier allerdings ein überschlägiger Faktor von lediglich 2 angegeben wird, um den die Festigkeit nach dem alten Verfahren im Mittel größer ist als der nach der aktuellen Vorschrift ermittelte Wert. In den eigenen Untersuchungen unterschieden sich die Werte jedoch um einen Faktor von 4.7. Allerdings belegt eine ebenfalls in [26] veröffentlichte Zusammenstellung von Haftscherfestigkeitswerten nach den beiden Prüfverfahren aus der Literatur die große Streubreite der für identische Stein-Mörtel-Kombinationen bestimmten Ergebnisse. So wird beispielsweise für einen Kalksandstein in Verbindung mit einem Normalmauermörtel der Gruppe IIa eine Bandbreite der ermittelten Festigkeiten von 0.01 bis 0.51 N/mm² nach dem alten DIN-Verfahren und von 0.02 bis 0.31 N/mm² nach dem neuen DIN EN-Verfahren angegeben.

4.1.2 Faserverbundwerkstoffe

4.1.2.1 Matrices

Die grundsätzlichen Anforderungen an einen Matrixwerkstoff, der zur Einbettung trocken applizierter Faserstrukturen auf Mauerwerksoberflächen durch Handlaminieren verwendet wird, lassen sich für den erhärteten Zustand wie folgt formulieren (vgl. Kapitel 2.2.3):

- Adäquate Verbundeigenschaften zu Faser und Mauerwerk
- Dampfdurchlässigkeit
- Temperaturbeständigkeit der mechanischen Eigenschaften
- Kompatibilität des Wärmeausdehnungskoeffizienten zu Fasern und Mauerwerk
- Neutrales Brandverhalten
- Beständigkeit gegenüber äußeren Einflüssen (UV-Strahlung, Feuchtigkeit, ...)

Bei der Materialapplikation im flüssigen Zustand ist eine gut verarbeitbare, standfeste Konsistenz für einen großflächigen Auftrag an vertikalen Flächen und eine geeignete Viskosität zur ausreichenden Durchtränkung der Faserstruktur wichtig. Da sich meist nie alle Kriterien gleichzeitig in vollem Umfang erfüllen lassen, muss ein akzeptabler Kompromiss gefunden werden.

Für die eigenen Untersuchungen wurde zum einen ein Epoxidharz verwendet, welches unter dem Markennamen "Sikadur®-330" von der Sika AG als Imprägnierharz für Gewebeverstärkungen vertrieben wird. Hierbei handelt es sich um einen kaltaushärtenden, lösungsmittelfreien Kunstharzkleber auf Basis von zwei Komponenten: einer gefüllten Epoxidharzgrundlage (A) und einem Polyaminhärter (B). Die Mischung der beiden Komponenten erfolgt nach Gewichtsteilen im Verhältnis $A : B = 4 : 1$. Der pH-Wert der Komponente A beträgt ca. 7, der der Komponente B ungefähr 11, so dass das

Gemisch als quasi neutral eingestuft werden kann. Die Materialkennwerte in Tabelle 4.4 entstammen dem zugehörigen Produktdatenblatt [154] und ergeben sich für eine Aushärtefrist von 7 Tagen bei +23°C.

Dichte	[kg/l]	1.31
Zugfestigkeit	[N/mm ²]	30
E-Modul (Zug)	[N/mm ²]	4500
E-Modul (Biegung)	[N/mm ²]	3800
Bruchdehnung	[%]	0.9
Wärmeausdehnungskoeffizient	[10 ⁻⁶ 1/K]	45

Tabelle 4.4: Materialkennwerte des verwendeten Epoxidharzes nach [154]

Die Haftzugfestigkeit ist bereits nach kürzester Zeit erwartungsgemäß sehr hoch, so dass bei Anwendung auf Mauerwerk immer von einem Bruch im Grundmaterial ausgegangen werden kann. Eine Prüfung des Herstellers ergab beispielsweise bei Applikation auf einer sandgestrahlten Betonoberfläche bereits einen Tag nach dem Materialauftrag ein Betonversagen.

Zum anderen wurde eine epoxidharzvergütete Zementmörtel-Matrix verwendet, die in Kooperation mit der Sika AG (Schweiz) zur Einbettung der tragenden Faserstrukturen entwickelt wurde. Das Produkt besteht aus drei Komponenten, einer Hauptkomponente aus sehr feinkörnigem Zement und Quarzsand als Zuschlagsstoff (C) und einem lösungsmittelfreien Epoxidharzzusatz mit den üblichen zwei Flüssigkomponenten: der Harzbasis (A) und dem Polyaminhärter (B). Letzter befindet sich in einer Emulsion gemischt mit Wasser, welches der Erhärtungsreaktion des hydraulischen Bindemittels in der Hauptkomponente dient. Das thixotrope Gemisch entspricht somit vom Prinzip her den in Kapitel 2.2.3 beschriebenen ECC-Mörteln. Das Mischungsverhältnis in Gewichtsteilen beträgt $A : B : C = 1 : 2.5 : 14$.

Zur Klärung des Einflusses der Umgebungstemperatur auf die Materialerhärtung bzw. die Festigkeitsentwicklung des Werkstoffes wurden vom Hersteller umfangreiche Untersuchungen durchgeführt. Dies umfasst die Ermittlung der Biegezug- und Druckfestigkeitsentwicklung von unter verschiedenen Umgebungstemperaturen (10°C, 23°C, 35°C) erhärteten Pro-

ben. Das Prüfverfahren entsprach dem Verfahren zur Prüfung von Mörtelprismen nach DIN 18555-3 [1]. Die relative Luftfeuchte (r. F.) während der Probenlagerung betrug einheitlich 50 %. Neben den Festigkeitswerten enthält Bild 4.4 auch die zugehörigen logarithmischen Regressionskurven. Es ist deutlich zu erkennen, dass nach einer schnellen Anfangserhärtung der überwiegende Teil der Festigkeitsbildung nach 28 Tagen Aushärtung abgeschlossen ist. Des Weiteren ist die Festigkeitssteigerung durch erhöhte Umgebungstemperaturen während der Aushärtung erkennbar, wobei dieser Effekt offensichtlich einem oberen Grenzwert zuzustreben und nicht beliebig weiter steigerbar scheint.

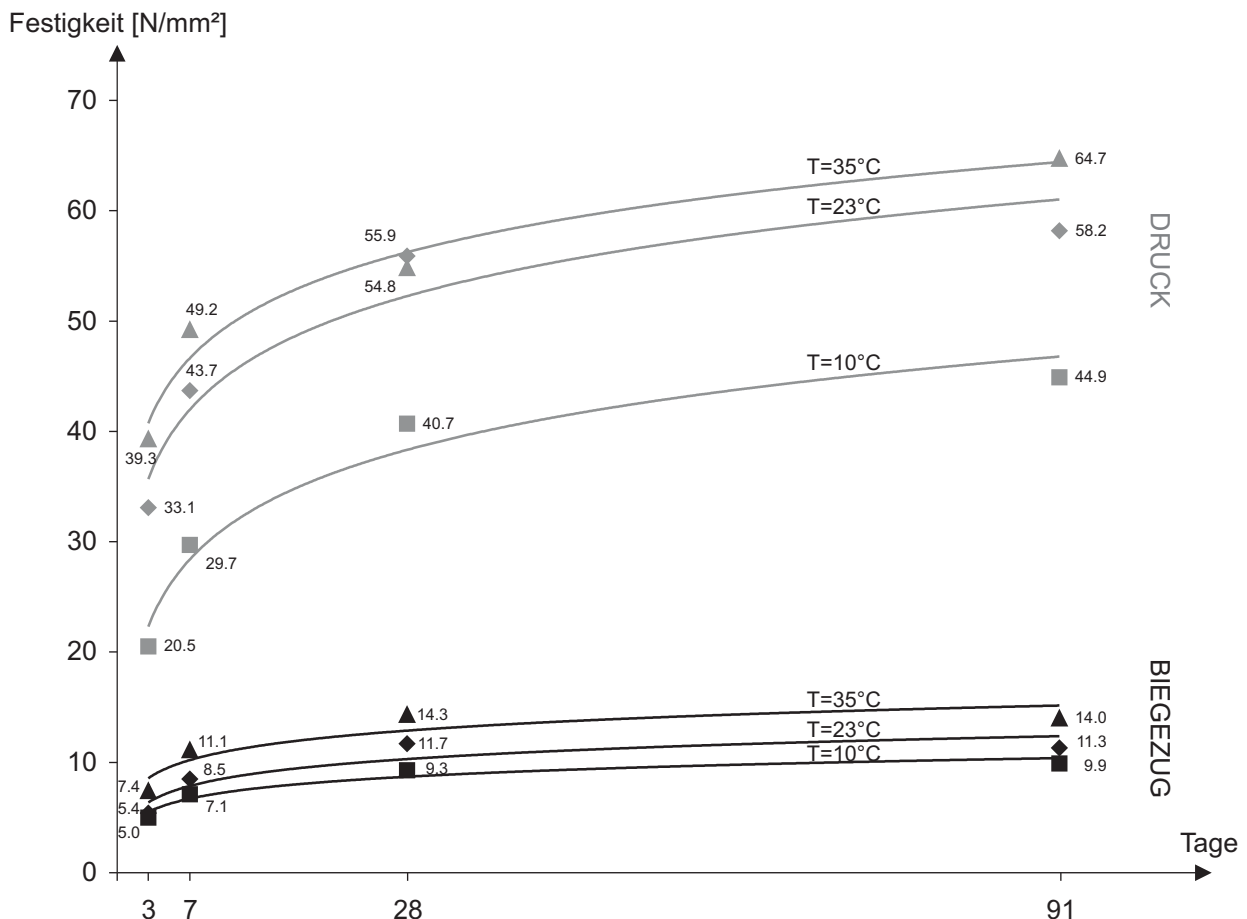


Bild 4.4: Biegezug- und Druckfestigkeitsentwicklung der Zementmörtel-Matrix für verschiedene Umgebungstemperaturen

Des Weiteren wurden die Verbundfestigkeiten des modifizierten Zementmörtels zu zwei verschiedenen Untergrundmaterialien ermittelt, auf die der Mörtel mit einer Schichtdicke von 2 mm aufgetragen wurde. Die Prüfung erfolgte ähnlich wie bei der Ermittlung der Haftzugfestigkeit von Mau-

ermörteln nach [4] (vgl. Kapitel 4.1.1). Die Versuchskörper wurden bis zur Prüfung bei +23°C und 50 % r. F. gelagert. Zu einer Kalksandsteinoberfläche betrug die Verbundfestigkeit des Matrix-Mörtels nach 3 Tagen Aushärtung 1.01 N/mm², nach 28 Tagen stieg dieser Wert auf 1.87 N/mm². Auf einem sandgestrahlten Betonuntergrund wurde nach 3 Tagen ein Wert von 2.79 N/mm², nach 28 Tagen ein Wert von 4.02 N/mm² ermittelt. Bei allen Prüfungen trat das Versagen in der Verbundfuge zwischen Mörtelschicht und Untergrund ein. Weitere Prüfungen nach 91 Tagen der Erhärtung ergaben in beiden Fällen keinen wesentlichen Festigkeitszuwachs mehr, so dass nach 28 Tagen von einer nahezu vollständigen Entwicklung der Verbundfestigkeiten ausgegangen werden kann. Die auf mechanisch vorbehandelten Betonoberflächen gegenüber dem glatten Kalksandstein erhöhten Verbundfestigkeiten des Materials sind vermutlich auf die verschiedenen Rauigkeiten und Porositäten der Untergrundoberflächen zurückzuführen.

Weitere Kennwerte des Materials sind die Frischmörtel-Rohdichte mit 1.98 g/cm³ und der E-Modul, der nach 7 Tagen 17000 N/mm² betrug. Darüber hinaus wurden eigene Untersuchungen zur Dampfdiffusionsoffenheit und zur Stärke der Alkalität des Materials durchgeführt. Eine Prüfung der Wasserdampfdurchlässigkeit nach DIN EN ISO 12572 [8] ergab eine Diffusionszahl von $\mu = 110$, was bei einer angenommenen Materialschichtdicke von $d = 5 \text{ mm}$ einer diffusionsäquivalenten Luftschichtdicke von $s_d = \mu \cdot d = 0.55 \text{ m}$ entspricht. Das Material kann demnach als dampffoffen, aber wasserundurchlässig beurteilt werden. Eine Messung der basischen Intensität ergab infolge des hohen Zementsteinanteils einen pH-Wert von 12.8, was einer starken Alkalität entspricht und eine dauerhafte Kombination mit Glas- oder Polyesterfasererzeugnissen aufgrund der in Kapitel 2.2.2 erläuterten Problematiken ausschließt.

Ein grundsätzlicher Unterschied zwischen den beiden verwendeten Matrix-Werkstoffen besteht in deren Verhalten unter Brandbeanspruchung. Um dies qualitativ zu verdeutlichen, wurden einfachste Versuche durchgeführt. Die Versuchskörper bildeten Kalksandsteine, auf die ca. 5 mm dicke Schichten der Matrix-Materialien aufgetragen wurden. Nach deren Aus-

härtung wurden sie unter Verwendung eines Bunsenbrenners mit blauer (rauschender) Flamme derart beaufschlagt, dass sich die Flammenkegelspitze auf der Matrix-Oberfläche befand. Die Oberflächentemperatur auf den zu untersuchenden Werkstoffschichten betrug daher ca. 1000°C und entspricht somit einer Temperatur, die bei einem voll entwickelten, sich ausbreitenden Brand auf das Material einwirken kann. Die Beflammung erfolgte zunächst für ca. 75 sec, danach wurde der Brenner für ungefähr 60 sec entfernt, um die Prüfkörper in Augenschein zu nehmen und um diese im Anschluss wiederum für ca. 75 sec der Beflammung auszusetzen.

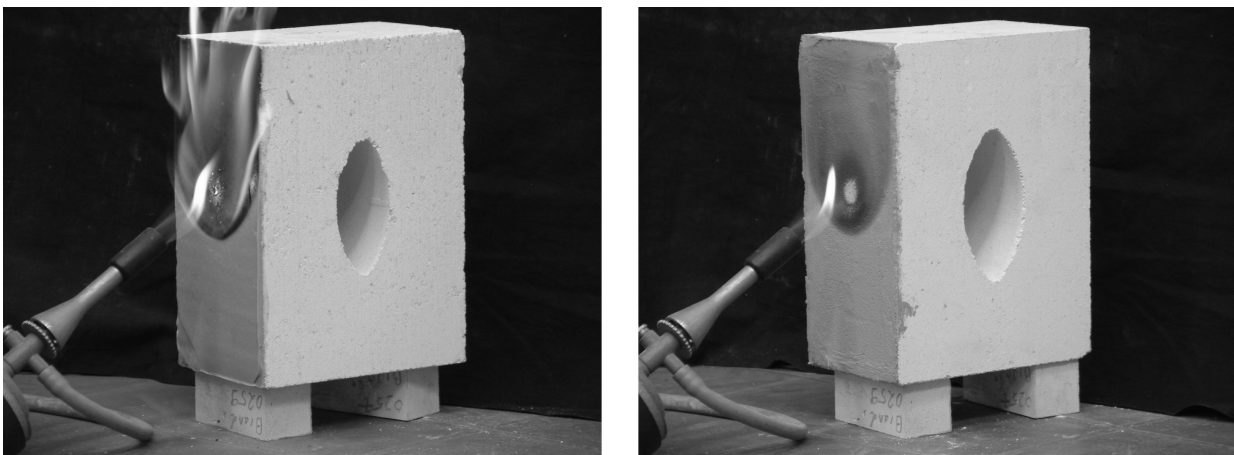


Bild 4.5: Einfache Brandversuche an Beschichtungen aus Epoxidharz (links) und kunststoffmodifiziertem Zementmörtel (rechts)

Das Epoxidharz entflammte nach ca. drei Sekunden der Beaufschlagung durch den Brenner und es kam im Folgenden zu einem funkenartigen Ausspritzen von Kunststoffpartikeln und Rauchentwicklung mit kunststoffverbrennungstypischem Geruch. Nach Entfernen der Beflammung brannte das Material kurze Zeit nach und verlöschte dann von selbst, ist also entflammbar, aber nicht brennbar. Nach Abschluss der Prüfung war die Oberfläche im Bereich der Hitzeeinwirkung stark verkohlt und die obere Materialschicht ließ sich abtragen, schützte aber offensichtlich die darunter liegenden Schichten. Der kunststoffvergütete Zementmörtel war hingegen auch nach längerer Beaufschlagung durch den Brenner nicht zu entflammen und zeigte ein weitestgehend neutrales Brennverhalten. Es kam während der Beflammung lediglich zu einer leichten Rauchentwicklung. Nach Entfernen des Brenners zeigte sich an der Stelle der Hitzezufuhr

eine Zersetzung des Materials, dessen oberste Schicht ebenfalls durch mechanische Einwirkung entfernt werden konnte.

4.1.2.2 Textilbewehrungen

Die zur Verstärkung auf die Mauerwerksoberflächen aufzubringenden Faserverbundwerkstoff-Lamine sind aufgrund der geringen Oberflächenfestigkeiten von Mauerwerk möglichst großflächig zu applizieren, um dadurch die auftretenden Verbundspannungen zu reduzieren. Die textilen Bewehrungsstrukturen sollen dabei ausreichende Zugfestigkeiten und einen möglichst einfachen, unproblematisch zu applizierenden Aufbau besitzen. Aufgrund der geringen Beanspruchbarkeiten von Maschenwaren bzw. der mangelnden, nur durch zusätzliche Maßnahmen zu erzielenden Formstabilität von Gelegen kommen hierzu lediglich Webwaren in Betracht (vgl. Kapitel 2.2.2). Da sich eine besonders effiziente Verstärkungswirkung von zweiachsig beanspruchten Scheibenbauteilen durch eine orthotrope Bewehrungsanordnung erzielen lässt, werden für die eigenen Untersuchungen ausschließlich bidirektionale Textilgewebe, die in zwei senkrecht zueinander stehenden Richtungen die gleichen Eigenschaften aufweisen, gewählt. Aufgrund der geplanten Trockenapplikation der Gewebe (*dry lay-up*) und zur Sicherstellung einer adäquaten Matrix-Durchtränkung ist als grober Richtwert ein Flächengewicht von unter 400 g/m^2 anzustreben. Des Weiteren soll die Applikation im Sinne eines minimierten Arbeitsaufwandes einlagig erfolgen. Tabelle 4.5 enthält die Kenndaten der verwendeten Fasererzeugnisse. Anzumerken ist, dass ein Vergleich von Filamentgeweben unterschiedlicher Materialien in Bezug auf deren Verstärkungswirkung auf Grundlage des Flächengewichtes alleine nicht möglich ist, da dieses von der Dichte des Fasermaterials beeinflusst wird. Darüber hinaus ist auch bei identischem Fasermaterial eine eindeutige Bewertung aufgrund des Flächengewichtes nicht möglich, da dies keine Rückschlüsse auf den Aufbau des Gewebes zulässt, dieser aber entscheidend für den Verbund zwischen Fasern und Matrix ist, da er die durch die Matrix benetzbare Faseroberfläche bestimmt. Zur vollständigen Charakterisierung ist daher

die Kenntnis der Fadenzahl pro Längeneinheit oder der Fadenfeinheit erforderlich.

Fasermaterial	Aufbau	Bindung	Flächengewicht [g/m ²]	Dicke [mm]	Feinheit (längs/quer) [tex]	Fadendichte (längs/quer) [1/cm]
Kohlenstoff (HT)	Gewebe	Leinwand	375	0.63	800 / 800	2.3 / 2.3
E-Glas	Gewebe	Leinwand	395	0.4	340 / 272	6.0 / 6.7
Polyester	Gewebe	Leinwand	265	0.43	330 / 330	3.9 / 3.9
Polyethylen	Gewebe	Leinwand	130	0.37	88 / 88	8.0 / 6.0

Tabelle 4.5: Zusammenstellung der verwendeten Fasergewebe

Darüber hinaus wurde ein harzvorimprägniertes Kohlenstoff-Gittergewebe mit einem Faserflächengewicht von 159 g/m² und Maschenweiten von 45 bzw. 47 mm dem Versuchsprogramm hinzugefügt, um den Einfluss des Fadenabstandes bei vergleichbarem Flächengewicht zu untersuchen. Um Letzteres in Bezug auf das vergleichsweise feinmaschige, 375 g/m² schwere Kohlenstoffgewebe zu erreichen, war allerdings abweichend vom restlichen Versuchsprogramm eine zweilagige Applikation des Gittergewebes erforderlich.

Polyesterfasern wurden trotz der in Kapitel 2.2.2 erläuterten Problematik der Dauerhaftigkeit der Faserfestigkeiten im alkalischen Milieu in den eigenen Versuchen in Verbindung mit der Zementmörtel-Matrix berücksichtigt, um das grundsätzliche Prinzip des Zusammenwirkens von niedermoduligen Fasern und verhältnismäßig hochmoduliger Matrix zu untersuchen. Aramidfaser-Produkte wurden nicht einbezogen, da dieses Fasermaterial aus mechanischer Sicht den bereits berücksichtigten E-Glasfasern stark ähnelt (vgl. Tabelle 2.1), darüber hinaus allerdings für den vorliegenden Anwendungsfall keine weiteren vorteilhaften Eigenschaften besitzt, jedoch deutlich teurer als eine E-Glasfaser ist.

4.1.2.3 Laminatapplikation

Zielsetzung der eigenen experimentellen Untersuchungen war es, die Kraftübertragung zwischen den Mauerwerks-Wandscheiben und den zur

deren Ertüchtigung nachträglich auflaminierten Faserverbundwerkstoffen (FVW) ausschließlich über Verbundspannungen zwischen dem Laminat und dem darunter liegendem Mauerwerk zu realisieren. Auf jede Art der Verankerung der Lamine sollte im Sinne einer möglichst einfachen Applikation bewusst verzichtet werden. Zur Maximierung der aufnehmbaren Verbundspannungen sind ein möglichst tragfähiger, gut vorbereiteter Mauerwerksuntergrund sowie Applikationsbedingungen, die eine optimale Aushärtung der Lamine ermöglichen, von größter Bedeutung. Hierzu wurden zunächst eventuelle Fugenmörtelüberstände entfernt und die Mauerwerksoberflächen anschließend mit Hilfe eines Handschleifgerätes aufgeraut, um die Adhäsion der Matrix auf dem Mauerwerk durch Verzahnung und Vergrößerung der Klebefläche zu verbessern. Danach wurden die Oberflächen gründlich gesäubert und bis zur Applikation der Lamine trocken, fett-, öl- und staubfrei gehalten.

Das weitere Vorgehen wurde durch die Art der verwendeten Matrix bestimmt. Kam das Epoxidharz zum Einsatz, so wurde mittels Lammfellwalze eine Matrix-Grundsicht auf die Mauerwerksoberfläche aufgebracht, in die anschließend die Bewehrungsstruktur eingelegt und mit Hilfe einer Laminierrolle solange angerollt wurde, bis eine ausreichende Penetration der Textilbewehrung eingetreten war. Dabei war darauf zu achten, dass keine Faltenbildung der Faserstruktur auftritt. Abschließend erfolgte analog zur Grundsicht der Auftrag einer Harz-Decksicht. Eine Nachbehandlung ist nicht erforderlich. Der Verbrauch an Laminierharz lag bei ca. 1.5 kg/m^2 Wandfläche, die Gesamtdicke des Laminates betrug ungefähr 2 mm.

Bei Verwendung der kunststoffvergüteten Zement-Matrix ist grundsätzlich ähnlich wie bei einer Kunstharz-Matrix zu verfahren, jedoch muss im Sinne einer planmäßigen Erhärtung äußerste Sorgfalt darauf verwendet werden, einen Flüssigkeitsentzug der Matrix durch ihre Umgebung zu verhindern. Hierzu wurden die Mauerwerksoberflächen vor dem Aufbringen der Matrix-Grundsicht ausreichend vorgehäst. Des Weiteren besteht die Möglichkeit, die Oberflächen nach Applikation des FVW-Laminates durch Abdeckung mit Folie gegen Austrocknung infolge Verdunstens der Matrixflüssigkeit zu schützen. Letzteres wurde allerdings aufgrund der Ver-

suchskörperherstellung unter gemäßigten Laborbedingungen nicht durchgeführt, empfiehlt sich jedoch bei erhöhten Umgebungstemperaturen (z.B. durch Sonneneinstrahlung). Ferner wurde beim Laminieren darauf geachtet, dass der zeitliche Abstand zwischen dem Aufbringen der Grundschicht und der Deckschicht möglichst gering ist, um einen optimalen Verbund zwischen den beiden Schichten zu erzielen. Der Gesamtbedarf an Matrix-Material lag bei den üblichen einlagigen Applikationen bei ca. 6 kg/m^2 Wandfläche, die Laminatdicke betrug ungefähr 3 mm. Im Falle des zweilagig applizierten Gitters stieg dieser Wert aufgrund der nach Einbettung der ersten Gitterlage zusätzlich aufzutragenden Matrix-Zwischenschicht auf ca. 6 mm, was den Materialverbrauch entsprechend erhöhte.

Im Falle der vollflächigen Wandapplikationen, bei denen die Breite der zu laminierenden Mauerwerksfläche größer als die handelsüblichen Lieferbreiten der Fasergewebe war, diese aber einlagig aufgebracht werden sollten, wurden vertikale Stöße der textilen Bewehrungsbahnen erforderlich, welche durch Überlappungen von ca. 10 cm Breite ausgeführt wurden. Bei der zweilagigen Gitterapplikation hingegen war dies nicht erforderlich. Hier wurden die bidirektionalen Gitterbahnen innerhalb der einzelnen Lagen stumpf aneinander gestoßen, die Verlegerichtung der zweiten Lage allerdings um 90° gegenüber der ersten Lage gedreht, um auf diese Weise einen flächigen Kraftschluss zu erzielen.

Abschließend sollen einige Anmerkungen zu einer potentiellen Anwendung in der Praxis gemacht werden. Hier dürfte in den meisten Fällen zunächst das eigentliche Mauerwerk freizulegen sein. Dies kann die Entfernung vorhandener Wärmedämm-, Putz- und Farbschichten oder sonstiger Beschichtungen erforderlich machen. Grundsätzlich existieren für eine solche Bearbeitung von Wandoberflächen - je nach Ausgangsbedingung - verschiedene Verfahren:

- Abschleifen (bzw. andere mechanische Verfahren)
- Sand-, Feucht-, Eis- oder Stahlkugel-Strahlverfahren
- Hochdruck-Wasserstrahlen

Empfohlen und für die meisten Fälle ausreichend wird der Einsatz von geeigneten Handschleifgeräten oder das Sandstrahlen sein. Allerdings ist bei dieser Art der mechanischen Bearbeitung auf eine Minimierung der Schmutzentwicklung und der damit verbundenen Beeinträchtigung der Umgebung beispielsweise durch die Verwendung von Schutzhauben oder Absaugungen zu achten. Im Falle eines Sandstrahl-Verfahrens kann, falls die Umgebungsbedingungen dies erlauben, dem Strahlgut auch eine möglichst geringe Menge Wasser beigemischt werden (Feuchtstrahlen), um die Staubentwicklung zu reduzieren.

Anschließend sind größere Fehlstellen bzw. Risse im Mauerwerk durch passende Ausgleichsmörtel mit zugehöriger Haftbrücke zu reprofilieren bzw. zu verpressen. Kleinere Unebenheiten werden im Zuge des Laminierprozesses ausgeglichen und brauchen vorab nicht verspachtelt zu werden. Zur Verfestigung des Untergrundes kann vor der eigentlichen Verstärkungsmaßnahme ein Haftgrundverbesserer aufgetragen werden.

Die Oberfläche eines textilibewehrten Zementmörtellaminates kann nach dessen Aushärtung direkt weiter bearbeitet werden und eignet sich wegen ihrer mineralischen Basis hervorragend als Putzgrund zur Aufbringung von Wärmedämm- bzw. Putzsystemen. Bei ordentlicher handwerklicher Ausführung kann die Gestaltung des optischen Wanderscheinungsbildes - falls aus bauphysikalischer Sicht keine weiteren Maßnahmen erforderlich sind - auch direkt auf der Laminatoberfläche erfolgen, beispielsweise durch Tapezieren oder mit Hilfe des *surface finishing*-Verfahrens, durch das der optische Eindruck einer Mauerwerksoberfläche erzeugt wird [85]. Bei einem Laminat auf Kunstharzbasis sind zunächst zusätzliche Maßnahmen erforderlich, bevor die Flächen weiterbearbeitet und optisch gestaltet werden können. Eine Möglichkeit besteht beispielsweise im Aufbringen einer Beschichtung, die sich als Träger darauf folgender Maßnahmen eignet. Des Weiteren können auch Verblendungen oder Verschalungen zum Einsatz kommen.

4.2 Kleinversuche

Die Prinzipien der Versuche an laminatverstärkten Mauerwerkskleinkörpern leiten sich aus einer Betrachtung der Beanspruchungssituation von Faserverbundwerkstoffen (FVW) ab, die auf die Oberflächen von Mauerwerksschubwänden appliziert werden. Um einen merklichen Einfluss der Lamine feststellen zu können, ist zunächst eine Entstehung von Rissen im darunter liegenden Mauerwerk erforderlich, deren Rissufer sich gegeneinander verschieben (vgl. Kapitel 2.2.4). Die Überbrückung des Risses durch die FVW-Beschichtung sorgt dann für die die Struktur verstärkende Kraftübertragung über die entstandene Diskontinuität des Mauerwerks hinweg (vgl. Wirkungsprinzip von Stahlbetonbewehrung). Die in schubbeanspruchten Mauerwerksscheiben auftretenden Rissarten können in Zugrisse - senkrecht zu den Mörtelfugen oder in den Mauersteinen - und in Scherrisse entlang den Fugen unterschieden werden. Aus diesen beiden Rissmechanismen ergeben die gewählten Aufbauten der Kleinversuche.

4.2.1 Zugversuche

Zunächst wurden für die verschiedenen FVW-Lamine Zugversuche durchgeführt, um mit deren Hilfe das Spektrum der Materialkombinationen für die weiteren Versuche einzugrenzen. Die verwendeten Gewebe-Matrix-Varianten ergeben sich aus den in Kapitel 4.1.2 beschriebenen Produkten.

Die Versuchskörper (vgl. Bild 4.6) bestanden aus zwei halbierten 2 DF-Kalksandvollsteinen der Festigkeitsklasse 12, die nicht vermörtelt, sondern lediglich trocken aufeinander gesetzt wurden. Die Lamine wurden mittig auf Vorder- und Rückseite der Prüfkörper auf den aufgerauten Untergrund appliziert. Zur Lasteinleitung wurden mit Epoxidharz (Sikadur®-30) auf die Seitenflächen der beiden Steinhälften sandgestrahlte Stahllaschen geklebt, zwischen die im Versuch Traversenplatten eingeschraubt wurden, welche über einen Gabelkopf gelenkig mit den Futterbacken der Zugprüfmaschine verbunden wurden. Die Aufbringung der Zugkraft erfolgte weggeregelt mit

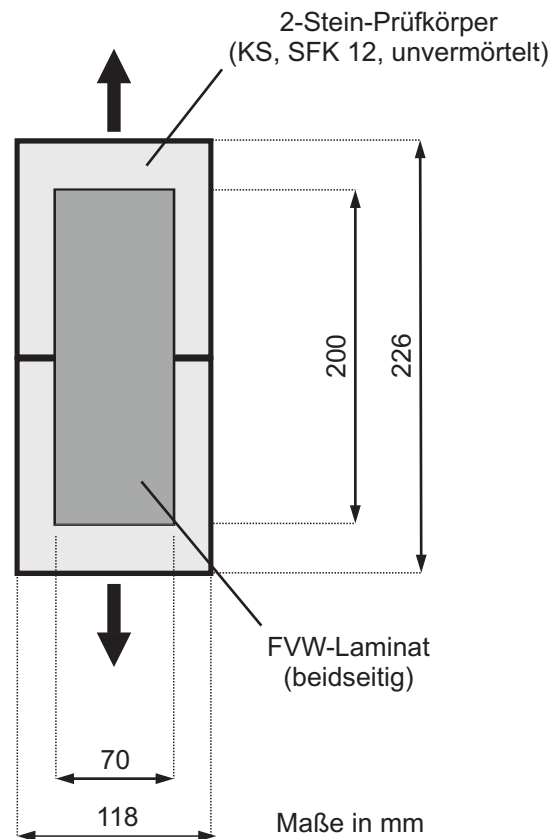


Bild 4.6: Aufbau der Zugversuche

einer Geschwindigkeit von 1 mm/min. Aufgezeichnet wurden die Kolbenkraft und der Kolbenweg. Eine ursprünglich vorgesehene Messung der Fugenöffnung über seitlich an den Stahllaschen fixierte induktive Wegaufnehmer erwies sich als ungeeignet, da gegenläufige Rotationen der beiden Steinhälften um mindestens eine der drei Raumachsen eine sinnvolle Interpretation der Messdaten unmöglich machten.

Neben den verschiedenen FVW-Materialien wurde auch der Einfluss der Ausrichtung der Faserstruktur zum (simulierten) Rissverlauf untersucht. Hierzu wurden für jede berücksichtigte Gewebe-Matrix-Kombination zwei verschiedene Winkel zwischen der Steinfuge und den Faserorientierungen der bidirektionalen Gewebe geprüft: zum einen eine im Verhältnis zum Riss orthogonale bzw. parallele Faserausrichtung (0° bzw. 90°) und zum anderen eine diagonale Orientierung (45°). Das Alter der Prüfkörper zum Zeitpunkt der Versuche betrug ca. 3 Wochen. Das Versuchsprogramm sowie die jeweiligen Mittelwerte der maximal aufnehmbaren Zugkräfte

enthält Tabelle 4.6. Hierzu ist anzumerken, dass die Ergebnisse des zwei-lagig applizierten Gittergewebes anzweifelbar sind, da die hier geprüfte Laminatbreite von 70 mm vermutlich zu klein sein dürfte, um bei einer solchen Maschenweite zuverlässige Ergebnisse gewährleisten zu können.

Variante	Fasermaterial	Struktur	Flächengewicht [g/m ²]	Matrix	Faserorientierung [°]	Maximalkraft [kN]
1	Kohlenstoff	Gewebe	375	Epoxidharz	0	10.34
					45	9.69
2	E-Glas	Gewebe	395		0	9.64
					45	8.55
3	Polyester	Gewebe	265		0	6.91
					45	6.62
4	Polyethylen	Gewebe	130		0	9.09
					45	8.12
5	Kohlenstoff	Gewebe	375	kunststoff- mod. Zement- mörtel	0	7.60
					45	6.19
6	Polyester	Gewebe	265		0	3.75
					45	2.41
7	Polyethylen	Gewebe	130		0	4.85
					45	2.76
8	Kohlenstoff	Gitter	2x159		0	3.00
					45	3.92

Tabelle 4.6: Ergebnisse der Zugversuche

Mit Ausnahme einer 0°-Applikation von Variante 3, bei der es zu einem Zugversagen der Polyesterfaserstränge kam, zeigte sich, dass bei Verwendung einer Epoxidharzmatrix und einer ausreichenden Reißfestigkeit der Faserstruktur das Versagen dadurch eintritt, dass die Oberflächenzugfestigkeiten des Mauersteines, die geringer als die durch das Epoxidharz hervorgerufenen Verbundfestigkeiten sind, durch die schiefen Hauptzugspannungen überschritten werden. In der Konsequenz löste sich die äußere Steinschicht mitsamt dem Laminat ohne wesentliche Vorankündigung vom restlichen Steinmaterial ab (vgl. Bild 4.7, links). Da ein solcher Sprödbuch ausschließlich von den Festigkeitseigenschaften des Mauersteines abhängt und nicht durch die Eigenschaften der variierten Werkstoffe oder Faserausrichtungen des Laminates beeinflusst wird, waren die Unterschiede in den maximal aufnehmbaren Kräften gering.

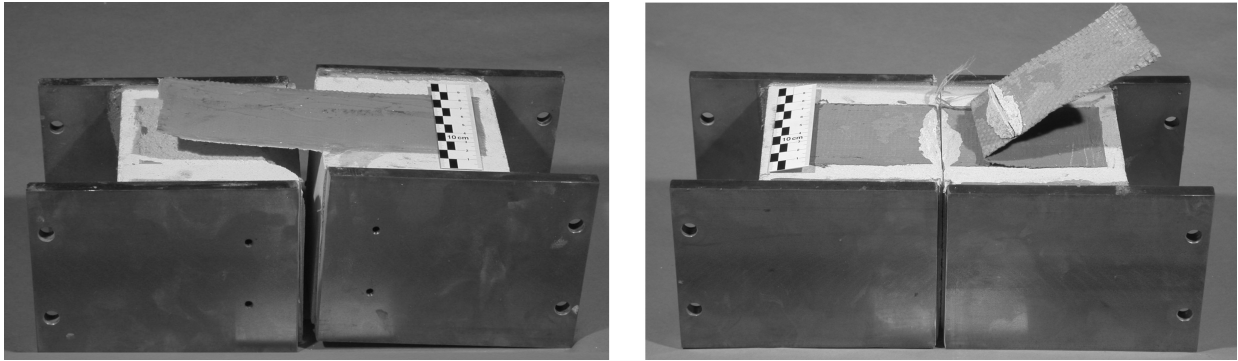


Bild 4.7: Dominierender Versagensmechanismus bei Verwendung einer Matrix aus Epoxidharz (links) und Zementmörtel (rechts)

Hingegen stellte bei Verwendung der modifizierten Zementmatrix ein Überschreiten der im Vergleich zur Epoxidharz-Matrix geringeren Verbundfestigkeiten zwischen Faserstruktur und Matrix den dominierenden Versagensmechanismus dar. Dies äußerte sich in Form eines von dem (simulierten) Riss ausgehenden Herauslösen der Gewebe aus der Matrix. Bei diagonal zur Fuge ausgerichteten Fasern kam es zu einem reißverschlussartigen Versagen, da sich das abgelöste Gewebe über dem geöffneten Riss auf seiner freien Länge immer wieder einschürte und so den Ablösungsprozess verzögerte. Die hierbei auftretenden Umlenkkkräfte beanspruchten allerdings den Verbund zwischen Faser und Matrix zusätzlich und führten so zu geringeren Beanspruchbarkeiten im Vergleich zu einer senkrecht zur Rissrichtung orientierten Applikation (vgl. Tabelle 4.6).

Anhand exemplarisch ausgewählter Kraft-Verformungs-Linien soll der prinzipielle Einfluss von Matrixmaterial und Faserorientierung veranschaulicht werden. Hierzu werden die Ergebnisse der Versuchskörper verwendet, die alle dieselbe textile Bewehrungsstruktur des gewählten Kohlenstoffgewebes aufweisen. Aufgrund der bereits beschriebenen Problematik im Zusammenhang mit den externen Wegaufnehmern werden die Arbeitslinien mit Hilfe des Kolbenweges bestimmt. Dieser setzt sich zum einen aus den gesuchten Verformungen des Prüfkörpers (PK) und zum anderen aus Verformungen des restlichen Versuchsaufbaus (VA) zusammen:

$$u_{\text{Kolben}} = u_{\text{VA}} + u_{\text{PK}} = F_{\text{Kolben}} \cdot \left(\frac{1}{K_{\text{VA}}(u)} + \frac{1}{K_{\text{PK}}(u)} \right) \quad (4.1)$$

Hierin bezeichnen K_{VA} und K_{PK} die Sekantensteifigkeiten in allgemeiner Form. Für die zur Auswertung der Versuche gesuchten Verformungen des Prüfkörpers folgt somit aus Gl. 4.1:

$$u_{PK} = u_{Kolben} - \frac{F_{Kolben}}{K_{VA}(u)} \quad (4.2)$$

Zur Bestimmung der Steifigkeit des restlichen Versuchsaufbaus K_{VA} wurde ein Zugversuch durchgeführt, der bis auf den eigentlichen Prüfkörper einen identischen Aufbau aufwies. Der Prüfkörper bestand jedoch statt aus zwei halbierten 2 DF-Steinen, die über ein FVW-Laminat miteinander verbunden sind, aus einem einzigen 2 DF-Stein ohne Laminatverstärkung, wodurch sich eine insgesamt unveränderte Geometrie des Prüfkörpers ergab. Es zeigte sich im für die Zugversuche relevanten Kraftbereich ein linear elastisches Verhalten und die Steifigkeit konnte zu $K_{VA} = 10.7 \text{ kN/mm}$ bestimmt werden. Somit wurde es möglich, die in Bild 4.8 dargestellten Arbeitslinien für die ausgewählten Kohlenstoffgewebe-Varianten zu ermitteln.

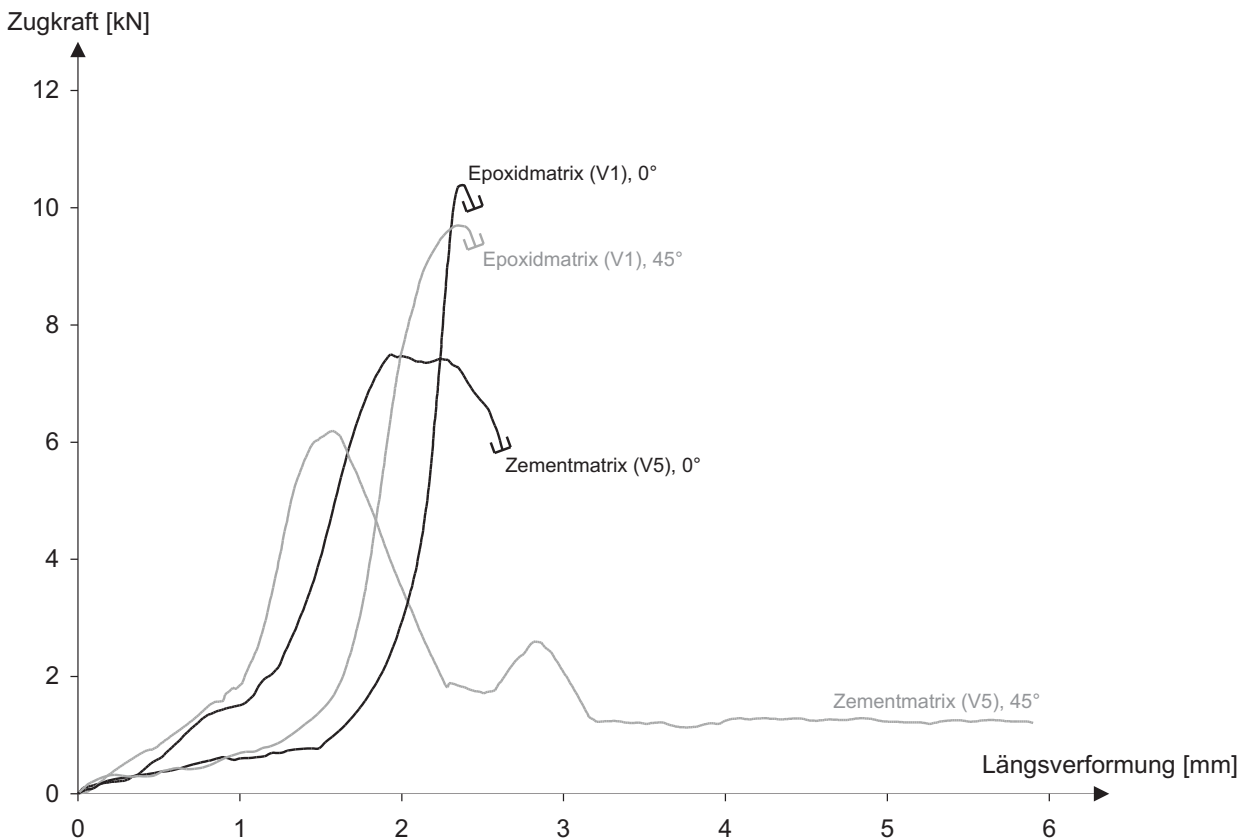


Bild 4.8: Einfluss von Matrix und Faserorientierung bei Zugbeanspruchung

Während die Prüfkörper ansonsten nach Überschreitung der Maximallast rasch ihre Beanspruchbarkeit einbüßten, ist bei Verwendung der Zement-Matrix und einer diagonalen Ausrichtung der Fasern zum Riss weiterhin eine konstante Kraftübertragung über große Verschiebungen hinweg möglich. Dies ist auf den bereits beschriebenen Wechsel zwischen Gewebeablösungen und Einschnürungen des abgelösten Gewebes zurückzuführen. Darüber hinaus lässt sich deutlich ein Einfluss der verwendeten Matrix auf die Anfangssteifigkeiten der Prüfkörper erkennen. Wird die Zugbeanspruchung auf die Prüfkörper aufgebracht, so dominieren anfangs bei geringem Lastniveau zunächst die Schubverformungen der im Verhältnis zur textilen Bewehrung wesentlich weicheren Matrix-Grundsicht das Verhalten der Prüfkörper. Hier ist die höhere Materialsteifigkeit des kunststoffmodifizierten Zementmörtels gegenüber dem Epoxidharz ersichtlich (vgl. Kapitel 4.1.2.1). Ab einem ausreichenden Verformungsniveau wird die Beanspruchung auf die steifere Faserstruktur übertragen, welche dann das Verhalten der Prüfkörper bestimmt. Dies zeigt sich durch eine deutliche Erhöhung der Prüfkörpersteifigkeiten auf einen für die verschiedenen Varianten ähnlichen Wert, da dieser nicht durch die Art der Matrix, sondern durch das für diesen Vergleich einheitlich gewählte Kohlenstoffgewebe bestimmt wird.

Für die weiteren Untersuchungen im Rahmen der Scherversuche (Kapitel 4.2.2) sowie der Wandscheiben-Großversuche (Kapitel 4.3) wurden nach Beurteilung der Versuchsergebnisse die Varianten 2, 5, 6 und 8 (vgl. Tabelle 4.5) ausgewählt. Variante 1 (V 1) und V 4 wurden nicht weiter berücksichtigt, da sich in den Zugversuchen gegenüber V 2 kein entscheidender Unterschied zeigte, der günstigere Materialpreis allerdings für die Verwendung von E-Glasgewebe spricht. Mit derselben Argumentation lässt sich ein Ausschluss von V 7 im Vergleich zu V 6 begründen. V 3 scheidet für eine weitere Verwendung aufgrund der zu geringen Zugfestigkeit des einlagig applizierten Polyester-Gewebes aus, da ein Riss der Faserstruktur, wie er bei dieser Variante in den Zugversuchen auftrat, einen unerwünschten Versagensmechanismus der Laminatverstärkung darstellt.

4.2.2 Scherversuche

Neben dem in Kapitel 4.2.1 behandelten Verhalten der unterschiedlichen Lamine über zugbeanspruchten Rissen ist bei einer Applikation auf Mauerwerksschubwänden vor allem das Verhalten über scherbeanspruchten Rissen in den Lagerfugen ausschlaggebend für die Effizienz der nachträglichen Verstärkungsmaßnahme. Daher wurden die verbliebenen Laminatvarianten unter dieser Beanspruchungssituation in den folgenden Scherversuchen weiter untersucht.

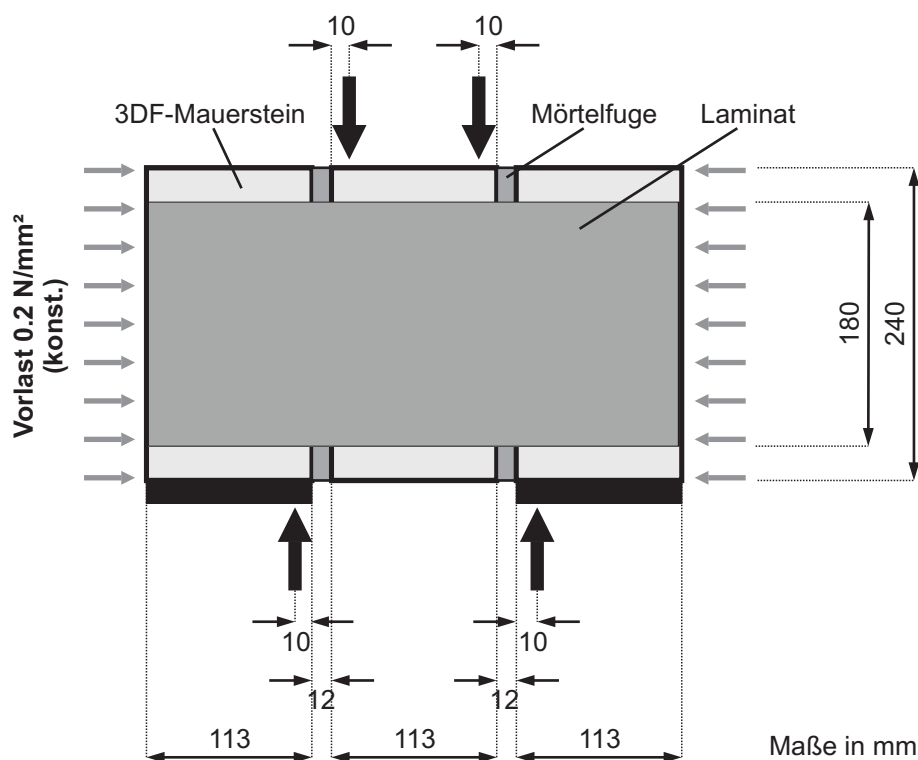


Bild 4.9: Aufbau der Scherversuche zur Prüfung der verschiedenen FWV-Lamine

Der Versuchsaufbau entspricht dem nach DIN EN 1052-3 [9], wie er bereits in Kapitel 4.1.1 zur Prüfung der Mauerwerksscherfestigkeiten verwendet wurde. Die ansonsten identischen Versuchskörper wurden nun jedoch nach Aushärtung der Mörtelfugen beidseitig mit den zu prüfenden Laminaten beschichtet. Hierbei wurden wiederum die zwei verschiedenen Ausrichtungen der Faserstruktur (0° bzw. 90° und 45°) gegenüber der Rissrichtung, die hier entlang den Mörtelfugen anzunehmen ist, berücksichtigt. Bild 4.9 zeigt den Versuchsaufbau. Das Mauermörtelalter der

Versuchskörper betrug zum Zeitpunkt der Prüfung im Schnitt ca. 45 Tage, das Laminatalter ca. 3 Wochen. Die den Prüfkörper überdrückende Vorlast wurde bei allen Laminat-Scherversuchen konstant zu 0.2 N/mm^2 gewählt. Dadurch ist eine Vergleichbarkeit mit den Ergebnissen der unverstärkten Prüfkörper (vgl. Bild 4.2) gewährleistet, bei denen dieselbe Vorlaststufe berücksichtigt wurde. Diese Referenzkurve ist ebenfalls in die Diagramme von Bild 4.11 eingetragen und ermöglicht es, den Einfluss der Laminatbeschichtung über die Differenz zwischen unverstärktem und verstärktem Prüfkörper zu quantifizieren.

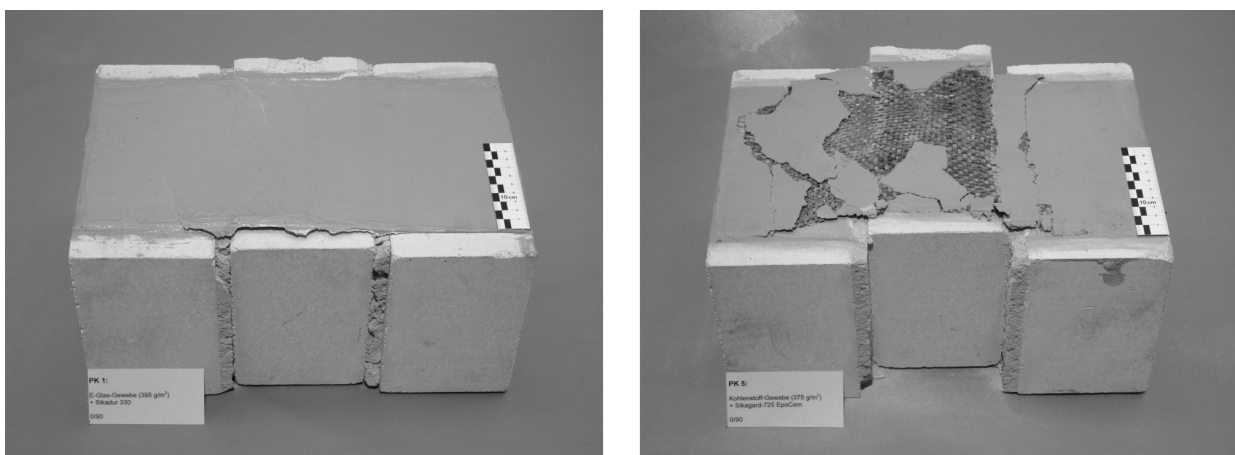


Bild 4.10: Typische Versagensmechanismen bei den Scherversuchen für Epoxidharz- (links) und Zementmörtel-Lamine (rechts)

Unabhängig von der Faserorientierung führte ein Epoxidharz-Laminat auch hier zu einem spröden Haftzugversagen im darunter liegenden Mauerstein (vgl. Bild 4.10, links). Die Prüfkörper mit Zementmörtel-Matrix und einer $0^\circ/90^\circ$ -Ausrichtung der Fasern zur Fuge erlaubten es hingegen, die aufnehmbaren Kräfte über größere Verschiebungen hinweg auf einem erhöhten Niveau zu halten (vgl. Bild 4.11, oben). Grund hierfür sind die schrittweise von der Fuge ausgehenden Ablösungserscheinungen der Faserstruktur von der Matrix, die auf die Schrägstellung und die damit verbundenen Umlenkkräfte im Bereich der senkrecht zur Fuge gerichteten Fasern zurückzuführen sind. Dies führte infolge der zusätzlichen Beanspruchung des Verbundes zu geringeren aufnehmbaren Kräften, jedoch aber zu einem vorteilhaften pseudoduktilen Versagensmechanismus des Laminates über der Fuge. Optisch äußerte sich dies dadurch, dass sich zunächst

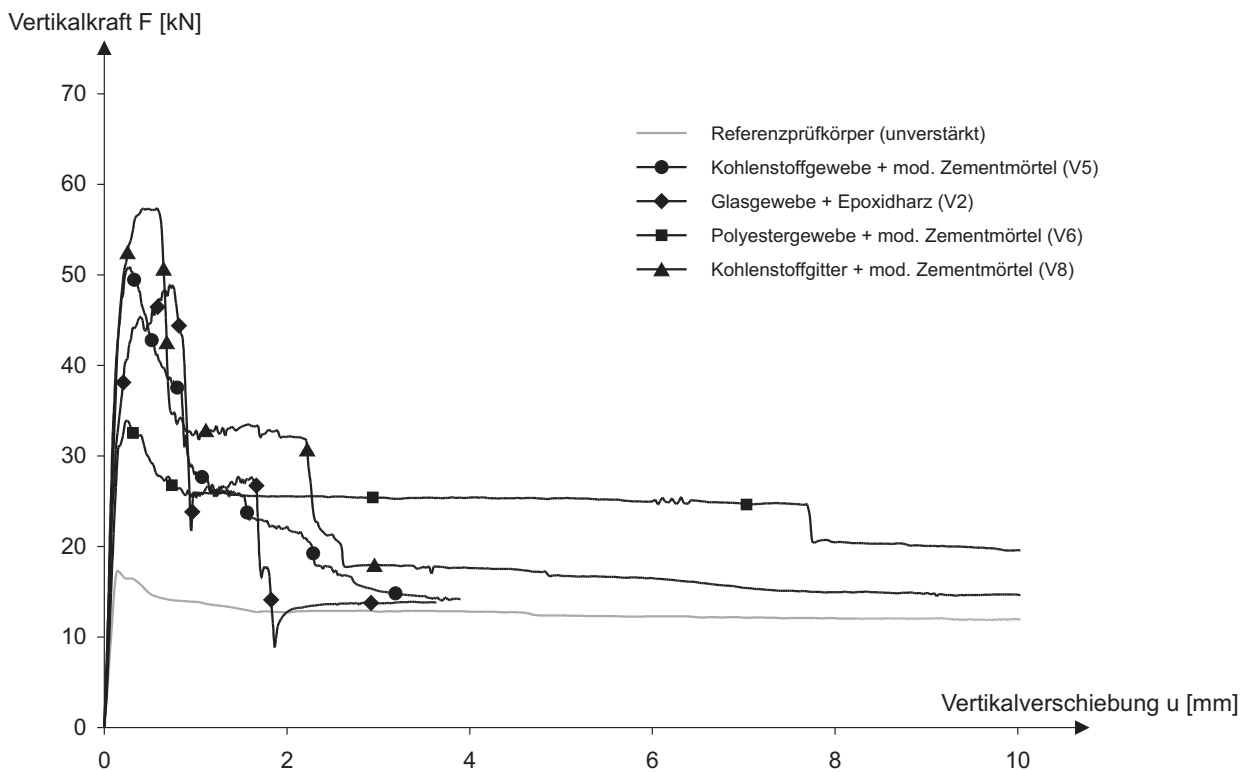
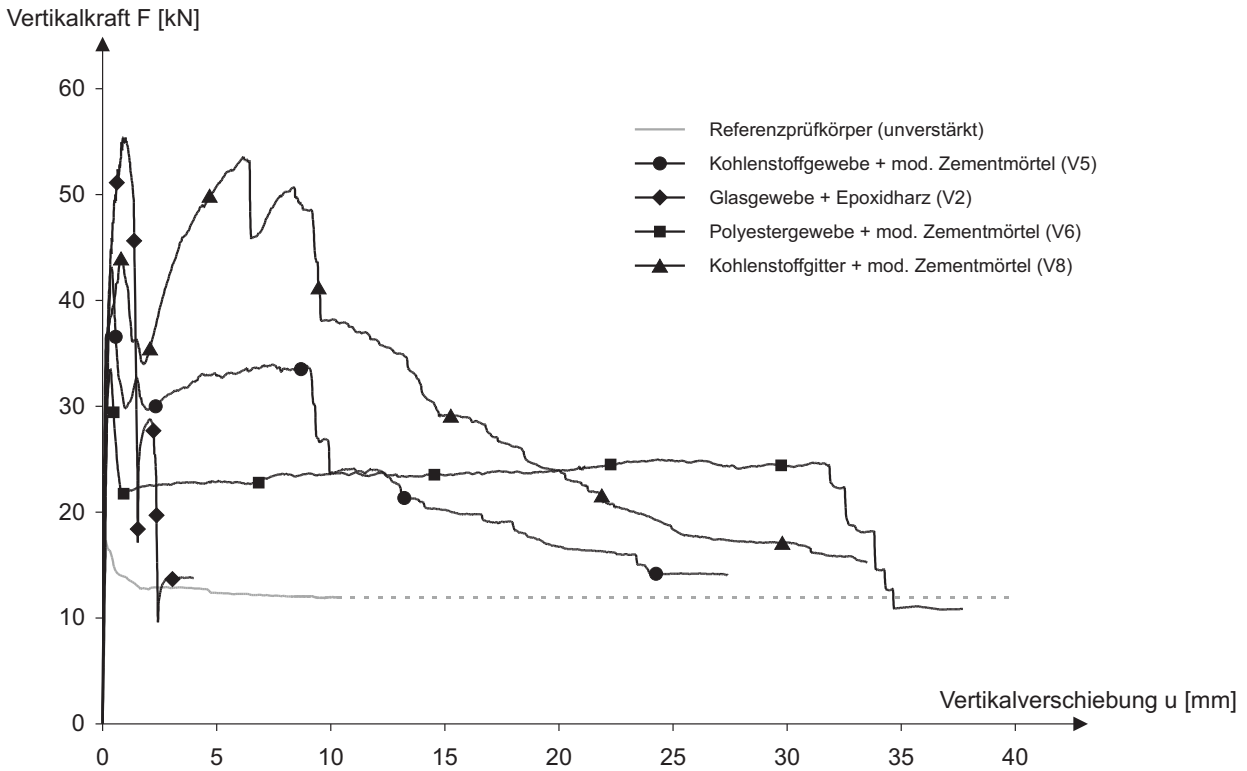


Bild 4.11: Ergebnisse der Laminat-Scherversuche für eine Faserorientierung von $0^\circ/90^\circ$ (oben) und 45° (unten)

Risse in der Deckschicht und Abplatzungen derselben über den Mörtelfugen bildeten, die sich von dort ausgehend im weiteren Versuchsverlauf nach beiden Seiten hin ausbreiteten (vgl. Bild 4.10, rechts). Im Gegensatz dazu wird im Falle einer diagonalen Ausrichtung der Faserstruktur diese bereits bei kleinsten Rissuferverschiebungen unmittelbar in Richtung ihrer Achse beansprucht und löst sich unter deutlich reduzierter Duktilität (vgl. Bild 4.11, unten) wesentlich spröder entlang der Prüfkörperdiagonalen ab. Äußerlich war dies durch das Auftreten von diagonal orientierten Rissen und Abplatzungen der Matrix-Deckschicht wahrzunehmen.

4.3 Großversuche an Wandscheiben

Das Prinzip der Großversuche besteht darin, das Verhalten von einzelnen, realmaßstäblichen Mauerwerkswandbauteilen, die durch die Oberflächenapplikation verschiedener Faserverbundwerkstoff-(FVW-)Lamine ertüchtigt wurden, unter simulierten seismischen Belastungen zu untersuchen und die Effektivität der Lamine im Hinblick auf eine nachträgliche Erdbebenverstärkung der Wandbauteile zu überprüfen. Die Ausführungen gliedern sich in eine Beschreibung des Versuchsaufbau und der angewandten Vorgehensweise zur realistischen Erdbebenlastsimulation (Kapitel 4.3.1) sowie in eine Dokumentation der Versuchsergebnisse, wobei zunächst vergleichende Untersuchungen der nach den Kleinversuchen verbliebenen Laminatwerkstoffe (vgl. Kapitel 4.2.1) an ansonsten identischen Wandprüfkörperkonfigurationen durchgeführt wurden (Kapitel 4.3.2). Den Abschluss bilden Versuche, bei denen die Effizienz einer ausgewählten FVW-Variante unter modifizierten Ausgangsbedingungen überprüft wurde (Kapitel 4.3.3).

4.3.1 Versuchsaufbau und Lastsimulation

Von höchster Bedeutung für die Aussteifung und die Standsicherheit des Gesamttragwerkes sind bei mehrgeschossigen Bauwerken die Schub-

wandscheiben im untersten Geschoss, da diese zum einen durch die größte Auflast, zum anderen aber auch durch die maximale Horizontalkraft beansprucht werden. Der Versuchsaufbau wurde daher so konzipiert, dass eine solche Mauerwerkswandscheibe einer in ihrer Ebene kombinierten Beanspruchung aus konstanter Vertikal- und erdbebensimulierender Horizontallast ausgesetzt wurde. Um Fehler infolge Größenskalierungen auszuschließen, wurde die Wandbauteile im Versuch realmaßstäblich, d.h. im Maßstab 1:1 nachgebildet. Bild 4.12 illustriert den Versuchsaufbau. Die aufgrund der quadratischen Grundform relativ gedrungene Geometrie der Wandkörper wurde gewählt, um das typische Verhalten von Schubwänden zu erzielen. Eine detaillierte Charakterisierung der verwendeten Mauerwerksbaustoffe erfolgte bereits in Kapitel 4.1.1.

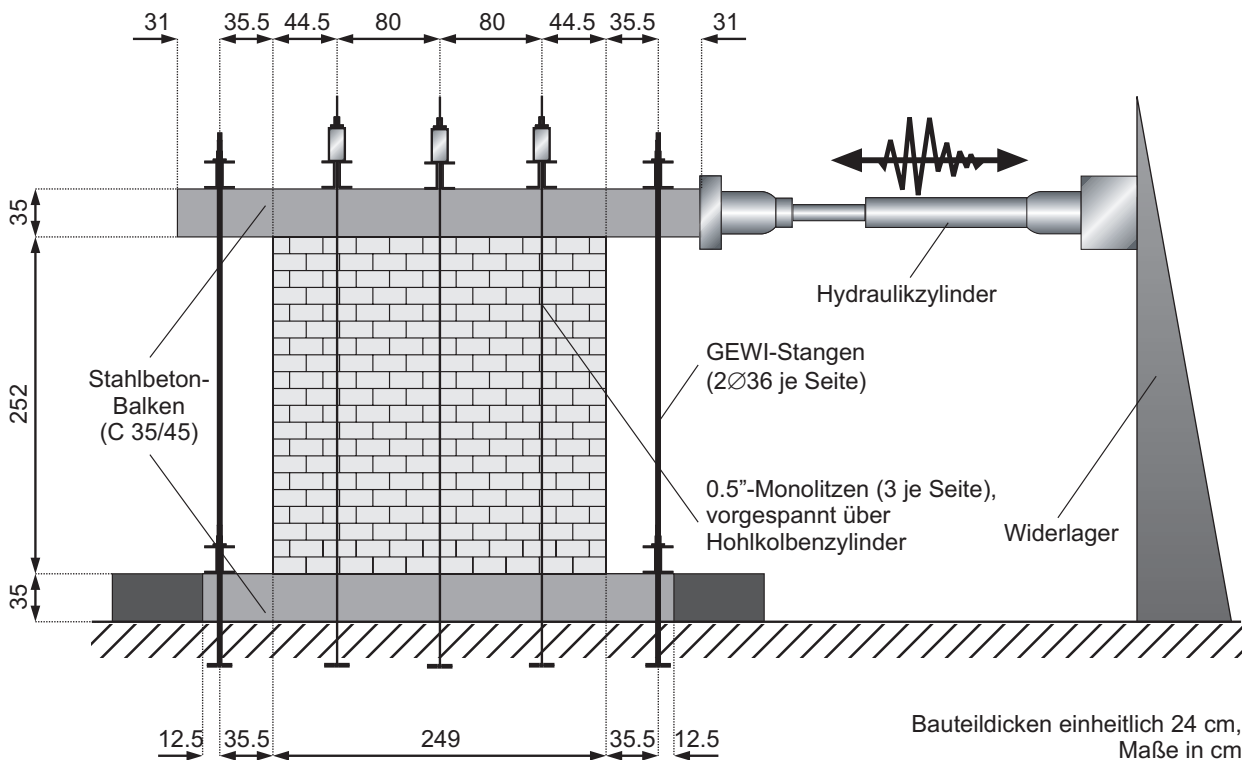


Bild 4.12: Aufbau der Großversuche an Mauerwerksscheiben

Die Mauerwerkswände wurden zunächst auf einem Stahlbeton-Fundamentbalken aufgemauert. Das Fugenraster entsprach einem mittigen Läuferverband und die Stoßfugen wurden vermörtelt. Nach ausreichender Erhärtung des Fugenmörtels (ca. 1 Woche) wurde ein Stahlbeton-Kopfbalken in ein hochfestes Zementmörtelbett auf die Wandscheiben gesetzt. Die Wahl eines Mörtels für die Fuge zwischen Wand und vorgefertigtem Kopf-

balken, der im Vergleich zu dem ansonst verwendeten Fugenmörtel eine erhöhte Festigkeit besaß, war dadurch gerechtfertigt, dass im realen Bauwerk der Verbund zwischen oberster Steinlage und aufbetonierter Ortbetondeckenplatte durch die Festigkeitseigenschaften des Betons bestimmt wird und daher deutlich besser als in den restlichen Mauerwerksfugen ist.

Anzumerken ist in diesem Zusammenhang, dass bei den Wandprüfkörpern, bei denen das Mauerwerk durch die Applikation der FVW-Lamine ertüchtigt wurde und bei denen daher deutlich erhöhte, horizontale Beanspruchbarkeiten zu erwarten waren, zur Sicherstellung der Kraftübertragung zwischen dem verstärkten Mauerwerk und den beiden angrenzenden Stahlbetonbalken zusätzlich auf beiden Wandseiten im Bereich der Übergangsfugen Stahlbänder aufgedübelt wurden. Diese Maßnahme sollte ausschließlich der Fugenverstärkung und nicht einer Verankerung der auf den Mauerwerksoberflächen applizierten Lamine dienen. Befestigt wurden die Bänder im Mauerwerk über eine Bohrmontage von drehmomentkontrolliert spreizenden Kompakt-Metalldübeln. Die Unbedenklichkeit der hierbei entstehenden Spreizkräfte auf die Mauersteine wurde durch Vorversuche sichergestellt. In den Betonbalken fand die Verankerung über bereits einbetonierte Hülsendübel statt. Ähnlich wäre auch im Rahmen einer praktischen Anwendung zu verfahren, um den Kraftfluss entsprechend zu gewährleisten. Hierbei könnten beispielsweise Stahlwinkel-Konstruktionen verwendet werden, die im Wandbereich verschraubt, im Deckenbereich alternativ auch verklebt werden könnten.

Vor dem eigentlichen Versuchsbeginn wurden die Wandkörper mit einer statischen Auflast von 0.55 N/mm^2 beaufschlagt, um die Einwirkung der darüber liegenden Geschosse nachzuahmen. Die Aufbringung der vertikalen Last erfolgte über insgesamt sechs 0.5"-Monolitzen (drei auf jeder Wandseite), die auf dem Prüffeld verankert und über Hohlkolbenzylinder, die auf den Kopfbalken aufgesetzt waren, vorgespannt wurden. Eine aktive Regelung der Auflast war im weiteren Versuchsverlauf nicht notwendig, da eine permanente Kraftmessung zeigte, dass die Kraftänderungen in den dehnweichen Litzen auch bei größeren Horizontalverschiebungen des Wandkopfes vernachlässigbar gering ausfielen und daher von einer kon-

stanten Vertikalbeanspruchung ausgegangen werden konnte. Die Größe der Auflast ergab sich aus einer vorab durchgeführten Überschlagsrechnung für eine typische Innenwand im untersten Geschoss eines insgesamt vierstöckigen Gebäudes.

Um im Versuch den Randbedingungen der Wandscheiben im realen Tragwerk auf möglichst einfache Weise Rechnung zu tragen, wurden im Anschluss an die Aufbringung der Vorlast an beiden Enden des Kopfbalkens jeweils zwei im Prüffeld rückverankerte Zugstangen in Form von Spannstabstählen mit Gewinderippen als Niederhalterungen angeordnet (vgl. Bild 4.12). Hierdurch wurden entsprechend einer Schubwand die freien Rotationen des Wandkopfes behindert, allerdings nicht vollständig unterbunden, und somit vereinfacht der rahmenähnliche Einfluss angrenzender Bauteile wie beispielsweise über die Wandlänge hinweg durchlaufender Deckenplatten simuliert.

Prinzipiell ist anzumerken, dass eine exakte Berücksichtigung aller im realen Bauwerk vorhandenen Randbedingungen im Rahmen einer experimentellen Untersuchung einzelner Wandscheiben aufgrund der vielfältigen Interaktionen mit benachbarten Bauteilen praktisch unmöglich ist. Daher ist es mit Hilfe gewisser Vereinfachungen erforderlich, die wesentlichen Einflüsse adäquat abzubilden. Die Festlegung eines - zumindest europa-weit - harmonisierten Versuchsaufbaus zur Prüfung von Mauerwerksschubwänden, um die Ergebnisse verschiedener Untersuchungen vergleichbar zu machen, ist nach wie vor Gegenstand der Forschung [51, 139]. Der zum Zeitpunkt der eigenen Untersuchungen gewählte Versuchsaufbau entspricht im Detail vermutlich nicht den Ansätzen zukünftiger Konfigurationen, berücksichtigt aber auf vertretbare Weise die wesentlichen Einflüsse. Darüber hinaus bestand in erster Linie die Absicht, die einzelnen Ergebnisse innerhalb der eigenen Versuchsreihe miteinander zu vergleichen.

Die eigentliche Prüfbelastung, die die horizontale Beanspruchung des Wandbauteils in seiner Ebene im Falle eines Erdbebens simuliert, wurde über einen beidseitig gelenkig gelagerten Hydraulikzylinder am Wandkopf mit Hilfe der pseudodynamischen Versuchsmethodik (vgl. Kapitel 2.3.2)

aufgebracht. Aufgrund der Aufteilung des dynamischen Verhaltens in numerisch simulierte und experimentell ermittelte Anteile ist zunächst ein dem Versuch zu Grunde liegendes Rechenmodell der schwingenden Struktur zu entwickeln (vgl. Bild 4.13).

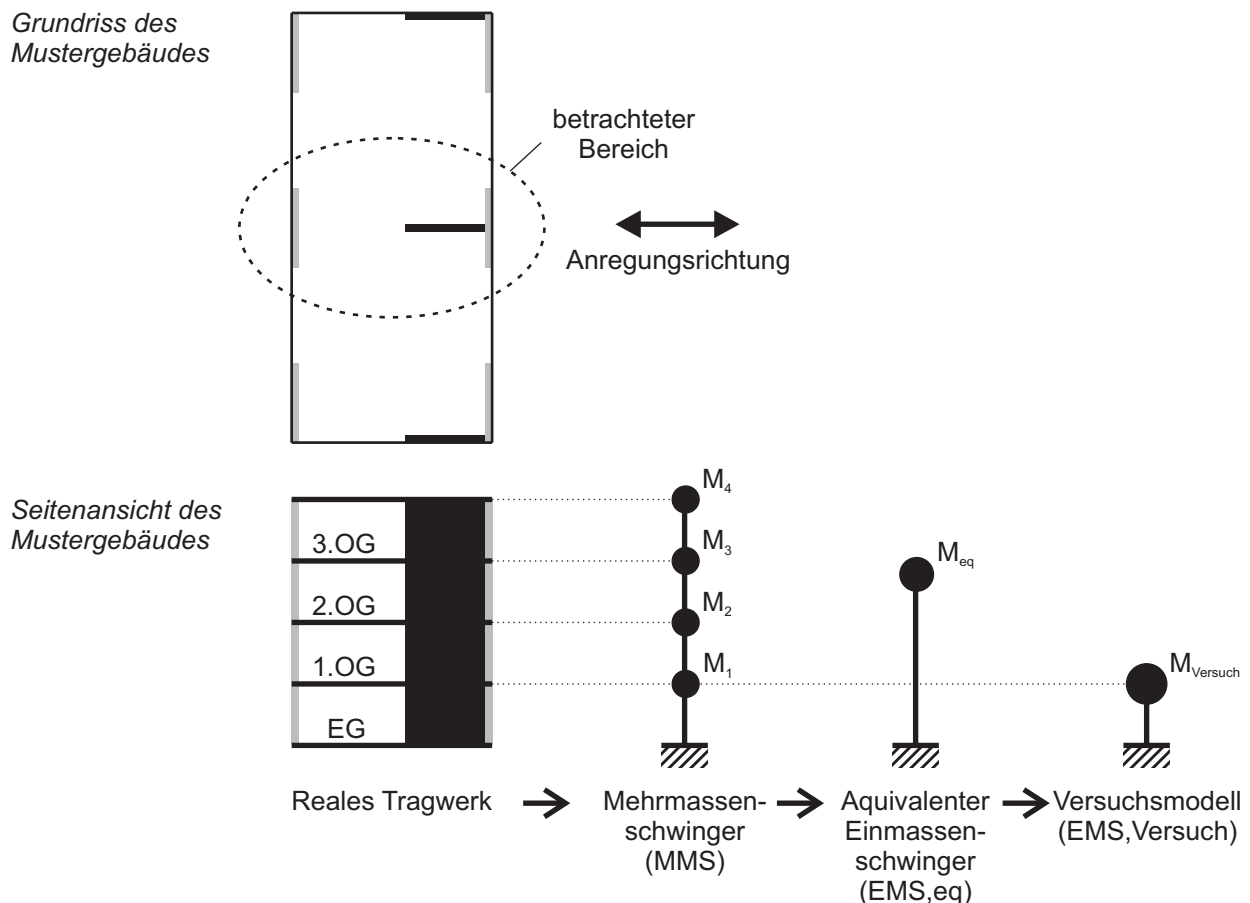


Bild 4.13: Entwicklung eines Schwingermodells für die pseudodynamisch durchgeführten Wandversuche

Grundsätzlich erfolgt die Modellierung eines n -geschossigen Bauwerkes über den Ansatz eines Mehrmassenschwingers, welcher die Schwingzeiten T_i ($i = 1, \dots, n$) besitzt. Aufgrund der Regularität üblicher Mauerwerksbauten und der damit verbundenen Dominanz der ersten Eigenform auf das Schwingungsverhalten [88] kann die betrachtete Struktur vereinfacht durch einen äquivalenten Einmassenschwinger abgebildet werden, welcher die gleiche Grundschwingzeit aufweist ($T^{EMS,eq} = T_1^{MMS}$). Da im Falle der eigenen Untersuchungen lediglich eine einzelne Wandscheibe im untersten Geschoss experimentell nachgestellt wurde, war ein modifizierter Einmassenschwinger einzuführen, der ebenfalls die erforderliche Schwin-

gungsäquivalenz besitzt ($T^{EMS,Versuch} = T^{EMS,eq}$). Für den betrachteten Fall eines viergeschossigen Wandscheibengebäudes wurde überschlägig eine Grundschwingdauer von $T_1^{MMS} = 0.3 \text{ sec}$ angenommen. Die Masse des schwingenden Versuchssystems ergibt sich somit als Rechenwert unter der vereinfachenden Annahme ungedämpfter Schwingungen zu:

$$M_{Versuch} = K_0^{Wand} \cdot \left(\frac{T_1^{MMS}}{2 \cdot \pi} \right)^2 \quad (4.3)$$

K_0^{Wand} beschreibt die elastische Anfangssteifigkeit des Wandprüfkörpers, welche jeweils vor dem eigentlichen Versuchsbeginn durch manuelle Steuerung des horizontalen Prüfzylinders ermittelt wurde. Hierbei wurde eine geringe, für den Zustand des Versuchskörpers unbedenkliche Horizontalverschiebung am Wandkopf aufgebracht, und die Steifigkeit aus der abgelesenen Kraft- und Weggröße entsprechend berechnet.

Des Weiteren ist die Größe der viskosen Strukturdämpfung vorzugeben. Für einen Schwinger mit einem Freiheitsgrad gilt in allgemeiner Form:

$$C = \xi_v \cdot 2 \cdot M \cdot \omega \quad (4.4)$$

Mit der Systemeigenkreisfrequenz

$$\omega = \sqrt{\frac{K}{M}} \quad (4.5)$$

ergibt sich aus Gleichung 4.4, bezogen auf das dem Versuch zu Grunde liegende Schwingermodell:

$$C_{Versuch} = \xi_v \cdot 2 \cdot \sqrt{K_0^{Wand} \cdot M_{Versuch}} \quad (4.6)$$

Für das hierin enthaltene, viskose Dämpfungsmaß wurde in den eigenen Untersuchungen $\xi_v = 5\%$ angenommen.

Die Einflüsse der Deckenplatten sowie der darüber liegenden Geschosse wurden zum einen durch die auf den Versuchskörper aufgebrachte Auflast, zum anderen durch die seitlichen Zugstangen vereinfacht berücksich-

sichtig. Eine genauere Abbildung der angrenzenden Bauteile ergäbe sich beispielsweise mit Hilfe des in Kapitel 2.3.1 beschriebenen *substructuring*-Verfahrens. Da dies allerdings für die vorliegenden Fragestellungen keinen entscheidenden Vorteil bringen, sondern lediglich eine aufwands-erhöhte und fehleranfälligere Algorithmusprogrammierung zur Steuerung der Horizontallast erforderlich machen würde, wurde hierauf verzichtet.

Die Steuerung übernimmt bei pseudodynamischen Versuchen ein Algorithmus, der in jedem Zeitschritt die auf den Prüfkörper aufzubringende Belastung ermittelt. Hierzu ist in erster Linie die dem System zu Grunde liegende Bewegungsdifferentialgleichung (vgl. Gleichung 2.2), die neben den gesuchten Verschiebungen auch deren Zeitableitungen ersten und zweiten Grades enthält, zu lösen. Für die eigenen Versuche wurde ein Algorithmus von THIELE [166, 167] benutzt, der als numerisches Zeitintegrationsverfahren die implizite α -Methode nach HILBER, HUGHES und TAYLOR [65] verwendet. Dieses Verfahren stellt eine erweiterte Umsetzung der verallgemeinerten Trapezregel (vgl. Gleichung 2.40) dar. Die Besonderheit besteht in der Einführung einer numerischen Dämpfung, die ungewollte, höhere Eigenschwingungen, welche bei Änderung der Zeitschrittweite entstehen [11], unterdrückt. Die Größe der numerischen Dämpfung ist proportional zum Verhältnis der Größe des Zeitinkrementes zu der Schwingungsdauer des Systems [11] und wird über den Operator α gesteuert. Aus einer Diskretisierung von Gleichung 2.2, die durch Gleichung 2.6 modifiziert wird, folgt für einen Einmassenschwinger für den Übergang von Zeitpunkt $n \rightarrow n + 1$:

$$\begin{aligned} M \cdot \ddot{u}^{n+1} + (1 + \alpha) \cdot C \cdot \dot{u}^{n+1} - \alpha \cdot C \cdot \dot{u}^n \\ + (1 + \alpha) \cdot R^{n+1} - \alpha \cdot R^n = (1 + \alpha) \cdot F^{n+1} - \alpha \cdot F^n \end{aligned} \quad (4.7)$$

Die numerische Umsetzung der Integrationen aus Gleichung 2.4 bzw. Gleichung 2.5 ergibt für die Verschiebungs- bzw. Geschwindigkeitsgrößen:

$$u^{n+1} = u^n + \Delta t \cdot \dot{u}^n + \Delta t^2 \cdot \left[\left(\frac{1}{2} - \beta \right) \cdot \ddot{u}^n + \beta \cdot \ddot{u}^{n+1} \right] \quad (4.8)$$

$$\dot{u}^{n+1} = \dot{u}^n + \Delta t \cdot \left[(1 - \gamma) \cdot \ddot{u}^n + \gamma \cdot \ddot{u}^{n+1} \right] \quad (4.9)$$

Für α und die weiteren Parameter β und γ gilt:

$$-\frac{1}{3} \leq \alpha \leq 0 \quad (4.10)$$

$$\beta = \frac{(1 - \alpha)^2}{4} \quad (4.11)$$

$$\gamma = \frac{1}{2} - \alpha \quad (4.12)$$

$\alpha = 0$ bedeutet, dass keine numerische Dämpfung existiert und die Methode dem NEWMARK-Verfahren, einem Standardverfahren zur impliziten Zeitintegration, entspricht. Im Regelfall ist der Einfluss der numerischen Dämpfung auf das Ergebnis aufgrund der im Sinne der Lösungsgenauigkeit ausreichend klein gewählten Zeitschrittweiten gering.

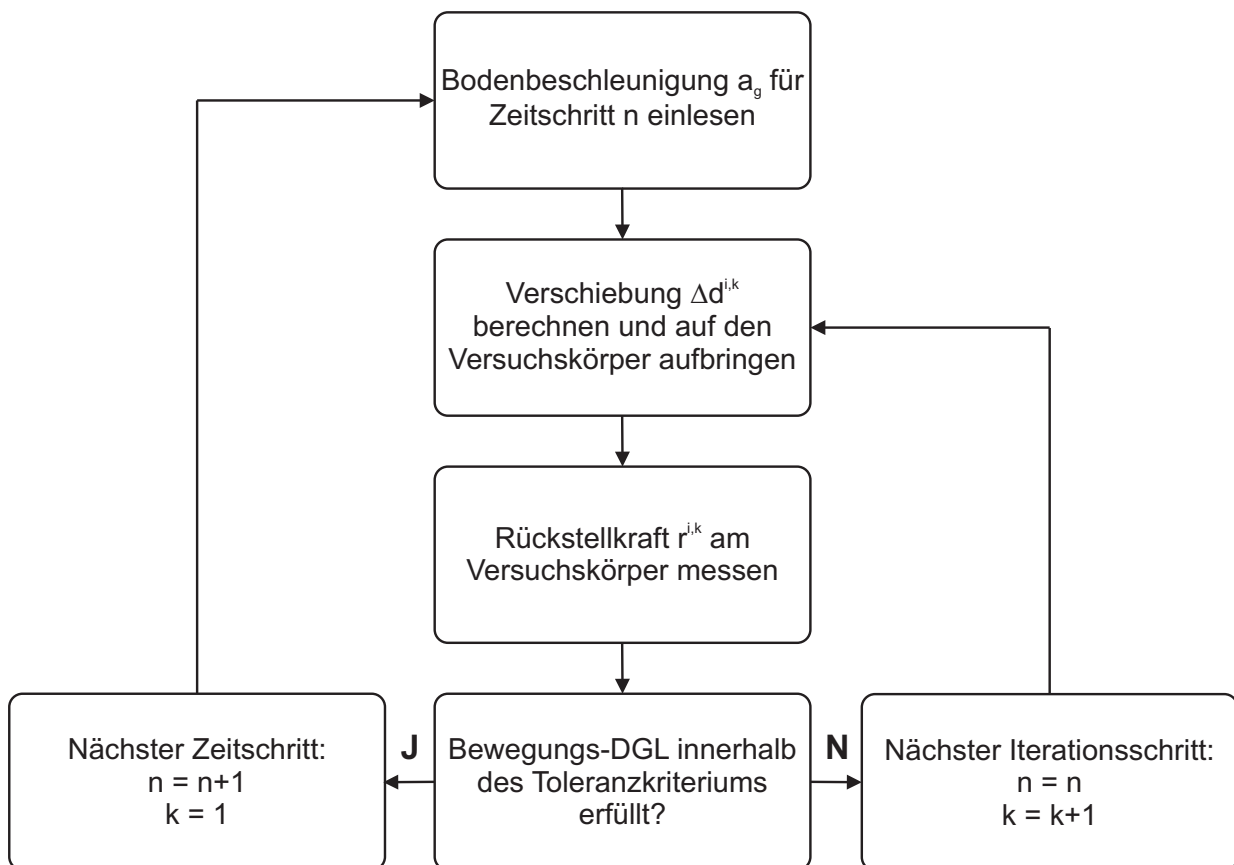


Bild 4.14: Flussdiagramm des pseudodynamischen Algorithmus

Da der Algorithmus implizit ist, muss die Lösung für jeden Zeitschritt iterativ ermittelt werden. Um eventuell unrealistisch materialschädigende Belastungszyklen innerhalb der einzelnen Iterationen zu vermeiden, ver-

wendet der Algorithmus das bereits in Kapitel 2.3.2 beschriebene Prinzip der I-Modifikation. Die im Rahmen der eigenen Versuche gewählte Zeitschrittgröße betrug $\Delta t = 0.02 \text{ sec}$. Bild 4.14 beschreibt den Ablauf des Algorithmus, wobei k den Zähler der Iterationsschritte bezeichnet.

Für den dem Algorithmus vorzugebenden Zeitverlauf der Bodenbeschleunigung wurde eine gemessene Nord-Süd-Komponente des Vrancea-Bebens (Rumänien) vom 30.05.1990 verwendet (vgl. Bild 4.15), welches eine Momentmagnitude von $M_w = 6.7$ besaß. Die Aufzeichnung des Akzelerogrammes erfolgte an der Freifeld-Messstation INCERC in Bukarest, an der die maximale Resultierende der Beschleunigungskomponenten (*peak ground acceleration*) 119 cm/sec^2 betrug. Es ist anzumerken, dass das zugehörige Beschleunigungs-Antwortspektrum (vgl. Bild 4.15) von seiner Charakteristik hinsichtlich des Spektralgehalts typisch für viele Standorte ist und die Untersuchungen somit in ihrer Aussagekraft auf zahlreiche Regionen übertragbar sind.

Die Steigerung der Belastung erfolgte schrittweise dadurch, dass das gemessene Akzelerogramm, welches als das 100 %-Niveau angenommen wurde, auf verschiedene Stufen skaliert wurde. Begonnen wurde bei jedem Wandprüfkörper mit einer Skalierungsstufe von 25 %. Gesteigert wurde solange, bis der Prüfkörper deutlich in den Nachbruchbereich hinein beansprucht wurde und keine weiteren Erkenntnisse zu erwarten waren. Zur anschaulicheren Charakterisierung der verschiedenen Laststufen soll der ingenieurseismologische Parameter der makroseismischen Intensität verwendet werden, welcher über diverse empirische Gleichungen mit der maximalen Bodenbeschleunigung am Standort verknüpft werden kann. Im Folgenden sollen hierfür zwei solche Beziehungen aus der Literatur angegeben werden. Der erste Ausdruck entstand durch eine Auswertung der Daten weltweiter Erdbebenereignisse [110], die zweite Gleichung wurde speziell für die rumänische Vrancea-Region entwickelt [50]:

$$\log a_0 = 0.25 + 0.25 \cdot I \quad (4.13)$$

$$\log a_0 = 0.1814 + 0.2712 \cdot I \quad (4.14)$$

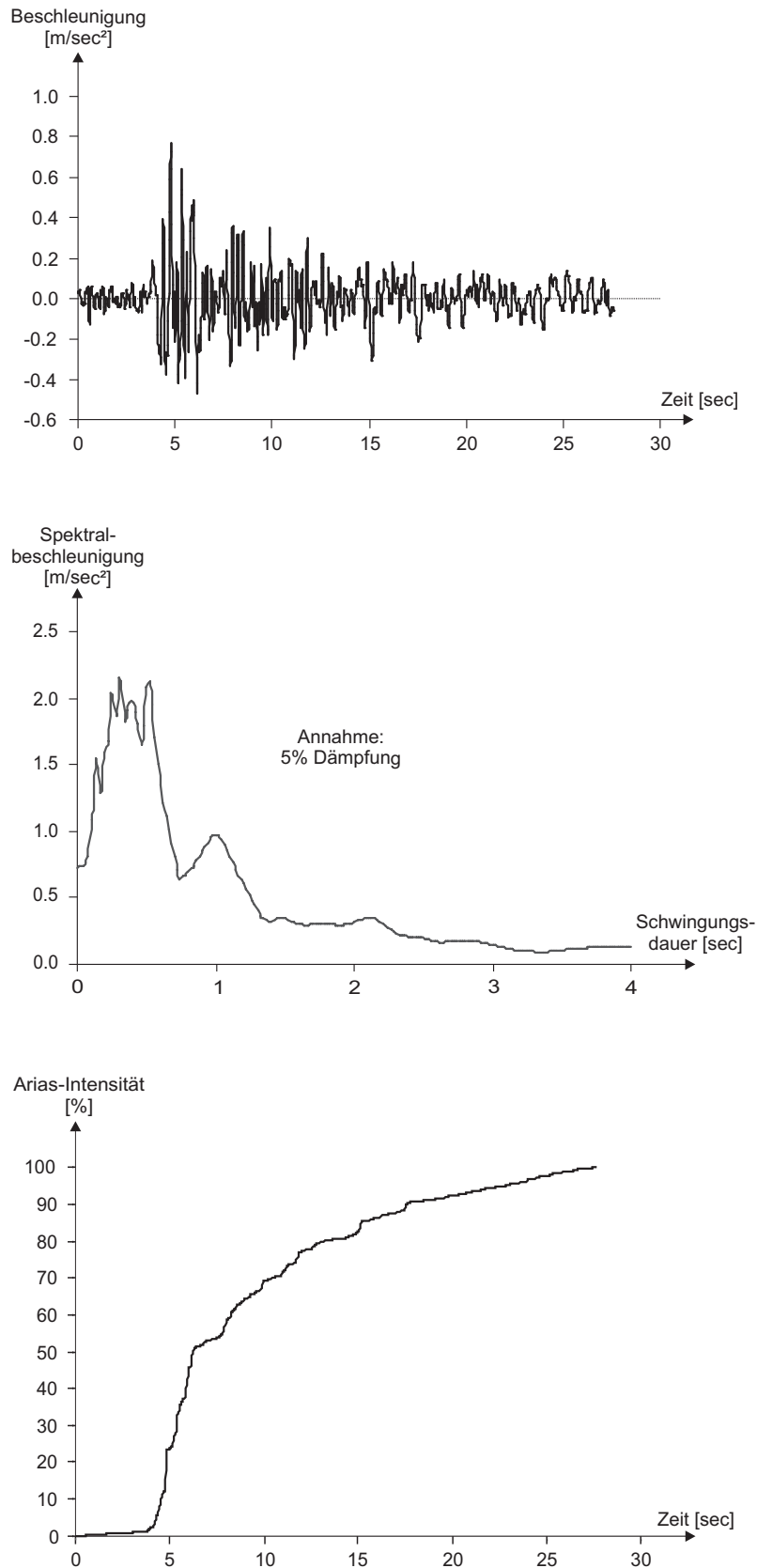


Bild 4.15: Gewählter Beschleunigungs-Zeit-Verlauf für die pseudodynamischen Großversuche sowie zugehöriges Beschleunigungsspektrum und Energieverlauf

Durch Umformung der beiden Beziehungen ergeben sich für verschiedene Skalierungsstufen die in Tabelle 4.7 dargestellten Intensitätswerte. Die für eine 100 %-Skalierungsstufe, d.h. für die real gemessene Beschleunigung rechnerisch ermittelten Intensitätswerte stimmen sehr gut mit den Erhebungen im Gebiet der Messstation nach dem Erdbebenereignis überein [50]. Zum besseren Verständnis der Zahlenwerte soll angemerkt werden, dass bei einer Intensität von $I = 7$ von Schäden, bei $I = 8$ sogar von starken Schäden an Bauwerken ausgegangen werden kann. $I = 9$ beschreibt zerstörende Auswirkungen eines Erdbebens.

Skalierungsstufe [%]	PGA [cm/sec ²]	Intensität nach Gl.(4.13)	Intensität nach Gl.(4.14)
100 (gemessen)	119	7.3	7.0
200	238	8.5	8.1
300	357	9.2	8.7
400	476	9.7	9.2

Tabelle 4.7: Empirisch ermittelte Intensitäten für verschiedene Skalierungsstufen des verwendeten Akzelerogrammes

Abschließend ist zu erwähnen, dass die experimentelle Verarbeitung des in Echtzeit $t_{real} \approx 28 \text{ sec}$ dauernden Akzelerogrammes durch den Algorithmus zu einer Versuchsdauer von durchschnittlich $t_{Versuch} \approx 45 \text{ min} = 2700 \text{ sec}$ führte und sich hieraus ein "Zeitlupenfaktor" von $t_{Versuch}/t_{real} = 96$ ergibt, welcher das in Kapitel 2.3.2 angegebene Dehnratenverhältnis zwischen pseudodynamischem Versuch und realem seismischen Ereignis von 10^2 bestätigt.

Tabelle 4.8 zeigt einen Überblick über das Gesamtprogramm der Großversuche an realmaßstäblichen Mauerwerksschubwänden. Die Ergebnisse der Wandprüfkörper (WPK) 1-5 sind in Kapitel 4.3.2 dokumentiert und dienen einer vergleichenden Prüfung der verschiedenen FVW-Kombinationen, wodurch es möglich wurde, die endgültige Auswahl einer Verstärkungsvariante durchzuführen. WPK 6-8 stellen weitergehende Untersuchungen des ausgewählten Laminates dar und sind in Kapitel 4.3.3 beschrieben. Die im Verlauf aller Wandversuche messtechnisch erfassten Größen waren die Auflast, die Kolbenkraft bzw. der Kolbenweg des horizontalen Prüfzylind-

WPK	Öffnung	Fasermaterial	Struktur	Flächen- gewicht [g/m ²]	Matrix	Applikation (beidseitig)	Skalierungs- stufen [%]
1	nein	Referenz (unverstärkt)					25 - 150
2		E-Glas	Gewebe	395	Epoxidharz	Diagonalstreifen (45°)	25 - 225
3		Kohlenstoff	Gewebe	375	mod. Zement- mörtel	vollflächig (0°/90°)	25 - 225
4		Polyester	Gewebe	130			25 - 225
5		Kohlenstoff	Gitter	2x159			25 - 400
6	nein	Kohlenstoff	Gewebe	375	mod. ZM	einseitig (0°/90°)	25 - 200
7	ja	Referenz (unverstärkt)					25 - 250
8		Kohlenstoff	Gewebe	375	mod. ZM	beidseitig (0°/90°)	25 - 250

Tabelle 4.8: Gesamtprogramm der Wandscheiben-Großversuche

ders, die Horizontalverschiebung des Kopfbalkens sowie die Kräfte in den seitlichen Zugstangen.

4.3.2 Vergleich verschiedener Laminatverstärkungen

Wandprüfkörper (WPK) 1 diene als Referenzversuch an der unverstärkten Mauerwerksstruktur. WPK 2-5 wurden vor Applikation der verschiedenen FVW-Lamine vorgeschädigt, um einen realistischen und konstant definierten Ausgangszustand herzustellen. Hierzu wurden die zunächst unverstärkten Versuchskörper pseudodynamisch durch die 100 %-Skalierungsstufe, d.h. durch den gemessenen Verlauf des den Versuchen zugrunde liegenden Akzelerogrammes beansprucht. Im Zuge dieser Vorschädigung wurde jeweils die Beanspruchbarkeit der noch nicht ertüchtigten Prüfkörper überschritten, was zu einem treppenartigen Rissverlauf entlang der Wanddiagonalen führte. Das beobachtete Bauteilverhalten der Prüfkörper war hierbei identisch mit dem der unverstärkten Referenzwand (WPK 1) unter der 100 %-Skalierungsstufe. Für eine ausführlichere Versuchsdokumentation sei daher an dieser Stelle auf die Ausführungen zu WPK 1 im weiteren Verlauf dieses Kapitels verwiesen. Anschließend wurden die verschiedenen FVW-Lamine auf die Wandoberflächen aufgebracht. Die Applikationen erfolgten stets beidseitig, d.h. auf Vorder- und Rückseite der Wand.



Bild 4.16: Diagonale Applikation des Epoxidharz-Laminates auf WPK 2 (links) und vollflächige Applikation des Zementmörtel-Laminates auf WPK 3 (rechts)

Das Epoxidharz-Laminat (WPK 2) wurde aufgrund bauphysikalischer Überlegungen in Form von 50 cm breiten Streifen entlang den Wanddiagonalen aufgebracht (vgl. Bild 4.16, links). Auf diese Weise entsteht keine vollständige Dampfsperre, sondern es blieben ca. 50 % der Wandoberfläche wasserdampfdurchlässig. Da sich im Rahmen der Kleinversuche gezeigt hat, dass der Einfluss der Faserorientierung des bidirektionalen Kunststoff-Laminates auf dessen rissüberbrückendes Verhalten vernachlässigbar ist, wurden die Gewebeklebebahnen aufgrund der einfacheren Verarbeitung in Richtung der Wanddiagonalen ausgerichtet, so dass der Winkel zwischen den Fasern und den Mauerwerksfugen 45° betrug. Die Zementmörtel-Laminats wurden aufgrund ihrer günstigen Eigenschaften im Hinblick auf Dampfdiffusion hingegen vollflächig appliziert (vgl. Bild 4.16, rechts). Dies führt zu kleineren Verbundspannungen und kann auf diese Weise die gegenüber dem Epoxidharz geringeren Haftfestigkeiten ausgleichen. Die Ausrichtung der orthogonal aufgebauten Faserstrukturen wurde so gewählt, dass deren Hauptachsen denen der Wand bzw. dem Mauerwerksfugenraster entsprachen ($0^\circ/90^\circ$).

Vorgreifend soll bereits an dieser Stelle angemerkt werden, dass sich die im Verlauf der Versuche optisch wahrnehmbaren Schädigungen der Prüfkörper, die bezüglich ihrer Wandebene eine Symmetrie von Versuchs-

körperaufbau, Last- und Randbedingungen besaßen, auf Vorder- und Rückseite der Wandscheiben identisch entwickelten. Im Folgenden wird daher ausschließlich eine Dokumentation der Beobachtungen auf den Wandvorderseiten vorgenommen.

WPK 1 (Referenzwand):

Der unverstärkte Referenzwandprüfkörper zeigte anfänglich bis zu einer Skalierungsstufe von einschließlich 75 % ein elastisches Verhalten. Im Verlauf der 100 %-Skalierung wurde die Tragfähigkeit des Bauteils erstmalig überschritten und es bildeten sich ohne Vorankündigung für Mauerwerkschubwände typische, treppenförmige Risse entlang den Mörtelfugen auf den Wanddiagonalen aus. Die maximalen Rissweiten betragen weniger als 1 mm. Bild 4.17 (links) zeigt das zugehörige Rissbild des Prüfkörpers.

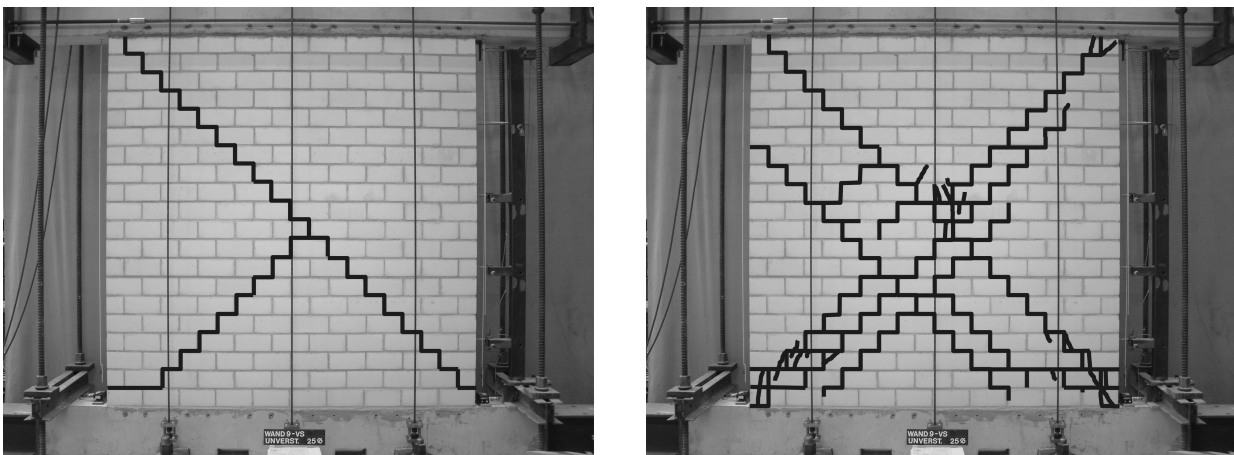


Bild 4.17: Rissbild WPK 1 nach der 100 %-Skalierungsstufe (links) und nach abgeschlossener Prüfung (rechts)

Bei der darauf folgenden Laststufe (125 %) öffneten sich die bereits vorhandenen Risse maximal bis zu ca. 5 mm. Darüber hinaus kam es vereinzelt zu Schädigungen im Bereich der überdrückten Wandecken in Form von schräg orientierten Rissen in den Mauersteinen, was auf ein Druckversagen des Mauerwerks zurückzuführen ist. Bei der Skalierungsstufe von 150 % änderte sich das bereits vorhandene Rissbild qualitativ nicht weiter (vgl. Bild 4.17, rechts). Die bereits ausgebildeten Risse vergrößerten sich lediglich. So traten im Bereich der Stoßfugen Rissöffnungen bis zu ca. 15 mm auf. Des Weiteren war deutlich ein Öffnen und Schließen dieser Risse je nach Vorzeichen der einwirkenden Last zu beobachten, was

einherging mit plastischem Reibungsgleiten im Bereich der überdrückten Lagerfugen. Letzteres führt zu einer in den Hystereseschleifen deutlich erkennbaren Energiedissipation durch das Wandbauteil, worüber auch in [96] berichtet wird.

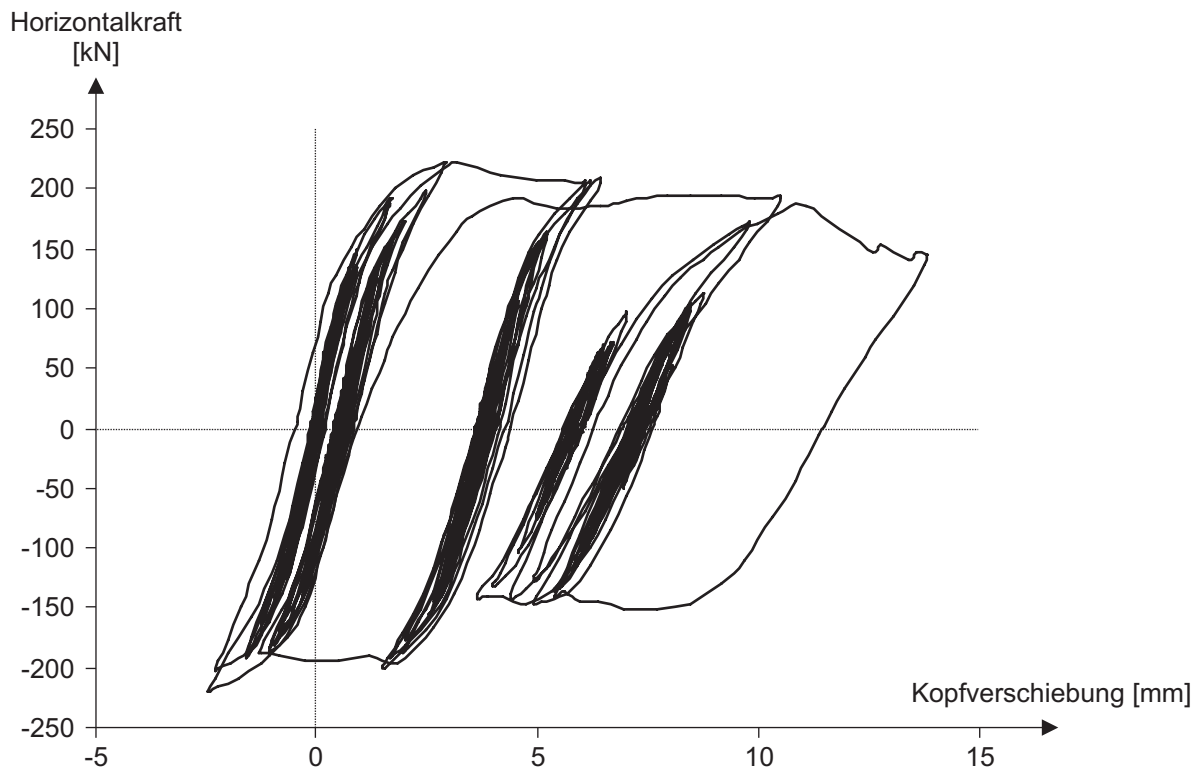


Bild 4.18: Hystereseschleifen WPK 1

Bild 4.18 enthält die pseudodynamisch ermittelten Hystereseschleifen des unverstärkten Referenzwandkörpers WPK 1. Zum Vergleich wurde für den Versuchskörper die charakteristische Wandschubtragfähigkeit nach dem genaueren Verfahren der aktuellen deutschen Mauerwerksnorm DIN 1053-100 [13] berechnet. Für eine anhand der Prismendruckfestigkeit nach Kapitel 4.1.1 vorgenommene Zuordnung des Mörtels zu Normalmörtelgruppe II ergibt sich eine rechnerische Beanspruchbarkeit von 180 kN, die tatsächliche Traglast betrug im Versuch 223 kN. Des Weiteren kann angemerkt werden, dass es sich hierbei - im Gegensatz zu den restlichen, vergleichsweise spröden Versagensmechanismen von schubbeanspruchten Mauerwerksscheiben - um einen relativ gutmütigen Bruchmechanismus handelt, der - falls eindeutig im Voraus prognostizierbar - höhere Verhaltensbeiwerte im Rahmen einer Erdbebenbemessung rechtfertigen würde,

als dies bislang beispielsweise in der aktuellen deutschen Erdbebennorm DIN 4149 [12] vorgesehen ist.

WPK 2 (Glasgewebe + Epoxidharz):

Bei dem durch diagonale Laminatstreifen aus glasfaserverstärktem Kunststoff ertüchtigten Prüfkörper zeigte sich trotz der Vorschädigung in den ersten Laststufen ein elastisches Prüfkörperverhalten. Bei einer Skalierungsstufe von 100 % war ein leichtes "Knistern" als Anzeichen für erste Schädigungen wahrnehmbar, die jedoch optisch noch nicht zu bestätigen waren. Bei einer Laststeigerung auf die 125 %-Skalierungsstufe war ein Kippen der Wandscheibe über deren untere Ecken (*rocking*) zu erkennen. Dies setzte sich bei Durchlaufen der 150 %-Stufe fort, darüber hinaus kam es zu einer ersten Ablösung des Laminates im Bereich einer der unteren Wandecken.

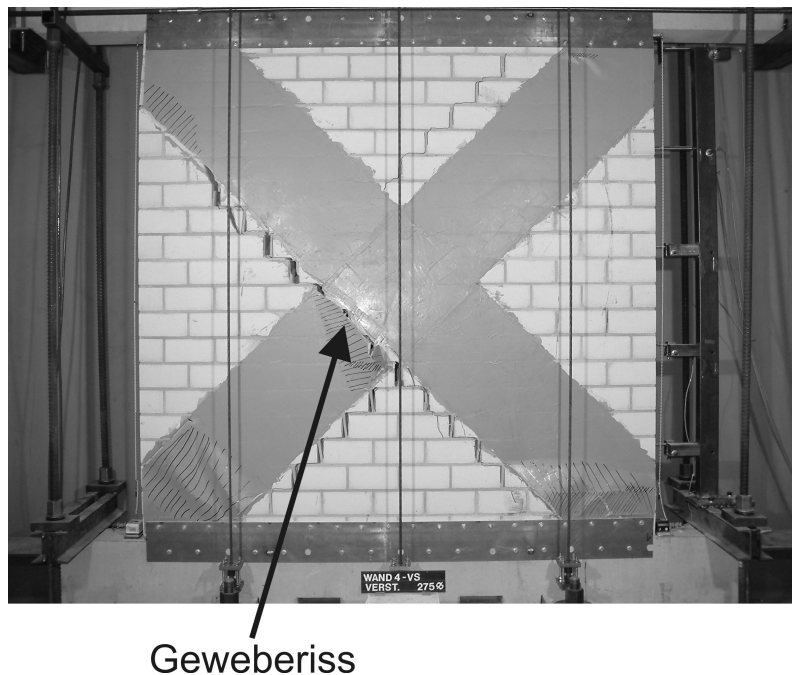


Bild 4.19: Versagensbild WPK 2 mit Riss der Gewebestruktur

Eine Belastungssteigerung auf 175 % führte zur Rissbildung im unverstärkten Bereich der Mauerwerkswand, was sich in der folgenden 200 %-Stufe weiter entwickelte. Außerdem waren großflächige Laminatablösungen festzustellen, was analog zu den Kleinversuchen auf einen Bruch in den Mauersteinen unterhalb ihrer Oberflächenschicht zurückzuführen war. Das maßgebliche Versagen fand im Verlaufe der 225 %-Skalierungsstufe statt,

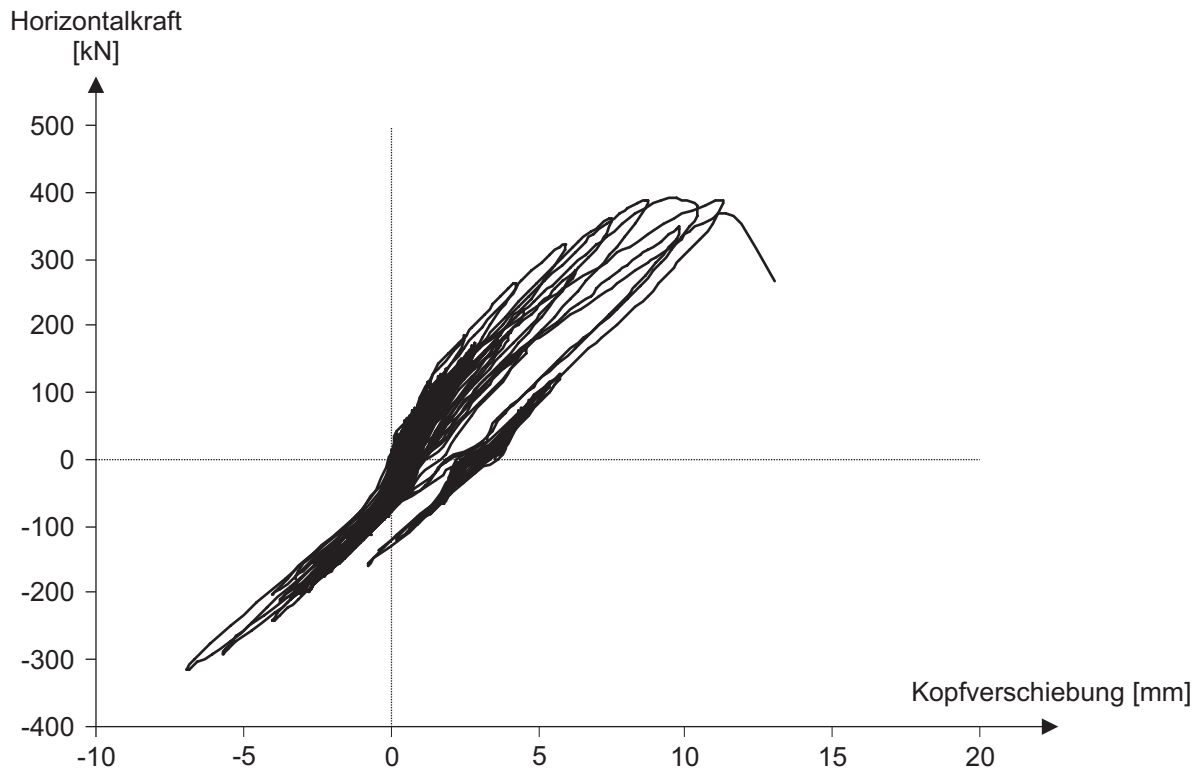


Bild 4.20: Hystereseschleifen WPK 2

bei der in Wandmitte über einem bereits vorhandenen Riss im Mauerwerk ein Zugversagen des Gewebes über dessen gesamte Breite eintrat (vgl. Bild 4.19). Aufgrund mangelnder Laminatablösungen konnten die über der Diskontinuität im Mauerwerk konzentriert auftretenden Spannungsspitzen im Laminat nicht abgebaut werden.

WPK 3 (Kohlenstoffgewebe + mod. Zementmörtel):

Außer einem Kippen der Wand, was mit einem Zugversagen der untersten Lagerfuge verbunden war, waren bis einschließlich der 175 %-Skalierung keine Schädigungen sichtbar. Bei einer Laststufe von 200 % waren an mehreren Stellen der Wandoberfläche Ablösungen des Laminates vom Mauerwerk und damit verbundene Aufwölbungen und Abplatzungen der Matrix-Deckschicht erkennbar. Die Ablösevorgänge waren akustisch wahrnehmbar ("Knistern") und durch Abklopfen der Oberfläche lokalisierbar (Hohlräume ergeben ein dumpfes Geräusch). Des Weiteren löste sich im Bereich der Laminatüberlappung das obere Gewebe vom unteren ab. Im Verlauf der 225 %-Skalierungsstufe vermehrten sich die Ablösungen so weit, dass dem Laminat keine Ertüchtigungswirkung mehr unterstellt

werden konnte (vgl. Bild 4.21). Zudem waren im darunter liegenden Mauerwerk starke Schädigungen in Gestalt von gerissenen Mauersteinen oder plastischen Scherverformungen in den Lagerfugen zu beobachten.

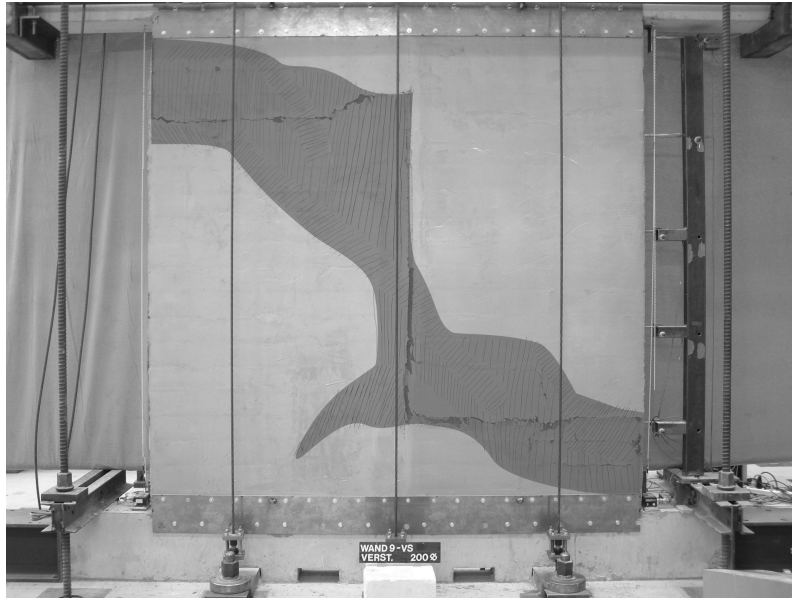


Bild 4.21: Laminatablösungen (dunkle Bereiche) bei WPK 3 nach abgeschlossener Prüfung

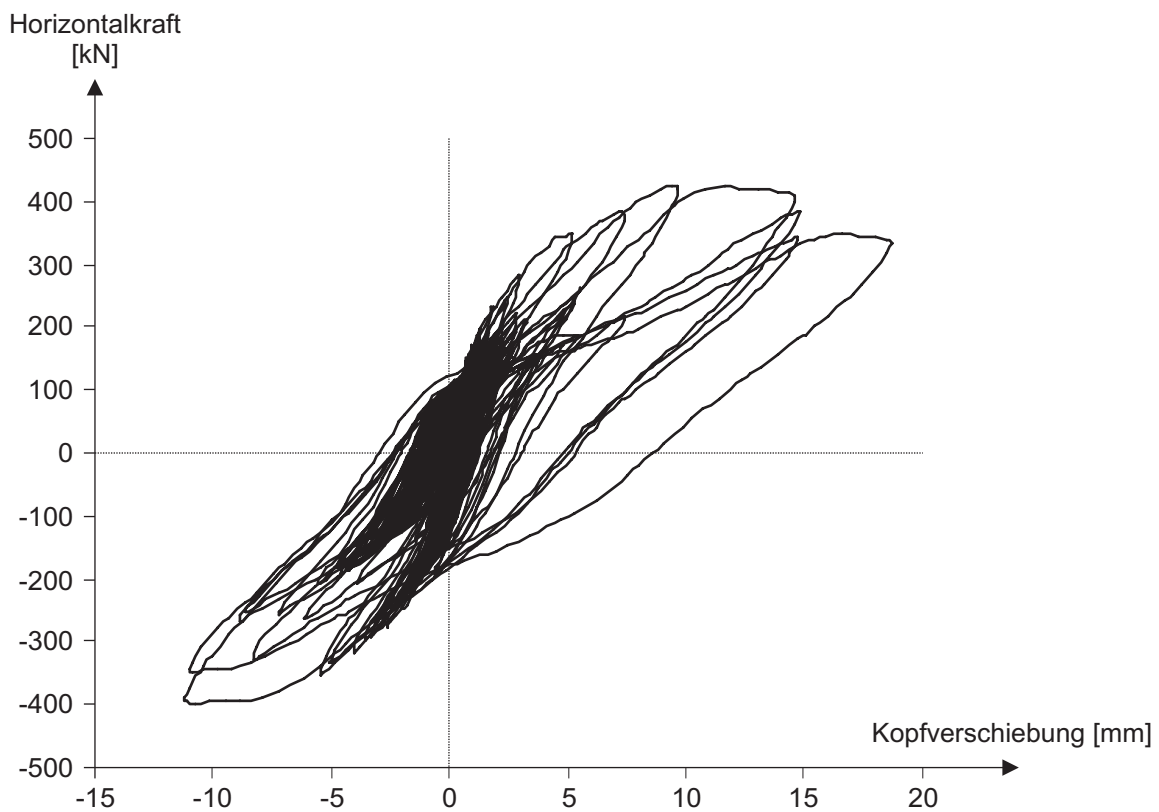


Bild 4.22: Hystereseschleifen WPK 3

Die Last-Verformungs-Schleifen in Bild 4.22 veranschaulichen das stabile hysteretische Verhalten, welches auf der einen Seite durch eine deutliche Energiedissipation charakterisiert ist, aber dennoch größere bleibende Verformungen verhindert.

WPK 4 (Polyestergewebe + mod. Zementmörtel):

Ab der 100 %-Skalierungsstufe war deutlich ein Kippen des Wandkörpers mit zugehörigem Öffnen und Schließen (je nach Belastungsrichtung) der untersten Lagerfuge feststellbar, was sich auch im weiteren Versuchsverlauf fortsetzte. Bei einer Laststufe von 175 % entstanden Ablösungen des Gewebes von der Matrix-Grundsicht entlang einer Wanddiagonale, verbunden mit Aufwölbungen und feinen Rissen in der Matrix-Deckschicht.

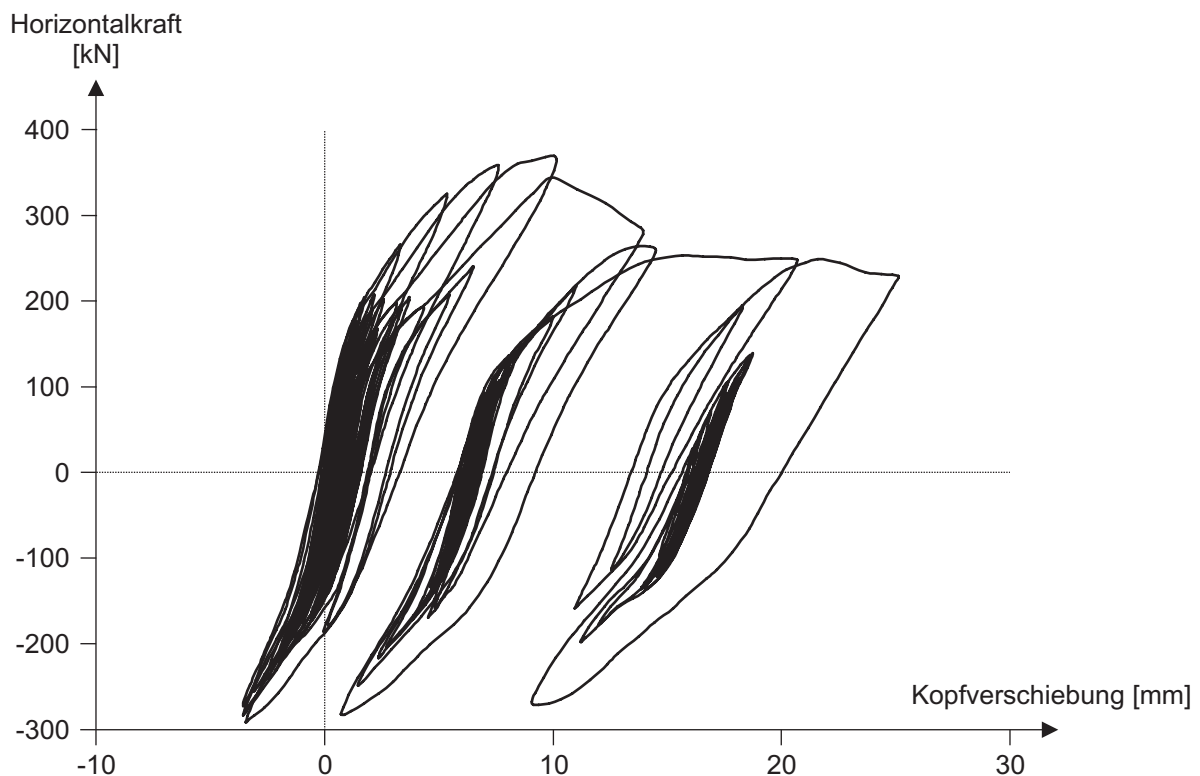


Bild 4.23: Hystereseschleifen WPK 4

Im Laufe der 200 %-Stufe verstärkten sich die bereits vorhandenen Ablösungen und im Bereich der Gewebeknoten überlappt trennte sich das obere vom unteren Gewebe ab. In der darauf folgenden 225 %-Skalierungsstufe waren verstärkt plastische Scherverformungen des Mauerwerks im Bereich der Lagerfugen zu beobachten, was mit Ablösungen des Laminates über den Fugen verbunden war. Das Verbundversagen

zwischen Gewebe und Matrix-Grundsicht hatte sich schließlich so großflächig ausgebreitet, dass die Laminatbeschichtung keinen Einfluss mehr auf das Bauteilverhalten hatte.

Anhand der in Bild 4.23 dargestellten Hystereseschleifen wird offensichtlich, dass auch durch diese Maßnahme die Tragfähigkeit deutlich gesteigert werden konnte, allerdings nicht in dem Maße, wie dies durch das Kohlenstoffgewebe möglich war. Die Gründe hierfür liegen zum einen in der schlechteren Adhäsion zwischen Polyesterfaser und Zementmatrix, zum anderen kommt es infolge der Interaktion von verformungsarmer Matrix und niedermoduliger Faser bereits bei geringeren Einwirkungen zu einem frühzeitigeren Verbundversagen. Die geringe Steifigkeit des Fasermaterials ist darüber hinaus auch dafür verantwortlich, dass es trotz Laminatverstärkung zu vergleichsweise großen plastischen Verformungen in der Mauerwerkswandscheibe kommt.

WPK 5 (Kohlenstoffgitter + mod. Zementmörtel):

Bis einschließlich der 175 %-Skalierungsstufe kippte die Wand über deren Ecken ohne sichtbare Schädigung auf den Wandflächen. In den weiteren Laststufen waren zunehmend Ablösungen zu beobachten, welche sowohl zwischen unterer Gitterlage und Mauerwerk, als auch interlaminar zwischen den beiden Gitterlagen auftraten und stets von Abplatzungen der Deckschicht begleitet wurden. Das maßgebliche Versagen der Laminatverstärkung trat jedoch erst bei der 400 %-Laststufe ein. Hier scherte die Gitterstruktur über einer Lagerfuge im unteren Wandbereich entlang der gesamten Wandlänge ab. Vorausgegangen waren zunächst großflächige Ablösungen über dieser Fuge, die allerdings offensichtlich nicht weit genug fortschritten, um die lokale Überbeanspruchung der Faserstruktur zu vermeiden.

Bei Betrachtung der in Bild 4.24 dargestellten Kraft-Verformungs-Schleifen wird die Ähnlichkeit zu WPK 3 (vgl. Bild 4.22) ersichtlich, bei dem die faserverstärkte Laminatbeschichtung ebenfalls aus einer in Zement-Matrix eingebetteten Kohlenstofffaserstruktur bestand. In beiden Fällen ergab sich ein stabiles hysteretisches Verhalten der ertüchtigten Wandschei-

ben. Jedoch war die Steigerung der Bauteiltragfähigkeit bei WPK 5 noch ausgeprägter.

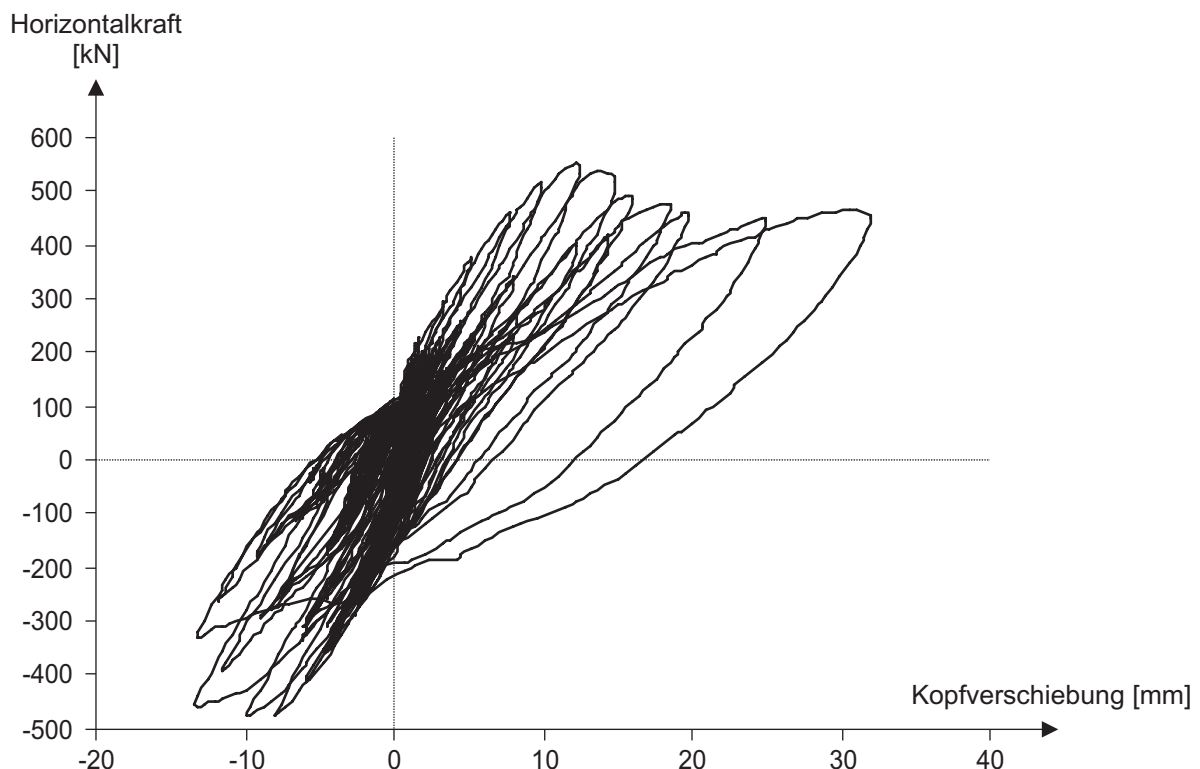


Bild 4.24: Hystereseschleifen WPK 5

Zusammenfassung:

Für jeden Wandversuch wurde für die durch das vorgegebene Akzelerogramm stärker angeregte, positive Belastungsrichtung die Einhüllende der Hystereseschleifen bestimmt und in Bild 4.25 aufgetragen. Deutlich zu erkennen ist, dass durch alle Ertüchtigungsvarianten die Tragfähigkeit der Wandscheiben beträchtlich gesteigert werden konnte. Zu beachten ist hierbei, dass die Beanspruchbarkeit des Mauerwerks durch die Vorschädigung der Prüfkörper bereits reduziert war. Des Weiteren kam es zu keiner Erhöhung der Anfangssteifigkeit der Wandscheiben durch die Applikation der FVW-Lamine, was eine Vergrößerung der einwirkenden Kräfte bewirken würde.

Bei Verwendung der Zementmörtel-Matrix führte der Versagensmechanismus in Form von schrittweisen Gewebeablösungen zu einem sich durch eine allmähliche Steifigkeitsreduktion ankündigenden Versagen der ertüchtigten Wandscheiben und zu einem stabilen und kontrollierbaren Nach-

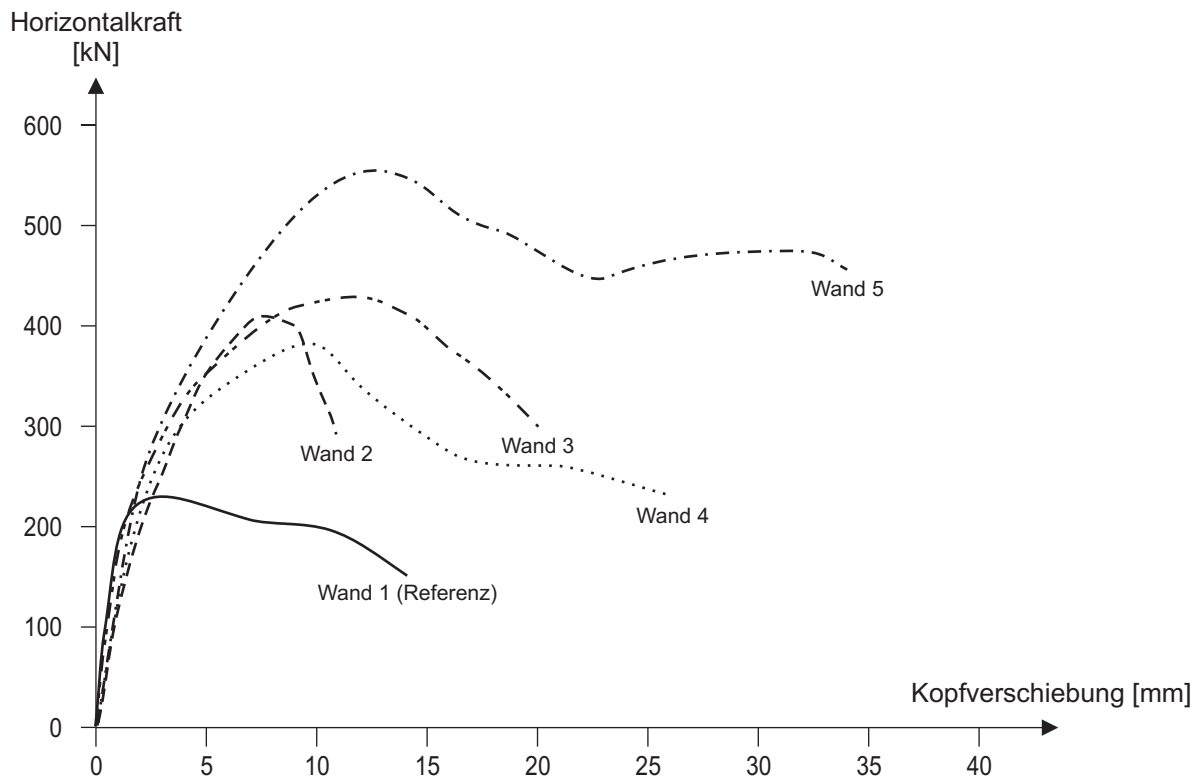


Bild 4.25: Einhüllkurven der pseudodynamisch ermittelten Hystereseschleifen

bruchverhalten, bei dem sich die aufnehmbaren Beanspruchungen nur langsam verringerten. Im Gegensatz hierzu bewirkte der Bruchmechanismus des glasfaserverstärkten Epoxidharz-Laminates (WPK 2) einen abrupten Ausfall der Verstärkungsmaßnahme und somit zu einem spröden Versagen der ertüchtigten Wandscheibe.

Nach Beurteilung der bisherigen Untersuchungen stellt nach Ansicht des Autors eine Laminatbeschichtung bestehend aus einem in der modifizierten Zementmörtel-Matrix einlagig eingebetteten Kohlenstoff-Gewebe, wie es bei WPK 3 zur Anwendung kam, die beste der in dieser Arbeit berücksichtigten FVW-Varianten dar, um Mauerwerksscheiben nachträglich gegen Erdbebenlasten zu verstärken, und wird daher für die weiteren experimentellen Untersuchungen (Kapitel 4.3.3) sowie für die numerischen Simulationen (Kapitel 5.3) ausgewählt. Aus mechanischer Sicht wäre der Kohlenstoffgitter-Variante zwar der Vorzug zu geben. Im Hinblick auf eine möglichst praxisgerechte Anwendung stellt deren zweilagige Applikation jedoch einen entscheidenden Nachteil dar. Ein Epoxidharz-Laminat erwies

sich - neben den zahlreichen, in Kapitel 2.2.3 erläuterten Nachteilen des Matrix-Werkstoffes - aufgrund dessen spröden Versagensmechanismus als ungeeignet und niedermodulige Kunststofffasererzeugnisse besitzen eine zu geringe Steifigkeit und zu schlechte Verbundeigenschaften zu zementösen Matrices, um die betrachteten Mauerwerkswandscheiben effektiv ertüchtigen zu können.

4.3.3 Praxisrelevante Variationen der Prüfkörper

Nachdem die endgültige Auswahl eines geeigneten Laminatwerkstoffes durch die vorangegangenen, experimentellen Untersuchungen zugunsten des kohlenstoffgewebeverstärkten Zementmörtels (im Folgenden auch als "KGVZM" bezeichnet) getroffen wurde, erfolgten abschließend weitere Wandscheiben-Großversuche, bei denen zwei praxistypische Fragestellungen untersucht werden sollten.

Zum einen sollte geklärt werden, welche Effizienz eine lediglich einseitige Wandapplikation des KGVZM-Laminates besitzt. Dieser Fall würde beispielweise eintreten, falls in der Praxis eine der beiden Wandseiten nicht zugänglich ist, oder deren optisches Erscheinungsbild aus denkmalgeschützerischen Gründen nicht verändert werden darf. Zum anderen sollte überprüft werden, in welchem Maße sich eine durch eine Öffnung in Form einer Fensterausparung geschwächte Wandscheibe durch das KGVZM-Laminat ertüchtigen lässt.

WPK 6 (*KGVZM einseitig*):

Nachdem analog zum bisherigen Vorgehen die noch unverstärkte Wandscheibe vorgeschädigt wurde, wurde anschließend das KGVZM-Laminat auf die Vorderseite des Wandprüfkörpers aufgebracht. Nach dessen Aushärtung wurden in ansteigender Reihenfolge nacheinander die einzelnen pseudodynamischen Laststufen durchfahren. Bis einschließlich der 100 %-Skalierungsstufe war augenscheinlich keine weitere Schädigung am Versuchskörper festzustellen. Ab dem 125 %-Niveau entwickelten sich

Ablösungen der Gewebestruktur aus der Matrix-Grundschrift entlang der stärker beanspruchten Wanddiagonalen. Anhand der Hystereseschleifen in Bild 4.26 wird deutlich, dass dies bereits entscheidend den verstärkenden Einfluss der Laminatbeschichtung reduzierte.

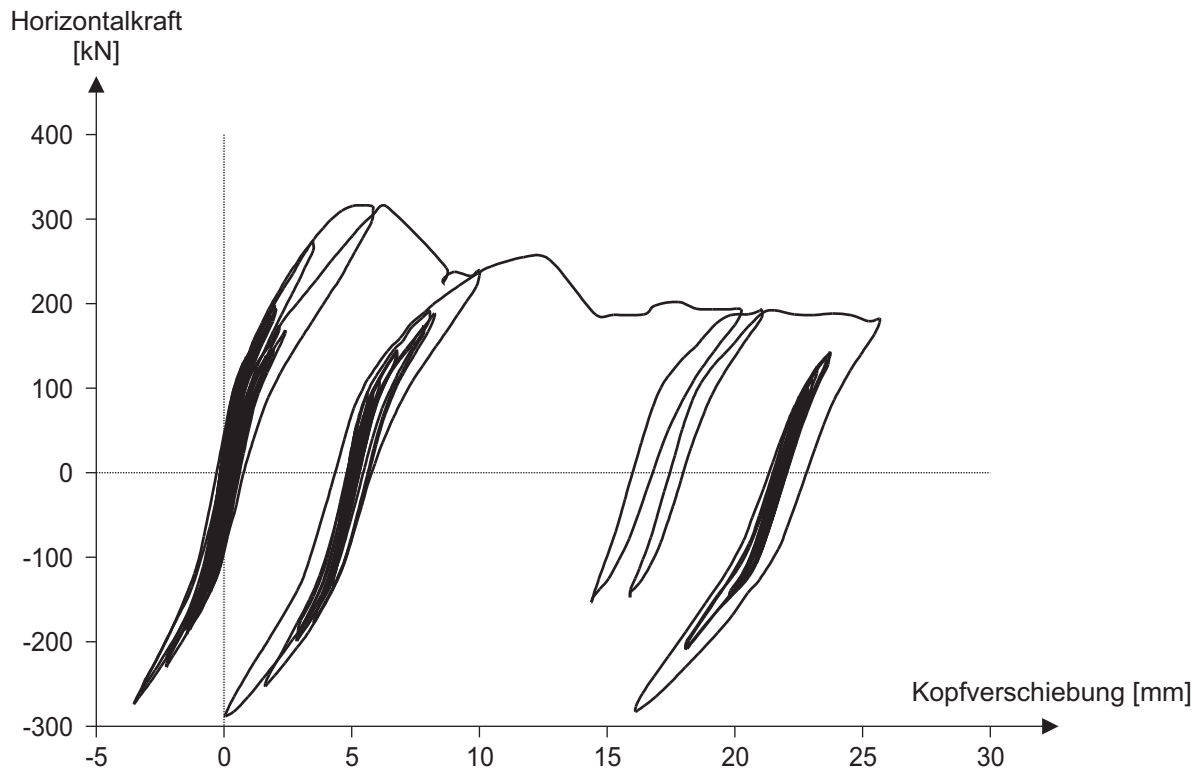


Bild 4.26: Hystereseschleifen WPK 6

Die Ablösungen setzten sich in den folgenden Laststufen weiter fort und breiteten sich in die der Diagonale zugehörigen Wanddeckbereiche aus. Auf der unlaminierten Wandrückseite war die gegenüber der Vorschädigung deutlich verstärkte Zerstörung des Mauerwerks zu erkennen. Dies umfasste sowohl die typischen Treppenrisse durch die Mörtelfugen entlang der Wanddiagonalen, als auch Mauersteinrisse in den Wanddecken, in denen es aufgrund der erhöhten Lasteinwirkung zu einem Druckversagen des Mauerwerks kam. Nach Durchführung der 200 %-Laststufe wurde der Versuch beendet, da sich das Gewebe maßgeblich abgelöst hatte und sich der Wandprüfkörper ähnlich dem unverstärkten Referenzprüfkörper WPK 1 (vgl. Kapitel 4.3.2) verhielt. Anzumerken bleibt, dass infolge der exzentrischen Applikation der Verstärkung keine Verformungen aus der Ebene des Wandversuchskörpers heraus zu beobachten waren.

WPK 7 (Referenzwand mit Öffnung):

Bild 4.27 zeigt den zugehörigen Versuchsaufbau, der - bis auf die Geometrie der Wandscheibe - identisch mit der in Kapitel 4.3.1 detailliert beschriebenen Versuchskonfiguration ist.

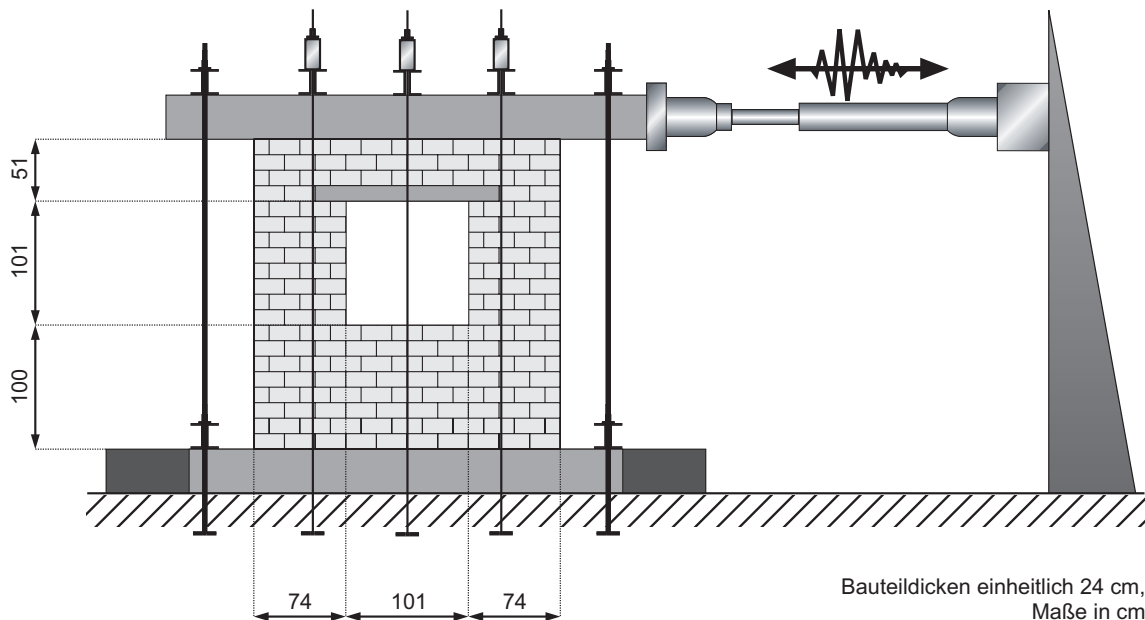


Bild 4.27: Aufbau der Großversuche an Mauerwerksscheiben mit Öffnung

Während der 100 %-Skalierungsstufe entwickelte sich die Rissbildung aufgrund der veränderten Wandgeometrie und des dadurch geänderten Lastabtrages ausgehend von einer der oberen Öffnungsecken in Richtung der zugehörigen Wandecke. Im unteren Wandbereich traten gekreuzte Treppenrisse unter der Öffnung auf (vgl. Bild 4.28, links).



Bild 4.28: Rissbild WPK 7 nach der 100 %-Skalierungsstufe (links) und nach abgeschlossener Prüfung (rechts)

Im Verlauf der 125 %-Laststufe bildete sich auch von der anderen oberen Öffnungsecke ein Riss entlang der Mörtelfugen in Richtung der entsprechenden Wanddecke. War bis einschließlich der 200 %-Stufe im Wesentlichen lediglich eine Vergrößerung bereits bestehender Risse zu verzeichnen, so kam es bei der abschließenden 250 %-Laststufe aufgrund der öffnungsbedingten Querschnittsreduktion und der damit verbundenen erhöhten Druckbeanspruchung der Wandbereiche neben der Öffnung zu einem Steinzugversagen infolge der schiefen Hauptzugspannungen auf der stärker beanspruchten Seite (vgl. Bild 4.28, rechts).

Aufgrund der veränderten Wandgeometrie unterscheidet sich das Versagen der Wandscheibe mit Öffnung deutlich von dem der Wand ohne Öffnung. Bei letzterer war die Rissbildung ausschließlich auf die Fugen entlang den Wanddiagonalen konzentriert (vgl. Bild 4.17), was die Wand je nach Belastungsrichtung entlang der Druckdiagonalen in zwei dreiecksförmige Teile trennte. Durch die ausgeprägten plastischen Verschiebungen des oberliegenden Wandkeils kam es infolge Fugenreibung in großem Umfang zu einer Dissipation der eingetragenen Energie.

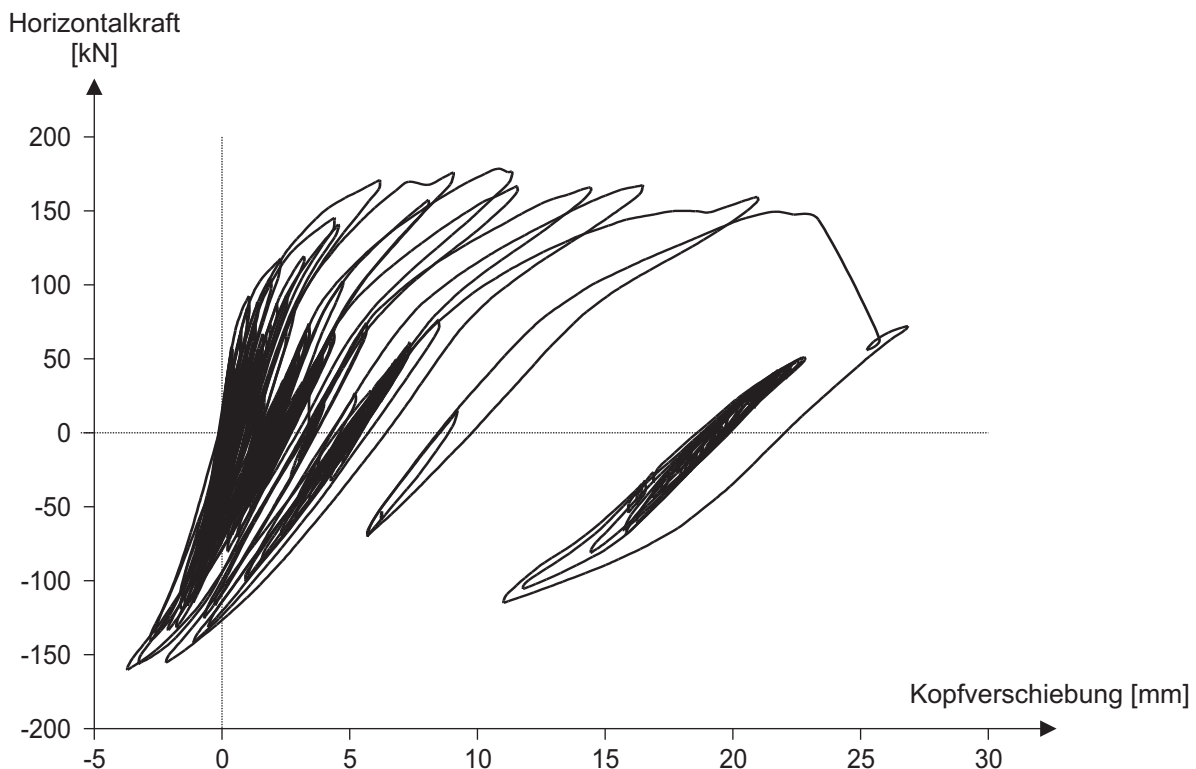


Bild 4.29: Hystereseschleifen WPK 7

Durch Einfügen einer mittigen Öffnung reduzierten sich die entlang der Fugen auftretenden plastischen Scherverformungen und es war vielmehr ein Kippen der einzelnen, durch Rissbildung gebildeten Wandteile zu beobachten, was zu einer Verringerung der Be- und Entlastungssteifigkeiten sowie der Energiedissipation führte (vgl. Bild 4.29). Das abschließende Steinversagen im pfeilerartig tragenden Wandbereich neben der Öffnung führte zu einem abrupten Abfall der aufnehmbaren Beanspruchung (vgl. Bild 4.29) und stellte einen spröden Versagensmechanismus dar.

WPK 8 (Wand mit Öffnung, KGVZM beidseitig):

Vor der Applikation der FVW-Verstärkung wurde auch dieser Prüfkörper pseudodynamisch unter Verwendung der 100 %-Skalierungsstufe des Akzelerogrammes (vgl. Kapitel 4.3.1) vorgeschädigt. Das hierbei entstehende Versagensbild der Wandscheibe entspricht dem des unverstärkten Referenzprüfkörpers WPK 7 unter derselben Laststufe (vgl. Bild 4.28, links). Anschließend wurde auf beide Wandseiten das ausgewählte KGVZM-Laminat aufgebracht.

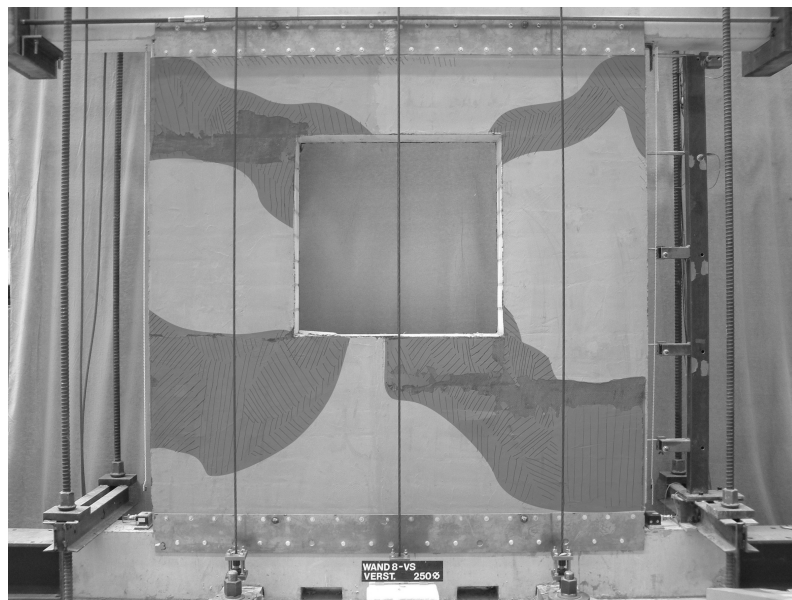


Bild 4.30: Laminatablösungen (dunkle Bereiche) bei WPK 8 nach abgeschlossener Prüfung

Bei Erreichen der 100 %-Skalierungsstufe traten erste Laminatablösungen im Bereich einer unteren Öffnungsecke auf. Im weiteren Verlauf der ansteigenden Skalierungsstufen entwickelten sich die Ablösungen schritt-

weise von allen vier Ecken der Öffnung ausgehend diagonal in Richtung der jeweilig nächstgelegenen Wandecken. In Bild 4.30 sind die Bereiche, in denen ein Verbundversagen zwischen Gewebe und Matrix-Grundsicht nach Abschluss der Versuche feststellbar war, eingezeichnet. Darüber hinaus waren unter dem abgelösten Laminat deutliche Anzeichen von lokalem Mauerwerksdruckversagen feststellbar.

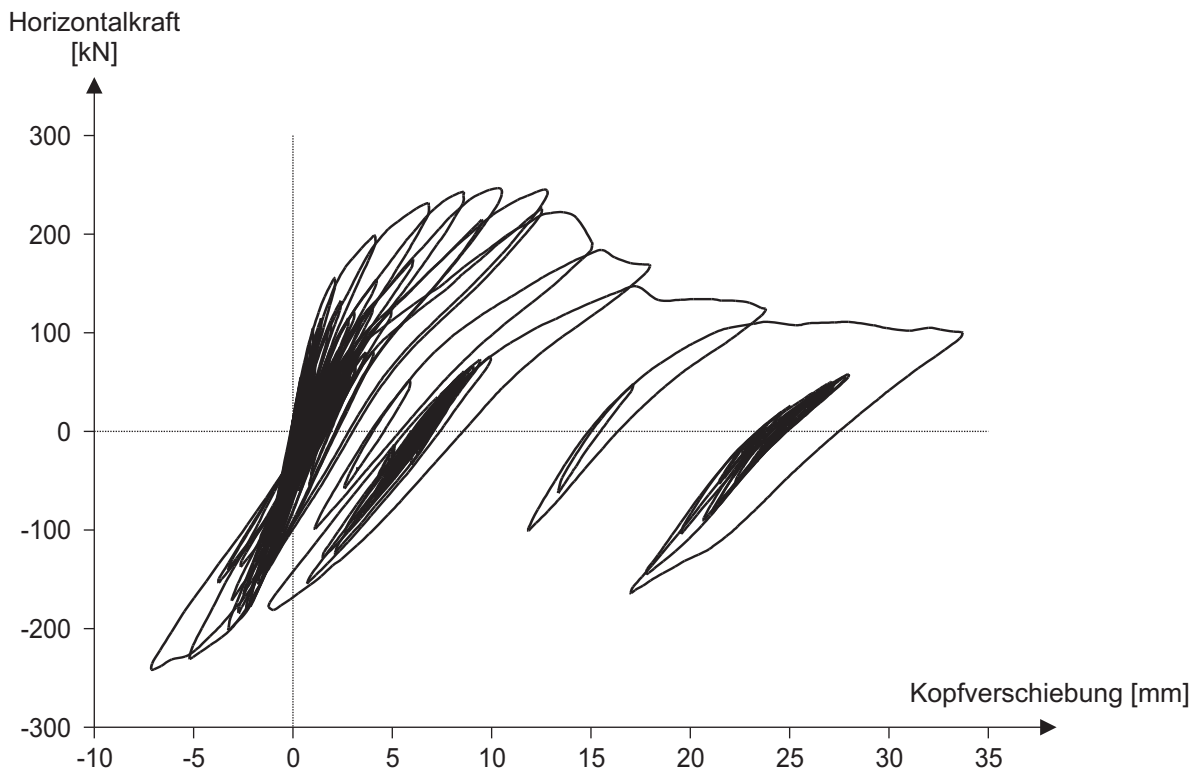


Bild 4.31: Hystereseschleifen WPK 8

Aus Bild 4.31 wird ersichtlich, dass der Tragfähigkeitszuwachs durch die aufgebrachte Verstärkung im Vergleich zum Versuchskörper ohne Öffnung (vgl. Bild 4.18) deutlich geringer ausfiel. Der Grund hierfür liegt in der Art der im Mauerwerk eintretenden Bruchmechanismen. Bei einer Wand ohne Öffnung war das Versagen durch das Zug- und Schubversagen der Mörtelfugen dominiert. Infolge der zugehörigen großen Relativverschiebungen der Rissufer lässt sich dieses Verhalten durch ein nachträglich aufgebrachtes Laminat wirkungsvoll beeinflussen. Bei einer Wand mit Öffnung verschieben sich jedoch aufgrund der reduzierten zur Lastabtragung fähigen Querschnitte die auftretenden Versagensmechanismen vermehrt in Richtung eines spröden Steinversagens, welches durch die

schiefen Hauptzugspannungen (Schubversagen) oder die unterschiedlichen Querdehnungen von Mauersteinen und Mörtelfugen (Druckversagen) hervorgerufen wird (vgl. Kapitel 2.1.2.2). Die hiermit verbundenen gegenläufigen Verschiebungen der Rissflanken sind deutlich geringer und daher nur begrenzt zu einer vollständigen Aktivierung des FVW-Laminates im Stande.

Zusammenfassung:

Auch für die in diesem Kapitel durchgeführten Großversuche wurden die Einhüllkurven bestimmt und in Bild 4.32 aufgetragen. Des Weiteren wurden die bereits in Bild 4.25 dargestellten Verläufe der Wandprüfkörper übernommen, die für einen Vergleich von Interesse sind. Dies ist zum einen der unverstärkte Versuchskörper ohne Öffnung (WPK 1), zum anderen die durch das KGVZM-Laminat beidseitig ertüchtigte Wandscheibe WPK 3.

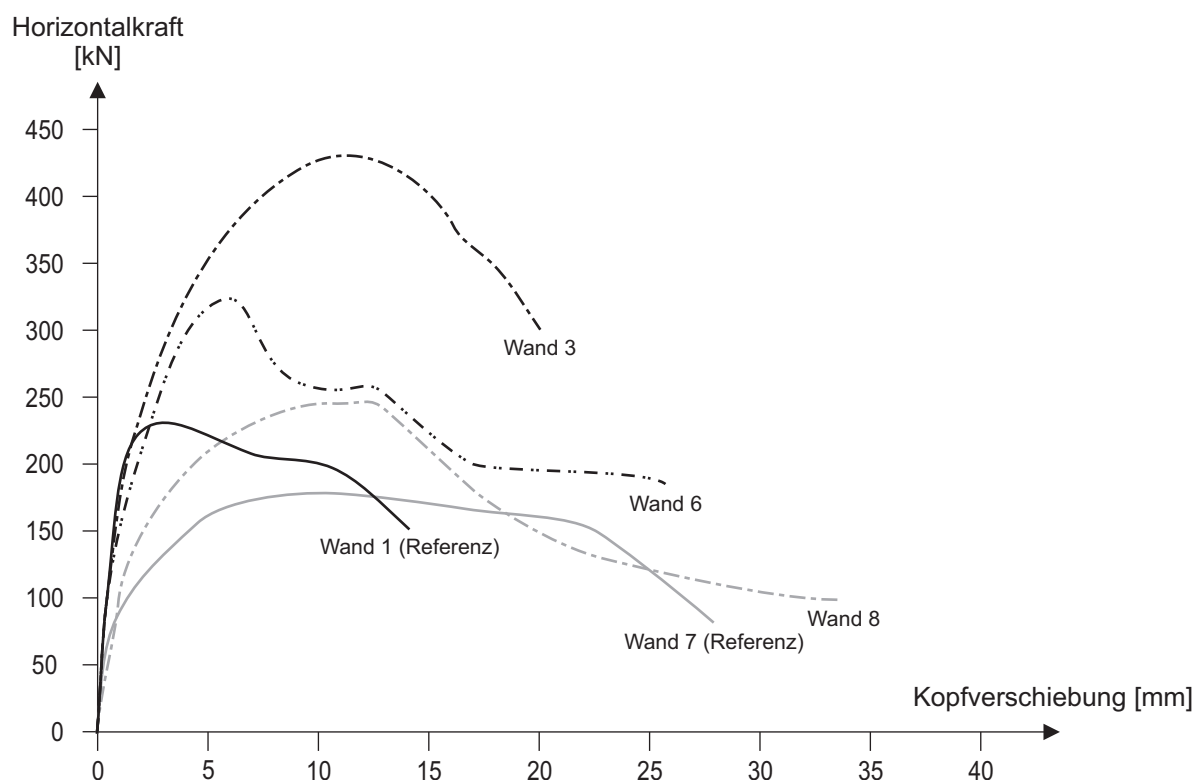


Bild 4.32: Zusammenstellung der Einhüllkurven aller KGVZM-verstärkten Prüfkörper und der zugehörigen Referenzversuche

Es kann festgestellt werden, dass der Zuwachs an Wandtragfähigkeit durch eine einseitige Laminatapplikation ungefähr die Hälfte der Zunahme im Falle einer beidseitigen Verstärkung beträgt. Die Erhöhung der Bean-

spruchbarkeit kann demzufolge als proportional zur Anzahl der laminierten Wandflächen angenommen werden. Grundsätzlich sollte jedoch immer eine beidseitige Applikation erfolgen, da hierdurch zusätzlich senkrecht zur Wandebene auftretende Einwirkungen in beiden Richtungen aufgenommen werden können. Weiter ist ersichtlich, dass eine vorhandene Öffnung nicht nur die Tragfähigkeit, sondern auch die Steifigkeit des Wandbauteils merklich reduziert. Eine nachträgliche Ertüchtigung einer solchen Mauerwerksscheibe mit dem ausgewählten Laminat bringt allerdings nicht in dem Maße eine Erhöhung der Traglast, wie dies bei einer Wand ohne Öffnung der Fall ist. Dabei ist jedoch zu beachten, dass die Wandscheiben vor der Applikation der Lamine bereits vorgeschädigt und somit nicht mehr im Besitz ihrer ursprünglich maximalen Tragfähigkeit waren.

5 Numerische Untersuchungen

Dieses Kapitel enthält eine Dokumentation der durchgeführten numerischen Untersuchungen, wobei nach einigen Vorbemerkungen (Kapitel 5.1) zunächst auf die Simulation der reinen Mauerwerksstrukturen eingegangen wird (Kapitel 5.2). Einen wesentlichen Bestandteil stellte hierbei die Entwicklung einer problemangepassten Materialroutine zur Beschreibung des mechanischen Mörtelfugenverhaltens dar. Eine Verifizierung des Mauerwerksmodells erfolgt anhand der durchgeführten Versuche an unverstärkten Versuchskörpern. Im Anschluss (Kapitel 5.3) wird das Vorgehen beschrieben, mit dem die Laminatverstärkung in das numerische Modell implementiert wurde. Hierbei wird - wie bereits in Kapitel 4.3.2 angedeutet - lediglich das ausgewählte KGVZM-Laminat berücksichtigt. Eine Beurteilung des Rechenmodells erfolgt abschließend mit Hilfe der experimentellen Untersuchungen an KGVZM-ertüchtigten Mauerwerksprüfkörpern.

5.1 Vorbemerkungen zu den Lösungsverfahren

Für die numerischen Simulationen im Rahmen dieser Arbeit kam die Finite-Elemente-Methode (FEM) zur Anwendung. Hierzu wurde das Programmsystem ABAQUS/STANDARD [11] verwendet, welches neben leistungsstarken impliziten Lösungsalgorithmen vor allem vielfältige Schnittstellen zur Einbindung eigener Formulierungen bietet. Aufgrund der starken materiellen Nichtlinearitäten, die sowohl im Bereich des Mauerwerks als auch

im Verbund zwischen Laminat und Mauerwerk auftreten, müssen die Berechnungen inkrementell erfolgen, d.h. die gesamte Lastgeschichte wird in mehrere Schritte unterteilt, innerhalb derer eine Linearisierung stattfinden und ein Gleichgewichtszustand zwischen inneren und äußeren Kräften hergestellt werden muss. Die Gesamtlösung ergibt sich dann aus der Summe der Einzelschritte.

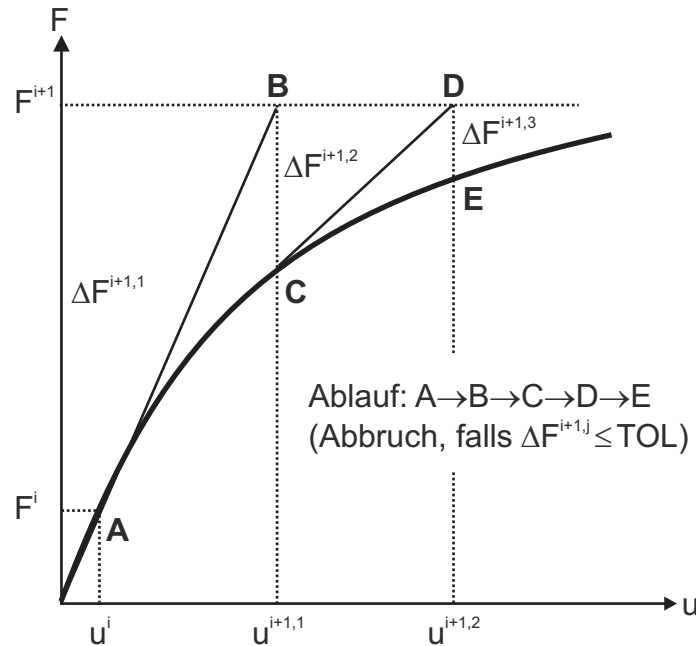


Bild 5.1: NEWTON-RAPHSON-Verfahren

Aufgrund der Tatsache, dass die Steifigkeitsmatrix bei nichtlinearem Materialverhalten nicht konstant, sondern von der Lastgeschichte abhängig ist, kann das aus der Linearisierung hervorgegangene Gleichungssystem der FEM für das einzelne Lastinkrement nur iterativ gelöst werden. Zur Lösungsfindung im Rahmen eines solchen inkrementell-iterativen Vorgehens wurde das NEWTON-RAPHSON-Verfahren gewählt. Die Idee des Verfahrens besteht darin, die nichtlinearen Funktionen im Ausgangspunkt zu linearisieren, d.h. ihre Tangenten zu bestimmen und die Nullstelle der Tangente als verbesserte Näherungslösung zu verwenden (vgl. Bild 5.1). Dies wird im Rahmen der Iterationen solange durchgeführt, bis die Differenz, die aus dem Ungleichgewicht zwischen inneren und äußeren Kräften entsteht und als Residuum bezeichnet wird, kleiner als eine vorgegebene Toleranz wird. In diesem Fall hat die Lösung konvergiert. ABAQUS/STANDARD verwendet

hierzu Toleranz-(Konvergenz-)kriterien, die auf Kraft- und/oder Verschiebungsbasis definiert sind. Ist auch nach mehreren Iterationsschritten keine Konvergenz zu erzielen, so wird die Inkrementgröße verkleinert und das Verfahren wiederholt.

Das klassische NEWTON-RAPHSON-Verfahren verwendet in jedem Iterationsschritt die aktualisierte Tangentensteifigkeitsmatrix, was bedeutet, dass diese in jedem Schritt neu aufgestellt und invertiert werden muss, was auf der einen Seite sehr rechenintensiv ist, auf der anderen Seite aber die Zahl der erforderlichen Iterationsschritte deutlich reduziert. Für eine ausführliche Diskussion dieses und anderer FEM-Lösungsverfahren (z.B. Quasi-NEWTON-Verfahren, Bogenlängenverfahren) sowie deren Konvergenzverhaltens bei nichtlinearen Problemstellungen sei auf [25, 146] verwiesen.

Die Grundaufgabe einer statischen Rechenprozedur auf globaler Ebene im Rahmen der FEM besteht in der Lösung des Gleichungssystems

$$\mathbf{K} \cdot \Delta \mathbf{u} = \Delta \mathbf{F} \quad (5.1)$$

nach den Verschiebungsgrößen u . Hierzu ist eine Invertierung der JACOBI-Matrix K erforderlich:

$$\Delta \mathbf{u} = -\mathbf{K}^{-1} \cdot \Delta \mathbf{F} \quad (5.2)$$

Mit zunehmender Anzahl an freien, nicht von Randbedingungen kontrollierten Integrationspunkten eines numerischen Modells steigt bei entfestigendem Materialverhalten die Gefahr, dass Eigenwerte und somit die Determinante von \mathbf{K} nicht länger von Null verschieden und die Matrix damit nicht mehr invertierbar ist. Die Folge ist ein Versagen des globalen Lösungsalgorithmus. Um die Robustheit der numerischen Berechnungen zu erhöhen, besteht zum einen die Möglichkeit, eine künstliche Viskosität (*artificial viscosity*) einzuführen. Diese erzeugt jedoch zusätzliche, geschwindigkeitsabhängige Kräfte im System, welche das Ergebnis verfälschen können. Alternativ können zur Bearbeitung der quasi-statischen Lastfälle dynamische Lösungsprozeduren verwendet werden. Diese Vorgehensweise wurde für die eigenen Untersuchungen gewählt, wobei auf-

grund der damit verbundenen uneingeschränkten Stabilität - unabhängig vom gewählten Zeitschritt - eine implizite Zeitintegration gewählt wurde. ABAQUS/STANDARD benutzt hierzu das direkte Integrationsverfahren nach HILBER, HUGHES und TAYLOR (vgl. Kapitel 4.3.1). Der Vorteil eines solchen numerischen Schritt-für-Schritt-Integrationsverfahrens ist, dass das Bewegungsdifferentialgleichungssystem in diskreten Zeitintervallen zu erfüllen ist und daher Iterationsverfahren wie das NEWTON-RAPHSON-Verfahren effektiv eingesetzt werden können. Der die Rechnungen stabilisierende Einfluss eines dynamischen Lösungsverfahrens beruht auf der Modifikation der im Rahmen der Lösungsfindung zu invertierenden Matrix durch einen zusätzlichen Anteil aus der Massenmatrix. Dies soll im Folgenden für den vereinfachten Fall der ungedämpften Schwingungen veranschaulicht werden.

Rücksubstituiert man in Gleichung 4.7 den Ausdruck der Rückstellkräfte mit Hilfe von Gleichung 2.6, so ergibt sich für den ungedämpften Fall ($C = 0$):

$$\mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{u}}^{n+1} + (1 + \alpha) \cdot \mathbf{K}^{n+1} \cdot \mathbf{u}^{n+1} - \alpha \cdot \mathbf{K}^{n+1} \cdot \mathbf{u}^n = (1 + \alpha) \cdot \mathbf{F}^{n+1} - \alpha \cdot \mathbf{F}^n \quad (5.3)$$

Analog zu beispielsweise [162] lässt sich durch Umformung von Gleichung 4.8 zu

$$\ddot{\mathbf{u}}^{n+1} = \frac{\mathbf{u}^{n+1} - \mathbf{u}^n - \Delta t \cdot \dot{\mathbf{u}}^n}{\beta \cdot \Delta t^2} - \left(\frac{1}{2 \cdot \beta} - 1 \right) \cdot \ddot{\mathbf{u}}^n \quad (5.4)$$

und Einsetzen in Gleichung 5.3 durch entsprechendes Umformen folgende Gleichungsform herstellen:

$$\left[\frac{\mathbf{M}}{\beta \cdot \Delta t^2} + \mathbf{K}^{n+1} \cdot (1 + \alpha) \right] \cdot \mathbf{u}^{n+1} = X(\mathbf{u}^n, \dot{\mathbf{u}}^n, \ddot{\mathbf{u}}^n, \mathbf{F}^n, \mathbf{F}^{n+1}, \mathbf{K}^{n+1}) \quad (5.5)$$

Auf eine exakte Darstellung der rechten Gleichungsseite wird der Anschaulichkeit halber verzichtet, es werden lediglich die funktionalen Abhängigkeiten aufgezeigt. Die Koeffizientenmatrix der linken Seite lässt sich als modifizierte Steifigkeitsmatrix $\tilde{\mathbf{K}}^{n+1}$ interpretieren. Der zusätzliche Beitrag

aus der Massenmatrix M zu der eigentlichen Tangentensteifigkeitsmatrix K^{n+1} bewirkt den den globalen Lösungsalgorithmus stabilisierenden Effekt, da er ein Verschwinden der Determinante der zu invertierenden Matrix \tilde{K}^{n+1} in Normalfall verhindert. Anzumerken ist, dass immer $\beta \neq 0$ gilt (vgl. Kapitel 4.3.1) und das entstehende Gleichungssystem nur iterativ nach den gesuchten Verschiebungen \mathbf{u}^{n+1} am Ende des Zeitschrittes $n + 1$ zu lösen ist, da aufgrund des nichtlinearen Materialverhaltens $K^{n+1} = K^{n+1}(\mathbf{u}^{n+1})$ ist. Hierzu kommt dann das bereits beschriebene NEWTON-RAPHSON-Verfahren zur Anwendung.

Die Lastaufbringung erfolgte in den Berechnungen durch Vorgabe eines Verschiebungsverlaufes für die entsprechenden Freiheitsgrade. Eine solche Wegregelung wurde gewählt, um auch den entfestigenden Nachbruchbereich der simulierten Strukturen erfassen zu können. Zu beachten ist hierbei allerdings, dass die vorgegebenen Verschiebungsverläufe $\mathbf{u}(t)$ glatt sein müssen und keine Unstetigkeiten bzw. Singularitäten aufweisen dürfen, die ansonsten aufgrund der dadurch entstehenden Sprünge im Geschwindigkeitsverlauf $\dot{\mathbf{u}}(t)$ zu stoßartigen Anregungen und Oszillationen des Systems führen würden (vgl. Bild 5.2).

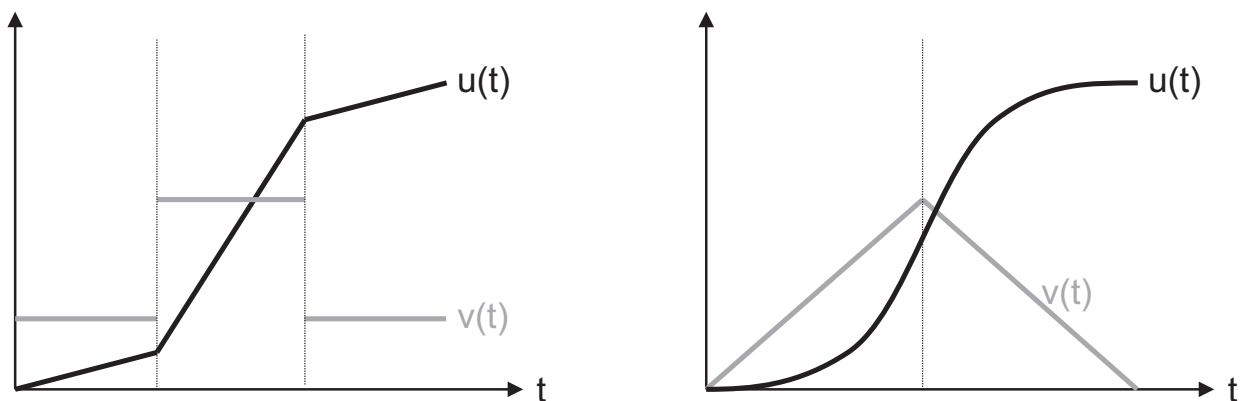


Bild 5.2: Monotone Wegsteuerung bei dynamischen Prozeduren (links: ungeeignet, rechts: geeignet)

ABAQUS/STANDARD bietet die Möglichkeit einer automatischen Inkrementierung, wofür das Konzept des *half-step-residuals* verwendet wird [11]. Sobald durch den iterativen Lösungsprozess Konvergenz hergestellt ist, erfolgt die Festlegung einer für das nächste Inkrement geeigneten

Zeitschrittgröße anhand der Größen der Gleichgewichtsresiduen in der Mitte des vorangegangenen, konvergierten Inkrementes.

Zur Berücksichtigung der viskosen Materialdämpfung in dynamischen Lösungsverfahren verwendet ABAQUS/STANDARD den Ansatz einer RAYLEIGH-Dämpfung, bei der die Dämpfungsmatrix durch eine Linearkombination aus Massen- und Steifigkeitsmatrix gebildet wird:

$$\mathbf{C} = \alpha \cdot \mathbf{M} + \beta \cdot \mathbf{K} \quad (5.6)$$

Die beiden Konstanten α und β sind mit dem Dämpfungsmaß eines Eigenmodes D_i und dessen Eigenkreisfrequenz ω_i wie folgt verknüpft:

$$D_i = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega_i} + \beta \cdot \omega_i \right) \quad (5.7)$$

Der Faktor α beeinflusst demnach stark die Dämpfung der niederen, der Faktor β die der höheren Frequenzen. Wählt man zwei voneinander verschiedene Eigenkreisfrequenzen ω_i, ω_j als Stützstellen und weist diesen jeweils die Dämpfungsmaße D_i, D_j zu (vgl. Bild 5.3), so ergeben sich die Proportionalitätsfaktoren nach [20] zu:

$$\alpha = \frac{2 \cdot \omega_i \cdot \omega_j (D_i \cdot \omega_j - D_j \cdot \omega_i)}{\omega_j^2 - \omega_i^2} \quad (5.8)$$

$$\beta = \frac{2 \cdot (D_j \cdot \omega_j - D_i \cdot \omega_i)}{\omega_j^2 - \omega_i^2} \quad (5.9)$$

Besitzen beide Eigenformen ein einheitliches Dämpfungsmaß ($D_i = D_j = D$), so vereinfachen sich Gleichung 5.8 und 5.9 zu:

$$\alpha = \frac{2 \cdot D \cdot \omega_i \cdot \omega_j}{\omega_j + \omega_i} \quad (5.10)$$

$$\beta = \frac{2 \cdot D}{\omega_j + \omega_i} \quad (5.11)$$

In den eigenen Untersuchungen kam der viskosen Dämpfung aufgrund des stark nichtlinearen Materialverhaltens ohnehin eine allenfalls unterge-

ordnete Bedeutung zu (vgl. Kapitel 2.3.2). Um jedoch den Einfluss noch weiter zu reduzieren, wurde lediglich eine massenproportionale Dämpfung gewählt, die sich aus der RAYLEIGH-Dämpfung für $\beta = 0$ ergibt. Die hieraus entstehenden Dämpfungskräfte sind aufgrund der verhältnismäßig geringen Massen der betrachteten Systeme deutlich geringer als bei einem steifigkeitsproportionalen Ansatz. Der erforderliche Parameter α wurde jeweils für zwei maßgebende Eigenformen der zu berechnenden Strukturen und für ein einheitliches Dämpfungsmaß $D = 5\%$ bestimmt.

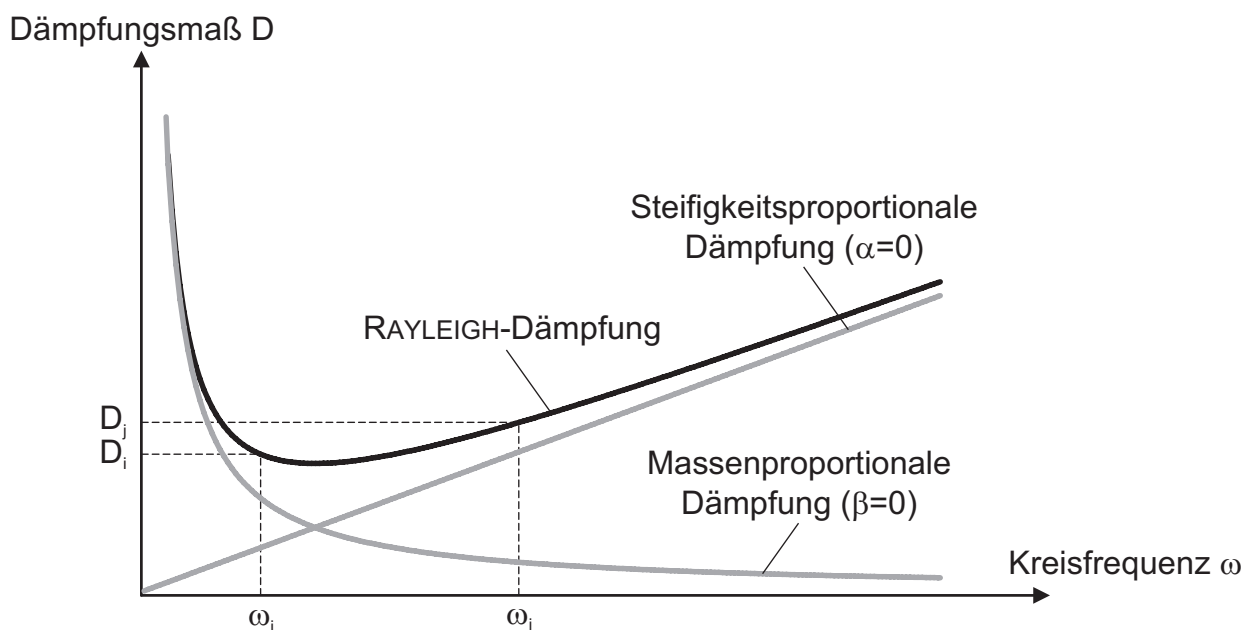


Bild 5.3: Prinzip der RAYLEIGH-Dämpfung

5.2 Simulation des Mauerwerks

5.2.1 Modellierung und Materialmodelle

Für die Problemstellungen der vorliegenden Arbeit kann in ausreichender Näherung davon ausgegangen werden, dass die mechanische Beschreibung der Mauerwerksstrukturen auf die Annahme eines ebenen Spannungszustandes rückführbar ist. Die Gründe, die eine zweidimensionale Betrachtung rechtfertigen, sind zum einen die Tatsache, dass die

berücksichtigten Beanspruchungen ausschließlich in Mauerwerksebene angreifen. Zum anderen sind die Dehnungen senkrecht zur Strukturebene weitestgehend unbehindert. Lediglich im Bereich von Auflagern und Lasteinleitungen ist dies nicht gegeben, was allerdings hier vernachlässigt werden kann. Zusätzlich bestätigt wird diese Annahme durch den Umstand, dass die Formulierungen der wesentlichen Versagenskriterien für querkraftbeanspruchtes Mauerwerk auf der Annahme eines ebenen Spannungszustandes basieren [62].

Zur zweidimensionalen Abbildung des Mauerwerks wurde für die eigenen Untersuchungen das Prinzip der vereinfachten Mikromodellierung gewählt (vgl. Kapitel 2.4.1). Die Mauersteine wurden in ihrer realen Geometrie abgebildet. Die hierdurch entstehenden Zwischenräume repräsentieren die Mörtelfugen in ihrer wirklichen Ausdehnung (vgl. Bild 5.13). Üblicherweise werden die einzelnen Steinblöcke in ihrer Geometrie bis zur Mittelachse der angrenzenden Fugen künstlich vergrößert, so dass es allseitig zu einem direkten Kontakt zwischen benachbarten Blöcken kommt und die Mörtelfugen keine geometrische Ausdehnung besitzen. Da jedoch der Kontakt zwischen den Steinblöcken im Regelfall die Nachgiebigkeit der Mörtelfugen abbilden muss, kommt es in der Folge zu gegenseitigen Penetrationen benachbarter Steinkanten [70]. Dies ist durch die eigene Vorgehensweise ausgeschlossen und verbessert dadurch die Anschaulichkeit der erstellten Modelle.

Zur Diskretisierung der Mauersteine wurden zweidimensionale, voll integrierte 4-Knoten-Kontinuumselemente (Scheibenelemente) mit linearen, isoparametrischen Verschiebungsansatzfunktionen verwendet. Höhere, beispielsweise quadratische Ansätze sind nicht erforderlich, um die exakte Lösung ausreichend genau anzunähern, da die Vernetzung von rechteckigen Mauersteinflächen zu einfachen, ebenfalls rechteckigen Elementgeometrien führt und Biegeeinflüsse bei den betrachteten Problemstellungen vernachlässigbar sind. Auf reduziert integrierte Elemente, die den numerischen Berechnungsaufwand verringern, wurde wegen der Gefahr des *hourglassing* bewusst verzichtet.

Zur stoffgesetzlichen Beschreibung der Mauersteine wurde das bereits in ABAQUS/STANDARD implementierte *concrete smeared cracking*-Modell [11] verwendet, welches eine Kombination von Plastizitäts- und Schädigungstheorie mit Entfestigung darstellt. In ungeschädigten Bereichen wird von einem isotropen, linear elastischen Materialverhalten ausgegangen, was für Mauervollsteine in sehr guter Näherung zutrifft [75].

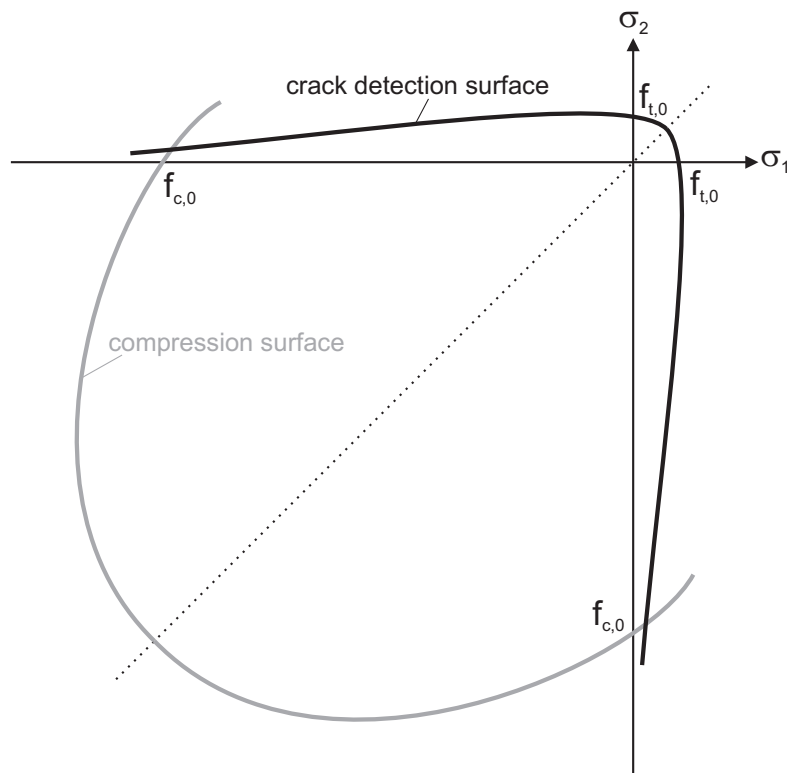


Bild 5.4: Versagenskriterien des Steinmaterialmodells

Die Versagensfläche wird durch zwei voneinander unabhängige Kriterien beschrieben (vgl. Bild 5.4). Im Druck-Druck-Bereich stellt die einaxiale Druckfestigkeit des Steinmaterials $f_{c,0}$ die wesentliche Eingangsgröße zur Definition der Bruchfläche (*compression surface*) dar. Da $f_{c,0}$ üblicherweise - wie bereits in Kapitel 2.1.2.1 erläutert - die im Rahmen der vorliegenden Problemstellungen auftretenden Druckspannungen deutlich übersteigt, kann jedoch erwartet werden, dass Steindruckversagen nicht eintritt. Treten hingegen Hauptzugspannungen auf, so kommt das aus der klassischen MOHR-COULOMB-Bedingung (vgl. Bild 2.20) hervorgegangene und als *crack detection surface* bezeichnete Versagenskriterium zur Überprüfung eines Zugversagens zur Anwendung. Gegebenenfalls hieraus

resultierende Risse im Material werden nach dem Prinzip der fixierten, orthogonalen Risse abgebildet. Dies bedeutet, dass nach Ausbildung eines ersten Risses in einem Integrationspunkt dessen Orientierung im weiteren Verlauf der Berechnung unverändert bleibt. Ein weiterer Riss kann an dieser Stelle nur in einer Ebene berücksichtigt werden, die orthogonal zur bereits vorhandenen Rissebene ist. Es können somit aufgrund des ebenen Spannungszustandes höchstens zwei Risse in einem Punkt auftreten [68]. Weitere Details zu diesem sowie weiteren Risskonzepten finden sich in [68, 69, 128].

Nach anfänglich linear elastischem Verhalten wurde für den Zugbereich nach Festigkeitsüberschreitung eine lineare Entfestigungsbeziehung angenommen. Für den vereinfachten einaxialen Fall ist dies unter Verwendung der makroskopischen Zugfestigkeit $f_{t,0}$ in Bild 5.5 dargestellt.

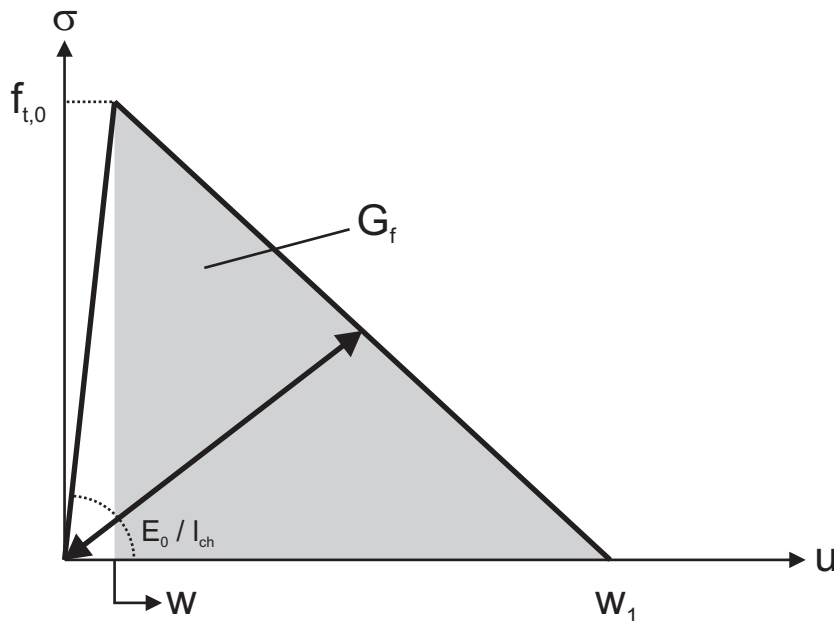


Bild 5.5: Spannungs-Verschiebungs-Beziehung des Steinmaterialmodells im Zugbereich

Wie bei Verwendung von Kontinuumselementen üblich wird die Materialentfestigung infolge des entstandenen Risses über ein verschmiertes Konzept abgebildet. Um objektive, vom verwendeten FE-Netz unabhängige Ergebnisse zu erhalten, wird die Elementdehnung ϵ senkrecht zum Riss mit Hilfe einer charakteristischen Länge l_{ch} in eine theoretische Rissöffnung w umgewandelt, wobei ABAQUS/STANDARD für die charakteristische Län-

ge bezüglich eines Integrationspunktes die Quadratwurzel aus dessen Einzugsfläche A_e verwendet:

$$w = l_{ch} \cdot \varepsilon \quad \text{mit} \quad l_{ch} = \sqrt{A_e} \quad (5.12)$$

Die Beschreibung des entfestigenden Materialverhaltens hat demnach statt in Form einer Spannungs-Dehnungs-Beziehung durch eine Spannungs-Verschiebungs-Beziehung zu erfolgen. Hierzu wird die Bruchenergie G_f verwendet [66]. Dieser weitere Materialparameter beschreibt die Fläche unter dem Entfestigungsast der Spannungs-Verschiebungs-Beziehung (vgl. Bild 5.5) und kann in allgemeiner Form wie folgt ausgedrückt werden:

$$G_f = \int_0^{w_1} \sigma \cdot dw \quad (5.13)$$

w_1 stellt hierbei die Rissöffnung dar, bei der keine Restspannung mehr vorhanden ist. Für den gewählten Ansatz eines linearen Entfestungsverlaufes ergibt sich Gleichung 5.13 zu:

$$G_f = \frac{f_{t,0} \cdot w_1}{2} \quad (5.14)$$

Für w_1 gilt demnach:

$$w_1 = \frac{2 \cdot G_f}{f_{t,0}} \quad (5.15)$$

Eine weitere, durch den schädigungstheoretischen Ansatz begründete Eigenschaft des gewählten Materialmodells im Zugnachbruchbereich ist die Entlastung über die Sekantensteifigkeit (vgl. Bild 5.5), was ein vollständiges Schließen eines geöffneten Risses gestattet. Dies ist vor allem bei zyklischen Einwirkungen für eine zuverlässige Materialbeschreibung von großer Bedeutung.

Die Erfassung des gesamten Mörtelfugenverhaltens, d.h. des Mörtelmaterials und des Verbundes zwischen Mauerstein und Fugenmörtel, erfolgte über eine eigens hierfür programmierte Routine, die die Kontaktflächeninteraktionen zwischen den einzelnen Mauersteinblöcken beschreibt.

ABAQUS/STANDARD bietet hierzu eine spezielle Schnittstelle an (*subroutine* UINTER), die eine Implementierung individuell erstellter Kontaktformulierungen ermöglicht. Als Eingangsgrößen des Algorithmus dienen die Absolut- und Relativverschiebungen der im Ausgangszustand des Modells einander paarweise zugeordneten Knoten der beteiligten Kontaktflächen, sowohl normal (Index "n") als auch tangential (Index "s") zur Kontaktebene. Innerhalb der Routine sind für jeden Iterationsschritt der globalen Berechnung die daraus resultierenden Spannungs- und Tangentensteifigkeitswerte auf lokaler Ebene zu bestimmen und dem Hauptprogramm zur Überprüfung des globalen Gleichgewichts bereit zu stellen. Weitere Übergabewerte zwischen globalem und lokalem Berechnungsalgorithmus sind die Statusvariablen, mit denen bei inelastischem Materialverhalten die Lastgeschichte des Materialpunktes erfasst wird. Typische Statusvariablen sind beispielsweise Schädigungsmaße oder plastische Verformungen. Eine Aktualisierung dieser Größen findet allerdings erst nach Konvergenz eines Inkrementes der Lastgeschichte statt. Während des iterativen Prozesses bleiben diese Werte unverändert.

Im Folgenden werden die materialtheoretischen Zusammenhänge der entwickelten, das Mörtelfugenverhalten beschreibenden Kontaktroutine dargestellt. Die Formulierungen basieren auf der Grundlage der nichtassozierten Plastizitätstheorie mit isotroper Entfestigung (vgl. Kapitel 2.4.2.1) und konnten aufgrund der Tatsache, dass durch die Einführung von diskreten Kontaktbereichen Diskontinuitäten im Verschiebungsfeld entstehen, direkt in Form von Spannungs-Verschiebungs-Beziehungen erfolgen. Zur algorithmischen Umsetzung kamen die bereits in Kapitel 2.4.2.3 beschriebenen *return mapping*-Verfahren zur Anwendung, die aus einem elastischen Prädiktor und einem plastischen Korrektor bestehen.

Um die Strukturantwort unter zyklischen Lastpfaden, wie sie im Falle von Erdbebeneinwirkungen oder infolge lokaler Lastumlagerungseffekte auftreten, zuverlässig beschreiben zu können, wurde bei der Entwicklung des Kontaktalgorithmus besonders auf eine realitätsnahe Beschreibung des Ent- und Wiederbelastungsverhaltens der Mörtelfugen geachtet.

Als Eingangsgrößen der Fugenroutine dienen neben dem einaxialen Elastizitätsmodul des Mörtels ($E_{Mörtel}$) und dessen Querdehnzahl ($\nu_{Mörtel}$) vor allem der Anfangs- und Endwert des Reibungswinkels (μ_0, μ_r) sowie die Haftzug- und Haftscherfestigkeit ($f_{t,0}, f_{c,0}$) der Mörtelfuge. Beide Festigkeitswerte sind erforderlich, da bislang kein brauchbarer Zusammenhang zwischen diesen Größen ermittelt werden konnte [62], was ein in [39] dargestellter Vergleich zahlreicher Werte aus der Literatur verdeutlicht.

Grundlegend für die weitere algorithmische Bearbeitung muss zu Beginn zunächst festgestellt werden, ob der betrachtete Fugenbereich unter Druck- oder Zugbeanspruchung steht. Diese Lastfallunterscheidung kann aufgrund der nachfolgend gewählten Materialformulierungen direkt über einen Vergleich des Abstandes der Kontaktflächen senkrecht zur Kontaktene mit der anfänglichen Fugenausdehnung h_{Fuge} erfolgen. Eine solche Aufteilung wurde beispielsweise auch in [59] vorgenommen und bietet eine größere Flexibilität in der Anpassung des Materialmodells auf das reale Verhalten.

Im Druckbereich wurde senkrecht zur Fuge unbegrenzt linear elastisches Verhalten angenommen. Dies ist dadurch vertretbar, dass die Mörteldruckfestigkeit in der Fuge aufgrund des dreiaxialen Spannungszustandes deutlich größer als unter der einaxialen Beanspruchung am Normprisma ist (vgl. Kapitel 2.1.2.1), weshalb ein Druckversagen der Fuge unwahrscheinlich und nicht maßgebend ist. Ohnehin besäßen plastische Druckverformungen des Mörtels bei den betrachteten Problemstellungen keinen wesentlichen Einfluss. Tangential zur Fuge wurde die aufnehmbare Beanspruchung über eine Fließfunktion nach [73] begrenzt, die ein modifiziertes MOHR-COULOMB-Kriterium mit Entfestigung darstellt:

$$F_{\sigma < 0} = |\tau| - f_c(\kappa_f) + \mu(\kappa_\mu) \cdot \sigma + a \cdot \sigma^2 \quad (5.16)$$

Der Zusatzterm ermöglicht eine bessere Anpassung des Modells an das reale Verhalten bei hohen Drucknormalspannungen, indem er die aufnehmbare Schubspannung begrenzt und nicht beliebig weit proportional zu den Druckspannungen ansteigen lässt. Per Voraussetzung muss $a \geq 0$ gelten,

für den Fall $a = 0$ entspricht Gleichung 5.16 dem Versagenskriterium von MOHR-COULOMB (vgl. Gleichung 2.33). Liegt der Versuchsspannungszustand des Inkrementes $n + 1$

$$\boldsymbol{\sigma}^{n+1,trial} = \begin{bmatrix} \sigma^{n+1,trial} \\ \tau^{n+1,trial} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{n,0} & 0 \\ 0 & K_{s,0} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} u_n^{n+1} \\ u_s^{n+1} - u_{s,p}^n \end{bmatrix} \quad (5.17)$$

mit der plastischen Tangentialverschiebung des vorangegangenen Berechnungsschrittes $u_{s,p}^n$ und den auf Basis der Elastizitätstheorie für isotrope Werkstoffe ermittelten Anfangssteifigkeiten

$$K_{n,0} = \frac{E_{Mörtel}}{h_{Fuge}} \quad (5.18)$$

$$K_{s,0} = \frac{K_{n,0}}{2 \cdot (1 + \nu_{Mörtel})} \quad (5.19)$$

im zulässigen Spannungsbereich, was durch $F_{\sigma < 0}(\boldsymbol{\sigma}^{trial}) \leq 0$ angezeigt wird, so gilt für die gesuchten Spannungen:

$$\boldsymbol{\sigma}^{n+1} = \boldsymbol{\sigma}^{n+1,trial} \quad (5.20)$$

Aufgrund der Diagonalform der Elastizitätsmatrix in Gleichung 5.17 wird im elastischen Zustand keine Dilatanz der Mörtelfuge beschrieben.

Verlässt der Spannungspunkt des elastischen Prädiktors jedoch die Fließfläche und gilt daher $F_{\sigma < 0}(\boldsymbol{\sigma}^{n+1,trial}) > 0$, so treten aufgrund des per Voraussetzung elastischen Verhaltens senkrecht zur Fuge ausschließlich plastische Verschiebungen tangential zur Kontaktebene auf. Die zugehörige Potentialfunktion $Q = 0$ ist in Bild 5.6 dargestellt. Für deren Ableitungen gilt:

$$\frac{\partial Q}{\partial \sigma} = 0 \quad (5.21)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial \tau} = \text{sign}(\tau) \quad (5.22)$$

$$\frac{\partial^2 Q}{\partial \sigma^2} = \frac{\partial^2 Q}{\partial \tau^2} = \frac{\partial^2 Q}{\partial \sigma \partial \tau} = \frac{\partial^2 Q}{\partial \tau \partial \sigma} = 0 \quad (5.23)$$

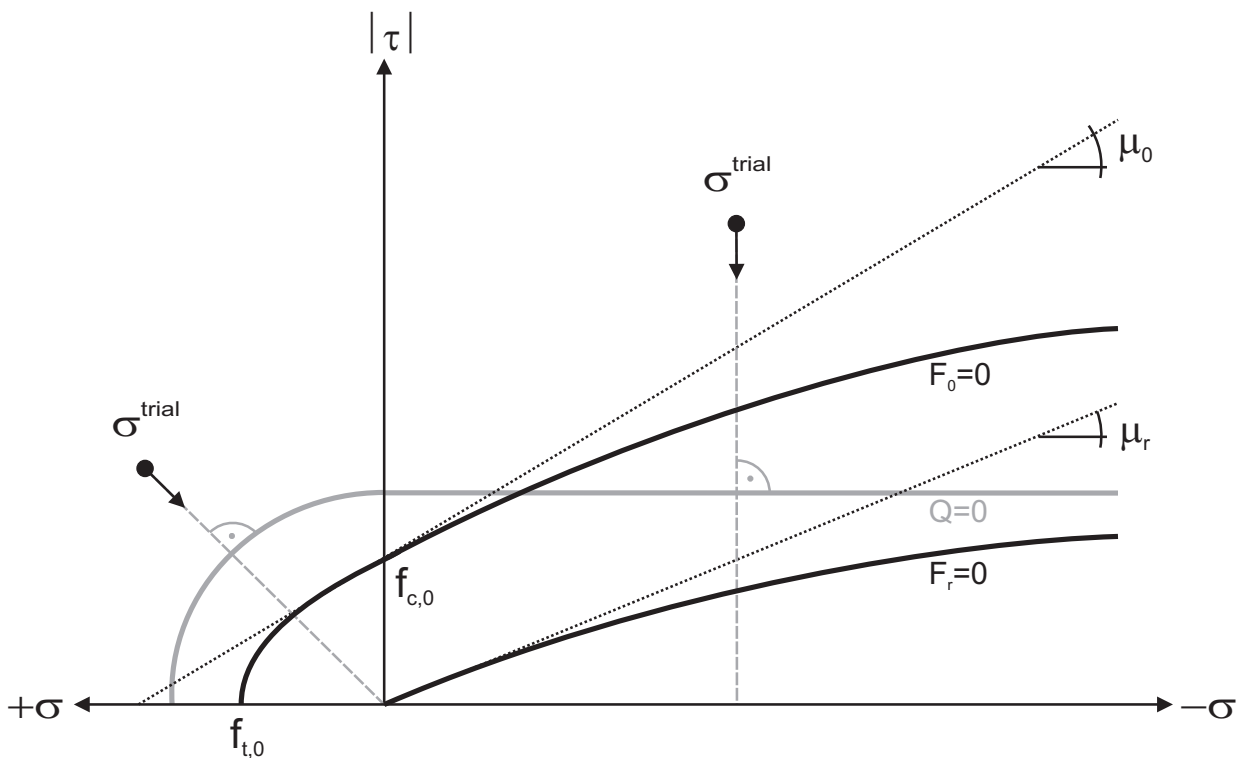


Bild 5.6: Fließ- und Potentialfunktionen des Fugenmodells (mit angedeuteten Rückzugsrichtungen)

Eine Dilatanz zwischen den Kontaktflächen wird somit auch im plastischen Zustand nicht beschrieben. Die Vernachlässigung einer solchen Aufweitung ist insofern gerechtfertigt, da sie bei Mörtelfugen äußerst gering ist [19, 124]. Dies betrifft sowohl die materielle als auch die geometrische Dilatanz. Letztere beschreibt im Grundsatz eine Zunahme der Rissöffnung infolge der Rauigkeit der Rissoberflächen, wenn sich die Rissufer während plastischen Scherverformungen tangential zueinander verschieben (vgl. Bild 5.7). Die Größe dieser Hebungen ist allerdings durch die geometrischen Ausdehnungen der Unebenheiten begrenzt und insbesondere bei einem Versagen zwischen den relativ glatten Oberflächen von Vollsteinen und der Mörtelschicht bzw. größeren plastischen Tangentialverschiebungen praktisch verschwindend gering.

Zur Beschreibung einer Materialentfestigung ist es erforderlich, geeignete innere Variablen zu definieren. Aufgrund der unsicheren experimentellen Absicherung von Schädigungsevolutionsgesetzen im Bereich von Mauerwerk war es für das weitere Vorgehen ausreichend, zur Erfassung der

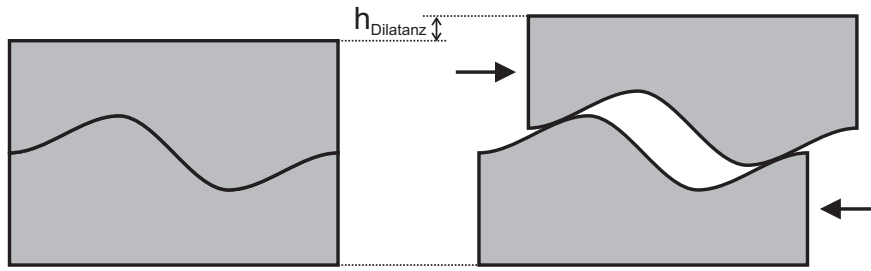


Bild 5.7: Darstellung einer geometrischen Dilatanz

Degradationsentwicklung die einfache Hypothese der Verzerrungsentfestigung (*strain softening*) zu verwenden [91, 132]. Wie aus Gleichung 5.16 ersichtlich, ist die Haftscherfestigkeit der Mörtelfuge im Druckbereich von einer Entfestigungsvariablen κ_f abhängig. Diese wurde wie folgt mit den schädigungserzeugenden, plastischen Tangentialverschiebungen verknüpft, wobei eine konsistente Normierung mit Hilfe der Anfangshaftscherfestigkeit $f_{c,0}$ und der entsprechenden Bruchenergie für Scherversagen G_f^{II} erfolgte:

$$\Delta\kappa_f = \frac{f_{c,0}}{G_f^{II}} \cdot |\Delta u_{s,p}| \quad (5.24)$$

Unter der Annahme eines exponentiellen Abfalls ergibt sich der aktuell vorhandene Wert der Haftscherfestigkeit unter Berücksichtigung einer aus numerischen Gründen eingeführten unteren Schranke zu:

$$f_c(\kappa_f) = f_{c,0} \cdot e^{-\kappa_f} \geq f_{c,\min} = 0.01 \cdot f_{c,0} \quad (5.25)$$

Für den Reibungskoeffizient wurde ebenfalls ein entfestigendes Verhalten angenommen, da es in überdrückten Fugen mit zunehmenden plastischen Scherverformungen zu einem Glätten der Reibflächen kommt. Aufgrund der Tatsache, dass die bereits eingeführte Entfestigungsvariable κ_f auch durch plastische Zuglastfälle beeinflusst wird (s.u.), diese allerdings auf die Rauigkeit der Rissflächen keinen Einfluss besitzen, war die Definition einer weiteren Variablen erforderlich, welche lediglich im Druckbereich aktualisiert wird, um den Verlauf des Reibungskoeffizienten zu steuern:

$$\Delta\kappa_\mu = \frac{|\Delta u_{s,p}|}{u_{s,p,\lim}} \quad (5.26)$$

Die Normierung erfolgte in diesem Fall über eine plastische Grenzverschiebung $u_{s,p,lim}$, bei der der Wert des Restreibungswinkels μ_r erreicht wird und sich im Weiteren nicht mehr ändert. Für den Verlauf der Entfestigung wurde ein trigonometrischer Ansatz gewählt:

$$\mu(\kappa_\mu) = \frac{1}{2} \cdot (\mu_0 + \mu_r + (\mu_0 - \mu_r) \cdot \cos(\pi \cdot \kappa_\mu)) \quad (5.27)$$

Bild 5.8 enthält eine grafische Darstellung der gewählten Funktion.

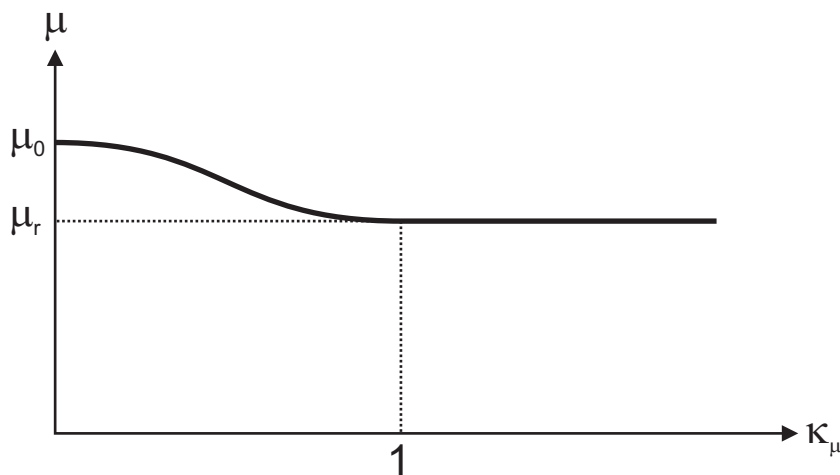


Bild 5.8: Entfestungsverlauf des Reibungskoeffizienten

Für die Rückprojektion unzulässiger Spannungskonstellationen auf einen Zustand plastischer Konsistenz sorgt im Druckbereich das explizite, mehrschrittige *cutting-plane*-Verfahren (vgl. Kapitel 2.4.2.3). Die Ermittlung des plastischen Multiplikatorelementes eines einzelnen Rückzugsschrittes erfolgt mit Hilfe von Gleichung 5.28, die gegenüber Gleichung 2.21 einen modifizierten Zählerausdruck aufweist, da in expliziten Verfahren nur der Teil der Spannungen, der außerhalb der Fließfläche liegt, zurückzuführen ist (vgl. Kapitel 2.4.2.3). Für die Definition des Verfestigungsmoduls h sei auf Gleichung 2.22 verwiesen.

$$\Delta\lambda^{n+1,k} = \frac{F^{n+1,k}}{\left[\left(\frac{\partial F}{\partial \sigma} \right)^T \cdot \mathbf{K}_0 \cdot \left(\frac{\partial Q}{\partial \sigma} \right) + h \right]^{n+1,k}} \quad (5.28)$$

Zur Ermittlung der Spannungs- und Entfestigungsvariablen gelten die folgenden Vorschriften, welche das Prinzip des Verfahrens verdeutlichen,

die Gesamtlösung aus einer Kumulation der einzelnen, hintereinander geschalteten Rückprojektionsschritte aufzubauen:

$$\boldsymbol{\sigma}^{n+1,k+1} = \begin{bmatrix} \sigma^{n+1,k+1} \\ \tau^{n+1,k+1} \end{bmatrix} = \boldsymbol{\sigma}^{n+1,k} - \Delta\lambda^{n+1,k} \cdot \mathbf{K}_0 \cdot \left(\frac{\partial Q}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right)^{n+1,k} \quad (5.29)$$

$$\boldsymbol{\kappa}^{n+1,k+1} = \begin{bmatrix} \kappa_f^{n+1,k+1} \\ \kappa_\mu^{n+1,k+1} \end{bmatrix} = \boldsymbol{\kappa}^{n+1,k} + \Delta\lambda^{n+1,k} \cdot \left(\frac{\partial \boldsymbol{\kappa}}{\partial \Delta\lambda} \right)^{n+1,k} \quad (5.30)$$

Die Gefahr dieses expliziten Algorithmus, die Fließfläche - insbesondere bei großen Zeitschrittweiten - zu verfehlen und somit keine Konvergenz auf lokaler Ebene herstellen zu können, besteht aufgrund der bereits vorab bekannten Rückzugsrichtung des plastischen Korrektorschrittes, die durch die spezielle Gestalt der Potentialfunktion immer senkrecht auf der σ -Achse steht (vgl. Bild 5.6), nicht. Bild 5.9 fasst den algorithmischen Ablauf des Elastischen Prädiktor-Plastischen Korrektor-Verfahrens im Druckbereich zusammen.

Im Zuglastfall ergibt sich die Fließbedingung aus einer Exponentialfunktion (vgl. Bild 5.6), welche einen glatten Übergang zum Druckbereich und größtmögliche Variabilität in der Anpassung auf das tatsächliche Materialverhalten gewährleistet:

$$F_{\sigma>0} = |\tau|^m - \frac{f_c(\kappa_f)^m}{f_t(\kappa_f)} \cdot (f_t(\kappa_f) - \sigma) \quad (5.31)$$

Für den variablen Exponenten gilt:

$$m(\kappa_f) = \frac{f_c(\kappa_f)}{f_t(\kappa_f) \cdot \mu(\kappa_f)} \quad (5.32)$$

Für $m = 1$ geht Gleichung 5.31 in das lineare MOHR-COULOMB-Kriterium (vgl. Gleichung 2.33) über, welches aufgrund der erforderlichen Konvexität von Fließflächen die äußerste Begrenzung eines zulässigen Spannungsraumes darstellt. Hieraus ergibt sich die Forderung, dass für den Exponenten $m \geq 1$ gelten muss.

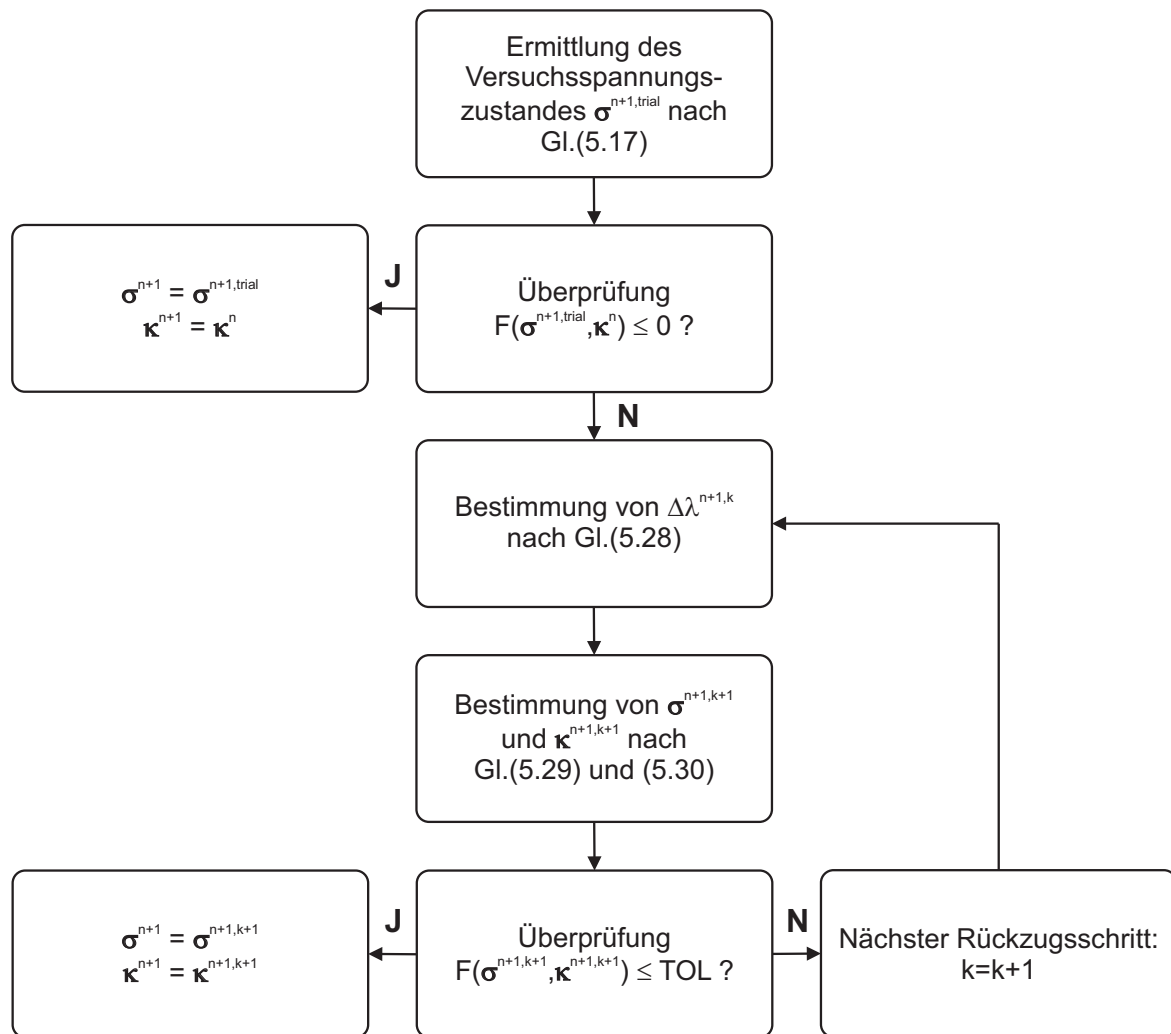


Bild 5.9: Flussdiagramm des Fugen-Algorithmus im Druckbereich

Für die Potentialfunktion im Zugbereich wurde ein halbkreisförmiger Verlauf gewählt (vgl. Bild 5.6), der analog zur Fließfunktion für einen glatten Übergang zum Druckbereich sorgt und gleichzeitig verhindert, dass Versuchsspannungszustände außerhalb der Fließfläche durch den plastischen Korrektor fälschlicherweise in den Druckbereich rückprojiziert werden, da der Vektor der plastischen Gesamtverschiebung in der $\sigma - \tau$ -Darstellung der Fließ- bzw. Potentialfunktion immer in Richtung des Spannungsnulles zeigt. Die Ableitungen der Potentialfunktion lauten somit:

$$\frac{\partial Q}{\partial \sigma} = 2 \cdot \sigma \quad (5.33)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial \tau} = 2 \cdot \tau \quad (5.34)$$

$$\frac{\partial^2 Q}{\partial \sigma^2} = \frac{\partial^2 Q}{\partial \tau^2} = 2 \quad (5.35)$$

$$\frac{\partial^2 Q}{\partial \sigma \partial \tau} = \frac{\partial^2 Q}{\partial \tau \partial \sigma} = 0 \quad (5.36)$$

Im Zugbereich leisten bei plastischen Lastfällen sowohl die Verschiebungen senkrecht als auch tangential zur Fugenebene einen Beitrag zu der sich auf die Haftfestigkeiten beziehenden Entfestigungsvariablen κ_f , welche bereits im Druckbereich verwendet wurde und somit gemeinsam für beide Lastfälle gültig ist. Eine Normierung der Beiträge zur Entfestigungsvariablen aus den beiden Richtungskomponenten u_n und u_s der resultierenden Gesamtverschiebung

$$u_{res} = \sqrt{u_n^2 + u_s^2} \quad (5.37)$$

erfolgt durch Einführung eines von der Beanspruchungsrichtung abhängigen, äquivalenten Haftfestigkeitswertes, welcher sich aus einer Linearkombination der beiden Haftfestigkeiten $f_{t,0}$ und $f_{c,0}$ mit quadratischer Wichtung ergibt:

$$\tilde{f}_0 = \frac{u_n^2}{u_{res}^2} \cdot f_{t,0} + \frac{u_s^2}{u_{res}^2} \cdot f_{c,0} \quad (5.38)$$

Falls die Gesamtverschiebung u_{res} größer als eine schädigungsäquivalente Verschiebung im Ausgangszustand

$$u_{res,eq} = \kappa_f \cdot \frac{G_f^I}{\tilde{f}_0} \quad (5.39)$$

ist, bewirkt die Verschiebungsdifferenz eine Vergrößerung der Entfestigungsvariablen um:

$$\Delta \kappa_f = \frac{\tilde{f}_0}{G_f^I} \cdot (u_{res} - u_{res,eq}) \quad (5.40)$$

Hierbei wurde angenommen, dass ein gegenüber der Fugennormalen schräg gerichtetes Haftversagen die gleiche Bruchenergie G_f^I wie reines Zugversagen besitzt.

Da sowohl die Haftzug- als auch die Haftscherfestigkeit Kenngrößen des Adhäsionsverbundes zwischen Mauerstein und Fugenmörtel sind, erschien es sinnvoll, deren Entfestigungen auf isotrope Weise zu koppeln. Zur Beschreibung der Degradationsverläufe wurden analog zum Druckbereich exponentielle Ansätze, welche durch eine Untergrenze beschränkt sind, gewählt:

$$f_t(\kappa_f) = f_{t,0} \cdot e^{-\kappa_f} \geq f_{t,\min} = 0.01 \cdot f_{t,0} \quad (5.41)$$

$$f_c(\kappa_f) = f_{c,0} \cdot e^{-\kappa_f} \geq f_{c,\min} = 0.01 \cdot f_{c,0} \quad (5.42)$$

Um bei Entlastung ein vollständiges Schließen eines Zugrisses zu ermöglichen und unrealistische bleibende Öffnungen zu verhindern, musste ein schädigungstheoretischer Ansatz in die Plastizitätstheoretische Kontaktformulierung eingebunden werden, welcher es ermöglicht, Be- und Entlastungsschritte über die Sekantensteifigkeiten durchzuführen. Als Schädigungsvariable, die die Reduktion der Steifigkeiten steuert, wurde die bereits eingeführte Entfestigungsvariable κ_f verwendet. Die Herleitung einer konsistenten Formulierung für die Sekantensteifigkeiten wird im Folgenden der Anschaulichkeit halber am Beispiel einer Betrachtung normal zur Kontaktebene dargestellt.

Das grundlegende Prinzip besteht darin, den nach Abschluss eines plastischen Inkrementes ermittelten, zweiaxialen Zugspannungszustand auf für beide Richtungen getrennte, äquivalente einaxiale Kennlinien zu übertragen. Die äquivalente Gesamtverschiebung (vgl. Bild 5.10) lässt sich dann zerlegen in einen elastischen Anteil

$$u_{n,e} = \frac{f_t(\kappa_f)}{K_{n,0}} \quad (5.43)$$

und einen plastischen Anteil, der bei einer reinen Zugbeanspruchung zu dem gleichen Gesamtschädigungsgrad, wie er im aktuellen Zustand vorhanden ist, führen würde:

$$u_{n,p,eq} = \kappa_f \cdot \frac{G_f^I}{f_{t,0}} \quad (5.44)$$

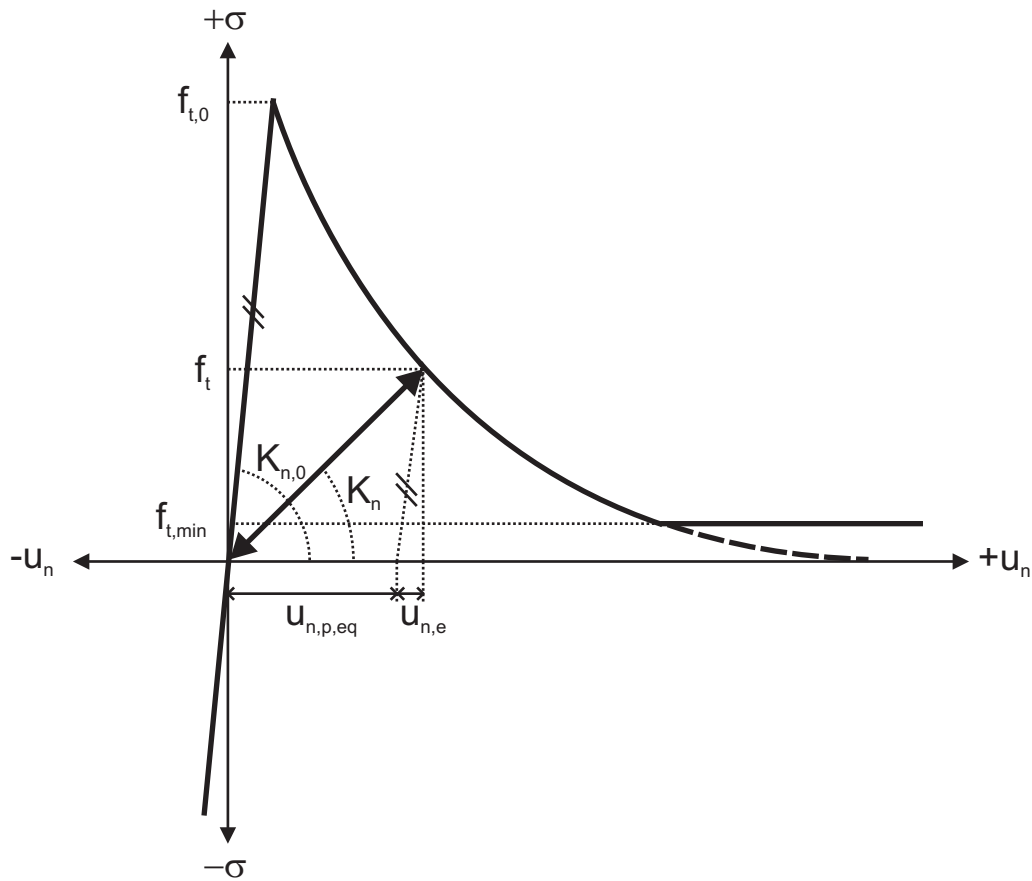


Bild 5.10: Arbeitslinie des Fugenmodells im Zugbereich normal zur Kontaktebene

Die Sekantensteifigkeit ergibt sich damit zu:

$$K_n(\kappa_f) = \frac{f_t(\kappa_f)}{\frac{f_t(\kappa_f)}{K_{n,0}} + \kappa_f \cdot \frac{G_f^I}{f_{t,0}}} \quad (5.45)$$

Für die tangentialen Richtung gestaltet sich das Vorgehen analog und führt auf:

$$K_s(\kappa_f) = \frac{f_c(\kappa_f)}{\frac{f_c(\kappa_f)}{K_{s,0}} + \kappa_f \cdot \frac{G_f^I}{f_{c,0}}} \quad (5.46)$$

Der Versuchsspannungszustand ergibt sich somit unter Verwendung der am Ende des vorangegangenen Inkrementes ermittelten Sekantensteifigkeiten:

$$\boldsymbol{\sigma}^{n+1,trial} = \begin{bmatrix} \sigma^{n+1,trial} \\ \tau^{n+1,trial} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_n(\kappa_f^n) & 0 \\ 0 & K_s(\kappa_f^n) \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} u_n^{n+1} \\ u_s^{n+1} \end{bmatrix} \quad (5.47)$$

Liegt dieser Spannungspunkt unzulässigerweise außerhalb der Fließfläche, so erfolgt dessen Rückprojektion (*return mapping*) auf Grundlage eines impliziten EULER-Rückwärts-Integrationsverfahrens (vgl. Kapitel 2.4.2.3). Da sich die Schädigungsvariable mit Hilfe der obigen Bestimmungsgleichungen direkt aus den Verschiebungen des aktuellen Lastschrittes \mathbf{u}_{n+1} sowie der hinterlegten Entfestigungsvariablen des vorangegangenen Inkrementes κ_f^n bestimmen lässt und für die gesuchte Schubspannung am Inkrementende aufgrund der bereits zu Beginn des plastischen Korrektorschrittes bekannten Rückzugsrichtung

$$\tau^{n+1} = \frac{\sigma^{n+1}}{\sigma^{n+1,trial}} \cdot \tau^{n+1,trial} \quad (5.48)$$

gilt, verbleibt als einzige Unbekannte die Normalspannung σ und aus Gleichung 5.31 ergibt sich die skalare, nichtlineare Funktion $F(\sigma) = 0$.

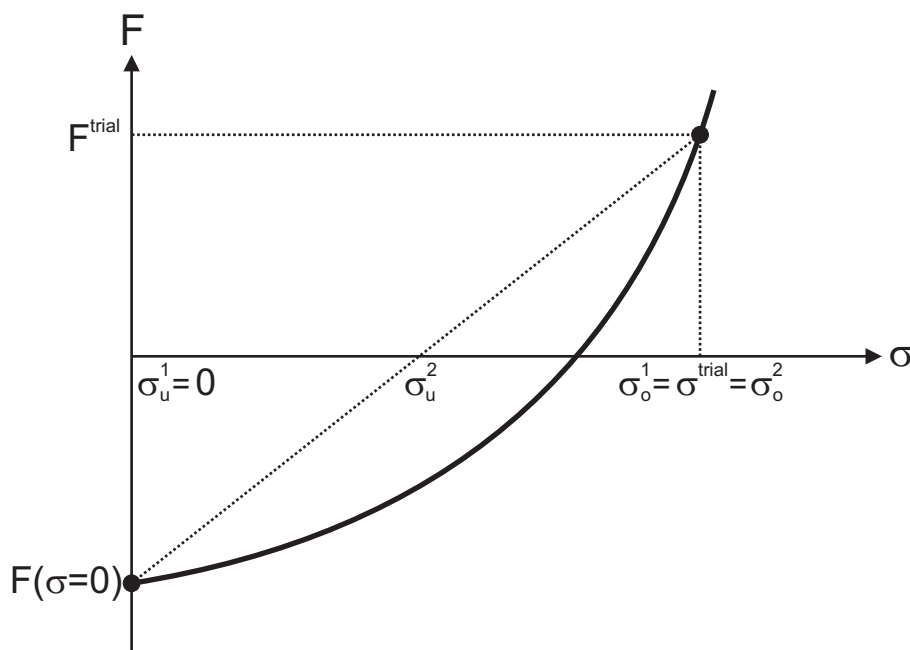


Bild 5.11: Darstellung der *Regula falsi* für den ersten Iterationsschritt

Eine Lösung dieser Nullstellengleichung ist aufgrund der komplexen Bestimmungsgleichungen im Rahmen der Materialbeschreibung nicht in geschlossener Form möglich, sondern erfolgt iterativ mit Hilfe der ableitungsfreien *Regula falsi*. Diese Iterationsvorschrift entspricht vom Grundsatz her dem üblichen NEWTON-Verfahren, approximiert die zu lösende Funktion lokal jedoch durch eine Sekante statt durch eine Tangente (vgl. Bild 5.11),

weshalb anstelle der Funktionsableitung ihr Differenzenquotient verwendet wird:

$$\sigma^{n+1,k+1} = \sigma_o^{n+1,k} - \left(\frac{\sigma_o^{n+1,k} - \sigma_u^{n+1,k}}{F_o^{n+1,k} - F_u^{n+1,k}} \right) \cdot F_o^{n+1,k} \quad (5.49)$$

Aufgrund des streng monoton steigenden Verlaufes von $F(\sigma)$ ist die *Regula falsi* im vorliegenden Fall unbedingt stabil. Die Subskripte in Gleichung 5.49 beschreiben die Lage des jeweiligen Stützstellenpunktes (vgl. Bild 5.11). Der Index "o" kennzeichnet den oberhalb der σ -Achse liegenden Wert, der Index "u" den unterhalb. Die Iteration wird abgebrochen, falls:

$$F^{n+1,k+1} \leq TOL \quad (5.50)$$

Zur Verbesserung des Konvergenzverhaltens des globalen NEWTON-RAPHSON-Verfahrens sind die zu übergebenden, auf lokaler Ebene ermittelten Tangentensteifigkeiten in konsistenter Weise zu formulieren (vgl. Kapitel 2.4.2.3). Für den Druckbereich ist aufgrund der Verwendung rein plastizitätstheoretischer Ansätze und infolge der Gestalt der gewählten Potentialfunktion Gleichung 2.60 zur Bestimmung der algorithmischen Tangente direkt anwendbar. Im Zugbereich hingegen war infolge der zusätzlichen Einbindung schädigungstheoretischer Überlegungen eine individuelle Herleitung erforderlich. Das hierzu verwendete Vorgehen soll im Folgenden exemplarisch für eine Zugbeanspruchung normal zur Fugenebene (Index "n") veranschaulicht werden.

Wie aus den bisherigen Bestimmungsgleichungen zur Spannungsermittlung im Zugbereich ersichtlich, hängt die Zugspannung σ direkt von der aufgebrachten Verformung u_n und indirekt - über die Sekantensteifigkeit K_n - von der Entfestigungsvariablen κ_f ab:

$$\sigma = \sigma(\kappa_f, u_n) \quad (5.51)$$

Das totale Differential von σ lässt sich demzufolge in zwei Anteile aufspalten, die auch in Bild 5.12 identifizierbar sind:

$$d\sigma = d\sigma^1 + d\sigma^2 = \frac{\partial\sigma}{\partial\kappa_f} \cdot d\kappa_f + \frac{\partial\sigma}{\partial u_n} \cdot du_n \quad (5.52)$$

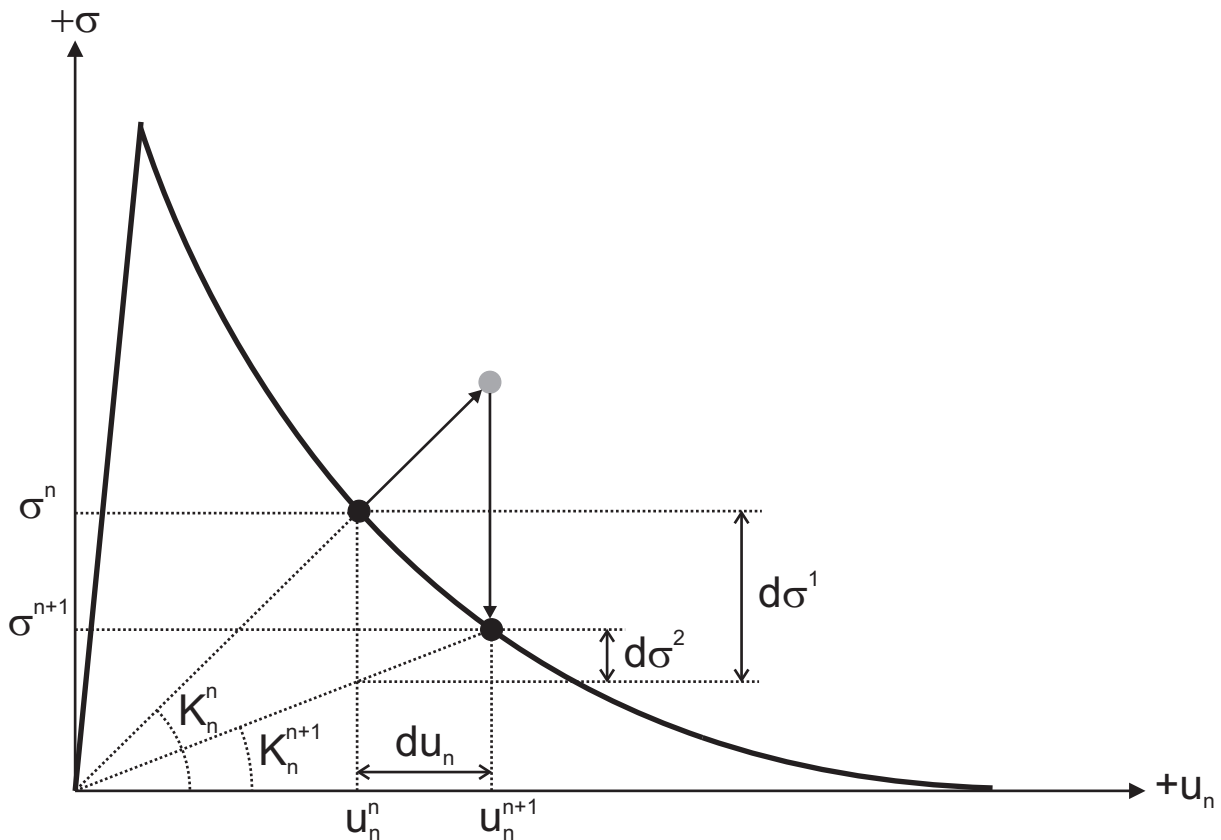


Bild 5.12: Arbeitslinie bei Zugbeanspruchung senkrecht zur Fuge

Mit

$$\frac{\partial \sigma}{\partial \kappa_f} = \frac{\partial \sigma}{\partial K_n} \cdot \frac{\partial K_n}{\partial \kappa_f} \quad (5.53)$$

und

$$d\kappa_f = \frac{\partial \kappa_f}{\partial u_n} \cdot du_n \quad (5.54)$$

lässt sich für den vereinfachten Fall der einaxialen Beanspruchung Gleichung 5.52 umformulieren zu:

$$d\sigma = \left(\frac{\partial \sigma}{\partial K_n} \cdot \frac{\partial K_n}{\partial \kappa_f} \cdot \frac{\partial \kappa_f}{\partial u_n} + \frac{\partial \sigma}{\partial u_n} \right) \cdot du_n \quad (5.55)$$

Der Klammerausdruck stellt hierbei die algorithmische Tangentensteifigkeit dar. Eine analoge Betrachtung des verallgemeinerten, zweiaxialen Falles bei Schrägzugbeanspruchung

$$d\boldsymbol{\sigma} = \begin{bmatrix} d\sigma \\ d\tau \end{bmatrix} = \mathbf{K}_{ep,n+1} \cdot d\mathbf{u} = \begin{bmatrix} \frac{\partial \sigma}{\partial u_n} & \frac{\partial \sigma}{\partial u_s} \\ \frac{\partial \tau}{\partial u_n} & \frac{\partial \tau}{\partial u_s} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} du_n \\ du_s \end{bmatrix} \quad (5.56)$$

ergibt für den konsistenten Tangentensteifigkeitstensor:

$$\mathbf{K}_{ep,n+1} = \begin{bmatrix} \frac{\partial \sigma}{\partial K_n} \cdot \frac{\partial K_n}{\partial \kappa_f} \cdot \frac{\partial \kappa_f}{\partial u_n} + \frac{\partial \sigma}{\partial u_n} & \frac{\partial \sigma}{\partial K_n} \cdot \frac{\partial K_n}{\partial \kappa_f} \cdot \frac{\partial \kappa_f}{\partial u_s} \\ \frac{\partial \tau}{\partial K_s} \cdot \frac{\partial K_s}{\partial \kappa_f} \cdot \frac{\partial \kappa_f}{\partial u_n} & \frac{\partial \tau}{\partial K_s} \cdot \frac{\partial K_s}{\partial \kappa_f} \cdot \frac{\partial \kappa_f}{\partial u_s} + \frac{\partial \tau}{\partial u_s} \end{bmatrix} \quad (5.57)$$

Abschließend ist anzumerken, dass durch die gewählte Modellierung in Verbindung mit der verwendeten Fugenformulierung ein Mauerwerksdruckversagen (vgl. Kapitel 2.1.2.1) nicht simuliert werden kann. Dies ist allerdings vertretbar, da sich die Untersuchungen der vorliegenden Arbeit auf älteres Mauerwerk konzentrieren, bei dem aufgrund der anzutreffenden Baustoffe ein solcher Versagensmechanismus üblicherweise von untergeordneter Bedeutung ist.

5.2.2 Nachrechnung der Versuche

Nachdem im vorangegangenen Kapitel die Modellierung und gewählten materialtheoretischen Ansätze für die Komponenten des unverstärkten Mauerwerks beschrieben wurden, erfolgt nun zunächst eine Zusammenstellung der hierfür erforderlichen Materialkenngrößen.

Für die betrachteten KS-Mauersteine wurden die in Kapitel 4.1.1 ermittelten Festigkeitswerte $f_{t,0} = 2.0 \text{ N/mm}^2$ bzw. $f_{c,0} = 20.4 \text{ N/mm}^2$ verwendet. Der E-Modul wurde als Mittelwert verschiedener empirischer Beziehungen aus der Literatur [77, 101, 141, 142] zu $E_0 = 7560 \text{ N/mm}^2$, die Querdehnzahl zu $\nu = 0.2$ angenommen. Die Bruchenergie beträgt nach [123] $G_f = 0.0775 \text{ Nmm/mm}^2$.

Für die Verformungsgrößen der Mörtelfugen wurden die durch die eigenen Materialprüfungen bestimmten Kennwerte angesetzt. Der in Form einer Sekantensteifigkeit bestimmte Elastizitätsmodul beträgt demnach $E_0 = 3000 \text{ N/mm}^2$ und die Querdehnzahl $\nu = 0.18$ (vgl. Tabelle 4.3). Als Anfangsreibungswinkel wurde der ermittelte Wert von $\mu_0 = 0.7$ verwendet (vgl. Bild 4.3). Die Größe des Restreibungswinkels ergab sich durch Anpassung der numerischen an die experimentellen Ergebnisse

der Scher-Kleinversuche zu $\mu_r = 0.65$ (vgl. Bild 5.14). Eine Abänderung der Fließfunktion für höhere Drucknormalspannungen (vgl. Kapitel 5.2.1) wurde nicht vorgesehen ($a = 0$).

Als Anfangswert der Haftscherfestigkeit wurde der nach dem neuen Prüfverfahren bestimmte Wert von $f_{c,0} = 0.07 \text{ N/mm}^2$ (vgl. Kapitel 4.1.1) angesetzt, da dieser im Vergleich zu dem Ergebnis nach dem alten Prüfverfahren - beispielsweise durch einen Vergleich mit den Angaben in [143] - realistischer erscheint und im Übrigen auch zu einer deutlich besseren Approximation der Versuchsergebnisse führte. Die Größe der Anfangshaftzugfestigkeit der Mörtelfuge ist durch die erforderliche Konvexität der Fließfläche auf

$$f_{t,0} \leq \frac{f_{t,0}}{\mu_0} \quad (5.58)$$

begrenzt und wurde daher zu $f_{t,0} = f_{c,0}$ gesetzt. Die Bruchenergie für Zugversagen (*mode I*) beträgt nach [123]:

$$G_f^I = 0.025 \cdot f_{t,0} \quad (5.59)$$

Eine Auswertung der eigenen Kleinversuche (vgl. Bild 4.2) ergab für die verwendeten Werkstoffe den folgenden, linear von der Drucknormalspannung σ abhängigen Zusammenhang für die mit Scherversagen (*mode II*) assoziierte Bruchenergie:

$$G_f^{II} = 0.002 - 0.0834 \cdot \sigma \quad (5.60)$$

Eine ähnliche Relation wird in [124] angegeben. Die plastische Tangentialverschiebung, bei der im Druckbereich der Restreibungswinkels μ_r erreicht wird, wird zu $u_{s,p,lim} = 10 \text{ mm}$ angenommen.

Zunächst wurden die Scher-Kleinversuche an unverstärkten 3-Stein-Prüfkörpern, wie sie nach DIN EN 1052-3 [9] zur Ermittlung der Mörtelscherfestigkeit durchgeführt wurden (vgl. Kapitel 4.1.1), simuliert. Das numerische Modell ist Bild 5.13 zu entnehmen. Als Ergebnis einer vorangestellten Konvergenzstudie bzgl. der erforderlichen Netzfeinheit erwies sich eine Diskretisierung von $8 \times 4 = 32$ Elementen pro 3 DF- bzw. 4 DF-

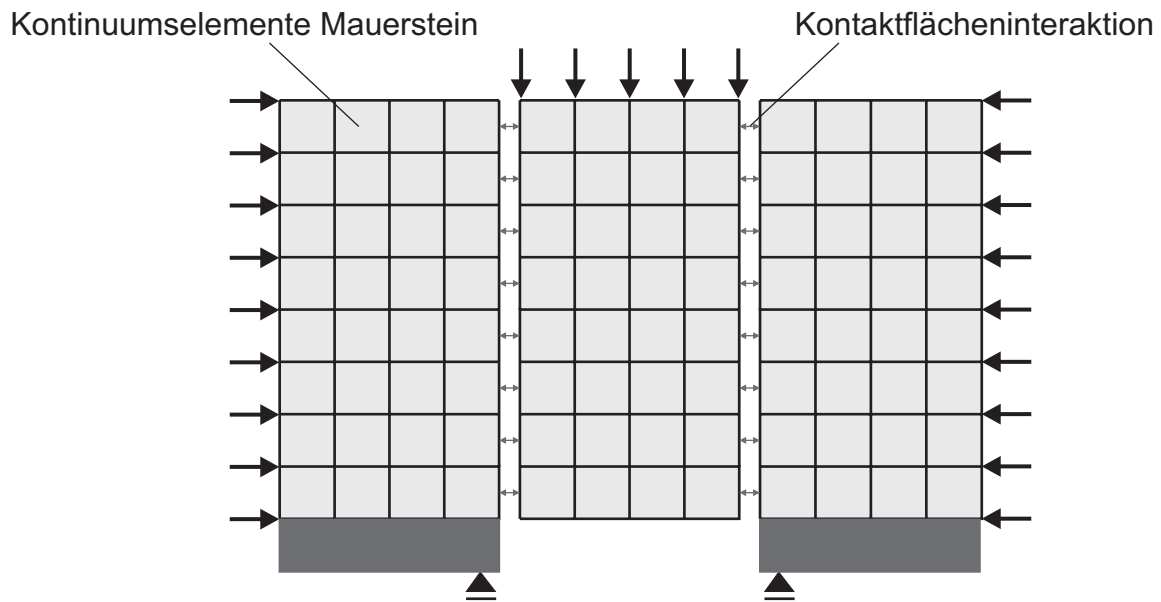


Bild 5.13: Modellierung der Scherversuche an unverstärkten Prüfkörpern

Mauerstein als ausreichend. Eine weitere Netzverfeinerung führte zu keiner Ergebnisveränderung.

Ein Vergleich zwischen experimentell und numerisch ermittelten Verläufen (vgl. Bild 5.14) zeigt vor allem im Nachbruchbereich eine sehr gute Übereinstimmung und bestätigt daher die Eignung der gewählten Materialformulierungen im Druckbereich. Lediglich das vor Erreichen der maximalen Beanspruchbarkeit bereits nichtlineare Verhalten der Prüfkörper kann aufgrund des hierfür linear elastisch gewählten Ansatzes nicht abgebildet werden und führt infolgedessen zu Abweichungen. Ein genereller, in [26] beschriebener Unterschied zwischen den Materialkennwerten, die im Rahmen einer detaillierten numerischen Nachrechnung zu einer bestmöglichen Approximation der Versuchsergebnisse führen, und den Größen, die sich durch die in [9] vorgesehene Versuchsauswertung aus der hieraus ermittelten Bruchgerade ergeben, konnte nicht bestätigt werden.

Im nächsten Schritt erfolgten die Nachrechnungen der beiden Großversuche an realmaßstäblichen, unverstärkten Mauerwerkswandscheiben ohne bzw. mit Öffnung, die im Rahmen der experimentellen Untersuchungen als Referenzprüfkörper dienten (vgl. Kapitel 4.3). Mauersteine und Mörtelfugen wurden in analoger Weise zu den Kleinversuchen modelliert. Die der

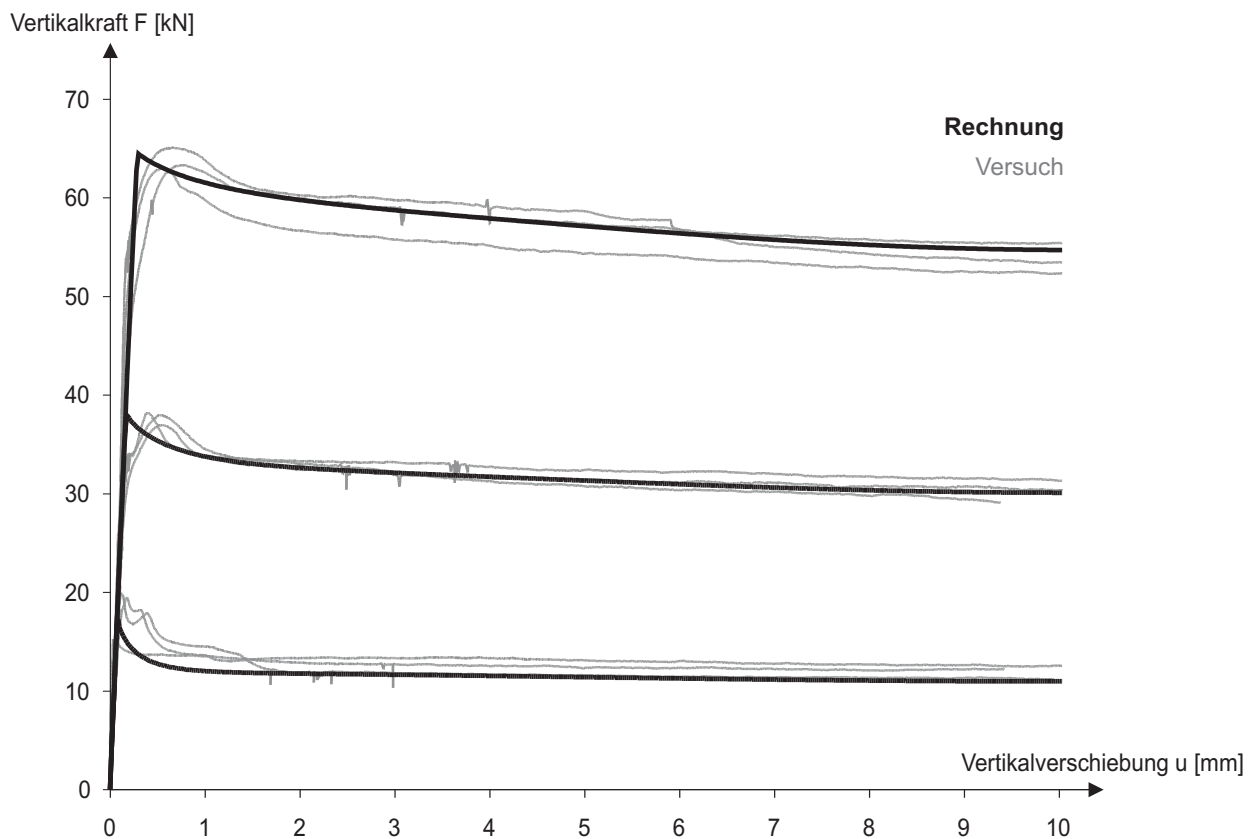


Bild 5.14: Nachrechnung der Scherversuche an unverstärkten Kleinprüfkörpern

Lasteinleitung dienenden Betonbalken über und unter den Wandscheiben (vgl. Kapitel 4.3.1) wurden zweidimensional mit Hilfe von rechteckigen 4-Knoten-Kontinuumselementen, wie sie bereits zur Modellierung der Mauersteine verwendet wurden, abgebildet. Als Materialmodell wurde hierfür ein linear elastischer Ansatz gewählt, so dass auch die feine Vernetzung mit Elementabmessungen von ca. $30 \times 30 \text{ mm}^2$ zu keiner maßgeblichen Erhöhung des Rechenaufwandes führte. Die erforderlichen Werkstoffkennwerte für den verwendeten Beton der Güte C 35/45 wurden nach DIN 1045-1 [7] zu $E = 33300 \text{ N/mm}^2$ und $\nu = 0.2$ angenommen.

Die Simulation der über Litzen eingetragenen Auflast von 0.55 N/mm^2 (vgl. Kapitel 4.3.1) wurde im Modell über vorgespannte Federn realisiert, deren E-Modul gemäß den Angaben des Herstellers 195000 N/mm^2 beträgt. Aufgrund der ebenen Betrachtungsweise wurden wandvorder- und wandrückseitige Monolitzen, die jeweils einen Querschnitt von 95 mm^2 besaßen, paarweise zu einer Litze mit einem äquivalenten Querschnitt

von 190 mm^2 zusammengefasst. Die Abbildung der seitlichen Zugstangen erfolgte ebenfalls über Federelemente, deren Kennlinie ein druckschlaffes, aber zugsteifes Verhalten beschrieb, wobei der E-Modul entsprechend den Herstellerangaben $205\,000 \text{ N/mm}^2$ beträgt. Die Querschnittsflächen ergeben sich ebenfalls infolge einer Zusammenfassung vorder- und rückseitiger Stangen zu einem Gesamtwert von jeweils 2040 mm^2 . Die Referenzlängen der Federn wurden so gewählt, dass sich letztere nach Aufbringung der vertikalen Auflast im spannungsfreien Nullpunkt des Federweges befanden.

Um der Besonderheit der Zementmörtelfuge zwischen Wand und Kopfbalken (vgl. Kapitel 4.3.1) bei der Modellierung Rechnung zu tragen, wurden deren Festigkeiten so hoch gewählt, dass ein Versagen in diesem Bereich ausgeschlossen war. Bei den regulären Mauerwerksfugen blieb der in Kapitel 2.1.2.2 beschriebene Unterschied zwischen Lager- und Stoßfugen unberücksichtigt, da die Eigenschaften der Stoßfugen das Gesamtverhalten von Schubwänden vernachlässigbar gering beeinflussen [76, 135], was durch Vergleichsrechnungen bestätigt werden konnte.

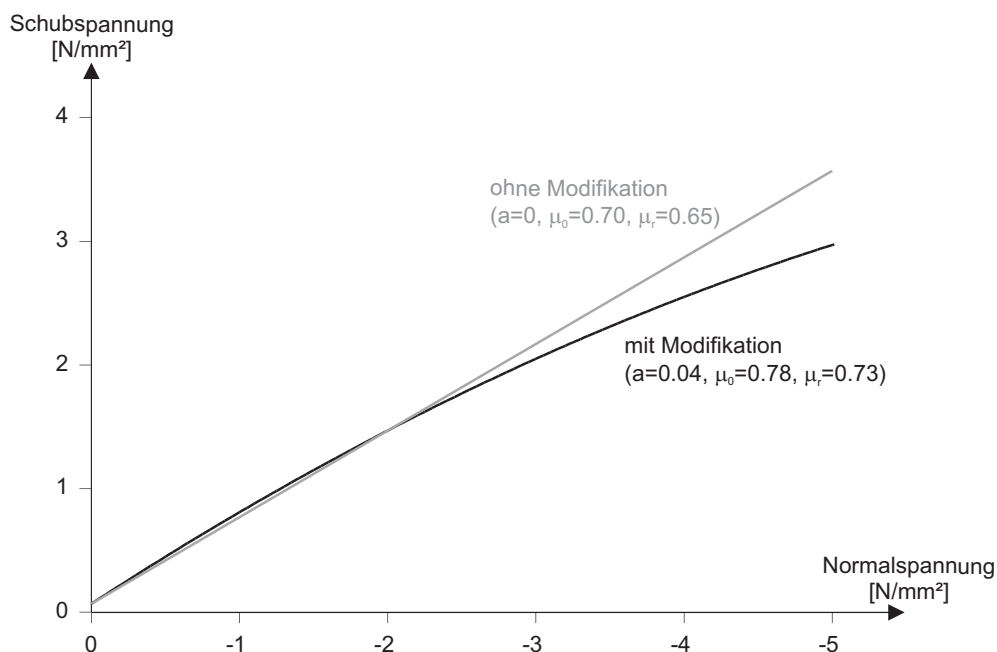


Bild 5.15: Modifikation der Fließfläche im Druckbereich für die Simulation der Wandscheiben-Großversuche

Aufgrund der vergleichsweise geringen und gleichmäßig über die Fugen verteilten Auflasten war es bei den Nachrechnungen der Kleinversuche

an 3-Stein-Prüfkörpern nicht erforderlich, die Fließfunktion im Bereich höherer Drucknormalspannungen abzuändern. Bei den Nachrechnungen der Wandscheibenbauteile hingegen, bei denen es lokal infolge Verankerungseffekten zu einzelnen Spannungsspitzen kommen kann, führte eine solche Modifikation der aufnehmbaren Schubspannungen über den Parameter $a = 0.04 \text{ mm}^2/\text{N}$ (vgl. Kapitel 5.2.1) zu einer deutlich erhöhten Robustheit der numerischen Berechnungen. Um eine Verfälschung des Fugenverhaltens zu vermeiden, wurde der Einfluss dieser Änderung durch eine gleichförmige Erhöhung der Fugenreibungswinkel auf $\mu_0 = 0.78$ bzw. $\mu_r = 0.73$ ausgeglichen. Bild 5.15 zeigt den Vergleich des ursprünglichen sowie des geänderten Bruchkriteriums. Im für die betrachtete Problemstellung üblichen Spannungsbereich entsteht durch das Vorgehen kein relevanter Unterschied im Fugenverhalten.

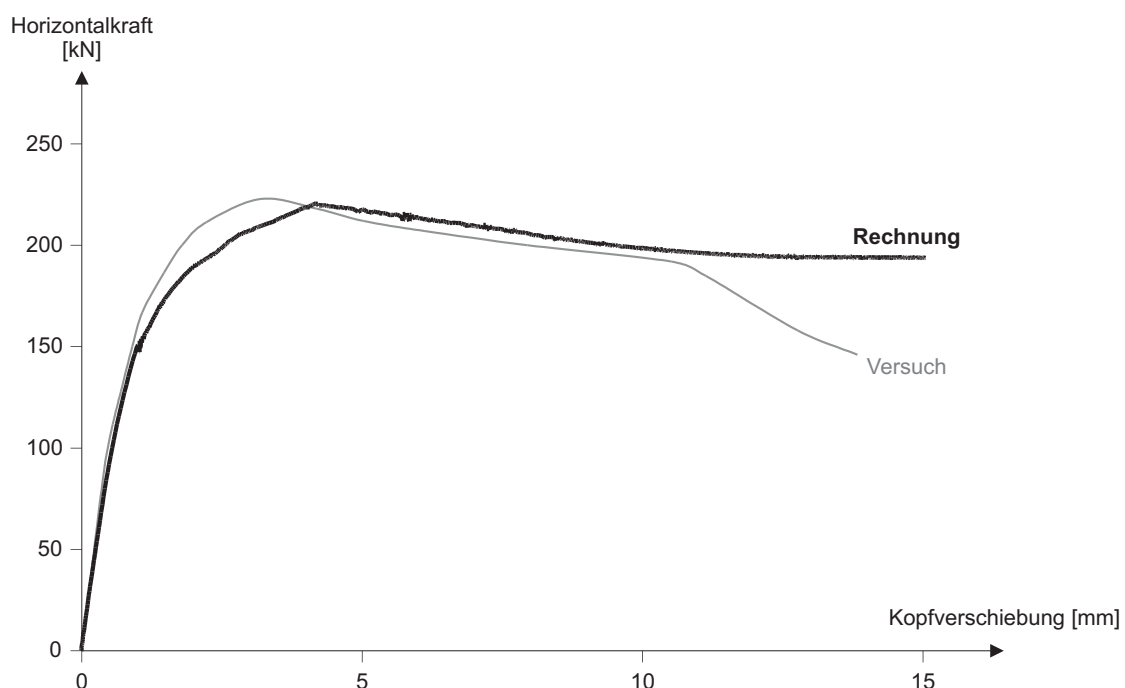


Bild 5.16: Nachrechnung der unverstärkten Referenzwand ohne Öffnung (WPK 1) für eine monotone Belastung

Die Nachrechnung der unverstärkten Referenzwand ohne Öffnung für eine monotone Kopfverschiebung (vgl. Bild 5.16) zeigt eine gute Übereinstimmung mit der aus den experimentellen Hystereseschleifen (vgl. Bild 4.18) bestimmten Einhüllkurve. Lediglich im Bereich der maximalen Beanspruchbarkeit unterschätzt die Rechnung die Tragfähigkeit der

Struktur. Dies ist vermutlich darauf zurückzuführen, dass bei den Prüfkörpern für die Scher-Kleinversuche, anhand derer der Materialkennwert der Haftscherfestigkeit ermittelt wurde, die Grifflöcher der Mauersteine von eventuell eingedrungenem Fugenmörtel befreit wurden, da in diesen Durchgang zur Stabilisierung der Prüfkörper nach ihrer Herstellung und zur späteren Aufbringung der Vorlast Gewindestangen eingeführt wurden. Bei den Wandkörpern hingegen konnten sich solche Mörteldorne ungehindert ausbilden und infolge der daraus resultierenden Dübelwirkung die resultierende Haftscherfestigkeit beeinflussen [62].

Eine weitere Abweichung lässt sich bei großer Wandkopfverschiebung feststellen. Hier wird das reale Bauteilverhalten von zunehmend auftretendem Mauerwerksdruckversagen beeinflusst, welches durch die gewählte numerische Modellierung nicht abgebildet werden kann. Dies hat allerdings für die Zuverlässigkeit der Simulation im Hinblick auf die korrekte Erfassung der primären Versagensmechanismen der betrachteten Wandscheiben keine Bedeutung.

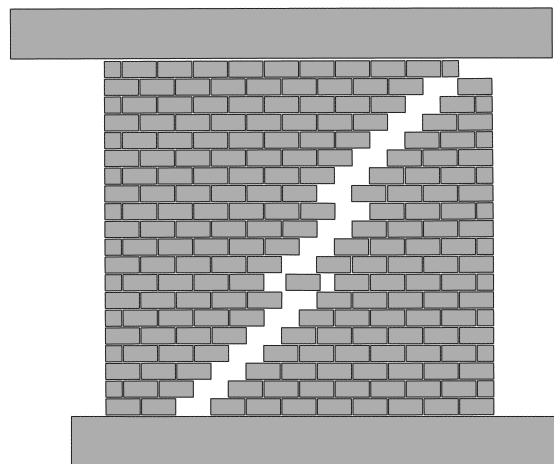


Bild 5.17: Nachrechnung WPK 1, monotone Belastung: Überhöhte Darstellung des Modells am Ende der Berechnung

Um die grundsätzliche Möglichkeit des numerischen Modells und dessen Materialformulierungen aufzuzeigen, auch zyklischen Belastungen folgen und das daraus resultierende Strukturverhalten zuverlässig beschreiben zu können, wurde dem Wandmodell ohne Öffnung ein Lastpfad vorgegeben,

der sich aus den wesentlichen Eckpunkten der experimentellen Verschiebungsgeschichte ergibt, welche im Verlauf der nacheinander abfolgenden, ansteigenden Skalierungsstufen der Pseudodynamik auf den Wandkopf des Prüfkörpers aufgebracht wurde (vgl. Bild 5.18).

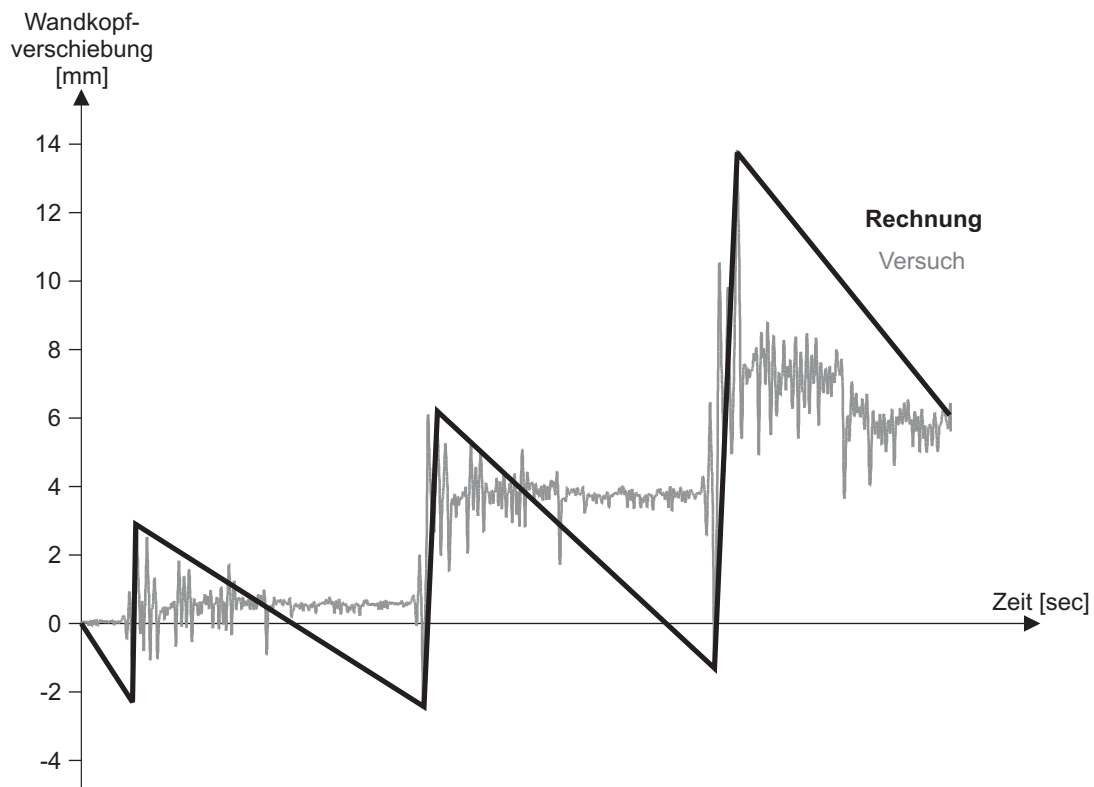


Bild 5.18: Zyklische Verschiebungsvorgabe für die Nachrechnung der unverstärkten Referenzwand ohne Öffnung (WPK 1)

Es zeigte sich auch hier, dass das numerische Modell sowohl im Hinblick auf die Kraft-Verformungs-Beziehung (vgl. Bild 5.19) als auch das Rissbild (vgl. Bild 5.20) in der Lage ist, das reale Verhalten des Bauteils ausreichend genau zu simulieren. Nur bei großen Verschiebungswegen führte auch hier die nicht vorhandene Möglichkeit des Rechenmodells, Druckversagen abbilden zu können, zu Abweichungen zwischen den experimentell und numerisch ermittelten Hystereseschleifen.

Da jedoch der gewählte Diskretisierungsansatz einer Mikromodellierung bei zyklischen, von starken physikalischen Nichtlinearitäten geprägten Berechnungen zu erheblichen Rechenzeiten führt, wurde im Sinne der

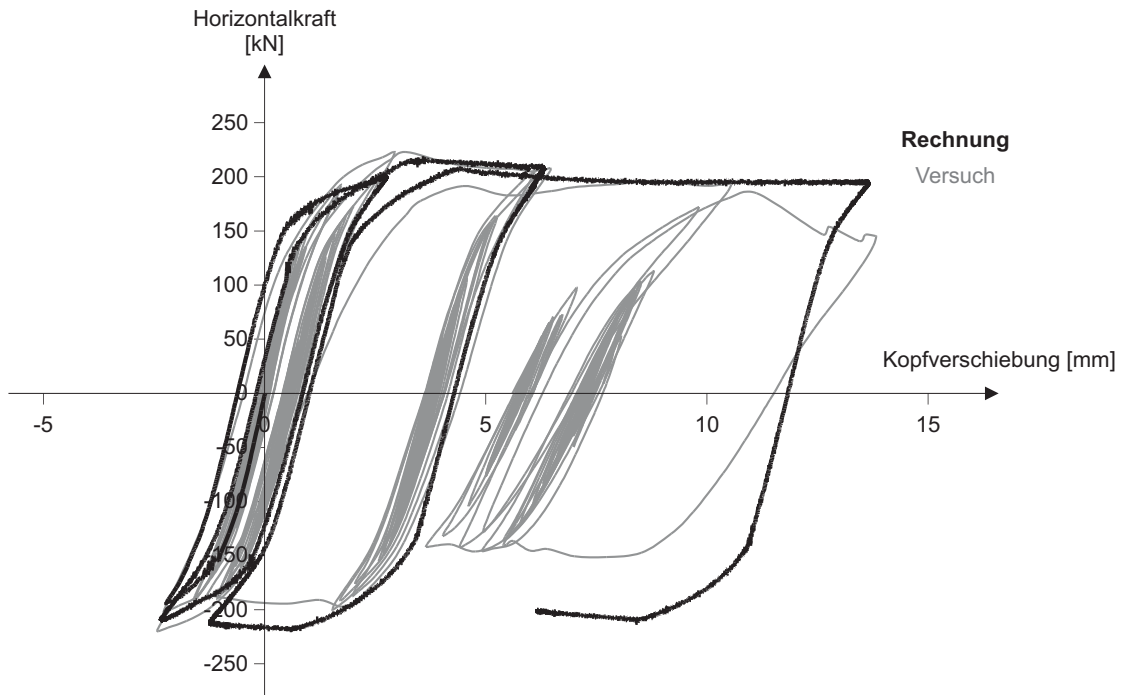


Bild 5.19: Nachrechnung der unverstärkten Referenzwand ohne Öffnung (WPK 1) für eine zyklische Belastung

Praktikabilität für die weiteren Untersuchungen eine lediglich monotone Belastung der Strukturen gewählt und diese den entsprechenden Einhüllkurven der zyklischen Versuchsergebnisse gegenüber gestellt. Die wesentlichen Aussagen bezüglich Steifigkeit, Tragfähigkeit und Duktilität im Nachbruchbereich sind jedoch auch hiermit ohne Weiteres möglich.

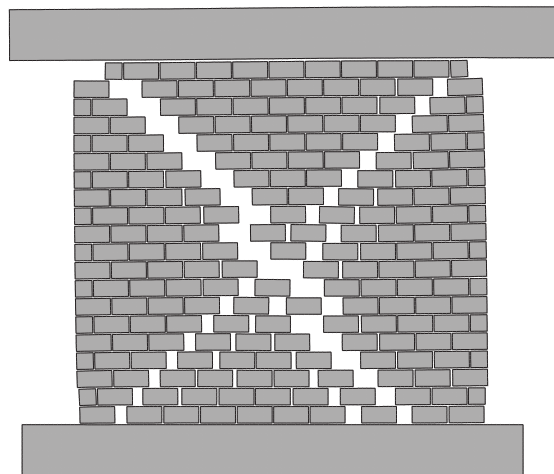


Bild 5.20: Nachrechnung WPK 1, zyklische Belastung: Überhöhte Darstellung des Modells am Ende der Berechnung

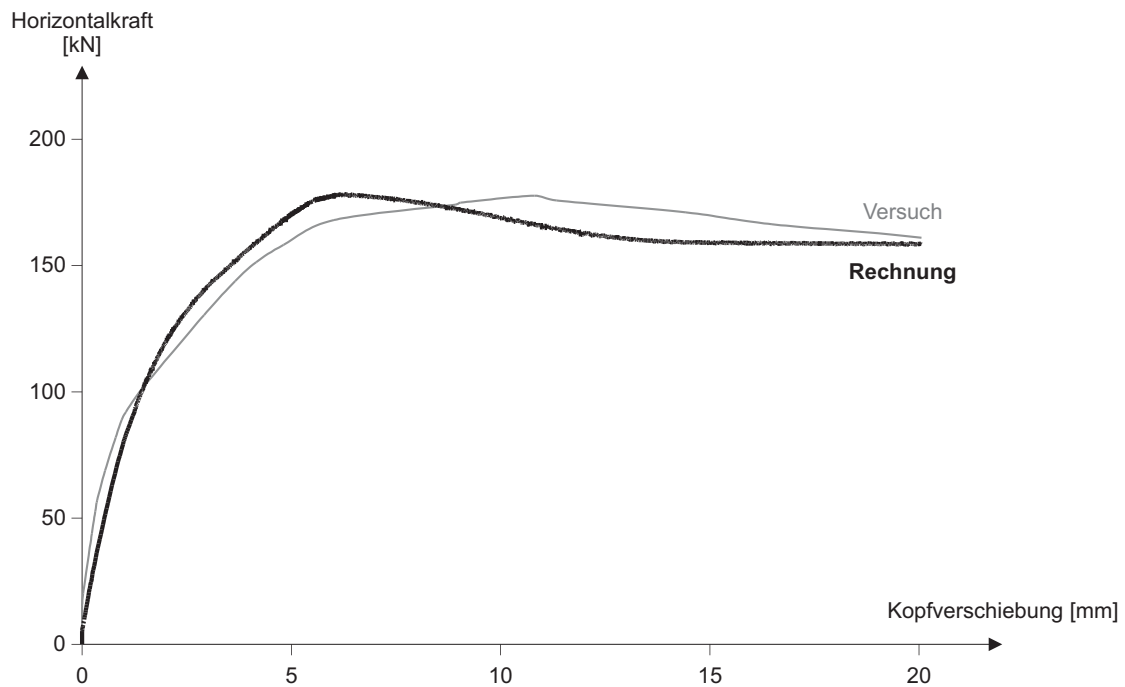


Bild 5.21: Nachrechnung der unverstärkten Referenzwand mit Öffnung (WPK 7) für eine monotone Belastung

Die Nachrechnung der unverstärkten Wand mit Öffnung ergab im gesamten Lastbereich eine sehr gute Übereinstimmung mit den Versuchsdaten (vgl. Bild 5.21), da das Versagen von den Mechanismen geprägt war, die das Modell beschreiben kann. Dies umfasst neben dem Zug- und Scherversagen der Fugen auch ein Zugversagen der Steine infolge der schrägen Hauptzugspannungen. Wesentliche Effekte eines Druckversagens waren im Experiment nicht zu beobachten (vgl. Kapitel 4.3.3).

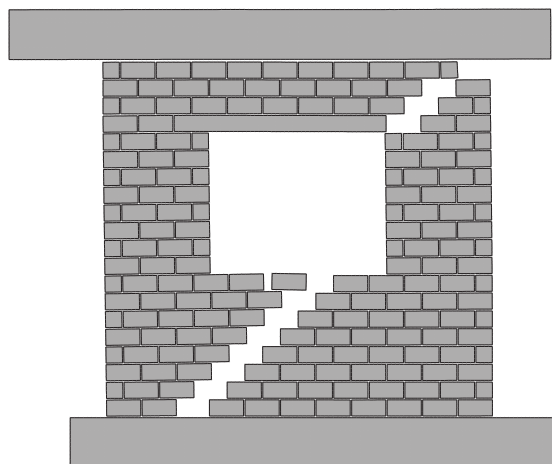


Bild 5.22: Nachrechnung WPK 7, monotone Belastung: Überhöhte Darstellung des Modells am Ende der Berechnung

Abschließend sollen einige Anmerkungen zu den erforderlichen Eingangsgrößen des numerischen Modells für Mauerwerk gemacht werden. Während es im Rahmen der eigenen Untersuchungen problemlos möglich war, die einzelnen Materialkennwerte der Mauersteine, des Mörtels sowie des Verbundes zwischen den beiden Komponenten präzise zu bestimmen, ist dies bei einem realen Tragwerk im Bestand in analoger Weise nicht möglich. Um dennoch die Möglichkeiten der numerischen Bauteilsimulation zur Vulnerabilitätsabschätzung der bestehenden Struktur und darauf aufbauend zur Dimensionierung der Ertüchtigungsmaßnahmen nutzen zu können, ist es daher erforderlich, die benötigten mechanischen Parameter des Mauerwerks in situ zu ermitteln.

Hierbei ist grundsätzlich zwischen zerstörungsfreien, zerstörungsarmen oder zerstörenden Prüfverfahren zu unterscheiden. Umfangreiche Darstellungen und Erläuterungen der verschiedenen Methoden finden sich beispielsweise in [29, 53, 95, 122, 138]. Eine Bestimmung der wesentlichen Kenngrößen (Festigkeiten, Verformungskennwerte) ist hiermit möglich. Darüber hinaus können bei Kenntnis einzelner zentraler Größen die fehlenden Kennwerte mittels empirischen Beziehungen oder Anhaltewerten aus der Literatur ermittelt werden. So enthalten [26, 143] bzw. [139] zum Beispiel typische Haftzug- und Haftscherfestigkeiten bzw. Fugenreibungswinkel für verschiedene Stein-Mörtel-Kombinationen, mit denen die bereits vorliegenden Kennwerte überprüft bzw. ergänzt werden können. Auf die Verwendung von in Normen oder Richtlinien angegebenen Werkstoffeigenschaften sollte jedoch verzichtet werden, da diese infolge einkalkulierter Sicherheitsabstände zum Teil beträchtlich vom tatsächlichen Materialverhalten abweichen können.

5.3 Implementierung der textildbewehrten Laminatverstärkung

Bei der Abbildung textildbewehrter Lamine müssen sowohl die gerichteten Materialeigenschaften der bidirektionalen Faserstrukturen als auch der Verbund der oberflächenapplizierten Faserverbundwerkstoffe (FVW) zum Mauerwerk adäquat beschrieben werden.

Die Abbildung des Laminates erfolgte über ein Netz aus zweidimensionalen 4-Knoten-Kontinuumselementen, das die gleiche Einteilung wie das darunter liegende Mauerwerksmodell besitzt (vgl. Bild 5.23). Die Scheibenelemente des Laminates waren voll integriert und besaßen lineare Ansatzfunktionen für die Verschiebungsverläufe. Für die Materialbeschreibung wurde ein orthotropes Modell gewählt, das entlang den Hauptrichtungen bei Zugbeanspruchung von einem linear elastischen Verhalten ausgeht. Die zugehörige Laminatsteifigkeit ergab sich durch Umrechnung der realen Eigenschaften der parallel geschalteten FVW-Komponenten "Fasergewebe" und "Matrix" auf einen äquivalenten Wert für die als 5 mm dick angenommenen Kontinuumselemente zu 15204 N/mm^2 . Ansonsten wird von einem druckschlaffen und schubweichen Materialverhalten ausgegangen. Lediglich aus numerischen Gründen erfolgte hierfür ein Ansatz geringer Steifigkeitswerte.

Dass für das Laminat selbst kein Bruchkriterium definiert wurde, ist dadurch zu rechtfertigen, dass sich das Versagen bei Verwendung der betrachteten Zement-Matrix praktisch ausschließlich auf den Verbund zwischen Matrix und Faser bzw. Mauerwerk konzentriert (vgl. Kapitel 4). Dieser wurde im eigenen Modell durch Zwei-Knoten-Verbundelemente abgebildet, welche die beiden Schichten des Modells - das Knotennetz des Laminates und das deckungsgleiche Netz des Mauerwerk - punktuell miteinander verknüpfen (vgl. Bild 5.23). Die Verbundelemente werden dabei zweidimensional beansprucht. Die materialtheoretische Beschreibung hierfür erfolgte auf Basis der Plastizitätstheorie. Auch wenn sich in den Zug-Kleinversuchen (vgl. Kapitel 4.2.1) eine prinzipielle Abhängigkeit

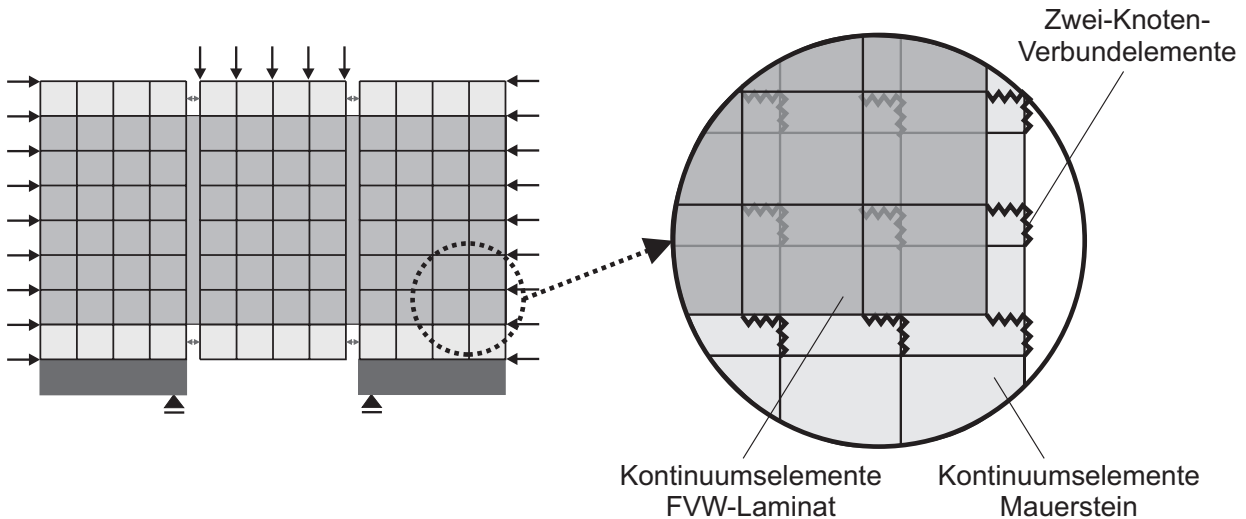


Bild 5.23: Modellierung der Scherversuche an laminatverstärkten Prüfkörpern

der Verbundfestigkeit von der Richtung der Einwirkung bezogen auf die Ausrichtung der bidirektionalen Faserstruktur gezeigt hat, wurde für die numerische Modellierung vereinfachend von einer isotropen Festigkeitsverteilung ausgegangen. Die Versagensbedingung für den Verbund (*bond*) lautet somit (vgl. Bild 5.24):

$$|B_x|^2 + |B_y|^2 = F_b^2 \quad (5.61)$$

Hierin bezeichnen B_x und B_y die auf das Verbundelement einwirkenden Kraftkomponenten entlang den globalen Hauptachsen und F_b die maximal aufnehmbare Verbundkraft. Dieser wurde eine exponentielle Entfestigung ausgehend von einem Anfangswert $F_{b,0}$ unterstellt, welche abhängig von der inelastischen Gesamtverformung des Elementes u_p ist:

$$F_b = F_{b,0} \cdot e^{-b \cdot u_p} \quad (5.62)$$

Der Parameter b , für den $b > 0$ gelten muss, dient der Anpassung des Entfestungsverlaufes an das reale Verhalten. Da davon ausgegangen werden kann, dass die Richtung der plastischen Verschiebung der Beanspruchungsrichtung entspricht, wurde eine assoziierte Fließregel gewählt. Bis zum Erreichen der Bruchbedingung liegt für beide Koordinatenrichtungen

entkoppeltes, linear elastisches Verhalten vor. Die zugehörige Steifigkeit wurde jedoch mit $K_0 = 100\,000\text{ N/mm}$ so groß gewählt, dass im ungeschädigten Zustand praktisch von einem starren Verbund ausgegangen werden kann.

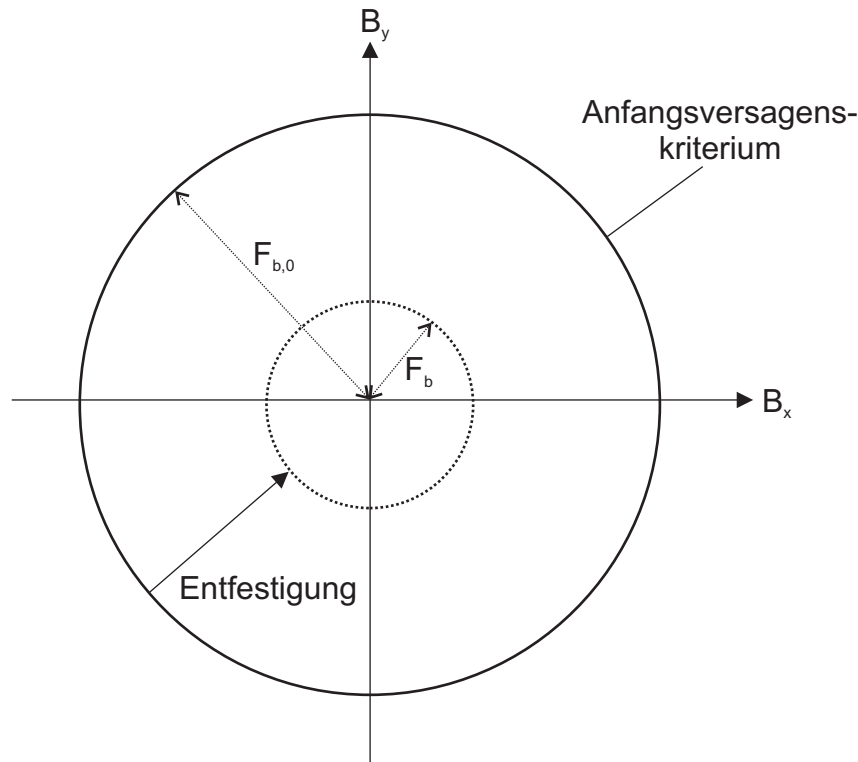


Bild 5.24: Versagensbedingung des Verbundes zwischen FVW-Laminat und Mauerwerk

Aufgrund der isotropen Festigkeitsannahme ist lediglich eine (richtungsunabhängige) Beanspruchbarkeit des Verbundes erforderlich. Daher wurden die anhand der Zug-Kleinversuche (vgl. Kapitel 4.2.1) bestimmbaren Verbundfestigkeiten der beiden Faserorientierungen des betrachteten Laminates gemittelt, was auf einen Wert von 0.49 N/mm^2 führte. Dieser war anschließend je nach Modell durch Multiplikation mit den entsprechenden Einzugsflächen der Verbundelemente auf maximal aufnehmbare Verbundkräfte $F_{b,0}$ umzurechnen, da die Knotenverbundelemente kräfte- und nicht spannungsbasiert agieren.

Die im Folgenden dokumentierten Berechnungen erfolgten aufgrund der ausschließlichen Betrachtung beidseitig laminatverstärkter Prüfkörper und der damit verbundenen Symmetrie bzgl. der Prüfkörpermittelebene am

halben System. Die auf diese Weise gewonnenen Ergebnisse wurden anschließend für die Auswertung auf die eigentliche Geometrie zurückgerechnet. Eine zunächst am Aufbau der Scher-Kleinversuche (vgl. Bild 5.13) durchgeführte Konvergenzstudie ergab, dass die in Kapitel 5.2.2 ermittelte Netzfeinheit von 32 Elementen pro Stein auch hier ausreicht, um das Laminat- und Verbundverhalten hinreichend genau abzubilden, und eine weitere Verfeinerung zu keiner Änderung der Ergebnisse führt.

Die Ergebnisse der Nachrechnung der Scher-Kleinversuche, deren Prüfkörper mit dem ausgewählten KGVZM-Laminat verstärkt wurden (vgl. Kapitel 4.2.2), zeigt Bild 5.25. Es war erwartungsgemäß festzustellen, dass die isotrope Festigkeitsannahme zu einer Überschätzung der Maximalkraft bei einer 0° -ausgerichteten Laminatapplikation führte, da durch die Verwendung eines Festigkeitsmittelwertes der festigkeitsreduzierende Einfluss der zusätzlichen Verbundbeanspruchung infolge der Faserumlenkungen nicht in vollem Maße erfasst wird (vgl. Kapitel 4.2.2). Analog unterschätzte die Simulation die real vorhandene Beanspruchbarkeit bei einer diagonalen Orientierung. Hier könnte eine Verbesserung zukünftig durch eine Berücksichtigung der richtungsabhängigen Verbundfestigkeiten in Form der Verwendung einer elliptischen Fließfläche erzielt werden. Der Entfestigungsparameter b wurde für die beiden Faserorientierungen jeweils durch Anpassung an die Versuchsergebnisse bestimmt.

Für die Berechnung der vorgeschädigten und anschließend KGVZM-ertüchtigten Schubwandprüfkörper wurde der Modellteil, welcher das unbewehrte Mauerwerk beschreibt und bereits zur Nachrechnung der unverstärkten Referenzwände verwendet wurde (vgl. Kapitel 5.2.2), dahingehend modifiziert, dass den Mörtelfugen zwischen Mauerwerkswand und den ober- und unterseitig angrenzenden Stahlbetonbalken künstlich hohe Festigkeiten zugewiesen wurden, um ein Versagen in diesen Bereichen auszuschließen, was in den experimentellen Untersuchungen durch die aufgedübelten Stahlbänder (vgl. Kapitel 4.3.1) gewährleistet wurde. Die Berücksichtigung der Vorschädigungen erfolgten dadurch, dass für alle Mörtelfugen, die nach der vorangestellten Belastung der noch unverstärkten Struktur offensichtliche Schädigungen aufwiesen, die Haftzugfestigkei-

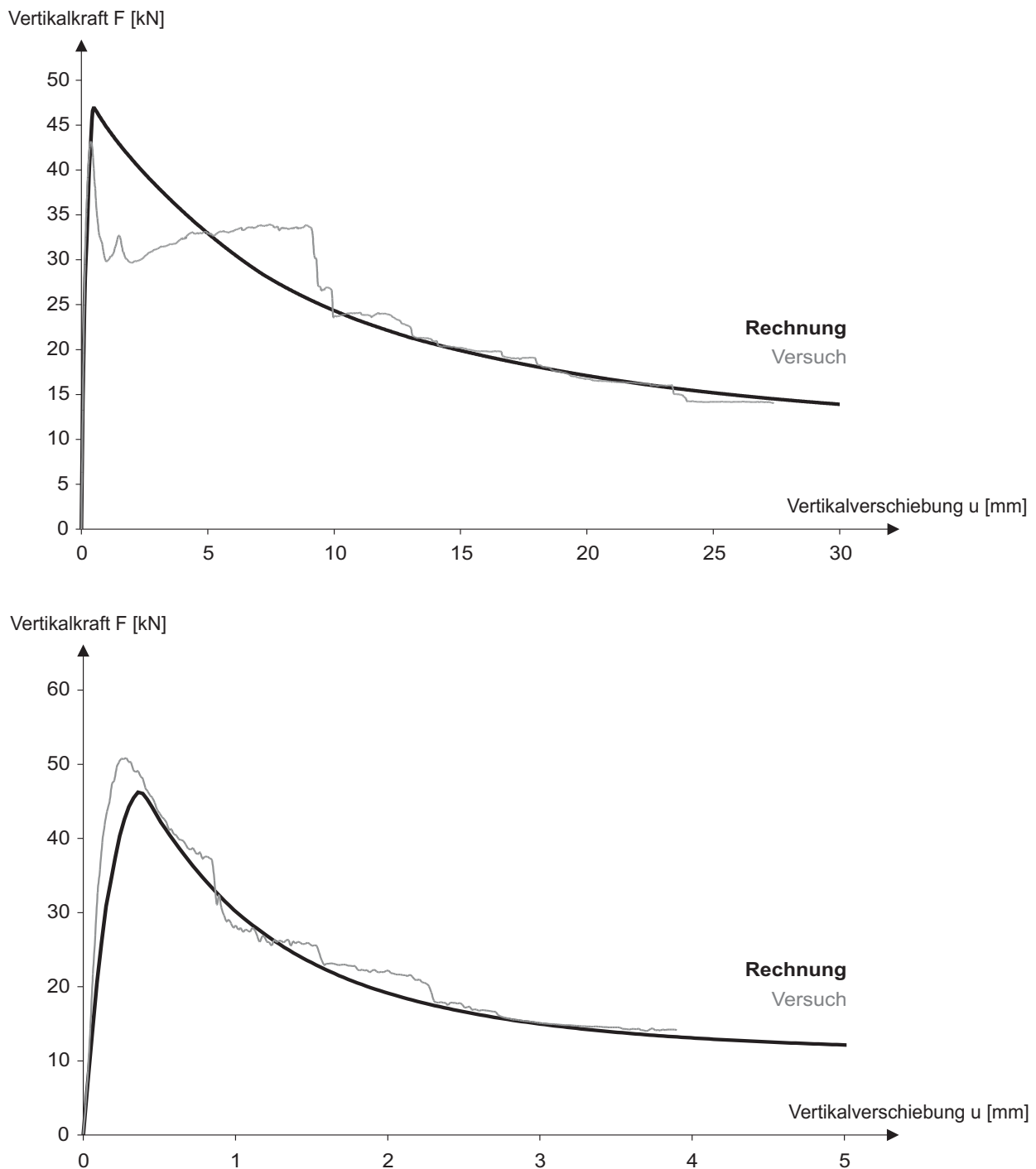


Bild 5.25: Nachrechnung der Scherversuche an laminatverstärkten Prüfkörpern für eine 0°(oben)- bzw. 45°(unten)-Orientierung der Fasergewebe bezüglich der Mörtelfugen

ten zu Null und der Reibungswinkel von Anfang an auf dessen Restwert μ_r gesetzt wurden. Sowohl Laminat- als auch Verbundmodellierung erfolgten analog zum Vorgehen im Rahmen der Simulation der Scher-Kleinversuche an laminatertüchtigten Prüfkörpern (s.o.).

Die Versuchsnachrechnungen wurden unter Verwendung der bislang bestimmten und im Verlaufe dieses Kapitels aufgeführten Material- und Rechenkennwerte durchgeführt. Die Ergebnisse für eine monotone Wandkopfverschiebung sind gemeinsam mit den in Kapitel 4.3 bestimmten Einhüllkurven der pseudodynamisch durchgeführten Großversuche nachfolgend dargestellt. Anzumerken ist, dass es hierbei mit zunehmender Entfestigung der Prüfkörper zu numerischen Konvergenzproblemen kam, was schließlich zum vorzeitigen Abbruch der Berechnung führte, was für die Aussagekraft der Simulation jedoch von untergeordneter Bedeutung ist.

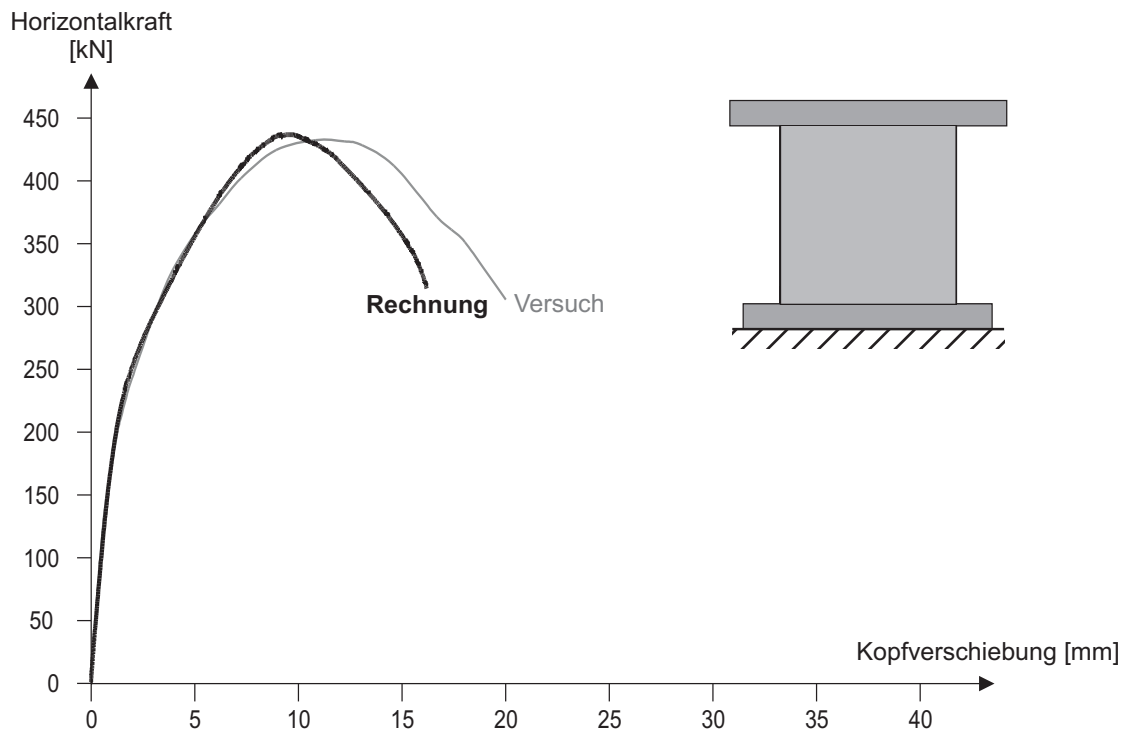


Bild 5.26: Nachrechnung des verstärkten Wandprüfkörpers ohne Öffnung (WPK 3) für eine monotone Belastung

Für die ertüchtigte Wandscheibe ohne Öffnung ergab sich eine brauchbare Übereinstimmung des experimentellen mit dem numerischen Ergebnisverlauf im Hinblick auf die wesentlichen Kenngrößen des Strukturverhaltens wie Steifigkeit, Tragfähigkeit und Nachbruchverhalten des Prüfkörpers (vgl. Bild 5.26). Für den Fall einer vorhandenen Öffnung hingegen überschätzte die Rechnung die vom Versuchskörper aufnehmbaren Kräfte (vgl. Bild 5.27). Der Grund hierfür liegt vermutlich darin, dass ein infolge der auf-

gebrachten Laminatertüchtigung verstärkt auftretendes Mauerwerksdruckversagen (vgl. Kapitel 4.3.3) und die damit verbundenen Tragfähigkeits- und Steifigkeitsreduktionen des Prüfkörpers durch die gewählte Modellierung nicht simuliert werden können.

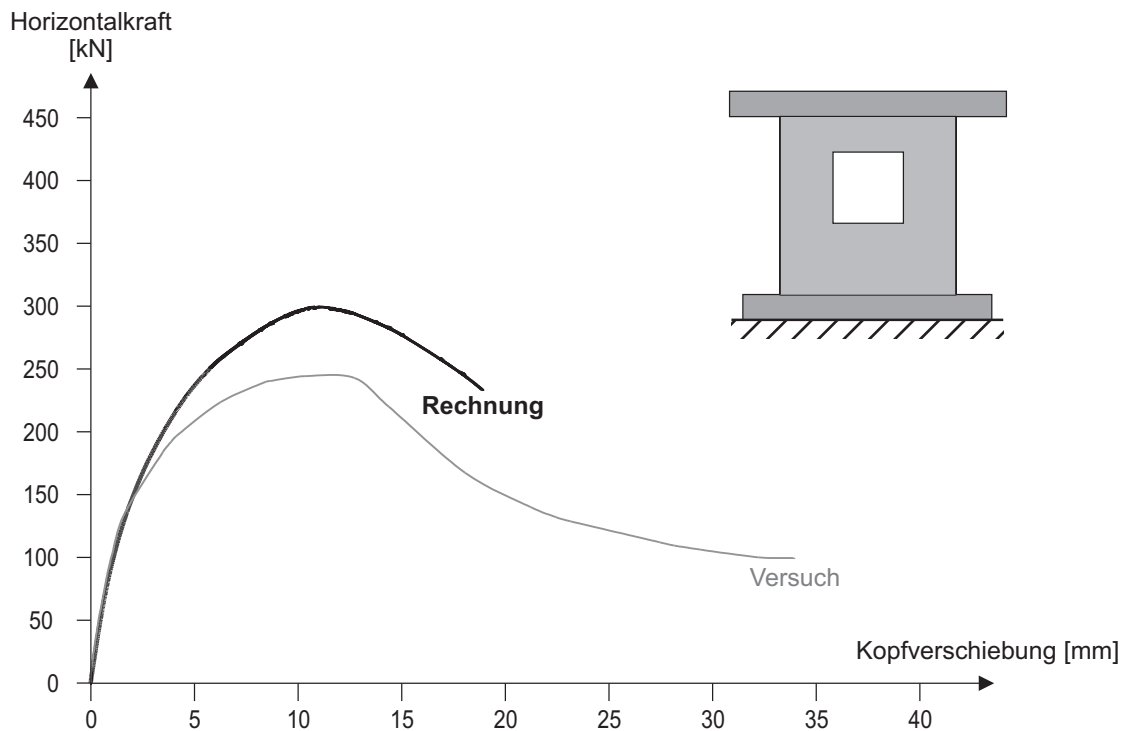


Bild 5.27: Nachrechnung des verstärkten Wandprüfkörpers mit Öffnung (WPK 8) für eine monotone Belastung

6 Zusammenfassung und Ausblick

Häufig ist in erdbebengefährdeten Gebieten eine Vielzahl der vorhandenen, meist älteren Bauten aus unbewehrtem Mauerwerk aufgrund der unzureichenden Schubtragfähigkeit der aussteifenden Wandscheiben den potentiellen seismischen Beanspruchungen nicht in ausreichendem Maße gewachsen und müsste daher nachträglich ertüchtigt werden. Eine besonders effiziente Verstärkungsmethode stellt die Applikation von auf die Mauerwerksoberflächen auflaminierten Faserverbundwerkstoffen (FVW) dar, wobei jedoch sowohl im Bereich der FVW-Materialien als auch der numerischen Simulationsmöglichkeiten der verstärkten Strukturen noch erheblicher Forschungsbedarf besteht. Daher untersuchte die vorliegende Arbeit in ihrem ersten Teil experimentell die Anwendbarkeit verschiedener FVW-Lamine zur Erdbebenverstärkung von Schubwänden aus unbewehrtem Mauerwerk, wobei der Schwerpunkt auf der bislang unberücksichtigten Verwendung eines zementgebundenen Matrix-Werkstoffes lag. Anschließend wurde im zweiten Teil ein detailliertes numerisches Modell zur Berechnung laminatverstärkter Mauerwerkswandscheiben entwickelt.

Nach umfangreichen Materialprüfungen der verwendeten Mauerwerks- und FVW-Komponenten wurde in zahlreichen Kleinversuchen das mechanische Verhalten der unterschiedlichen Lamine untersucht. Die Prüfkfigurationen ergaben sich aus den typischen Beanspruchungssituationen von auf Schubwänden applizierten FVW, die die sich gegenseitig verschiebenden Flanken von Zug- und Scherrissen im darunter liegenden Mauerwerk überbrücken. Neben den verschiedenen Werkstoffen wurde

auch der Einfluss der Faserausrichtung untersucht. Es zeigte sich, dass bei Verwendung einer Epoxidharzmatrix und ausreichender Reißfestigkeit der Faserstruktur - unabhängig vom verwendeten Gewebe und der gewählten Faserorientierung - ein sprödes Versagen durch Überschreiten der Oberflächenzugfestigkeit der Mauersteine eintritt. Dagegen stellte sich bei Verwendung einer kunststoffmodifizierten Zementmatrix aufgrund der geringeren Verbundfestigkeiten eine Ablösung der Faserbewehrung von der Matrix ein. Insbesondere eine geneigte Ausrichtung der Fasern zur Beanspruchungsrichtung führte hierbei zwar zu infolge der Umlenkungen reduzierten Beanspruchbarkeiten, erhöhte jedoch aufgrund der Faserschrägstellungen deutlich die Duktilität des Versagensmechanismus.

Entsprechend der Vorauswahl geeigneter Materialkombinationen durch die Kleinversuche erfolgte eine abschließende Bewertung anhand von Großversuchen an realmaßstäblichen Mauerwerkswandscheiben. Die erdbebensimulierende Aufbringung der Horizontallast erfolgte mit Hilfe eines impliziten, pseudodynamischen Algorithmus. Die übrige Konzeption des Versuchsaufbaus erfasste auf ausreichend realistische Weise den Einfluss angrenzender Bauteile im realen Tragwerk. Alle verwendeten Lamine führten zu signifikanten Tragfähigkeitssteigerungen der bereits vorgeschädigten Wandscheiben auf bis zu 250 % im Vergleich zur unverstärkten Mauerwerksstruktur. Die Anfangssteifigkeiten der Prüfkörper blieben darüber hinaus unverändert. Nach abschließender Bewertung erwies sich ein Laminat aus Kohlenstoffgewebe und modifiziertem Zementmörtel als die beste Variante, weshalb hierfür ergänzend weitere Großversuche durchgeführt wurden. Zum einen sollte geklärt werden, welche Effizienz eine lediglich einseitige Laminatapplikation besitzt. Der Zuwachs an Tragfähigkeit betrug die Hälfte einer beidseitigen Verstärkung. Durch die entstandene Exzentrizität bedingte Effekte waren nicht zu beobachten. Zum anderen wurde eine beidseitige Ertüchtigung einer durch eine mittige Öffnung geschwächten Wandscheibe untersucht. Aufgrund der veränderten Versagensmechanismen des Mauerwerks konnte die Tragfähigkeit durch die Ertüchtigung lediglich auf das etwa 1.5-fache der unverstärkten Referenzstruktur angehoben werden.

Abschließend kann festgestellt werden, dass sich ein gewebeverstärktes Zementmörtellaminat vor allem dann zur nachträglichen Erdbebenertüchtigung von Schubwänden aus unbewehrtem Mauerwerk eignet, wenn dessen Bruchmechanismus - wie bei älterem Mauerwerk üblich - durch Fugenversagen dominiert wird. Neben einer Steigerung der Tragfähigkeit ergeben sich dann pseudoduktile Ablösungsmechanismen, die ein stabiles und gutmütiges Nachbruchverhalten der Bauteile bewirken. Faserverstärkte Kunstharze hingegen eignen sich in erster Linie zur universellen Erhöhung der Beanspruchbarkeit, unterbinden allerdings weitestgehend jedes energiedissipierende Strukturverhalten und versagen ohne Vorankündigung, weshalb sie für eine Ertüchtigung im Hinblick auf außergewöhnliche Erdbebenlasten ungeeignet scheinen.

Anschließend wurden zweidimensionale Simulationen der unverstärkten und verstärkten Prüfkörper mit Hilfe der Methode der Finiten Elemente im Rahmen einer vereinfachten Mikromodellierung durchgeführt. Zur Abbildung der für die untersuchten Fragestellungen maßgeblichen Versagensmechanismen des Mauerwerks wurde eine problemangepasste Materialroutine entwickelt, die das mechanische Verhalten der Mörtelfugen und deren Verbund zu den Mauersteinen beschreibt. Die Bestimmung der Spannungs- und konsistenten Steifigkeitsgrößen erfolgt auf Basis der nichtassozierten Plastizitätstheorie. Zur Beschreibung der Materialdegradation wurden eine isotrope, exponentielle Entfestigung von Haftzug- und Haftscherfestigkeit sowie eine davon unabhängige Reduktion des Reibungskoeffizienten implementiert. Herrschen senkrecht zur Fuge Druckspannungen, so begrenzt ein im Bereich höherer Normalspannungen modifiziertes MOHR-COULOMB-Kriterium die aufnehmbaren Schubspannungen und plastische Verformungen treten ausschließlich tangential zur Fuge auf, um unrealistische Dilatanzeffekte auszuschließen. Die algorithmische Rückprojektion unzulässiger Spannungspunkte erfolgt durch ein explizites Mehr-Schritt-Verfahren. Wird die Fuge zugbeansprucht, so ergibt sich die Bruchbedingung aus einer Exponentialfunktion mit variablem Koeffizienten und zur Rückführung plastischer Spannungszustände wird ein implizites Integrationsverfahren verwendet. Um ein vollständiges Schlie-

Ben von Fugentrissen zu gewährleisten, wurden die Formulierungen durch einen schädigungstheoretischen Ansatz erweitert.

Zur stoffgesetzlichen Beschreibung der Mauersteine wurde eine Formulierung gewählt, welche im elastischen Bereich von einem isotropen Werkstoffverhalten ausgeht. Treten Hauptzugspannungen auf, so beruht das Materialmodell auf der Schädigungstheorie mit linearer Entfestigung und Risse werden über ein verschmiertes Konzept nach dem Prinzip der fixierten, orthogonalen Risse berücksichtigt.

Die Implementierung des ausgewählten FVW-Laminates erfolgte über eine Schicht aus zweidimensionalen Kontinuumselementen, denen ein orthotropes Materialverhalten zugewiesen wurde. Unter Zugbeanspruchung liegt linear elastisches Verhalten vor, ansonsten wird von einer druckschlaffen und schubweichen Werkstoffcharakteristik ausgegangen. Der Verbund zwischen Laminat und Mauerwerk wurde über Zwei-Knoten-Verbundelemente realisiert, welche punktuell die beiden Modellebenen miteinander verknüpfen. Die Verbundformulierung zur Erfassung der Ablösungsvorgänge erfolgte auf Basis der Plastizitätstheorie mit assoziierter Fließregel und exponentieller Entfestigung, wobei vereinfachend von einer isotropen Festigkeitsverteilung ausgegangen wurde.

Nach vorangestellten Konvergenzstudien bzgl. der erforderlichen Netzfeinheit erfolgte eine Verifizierung des Modells unter Verwendung der ermittelten Materialkennwerte anhand der durchgeführten Klein- und Großversuche. Eine Nachrechnung der Versuche an unverstärkten Prüfkörpern führte sowohl für monotone als auch zyklische Belastungen zu überwiegend sehr guten Übereinstimmungen mit den experimentellen Ergebnissen, was die Eignung der entwickelten Fugenroutine bestätigt. Lediglich die nicht vorhandene Möglichkeit des Modells, ein Mauerwerksdruckversagen abzubilden, ergab gegebenenfalls geringfügige Abweichungen im für die wesentlichen Aussagen irrelevanten, weiter fortgeschrittenen Nachbruchbereich. Die Nachrechnung der Scherversuche an den laminatverstärkten Kleinkörpern zeigte ebenfalls eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsdaten. Die auftretenden Unterschiede sind lediglich auf die isotrope

Festigkeitsannahme zurückzuführen, die die Abhängigkeit der Verbundfestigkeit von der Beanspruchungsrichtung nicht berücksichtigt. Während der ertüchtigte Wandversuchskörper ohne Öffnung im Hinblick auf die wesentlichen strukturellen Kenngrößen gut durch das Rechenmodell simuliert werden konnte, traten bei Vorhandensein einer Öffnung Abweichungen zwischen Rechnung und Experiment auf, die erneut auf die mangelnde Fähigkeit der Abbildung eines Mauerwerksdruckversagens zurückzuführen sind.

Mögliche Erweiterungen des numerischen Modells stellen die Implementierung eines Mauerwerksdruckversagens sowie die Berücksichtigung von richtungsabhängigen Verbundfestigkeiten des Laminates dar. Im Hinblick auf eine universelle Anwendbarkeit des Rechenmodells sind Verifizierungen anhand weiterer experimenteller Untersuchungen, welche veränderte Wandgeometrien bzw. unterschiedliche Mauerwerksbaustoffe berücksichtigen, erforderlich. Auf Grundlage eines durch eine breite Datenbasis abgesicherten Simulationsmodells bestünde im Hinblick auf eine praktische Anwendung der Erkenntnisse die Möglichkeit, durch umfangreiche Parameterstudien sowohl einen Ansatz zur Ermittlung der Bauteilwiderstände laminatertüchtigter Wandscheiben zu formulieren als auch realitätsnahe Verhaltensbeiwerte zur Berücksichtigung des inelastischen Strukturverhaltens bei der Ermittlung der seismischen Einwirkungen anzugeben.

Literaturverzeichnis

- [1] *DIN 18555-3: Prüfung von Mörteln mit mineralischen Bindemitteln, Teil 3: Festmörtel, Bestimmung der Biegezugfestigkeit, Druckfestigkeit und Rohdichte.* Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 1982.
- [2] *DIN 18555-4: Prüfung von Mörteln mit mineralischen Bindemitteln, Teil 4: Festmörtel, Bestimmung der Längs- und Querdehnung sowie von Verformungskenngrößen von Mauermörteln im statischen Druckversuch.* Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 1986.
- [3] *DIN 18555-5: Prüfung von Mörteln mit mineralischen Bindemitteln, Teil 5: Festmörtel, Bestimmung der Haftscherfestigkeit von Mauermörteln.* Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 1986.
- [4] *DIN 18555-6: Prüfung von Mörteln mit mineralischen Bindemitteln, Teil 6: Festmörtel, Bestimmung der Haftzugfestigkeit.* Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 1987.
- [5] *DIN 1053-1: Mauerwerk, Teil 1: Berechnung und Ausführung.* Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 1996.
- [6] *DIN 106-1: Kalksandsteine, Teil 1: Voll-, Loch-, Block-, Hohlblock-, Plansteine, Planelemente, Fesensteine, Bauplatten, Formsteine.* Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2000.
- [7] *DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion.* Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2001.

- [8] *DIN EN ISO 12572: Wärme- und feuchtetechnisches Verhalten von Baustoffen und Bauprodukten: Bestimmung der Wasserdampfdurchlässigkeit.* Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2001.
- [9] *DIN EN 1052-3: Prüfverfahren für Mauerwerk, Teil 3: Bestimmung der Anfangsscherfestigkeit (Haftscherfestigkeit).* Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2002.
- [10] *DIN V 4108-4: Wärmeschutz und Energieeinsparung in Gebäuden, Teil 4: Wärme- und feuchteschutztechnische Bemessungswerte.* Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2002.
- [11] *ABAQUS/Standard, Version 6.5.* Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc., 2004.
- [12] *DIN 4149: Bauten in deutschen Erdbebengebieten - Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten.* Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2005.
- [13] *DIN 1053-100: Mauerwerk, Teil 100: Berechnung auf der Grundlage des semiprobabilistischen Sicherheitskonzepts.* Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2006.
- [14] AKKERMANN, J.: *Rotationsverhalten von Stahlbeton-Rahmenecken.* Dissertation, Universität Karlsruhe, 2000.
- [15] AL-CHAAR, G. und HASAN, H. A.: *Masonry Bearing and Shear Walls Retrofitted With Overlay Composite Material.* US Army Construction Engineering Research Laboratories, 1998.
- [16] ALBERT, M. L., ELWI, A. E. und CHENG, J. J. R.: *Strengthening of Unreinforced Masonry Walls using FRPs.* Journal of Composites for Construction, 5:76–84, 2001.
- [17] ALSHEBANI, M. und SINHA, S.: *Stress-Strain Characteristics of Brick Masonry under Uniaxial Cyclic Loading.* ASCE Journal of Structural Engineering, 125:600–604, 1999.
- [18] AMENY, P., LOOV, R. E. und SHRIVE, N. G.: *Prediction of Elastic Behavior of Masonry.* The International Journal of Masonry Construction, 3:1–9, 1983.

- [19] ATKINSON, R., AMADEI, B., SAEB, S. und STURE, S.: *Response of Masonry Bed Joints in Direct Shear*. ASCE Journal of Structural Engineering, 115:2276–2296, 1988.
- [20] BACHMANN, H.: *Erdbebensicherung von Bauwerken*. Birkhäuser, 1995.
- [21] BACHMANN, H. und LANG, K.: *Zur Erdbebensicherung von Mauerwerksbauten*. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 2002.
- [22] BATHE, K.-J.: *Finite-Elemente-Methoden*. Springer, 2002.
- [23] BISCHOFF, T. und FRIEDRICH, T.: *Hochleistungstextilien für die Bauindustrie*. BetonWerk International, 2:62–76, 2002.
- [24] BORGOGNO, W.: *Erdbebenertüchtigung eines Hochhauses*. Tec21, 36:13–16, 2001.
- [25] BORST, R. DE und MEYER, C.: *Numerische Probleme bei nichtlinearem Tragwerksverhalten, in: Mehlhorn, G.: Der Ingenieurbau - Rechnerorientierte Baumechanik, S.427-488*. Ernst & Sohn, 1996.
- [26] BRAMESHUBER, W., GRAUBOHM, M. und SCHMIDT, U.: *Festigkeitseigenschaften von Mauerwerk, Teil 4: Scherfestigkeit*. Mauerwerkkalender, 31:193–226, 2006.
- [27] BUDELMANN, H., GUNKLER, E., HUSEMANN, U. und BECKE, A.: *Zum Erdbebenwiderstand vorgespannter Mauerwerkswände*. In: *Masivbau 2004: Forschung, Entwicklungen und Anwendungen, S.35-52*. Springer, 2004.
- [28] BUONOPANE, S. G. und WHITE, R. N.: *Seismic Evaluation of a Masonry Infilled Reinforced Frame by Pseudodynamic Testing*. MCEER-99-0001, School of Civil and Environmental Engineering, Cornell University, 1999.
- [29] BURKERT, T.: *Instandsetzung und Ertüchtigung von Mauerwerk, Teil 2: Herkömmliche Bestimmung der Materialkennwerte*. Mauerwerkkalender, 32:27–51, 2007.

- [30] CEB: *Concrete Structures under Impact and Impulsive Loading - Synthesis Report 187*. CEB Bulletins, 1988.
- [31] CHEN, W. und ZHANG, H.: *Structural Plasticity - Theory, Problems and CAE Software*. Springer, 1991.
- [32] CHEN, W. F.: *Constitutive Equations for Engineering Materials - Vol.2: Plasticity and Modeling*. Elsevier, 1994.
- [33] CHOPRA, A. K.: *Dynamics of Structures*. Prentice Hall, 1995.
- [34] CRISAFULLI, F.: *Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Structures with Masonry Infills*. Dissertation, North Carolina State University, 1997.
- [35] DEURING, M.: *Verstärken von Stahlbeton mit gespannten Faserverbundwerkstoffen*. EMPA Dübendorf, 1993.
- [36] DHANASEKAR, M., PAGE, A. W. und KLEEMAN, P. W.: *The Failure of Brick Masonry under Biaxial Stress*. In: *Proc. Inst. Civil Eng., Part 2, Vol. 72, 295-313*, 1985.
- [37] DIALER, C.: *Bruch- und Verformungsverhalten von schubbeanspruchten Mauerwerksscheiben, zweiachsige Versuche an verkleinertem Modellmauerwerk*. Dissertation, TU München, 1990.
- [38] DIALER, C.: *Modellierung von Mauerwerk mittels Distinkter Elemente*. Mauerwerkkalender, 18:621–626, 1993.
- [39] DIALER, C., STÖCKL, S. und KUPFER, H.: *Versuche zum Verformungs- und Bruchverhalten von schubbeanspruchtem Mauerwerk, Teil 2: Auswertung der Messdaten und theoretische Deutung*. TU München, 1990.
- [40] DIETZ, A. G. H.: *Berechnen und Konstruieren tragender Kunststoffbauteile, in: Saechtling, H.: Bauen mit Kunststoffen, S.458-480*. Hanser, 1973.
- [41] DIMMIG, A.: *Einflüsse von Polymeren auf die Mikrostruktur und die Dauerhaftigkeit kunststoffmodifizierter Mörtel (PCC)*. Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar, 2002.

- [42] DOMININGHAUS, H.: *Die Kunststoffe und ihre Eigenschaften*. Springer, 1998.
- [43] DRUCKER, D. C.: *A more Fundamental Approach to Plastic Stress-Strain Relations*. In: *1st US-Nat. Congress on Applied Mechanics*, S.487-491, 1951.
- [44] EHSANI, M. R.: *Strengthening of Earthquake-Damaged Masonry Structures with Composite Material*. In: TAERWE, L. (Herausgeber): *Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, 2nd Int. RILEM Symposium*, 680-687, 1995.
- [45] EHSANI, M. R., SAADATMANESH, H. und VELAZQUEZ-DIMAS, J. I.: *Behavior of Retrofitted URM Walls under Simulated Earthquake Loading*. *Journal of Composites for Construction*, 3:134–142, 1999.
- [46] EHSANI, M.R., SAADATMANESH, H. und AL-SAIDY, A.: *Shear Behavior of URM Retrofitted with FRP Overlays*. *Journal of Composites for Construction*, 1:17–25, 1997.
- [47] ELGAWADY, M.: *Seismic In-Plane Behaviour of URM Walls Upgraded with Composites*. Dissertation, ETH Lausanne, 2004.
- [48] ELGAWADY, M., LESTUZZI, P. und BADOUX, M.: *Dynamic Tests on URM Walls before and after Upgrading with Composites*. ETH Lausanne, 2003.
- [49] ELGAWADY, M., LESTUZZI, P. und BADOUX, M.: *A Review of Conventional Seismic Retrofitting Techniques for URM*. In: *13th International Brick/Block Masonry Conference, Paper Nr. 89*, Amsterdam, Holland, 2004.
- [50] ENESCU, B. D. und ENESCU, D.: *Isoline Maps of Ground Motion Acceleration Caused by the Vrancea (Romania) Earthquake of May 30, 1990 (M=6.7). Comparison with the Macroseismic Intensity Map*. *Romanian Reports in Physics*, 57:141–150, 2005.
- [51] FEHLING, E. und STÜRZ, J.: *Seismic Resistance of Different Types of Vertically Perforated Clay Bricks*. In: *1st European Conference*

- on Earthquake Engineering and Seismology, Paper Nr. 534*, Genf, Schweiz, 2006.
- [52] FOUAD, N. A. und MEINCKE, S.: *Verstärkungsmöglichkeiten für Mauerwerk in stark erdbebengefährdeten Gebieten*. Mauerwerkkalender, 30:185–208, 2005.
- [53] FRANKEN, S. und MÜLLER, H. S.: *Historische Mörtel und Reparaturmörtel*. Sonderforschungsbereich 315, 2001.
- [54] GAMBAROTTA, L. und LAGOMARSINO, S.: *Damage Models for the Seismic Response of Brick Masonry Shear Walls. Part 1: The Mortar Joint Model and its Applications*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 26:423–439, 1997.
- [55] GAMBAROTTA, L. M und LAGOMARSINO, S.: *Damage Models for the Seismic Response of Brick Masonry Shear Walls. Part 2: The Continuum Model and its Applications*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 26:441–462, 1997.
- [56] GANZ, H. R.: *Mauerwerksscheiben unter Normalkraft und Schub*. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 1985.
- [57] GANZ, H. R. und THÜRLIMANN, B.: *Versuche an Mauerwerkscheiben unter Normalkraft und Querkraft*. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 1984.
- [58] GESAMTVERBAND DER DEUTSCHEN VERSICHERUNGSWIRTSCHAFT E.V.: *Kunststoffe - Eigenschaften, Brandverhalten, Brandgefahren*. VdS Schadenverhütung, Publikation Nr. 2516, 2000.
- [59] GHOSH, A. K. und AMDE, A. M.: *Finite Element Analysis of Infilled Frames*. ASCE Journal of Structural Engineering, 128:881–889, 2002.
- [60] GIAMBANCO, G., RIZZO, S. und SPALLINO, R.: *Numerical Analysis of Masonry Structures via Interface Models*. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 190:6493–6511, 2001.
- [61] GRAUBNER, C.-A., GLOCK, C., JÄGER, W. und PFLÜCKE, T.: *Knicksicherheit von Mauerwerk*. Mauerwerkkalender, 27:381–441, 2002.

- [62] GRAUBNER, C.-A., KRANZLER, T., SCHUBERT, P. und SIMON, E.: *Festigkeitseigenschaften von Mauerwerk Teil 3: Schubfestigkeit von Mauerwerksscheiben*. Mauerwerkkalender, 30:7–88, 2005.
- [63] GUNKLER, E.: *Zur nachträglichen Erhöhung der Biegetragfähigkeit von Mauerwerkswänden durch bewehrte Ergänzungsschichten*. Dissertation, TU Braunschweig, 1993.
- [64] HAUFE, A.: *Dreidimensionale Simulation bewehrter Flächentragwerke aus Beton mit der Plastizitätstheorie*. Dissertation, Universität Stuttgart, 2001.
- [65] HILBER, H. M., HUGHES, T. J. R. und TAYLOR, R. L.: *Collocation, Dissipation and 'Overshoot' for Time Integration Schemes in Structural Dynamics*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 6:99–117, 1978.
- [66] HILLERBORG, A., MODÉER, M. und PETERSSON, P.-E.: *Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by Means of Fracture Mechanics and Finite Elements*. Cement and Concrete Research, 6:773–781, 1976.
- [67] HILSDORF, H.: *Untersuchungen über die Grundlagen der Mauerwerksfestigkeit*. Materialprüfungsamt für das Bauwesen der TH München, 1965.
- [68] HOFSTETTER, G.: *Konstitutive Modellierung von Beton*. Betonkalender, 95:321–361, 2006.
- [69] HOFSTETTER, G. und MANG, H.: *Computational Mechanics of Reinforced Concrete Structures*. Friedr. Vieweg & Sohn, 1995.
- [70] HOHBERG, J. M.: *A Joint Element for the Nonlinear Dynamic Analysis of Arch Dams*. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 1992.
- [71] HOLBERG, A. M. und HAMILTON, H. R.: *Strengthening URM with GFRP Composites and Ductile Connections*. Earthquake Spectra, 18:63–84, 2002.

- [72] HOLSCHEMACHER, K. und BERGMESTER, K.: *Entwurfs- und Berechnungstabellen für Bauingenieure*. Bauwerk, 2004.
- [73] JAGFELD, M.: *Tragverhalten und statische Berechnung gemauerter Gewölbe bei großen Auflagerverschiebungen - Untersuchungen mit der Finite-Elemente-Methode*. Dissertation, TU München, 2000.
- [74] KALKER, I.: *Numerische Simulation von unbewehrten und textilverstärkten Mauerwerksscheiben unter zyklischer Belastung*. Dissertation, RWTH Aachen, 2007.
- [75] KASTEN, D.: *Zur Frage der Homogenität von Mauersteinen*. Die Ziegelindustrie, 35:520–524, 1982.
- [76] KIEKER, J.: *Stoßfugen ohne Mörtel*. Das Mauerwerk, 1:14–19, 1997.
- [77] KIRTSCHIG, K.: *On the Failure Mechanism of Masonry Subjected to Compression*. In: *7th Int. Brick Masonry Conference, S.625-629*, Melbourne, Australia, 1985.
- [78] KLARMANN, R.: *Nichtlineare Finite Element Berechnungen von Schalentragerwerken mit geschichtetem anisotropen Querschnitt*. Dissertation, Universität Karlsruhe, 1991.
- [79] KLEIN, B.: *FEM - Grundlagen und Anwendungen der Finite-Elemente-Methode*. Friedr. Vieweg & Sohn, 1997.
- [80] KOLSCH, H.: *Ertüchtigung von Mauerwerk mittels Laminatbeschichtung*. HOCHTIEF Construction AG, Abt. IKS, 1995.
- [81] KOLSCH, H.: *Upgrading Existing Structures with Composite Layers*. In: *Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, 2nd Int. RILEM Symposium, 525-532*, 1995.
- [82] KOLSCH, H.: *Eine Laminatbeschichtung aus Kohlenstoffgeweben und Zementmatrix zur Mauerwerksverstärkung*. Bauen mit Textilien, 2:13–18, 1998.
- [83] KREISSIG, R.: *Einführung in die Plastizitätstheorie*. Fachbuchverl., 1992.

- [84] LANG, K.: *Seismic Vulnerability of Existing Buildings*. Dissertation, ETH Zürich, 2002.
- [85] LAURSEN, P. T., SEIBLE, F. und HEGEMIER, G. A.: *Seismic Retrofit and Repair of Reinforced Concrete with Carbon Overlays*. Department of Structural Engineering, UCSD, 1995.
- [86] LEE, J., PANDE, G., MIDDLETON, J. und KRALJ, B.: *Numerical Modelling of Brick Masonry Panels Subject to Lateral Loadings*. Computers and Structures, 61:735–745, 1996.
- [87] LEMAITRE, J.: *A Course on Damage Mechanics*. Springer, 1996.
- [88] LESTUZZI, P.: *Dynamisches plastisches Verhalten von Stahlbetontragwerken unter Erdbebeneinwirkung*. Dissertation, ETH Zürich, 2000.
- [89] LOTFI, H. und SHING, P.: *An Appraisal of Smeared Crack Models for Masonry Shear Wall Analysis*. Computers and Structures, 41:413–425, 1991.
- [90] LOTFI, H. und SHING, P.: *Interface Model Applied to Fracture of Masonry Structures*. ASCE Journal of Structural Engineering, 120:63–80, 1994.
- [91] LOURENCO, P. B.: *Computational Strategies for Masonry Structures*. Dissertation, TU Delft, 1996.
- [92] MAGENES, G. und CALVI, G. M.: *In-Plane Seismic Response of Brick Masonry Walls*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 26:1091–1112, 1997.
- [93] MAHIN, S. A. und SHING, P. B.: *Pseudodynamic Method for Seismic Testing*. ASCE Journal of Structural Engineering, 111:1482–1503, 1985.
- [94] MAHIN, S. A., SHING, P. B., THEWALT, C. und HANSON, R.: *Pseudodynamic Test Method - Current Status and Future Directions*. ASCE Journal of Structural Engineering, 115:2113–2128, 1989.

- [95] MAIERHOFER, C.: *Instandsetzung und Ertüchtigung von Mauerwerk, Teil 3: Zerstörungsfreie Prüfung zur Beurteilung von Mauerwerk*. Mauerwerkkalender, 32:53–73, 2007.
- [96] MANN, W., KÖNIG, G. und ÖTES, A.: *Versuche zum Verhalten von Mauerwerk unter seismischer Beanspruchung*. Mauerwerkkalender, 14:483–488, 1989.
- [97] MANN, W. und MÜLLER, H.: *Bruchkriterien für querkraftbeanspruchtes Mauerwerk und ihre Anwendung auf gemauerte Windscheiben*. Die Bautechnik, 50:421–425, 1973.
- [98] MANN, W. und MÜLLER, H.: *Schubtragfähigkeit von Mauerwerk*. Mauerwerkkalender, 3:35–65, 1978.
- [99] MANN, W. und MÜLLER, H.: *Nachrechnung der Wandversuche mit einem erweiterten Schubbruchmodell unter Berücksichtigung der Spannungen in den Stoßfugen, Anlage 2 zum Forschungsbericht "Untersuchungen zum Tragverhalten von Mauerwerksbauten unter Erdbebeneinwirkung", Forschungsbericht IV/1-5-488/86*. TH Darmstadt, 1986.
- [100] MARSHALL, O., SWEENEY, S. und TROVILLION, J.: *Performance Testing of Fiber-Reinforced Polymer Composite Overlays for Seismic Rehabilitation of Unreinforced Masonry Walls*. US Army Corps of Engineers, 2000.
- [101] MARZAHN, G.: *Vorgespanntes Trockenmauerwerk*. Teubner, 2000.
- [102] MATZENMILLER, A.: *Ein rationales Lösungskonzept für geometrisch und physikalisch nichtlineare Strukturberechnungen*. Dissertation, Universität Stuttgart, 1988.
- [103] MEHLHORN, G. und KOLLEGER, J.: *Anwendung der Finite Elemente Methode im Stahlbetonbau, in: Mehlhorn, G.: Der Ingenieurbau - Rechnerorientierte Baumechanik, S.293-425*. Ernst & Sohn, 1996.
- [104] MEIER, U. und WINISTÖRFER, A.: *Retrofitting of Structures Through External Bonding of CFRP Sheets*. In: *Non-Metallic (FRP) Re-*

- inforcement for Concrete Structures, 2nd Int. RILEM Symposium, S.465-472, 1995.*
- [105] MESKOURIS, K. und HINZEN, K.-G.: *Bauwerke und Erdbeben*. Friedr. Vieweg & Sohn, 2003.
- [106] MEYER, U. und SCHUBERT, P.: *Spannungs-Dehnungs-Linien von Mauerwerk*. Mauerwerk-Kalender, 17:615–622, 1992.
- [107] MISTLER, M.: *Verformungsbasiertes seismisches Bemessungskonzept für Mauerwerksbauten*. Dissertation, RWTH Aachen, 2006.
- [108] MÜLLER, F. P. und KEINTZEL, E.: *Erdbebensicherung von Hochbauten*. Ernst, Verl. für Architektur und Techn. Wiss., 1984.
- [109] MUNJIZA, A.: *The Combined Finite-Discrete Element Method*. John Wiley & Sons Ltd., 2004.
- [110] MURPHY, J. R. und O'BRIEN, L. J.: *The Correlation of Peak Ground Acceleration Amplitude with Seismic Intensity and other Physical Parameters*. Bulletin of the Seismological Society of America, 67:877–915, 1977.
- [111] NIMMESGERN, M., LANGE, B. und SCHRÖDER, H. F.: *Chemische Beanspruchung von im Boden eingebauten Geokunststoffen durch im Boden und Wasser natürlich anwesende Stoffe: Hydrolyse von Polyestergerweben*. Heft 813. Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, 2001.
- [112] OLIVEIRA, D.: *Experimental and Numerical Analysis of Blocky Masonry Structures under Cyclic Loading*. Dissertation, University of Minho, 2003.
- [113] ORLOWSKY, J.: *Zur Dauerhaftigkeit von AR-Glasbewehrung in Textilbeton*. Heft 558. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 2005.
- [114] ORTIZ, M. und POPOV, E.: *Accuracy Stability of Integration Algorithms for Elastoplastic Constitutive Relations*. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 21:1561–1576, 1985.

- [115] ORTIZ, M. und SIMO, J.: *An Analysis of a New Class of Integration Algorithms for Elastoplastic Constitutive Relations*. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 23:353–366, 1986.
- [116] PAGE, A.: *Finite Element Model for Masonry*. Journal of the Structural Division, 194:1267–1285, 1978.
- [117] PAGE, A.: *A biaxial Failure Criterion for Brick Masonry in the Tension-Tension Range*. International Journal of Masonry Construction, 1:26–29, 1980.
- [118] PAGE, A.: *Influence of Material Properties on the Behaviour of Brick Masonry Shear Walls*. In: *8th International Brick/Block Masonry Conference, 528-537*, Dublin, Irland, 1988.
- [119] PAGE, A. W.: *The Biaxial Compressive Strength of Brick Masonry*. In: *Proc. Inst. Civil Eng., Part 2, Vol. 71, 893-906*, 1981.
- [120] PAGE, A. W.: *The Strength of Brick Masonry under Biaxial Tension-Compression*. International Journal of Masonry Construction, 3:26–31, 1983.
- [121] PAGE, A. W., SAMARASINGHE, W. und HENDRY, A. W.: *The Failure of Masonry Shear Walls*. The Int. Journal of Masonry Construction, 1:52–57, 1980.
- [122] PECH, A. und ZACH, F.: *Instandsetzung und Ertüchtigung von Mauerwerk, Teil 4: Ertüchtigung von Mauerwerksbauten gegenüber Erdbebeneinwirkungen*. Mauerwerkkalender, 32:75–117, 2007.
- [123] PLUIJM, R. VAN DER: *Material Properties of Masonry and its Components under Tension and Shear*. In: *6th Canadian Masonry Symposium, 675-686*, 1992.
- [124] PLUIJM, R. VAN DER: *Shear Behaviour of Bed Joints*. In: *6th North American Masonry Conference, 125-136*, 1993.
- [125] PRAVIDA, J.: *Zur nichtlinearen adaptiven Finite-Element-Analyse von Stahlbetonscheiben*. Dissertation, TU München, 1999.
- [126] R&G: *Handbuch Faserverbundwerkstoffe*. www.r-g.de.

- [127] RILEM TC24-BW: *Technical Recommendations for the Testing and Use of Construction Materials: General Recommendations for Methods of Testing Load-Bearing Walls*, S.441-447. E & FN Spon, 1980.
- [128] ROTS, J.: *Computational Modeling of Concrete Fracture*. Dissertation, TU Delft, 1988.
- [129] SAADATMANESH, H.: *Fiber Composites for New and Existing Structures*. ACI Structural Journal, 91:346–354, 1994.
- [130] SARA, G., BARBETTI, G., D'AMBRISI, A., NUDO, R. und VITI, S.: *Assessment of the Seismic Resistant Capacities of Traditional Masonry Buildings and Retrofitting Interventions to Reduce their Vulnerability*. Earthquake Resistant Engineering Structures, 3:439–448, 2001.
- [131] SCHERMER, D.: *Verhalten von unbewehrtem Mauerwerk unter Erdbebenbeanspruchung*. Dissertation, TU München, 2004.
- [132] SCHLEGEL, R.: *Numerische Berechnungen von Mauerwerksstrukturen in homogenen und diskreten Modellierungsstrategien*. Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar, 2004.
- [133] SCHLEGEL, R. und RAUTENSTRAUCH, K.: *Numerische Modellierung von Mauerwerk*. Mauerwerkkalender, 30:365–398, 2005.
- [134] SCHMIDT-HURTIENNE, B.: *Ein dreiaxiales Schädigungsmodell für Beton unter Einschluss des Dehnrateneffekts bei Hochgeschwindigkeitsbelastung*. Dissertation, Universität Karlsruhe, 2001.
- [135] SCHNEIDER, K.-J., SCHUBERT, P. und WORMUTH, R.: *Mauerwerksbau*. Werner, 1999.
- [136] SCHOLZ, W., HIESE, W. und BRUCKNER, H.: *Baustoffkenntnis*. Werner, 1999.
- [137] SCHUBERT, P.: *The Influence of Mortar on the Strength of Masonry*. In: *8th International Brick/Block Masonry Conference*, S.162-174, 1988.

- [138] SCHUBERT, P.: *Beurteilung der Druckfestigkeit von ausgeführtem Mauerwerk aus künstlichen Steinen und Natursteinen*. Mauerwerk-Kalender, 20:687–701, 1995.
- [139] SCHUBERT, P.: *Zur Schubfestigkeit von Mauerwerk*. Mauerwerk-Kalender, 23:733–747, 1998.
- [140] SCHUBERT, P.: *Zur Ermittlung der Druckfestigkeit von Mauermörtel in der Fuge - Fugendruckfestigkeit*. Mauerwerk-Kalender, 24:707–727, 1999.
- [141] SCHUBERT, P.: *Eigenschaftswerte von Mauerwerk, Mauersteinen und Mauermörtel*. Mauerwerk-Kalender, 30:127–148, 2005.
- [142] SCHUBERT, P. und GLITZA, H.: *E-Modul-Werte, Querdehnungszahlen und Bruchdehnungswerte von Mauerwerk*. Die Bautechnik, 58:181–185, 1981.
- [143] SCHUBERT, P. und METZEMACHER, H.: *Zur Biegefestigkeit von Mauerwerk*. Mauerwerk-Kalender, 16:669–684, 1991.
- [144] SCHWEGLER, G.: *Verstärken von Mauerwerk mit Faserverbundwerkstoffen in seismisch gefährdeten Zonen*. EMPA Dübendorf, 1994.
- [145] SCHWEGLER, G.: *Verstärkung von Mauerwerkbauten mit CFK-Lamellen*. Schweizer Ingenieur und Architekt, 44:986–988, 1996.
- [146] SCHWEIZERHOF, K.: *Quasi-Newton Verfahren und Kurvenverfolgungsalgorithmen für die Lösung nichtlinearer Gleichungssysteme in der Strukturmechanik*. Institut für Baustatik, Universität Karlsruhe, 1989.
- [147] SEIM, W.: *Numerische Modellierung des anisotropen Versagens zweiachsig beanspruchter Mauerwerksscheiben*. Dissertation, Universität Karlsruhe, 1994.
- [148] SEIM, W. und SCHWEIZERHOF, K.: *Nichtlineare FE-Analyse eben beanspruchter Mauerwerksscheiben mit einfachen Werkstoffgesetzen*. Beton-und Stahlbetonbau, 92:201–207, 1997.

- [149] SEIM, W. und SCHWEIZERHOF, K.: *Nichtlineare FE-Analyse eben beanspruchter Mauerwerksscheiben mit einfachen Werkstoffgesetzen - Fortsetzung*. Beton-und Stahlbetonbau, 92:239–244, 1997.
- [150] SEN, R., MULLINS, G. und SALEM, T.: *Durability of E-Glass/Vinylester Reinforcement in Alkaline Solutions*. ACI Structural Journal, 99:369–375, 2002.
- [151] SHING, P. B. und MAHIN, S. A.: *Pseudodynamic Test Method for Seismic Performance Evaluation: Theory and Implementation, Report No. UCB/EERC-84/01*. University of California, 1984.
- [152] SHING, P. B. und MAHIN, S. A.: *Rate-Of-Loading Effects on Pseudodynamic Tests*. ASCE Journal of Structural Engineering, 114:2403–2420, 1988.
- [153] SHING, P. B., NAKASHIMA, M. und BURSI, O.: *Application of Pseudodynamic Test Method to Structural Research*. Earthquake Spectra, 12:29–43, 1996.
- [154] SIKA AG: *Produktdatenblatt Sikadur-330, Ausgabe 21.06.2006, Version Nr.2*.
- [155] SIMO, J. C.: *Numerical Analysis and Simulation of Plasticity*. Elsevier Science, 1998.
- [156] SIMO, J. C. und HUGHES, T. J. R.: *Elastoplasticity and Viscoplasticity: Computational Aspects*. Stanford University, Div. of Applied Mechanics, 1988.
- [157] SIMO, J. C. und HUGHES, T. J. R.: *Computational Inelasticity*. Springer, 1998.
- [158] SIMO, J. C., KENNEDY, J. und GOVINDJEE, S.: *Non-Smooth Multisurface Plasticity and Viscoplasticity. Loading/Unloading Conditions and Numerical Algorithms*. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 26:2161–2185, 1988.
- [159] SIMO, J. C. und TAYLOR, R.: *Consistent Tangent Operators for Rate-Independent Elastoplasticity*. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 48:101–118, 1985.

- [160] SIMON, E.: *Schubtragverhalten von Mauerwerk aus großformatigen Steinen*. Dissertation, TH Darmstadt, 2002.
- [161] SOBEK, W. und SPETH, M.: *Textile Werkstoffe*. Der Bauingenieur, 70:243–250, 1995.
- [162] STEMPNIEWSKI, L.: *Flüssigkeitsgefüllte Stahlbetonbehälter unter Erdbebeneinwirkung*. Dissertation, Universität Karlsruhe, 1990.
- [163] SUTER-KUNSTSTOFFE AG: *Faserverbund-Werkstoffdaten*. www.swiss-composite.ch.
- [164] TADEU, A. und BRANCO, F.: *Scherversuche an mit Epoxidharz befestigten Stahlplatten auf Beton unter Temperatureinfluss*. Bautechnik, 76:556–560, 1999.
- [165] TAKANASHI, K., UDAGAWA, K., SEKI, M., OKADA, T. und TANAKA, H.: *Nonlinear Earthquake Response Analysis of Structures by a Computer-Actuator on-line System*. In: *Bulletin of Earthquake Resistant Structure Research Center 8*. Institute of Industrial Science, University of Tokyo, 1975.
- [166] THIELE, K.: *Pseudodynamische Versuche an Tragwerken mit großen Steifigkeitsänderungen und mehreren Freiheitsgraden*. Dissertation, ETH Zürich, 2000.
- [167] THIELE, K., WENK, T. und BACHMANN, H.: *Versuche an Stahlbetontragwänden unter pseudodynamischer Einwirkung*. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 2000.
- [168] THÜRLIMANN, B. und GANZ, H.: *Bruchbedingung für zweiachsig beanspruchtes Mauerwerk*. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 1984.
- [169] TOMAZEVIC, M.: *Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings*. Imperial College Press, 1999.
- [170] TOMAZEVIC, S.: *Shaking Table Tests of Small-Scale Models of Masonry Buildings: Advantages and Disadvantages*. Der Bauingenieur, Sonderpublikation: Massivbau 2000:67–83, 2000.

- [171] VERMELTFOORT, A.: *Compression Properties of Masonry and its Components*. In: *10th International Brick/Block Masonry Conference*, S.1433-1442, 1994.
- [172] VRATSANOOU, V.: *Das nichtlineare Verhalten unbewehrter Mauerwerksscheiben unter Erdbebenbeanspruchung - Hilfsmittel zur Bestimmung der q-Faktoren*. Dissertation, Universität Karlsruhe, 1992.
- [173] WAAS, G.: *Dämpfung von Bauwerksschwingungen*. In: DOLLING, H.-J. (Herausgeber): *Dämpfung, Duktilität, Nichtlineares Bauwerksverhalten (Vortragsband zur 4. Jahrestagung der DGEB, Berlin)*, DGEB-Publikation Nr.2, 1-30, 1989.
- [174] WENZEL, F.: *Mauerwerksinstandsetzung bei historisch bedeutsamen Bauwerken*. Mauerwerkkalender, 20:613–622, 1995.
- [175] WILL, J.: *Beitrag zur Standsicherheitsberechnung im geklüfteten Fels in der Kontinuums- und Diskontinuumsmechanik unter Verwendung impliziter und expliziter Berechnungsstrategien*. Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar, 1999.
- [176] WRIGGERS, P.: *Nichtlineare Finite-Element-Methoden*. Springer, 2001.
- [177] WUNDERLICH, W. und REDANZ, W.: *Die Methode der Finiten Elemente*, in: Mehlhorn, G.: *Der Ingenieurbau - Rechnerorientierte Baumechanik*, S.141-247. Ernst & Sohn, 1996.
- [178] ZIJL, G. VAN: *Modeling Masonry Shear-Compression: Role of Dilatancy Highlighted*. ASCE Journal of Engineering Mechanics, 130:1289–1296, 2004.

Lebenslauf

Christian Wallner
geb. 02. Juni 1974
in Ostfildern

- 1980-1984 Erich-Kästner-Grundschule in Ostfildern
1984-1993 Otto-Hahn-Gymnasium in Ostfildern
- 1993-1995 Zivildienst beim Arbeiter-Samariter-Bund Esslingen
- 1995-2002 Studium des Bauingenieurwesens an der Universität
Karlsruhe (TH), Vertiefung „Konstruktiver Ingenieurbau“
- 2002-2007 Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Massivbau
und Baustofftechnologie der Universität Karlsruhe (TH)
- seit 2007 Mitarbeiter der LGA Bautechnik GmbH, TÜV Rheinland
Gruppe, Nürnberg